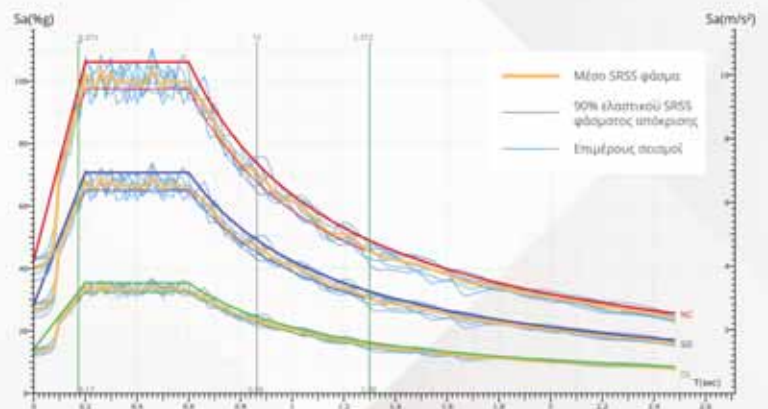
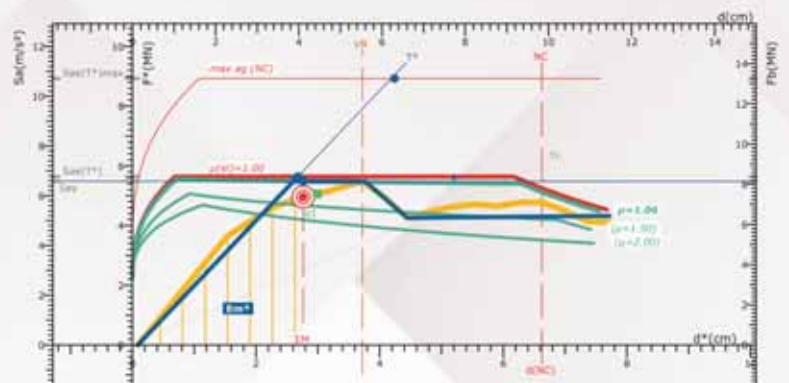
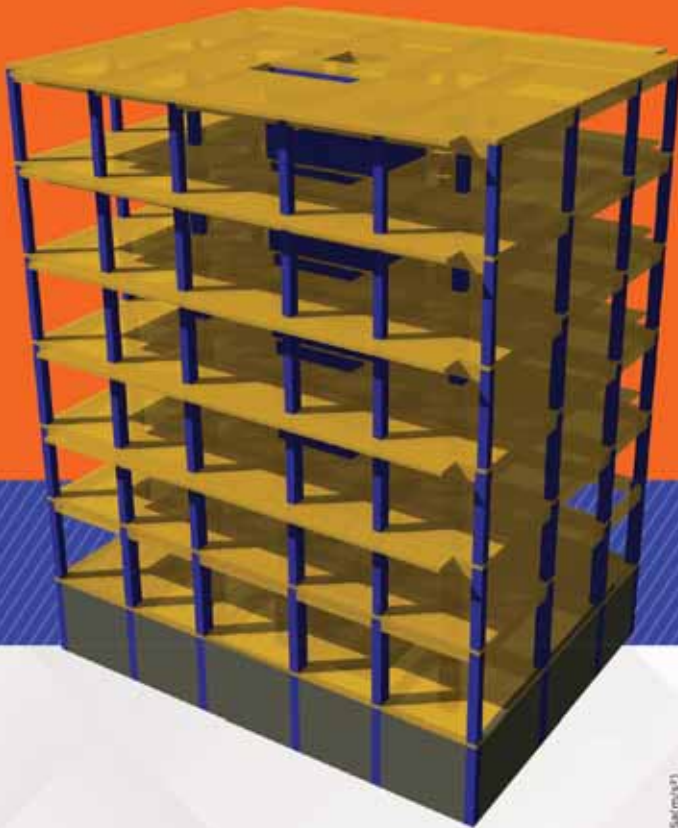


Παράδειγμα
προσθήκης με
ελαστική ανάλυση
Time History
και ανελαστική
ανάλυση **Pushover**



Fespa R

For Windows

Παράδειγμα προσθήκης ορόφου σε υφιστάμενη κατασκευή

με ελαστική ανάλυση Χρονοϊστορίας

&

ανελαστική ανάλυση Pushover



Αθήνα, Σεπτέμβριος 2017

Version 1.1.76

Πίνακας περιεχομένων

1	Παράδειγμα προσθήκης	5
1.1	Ο φορέας του παραδείγματος	5
1.2	Τα στάδια της μελέτης	12
2	Τεκμηρίωση υφιστάμενου φορέα	13
2.1	Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.)	13
2.2	Φορτία	14
2.3	Συντελεστές ασφαλείας δράσεων	15
2.4	Αντοχές υλικών	16
2.4.1	Υφιστάμενο	16
2.4.2	Προσθήκη	17
2.4.3	Τοιχοπληρώσεις.....	17
3	Εισαγωγή προσομοιωμάτων κτιρίου	18
3.1	Τα βήματα της μελέτης με το FespaR.....	18
3.2	Εισαγωγή φορέα στο Fespa – Επίλυση & όπλιση υφιστάμενου φορέα (Βήματα 1 – 5)	19
3.2.1	Διαστασιολόγηση υφιστάμενου κτιρίου με παλαιούς κανονισμούς '54 & '85.....	19
3.3	Επίλυση & όπλιση προσθήκης (Βήματα 6 – 8).....	25
3.3.1	Διαστασιολόγηση προσθήκης με Ευρωκώδικες (ή κανονισμούς '95).....	25
4	Έλεγχος για την απαλλαγή από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.	32
5	Αποτίμηση της αντοχής του συνολικού κτιρίου.....	35
5.1	Στοιχεία αποτίμησης.....	35
5.1.1	Επιλογή κανονισμών & στόχος μελέτης.....	35
5.1.2	Στάθμες επιτελεστικότητας - απαιτήσεις	36
5.1.3	Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.).....	38
5.1.4	Αντοχές υφιστάμενων & νέων υλικών	39
5.1.5	Παράμετροι Αποτίμησης	40
5.1.6	Ορισμός κόμβου ελέγχου.....	48

5.1.7	Παράμετροι επίλυσης.....	49
5.1.8	Επιλογές εμφάνισης αποτελεσμάτων στο τεύχος.....	50
5.1.9	Επίλυση	51
6	Ερμηνεία αποτελεσμάτων	52
6.1.1	Φορέας χωρίς τοιχοπληρώσεις (Φορέας Α).....	52
6.1.2	Φορέας με τις υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις (Φορέας Β) ...	92
6.1.3	Φορέας με τις υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις & τοιχωματοποιήσεις πλαισίων (Φορέας Γ ₁).....	96
6.1.4	Φορέας με τις υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις & τοιχωματοποιήσεις πλαισίων (Φορέας Γ ₂).....	102
6.1.5	Σύγκριση αποτελεσμάτων αποτίμησης μεταξύ των μεθόδων (pushover, m, q).....	116
7	Παράρτημα Α – Η σπουδαιότητα του κτιρίου στον ΚΑΝ.ΕΠΕ.	118
7.1	Εισαγωγή	118
7.2	Σεισμοί και Πιθανότητες	119
7.3	Το μέγεθος του σεισμού	121
7.4	Νέα κτίρια - Η σπουδαιότητα & η πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής επιτάχυνσης	121
8	Παράρτημα Β – Βασικές έννοιες	124
8.1.1	Τεκμηρίωση του q ($q=q_p \cdot q_u$).....	128
9	Παράρτημα Γ - Η μέθοδος των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m.....	131
9.1	Περιγραφή της μεθόδου	131
10	Παράρτημα Δ – Κλιμάκωση φυσικών επιταχυνσιογραφημάτων	136
10.1	Περιγραφή κλιμάκωσης.....	136
10.2	Προτάσεις για την κλιμάκωση	137

11	Παράρτημα Ε – Τροποποίηση των οπλισμών	139
11.1	Τροποποίηση οπλισμού υποστυλωμάτων	139
	11.1.1 Τροποποίηση ή εισαγωγή διαμήκους οπλισμού υποστυλωμάτων	140
	11.1.2 Τροποποίηση ή εισαγωγή εγκάρσιου οπλισμού υποστυλωμάτων	140
11.2	Τροποποίηση οπλισμού δοκών	141
	11.2.1 Τροποποίηση οπλισμών άκρου δοκού	141
	11.2.2 Τροποποίηση οπλισμών ανοίγματος δοκού	142
11.3	Τροποποίηση οπλισμού πλακών	143
12	Παράρτημα ΣΤ – Τοιχοπληρώσεις.....	144
12.1	Παράμετροι σχετικές με τις τοιχοπληρώσεις.....	144
12.2	Παράμετροι σχετικές με την επίλυση.....	149
12.3	Εισαγωγή τοιχοπληρώσεων	149
13	Παράρτημα Ζ – Τιμές αντοχών σκυροδέματος & χάλυβα	153
13.1	«Ερήμην» αντιπροσωπευτικές τιμές αντοχής υλικών	153
13.2	Αναμενόμενες τιμές αντοχής υλικών	154
14	Παράρτημα Η – Πώς θα φτιάξετε Τεύχος για εκτύπωση	156
15	Βιβλιογραφία	161

1

Παράδειγμα προσθήκης

1.1 Ο φορέας του παραδείγματος

Η μελέτη αφορά προσθήκη σε κτίριο του οποίου η στατική μελέτη έχει συνταχθεί με βάση τον αντισεισμικό κανονισμό του 1985. Το κτίριο κατασκευάστηκε το 1986, αποτελείται από υπόγειο, κατάστημα με πατάρι & 3 ορόφους. Απαιτείται η **προσθήκη ενός ακόμη ορόφου**. Το κτίριο χαρακτηρίζεται ως **συνήθους σπουδαιότητας**.

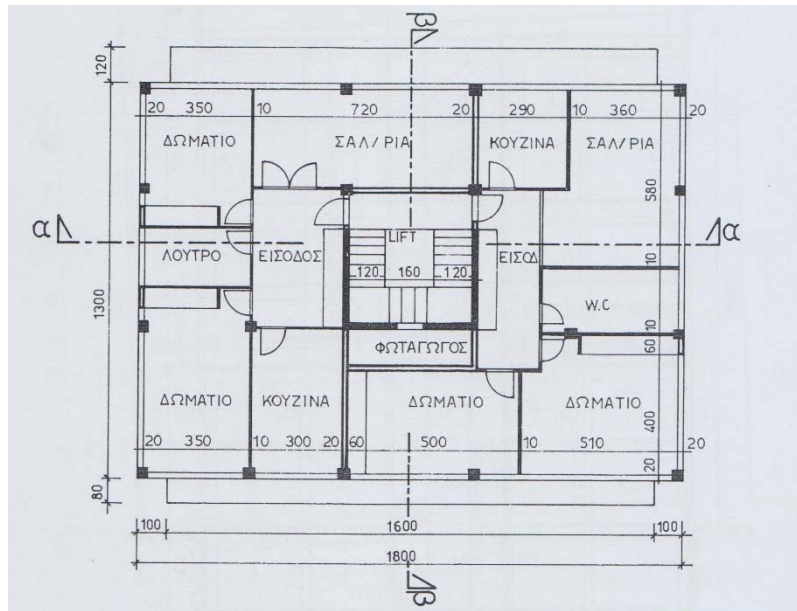
Δεδομένα υφισταμένου

- Κανονισμός σκυροδέματος: Παλαιός '54, Αντισεισμικός κανονισμός: Παλαιός '85
- Σεισμικός συντελεστής $\varepsilon = 0,08$
- Ποιότητα σκυροδέματος B225
- Ποιότητα χάλυβα StI

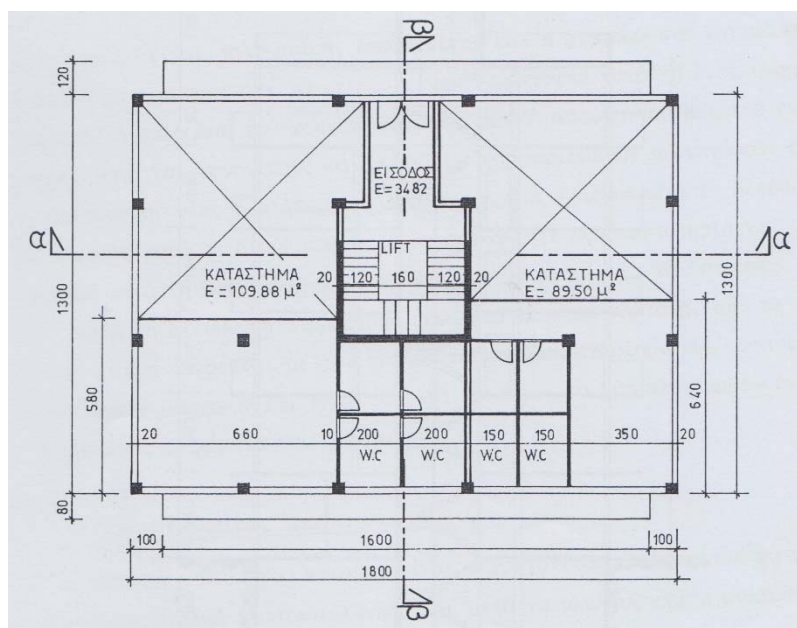
Δεδομένα προσθήκης

- Κανονισμός σκυροδέματος: EC2, Αντισεισμικός κανονισμός: EC8
- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II, $agR=0.24g$, Εδαφικός τύπος B, Σπουδαιότητα Σ2 με $\gamma=1$, συντελεστής θεμελίωσης $\theta=1$
- Ποιότητα σκυροδέματος C20/25
- Ποιότητα χάλυβα S500, Ποιότητα χάλυβα συνδετήρων S500

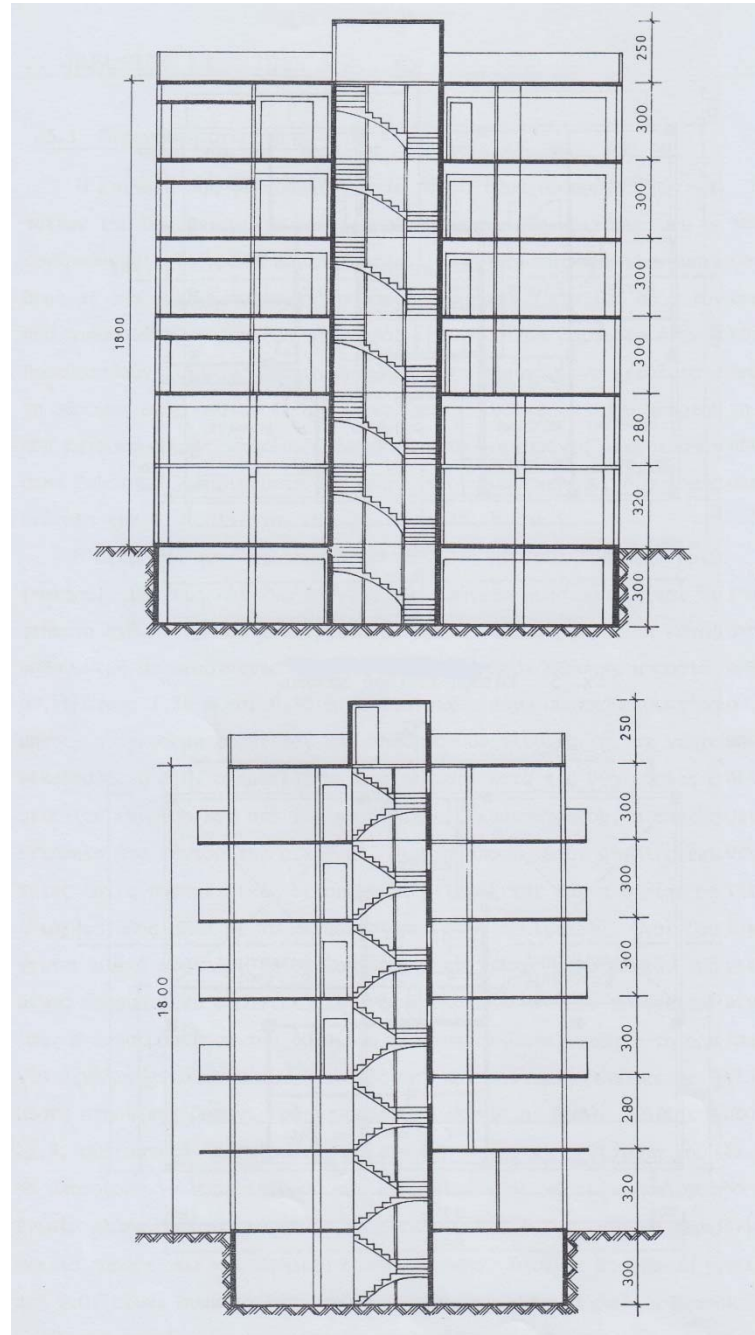
Σκαριφήματα από τη μελέτη (αρχιτεκτονικά σχέδια, δύο τομές, διάταξη του Φ.Ο.) δίνονται στο **Σχήμα 1.1**, **Σχήμα 1.2**, **Σχήμα 1.3** και **Σχήμα 1.4**.



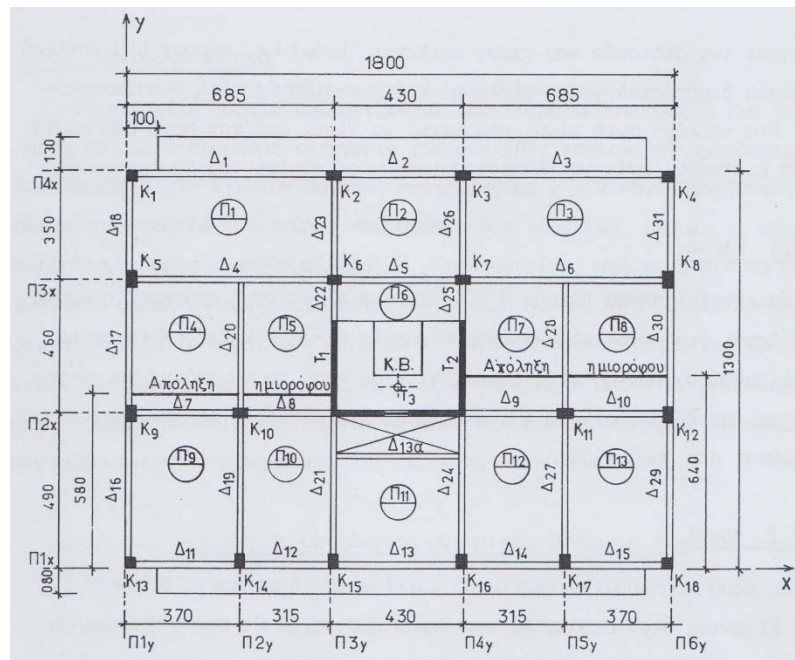
Σχήμα 1.1: Κάτοψη τυπικού ορόφου.



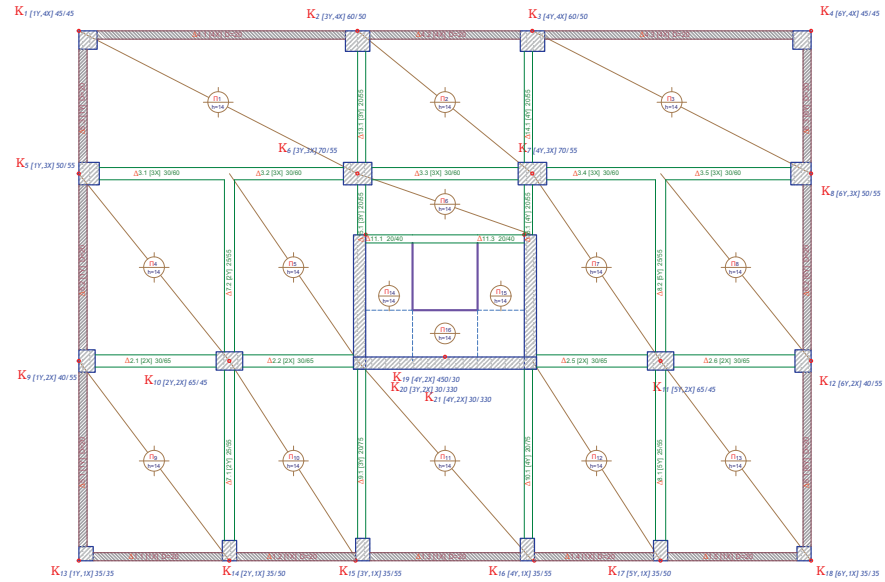
Σχήμα 1.2: Κάτοψη ισογείου.



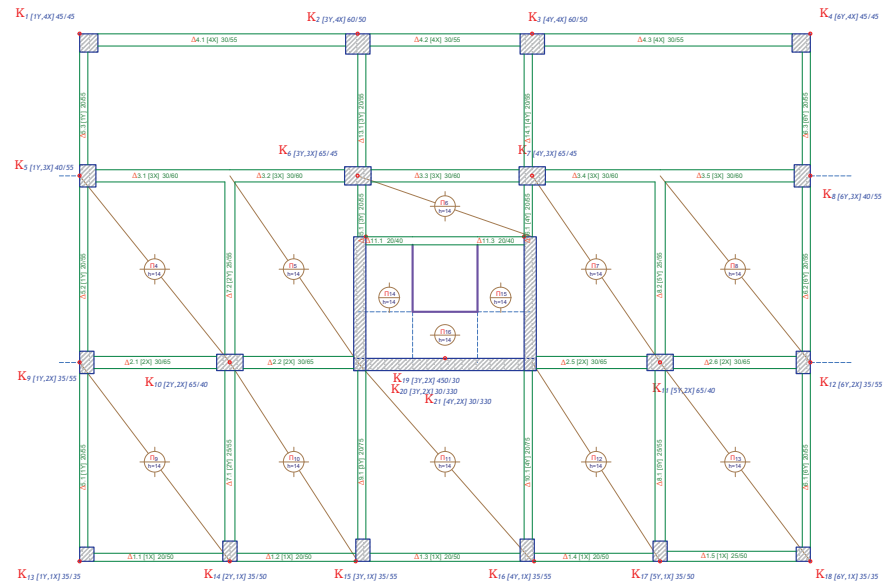
Σχήμα 1.3: Τομές α-α και β-β του κτιρίου.



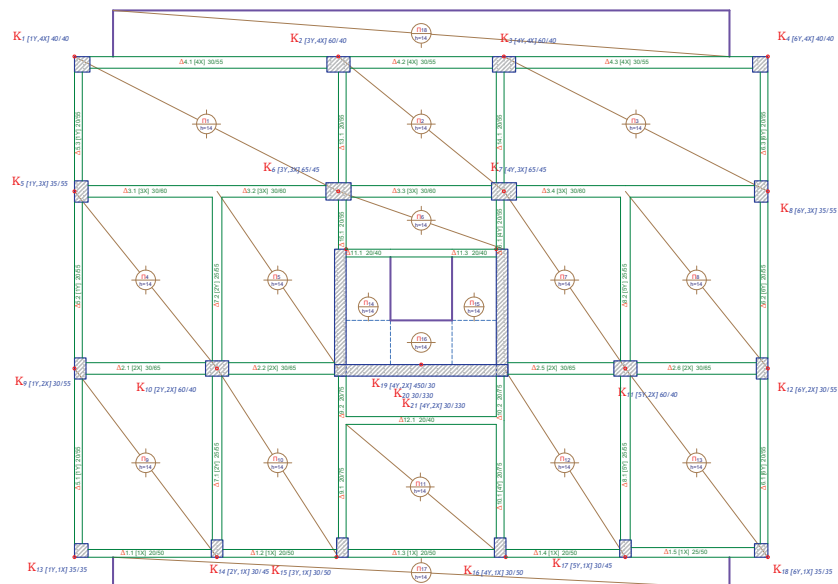
Σχήμα 1.4: Ο φέρων οργανισμός της οικοδομής.



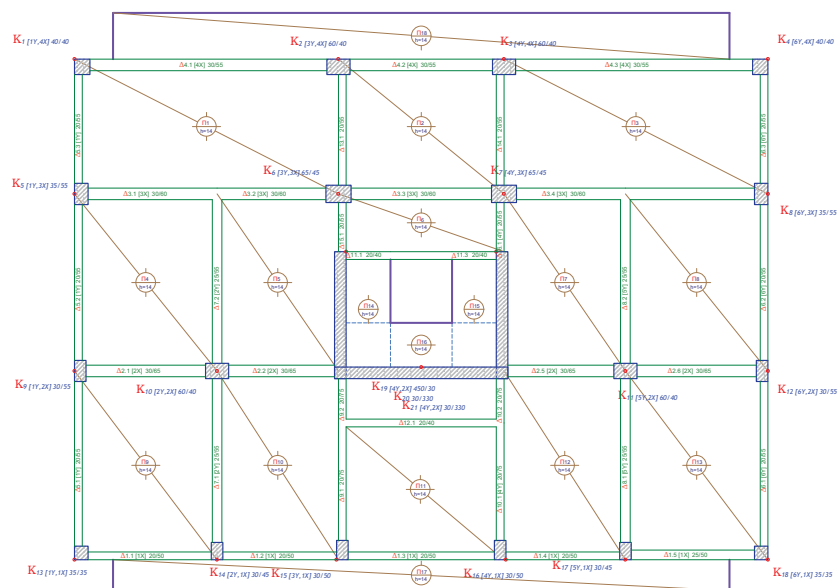
Σχήμα 1.5: Ξυλότυπος οροφής υπογείου, υψόμετρο οροφής υπογείου=0.00 m



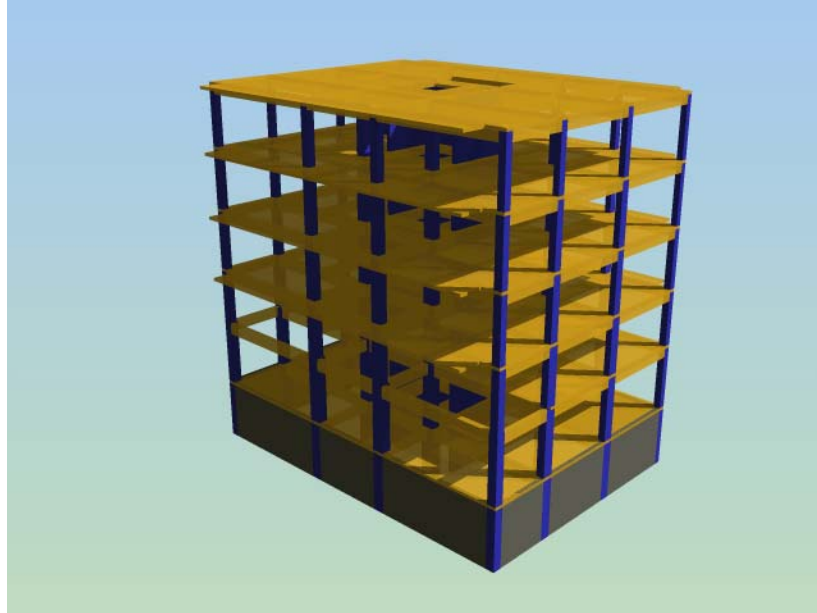
Σχήμα 1.6: Ξυλότυπος οροφής καταστήματος, υψόμετρο οροφής καταστήματος = 3.2 m



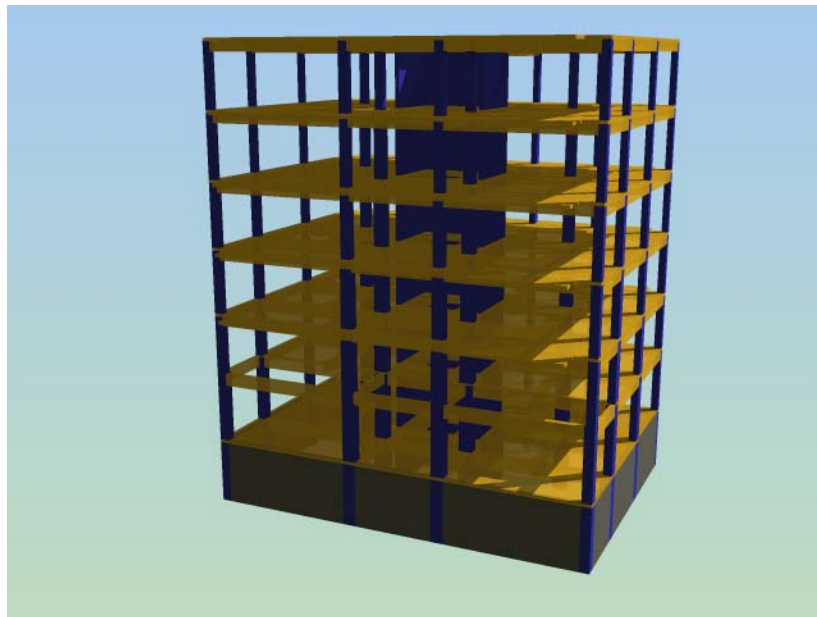
Σχήμα 1.7: Ενλότυπος οροφής παταριού και τυπικού ορόφου, ύψος τυπικού ορόφου = 3.00 m



Σχήμα 1.8: Ενλότυπος οροφής προσθήκης, υψόμετρο οροφής προσθήκης = 18.00m



Εικόνα 1.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση υφιστάμενου κτιρίου.



Εικόνα 1.2: Τρισδιάστατη απεικόνιση κτιρίου μετά την προσθήκη ορόφου.

1.2 Τα στάδια της μελέτης

Τα στάδια για την μελέτη προσθήκης είναι:

- **Τεκμηρίωση υφιστάμενου φορέα** (γεωμετρία, υλικά, φορτία, λεπτομέρειες όπλισης).
- Εισαγωγή γεωμετρίας και οπλισμών **υφιστάμενης κατασκευής**.
- Εισαγωγή γεωμετρίας και υπολογισμός οπλισμών της **προσθήκης**.
- Έλεγχος **απαλλαγής** από ΚΑΝ.ΕΠΕ. βάσει ΦΕΚ 350Β – 17.02.2016 (Προκαταρκτική μελέτη).
- Προσδιορισμός **στόχων** (στάθμες επιτελεστικότητας), δηλαδή εκτίμηση ανεκτών επιπέδων βλαβών με τα αντίστοιχα μεγέθη των σεισμικών κινήσεων του εδάφους.
- Έλεγχος **προϋποθέσεων εφαρμογής ελαστικής** δυναμικής ανάλυσης (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.6.1).
- Έλεγχος **προϋποθέσεων εφαρμογής ανελαστικής** στατικής ανάλυσης Pushover (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.2).
- Αποτίμηση της **αντοχής** του συνολικού κτιρίου χρησιμοποιώντας την επιλεγμένη μέθοδο ανάλυσης.
- Αξιολόγηση **αποτελεσμάτων** αποτίμησης και ερμηνεία τους.
- Σύγκριση **αποτελεσμάτων αποτίμησης μεταξύ των μεθόδων** (Pushover, m, q). Η **υπεροχή της Pushover** έναντι των άλλων μεθόδων. Η **υπεροχή της μεθόδου m** έναντι της μεθόδου q.

2

Τεκμηρίωση υφιστάμενου φορέα

2.1 Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.)

Η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (ΣΑΔ) εξαρτάται από καθέναν από τους παράγοντες που την απαρτίζουν:

- Η γεωμετρία φέροντος οργανισμού και τοιχοπληρώσεων, βρέθηκε να είναι όπως στα εγκεκριμένα σχέδια που συμφωνούν με την πλήρη και λεπτομερή επί τόπου επιθεώρηση και έρευνα [KL3 (Πίνακας 3.1, EC8-3), Σ.Α.Δ.: Υψηλή (§3.6, ΚΑΝ.ΕΠΕ.)].
- Τα υλικά εκτιμήθηκαν από τις αρχικές προδιαγραφές σχεδιασμού και διεξοδικές επί τόπου δοκιμές, B225, Stl [KL3 (Πίνακας 3.1, EC8-3), Σ.Α.Δ.: Υψηλή (§3.6, ΚΑΝ.ΕΠΕ.)].
- Οι λεπτομέρειες όπλισης εκτιμήθηκαν από μη πλήρως λεπτομερή, αρχικά κατασκευαστικά σχέδια και από περιορισμένες επιτόπου επιθεωρήσεις στα πιο κρίσιμα στοιχεία [KL2 (Πίνακας 3.1, EC8-3), Σ.Α.Δ.: Ικανοποιητική (§3.6, ΚΑΝ.ΕΠΕ.)].

Συμπέρασμα:

Επίπεδο γνώσης για τον υφιστάμενο φορέα KL2: Κανονική γνώση, άρα σύμφωνα με τον Πίνακα 3.1, EC8-3 το $CF=1,20$.

	Συντελεστές εμπιστοσύνης C _{Fc} & C _{Fs}		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 σκυροδέματος C_{Fc} και χάλυβα C_{Fs} 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)Α & §3.3.1(4).

2.2 Φορτία

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

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

Είδος τοιχοποιίας	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 τοιχοποιίας 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).

Για την οροφή υπογείου και την οροφή του καταστήματος:

- «Πλάκα > Φορτία > Κινητά φορτία = 3,5 kN/m²»

■ Χρήση ορόφου

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

$$\sum G_{k,j} + \sum \varphi_i \cdot \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

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 την οροφή υπογείου και την οροφή του καταστήματος (πατάρι) (όροφοι με συσχετισμένες χρήσεις):

- «Όροφος > Αντισεισμικός > ΣΣΜΔ μάζα ($\psi E = \varphi \cdot \psi_2$) $\varphi = \mathbf{0.8}$ »

Για το δώμα:

- «Όροφος > Αντισεισμικός > ΣΣΜΔ μάζα ($\psi E = \varphi \cdot \psi_2$) $\varphi = \mathbf{1.0}$ »

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

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

2.3 Συντελεστές ασφαλείας δράσεων

Το κτίριο δεν παρουσιάζει βλάβες και δεν έχει επεμβάσεις, οπότε $\gamma_{sd} = \mathbf{1,00}$ [«Κτίριο > Δράσεις > Ενιαίος συντ. οιονεί μόνιμων δράσεων $\gamma_{sd} \cdot \gamma_{g,q}$ (Αποτίμηση)»].

Η Σ.Α.Δ. της γεωμετρίας του φέροντος οργανισμού και τοιχοπληρώσεων είναι ικανοποιητική, οπότε για τις σεισμικές δράσεις $\gamma_g = \mathbf{1,00}$.

$$\gamma_{sd} \cdot \gamma_{g,q} = 1,00 \cdot 1,00 = 1,00.$$

$$\gamma_Q = 1,50$$

Συντελεστές ασφαλείας	Σ.Α.Δ.	Στατικοί συνδυασμοί	Σεισμικοί συνδυασμοί
γg	Υψηλή	1,20	1,00
	Ικανοποιητική	1,35	1,10
	Ανεκτή	1,50	1,20
γq	Υψηλή	1,50	1,00
	Ικανοποιητική	1,50	1,00
	Ανεκτή	1,50	1,00

Πίνακας 2.4: Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις δράσεις OKA (§4.5.2 ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Σημείωση

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

2.4 Αντοχές υλικών

2.4.1 Υφιστάμενο

Κατά την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας κατασκευής χρησιμοποιούνται οι μέσες τιμές των αντοχών για το υφιστάμενο σκυρόδεμα και τον υφιστάμενο χάλυβα, και όχι οι χαρακτηριστικές. Οι αντοχές αυτές υπεισέρχονται αυτόματα στην κατασκευή των σκελετικών διαγραμμάτων συμπεριφοράς M-θ.

- Μέση αντοχή σκυροδέματος $f_{cm} = 22.50 \text{ MPa}$
- Μέση αντοχή χάλυβα $f_{ym} = 275 \text{ MPa}$
- Οριακή παραμόρφωση υφιστάμενου οπλισμού $\epsilon_{su_e}[\%] = 6.000$
- Μέση αντοχή χάλυβα συνδετήρων $f_{ywm} = 275 \text{ MPa}$

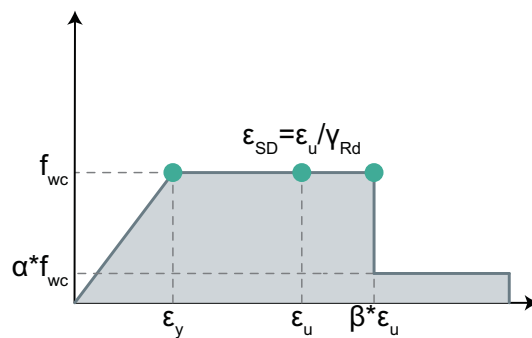
Δείτε περισσότερα για τις αντοχές («ερήμην» αντιπροσωπευτικές ή αναμενόμενες) σκυροδέματος και χάλυβα στο [κεφάλαιο 13](#) – «Παράρτημα Ζ» του παρόντος εγχειριδίου.

2.4.2 Προσθήκη

Ο σχεδιασμός των νέων μελών (υποστυλώματα, δοκοί, πλάκες, στοιχεία θεμελίωσης) καθώς και μελών ενισχυόμενων με μανδύα σκυροδέματος γίνεται με τις χαρακτηριστικές αντοχές των υλικών.

- Χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$
- Χαρακτηριστική αντοχή χάλυβα $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

2.4.3 Τοιχοπληρώσεις



Σχήμα 2.1: Σκελετικό διάγραμμα τάσεων – ανηγμένων παραμορφώσεων διαγώνιου στοιχείου προσομοίωσης τοιχοπλήρωσης

Απαιτείται ο καθορισμός των χαρακτηριστικών των τοιχοπληρώσεων για τις κατηγορίες που υπάρχουν στο κτίριο:

- Νέες τοιχοπληρώσεις

$f_{wck} = 2,20 \text{ MPa}$, $\epsilon_y = 0,10 \%$, $\epsilon_u = 0,30 \%$

- Υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις

$f_{wck} = 1,60 \text{ MPa}$, $\epsilon_y = 0,10 \%$, $\epsilon_u = 0,25 \%$

- Τοιχωματοποιήσεις πλαισίων

$\epsilon_y = 0,10 \%$, $\epsilon_u = 0,40 \%$, $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ (σκυρόδεμα ενίσχυσης), $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ (χάλυβας ενίσχυσης)

3

Εισαγωγή προσομοιωμάτων κτιρίου

3.1 Τα βήματα της μελέτης με το FespaR

- Βήμα 1:** Εισαγωγή των **προσομοιωμάτων** (γεωμετρικό, φορτιστικό, κτλ.) της κατασκευής (υφιστάμενο & προσθήκη).
- Βήμα 2:** **Χαρακτηρισμός** μελών υφιστάμενης κατασκευής ως «**Υφιστάμενα**».
- Βήμα 3:** Καθορισμός **ποιότητας σκυροδέματος & χάλυβα** υφιστάμενου φορέα.
- Βήμα 4:** **Επίλυση και όπλιση** του **υφιστάμενου φορέα** με τον ισχύοντα κανονισμό κατά τον χρόνο κατασκευής, ώστε να προκύψουν οπλισμοί οι οποίοι να μπορούν να **χρησιμοποιηθούν ως βάση εργασίας** για να διευκολυνθεί η εισαγωγή των πραγματικών υφιστάμενων οπλισμών στο μοντέλο.
- Βήμα 5:** **Διόρθωση των οπλισμών** που έχουν προκύψει από την επίλυση ώστε αυτοί να ανταποκρίνονται στα σχέδια της μελέτης και στην επί τόπου επιθεώρηση και αποτύπωση.
- Βήμα 6:** **Χαρακτηρισμός** μελών προσθήκης ως «**Νέα**».
- Βήμα 7:** Καθορισμός **ποιότητας σκυροδέματος & χάλυβα** προσθήκης.
- Βήμα 8:** **Επίλυση και όπλιση** της προσθήκης με τους Ευρωκώδικες (EC2 – EC8).

Σημείωση

Οι χρήστες του **Fespa R** – **αυτόνομου** προγράμματος, έχετε τη δυνατότητα όπλισης του φορέα μόνο με παλαιούς κανονισμούς (αντισεισμικός 85 – σκυροδέματος 54 & NEAK95 – ΝΚΩΣ95), οπότε επιλέξτε τους κανονισμούς του 95 για την επίλυση και όπλιση της προσθήκης και όπου χρειαστεί τροποποιήστε τους παραγόμενους οπλισμούς.

Βήμα 9: Επιλογή κανονισμών για την **αποτίμηση**.

Βήμα 10: Προσδιορισμός της **στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.)** και των μέσων τιμών για τις αντοχές του σκυροδέματος & του χάλυβα.

Βήμα 11: Καθορισμός της **στάθμης επιτελεστικότητας** για την οποία θα γίνει ο έλεγχος καθώς και της σεισμική απαίτησης που αντιστοιχεί σε αυτή.

Βήμα 12: Επιλογή μεθόδου επίλυσης (Pushover ή Ελαστική Ανάλυση Χρονοϊστορίας) και καθορισμός παραμέτρων.

Βήμα 13: Επίλυση και έλεγχος ικανοποίησης στόχων επιτελεστικότητας

3.2 Εισαγωγή φορέα στο Fespa – Επίλυση & όπλιση υφιστάμενου φορέα (Βήματα 1 – 5)

3.2.1 Διαστασιολόγηση υφιστάμενου κτιρίου με παλαιούς κανονισμούς '54 & '85

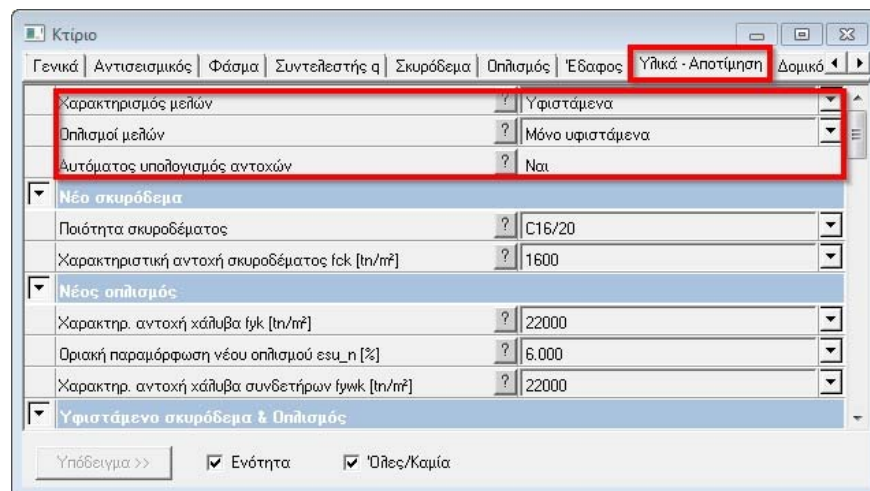
Αφού εισαχθεί το γεωμετρικό και το φορτιστικό προσομοίωμα του κτιρίου στο Fespa, ακολουθεί η **όπλιση των μελών του υφιστάμενου κτιρίου σύμφωνα με τους παλαιούς κανονισμούς '54 & '85**. Σκοπός του βήματος είναι ο καθορισμός των οπλισμών του κτιρίου, οι οποίοι και θα χρησιμοποιηθούν στη συνέχεια ως βάση για την εισαγωγή των **πραγματικά υφισταμένων οπλισμών** που είναι αναγκαίοι για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας.

Εικόνα 3.1: Καρτέλα «Κτίριο > Γενικά». Ορισμός της «Γενικής περιγραφής εργασίας» και των κανονισμών διαστασιολόγησης.

Καθορίζονται οι παράμετροι:

- «Κτίριο > Γενικά > Γενική περιγραφή εργασίας = Προσθήκες - Ενισχύσεις - Αποτίμηση»
- «Κτίριο > Γενικά > Κανονισμός σκυροδέματος = Παλαιός (54)»
- «Κτίριο > Γενικά > Αντισεισμικός Κανονισμός = Παλαιός (85)»

3.2.1.1 Χαρακτηρισμός μελών ως υφιστάμενων



Παραμέτρος	Τύπος	Τιμή
Χαρακτηρισμός μελών	?	Υφιστάμενα
Οπλισμοί μελών	?	Μόνο υφιστάμενα
Αυτόματος υπολογισμός αντοχών	?	Ναι
Νέο σκυρόδεμα		
Ποιότητα σκυροδέματος	?	C16/20
Χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος f_{ck} [N/mm ²]	?	1600
Νέος οπλισμός		
Χαρακτηρ. αντοχή χάλυβα f_{yk} [N/mm ²]	?	22000
Οριακή παραμόρφωση νέου οπλισμού ϵ_{su_n} [%]	?	6.000
Χαρακτηρ. αντοχή χάλυβα συνδετήρων f_{ywk} [N/mm ²]	?	22000
Υφιστάμενο σκυρόδεμα & Οπλισμός		

Υπόδειγμα >> ☒ Ενότητα ☒ Όλες/Καμία

Εικόνα 3.2: Καρτέλα «Κτίριο >Υλικά-Αποτίμηση». Χαρακτηρισμός μελών υφιστάμενου κτιρίου ως «Υφιστάμενα» μέσω της παραμέτρου «Χαρακτηρισμός μελών».

Τα μέλη του υφιστάμενου κτιρίου πρέπει να χαρακτηριστούν ως «Υφιστάμενα», ενώ τα μέλη που ανήκουν στον όροφο της προσθήκης πρέπει να χαρακτηριστούν ως «Νέα».

Για να γίνει όπλιση μόνο των υφιστάμενων μελών κατά την επίλυση, θέτουμε την τιμή της παραμέτρου «Κτίριο > Υλικά Αποτίμηση > Οπλισμοί μελών > = **Μόνο Υφιστάμενα**».

Σημείωση

Προσοχή στις επικαλύψεις! Στις παλαιές μελέτες, η επικάλυψη ήταν μικρότερη από αυτή που επιβάλλεται σήμερα. Να λαμβάνεται υπόψη κατά την εισαγωγή υφιστάμενων οικοδομών.

3.2.1.2 Αντοχές σκυροδέματος και χάλυβα υφιστάμενου

Κτίριο

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

Υλικό

Ποιότητα σκυροδέματος	?	B225
Χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος f_{ck} [N/mm ²]	?	1600
Συντ. ασφαλείας σκυροδέματος γ_c	?	1.000
Συντ. μακροχρόνιων επιδράσεων στην θλιπτική αντοχή α_{cc}	?	0.850
Επιτρεπόμενες τάσεις στύλων B160	?	...
Επιτρεπόμενες τάσεις στύλων B225	?	...
Επιτρεπόμενες τάσεις στύλων B300	?	...
Επιτρεπόμενες τάσεις δοκών B160	?	...
Επιτρεπόμενες τάσεις δοκών B225	?	...
Επιτρεπόμενες τάσεις δοκών B300	?	...

Δοκός

Υπόδειγμα >> ☒ Ενότητα ☒ Όλες/Καμία

Εικόνα 3.3: «Κτίριο > Σκυρόδεμα». Καθορισμός ποιότητας σκυροδέματος των μελών του υφιστάμενου κτιρίου.

Για τον καθορισμό της **ποιότητας χάλυβα των οπλισμών της υφιστάμενης κατασκευής** δίνουμε τις παρακάτω τιμές στις παραμέτρους (βλ. **Εικόνα 3.4**):

- «Κτίριο > Οπλισμός > Ποιότητα χάλυβα διαμήκων μελών = StI»
- «Κτίριο > Οπλισμός > Ποιότητα χάλυβα συνδετήρων = StI»
- «Κτίριο > Οπλισμός > Ποιότητα χάλυβα πλακών = StI»
- «Κτίριο > Οπλισμός > Διάμετροι άνω οπλισμών δοκών = Από διαμέτρους κατασκευαστικού οπλισμού»
- «Κτίριο > Οπλισμός > Κάλυψη διατμητικών δυνάμεων δοκού = Πάντοτε κάμψη μισών + 1» (Σπαστά κύρια σίδερα κάμψης δοκών)

Κτίριο

Γενικά | Αντισεισμικός | Φάσμα | Συντελεστής q | Σκυρόδεμα | **Οπλισμός** | Έδαφος | Υλικό - Αποτίμηση | Δομικό

Υλικό

Ποιότητα χάλυβα διαμήκων μελών	?	SII
Ποιότητα χάλυβα συνδετήρων	?	SII
Ποιότητα χάλυβα πλάκων	?	SII
Συντ. ασφαλείας χάλυβα γs	?	1.000

Συνδετήρας Sidefor

Τυποποιημένος συνδετήρας Sidefor	?	Όχι
----------------------------------	---	-----

Διάμετροι οπλισμού

Διάμετροι κύριου οπλισμού πλάκων	?	
Διάμετροι κατασκευαστικού οπλισμού πλάκων	?	
Διάμετροι κύριου οπλισμού υποστύλωμάτων	?	
Διάμετροι κατακόρ. οπλισμού κορμού τοιχωμάτων	?	
Διάμετροι κύριου οπλισμού δοκών	?	
Διμτρ π/ρκ οπλ. δ/κν, τx/tn υπγ & π/μς πδ/κν	?	
Διάμετροι άνω οπλισμών δοκών	?	Από διαμέτρους κατασκευαστικού οπλισμ
Διάμετροι κύριου οπλισμού πεδιλίων	?	
Διάμετροι οπλισμού διάτμησης δοκών & υπ/των	?	

Οπλισμός υποστύλωμάτων

Οπλισμός δοκών

Ελάχιστος αριθμός ράβδων δοκών άνω	?	2
Ελάχιστος αριθμός ράβδων δοκών κάτω, στο άνοιγμα	?	4
Ελάχιστες τμήσεις συνδετήρων δοκών	?	2
Μέγιστη απόσταση συνδετήρων δοκών s [m]	?	0.300
Μγστ μκς δκ γ ενπσ ηρσθτν οπλσμν στρξν Lmax [m]	?	5.00
Μέγιστο μήκος ράβδου [m]	?	14.00
Εφαρμογή κανόνων αγκύρωσης	?	Όχι
Κάλυψη διατμητικών δυνάμεων δοκών	?	Πάντοτε κάμψη μισών + 1

Υπόδειγμα >>

☒ Ενότητα ☒ Όλες/Καμία

Εικόνα 3.4: «Κτίριο > Οπλισμός». Καθορισμός ποιότητας χάλυβα υφιστάμενων μελών

Σημείωση

Στην περίπτωση που υπάρχουν **όροφοι με μέλη διαφορετικής ποιότητας σκυροδέματος**, μεταβαίνουμε στον όροφο με τα μέλη αυτά και δίνουμε την κατάλληλη τιμή στην παράμετρο «Όροφος > Σκυρόδεμα > Ποιότητα σκυροδέματος».

Αντίστοιχα στην περίπτωση που υπάρχουν **όροφοι με μέλη με οπλισμούς διαφορετικής ποιότητας**, μεταβαίνουμε στον όροφο και δίνουμε τις κατάλληλες τιμές στις αντίστοιχες παραμέτρους της καρτέλας «Όροφος > Οπλισμός».

3.2.1.3 Επίλυση & όπλιση υφιστάμενης κατασκευής

Σύμφωνα με την υπάρχουσα μελέτη θέτουμε την τιμή της παραμέτρου «Κτίριο > Φάσμα > Σεισμικός συντ. $\varepsilon = 0.08$ ».

The screenshot shows the 'Κτίριο' (Building) dialog box with the 'Φάσμα' (Spectrum) tab selected. The 'Σεισμικός συντ. ε' (Seismic coefficient ε) parameter is highlighted with a red box and set to 0.080. Other parameters include 'Συντ. υπολογισμού ιδιοπεριόδου $T_{a,x}$, $C_{t,x}$ =...' (0.050), 'Συντ. υπολογισμού ιδιοπεριόδου $T_{a,z}$, $C_{t,z}$ =...' (0.050), 'Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος $T_{a,x}$ ' (0.500), 'Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος $T_{a,z}$ ' (0.500), 'Κατακόρυφη συνιστώσα σεισμού' (Όχι), 'Κατακόρυφη συνιστώσα σε πλάκες-προβόλους' (Ναι), 'Σεισμικότητα' (1), and 'Σεισμικός συντ. ε' (0.080). The 'Ενότητα' (Unit) and 'Όλες/Καμία' (All/None) checkboxes are also visible.

Εικόνα 3.5: Στην καρτέλα «Φάσμα» του «Κτιρίου» ορίζεται η παράμετρος «Σεισμικός συντ. ε ».



Στην εργαλειογραμμή «Στατικά» επιλέξτε την εντολή «Επίλυση και οπλισμός κτιρίου», για να πραγματοποιηθεί η όπλιση των υφιστάμενων μελών.

Σημείωση

Σημαντικό! Πριν ξεκινήσετε την διαδικασία για τον υπολογισμό της προσθήκης με τους νέους κανονισμούς, μην ξεχάσετε να επαναφέρετε τις τιμές των ελαχίστων αποστάσεων οπλισμών (που είχατε αλλάξει προκειμένου να γίνει όπλιση με τον παλαιό). Επίσης θυμηθείτε ότι οι επικαλύψεις στα μέλη της προσθήκης πρέπει να είναι σύμφωνες με τον κανονισμό του σκυροδέματος.

3.3 Επίλυση & όπλιση προσθήκης (Βήματα 6 – 8)

3.3.1 Διαστασιολόγηση προσθήκης με Ευρωκώδικες (ή κανονισμούς '95)

Σημείωση

Οι χρήστες του **Fespa R** – **αυτόνομου** προγράμματος, έχετε τη δυνατότητα όπλισης του φορέα μόνο με παλαιούς κανονισμούς (αντισεισμικός 85 – σκυροδέματος 54 & NEAK95 – ΝΚΩΣ95), οπότε επιλέξτε τους κανονισμούς του '95 για την επίλυση και όπλιση της προσθήκης και όπου χρειαστεί τροποποιήστε τους παραγόμενους οπλισμούς.

Η **όπλιση και διαστασιολόγηση των μελών της προσθήκης** θα γίνει με κανονισμούς συμβατούς με τις νέες ποιότητες σκυροδέματος και χάλυβα. Δίνονται οι αντίστοιχες τιμές στις παραμέτρους του «Κτιρίου».

Εικόνα 3.6: Ορισμός των κανονισμών διαστασιολόγησης της προσθήκης (κανονισμοί 95) μέσω της καρτέλας «Γενικά» του «Κτιρίου».

Εικόνα 3.7: Ορισμός των κανονισμών διαστασιολόγησης της προσθήκης (Ευρωκώδικες) μέσω της καρτέλας «Γενικά» του «Κτιρίου».

Για τον καθορισμό των κανονισμών δίνουμε τις παρακάτω τιμές στις παραμέτρους:

- «Κτίριο» Γενικά > Κανονισμός σκυροδέματος = EC2»

- «Κτίριο» Γενικά > Αντισεισμικός κανονισμός = EC8»
- «Κτίριο» Γενικά > Εθνικό προσάρτημα = GR - Ελλάδα»

3.3.1.1 Χαρακτηρισμός μελών ως νέων

Τα μέλη που ανήκουν στον όροφο της προσθήκης πρέπει να χαρακτηριστούν ως «Νέα» θέτοντας την τιμή της παραμέτρου, στον όροφο της προσθήκης, «Όροφος > Υλικά Αποτίμηση > Χαρακτηρισμός μελών = Νέα».

Όροφος

Γενικά | Αντισεισμικός | Σκυρόδεμα | Οπλισμός | Έδαφος | **Υλικά - Αποτίμηση** | Δομικός χάλυβας | Αποτίμηση | Τε...

Χαρακτηρισμός μελών	?	Νέα
Αυτόματος υπολογισμός αντοχών	?	Ναι

Νέο σκυρόδεμα

Ποιότητα σκυροδέματος	?	C16/20
Χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος fck [MPa]	?	16

Νέος οπλισμός

Χαρακτηρ. αντοχή χάλυβα fyk [MPa]	?	420
Οριακή παραμόρφωση νέου οπλισμού esu_n [%]	?	6.000
Χαρακτηρ. αντοχή χάλυβα συνδετήρων fywk [MPa]	?	420

Υφιστάμενο σκυρόδεμα & Οπλισμός

Υπόδειγμα >>

☒ Ενότητα ☒ Όλες/Καμία

Εικόνα 3.8: Καρτέλα «Όροφος > Υλικά-Αποτίμηση». Χαρακτηρισμός μελών ορόφου προσθήκης ως «Νέα» μέσω της παραμέτρου «Χαρακτηρισμός μελών».

3.3.1.2 Αντοχές σκυροδέματος και χάλυβα προσθήκης

Όροφος

Γενικά | Αντισεισμικός | Σκυρόδεμα | Οπλισμός | Έδαφος | **Υλικά - Αποτίμηση** | Δομικός χάλυβας | Αποτίμηση | Τ

Χαρακτηρισμός μελών ? Νέα

Αυτόματος υπολογισμός αντοχών ? Ναι

Νέο σκυρόδεμα

Ποιότητα σκυροδέματος ? C20/25

Χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος fck [MPa] ? 20

Νέος οπλισμός

Χαρακτηρ. αντοχή χάλυβα fyk [MPa] ? 500

Θριακή παραμόρφωση νέου οπλισμού esu_n [%] ? 6.000

Χαρακτηρ. αντοχή χάλυβα συνδετήρων fywk [MPa] ? 500

Υφιστάμενο σκυρόδεμα & Οπλισμός

Υπόδειγμα >> ☒ Ενότητα ☒ Όλες/Καμία

Εικόνα 3.9: Καρτέλα «Όροφος > Υλικά-Αποτίμηση». Καθορισμός ποιότητας σκυροδέματος μελών προσθήκης.

Ορίζουμε την ποιότητα του σκυροδέματος των μελών του υφιστάμενου & της προσθήκης.

- Για τους υφιστάμενους ορόφους:
«Κτίριο > Σκυρόδεμα > Ποιότητα σκυροδέματος = C12/15» (για σωστές ακαμψίες -μέτρο ελαστικότητας)
- Για τον όροφο της προσθήκης (**Εικόνα 3.9**):
«Όροφος > Σκυρόδεμα > Ποιότητα σκυροδέματος = C20/25»

Οροφος

Γενικά | Αντισεισμικός | Σκυρόδεμα | **Οπλισμός** | Έδαφος | Υλικά - Αποτίμηση | Δομικός χάλυβας | Αποτίμηση | Τε...

Υλικά

Χαρακτηρ. αντοχή χάλυβα f_{yk} [MPa] ? 500

Χαρακτηρ. αντοχή χάλυβα συνδετήρων f_{yw} [MPa] ? 500

Χαρακτηριστική αντοχή χάλυβα πλάκων [MPa] ? 500

Συνδετήρας Sidefor

Διάμετροι οπλισμού

Οπλισμός πλάκων

Πλάκες με οπλισμό ? Ναι

Ίσα σίδερα ανοιγμάτων πλάκων ? Όχι

Οπλισμός υποστυλωμάτων

Μέγιστη απόσταση εγκάρσια συγκρατούμενων ράβδων [m] ? 0.200

Ελάχιστη καθαρή απόσταση ράβδων υποστυλωμάτων [m] ? 0.020

Ελάχιστες τμήσεις συνδετήρων υποστυλωμάτων ? 2

Απόσταση συνδετήρων υπ/των & άκρων τοιχωμάτων s_{max} [m] ? 0.300

Προτιμητέα μορφή συνδετήρα σε τετράγωνο υποστυλώμα ? Ράμβος

Ράβδοι διαξονικής ? Στις γωνίες

Απόσταση οριζόντ. ράβδων κορμού τοιχωμάτων s_{h_max} [m] ? 0.200

Απόσταση κατακόρ. ράβδων κορμού τοιχωμάτων s_{v_max} [m] ? 0.200

Οπλισμός δοκών

Ελάχιστος αριθμός ράβδων δοκών άνω ? 2

Ελάχιστος αριθμός ράβδων δοκών κάτω, στο άνοιγμα ? 2

Εφαρμογή κανόνων αγκύρωσης ? Όχι

Μέγιστη απόσταση συνδετήρων δοκών s [m] ? 0.200

Ελάχιστες τμήσεις συνδετήρων δοκών ? 2

Υπόδειγμα >> ☒ Ενότητα ☒ Όλες/Καμία

Εικόνα 3.10: Καθορισμός ποιότητας χάλυβα μελών προσθήκης ανά όροφο

Για τον καθορισμό της **ποιότητας χάλυβα των οπλισμών της προσθήκης** δίνουμε τις παρακάτω τιμές στις παραμέτρους (Εικόνα 3.10):

- «Όροφος > Οπλισμός > Χαρακτηρ. αντοχή χάλυβα f_{yk} [MPa] = 500»
- «Όροφος > Οπλισμός > Χαρακτηρ. αντοχή χάλυβα συνδετήρων f_{yw} [MPa] = 500»
- «Όροφος > Οπλισμός > Χαρακτηρ. αντοχή χάλυβα πλάκων [MPa] = 500»
- «Όροφος > Οπλισμός > Μέγιστη απόσταση εγκάρσια συγκρατούμενων ράβδων [m] = 0.200»
- «Όροφος > Οπλισμός > Ελάχιστος αριθμός ράβδων δοκών άνω = 2»

- «Όροφος > Οπλισμός > Ελάχιστος αριθμός ράβδων δοκών κάτω στο άνοιγμα = 2»
- «Όροφος > Οπλισμός > Μέγιστη απόσταση συνδετήρων δοκών $s[m] = 0.200$ »

3.3.1.3 Επίλυση & όπλιση προσθήκης

The screenshot shows the 'Κτίριο' (Building) window with the 'Φάσμα' (Spectrum) tab selected. The 'Συντ. σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους α' (Seismic ground acceleration coefficient α) is highlighted with a red box and set to 0.160. Other parameters include 'Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας' (Seismic hazard zone) set to 2, 'Κατηγορία εδάφους' (Soil category) set to B, and 'Συντ. θεμελίωσης θ' (Foundation coefficient θ) set to 1.000. The 'Υπόδειγμα >>' (Example >>) button is at the bottom left, and checkboxes for 'Ενότητα' (Unit) and 'Όλες/Καμία' (All/None) are at the bottom right.

Εικόνα 3.11: Ορισμός συντελεστή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους στην καρτέλα «Κτίριο > Φάσμα».

Γίνεται προεκτίμηση των σεισμικών δράσεων.

Ως σεισμός σχεδιασμού λαμβάνεται ένα κατ' εκτίμηση κλάσμα του σεισμού σχεδιασμού για τα νέα κτίρια [ΦΕΚ 350B/17-02-2016, §2.1(5)].

- «Κτίριο > Φάσμα > Συντ. σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους $\alpha = 2 \cdot 0,24/3 = 0,16g$ » (βλ. και [κεφάλαιο 4](#) του παρόντος εγχειριδίου).

Παράμετρος	Μονάδα	Τύπος	Αξία
Χαρακτηρισμός μελών		?	Υφιστάμενα
Οπλισμοί μελών		?	Νέα & ενισχυόμενα με μανδύα
Αυτόματος υπολογισμός αντοχών		?	Ναι
Νέο σκυρόδεμα			
Ποιότητα σκυροδέματος		?	C12/15
Χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος fck [MPa]		?	12
Νέος οπλισμός			
Χαρακτηρ. αντοχή χάλυβα fyk [MPa]		?	220
Οριακή παραμόρφωση νέου οπλισμού esu_n [%]		?	6.000
Χαρακτηρ. αντοχή χάλυβα συνδετήρων fywk [MPa]		?	220
Υφιστάμενο σκυρόδεμα & Οπλισμός			
Μέση αντοχή σκυροδέματος fcm [MPa]		?	24.0
Μέση αντοχή χάλυβα fym [MPa]		?	460.0

Υπόδειγμα >> ☒ Ενότητα ☒ Όλες/Καμία

Εικόνα 3.12: Καρτέλα «Κτίριο > Υλικά – Αποτίμηση». Καθορισμός μελών που πρόκειται να οπλιστούν.

Για να οπλιστούν μόνο τα μέλη της προσθήκης, τα οποία είναι χαρακτηρισμένα ως «Νέα», ορίζεται η παράμετρος «Κτίριο> Υλικά - Αποτίμηση > Οπλισμοί μελών = **Νέα & ενισχυόμενα με μανδύα**».



Στην εργαλειογραμμή «Στατικά» επιλέξτε «Επίλυση» και στη συνέχεια την εντολή «Επίλυση και οπλισμός κτιρίου», για να πραγματοποιηθεί η όπλιση των μελών της προσθήκης (νέων μελών).

3.3.1.4 Τροποποίηση οπλισμών

Οι οπλισμοί των μελών της προσθήκης είναι δυνατόν να τροποποιηθούν με τους τρόπους που περιγράφεται στο [κεφάλαιο 11](#) του παρόντος εγχειριδίου.

4

Έλεγχος για την απαλλαγή από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., σύμφωνα με το ΦΕΚ350Β

Σύμφωνα με το ΦΕΚ 350Β/17-02-2016, πρέπει να εφαρμόζεται το **κριτήριο γενικής ισχύος**, μιας και το υπό μελέτη κτίριο είναι σπουδαιότητας II, έχει κατασκευαστεί το 1986 και έχει μελετηθεί με τις «Πρόσθετες διατάξεις του 1984».

Απαλλαγή εφόσον $\rho_v \leq \rho_a$, όπου: $\rho_v = \frac{V_n}{V_{e,u}}$

V_n Η τέμνουσα στη βάση του κτιρίου **μετά την προσθήκη**, υπολογιζόμενη για εδαφική επιτάχυνση $a_{g,n}$ σύμφωνα με τον ισχύοντα σήμερα κανονισμό της ομάδας Α και τιμή $q=2.3$

$V_{e,u}$ $V_{e,u} = 1.75 \cdot V_e$, όπου V_e η τέμνουσα στη βάση του κτιρίου (για συνολική επιτάχυνση $\gamma_i \cdot a_{g,e}$) **όπως έχει υπολογιστεί κατά τη μελέτη του υπάρχοντος** (με τις τότε ισχύουσες σεισμικές και μη σεισμικές δράσεις)

Ομάδα Α Σχεδιασμός νέων κτιρίων	ΕΑΚ200, ΕΚΩΣ2000
	EN1990, EN1991, EN1992-1-1, EN1993-1-1, EN1994-1-1, EN1995-1-1, EN1996-1-1, EN1997-1-1, EN1998-1-1
Ομάδα Β Αποτίμηση και Ανασχεδιασμός	ΚΑΝ.ΕΠΕ., ΕΚ8-3 (EN1998-3)

Πίνακας 4.1: *Ισχύοντες σήμερα κανονισμοί.*

Κατηγορία 1	Κτίρια που έχουν μελετηθεί με βάση τους Κανονισμούς της Ομάδας Α, έτσι όπως ισχύουν σήμερα
Κατηγορία 2	Κτίρια που έχουν μελετηθεί με βάση ΝΕΑΚ/ ΝΕΚΩΣ (1992), ΕΑΚ/ ΕΚΩΣ (2000) EN1998-1, EN1992-1-1, EN1993-1-1, EN1994-1-1, EN1995, EN1996
Κατηγορία 3	Κτίρια που έχουν μελετηθεί με τις «Πρόσθετες Διατάξεις του 1984», από Οπλισμένο Σκυρόδεμα και κατηγορίας σπουδαιότητας Ι ή ΙΙ.
Κατηγορία 4	Οποιοδήποτε κτίριο.

Πίνακας 4.2: Κατηγορίες κτιρίων.

Κατηγορία κτιρίων	Κατηγορία Σπουδαιότητας			
	I	II	III	IV
1	1,6	1,35	1,0 (1,05)	1,0 (1,05)
2	1,6	1,35	1,0 (1,05)	1,0 (1,05)
3	1,25	1,25	- (1,05)	- (1,05)
4	(1,05)			

Πίνακας 4.3: Πίνακας ρ_a για Προσθήκες ή/και Μετατροπές-Αλλαγές χρήσης.**Σημείωση**

Την πινακοποιημένη συνοπτική περιγραφή του ΦΕΚ350Β, Πίνακας 4.1, Πίνακας 4.2, Πίνακας 4.3 θα βρείτε στο «Εξελίζεις σε θέματα επεμβάσεων σε υφιστάμενες κατασκευές», Σ.Η. Δρίτσος,

<http://www.episkeves2.civil.upatras.gr/wp-content/uploads/2016/07/sdritsos-TEE-PATRAS.pdf>.

Εν προκειμένω:

$$\rho_v = \frac{V_{\muετ\acute{\alpha}}}{V_{\pi\rho\iota\nu}} = \frac{3994.68kN}{2646kN} = 1,50 > 1,25$$

Οπότε το κτίριο **δεν απαλλάσσεται** από τον έλεγχο με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Στοιχεία υπολογισμού φαινομένων 2ας τάξης

Επίπεδο [l]	Υψόμετρο [m]	Σχετική μετατόπιση [m]	Συνολικό βάρος [tn]	Συνολική τέμνουσα [tn]	Τέμνουσα/ Βάρος [·g]	Ακαμψία [tn/m]
1	0.0000E+00	0.7376E-04	0.2289E+04	0.1032E+03	0.0451	0.1399E+07
2	0.3202E+01	0.2384E-02	0.1890E+04	0.2646E+03	0.1400	0.1110E+06
3	0.6000E+01	0.2579E-02	0.1614E+04	0.2527E+03	0.1566	0.9797E+05
4	0.9000E+01	0.2948E-02	0.1270E+04	0.2248E+03	0.1770	0.7626E+05
5	0.1200E+02	0.2869E-02	0.9249E+03	0.1829E+03	0.1977	0.6374E+05
6	0.1500E+02	0.2598E-02	0.5795E+03	0.1269E+03	0.2190	0.4885E+05
7	0.1800E+02	0.2173E-02	0.2342E+03	0.5692E+02	0.2431	0.2620E+05

Εικόνα 4.1: Η τέμνουσα βάσης τυπώνεται στα «Αποτελέσματα επίλυσης» στο τεύχος αποτελεσμάτων (1 tn = 10 kN) (επίλυση κτιρίου με τον αντισεισμικό κανονισμό του 85).

Τέμνουσα βάσης [EC8-1 §4.3.3.3.1(3), §4.3.3.3.2(3)P]

$$F_b = CQC(F_{bk}), \quad F_{bk} = S_d(T_k) \cdot m_k$$

Διεύθυνση σεισμού [μετατόπιση μάζας κατά]	Fb [kN]
X [+Z]	3994.68
X [-Z]	3498.16
Z [+X]	3633.45
Z [-X]	3639.42

Εικόνα 4.2: Η τέμνουσα βάσης τυπώνεται στους «Γενικούς ελέγχους δομήματος» στο τεύχος αποτελεσμάτων (επίλυση κτιρίου με τον Ευρωκώδικα).

Οπότε:

Για το σεισμικό σχεδιασμό του νέου τμήματος θα εφαρμόζονται τελικά οι ίδιοι έλεγχοι που προδιαγράφονται για το υπάρχον τμήμα από τους κανονισμούς της ομάδας B (KAN.ΕΠΕ., EC8-3).

Ο τελικός έλεγχος υπάρχοντος και προσθήκης θα γίνει με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και ως πρώτη προσέγγιση για την διαστασιολόγηση και την όπλιση του νέου τμήματος θα χρησιμοποιηθεί σεισμική επιτάχυνση $agR = 2/3$ της απαιτούμενης για νέα κτίρια (ΦΕΚ 350β, §2.1(5)).

Δηλαδή για τη διαστασιολόγηση της προσθήκης, $agR = (2/3) \cdot 0,24 \approx 0,16 \text{ g}$, ώστε να μην είναι περιττά ισχυρή η προσθήκη καθ' ύψος. Εξάλλου θα ελεγχθεί η κατασκευή ως σύνολο κατά την αποτίμηση που ακολουθεί.

5

Αποτίμηση της αντοχής του συνολικού κτιρίου

5.1 Στοιχεία αποτίμησης

5.1.1 Επιλογή κανονισμών & στόχος μελέτης

Με τους τοποθετημένους οπλισμούς, θα πραγματοποιηθεί η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου και θα αξιολογηθούν τα αποτελέσματα σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

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

Επιλέγονται αυτόματα οι Ευρωκώδικες ως κανονισμοί έτσι ώστε να χρησιμοποιηθεί το φάσμα των Ευρωκωδίκων, όπως καθορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ, καθώς και όλες οι διατάξεις του Ευρωκώδικα στις οποίες παραπέμπει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. [ΦΕΚ 350Β/17-02-2016, §2.1(5)].

- «Κτίριο > Γενικά > Κανονισμός σκυροδέματος = EC2»
- «Κτίριο > Γενικά > Αντισεισμικός κανονισμός = EC8»
- «Κτίριο > Γενικά > Εθνικό προσάρτημα = GR-Ελλάδα»

Πεδίο	Παράμετρος	Επιλογή
Γενικά	Γενική περιγραφή εργασίας	Προσθήκες - Ενισχύσεις - Αποτίμηση
	Στόχος μελέτης	Αποτίμηση Φ.Ι.
Υλικό	Κύριο υλικό κτιρίου	Σκυρόδεμα
	Δευτερεύον υλικό κτιρίου	Σκυρόδεμα
Κανονισμοί	Κανονισμός σκυροδέματος	EC2
	Κανονισμός διαστασιολόγησης μεταλλικών στοιχείων	EC3
	Αντισεισμικός κανονισμός	EC8
	Εθνικό προσάρτημα	GR - Ελλάδα
Θεμελίωση	Όροφος θεμελίωσης	-1

Εικόνα 5.1: Στην καρτέλα «Κτίριο > Γενικά» επιλέγονται οι Ευρωκώδικες ως κανονισμοί και η «Αποτίμηση Φ.Ι.» ως στόχος μελέτης

Σημείωση

Οι τιμές των παραμέτρων στην καρτέλα «Κτίριο > Φάσμα» πρέπει να εισαχθούν εκ νέου μετά την αλλαγή κανονισμών σε EC, καθώς δεν ενημερώνονται αυτόματα.

5.1.2 Στάθμες επιτελεστικότητας - απαιτήσεις

Απαίτηση του κύριου του έργου είναι να ελεγχθούν τουλάχιστον δύο στάθμες επιτελεστικότητας, η **SD** (Severe Damages – Προστασία ζωής) με πιθανότητα υπέρβασης, εντός της 50-ετίας, **50%** και η **NC** (Near Collapse – Αποφυγή κατάρρευσης) με πιθανότητα υπέρβασης, εντός της 50-ετίας **10%**. Επικουρικά θα γίνει και έλεγχος για άμεση χρήση μετά το σεισμό **DL** (Damage Limitation – Περιορισμός βλαβών) για πιθανότητα υπέρβασης **80%** εντός της 50-ετίας.

Δείτε περισσότερα στο [κεφάλαιο 7](#) - «Παράρτημα Α» του παρόντος εγχειριδίου.

Κτίριο

Σκυρόδεμα | Οπλισμός | Έδαφος | Υλικά - Αποτίμηση | Δομικός χάλυβας | Pushover | **Φάσμα - Αποτίμηση** | Εν χρόνω ολ

Χαρακτηριστικά φάσματος

Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_g R$ [g] ? 0.160

Συντελεστής σπουδαιότητας γ_I ? 1.000

Παράμετροι φάσματος - Τιμές αναφοράς (Σπουδαιότητα II)

Συμβατικός χρόνος ζωής TL (έτη) ? 50

Υπολογισμός φάσματος απαίτησης βάσει... ? Πιθανότητα υπέρβασης PR

Πιθανότητα υπέρβασης FLR [%] ? 9.99

Περίοδος επαναφοράς TLR (έτη) ? 475.0

Εκθέτης k ? 3.000

DL - Περιορισμός βλαβών

Στάθμη επιτελεστικότητας DL ? 1η διαρροή δοκού ή υποστ./τος*

DL - Περίοδος επαναφοράς T_DLR [Ετη] ? 31.1

DL - Πιθανότητα υπέρβασης P_DLR [%] ? 80.00

Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ($\gamma_I a_g R$)_DL ? 0.064

SD - Σημαντικές βλάβες

Στάθμη επιτελεστικότητας SD ? 1η υπέρβαση ορίου σε υποστ./μα ή κύρια δοκί

SD - Περίοδος επαναφοράς T_SDR [Ετη] ? 72.1

SD - Πιθανότητα υπέρβασης P_SDR [%] ? 50.00

Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ($\gamma_I a_g R$)_SD ? 0.085

NC - Οιασεί κατάρρευση

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

NC - Περίοδος επαναφοράς T_NCR [Ετη] ? 474.6

NC - Πιθανότητα υπέρβασης P_NCR [%] ? 10.00

Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ($\gamma_I a_g R$)_NC ? 0.160

Όρια επιτελεστικότητας

Αριθμός υποστυλωμάτων n ? 2

Υπόδειγμα >> ☒ Ενότητα ☒ Όλες/Καμία

Εικόνα 5.2: Οι παράμετροι της καρτέλας «Φάσμα – Αποτίμηση» του «Κτιρίου»

- «Κτίριο > Φάσμα - Αποτίμηση > Συμβατικός χρόνος ζωής TL (έτη) = **50**»
- «Κτίριο > Φάσμα-Αποτίμηση > DL - Πιθανότητα υπέρβασης P_DLR(%) = **80.00**»
- «Κτίριο > Φάσμα-Αποτίμηση > SD - Πιθανότητα υπέρβασης P_SDR(%) = **50.00**»
- «Κτίριο > Φάσμα-Αποτίμηση > NC - Πιθανότητα υπέρβασης P_NCR(%) = **10.00**»

Σημείωση

Με το FespaR δίνεται η δυνατότητα να εξεταστούν μέχρι και τρεις στάθμες επιτελεστικότητας **ταυτόχρονα**. Αν δεν επιθυμούμε να εξεταστεί κάποια στάθμη επιτελεστικότητας, π.χ. η DL θέτουμε την τιμή τη παραμέτρου «**Κτίριο > Φάσμα - Αποτίμηση > Στάθμη επιτελεστικότητας ... = Όχι**».

5.1.3 Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (Σ.Α.Δ.)

Οι τρεις δυνατές στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων για υφιστάμενα υλικά είναι:

KL1 – Περιορισμένη γνώση (Ανεκτή ΣΑΔ)

KL2 – Κανονική γνώση (Ικανοποιητική ΣΑΔ)

KL3 – Πλήρης γνώση (Υψηλή ΣΑΔ)

Εικόνα 5.3: Οι παράμετροι της καρτέλας «Υλικά – Αποτίμηση» του «Κτίριου»

Το επίπεδο γνώσης ΣΑΔ καθορίζει τις τιμές των συντελεστών εμπιστοσύνης (CF) καθώς και τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των υλικών γ_c και γ_s . Στον καθορισμό των σκελετικών διαγραμμάτων αντοχής M-θ υπεισέρχονται οι μέσες τιμές αντοχής του χάλυβα και του σκυροδέματος διαιρεμένες με τον συντελεστή εμπιστοσύνης, ενώ στον προσδιορισμό των αντοχών των πρωτευόντων μελών σε τέμνουσα V_R διαιρούνται και με συντελεστές ασφαλείας (βλ. EC8-3 §2.2.1(5)A-(7)A). Αλλαγή του επιπέδου γνώσης ενημερώνει **αυτόματα** τους συντελεστές σύμφωνα και με το εθνικό προσάρτημα.

Για το παράδειγμα ορίζουμε (βλ. **Εικόνα 5.3**):

- «Κτίριο > Υλικά - Αποτίμηση > Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ) σκυροδέματος = KL2 – **Κανονική**»
- «Κτίριο > Υλικά - Αποτίμηση > Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ) χάλυβα οπλισμού = KL2 – **Κανονική**»

5.1.4 Αντοχές υφιστάμενων & νέων υλικών

Απαιτείται ο καθορισμός των αντοχών των μελών του κτιρίου. Προσοχή πρέπει να δοθεί στην αντοχή του σκυροδέματος και του χάλυβα των υφιστάμενων μελών του κτιρίου.

Παράμετρος	Τιμή
Χαρακτηρισμός μελών	Υφιστάμενα
Οπλισμοί μελών	Νέα & ενισχυόμενα με μανδύα
Αυτόματος υπολογισμός αντοχών	Ναι
Νέο σκυρόδεμα	
Ποιότητα σκυροδέματος	C20/25
Χαρακτηριστική αντοχή f _{ck} [MPa]	20
Νέος οπλισμός	
Χαρακτηρ. αντοχή χάλυβα f _{yk} [MPa]	500
Οριακή παραμόρφωση νέου οπλισμού ε _{su_n} [%]	6.000
Χαρακτηρ. αντοχή χάλυβα συνδετήρων f _{ywk} [MPa]	500
Υφιστάμενο σκυρόδεμα & Οπλισμός	
Μέση αντοχή σκυροδέματος f _{cm} [MPa]	22.5
Μέση αντοχή χάλυβα f _{ym} [MPa]	275.0
Οριακή παραμόρφωση υφιστάμενου οπλισμού ε _{su_e} [%]	6.000
Μέση αντοχή χάλυβα συνδετήρων f _{ywm} [MPa]	275.0
Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.) υφιστάμενων υλικών - Συντ. ασφαλείας	
Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.) σκυροδέματος	KL2 - Κανονική (Κανονιστική)
Συντελεστής εμπιστοσύνης χαρακτηριστικών σκυροδέματος C _{Fc}	1.200
Συντελεστής ασφαλείας σκυροδέματος γ _c	1.500
Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.) χάλυβα οπλισμού	KL2 - Κανονική (Κανονιστική)
Συντελεστής εμπιστοσύνης χαρακτηριστικών χάλυβα C _{Fs}	1.200
Συντελεστής ασφαλείας χάλυβα γ _s	1.150

Εικόνα 5.4: Οι παράμετροι της καρτέλας «Υλικά – Αποτίμηση» του «Κτιρίου»

Αντοχές νέων υλικών

Στην καρτέλα «Υλικά – Αποτίμηση» του «Κτιρίου» δίνουμε τις παρακάτω τιμές στις παραμέτρους της ομάδας «Νέο σκυρόδεμα» & «Νέος οπλισμός»:

- «Κτίριο > Υλικά – Αποτίμηση > Ποιότητα σκυροδέματος = C20/25».
- «Κτίριο > Υλικά – Αποτίμηση > Χαρακτηριστική αντοχή χάλυβα f_{yk} [MPa] = 500»
- «Κτίριο > Υλικά – Αποτίμηση > Χαρακτηριστική αντοχή χάλυβα συνδετήρων f_{ywk} [MPa] = 500»

Αντοχές υφιστάμενων υλικών

Στην καρτέλα «Υλικά – Αποτίμηση» του «Κτιρίου» δίνουμε τις παρακάτω τιμές στις παραμέτρους της ομάδας «Υφιστάμενο σκυρόδεμα & Οπλισμός»:

- «Κτίριο > Υλικά – Αποτίμηση > Μέση αντοχή σκυροδέματος f_{cm} [MPa] = 22.50», αντοχή του σκυροδέματος ποιότητας B225.
- «Κτίριο > Υλικά – Αποτίμηση > Μέση αντοχή χάλυβα f_{ym} [MPa] = 275», αντοχή του χάλυβα ποιότητας StI.
- «Κτίριο > Υλικά – Αποτίμηση > Οριακή παραμόρφωση υφιστάμενου οπλισμού $\epsilon_{su_e}[\%]$ = 6.000».
- «Κτίριο > Υλικά – Αποτίμηση > Μέση αντοχή χάλυβα συνδετήρων f_{ywm} [MPa] = 275», αντοχή του χάλυβα ποιότητας StI.

Σημείωση

Προσοχή !

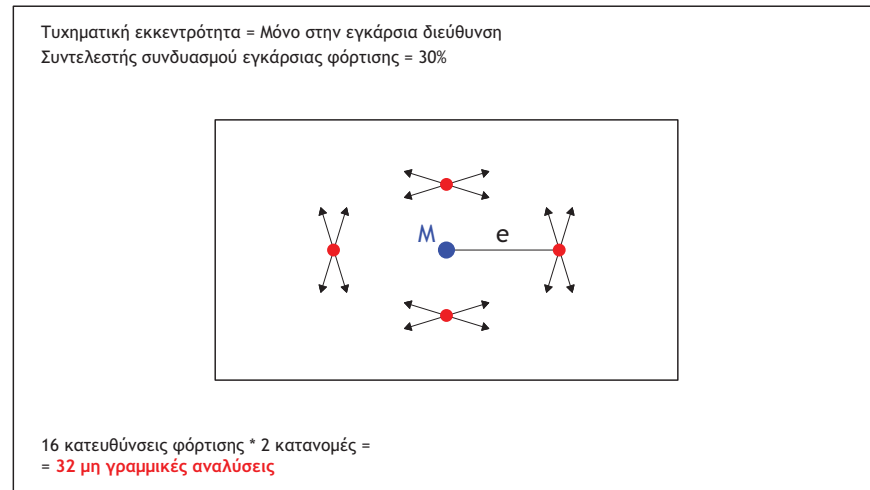
Το νέο σκυρόδεμα και οι νέοι οπλισμοί αντιστοιχούν στα μέλη της **προσθήκης**. Τα **υφιστάμενα** μέλη λαμβάνουν τιμές από τις παραμέτρους που αφορούν τα υφιστάμενα υλικά. Απαιτείται ο καθορισμός και των δύο ομάδων παραμέτρων ως εξής:

- **Μέλη προσθήκης:** Κτίριο > Υλικά-Αποτίμηση > Νέο σκυρόδεμα, Νέος οπλισμός
- **Υφιστάμενα μέλη:** Κτίριο > Υλικά-Αποτίμηση > Υφιστάμενο σκυρόδεμα και οπλισμός

5.1.5 Παράμετροι Αποτίμησης

Εικόνα 5.5: Οι παράμετροι της καρτέλας «Κτίριο > Αποτίμηση».

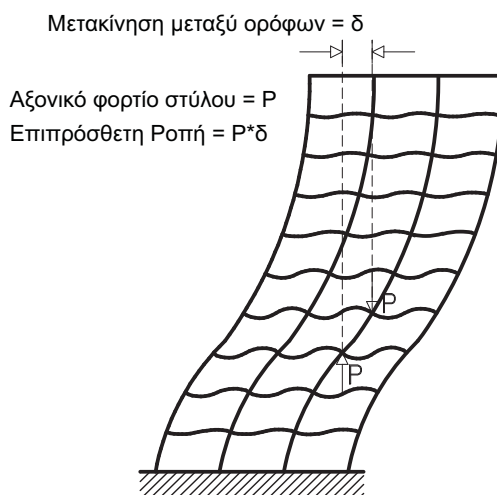
- «Κτίριο > Αποτίμηση > Τυχαμιακή εκκεντρότητα = Μόνο στην εγκάρσια διεύθυνση»
- «Κτίριο > Αποτίμηση > Φαινόμενα 2ας τάξης P-Δ = Ναι»



Σχήμα 5.1: Το πλήθος των αναλύσεων εξαρτάται από τις επιλογές για την εγκάρσια συνιστώσα της φόρτισης (βλ. §5.1.5.1) και την τυχηματική εκκεντρότητα.

Φαινόμενα 2ας τάξης (P-Δ)

Οι οριζόντιες μετατοπίσεις προκαλούν τη δημιουργία ροπών λόγω βαρύτητας (βλ. **Σχήμα 5.2**). Στην ελαστική ανάλυση οι ροπές αυτές είναι μικρές αλλά στη μη γραμμική ανάλυση το γινόμενο των φορτίων λόγω ίδιου βάρους κλπ. επί την οριζόντια παραμόρφωση είναι σημαντικό ποσοστό της ροπής ανατροπής λόγω σεισμού και πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό της καμπύλης ροπών-μετακινήσεων το φαινόμενο P-Δ. Αυτό γίνεται με ακρίβεια καθώς ο υπολογισμός αποκρίσεων που συνδέονται με την αστάθεια αποτελεί κύριο αντικείμενο προγραμμάτων, όπως το Fespa, που κάνουν μη γραμμική ανάλυση.



Σχήμα 5.2: Επιρροή φαινομένων $P-\Delta$, δυναμική αστάθεια

Επιρροή ολίσθησης στην αγκύρωση – Επιρροή περίσφιξης οπλισμού

Τέλος, εισάγουμε την επιρροή της ολίσθησης στην αγκύρωση των ράβδων καθώς και της περίσφιξης του οπλισμού υποστυλωμάτων. Η σχετική με την ολίσθηση παράμετρος («Κτίριο > Pushover») ορίζεται ως «**Ναι**» σε περιπτώσεις ανεπαρκούς αγκύρωσης των ράβδων στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων, όπου η δυνατότητα ολίσθησης αυξάνει τη γωνία στροφής χορδής θ_y στη διαρροή.

Γωνία στροφής χορδής θ_{SD} (0B) βάσει

■ EC8:

Η γωνία στροφής χορδής στην επιτελεστικότητα SD υπολογίζεται σύμφωνα με τον EC8:

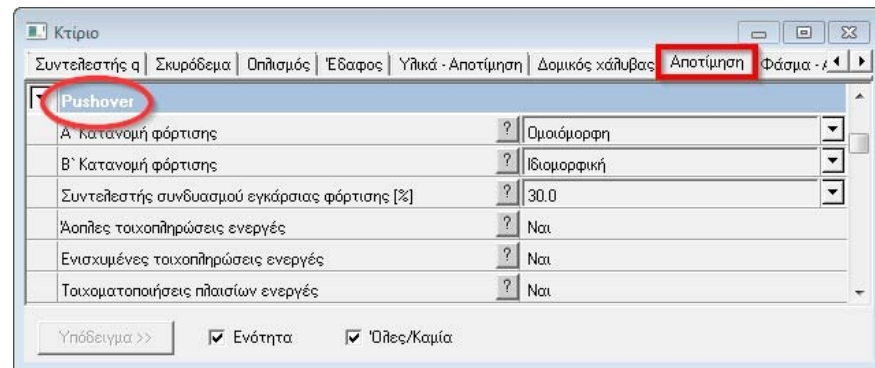
$$\theta_{SD} = 0,75 \cdot \frac{\theta_u}{\gamma_{Rd}}$$

■ ΚΑΝ.ΕΠΕ.:

Η γωνία στροφής χορδής στην επιτελεστικότητα SD υπολογίζεται σύμφωνα με τον ΚΑΝΕΠΕ (Παράρτημα 4.4):

$$\theta_{SD} = 0,5 \cdot \frac{(\theta_y + \theta_u)}{\gamma_{Rd}}$$

5.1.5.1 Παράμετροι Pushover (αποτίμηση με ανελαστική ανάλυση)



Εικόνα 5.6: Οι παράμετροι της καρτέλας «Κτίριο > Αποτίμηση» που αφορούν την Pushover.

Μεταβαίνουμε στην καρτέλα «Κτίριο > Αποτίμηση» και τροποποιούμε τις αντίστοιχες παραμέτρους (βλ. **Εικόνα 5.6**).

- «Κτίριο > Αποτίμηση > Συντελεστής συνδυασμού εγκάρσιας φόρτισης [%] = 30»
- «Κτίριο > Αποτίμηση > Α' κατανομή φόρτισης= Ομοιόμορφη»

Σημείωση

Η υποχρεωτική κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ κατανομή φόρτισης καθ' ύψος είναι η ορθογωνική και επιλέγεται επιπλέον είτε η τριγωνική είτε η ιδιομορφική ως δεύτερη.

- «Κτίριο > Αποτίμηση > Β' κατανομή φόρτισης= Ιδιομορφική»

5.1.5.2 Παράμετροι Χρονοϊστορίας (αποτίμηση με ελαστική ανάλυση)

Κτίριο

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

Γενικά

Pushover

Μέθοδος m, q

Αποτίμηση με ελαστική ανάλυση ? Μέθοδος συντελεστών m

Αύξηση m, q ? Ναι

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 ? 2.400

Μέγιστη τιμή συντελεστών m, $m_{max} < q \cdot k$, k=... ? 1.150

Έλεγχος διάτμησης υποστ/των, τοιχ/των ? Ναι

Έλεγχος διάτμησης δοκών ? Ναι

Λόγος C1 = $\delta_{inel}/\delta_{el}$? 1.000

Χρονοϊστορία

Κατακόρυφη συνιστώσα ? Όχι

Άοπλες τοικοπήρωσεις ενεργές ? 2 επιλύσεις (με και χωρίς τοιχ/ρώσεις)

Ενισχυμένες τοικοπήρωσεις ενεργές ? Ναι

Τοιχοματωποιήσεις πλαισίων ενεργές ? Ναι

Υπόδειγμα >> ☒ Ενότητα ☒ Όλες/Καμία

Εικόνα 5.7: Οι παράμετροι της καρτέλας «Κτίριο > Αποτίμηση» που αφορούν τη χρονοϊστορία.

- «Κτίριο > Αποτίμηση > Αποτίμηση με ελαστική ανάλυση = Μέθοδος συντελεστών m/ Μέθοδος συντελεστή q»

Μέθοδος συντελεστών m

Η πλαστική συμπεριφορά των μελών συνεκτιμάται μέσω των τοπικών δεικτών m στις κρίσιμες περιοχές τους σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§4.7 & §9.3.2). Κάθε μέλος συμμετέχει στην ανάλυση με την πραγματική του πλαστιμότητα όπως αποτυπώνεται στα διαγράμματα M-θ ανάλογα με τη δεδομένη αξονική δύναμη και τη γωνία των δρώντων ροπών φ_m . Επίσης, οι αντοχές των μελών αναφέρονται στις μέσες τιμές των υλικών, ενώ η **δυσκαμψία** τους αναφέρεται στο σημείο διαρροής τους.

Μέθοδος συντελεστή q

Γίνεται χρήση του **ενιαίου συντελεστή συμπεριφοράς q** για το σύνολο του δομήματος σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§4.6 & 9.3.3) και η τιμή που επιλέγεται πρέπει να αντιπροσωπεύει τους παράγοντες που αναφέρει ο ΚΑΝΕΠΕ (§4.6.2), όπως την επάρκεια των κανονισμών κατά την περίοδο της μελέτης, τη διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα, την κανονικότητα του δομήματος, τη δυνατότητα αποφυγής μηχανισμού ορόφου, την ύπαρξη τοιχοπληρώσεων, κτλ. Οι αντοχές των μελών λαμβάνουν τις χαρακτηριστικές τιμές τους και η δυσκαμψία αναφέρεται στην ρηγματωμένη διατομή (ΚΑΝΕΠΕ §4.4.1.4).

Ο **καθολικός δείκτης συμπεριφοράς q** της κατασκευής μπορεί να εκτιμηθεί είτε μέσω **πινάκων** σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., είτε με **μεγαλύτερη ακρίβεια** αν έχει προηγηθεί μια ανάλυση **Pushover**, καθώς τότε ενσωματώνονται στην ανάλυση όλοι οι παράγοντες που περιγράφηκαν πιο πάνω και τον επηρεάζουν.

Στο παράδειγμά μας:

	ΚΑΝ.ΕΠΕ., Πίνακας Σ4.4			Pushover		
	DL	SD	NC	DL	SD	NC
q_p	1.10	1.55	2.18	1.00	1.25	1.38
q_u	1.00	1.10	1.10	1.00	1.05	1.02
q	1.10	1.70	2.40	1.00	1.31	1.41

Πίνακας 5.1: Σύγκριση τιμών του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς q ($q = q_\pi \cdot q_v$) που προκύπτουν από την ανάλυση Pushover με αυτές που λαμβάνονται από τον πίνακα Σ4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Πώς όμως προκύπτουν οι παραπάνω τιμές του Πίνακα Σ4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.;

Σύμφωνα με τον Φαρδής (Fardis et al. 2015) ισχύει:

$$q = q_\pi \cdot q_v$$

$$q^* = q' \cdot s$$

q ο καθολικός δείκτης συμπεριφοράς του κτιρίου

q_π ο παράγοντας πλαστιμότητας του κτιρίου

q_v ο παράγοντας υπεραντοχής του κτιρίου

■ **q_v από ΚΑΝ.ΕΠΕ., Παράρτημα 4.2:**

$q_v = V_u/V_l$ είναι ο παράγοντας υπεραντοχής του κτιρίου

$q_v = 1.10$ (μικτό σύστημα, μη κανονικότητα σε κάτοψη)

■ **q' από ΚΑΝ.ΕΠΕ., Πίνακας Σ4.4:**

q' είναι ο καθολικός συντελεστής συμπεριφοράς που αντιστοιχεί στη στάθμη επιτελεστικότητας SD

q' = 1.7 (1985 < ... < 1995, δυσμενής παρουσία τοιχοπληρώσεων, χωρίς ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία)

■ **q* από ΚΑΝ.ΕΠΕ., 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 Περιορισμός βλαβών DL

$$q_{DL} = q' \cdot S_{DL} = 1.7 \cdot 0.6 > 1,00, \text{ έστω λοιπόν } q_{DL} = 1.10$$

$$q_{v,DL} = 1.0$$

$$q_{\pi,DL} = q_{DL}/q_{v,DL} = 1.10/1.0 = 1.10$$

Για τη Στάθμη Προστασία ζωής SD

$$q_{SD} = q' \cdot S_{SD} = 1.7 \cdot 1.00 = 1.70$$

$$q_{v,SD} = 1.10$$

$$q_{\pi,SD} = q_{SD}/q_{v,SD} = 1.70/1.10 = 1.55$$

Για τη Στάθμη Αποφυγή κατάρρευσης NC

$$q_{NC} = q' \cdot S_{NC} = 1.7 \cdot 1.40 = 2.40$$

$$q_{v,NC} = 1.10$$

$$q_{\pi,NC} = q_{NC}/q_{v,NC} = 2.40/1.10 = 2.18$$

Δείτε την αναλυτικότερη τεκμηρίωση του συντελεστή συμπεριφοράς q στην [§8.1.1](#) – «Παράρτημα Β» του παρόντος εγχειριδίου.

Παρατήρηση

Η μέθοδος των τοπικών συντελεστών m, επειδή ενσωματώνει την διαθέσιμη πλαστιμότητα και πραγματική αντοχή του εκάστοτε μέλους, είναι πιο ακριβής από τη μέθοδο του ενιαίου συντελεστή q, ενώ ο χρόνος επίλυσης στο Fespa είναι παραπλήσιος για τις δύο μεθόδους.

- «Κτίριο > Αποτίμηση > Άυξηση m, q = Ναι»
- «Κτίριο > Αποτίμηση > Συντελεστής αύξησης m, q = 1.25»

Σημείωση

Στην περίπτωση που η ελαστική ανάλυση είναι συμπληρωματική της ανάλυσης Pushover, διεξάγονται όλοι οι έλεγχοι και με τις δύο μεθόδους, ενώ επιτρέπεται μια αύξηση κατά 25 % των τοπικών δεικτών m ή του καθολικού δείκτη q αντίστοιχα (βλ. και §6.1.1.1 και §6.1.1.2 του παρόντος εγχειριδίου).

- «Κτίριο > Αποτίμηση > Συντ. υπεραντοχής q_u / Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς q»

Τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα

Παράμετρος	Τιμή
Μέθοδος m, q	Αποτίμηση
Αριθμός τεχνητών σεισμικών διεγέρσεων	3
Χρονικό βήμα dta (sec)	0.010
Διάρκεια Tdur (sec)	20.000
Σεισμικές διεγέρσεις από αρχείο	Ναι
Διαβάθμιση βάσει φάσματος	Όχι

Εικόνα 5.8: Οι παράμετροι της καρτέλας «Κτίριο > Αποτίμηση» που αφορούν τα τεχνητά ή φυσικά επιταχυνσιογραφήματα που θα χρησιμοποιηθούν για την αποτίμηση.

- «Κτίριο > Αποτίμηση > Αριθμός τεχνητών σεισμικών διεγέρσεων = 3»

Παρατήρηση

Το πρόγραμμα παράγει αυτοματοποιημένα με τη μέθοδο της φασματικής αναπαράστασης (Cacciola και Deodatis, 2011) τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα με όσο το δυνατόν καλύτερη προσαρμογή στο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού. Οι σεισμοί αυτοί είναι τυχαίοι μεταξύ τους και ανεξάρτητοι. Παράλληλα με την παραγωγή τους τα αρχεία αυτών των επιταχυνσιογραφημάτων εμφανίζονται στο φάκελο LH_earthquakes ο οποίος δημιουργείται στη θέση όπου βρίσκεται το αρχείο .tek της μελέτης.

- Όταν επιλεγούν 7 σεισμοί ή περισσότεροι τότε ο έλεγχος επάρκειας γίνεται με βάση τον μέσο όρο των μεγίστων δράσεων του κάθε σεισμού (KANEPΕ §5.6.3.3(γ)).
- Όταν επιλεγούν 3 έως 6 σεισμοί τότε ο έλεγχος επάρκειας γίνεται με βάση τα μέγιστα των μεγίστων δράσεων του κάθε σεισμού (KANEPΕ §5.6.3.3(γ)).
- Δίνεται η επιλογή «0» όταν επιθυμείται η ανάλυση να γίνει μόνο με σεισμικές καταγραφές που ο χρήστης δίνει χειροκίνητα σε αρχείο.

Φυσικά επιταχυνσιογραφήματα

- «Κτίριο > Αποτίμηση > Σεισμικές διεγέρσεις από αρχείο = Ναι»

Το υπό μελέτη κτίριο θα ελεγχθεί και με το **σεισμό** που πραγματοποιήθηκε στη **Θεσσαλονίκη το 1978**.

Το επιταχυνσιογράφημα της Θεσσαλονίκης, καθώς και άλλα σημαντικά επιταχυνσιογραφήματα του Ελληνικού χώρου τοποθετούνται κατά την εγκατάσταση του προγράμματος στο φάκελο LH_earthquakes στη θέση του δίσκου όπου βρίσκονται και τα παραδείγματα μελέτης.

- «Κτίριο > Αποτίμηση > Διαβάθμιση βάσει φάσματος = Όχι»

Επίσης μπορεί να επιλεγθεί αν η επίλυση θα γίνει με τα αρχικά επιταχυνσιογραφήματα, όπως δηλαδή αυτά καταγράφησαν, ή αν αυτά θα κλιμακωθούν για να ικανοποιούν τα κριτήρια κλιμάκωσης του EC8.

Βλέπε λεπτομέρειες για την κλιμάκωση των φυσικών επιταχυνσιογραφημάτων στο [κεφάλαιο 10](#) – «Παράρτημα Δ».

5.1.6 Ορισμός κόμβου ελέγχου



Ως **κόμβος ελέγχου** λαμβάνεται αυτόματα από το πρόγραμμα ο πιο κοντινός κόμβος στο κέντρο μάζας της ανώτερης στάθμης.

Σε περίπτωση ύπαρξης δώματος ή απόληξης κλιμακοστασίου στην ανώτερη στάθμη προτείνεται να επιλέγεται ως κόμβος ελέγχου ο πιο κοντινός κόμβος στο κέντρο μάζας της αμέσως κατώτερης στάθμης. Στις περιπτώσεις που πρέπει να

τροποποιηθεί η θέση του κόμβου ελέγχου του κτιρίου μεταβαίνουμε στην «Επίλυση» και μέσω της εντολής «Καθορισμός κόμβου ελέγχου» καθορίζουμε στην κάτωψη το σημείο που θα αποτελέσει το νέο κόμβο ελέγχου ως πιο αντιπροσωπευτικό για την μελέτη των μετακινήσεων με την μέθοδο Pushover.

Μετά την επιλογή του νέου σημείου μεταβαίνουμε στην παράμετρο «Επίλυση > Αποτίμηση > Κόμβος ελέγχου κτιρίου» και επαληθεύουμε ότι πλέον αντί για την επιλογή «Αυτόματο» έχουν οριστεί οι συντεταγμένες του νέου κόμβου ελέγχου. Στον κόμβο ελέγχου θα επιτευχθεί η **στοχευόμενη μετακίνηση** δηλαδή το **σημείο επιτελεστικότητας**.

Ως κόμβος ελέγχου για το κτίριο του παραδείγματος ορίζεται ο κόμβος του υποστυλώματος K19(6).

5.1.7 Παράμετροι επίλυσης

Επίλυση	
Γενικά Αποτίμηση Πιάκες Δοκοί Αποτελέσματα Σφάλμ.-Είδοπ. Όλα	
Γενικά	
Κόμβος ελέγχου	
Pushover	
Μέγιστος αριθμός επαναλήψεων σε κάθε βήμα	100
Ελάχιστος αριθμός βημάτων	100
Όριο κριτηρίου σύγκλισης	1.00E-4
Μέγιστη μετατόπιση (% ύψους του κτιρίου)	3.000
Άοιπες τοικοπήρωσεις ενεργές	Ναι
Προσμοίωμα τοικοπήρωσεων	Μόνο θλιβόμενη διαγώνιος
Ρυθμός πτώσης αντοχής [% ελαστικής δυσκαμψίας] $\alpha_2^* k_e \cdot \alpha_2 =$	1000.000
Χρονοϊστορία	
Αλγόριθμος επίλυσης	Γραμμική ιδιομορφική
Μέθοδος Newmark, συντελεστής β	0.25
Μέθοδος Newmark, συντελεστής γ	0.50
Άοιπες τοικοπήρωσεις ενεργές	2 επιλύσεις (με και χωρίς τοιχ/ρώσεις)
Υπόδειγμα >>	
☒ Ενότητα ☒ Όλες/Καμία	

Εικόνα 5.9: Οι παράμετροι της καρτέλας «Αποτίμηση» της «Επίλυσης»

■ Επίλυση > Αποτίμηση > Pushover

Μέγιστος αριθμός επαναλήψεων σε κάθε βήμα = 100

Ελάχιστος αριθμός βημάτων = 100

Όριο κριτηρίου σύγκλισης = 10^{-4}

Μέγιστη μετατόπιση (%ύψους του κτηρίου) = 3.0

Άοπλες τοιχοπληρώσεις ενεργές = Ναι

Προσομοίωμα τοιχοπληρώσεων = Μόνο θλιβόμενη διαγώνιος

Ρυθμός πτώσης αντοχής (% ελαστικής δυσκαμψίας) $\alpha_2 \cdot K_e$. $\alpha_2=1000.0$

■ Επίλυση > Αποτίμηση > Χρονοϊστορίας

Αλγόριθμος επίλυσης = Γραμμική ιδιομορφική.

Επιλέγεται για λόγους ταχύτητας η επίλυση με γραμμική ιδιομορφική ανάλυση όπου οι εξισώσεις κίνησης επιλύονται με επαλληλία των ιδιομορφών που συγκεντρώνουν το 90% της ιδιομορφικής μάζας σε κάθε βήμα (Wilson 2002). Σε περίπτωση που επιλεγεί η ακριβέστερη, αλλά πιο αργή, αριθμητική ολοκλήρωση Newmark (Chopra 2011; Bathe 2014) των εξισώσεων κίνησης, θα ληφθούν υπόψη οι παράμετροι:

Μέθοδος Newmark, συντελεστής $\beta = 0.25$

Μέθοδος Newmark, συντελεστής $\gamma = 0.50$

5.1.8 Επιλογές εμφάνισης αποτελεσμάτων στο τεύχος

Εικόνα 5.10: Οι παράμετροι της καρτέλας «Αποτελέσματα» της «Επίλυσης»

■ Επίλυση > Αποτελέσματα >

Αποτελέσματα διαστασιολόγησης = Όχι

Αποτελέσματα λόγων υπεραντοχής α_u/α_1 = Ναι

Αποτελέσματα αποτίμησης Φ.Ι. με στατικά φορτία = Ναι

Αποτελέσματα αποτίμησης Φ.Ι. με pushover = Ναι

Διαγράμ. Αλληλεπίδρασης My-Mz & Ροπών – Καμπυλοτήτων M-φ = Ναι

5.1.9 Επίλυση



Για να ξεκινήσει η **μη γραμμική ανάλυση (Pushover)** κάντε κλικ στην εντολή «Διαγράμματα P.K. - Επίλυση pushover», της «Επίλυσης».



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



Για να εκτελεσθούν διαδοχικά η **μη γραμμική ανάλυση (Pushover)** και η ελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας κάντε κλικ στην εντολή «Διαγράμματα P.K. - Αναλύσεις pushover και χρονοϊστορίας», της «Επίλυσης».

Σημείωση

Οι δύο αναλύσεις μπορούν να εκτελεστούν ανεξάρτητα και στο τέλος να παραχθούν οι συγκεντρωτικοί έλεγχοι επάρκειας αρκεί η παράμετρος «Επίλυση > Αποτίμηση > Διαγραφή προηγούμενων αναλύσεων αποτίμησης» να έχει τιμή «Όχι» όταν εκτελεστεί η δεύτερη κατά σειρά ανάλυση.

6

Ερμηνεία αποτελεσμάτων

6.1.1 Φορέας χωρίς τοιχοπληρώσεις (Φορέας Α)

6.1.1.1 Έλεγχος προϋποθέσεων εφαρμογής ελαστικής ανάλυσης [KAN.ΕΠΕ. §5.5.2]

Για την εφαρμογή ελαστικής ανάλυσης πρέπει το κτίριο να είναι **μορφολογικά κανονικό**, σε κάτοψη και τομή, είτε βάσει ΕΚ8-1 είτε βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.5.1.2.

Εφόσον δεν είναι μορφολογικά κανονικό, πρέπει ο δείκτης ανεπάρκειας λ κάθε πρωτεύοντος στοιχείου να είναι μικρότερος ή ίσος του 2,5 ($\lambda \leq 2.5$) [ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.6.1(α)].

Οι συνθήκες που πρέπει να πληρούνται για να θεωρείται ένα κτίριο μορφολογικά κανονικό, κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.:

- Ο μέσος δείκτης ανεπάρκειας λ κάθε ορόφου δεν υπερβαίνει το 150% του μέσου δείκτη ανεπάρκειας του υπερκείμενου ορόφου [ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.5.1.2(γ)].
- Ο δείκτης ανεπάρκειας λ κάθε πρωτεύοντος στοιχείου που βρίσκεται σε μια πλευρά του κτιρίου δεν υπερβαίνει το 150% του δείκτη ανεπάρκειας λ οποιουδήποτε πρωτεύοντος στοιχείου που βρίσκεται σε οποιαδήποτε άλλη πλευρά του ίδιου ορόφου [ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.5.1.2(δ)].
- 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 γ_{sd} κατά 0.15 [ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.5.2(β)].

Εφόσον δεν ικανοποιείται έστω ένα από τα κριτήρια και σκοπός είναι ο ανασχεδιασμός, δεν επιτρέπεται η ελαστική ανάλυση (ούτε δυναμική, ούτε στατική) και συνεπώς θα πρέπει να γίνει ανελαστική ανάλυση εξασφαλίζοντας ΣΑΔ Ικανοποιητική ή Υψηλή (βλ. και **Πίνακας 6.1**). Να σημειωθεί πως για την

ελαστική στατική ανάλυση υπάρχουν επιπλέον προϋποθέσεις στην παρ. §5.5 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Προϋποθέσεις εφαρμογής ελαστικής δυναμικής ανάλυσης, ($m=1$, $ag(10\%/50)=0.240$)

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]
2	3.20	5.45	-	-	1.26	<
3	6.00	4.32	1.26	<	1.39	<
4	9.00	3.11	1.39	<	1.54	>?
5	12.00	2.01	1.54	>?	2.00	>?
6	15.00	1.01	2.00	>?	2.04	>?
7	18.00	0.49	(λ _k <1)	-	(λ _k <1)	-

Σημείωση: Το κτίριο περιέχει καμπυδοσταθμικούς ασθενή όροφο και συνεπώς δεν είναι μορφολογικά κανονικό (ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.5.1.2(γ))

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

Όροφος k	Υψόμετρο [m]	Υποστ. [λ<=2.5]	Υποστ. [λ>2.5]	Δοκοί [λ<=2.5]	Δοκοί [λ>2.5]	Σύνολο [λ<=2.5]	Σύνολο [λ>2.5]
1	0.00	19 90.5%	2 9.5%	19 100.0%	0 0.0%	38 95.0%	2 5.0%
2	3.20	18 85.7%	3 14.3%	33 100.0%	0 0.0%	51 94.4%	3 5.6%
3	6.00	18 85.7%	3 14.3%	36 100.0%	0 0.0%	54 94.7%	3 5.3%
4	9.00	18 85.7%	3 14.3%	36 100.0%	0 0.0%	54 94.7%	3 5.3%
5	12.00	19 90.5%	2 9.5%	36 100.0%	0 0.0%	55 96.5%	2 3.5%
6	15.00	21 100.0%	0 0.0%	36 100.0%	0 0.0%	57 100.0%	0 0.0%
7	18.00	21 100.0%	0 0.0%	36 100.0%	0 0.0%	57 100.0%	0 0.0%
Σύνολο	-	134 91.2%	13 8.8%	232 100.0%	0 0.0%	366 96.6%	13 3.4%

Σημείωση: Το κτίριο δεν είναι μορφολογικά κανονικό και υπάρχει κύριο στοιχείο όπου λ>2.5. (ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.6.1(α))

Πίνακας 6.1: Προϋποθέσεις εφαρμογής ελαστικής δυναμικής ανάλυσης στο Τεύχος αποτελεσμάτων - Αποτελέσματα δυναμικής ανάλυσης Χρονοϊστορίας)

6.1.1.2 Έλεγχος τήρησης προϋποθέσεων εφαρμογής ανελαστικής ανάλυσης Pushover [ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.2]

- Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων ΣΑΔ Ικανοποιητική ή Υψηλή (όχι Ανεκτή) [ΚΑΝ.ΕΠΕ. §2.4.3.3(γ)].

Εάν αυτό δεν τηρείται, τότε δεν επιτρέπεται καθόλου η Pushover και συνεπώς θα πρέπει να γίνει ελαστική ανάλυση. Εάν παρόλα αυτά δεν πληρούνται ούτε οι προϋποθέσεις εφαρμογής ελαστικής ανάλυσης (βλ. §6.1.1.1 του παρόντος εγχειριδίου), τότε μια δυνατότητα είναι η εξασφάλιση Ικανοποιητικής ή Υψηλής ΣΑΔ και πραγματοποίηση Pushover.

- Η επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν είναι σημαντική [ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.2(α)].

Όταν σε οποιονδήποτε όροφο και διεύθυνση ο λόγος $V_{90\%}/V_1$ υπερβαίνει το 1.3 τότε το κτίριο είναι ευαίσθητο σε ανώτερες ιδιομορφές. Τότε, μαζί με την ανελαστική ανάλυση Pushover θα πρέπει να εφαρμόζεται παράλληλα μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση (μέθοδος m ή q) ανεξαρτήτως προϋποθέσεων εφαρμογής. Στην περίπτωση αυτή, διεξάγονται όλοι οι έλεγχοι και με τις δύο μεθόδους, ενώ επιτρέπεται μια αύξηση κατά 25 % των τοπικών δεικτών m ή του καθολικού δείκτη q αντίστοιχα. Οι τελικοί λόγοι ανεπάρκειας θα είναι οι δυσμενέστεροι συνολικά και από τις δυο αναλύσεις.

Προϋπόθεση εφαρμογής ανάλυσης Pushover

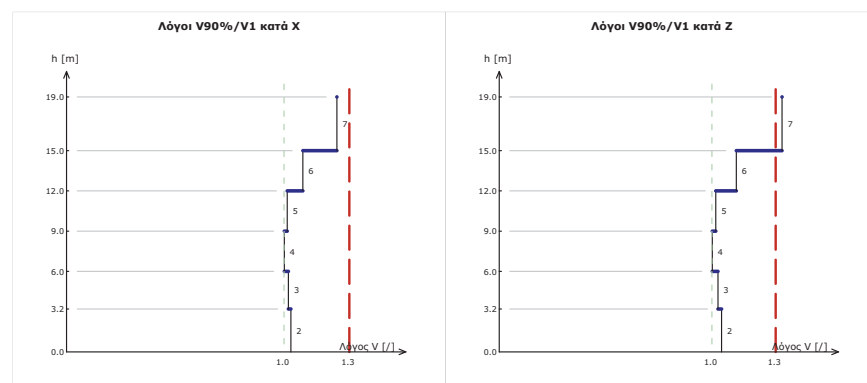
(Έλεγχος επιρροής ανώτερων ιδιομορφών, ΚΑΝΕΠΕ §5.7.2)

Κατεύθυνση X

Όροφος i	Υψόμετρο	V _i για ιδιομορφές με ΣM>90%	V _i της δεσπόζουσας ιδιομορφής	Λόγος V90%/V1		Όριο
[/]	[m]	[kN]	[kN]	[/]	[/]	[/]
7	19.00	0.13938E+04	0.11212E+04	1.24	<	1.3
6	15.00	0.27020E+04	0.24869E+04	1.09	<	1.3
5	12.00	0.36525E+04	0.36003E+04	1.01	<	1.3
4	9.00	0.44313E+04	0.44254E+04	1.00	<	1.3
3	6.00	0.50057E+04	0.49076E+04	1.02	<	1.3
2	3.20	0.52247E+04	0.50651E+04	1.03	<	1.3

Κατεύθυνση Z

Όροφος i	Υψόμετρο	V _i για ιδιομορφές με ΣM>90%	V _i της δεσπόζουσας ιδιομορφής	Λόγος V90%/V1		Όριο
[/]	[m]	[kN]	[kN]	[/]	[/]	[/]
7	19.00	0.13002E+04	0.97793E+03	1.33	>	1.3
6	15.00	0.24025E+04	0.21553E+04	1.11	<	1.3
5	12.00	0.31598E+04	0.31032E+04	1.02	<	1.3
4	9.00	0.38114E+04	0.38034E+04	1.00	<	1.3
3	6.00	0.43425E+04	0.42211E+04	1.03	<	1.3
2	3.20	0.45562E+04	0.43582E+04	1.05	<	1.3

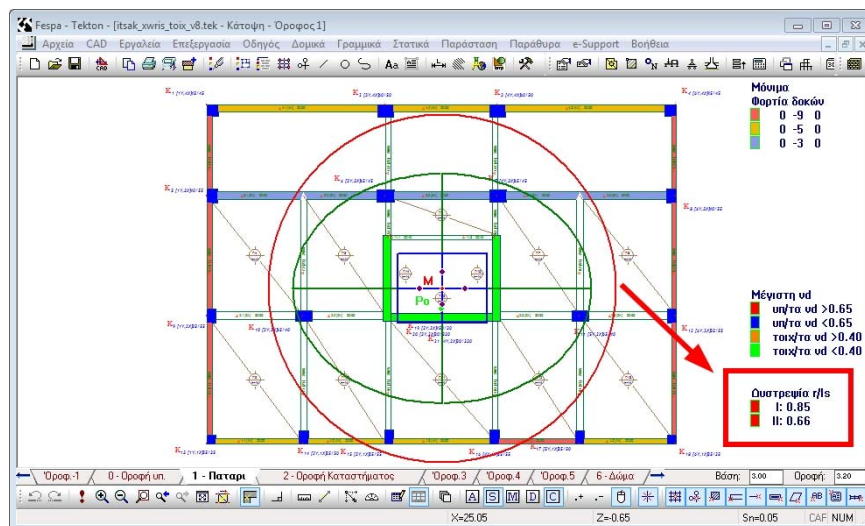


Πίνακας 6.2: Προϋποθέσεις εφαρμογής ανάλυσης Pushover στο Τεύχος αποτελεσμάτων - Μη γραμμική ανάλυση (Pushover)

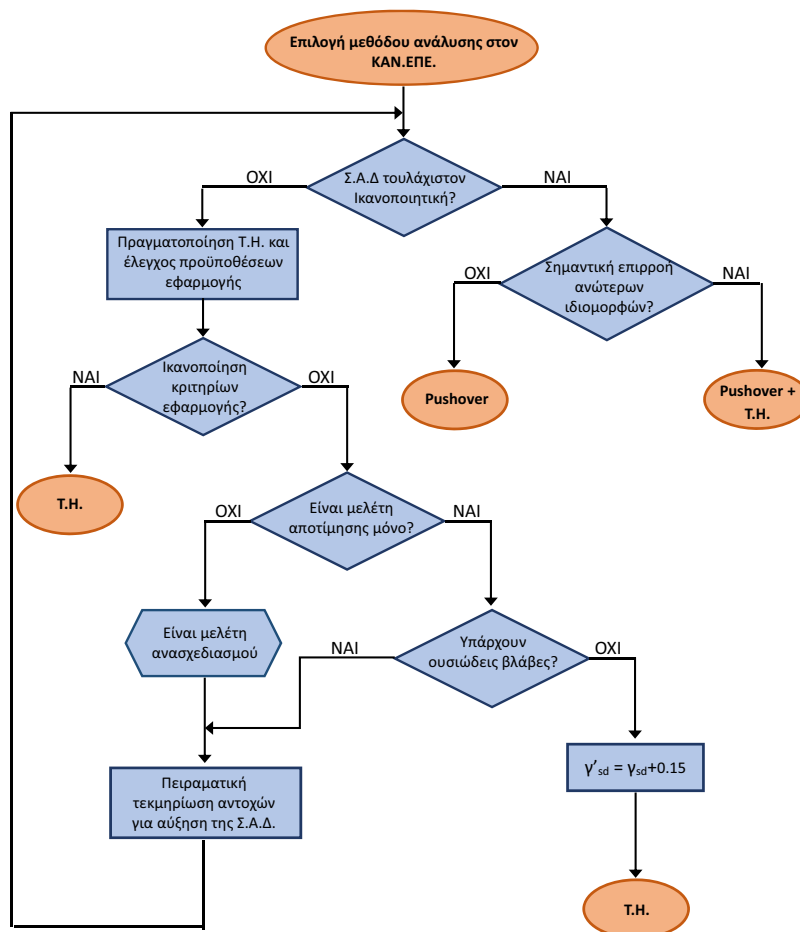
Το κτίριο του παραδείγματος είναι **στρεπτικά ευαίσθητο** (ισχυρός πυρήνας στο κέντρο, βλ. **Εικόνα 6.1**), οπότε δεν είναι μορφολογικά κανονικό.

Επίσης, το κριτήριο που αφορά την επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών δεν τηρείται (βλ. **Πίνακας 6.2**).

- Συνεπώς, **μπορεί να γίνει ανάλυση Pushover, αλλά θα χρειαστεί και μια συνοδευτική ελαστική ανάλυση με αυξημένα m ή q κατά 25%** και οι τελικοί λόγοι ανεπάρκειας θα είναι οι δυσμενέστεροι συνολικά και από τις δυο αναλύσεις [ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.2(β)].



Εικόνα 6.1: Γραφική απεικόνιση των κριτηρίων δυστρεψίας. Η εικόνα αυτή εμφανίζεται στην οθόνη του προγράμματος αν πατήσετε το εικονίδιο [C] της γραμμής εργαλείων «Σχεδιαστικά».



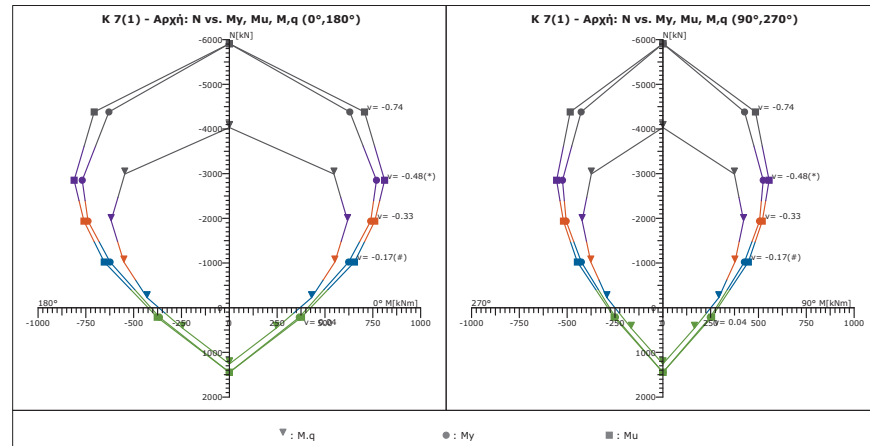
Σχήμα 6.1: Διάγραμμα ροής επιλογή ανάλυσης αποτίμησης στον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Το Σχήμα 6.1 επεξηγείται αναλυτικότερα στο video «Πότε και γιατί επιλέγω την Time History ή την Pushover με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.» που θα βρείτε στο site της LH Λογισμικής (<http://www.lhlogismiki.gr/video/fespar-xronoistoria-pushover/>).

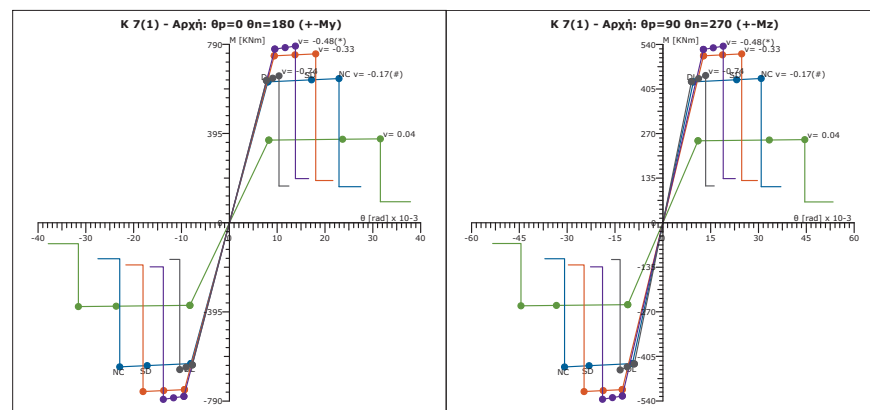
6.1.1.3 Διαγράμματα αντοχής μελών

Υποστυλώματα – Διαγράμματα αντοχής

Τα διαγράμματα που βλέπετε στο **Σχήμα 6.2** και **Σχήμα 6.3** θα τα βρείτε στο «Τεύχος > Διαγράμματα αντοχής μελών > Υποστυλωμάτων».



Σχήμα 6.2: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης M-N υποστυλώματος K7(1).



Σχήμα 6.3: Διάγραμμα ροπών-στροφών M-θ υποστυλώματος K7(1).

Στο Σχήμα 6.2 παρουσιάζονται οι καμπύλες αλληλεπίδρασης σε όρους μέσων τιμών που αντιστοιχούν στη διαρροής ($N-M_y$) και στη μέγιστη αντοχή ($N-M_u$), καθώς και σε όρους χαρακτηριστικών αντοχών ($N-M_q$). Οι πρώτες δύο χρησιμοποιούνται στις αναλύσεις της Pushover και Χρονοϊστορίας με μέθοδο m, ενώ οι καμπύλες ($N-M_q$) χρησιμοποιούνται στη μέθοδο q. Είναι εμφανές ότι η καμπύλη αλληλεπίδρασης των χαρακτηριστικών αντοχών είναι αρκετά μικρότερη των μέσων, γεγονός που καταδεικνύει ότι η μέθοδος m είναι αρκετά ευνοϊκότερη της μεθόδου q. Επίσης στο Σχήμα 6.3 παρουσιάζεται ο μη γραμμικός κλάδος του υποστυλώματος και συνεπώς η διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα του σε όρους M-θ. Το διάγραμμα αυτό αναφέρεται σε μέσες τιμές

υλικών και χρησιμοποιείται στην ανάλυση Pushover και Χρονοϊστορίας με μέθοδο m.

Για τα διαγράμματα που βλέπετε στο **Σχήμα 6.2**, στο **Σχήμα 6.3** και στο **Σχήμα 6.4** η προεπιλογή από το Fespa είναι να τυπώνονται στους κύριους άξονες της διατομής. Για ενδιαμέσες διευθύνσεις τροποποιήστε την τιμή της παραμέτρου «Επίλυση > Αποτελέσματα > Διαγράμμ. αλληλεπίδρασης M-N & Ροπών-στροφών M-θ = Διαγράμματα ανά 30°»

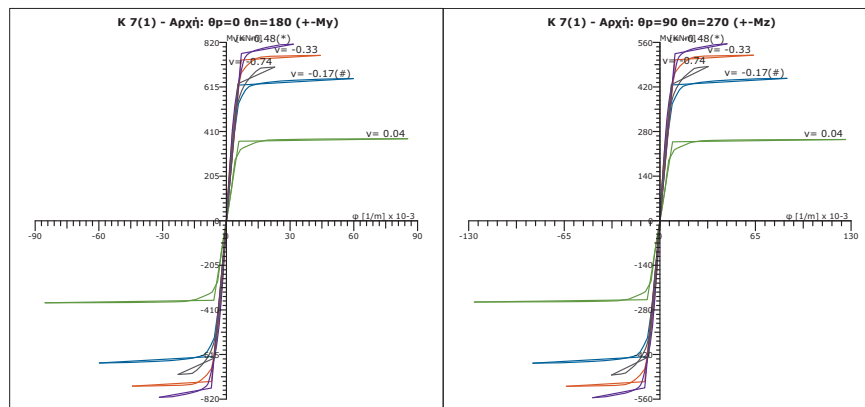
Μέσω της παραμέτρου «Επίλυση > Αποτελέσματα > Διαγράμμ. Αλληλεπίδρασης My-Mz & Ροπών-Καμπυλοτήτων M-φ» καθορίζεται από το χρήστη αν θα εμφανίζονται στο Τεύχος («Τεύχος > Διαγράμματα αντοχής μελών > Υποστυλωμάτων») τα διαγράμματα που βλέπετε στο **Σχήμα 6.4** και **Σχήμα 6.5**.

The screenshot shows the 'Επίλυση' (Solution) window in FespaR 17. The 'Αποτελέσματα' (Results) tab is active and highlighted with a red rectangle. The window contains several configuration options for the results output, organized into sections:

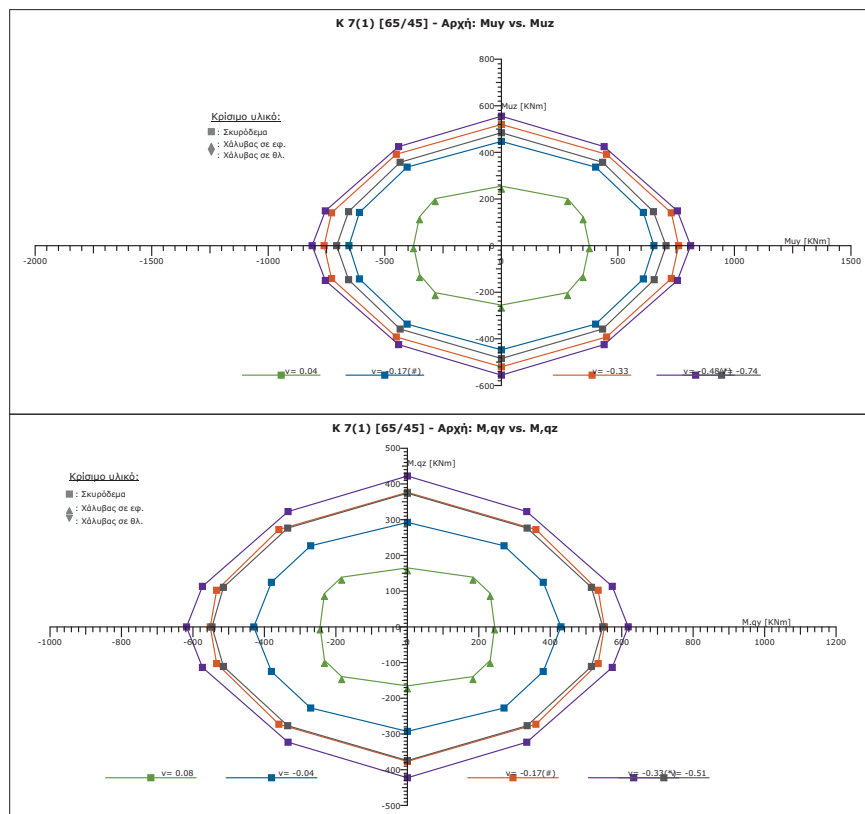
- Γλώσσα εκτυπώσεων** (Print language): Ελληνικά
- Επίλυση χωρικού πλαισίου** (Spatial frame solution):
 - Λεπτομέρεια αποτελεσμάτων επίλυσης χωρικού: Κανονική
 - Μορφή αποτελεσμάτων επίλυσης χωρικού: Script
- Περιεχόμενα τεύχους - διαστασιολόγηση** (Book contents - dimensioning):
 - Αποτελέσματα διαστασιολόγησης: Ναι
 - Λεπτομέρεια αποτελεσμάτων επίλυσης μελών σκυροδέματος: Κανονική
 - Λεπτομέρεια αποτελεσμάτων μεταλλικών μελών: Συνοπτική
 - Διερεύνηση βέλτιστης διατομής μεταλλικών μελών: Ναι
- Περιεχόμενα τεύχους - αποτίμηση** (Book contents - assessment):
 - Αποτελέσματα λόγω υπεραντοχής αμ/α1: Ναι
 - Αποτελέσματα αποτίμησης Φ.I. σε στατικά φορτία: Ναι
 - Αποτελέσματα αποτίμησης Φ.I. με pushover ή χρονοϊστορία: Ναι
- Διαγράμματα Ροπών - στροφών/καμπυλοτήτων** (Moment-rotation/corvature diagrams):
 - Διαγράμμ. αλληλεπίδρασης M-N & Ροπών-στροφών M-θ: Διαγράμματα στις διευθύνσεις y & z
 - Διαγράμμ. αλληλεπίδρασης My-Mz & Ροπών-Καμπυλοτήτων M-φ: Ναι

At the bottom, there are checkboxes for 'Ενότητα' (Unit) and 'Όλες/Καμία' (All/None), both of which are checked.

Εικόνα 6.2: Η καρτέλα «Επίλυση > Αποτελέσματα».



Σχήμα 6.4: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων M - ϕ υποστρώματος K7(1).

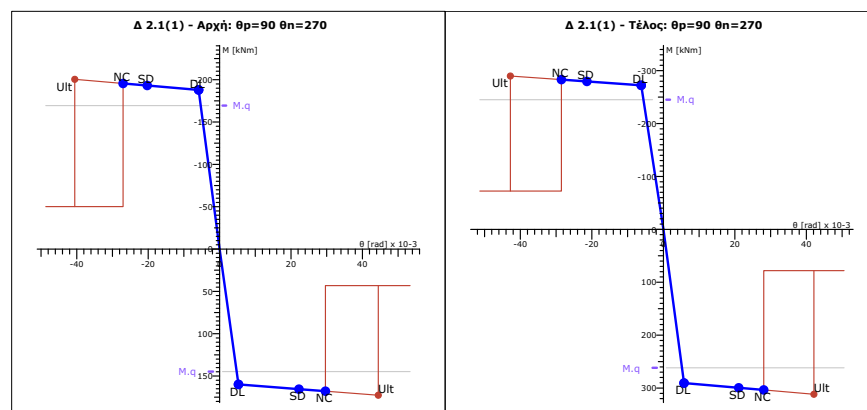


Σχήμα 6.5: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης M - V υποστρώματος K7(1).

Δοκοί - Διαγράμματα αντοχής

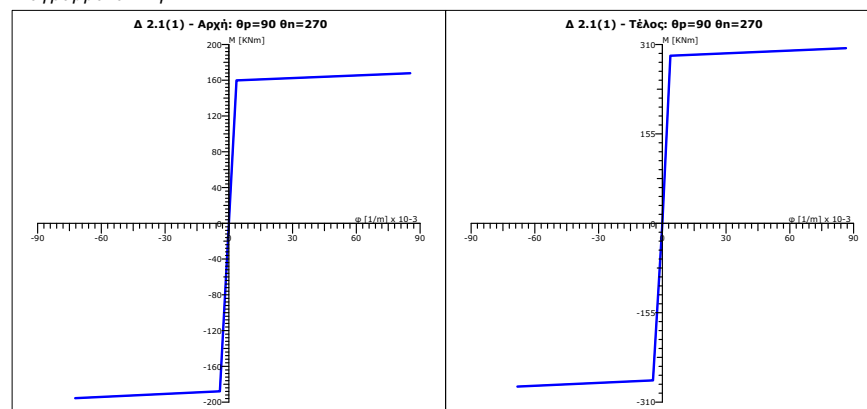
Παρόμοια με τα υποστυλώματα, τα διαγράμματα των δοκών που βλέπετε στο **Σχήμα 6.6** και **Σχήμα 6.7** θα τα βρείτε στο «Τεύχος > Διαγράμματα αντοχής μελών > Δοκών».

Τα διαγράμματα εμφανίζονται για κάθε άκρο δοκού και σε κάθε διάγραμμα σχεδιάζεται με διαφορετικό χρώμα η κάθε στάθμη ελέγχου.



Σχήμα 6.6: Διαγράμματα ροπών-στροφών $M-\theta$ για τη δοκό Δ2-1(1).

Διαγράμματα $M-\varphi$



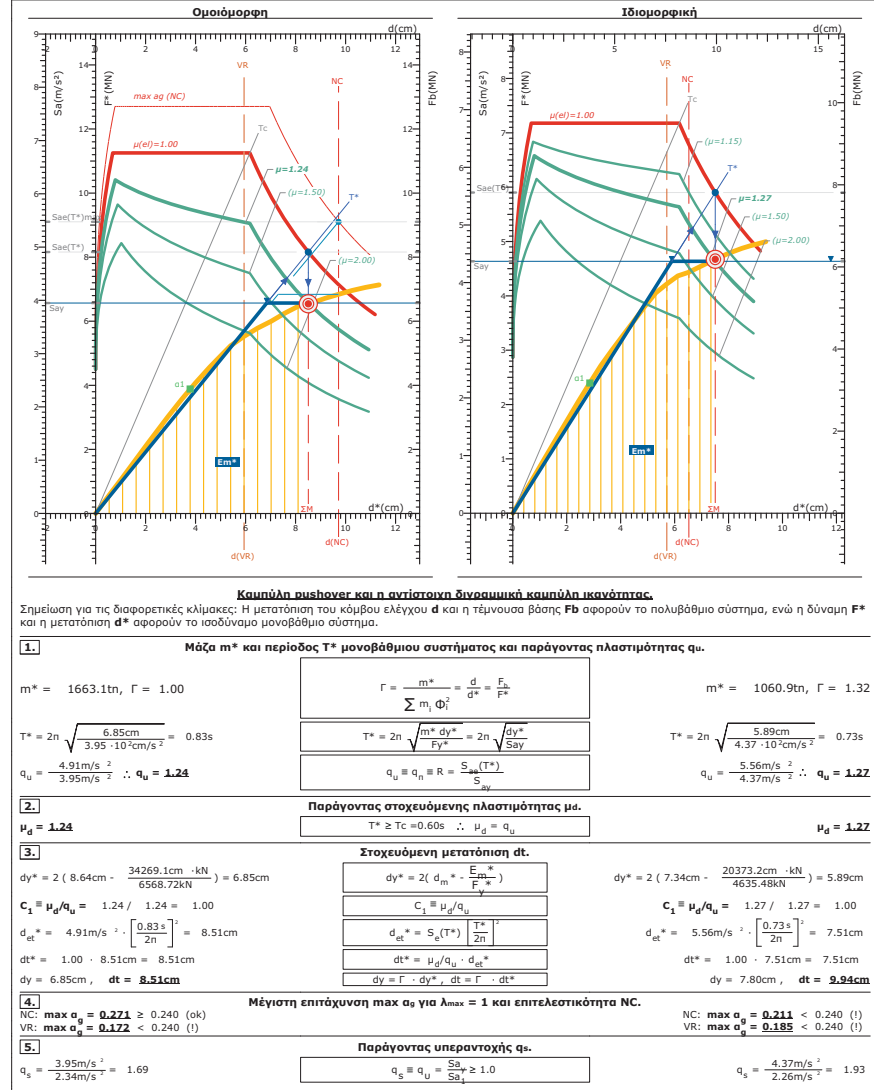
Σχήμα 6.7: Διαγράμματα ροπών-στροφών $M-\varphi$ για τη δοκό Δ2-1(1).

Στα διαγράμματα $M-\theta$ τα οποία αναφέρονται σε μέσες τιμές σημειώνεται και η χαρακτηριστική ροπή αντοχής του άκρου της δοκού η οποία χρησιμοποιείται στους ελέγχους της μεθόδου q.

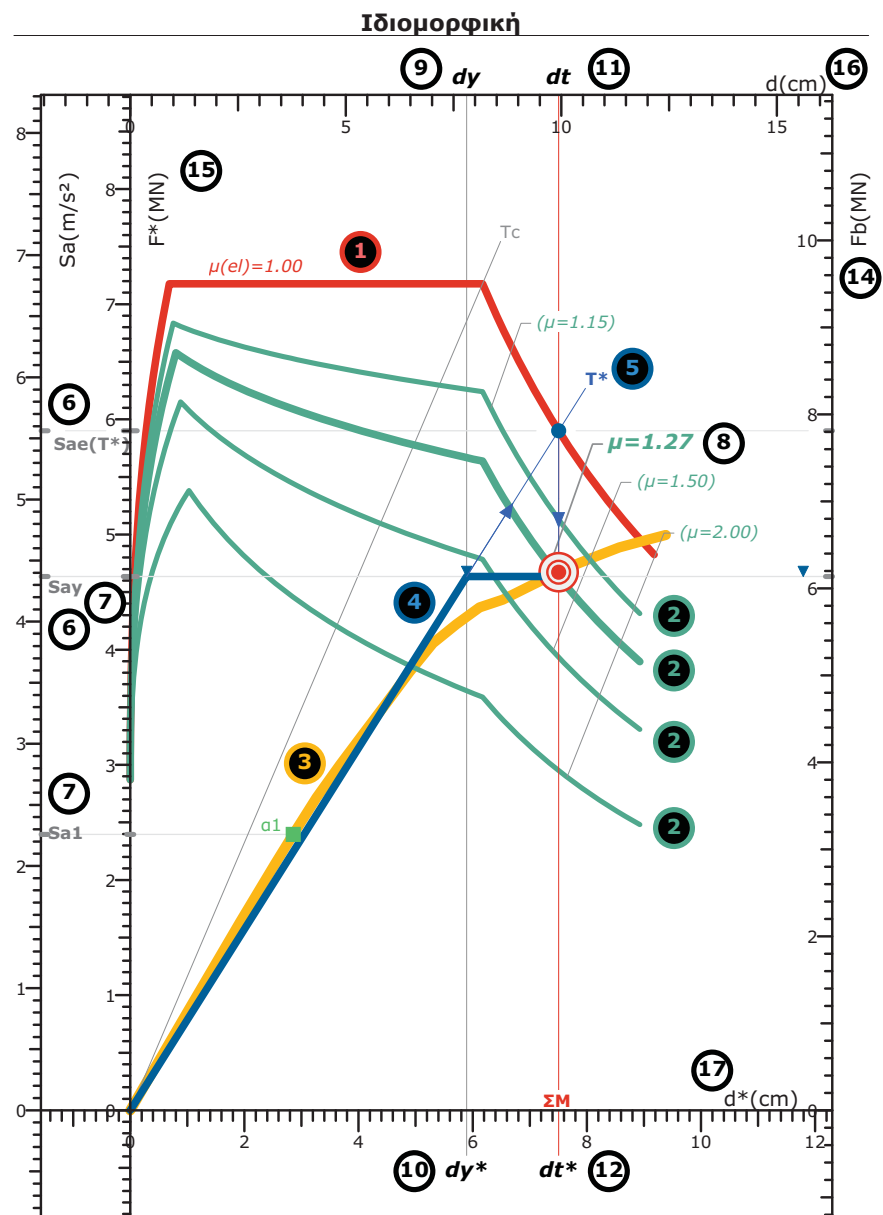
6.1.1.4 Γενικά αποτελέσματα Pushover

Αρχικά παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης Pushover. Στο «Τεύχος > Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας > Στάθμη NC > Κατεύθυνση 0°+30°·90°+eZ» παρουσιάζεται γραφικά η διαδικασία εύρεσης της στοχευόμενης μετακίνησης (βλ. **Σχήμα 6.8**, **Σχήμα 6.9**) (Fajfar, 2000).

Διαγράμματα Απαίτησης - Ικανότητας [EC8, Παρ. Β]. NC, κατεύθυνση 0°+30%-90° +eZ.



Σχήμα 6.8: Εκτύπωση διαγραμμάτων απαίτησης-ικανότητας και συνοδευόμενων υπολογισμών στο Τεύχος, για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC.



Σχήμα 6.9: Παρουσιάζεται γραφικά η διαδικασία εύρεσης της στοχευόμενης μετακίνησης, για την ιδιομορφική ανάλυση (βλ. Σχήμα 6.8).

Μάζα m^* και περίοδος T^* μονοβάθμιου συστήματος και παράγοντας πλαστιμότητας q_u .

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{d}{d^*} = \frac{F_b}{F^*}$$

$$m^* = 1060.9 \text{ tn}, \Gamma = 1.32$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* dy^*}{F_y^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{dy^*}{S_{ay}}}$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{5.89 \text{ cm}}{4.37 \cdot 10^2 \text{ cm/s}^2}} = 0.73 \text{ s}$$

$$q_u \equiv q_n \equiv R = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}}$$

$$q_u = \frac{5.56 \text{ m/s}^2}{4.37 \text{ m/s}^2} \therefore q_u = 1.27$$

Παράγοντας στοχευόμενης πλαστιμότητας μ_d .

$$T^* \geq T_c = 0.60 \text{ s} \therefore \mu_d = q_u$$

$$\mu_d = 1.27$$

Στοχευόμενη μετατόπιση dt .

$$dy^* = 2 \left(d_m^* \cdot \frac{E m^*}{F^*} \right)$$

$$dy^* = 2 \left(7.34 \text{ cm} \cdot \frac{20373.2 \text{ cm} \cdot \text{kN}}{4635.48 \text{ kN}} \right) = 5.89 \text{ cm}$$

$$C_1 \equiv \mu_d / q_u = 1.27 / 1.27 = 1.00$$

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2$$

$$d_{et}^* = 5.56 \text{ m/s}^2 \cdot \left[\frac{0.73 \text{ s}}{2\pi} \right]^2 = 7.51 \text{ cm}$$

$$dt^* = \mu_d / q_u \cdot d_{et}^*$$

$$dt^* = 1.00 \cdot 7.51 \text{ cm} = 7.51 \text{ cm}$$

$$dy = 7.80 \text{ cm}, dt = 9.94 \text{ cm}$$

Μέγιστη επιτάχυνση $\max a_g$ για $\lambda_{\max} = 1$ και επιτελεστικότητα NC.

NC: $\max a_g = 0.211 < 0.240$ (!)
 VR: $\max a_g = 0.185 < 0.240$ (!)

Παράγοντας υπεραντοχής q_s .

$$q_s \equiv q_u = \frac{S_a}{S_{a1}} \geq 1.0$$

$$q_s = \frac{4.37 \text{ m/s}^2}{2.26 \text{ m/s}^2} = 1.93$$

Εικόνα 6.3: Αποτελέσματα και διαδικασία υπολογισμού της στοχευόμενης μετακίνησης.

Όπου:

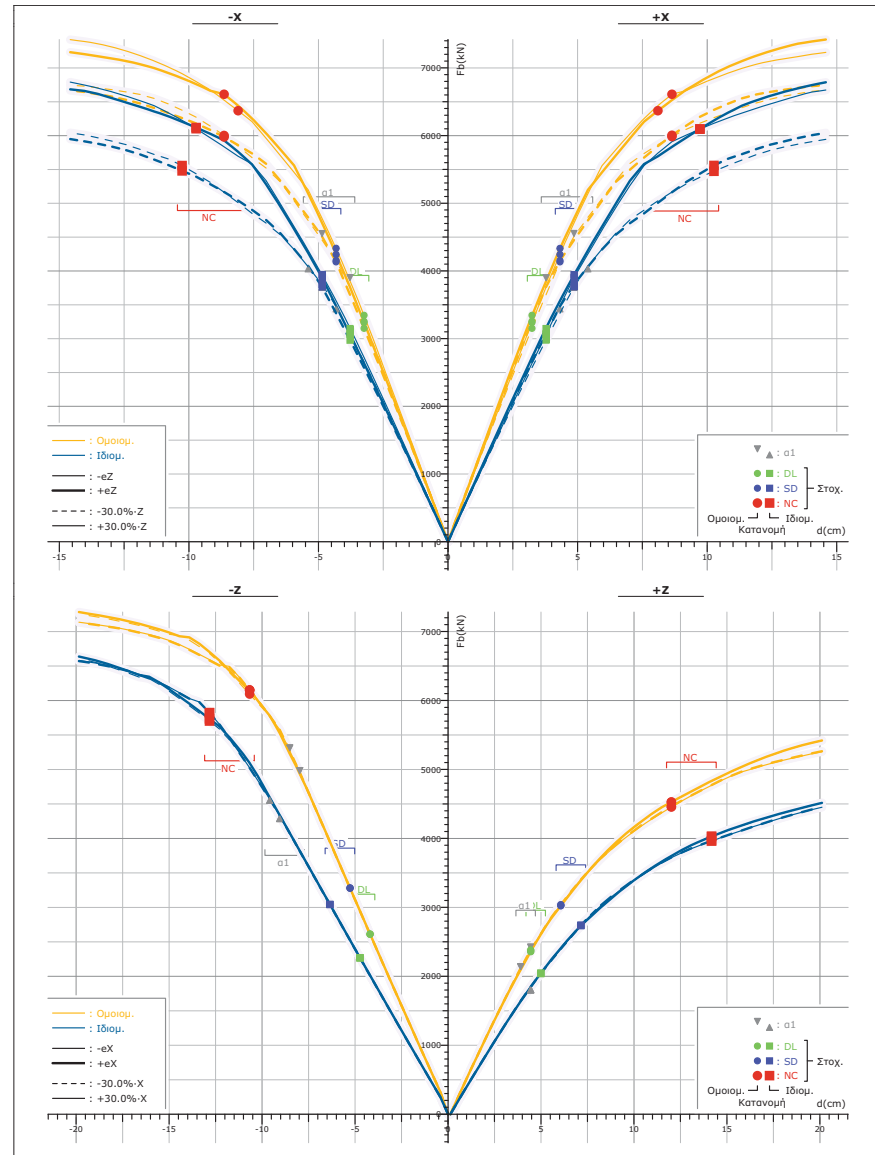
- [1] το ελαστικό φάσμα απαίτησης
- [2] τα ανελαστικά φάσματα απαίτησης για διάφορες τιμές του μ (βλ. Σχήμα 8.2)
- [3] η καμπύλη ικανότητας του υπό εξέταση φορέα
- [4] η διγραμμική καμπύλη ικανότητας του υπό εξέταση φορέα
- [5] $5T^*=0.73 \text{ s}$ η περίοδος του μονοβάθμιου συστήματος
- [6] $q_u=S_{ae}/S_{ay}=1.27$ ο παράγοντας πλαστιμότητας ($\equiv q_p$)
- [7] $q_s=S_{ay}/S_{a1}=1.93$ ο παράγοντας υπεραντοχής ($\equiv q_v$)
- [8] $\mu_d=q_u=1.27$ ο παράγοντας στοχευόμενης πλαστιμότητας/ το μ για το οποίο η κλίση της διγραμμικής καμπύλης ικανότητας ταυτίζεται με την απαίτηση
- [9] dy η μετατόπιση διαρροής που αντιστοιχεί στο πραγματικό πολυβάθμιο σύστημα

- [10] dy^* η μετατόπιση διαρροής που αντιστοιχεί στο αντίστοιχο μονοβάθμιο σύστημα
- [11] dt η μετατόπιση στόχος που αντιστοιχεί στο πραγματικό πολυβάθμιο σύστημα
- [12] dt^* η μετατόπιση στόχος που αντιστοιχεί στο αντίστοιχο μονοβάθμιο σύστημα
- [13] $\max ag$ η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση που αντέχει το κτίριο

Άξονες:

- [14] F_b η τέμνουσα βάσης που αφορά το πραγματικό πολυβάθμιο σύστημα
- [15] F^* η δύναμη που αφορά το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα
- [16] D η μετατόπιση του κόμβου ελέγχου που αφορά το πραγματικό πολυβάθμιο σύστημα
- [17] d^* η μετατόπιση που αφορά το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα

Τέλος, τυπώνονται για κάθε διεύθυνση συνοπτικά στη θέση «Τεύχος > Διαγράμματα Απαιτήσης - Ικανότητας > Συγκεντρωτικά αποτελέσματα > Συγκεντρωτικά διαγράμματα F-d» όλες οι καμπύλες αντίστασης Pushover για κάθε συνδυασμό φόρτισης (βλ. **Σχήμα 6.10**).



Σχήμα 6.10: Συγκεντρωτικά διαγράμματα $F-d$ των 32 αναλύσεων στο «Τεύχος > Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας > Συγκεντρωτικά αποτελέσματα > Συγκεντρωτικά διαγράμματα $F-d$ ».

Στάθμη επιτελεστικότητας SD

1. Στοιχειώμενη μετακίνηση dt			
X:	+5.3cm -5.3cm	0°-30%-270° -eX, Ιδιομορφική 180°-30%-270° +eX, Ιδιομορφική	Z: +7.3cm -6.8cm 90°+30%-0° -eX, Ιδιομορφική 270°-30%-180° +eX, Ιδιομορφική
2. Στοιχειώμενη πλαστιμότητα (για ανασχεδιασμό)			
Περίοδος μονοβάθμιου συστήματος	$T^*(s) =$	0.95	
Συντελεστής συμπεριφοράς πλαστιμότητας	$q_u(q_n) =$	1.11	
Παράγοντας στοιχειώμενης πλαστιμότητας	$\max \mu_d =$	1.11	90°-30%-180° -eX, Ιδιομορφική
3. Διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς q (για αποτίμηση)			
Πλαστιμότητας q_u ($^{\mu}q_u$) και υπεραντοχής q_s ($^{\mu}q_u$)	$q_u =$	1.06	$q_s =$ 1.24
Διαθέσιμος συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς	$\min q =$	$q_u \cdot q_s$	1.32 270°-30%-180° -eX, Ιδιομορφική
4. Επύρροή ανελαστικής συμπεριφοράς, [KANEPE, §5.7.4.2]			
Λόγος ανελαστικών μετατοπίσεων	$\max C_1 =$ $= 1.00 / 1.00 =$	μ_u / q_u 1.00	270°-30%-180° -eX, Ιδιομορφική
5. Ικανότητα επιτάχυνσης για $\lambda_{\max} = 1$			
	$\max a_g(SD) =$	0.160	90°+30%-0° +eX, Ιδιομορφική
6. Στόχοι αποτίμησης, [KANEPE, §2.2.1]			
Περίοδος επαναφοράς SD	$\max a_g / a_{gR} = (\max T_R / T_{LR})^{1/k} \therefore \max T_R = (\max a_g / a_{gR})^k \cdot T_{LR}$ $\max T_R(SD) = (0.160/0.240)^{3.0} \cdot 475 =$	141 έτη	> 72 (ok) [EC8-2 (A.3)]
Πιθανότητα υπέρβασης SD σε 50 έτη	$P(SD) = 1 - e^{-50/141} =$	29.77%	< 50% (ok) [EC8-1§2.1(1)]
Στόχος που ικανοποιείται:	$B2 : P(SD) < 50\%$		[KANEPE Πίν. 2.1]

Εικόνα 6.4: Τεύχος > Διαγράμματα απαίτησης ικανότητας > Συγκεντρωτικά αποτελέσματα > Συγκεντρωτικά αποτελέσματα Απαίτησης - Ικανότητας

Σημείωση

Στην περίπτωση αποτίμησης φ.ι. με ελαστική ανάλυση:

Ο παράγοντας υπεραντοχής του συνολικού σεισμικού συντελεστή για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας λαμβάνεται είτε όπως ορίζεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Παράρτημα 4.2 και η τιμή του μπορεί να εξαχθεί από τον αντίστοιχο πίνακα, είτε ακριβέστερα όπως υπολογίζεται αναλυτικά από την ανελαστική ανάλυση Pushover που έχει πραγματοποιηθεί.

Ο ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς q της κατασκευής διαμορφώνεται ως το γινόμενο του παράγοντα υπεραντοχής q_u και του παράγοντα πλαστιμότητας q_p .

$$q = q_u \cdot q_p = q_s \cdot q_u$$

Βλέπε και Σχήμα 8.5.

Επίσης, στο «Τεύχος > Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας > Συγκεντρωτικά αποτελέσματα > Συγκεντρωτικά αποτελέσματα Απαίτησης – Ικανότητας» παρουσιάζονται συνοπτικά τα αποτελέσματα της Pushover. Η ερμηνεία των αποτελεσμάτων της ανάλυσης Pushover είναι χρήσιμο να προηγείται εκείνων της Χρονοϊστορίας και αυτό γιατί η Pushover παρέχει ως δεδομένο τους διαθέσιμους

καθολικούς δείκτες πλαστιμότητας q_u και υπεραντοχής q_s όπως παρουσιάζεται στην **Εικόνα 6.4**. Οι δείκτες αυτοί μπορούν να χρησιμοποιηθούν ως δεδομένα της ανάλυσης χρονοϊστορίας με τη μέθοδο m ή q . Για το λόγο αυτό συνίσταται η εξής πορεία εργασίας:

- Επίλυση Pushover και αναζήτηση των διαθέσιμων δεικτών πλαστιμότητας q_u και υπεραντοχής q_s για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας.
- Υπολογισμός του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς για κάθε στάθμη ($q=q_u \cdot q_s$) και ενημέρωση των παραμέτρων της μεθόδου m ή q στην καρτέλα «Κτίριο > Αποτίμηση > Μέθοδος m, q »
- Ενημέρωση της παραμέτρου «Επίλυση > Αποτίμηση > Διαγραφή προηγούμενων αναλύσεων αποτίμησης» στο «Όχι».
- Εκτέλεση Χρονοϊστορίας και διενέργεια ελέγχων επάρκειας και με τις δύο μεθόδους.

Παρακάτω τυπώνεται η σύγκριση των καθολικών δεικτών συμπεριφοράς όπως υπολογίστηκαν από την Pushover και όπως προτείνονται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

	ΚΑΝ.ΕΠΕ., Πίνακας Σ4.4			Pushover		
	DL	SD	NC	DL	SD	NC
qπ	1.10	1.55	2.18	1.00	1.25	1.38
qu	1.00	1.10	1.10	1.00	1.05	1.02
q	1.10	1.70	2.40	1.00	1.31	1.41

Πίνακας 6.3: Σύγκριση τιμών του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς q που προκύπτουν από την ανάλυση Pushover με αυτές που λαμβάνονται από τον πίνακα Σ4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Βλέπουμε ότι οι τιμές του q που προκύπτουν από την ανάλυση Pushover είναι σημαντικά μικρότερες από τις τιμές που λαμβάνονται από τον πίνακα Σ4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Στα αποτελέσματα της μη γραμμικής ανάλυσης μεταξύ άλλων υπολογίζονται (βλ. **Εικόνα 6.4**):

- **$\max a_g(SD)$** ο μέγιστος σεισμικός συντελεστής που μπορεί να επιβληθεί στην κατασκευή έτσι ώστε αυτή να μην ξεπεράσει οριακά την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας.

$$\max a_g(SD) = 0.161$$

- **$P(SD)$** η πιθανότητα υπέρβασης του μέγιστου σεισμικού γεγονότος κατά τη συμβατική διάρκεια ζωής του έργου ($T_L = 50$ έτη).

Σημείωση

Διαβάστε περισσότερα για το πώς η σπουδαιότητα του κτιρίου καθορίζει το στόχο της αποτίμησης στο [κεφάλαιο 7](#) - «Παράρτημα Α» του παρόντος εγχειριδίου.

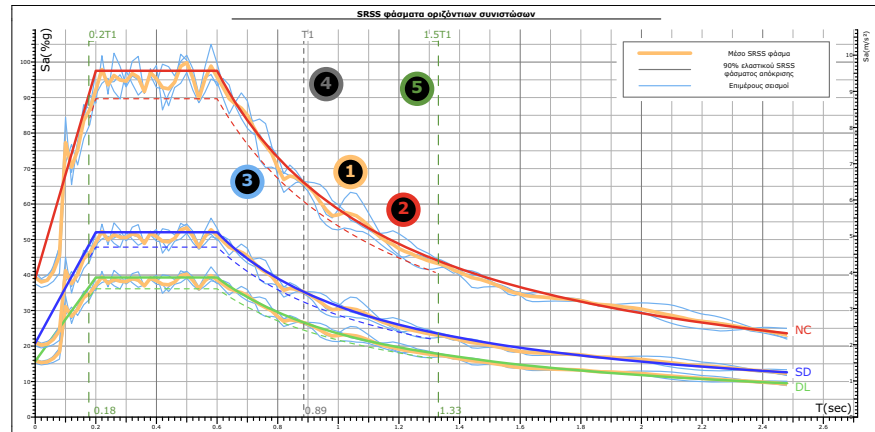
- Οι ικανοποιούμενοι στόχοι της ζητούμενης στάθμης επιτελεσματικότητας σύμφωνα με τον πιν. 2.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.
- **q** ο διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς για την αποτίμηση (qm: παράγοντας πλαστιμότητας, qs: παράγοντας υπεραντοχής)

Στάθμη επιτελεσματικότητας	Στόχος ΚΑΝ.ΕΠΕ. που ικανοποιείται
DL	Κανένας
SD	B2
NC	Γ2

Πίνακας 6.4: Στόχοι ΚΑΝ.ΕΠΕ. που ικανοποιούνται («Τεύχος > Διαγράμματα Απαίτησης - Ικανότητας > Συγκεντρωτικά αποτελέσματα > Συγκεντρωτικά αποτελέσματα Απαίτησης - Ικανότητας»). Βλ. και Εικόνα 6.4.

6.1.1.5 Γενικά αποτελέσματα Χρονοϊστορίας

Κατ' αντιστοιχία με την Pushover παρουσιάζονται 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 (βλ. **Σχήμα 6.11**).



Σχήμα 6.11: Εκτύπωση SRSS φασμάτων των τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων και έλεγχος κλιμάκωσης, στο Τεύχος αποτελεσμάτων.

Όπου:

- [1] το μέσο φάσμα των SRSS φασμάτων των τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων που παρήχθησαν
- [2] με συνεχή γραμμή το SRSS ελαστικό φάσμα του EC8-1 $(\sqrt{2} \cdot S_e)$ και με διακεκομμένη γραμμή το όριο κλιμάκωσης 90% $(0.90 \cdot \sqrt{2} \cdot S_e)$
- [3] τα επιμέρους SRSS φάσματα κάθε τεχνητού επιταχυνσιογραφήματος
- [4] η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του φορέα
- [5] τα όρια του εύρους κλιμάκωσης $0.2T_1 - 1.5T_1$

Σημείωση

Το Fespa παράγει αυτόματα τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα με τη μέθοδο της φασματικής αναπαράστασης, τα οποία ικανοποιούν ταυτόχρονα τα κριτήρια κλιμάκωσης του EC8-2.

Παράλληλα τυπώνεται και ο αντίστοιχος πίνακας στο Τεύχος όπου ελέγχεται η ορθότητα της κλιμάκωσης (**Πίνακας 6.5**)

Έλεγχος κλιμάκωσης οριζόντιων συνιστωσών

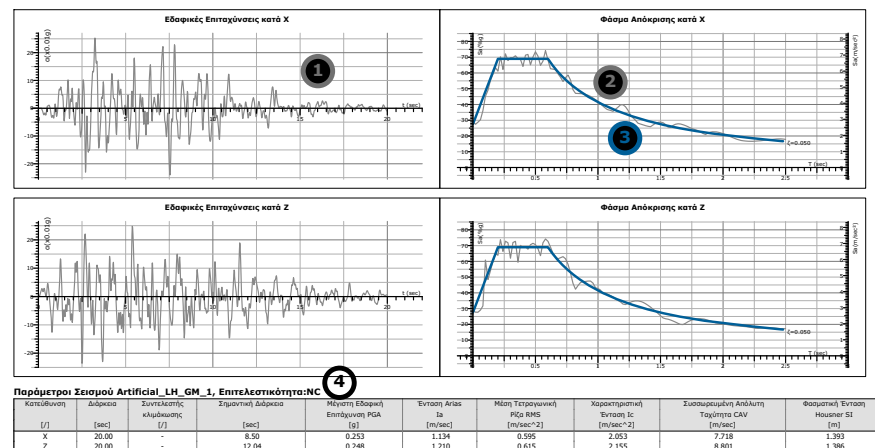
Επιτελεστικότητα	Δεσπόζουσα ιδιομορφή, T ₁	SRSS(minSa) [0.2*T ₁ -1.5*T ₁]	1.30*Se (T _{min} Sa)	T _{cr}
[/]	① [sec]	② [%g]	④ [%g]	③ [sec]
DL	0.89	36.14	36.14	0.54
SD	0.89	47.86	47.86	0.54
NC	0.89	89.67	89.67	0.54

Πίνακας 6.5: Έλεγχος κλιμάκωσης

Όπου:

- [1] $T_1=0.89$ sec η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του φορέα
- [2] $S_{a_{min}}$, ελάχιστη τιμή της επιτάχυνσης του μέσου SRSS φάσματος σε εύρος περιόδων $0.2T_1-1.5T_1$
- [3] $T_{cr}=0.54$ sec η κρίσιμη τιμή της ιδιοπερίοδου όπου σημειώνεται η πιο πάνω ελάχιστη τιμή
- [4] $1.30 \cdot S_e$ η τιμή του ελαστικού φάσματος απόκρισης $(0.90 \cdot \sqrt{2} \cdot S_e \approx 1.30 \cdot S_e)$ στην κρίσιμη ιδιοπερίοδο T_{cr} . Η κλιμάκωση ικανοποιείται όταν ισχύει $S_{a_{min}} \geq 1.30 \cdot S_e$.

Στη συνέχεια και εφόσον έχει επιλεγεί εκτεταμένη εκτύπωση τυπώνονται ξεχωριστά τα τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα και τα αντίστοιχα φάσματα απόκρισης κάθε σεισμικής συνιστώσας X, Z για κάθε επιτελεστικότητα. Η εκτύπωση συνοδεύεται από τους σεισμολογικούς δείκτες οι οποίοι ποσοτικοποιούν τη σεισμική ένταση και ενέργεια κάθε συνιστώσας.



Σχήμα 6.12: Τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα και αντίστοιχα φάσματα απόκρισης ανά σεισμική συνιστώσα και επιτελεστικότητα συνοδευόμενα από πίνακα σεισμολογικών παραμέτρων.

Όπου:

- [1] το επιταχυνσιογράφημα σε g
- [2] το φάσμα απόκρισης για 5% απόσβεση του επιταχυνσιογραφήματος
- [3] το ελαστικό φάσμα του EC8-1
- [4] σεισμολογικές παράμετροι της εδαφικής συνιστώσας

Στη συνέχεια τυπώνονται στο «Τεύχος > Αποτελέσματα δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας > Ελαστικές Fb και d κόμβου ελέγχου» οι κρίσιμες τέμνουσες βάσης και οι αντίστοιχες μετατοπίσεις του κόμβου ελέγχου.

Συγκεντρωτικές κρίσιμες ελαστικές τέμνουσες βάσης και μετατοπίσεις κόμβου ελέγχου

Επιτελεστικότητα [/]	Fb κατά X [kN]	Fb κατά Z [kN]	dx κατά X [cm]	dz κατά Z [cm]
DL	3341.88	2494.93	3.4	5.4
SD	4425.28	3303.76	4.5	7.1
NC	8291.92	6190.47	8.3	13.4

Πίνακας 6.6: Κρίσιμες ελαστικές τέμνουσες βάσης και μετακινήσεις κόμβου ελέγχου

Μία πρώτη σύγκριση της ανάλυσης χρονοϊστορίας με μέθοδο m και της Pushover λαμβάνεται αν συγκριθούν οι μετατοπίσεις του παραπάνω πίνακα με τις στοχευόμενες μετατοπίσεις στο **Σχήμα 6.8**. Στο συγκεκριμένο παράδειγμα έχουμε για τη μετατόπιση του κόμβου ελέγχου:

	Time History	Pushover
DL	X: 3.4 cm Z: 5.4 cm	X: 4.0 cm Z: 5.5 cm
SD	X: 4.5 cm Z: 7.1 cm	X: 5.3 cm Z: 7.3 cm
NC	X: 8.3 cm Z: 13.4 cm	X: 10.4 cm Z: 14.6 cm

Πίνακας 6.7: Σύγκριση μετακινήσεων κόμβου ελέγχου Pushover και Χρονοϊστορίας

Παρατηρείται ότι όσο αυξάνεται η ένταση του σεισμού και η Pushover «διεισδύει» περισσότερο στην ανελαστική περιοχή του κτιρίου, τόσο αποκλίνουν από τη θεώρηση ίσων μετακινήσεων.

6.1.1.6 Τοπική επάρκεια μελών

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι λόγοι επάρκειας και για τις δύο μεθόδους, αρχικά για τα υποστυλώματα και έπειτα για τις δοκούς.

Υποστυλώματα – Λόγοι επάρκειας (Χρονοϊστορία)

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Υποστυλωμάτων

Μέλος, άκρο, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	1 λελ (10% / 50)	DL m	SD m	2 NC m	3 NC m	DL m	SD m	4 NC m
K19(0), κάτω, κ	0.33	0.33	1.00	0.30	1.47	0.49	1.70	-
K19(0), άνω, κ	1.34	0.54	1.00	0.28	1.60	0.44	1.91	0.69
K19(1), κάτω, κ	4.12!	1.66!	1.00	0.94	2.33	1.33!	3.08	-
K19(1), άνω, κ	3.54!	1.43!	1.00	0.78	2.43	1.10!	3.23	-
K19(2), κάτω, κ	3.94!	1.59!	1.00	0.87	2.41	1.23!	3.21	-
K19(2), άνω, κ	3.94!	1.59!	1.00	0.72	2.33	1.02!	3.09	-
K19(3), κάτω, κ	2.96!	1.19!	1.00	0.67	2.31	0.94	3.07	-
K19(3), άνω, κ	2.91!	1.17!	1.00	0.69	2.24	0.98	2.97	-
K19(4), κάτω, κ	1.88	0.76	1.00	0.42	2.39	0.59	3.18	-
K19(4), άνω, κ	1.95	0.79	1.00	0.45	2.34	0.63	3.10	-
K19(5), κάτω, κ	0.84	0.34	1.00	0.20	2.28	0.28	3.03	-
K19(5), άνω, κ	0.89	0.36	1.00	0.21	2.26	0.30	2.99	-
K19(6), κάτω, κ	0.33	0.13	1.00	0.07	2.46	0.10	3.29	-
K19(6), άνω, κ	0.41	0.16	1.00	0.09	2.43	0.13	3.24	-
K20(0), κάτω, κ	1.56	0.63	1.00	0.61	1.37	1.49	1.49	-
K20(0), άνω, κ	3.92!	1.58!	1.00	0.80	2.60	1.08!	1.50	-
K20(1), κάτω, κ	5.62!	2.26!	1.00	1.32!	2.42	1.87!	3.22	-
K20(1), άνω, κ	1.54	0.64	1.00	0.54	1.61	0.81	1.96	-
K20(2), κάτω, κ	5.77! ⁽³⁾	2.32!	1.00	1.20!	2.54	1.69!	3.39	-
K20(2), άνω, κ	3.91!	1.57!	1.00	0.46	1.42	0.74	1.58	-
K20(3), κάτω, κ	4.32! ⁽³⁾	1.74!	1.00	0.91	2.55	1.27!	3.39	-
K20(3), άνω, κ	2.93!	1.18!	1.00	0.58	2.68	0.82	3.57	-
K20(4), κάτω, κ	2.90! ⁽⁴⁾	1.17!	1.00	0.61	2.53	0.86	3.36	-
K20(4), άνω, κ	2.41	0.97	1.00	0.48	2.66	0.68	3.55	-
K20(5), κάτω, κ	1.49! ⁽³⁾	0.60	1.00	0.30	2.62	0.43	3.50	-
K20(5), άνω, κ	1.29	0.52	1.00	0.23	2.68	0.33	3.58	-
K20(6), κάτω, κ	0.34	0.14	1.00	0.07	2.77	0.09	3.72	-
K20(6), άνω, κ	0.26	0.10	1.00	0.07	5.03	0.07	6.63	-

Πίνακας 6.8: Πίνακας λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων

Όπου:

- [1] λελ οι κρίσιμοι λόγοι επάρκειας σε κάμψη από ελαστική ανάλυση ($q=1$), που αντιστοιχούν σε σεισμική επιτάχυνση με πιθανότητα επαναφοράς 10% σε 50 έτη
- [2] λ ο κρίσιμος λόγος επάρκειας του μέλους σε κάμψη, για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας
- [3] m ο τοπικός δείκτης συμπεριφοράς, όπως έχει προκύψει από την τρέχουσα χρονική στιγμή που σημειώνεται ο κρίσιμος λόγος λ, για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

Σημείωση

Για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας, στη μέθοδο q οι τοπικοί δείκτες συμπεριφοράς **m** είναι ίσοι με τον καθολικό δείκτη συμπεριφοράς **q** που έχει οριστεί.

- [4] λV ο λόγος επάρκειας του μέλους σε διάτμηση, για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

Υποστυλώματα – Λόγοι επάρκειας (Συγκεντρωτικοί)

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος Ροπής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας	Κρίσιμη Ανάλυση
DL	K21(1)	Κύριο	2.40!	[XI-τη]
SD	K21(1)	Κύριο	1.33!	[XI-τη]
NC	K21(1)	Κύριο	1.86!	[XI-τη]

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας	Κρίσιμη Ανάλυση
DL	K21(1)	Κύριο	0.90	[PO]
SD	K19(1)	Κύριο	1.06!	[XI-τη]
NC	K20(0)	Κύριο	2.74!	[XI-τη]

Πίνακας 6.9: Αποτίμηση με *pushover* και τη μέθοδο m. Πίνακας μέγιστων λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων για αστοχία σε κάμψη και διάτμηση, για τις εξεταζόμενες στάθμες DL, SD και NC, στο «Τεύχος > Λόγοι επάρκειας μελών > Συγκεντρωτικοί > Πίνακες υποστυλωμάτων».

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος Ροπής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας	Κρίσιμη Ανάλυση
DL	K20(1)	Κύριο	2.53!	[XI-τη]
SD	K20(1)	Κύριο	2.17!	[XI-τη]
NC	K20(1)	Κύριο	2.87!	[XI-τη]

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας	Κρίσιμη Ανάλυση
DL	K21(1)	Κύριο	0.89	[PO]
SD	K21(1)	Κύριο	1.11!	[PO]
NC	K19(1)	Κύριο	1.72!	[XI-τη]

Πίνακας 6.10: Αποτίμηση με τη μέθοδο q. Πίνακας μέγιστων λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων για αστοχία σε κάμψη και διάτμηση, για τις εξεταζόμενες στάθμες DL, SD και NC, στο Τεύχος.

Για κάθε μέλος παρουσιάζονται οι κρίσιμοι λόγοι επάρκειας όλων των αναλύσεων που έχουν προηγηθεί. Τα είδη των αναλύσεων σημειώνονται ως εξής:

[XI-τη] Ανάλυση χρονοϊστορίας **χωρίς** άοπλες **τ/π**

[XI+τη] Ανάλυση χρονοϊστορίας **με** άοπλες **τ/π**

[PO] Ανελαστική ανάλυση Pushover

Σημείωση

Υπάρχει ενδεχόμενο ο κρίσιμότερος λόγος επάρκειας να προκύψει από την ανάλυση με στατικά φορτία του συνδυασμού $G+\psi 2Q$. Η περίπτωση αυτή σημειώνεται στον πίνακα με (*).

Προσοχή!

Στην περίπτωση που κρίσιμη ανάλυση προκύπτει η ανάλυση Χρονοϊστορίας, με «κλικ» πάνω στο αριθμητικό αποτέλεσμα του λόγου επάρκειας (Πίνακας 6.11 - 1) μεταβαίνουμε αυτομάτως στην αναλυτική εκτύπωση του εκάστοτε υποστυλώματος η οποία βρίσκεται στη θέση «Τεύχος > Αποτίμηση μελών > Χρονοϊστορίας, υποστυλωμάτων > Κάμψη υποστυλωμάτων».

Με «κλικ» πάνω στο όνομα του μέλους (Πίνακας 6.11 - 2) μεταβαίνουμε αυτόματα στα διαγράμματα αντοχής του, τα οποία βρίσκονται στη θέση «Τεύχος > Διαγράμματα αντοχής μελών > Υποστυλωμάτων».

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος Ροπής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας	Κρίσιμη Ανάλυση
DL	K21(1)	Κύριο	2.40!	[XI-τη]
SD	K21(1)	Κύριο	1.33!	[XI-τη]
NC	K21(1)	Κύριο	1.86!	[XI-τη]

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος διάτμησης

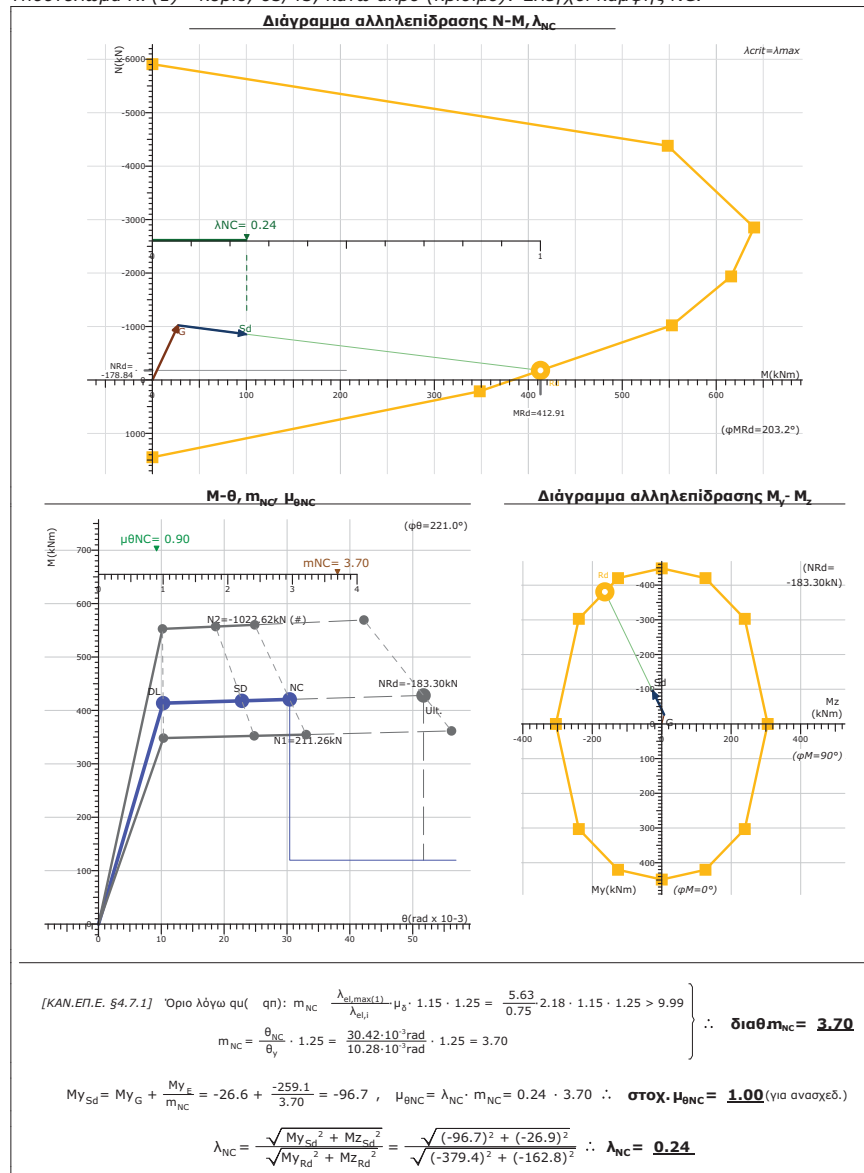
Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας	Κρίσιμη Ανάλυση
DL	K21(1)	Κύριο	0.90	[PO]
SD	K19(1)	Κύριο	1.06!	[PO]
NC	K20(0)	Κύριο	3.74!	[XI-τη]

Πίνακας 6.11: Πίνακας μέγιστων λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων.

Στα διαγράμματα της αναλυτικής εκτύπωσης που βλέπετε στο **Σχήμα 6.13** παρουσιάζεται αναλυτικά η διαδικασία υπολογισμού του κρίσιμου καμπτικού λόγου επάρκειας κάθε μέλους για τις υπό εξέταση στάθμες επιτελεστικότητας.

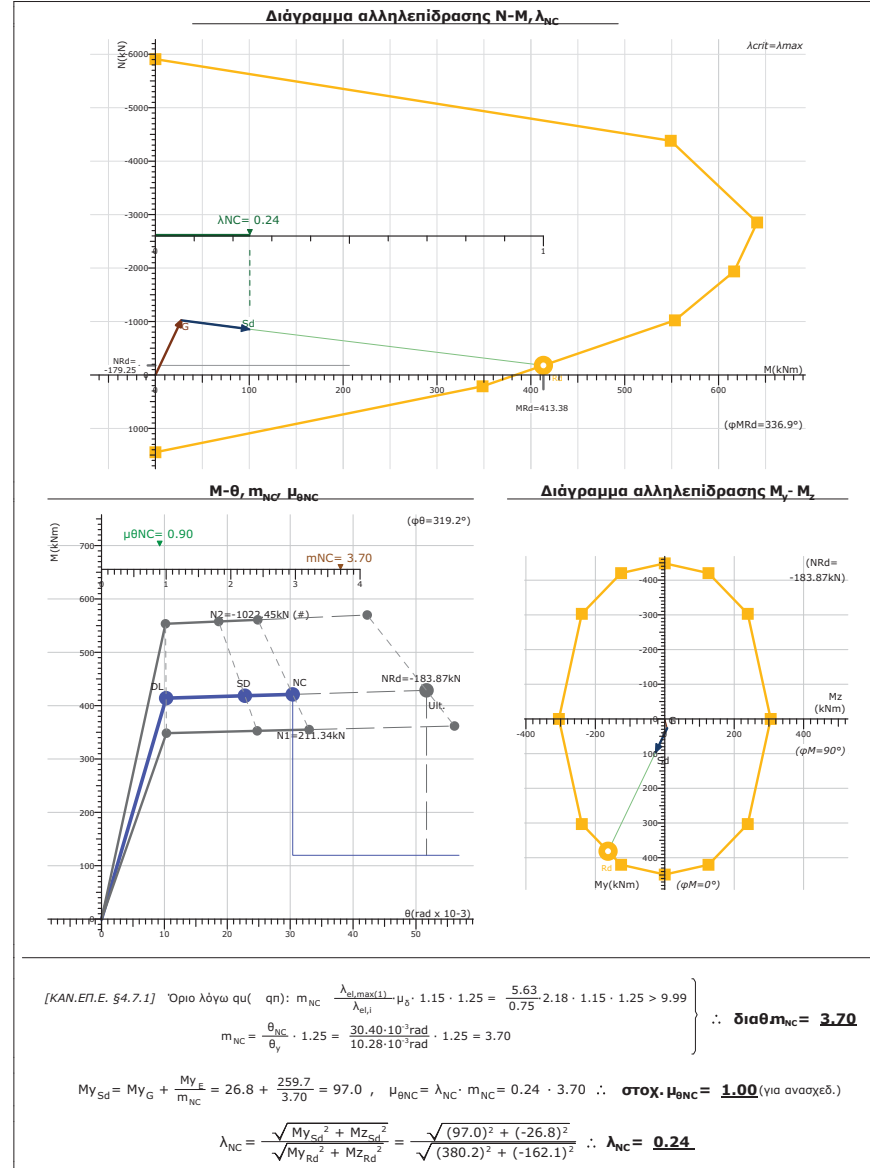
Για την παρουσίαση των αποτελεσμάτων και στα δύο άκρα του μέλους θα πρέπει να επιλεγεί αναλυτική εκτύπωση αποτελεσμάτων («Επίλυση > Αποτελέσματα > Λεπτομέρεια αποτελεσμάτων επίλυσης μελών σκυροδέματος = Εκτεταμένη»).

Υποστυλώμα K7(1) - κύριο, 65/45, κάτω άκρο (κρίσιμο): Έλεγχοι κάμψης NC.



Σχήμα 6.13: Διαγράμματα αλληλεπίδρασης N-M, M_y - M_z , διάγραμμα M-θ υποστυλώματος K7(1).

Υποστυλώμα K6(1) - κύριο, 65/45, κάτω άκρο (κρίσιμο): Έλεγχοι κάμψης NC.

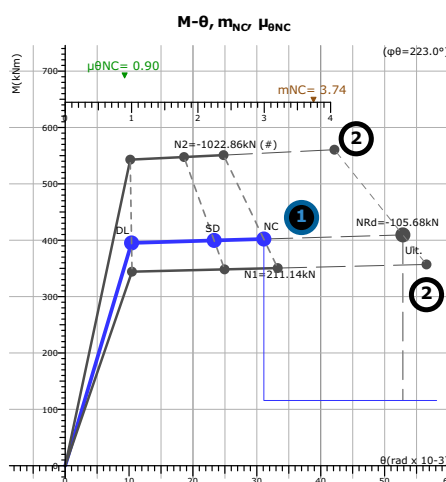


Σχήμα 6.14: Διαγράμματα αλληλεπίδρασης N-M, M_y - M_z , διάγραμμα M-θ υποστυλώματος K6(1) [το συμμετρικό του K7(1)].

Ερμηνεία διαγραμμάτων

Η σειρά με την οποία ερμηνεύονται τα διαγράμματα της αναλυτικής εκτύπωσης ακολουθεί τη σειρά των υπολογισμών για τον προσδιορισμό του τελικού λόγου επάρκειας.

■ Διάγραμμα M-θ, m, μ_θ:



$$[KAN.EΠ.E. §4.7.1] \text{ Όριο λόγω } q_u (=q_n): m_{NC} = \frac{\lambda_{el,max}(1) - \mu_\theta}{\lambda_{el,i}} \cdot 1.15 \cdot 1.25 = \frac{5.79}{0.74} \cdot 2.18 \cdot 1.15 \cdot 1.25 > 9.99$$

$$m_{NC} = \frac{\theta_{NC}}{\theta_y} \cdot 1.25 = \frac{31.09 \cdot 10^{-3} \text{ rad}}{10.38 \cdot 10^{-3} \text{ rad}} \cdot 1.25 = 3.74$$

$$\text{διαθ} m_{NC} = 3.74$$

Σχήμα 6.15: Υπολογισμός τοπικού δείκτη πλαστιμότητας m

όπου:

- [1] το τρέχον διάγραμμα M-θ για τη δεδομένη αξονική δύναμη $N_{Rd} = -105.68 \text{ kN}$ της ανάλυσης και την κατεύθυνση της στροφής χορδής $\varphi\theta = 223.0^\circ$, το οποίο προκύπτει μέσω γραμμικής παρεμβολής.
- [2] τα διαγράμματα M-θ (για την κατεύθυνση της στροφής χορδής $\varphi\theta$ που έχουν προκύψει από γραμμική παρεμβολή μεταξύ διαγραμμάτων σε γωνίες $\varphi\theta$ ανά 30ο) τα οποία έχουν παραχθεί πριν την ανάλυση για αξονικά φορτία $N1 = 211.14 \text{ kN}$, $N2 = -1022.86 \text{ kN}$ με βάση τα οποία γίνεται η γραμμική παρεμβολή
- [3] υπολογισμός του δείκτη πλαστιμότητας m συμπεριλαμβανομένου και του συντελεστή αύξησης 1.25 με βάση τη σχέση

$$m_{NC} = \frac{\theta_{NC}}{\theta_y} \cdot 1.25 = 3.74$$

- [4] υπολογίζεται το άνω όριο του τοπικού δείκτη m , κατά την §4.7.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013. Το «κούρεμα» του m υπολογίζεται ως εξής.

Υπολογίζεται ο δείκτης πλαστιμότητας $q_\pi \equiv q_u$ ως ο λόγος του καθολικού δείκτη q προς το δείκτη υπεραντοχής q_v

$$q_\pi = \frac{q}{q_v} = \frac{2.4}{1.1} = 2.18$$

Υπολογίζεται ο απαιτούμενος δείκτης πλαστιμότητας μ_δ του δομήματος σε όρους μετακινήσεων.

$$T_1 > T_C \rightarrow \mu_\delta = q_\pi = 2.18$$

Σημειώνεται η τιμή $\lambda_{el,max}=5.79$ χαρακτηρίζει το πλέον εύτρωτο μέλος του όροφου (μεταξύ όσων έχουν ενεργή την παράμετρο «Υποστύλωμα > Υλικά-Αποτίμηση > Υποστύλωμα με σημαντική δυσκαμψία, για λ_{max} ») και είναι ο μέγιστος λόγος επάρκειας για ελαστική ανάλυση ($q=1$) για το σεισμό με πιθανότητα επαναφοράς 10%/50 έτη. Οι τιμές των $\lambda_{el,i}$ τυπώνονται στο «Τεύχος > Λόγοι επάρκειας μελών > Χρονοϊστορία > Πίνακες υποστυλώματων». Στον ίδιο πίνακα σημειώνεται και η τιμή $\lambda_{el,i}=0.74$ του υποστυλώματος K6(1). Ο συντελεστής k λαμβάνεται ίσος με 1.15 σύμφωνα με την §4.7.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013 (βλ. «Κτίριο > Αποτίμηση > Μέγιστη τιμή συντελεστών $m, m_{max} < q \cdot k, k = \dots$ »).

Υπολογίζεται το όριο του m σύμφωνα με τη σχέση:

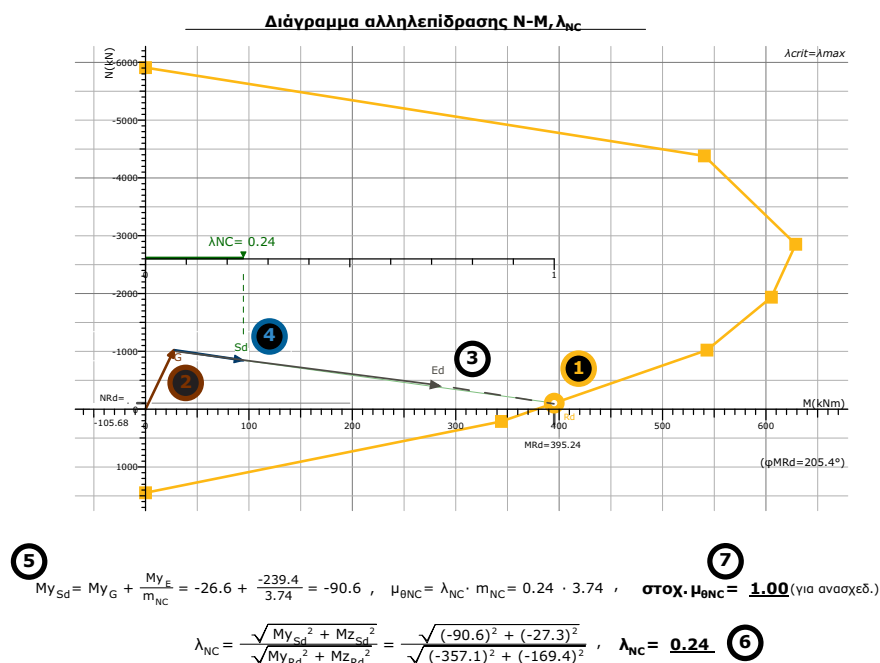
$$m_{max} \leq \frac{\lambda_{el,max}}{\lambda_{el,i}} \cdot \mu_\delta \cdot k = \frac{5.79}{0.74} \cdot 2.18 \cdot 1.15 = 24.52 > 9.99$$

- [5] η τελική τιμή του διαθέσιμου δείκτη πλαστιμότητας m συμπεριλαμβανομένης της τιμής του άνω ορίου η οποία δίνεται από τη σχέση

$$m_{\delta_{off}} = \min[m, m_{max}] = [3.74, 24.52] = 3.74$$

Για να επιτευχθεί αυτό, στην περίπτωση που η αποτίμηση γίνεται με τη μέθοδο των συντελεστών m , εισάγουμε την **τιμή $k = 10$** στον συντελεστή απόκλισης (βλ. «Κτίριο > Αποτίμηση > Μέγιστη τιμή συντελεστών $m, m, \max < q * k, k = \dots$ »).

Στη συνέχεια προσδιορίζεται ο λόγος επάρκειας του υποστυλώματος μέσω του διανύσματος της έντασης και την καμπύλη αντοχής της διατομής του μέλους. Αρχικά ο έλεγχος παρουσιάζεται μέσω του διαγράμματος N-M (**Σχήμα 6.16**) το οποίο αντιπροσωπεύει την κατακόρυφη τομή της χωρικής καμπύλης αλληλεπίδρασης «κρεμμυδιού» με το διάνυσμα της έντασης τη χρονική στιγμή που υπολογίζεται ο κρίσιμος λόγος επάρκειας.



Σχήμα 6.16: Υπολογισμός λόγου επάρκειας, διάγραμμα αλληλεπίδρασης M-N

όπου:

- [1] η κατακόρυφη τομή της καμπύλης αντίστασης και το σημείο τομής του διανύσματος της έντασης με αυτή. Στο σημείο τομής βρίσκουμε αξονική δύναμη αντοχής $N_{Rd}=-105.68$ kN και ροπή αντοχής $M_{Rd}=395.24$ kNm.
- [2] G το διάνυσμα των στατικών φορτίων $G+\psi_2 Q$
- [3] E_d το ελαστικό διάνυσμα της σεισμικής έντασης. Το διάνυσμα αυτό περιγράφεται εδώ για λόγους πληρότητας, ενώ στο αντίστοιχο διάγραμμα του τεύχους παραλείπεται.
- [4] S_d , το διάνυσμα της σεισμικής έντασης έπειτα από τη διαίρεση με το δείκτη τοπικής πλαστιμότητας m
- [5] $My_{Sd}=-90.6$ kNm η δρώσα ροπή στην y διεύθυνση. Υπολογίζεται από δύο όρους, τη ροπή $My_G=-26.6$ kNm που είναι η ροπή λόγω των στατικών φορτίων $G+\psi_2 Q$, την ελαστική σεισμική συνιστώσα της ροπής $My_E=-239.4$ kNm και ο τοπικός δείκτης πλαστιμότητας $m_{NC}=3.74$. Συνεπώς, η πραγματική δρώσα ροπή υπολογίζεται ως εξής:

$$My_{Sd} = My_G + \frac{My_E}{m_{NC}} = -90.6 \text{ kNm}$$

- [6] $\lambda_{NC}=0.24$ ο λόγος επάρκειας ο οποίος προκύπτει με βάση τις ροπές:

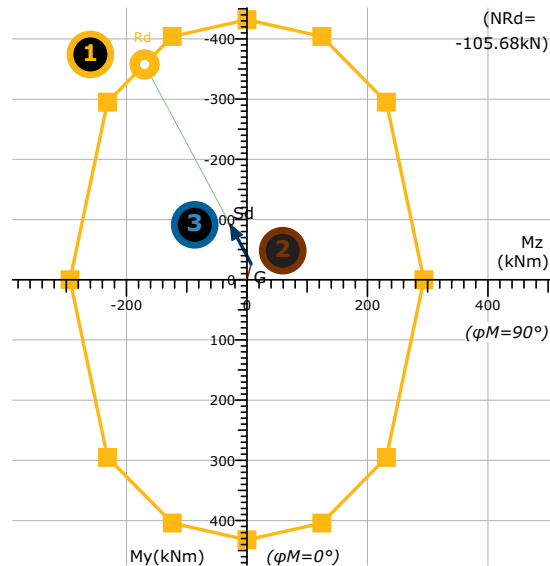
$$\lambda_{NC} = \frac{\sqrt{My_{Sd}^2 + Mz_{Sd}^2}}{\sqrt{My_{Rd}^2 + Mz_{Rd}^2}} = 0.24$$

- [7] στοχ. $\mu_{0,NC}=1.00$ η στοχευόμενη πλαστιμότητα που πρέπει να διαθέτει η διατομή. Χρησιμοποιείται κατά τη φάση του ανασχεδιασμού αν το μέλος δεν επαρκεί.

■ Διαγράμματα αλληλεπίδρασης My-Mz:

Ο υπολογισμός του λόγου επάρκειας λ παρουσιάζεται επίσης και μέσω της οριζόντιας τομής του διανύσματος της έντασης και της χωρικής καμπύλης αλληλεπίδρασης «κρεμμυδιού» τη χρονική στιγμή που υπολογίζεται ο κρίσιμος λόγος επάρκειας (**Σχήμα 6.17**).

Διάγραμμα αλληλεπίδρασης M_y - M_z



Σχήμα 6.17: Υπολογισμός λόγου επάρκειας, διάγραμμα αλληλεπίδρασης M_y - M_z

Όπου:

- [1] η οριζόντια τομή της καμπύλης αντίστασης και το σημείο τομής του διανύσματος της έντασης με αυτή
- [2] το διάνυσμα των στατικών φορτίων $G+\psi_2 Q$
- [3] το διάνυσμα της σεισμικής έντασης έπειτα από τη διαίρεση με το δείκτη τοπικής πλαστιμότητας m

Από τα σχήματα **6.18** και **6.19** επαληθεύεται εκτός των άλλων και εποπτικά η επάρκεια του υποστυλώματος καθώς το διάνυσμα S_d βρίσκεται στο εσωτερικό (ασφαλή περιοχή) της καμπύλης αλληλεπίδρασης.

Δοκοί - Λόγοι επάρκειας (Συγκεντρωτικοί)*Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος Ροπής*

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας	Κρίσιμη Ανάλυση
DL	Δ5.3(3)	Κύριο	0.76	[XI-τη]
SD	Δ3.1(0)	Κύριο	0.35	[XI-τη]
NC	Δ6.3(1)	Κύριο	0.63	[PO]

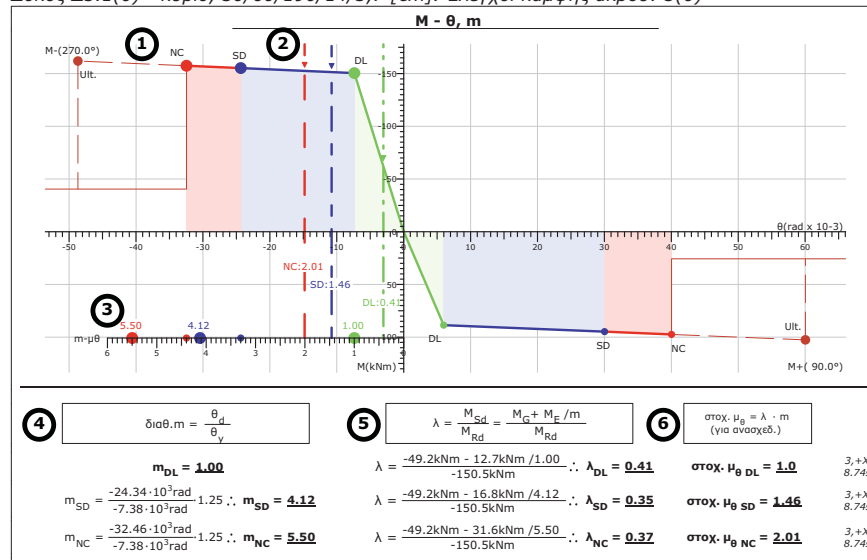
Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας	Κρίσιμη Ανάλυση
DL	Δ10.2(3)	Κύριο	0.44	[XI-τη]
SD	Δ10.2(3)	Κύριο	0.52	[XI-τη]
NC	Δ10.2(3)	Κύριο	0.78	[XI-τη]

Πίνακας 6.12: Πίνακας μέγιστων λόγων επάρκειας δοκών για αστοχία σε κάμψη και διάτμηση, για τις εξεταζόμενες στάθμες DL, SD και NC, στο «Τεύχος > Λόγοι επάρκειας μελών > Συγκεντρωτικοί > Πίνακες δοκών».

Παρόμοια με τα υποστυλώματα, ακολουθώντας το σύνδεσμο του κρίσιμου λόγου επάρκειας δοκού μεταβαίνουμε αυτόματα στην αναλυτική εκτύπωση δοκών. Τα διαγράμματα της αναλυτικής εκτύπωσης (**Σχήμα 6.20**) θα τα βρείτε στο «Τεύχος > Αποτίμηση μελών > Χρονοϊστορίας, δοκών > Κάμψη δοκών». Τυπώνονται για κάθε άκρο μέλους, για τις υπό εξέταση στάθμες επιτελεστικότητας. Παρουσιάζεται αναλυτικά η διαδικασία υπολογισμού του κρίσιμου λόγου επάρκειας της κρίσιμης δοκού Δ3.1(0) για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD.

Δοκός Δ3.1(0) - κύριο, 30/60/190/14/3,7 [cm]. Έλεγχοι κάμψης άκρου: 5(0)



Σχήμα 6.20: Γραφική αναπαράσταση λόγων επάρκειας δοκού.

όπου:

- [1] το διάγραμμα M-θ της δοκού
- [2] η γωνία στροφής χορδής θ κάθε επιτελεστικότητας κατά τον κρίσιμο λόγο επάρκειας. Η θέση της κάθε γραμμής προσδιορίζει το αν ο έλεγχος αφορά αρνητική ή θετική φορά ροπής.
- [3] ο διαθέσιμος τοπικός δείκτης πλαστιμότητας m. Σημειώνεται με χοντρή κουκίδα ο συνολικός δείκτης m, συμπεριλαμβανομένου και του συντελεστή 1.25, ενώ με λεπτή τελεία σημειώνεται ο αρχικός δείκτης.
- [4] ο υπολογισμός του δείκτη πλαστιμότητας m συμπεριλαμβανομένου και του συντελεστή αύξησης 1.25

$$m_{SD} = \frac{\theta_{SD}}{\theta_y} \cdot 1.25 = 4.12$$

- [5] ο υπολογισμός του λόγου επάρκειας

$$\lambda_{SD} = \frac{M_G + \frac{M_{Ed,E}}{m_{SD}}}{M_{Rd}} = 0.35$$

- [6] ο υπολογισμός της στοχευόμενης πλαστιμότητας που πρέπει να διαθέτει η διατομή κατά τον ανασχεδιασμό

$$\sigma\chi \cdot \mu_{\theta SD} = \lambda_{SD} \cdot m_{SD} = 1.46$$

6.1.1.7 Έλεγχος διάτμησης

Τα αναλυτικά αποτελέσματα της διάτμησης, όσον αφορά τα υποστυλώματα, (Πίνακας 6.13) θα τα βρείτε στο «Τεύχος > Αποτίμηση μελών > Χρονοϊστορίας, υποστυλωμάτων > Διάτμηση υποστυλωμάτων». 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 επιτελεστικότητας σύμφωνα με ικανοτική θεώρηση (Penelis και Penelis, 2014) Συγκεκριμένα στη στάθμη NC για το υποστυλώμα **K1(1)** στη διεύθυνση z έχουμε:

Έλεγχος έναντι τέμνουσας υποστυλωμάτων								
Μέλος K/Δ	Διέ.	λV/ρV	MRd1 [KNm]	MRd2 [KNm]	VEd,E [KN]	Vsd [KN]	VRd [KN]	Σταθμός t sec
K1(0)	Y	0.01	10.88	-21.38	-0.65	-1.53 "E"	244.05	3- 5.71
Κύριο	Z	0.01	-7.16	13.87	1.61	1.81 "E"	244.05	3- 5.63
K1(1)	Y	0.35	205.67	-202.13	-79.83	-85.18 "E"	244.05	2- 5.89
Κύριο	Z	0.38	-261.94	268.77	92.29	92.97 "E"	244.05	3- 5.75
K1(2)	Y	0.35	164.57	-169.74	-61.19	-75.68 "E"	214.29	2- 5.88
Κύριο	Z	0.34	-219.85	218.39	71.60	73.74 "E"	214.29	3- 5.71
K1(3)	Y	0.39	174.55	-173.54	-65.94	-84.17 "E"	214.29	2- 5.92
Κύριο	Z	0.36	-224.31	220.67	75.92	77.41 "E"	214.29	3- 5.69
K1(4)	Y	0.36	172.88	-171.04	-59.08	-76.94 "E"	214.29	2- 5.95
Κύριο	Z	0.36	-211.71	208.14	74.90	76.37 "E"	214.29	3- 5.70
K1(5)	Y	0.30	167.62	-164.99	-47.53	-65.23 "E"	214.29	2- 5.95
Κύριο	Z	0.29	-196.31	192.11	61.53	62.93 "E"	214.29	3- 5.69
K1(6)	Y	0.21	161.43	-158.55	-25.65	-45.36 "E"	214.29	2- 5.95
Κύριο	Z	0.25	-184.14	180.96	52.02	52.89 "E"	214.29	3- 5.68
K2(0)	Y	0.11	-161.23	249.11	37.45	39.06 "E"	346.83	2- 3.81
Κύριο	Z	0.00	6.82	-10.59	-1.20	-1.78 "E"	422.23	3- 8.74
K2(1)	Y	0.16	248.63	-164.10	-54.79	-56.55 "E"	346.83	2- 3.81
Κύριο	Z	0.39	460.75	-400.93	-159.74	-163.11 "E"	422.23	3- 5.88
K2(2)	Y	0.19	-191.35	189.24	59.20	59.52 "E"	313.19	2- 5.62
Κύριο	Z	0.37	426.91	-425.18	-165.00	-178.71 "E"	487.19	2- 5.89
K2(3)	Y	0.20	-206.21	191.69	62.15	62.74 "E"	313.19	3- 5.65
Κύριο	Z	0.38	433.15	-430.52	-168.65	-187.12 "E"	487.19	2- 5.92
K2(4)	Y	0.22	-238.38	222.58	69.60	69.52 "E"	313.19	3- 5.68

Πίνακας 6.13: Αναλυτικός πίνακας ελέγχου υποστυλωμάτων έναντι τέμνουσας.

όπου:

- [1] λ_V ο κρίσιμος λόγος επάρκειας σε τέμνουσα και $\rho V = V_{Ed}/V_{Rd}$ ο λόγος της ελαστικής τέμνουσας προς την τέμνουσα αντοχή. Ο λόγος ρV σημειώνεται μόνο όταν η δρώσα τέμνουσα έχει υπολογιστεί ικανοτικά.

$$\lambda_V = \frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} = \frac{92.97}{244.05} = 0.38$$

- [2] M_{Rd1}, M_{Rd2} οι τρέχουσες ροπές αντοχής στα δύο άκρα του υποστυλώματος στην εξεταζόμενη διεύθυνση, έχοντας λάβει υπόψη τους συντελεστές ασφαλείας CF_c, CF_s

- [3] $V_{Ed,E}$ η ελαστική, σεισμική τέμνουσα δύναμη της ανάλυσης στο υποστύλωμα
- [4] V_{Sd} είναι η δρώσα τέμνουσα και προκύπτει ως η ελάχιστη τιμή μεταξύ της ελαστικής σεισμικής τέμνουσας $V_{Ed,E}$ και της ικανοτικής τέμνουσας V_{Cd} . **Σημειώνεται ο χαρακτήρας “E” όταν προκύπτει από την ελαστική σεισμική ένταση και “C” όταν προκύπτει από την ικανοτική.**

$$V_{Sd} = \min[V_G + V_{Ed,E}, V_{Cd}] = 0.68 + \min[0.68 + 92.29, 254.74] = 2.97 \text{ kN}$$

όπου

$$V_{Cd} = \frac{M_{rd1} + M_{rd2}}{L} \cdot CF_s^2 = \frac{261.94 + 268.77}{3.0} \cdot 1.2^2 = 254.74 \text{ kN}$$

V_G είναι η στατική τέμνουσα για το σεισμικό συνδυασμό των G+ψ2Q

L είναι το μήκος του υποστυλώματος

CF_s είναι ο συντελεστής εμπιστοσύνης που πολλαπλασιάζει τις αντοχές

Σημειώνεται ότι για το υποστύλωμα K1(1) η τέμνουσα προκύπτει από την ανάλυση “E”.

- [5] $V_{Rd}=244.05 \text{ kN}$ είναι η τέμνουσα αντοχής συμπεριλαμβανομένων των απομειώσεων λόγω ανακυκλίσεων (KAN.ΕΠΕ. Παράρτημα 7Γ)
- [6] Σημειώνεται ο σεισμός και η αντίστοιχη χρονική στιγμή όπου επιτεύχθηκε ο κρίσιμος λόγος επάρκειας.

Παρομοίως τυπώνεται στο «Τεύχος > Αποτίμηση μελών > Χρονοϊστορίας, υποστυλωμάτων > Διάτμηση τοιχωμάτων» (**Πίνακας 6.14**) ο αναλυτικός προσδιορισμός του λόγου επάρκειας διάτμησης των τοιχωμάτων. Συγκεκριμένα για το κρίσιμο τοίχωμα του πυρήνα **K21(0)** έχουμε:

Έλεγχος έναντι τέμνουσας τοιχωμάτων

Μέλος Κ/Δ	Διέ.	λ _v	MRw [kNm]	MEw [kNm]	VEd,E [kN]	Vsd [kN]	VRd [kN]	Σεισμός t sec
K19(0)-Κύριο	Z	0.69	10978.04	10515.57	1519.61	1519.95 "E"	2194.59	3- 8.74
K19(1)-Κύριο	Z	1.92	9460.72	12572.39	-7154.55	-7154.33 "E"	3730.58	3- 3.86
K19(2)-Κύριο	Z	1.85	9460.72	12572.39	-6897.84	-6897.67 "E"	3731.94	3- 3.86
K19(3)-Κύριο	Z	1.50	9460.72	12572.39	-5621.96	-5621.48 "E"	3751.00	3- 3.86
K19(4)-Κύριο	Z	1.21	21431.59	11034.33	-4582.48	-4581.89 "E"	3778.60	1- 8.31
K19(5)-Κύριο	Z	0.80	20592.57	10644.11	-3027.04	-3026.38 "E"	3772.94	1- 8.30
K19(6)-Κύριο	Z	0.39	20592.57	10644.11	-1183.32	-1182.48 "E"	3046.52	1- 8.30
K20(0)-Κύριο	Z	3.03	6149.99	7045.87	-1854.72	-1809.36 "E"	597.17	3- 8.73
K20(1)-Κύριο	Z	2.67	4405.98	6349.02	3591.85	3607.76 "C"	1351.13	3- 9.69
K20(2)-Κύριο	Z	2.15	4407.00	6320.75	3406.09	3436.15 "E"	1601.31	3- 9.68
K20(3)-Κύριο	Z	1.36	4451.47	6495.58	3087.48	3075.11 "C"	2253.23	3- 8.68
K20(4)-Κύριο	Z	1.03	4432.15	6448.82	2310.40	2316.95 "C"	2253.23	3- 8.69
K20(5)-Κύριο	Z	0.72	3909.13	4665.16	1586.97	1619.21 "E"	2253.23	2- 3.91
K20(6)-Κύριο	Z	0.22	866.53	450.92	461.39	496.92 "E"	2253.23	2- 3.61
K21(0)-Κύριο	Z	3.03	6150.30	7034.15	-1846.94	-1801.11 "E"	594.61	3- 8.73
K21(1)-Κύριο	Z	2.67	4392.80	6323.30	3584.05	3602.81 "E"	1350.64	3- 9.69
K21(2)-Κύριο	Z	2.15	4392.80	6323.30	3422.56	3452.89 "E"	1607.93	3- 9.69
K21(3)-Κύριο	Z	1.36	4420.17	6427.62	3066.73	3065.76 "C"	2253.23	3- 8.69
K21(4)-Κύριο	Z	1.03	4420.17	6427.62	2308.23	2316.90 "C"	2253.23	3- 8.69
K21(5)-Κύριο	Z	0.71	4777.03	5549.45	1574.68	1607.85 "E"	2253.23	2- 3.73
K21(6)-Κύριο	Z	0.22	854.80	449.25	458.98	495.60 "E"	2253.23	2- 3.61

Πίνακας 6.14: Αναλυτικός πίνακας ελέγχου τοιχωμάτων έναντι τέμνουσας

όπου:

- [1] λ_v ο κρίσιμος λόγος επάρκειας σε τέμνουσα του τοιχώματος.

$$\lambda_v = \frac{V_{sd}}{V_{rd}} = \frac{1801.11}{594.61} = 3.03$$

- [2] $M_{Rw}=6150.30$ kNm η ροπή αντοχής στη βάση του τοιχώματος
- [3] $M_{Ew}=7034.15$ kNm η ελαστική, σεισμική ροπή της ανάλυσης στη βάση του τοιχώματος.
- [4] $V_{Ed,E}=1846.94$ kN η ελαστική, σεισμική τέμνουσα δύναμη της ανάλυσης στο τοίχωμα.
- [5] V_{sd} η δρώσα τέμνουσα και προκύπτει ως η ελάχιστη τιμή της ελαστικής σεισμικής τέμνουσας $V_{Ed,E}$ και της ικανοτικής τέμνουσας V_{Cd} . Σημειώνεται δίπλα ο χαρακτήρα "E" όταν προκύπτει από την ελαστική σεισμική ένταση και "C" όταν προκύπτει από την ικανοτική.

$$V_{sd} = V_G + \min[V_{Ed,E}, V_{Cd}]$$

$$= 45.83 + \min[|-1846.94|, 4522.36] = -1801.11 \text{ kN}$$

όπου

$$V_{Cd} = \frac{M_{Rw}}{M_{Ew}} \cdot V_{Ed,E} \cdot CF_s^2 = \frac{6150.30}{7034.15} \cdot 3591.85 \cdot 1.2^2 = 4522.36 \text{ kN}$$

- [6] $V_{Rd}=594.61$ kN η τέμνουσα αντοχή συμπεριλαμβανομένων των απομειώσεων λόγω ανακυκλίσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Παράρτημα 7Γ)
- [7] Σημειώνεται ο σεισμός και η αντίστοιχη χρονική στιγμή όπου επιτεύχθηκε ο κρίσιμος λόγος επάρκειας.

6.1.1.8 Έλεγχος διάτμησης κόμβων

Γίνεται έλεγχος διάτμησης κόμβων σύμφωνα με την §5.2.5 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Τον **Πίνακα 6.15** θα τον βρείτε στο «Τεύχος > Λόγοι επάρκειας μελών > Pushover > Πίνακες διάτμησης κόμβων».

Μέγιστα λόγων επάρκειας διάτμησης κόμβων, ΚΑΝ.ΕΠ.Ε. §7.2.5

Διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση πυρήνα άοπλου κόμβου.

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Κόμβος	Λόγος Επάρκειας
DL	K2(2)	0.88
SD	K2(2)	1.16
NC	K3(3)	1.80

Διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση πυρήνα οπλισμένου κόμβου.

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Κόμβος	Λόγος Επάρκειας
DL	K2(2)	0.73
SD	K2(2)	0.96
NC	K3(3)	1.48

Διαγώνια θλίψη πυρήνα κόμβου.

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Κόμβος	Λόγος Επάρκειας
DL	K2(2)	0.16
SD	K2(2)	0.40
NC	K3(2)	0.57

Πίνακας 6.15: Πίνακας μέγιστων λόγων επάρκειας διάτμησης κόμβων, για τις εξεταζόμενες στάθμες DL, SD και NC, στο Τεύχος.

Ο προσδιορισμός του ονόματος του κόμβου γίνεται σύμφωνα με το άνω άκρο του στύλου που συντρέχει σε αυτόν. Παράλληλα, για τον κρίσιμο κόμβο K2(2) τυπώνεται ο αναλυτικός υπολογισμός της τιμής του στο «Τεύχος > Αποτίμηση μελών > Pushover, κόμβων > K2(2)» όπως παρουσιάζεται στον **Πίνακα 6.16**. Ο κόμβος K2(2) συνδέεται στην τοπική διεύθυνση y με τη δοκό Δ13.1(2), ενώ στη διεύθυνση z με τις δοκούς Δ4.1(2) και Δ4.2(2) εκατέρωθεν.

Κόμβ	Ένταση			Διαγώνια εφελκυστική ρηγμάτωση				Διαγώνια θλίψη	
Διεύ	v _{top}	V _{jh}	t _{jh}	άοπλου κόμβου	οπλισμένου κόμβου			τιμ	λ _{ju}
Επί	[/]	[kN]	[MPa]	τ _c [MPa]	τ _c [MPa]	λ _{c1}	λ _{c2}	[MPa]	
1	K2(2)	f _c =18.3MPa, f _{ct} =2.1MPa, f _{yw} =333.3MPa b _j =40.0cm, h _c =40.0cm, h _b =55.0cm - Δοκοί: Δ13.1(2)							
Y	ρ _{jh} =2.90‰								
DL	0.20	120.9	0.76	3.44	0.22	4.17	0.18	16.43	0.05
SD	0.14	163.9	1.02	3.12	0.33	3.78	0.27	-	-
SD	0.20	163.7	1.02	-	-	-	-	16.35	0.06
NC	0.08	278.6	1.74	2.70	0.65	3.26	0.53	-	-
NC	0.23	315.6	1.97	-	-	-	-	16.07	0.12
Z	ρ _{jh} =2.90‰	b _j =40.0cm, h _c =60.0cm, h _b =55.0cm - Δοκοί: Δ4.1(2), Δ4.2(2)							
DL	0.13	651.5	2.71	3.07	0.88	3.72	0.73	-	-
DL	0.16	646.0	2.69	-	-	-	-	16.82	0.16
SD	0.12	828.5	3.45	2.99	1.16	3.61	0.96	-	-
SD	0.15	824.5	3.44	-	-	-	-	8.67*	0.40
NC	0.09	1165.4	4.86	2.77	1.75	3.35	1.45	-	-
NC	0.25	1028.7	4.29	-	-	-	-	7.58*	0.57

Πίνακας 6.16: Πίνακας αναλυτικής εκτύπωσης διάτμησης κόμβων

Όπου για τη στάθμη NC, διεύθυνση z:

- [1] f_c=18.3 MPa είναι η θλιπτική αντοχή του περισφιγμένου πυρήνα του κόμβου, f_{ct}=2.1 MPa είναι η εφελκυστική αντοχή του κόμβου και f_{yw}=333.3 MPa η τάση διαρροής των συνδετήρων για τους ελέγχους σε όρους δυνάμεων.
- [2] h_c=40cm, h_b=55 cm είναι το ύψος διατομής του υποστυλώματος και το ύψος της δοκού αντίστοιχα και b_j=40 cm είναι πλάτος του κόμβου, το οποίο μπορεί να λαμβάνεται ως το ελάχιστο των max(b_c, b_w) και min(b_c, b_w)+h_c/2, με b_c, b_w το πλάτος του υποστυλώματος και της δοκού σε οριζόντια διεύθυνση κάθετα στο h_c.
- [3] V_{top} είναι η ανηγμένη αξονική δύναμη του υπερκείμενου υποστυλώματος.

$$v_{top} = \frac{N_{Ed}}{h_c \cdot b_j} = 0.09$$

- [4] V_{jh}=1165.4 kN είναι η οριζόντια τέμνουσα δύναμη που εισάγει το υποστυλώμα στον κόμβο και είναι ίση με τη διαφορά των ροπών του υποστυλώματος πάνω και κάτω από τον κόμβο διαιρεμένη με το ύψος της διατομής της δοκού h_b.
- [5] t_{jh} είναι η αντίστοιχη μέση διατμητική τάση στον πυρήνα του κόμβου.

$$\tau_{jh} = \frac{V_{jh}}{h_c \cdot b_j} = 4.86 \text{ MPa}$$

- [6] τ_c είναι η αντοχή του άοπλου (τ_c=2.77 MPa) ή οπλισμένου κόμβου (τ_c=3.55 MPa) λόγω διαγώνιας εφελκυστικής ρηγμάτωσης στον πυρήνα του κόμβου (ΚΑΝΕΠΕ 7.2.5(γ),(δ)).

- [7] $\lambda c1, \lambda c2$ είναι ο λόγος επάρκειας λόγω διαγώνιας εφελκυστικής ρηγμάτωσης του άοπλου και οπλισμένου κόμβου αντίστοιχα και ισούται με το λόγο t_j προς t_c .
- [8] $t_{ju}=7.58$ MPaείναι η αντοχή του κόμβου λόγω διαγώνιας θλίψης στον πυρήνα του (ΚΑΝΕΠΕ 7.2.5(ε)).
- [9] λ_{ju} είναι ο λόγος επάρκειας λόγω διαγώνιας θλίψης στον κόμβο και ισούται με το λόγο t_j προς t_{ju} .

6.1.1.9 Δυσμενέστερες εντάσεις μελών

Στο «Τεύχος > Λόγοι επάρκειας μελών > Συγκεντρωτικοί > Πίνακες δυσμενέστερων εντάσεων» παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη που δρουν στο άκρο του εκάστοτε μέλους τη στιγμή που ασκείται ο κρίσιμος λόγος επάρκειας.

Στάθμη επιτελεστικότητας NC

Μέλος [I]	Άκρο [I]	Κρίσιμη Ανάλυση	NG [kN]	NE [kN]	NRd [kN]	Διευθ. ροπή	MG [kNm]	ME [kNm]	MRd [kNm]
K1(0)	Αρχή	XI-tp	-632.93	-560.98	-4051.39	y	-0.20	0.15	0.71
						z	0.87	0.15	1.77
			-617.74	-560.98	-4027.29	y	0.41	-0.30	-1.41
K1(1)	Τέλος	XI-tp				z	-1.78	-0.30	-3.60
			-522.98	-92.02	-	y	0.11	-144.85	-
			-506.71	-441.47	-3779.50	z	6.50	-244.40	-
K1(2)	Αρχή	PO				y	2.29	112.98	271.51
			-461.26	85.47	-	z	-10.61	85.01	191.96
			-450.06	-53.68	-	y	-2.87	79.43	-
K1(3)	Τέλος	PO				z	16.88	119.61	-
			-363.80	156.44	-2536.05	y	3.26	-68.25	-
			-351.80	156.44	-2528.17	z	-23.72	-122.68	-
K1(3)	Αρχή	XI-tp				y	-2.06	83.54	113.38
						z	27.67	83.76	143.42
						y	2.41	-84.04	-111.23
K1(3)	Τέλος	XI-tp				z	-27.02	-86.51	-143.99

Πίνακας 6.17: Πίνακας με συγκεντρωτικές δυσμενέστερες εντάσεις υποστυλωμάτων και δοκών στο Τεύχος αποτελεσμάτων.

Όπου:

- [1] τα εντατικά μεγέθη NG, MG που ασκούνται στο αντίστοιχο άκρο μέλους λόγω των στατικών φορτίων του συνδυασμού G+ψ2Q
- [2] τα σεισμικά εντατικά μεγέθη NE, ME που ασκούνται στο αντίστοιχο άκρο μέλους. Αν πρόκειται για ελαστική ανάλυση είναι τα ελαστικά, χωρίς απομείωση με m ή q.
- [3] η αντοχή σε αξονική και ροπή κάμψης αντίστοιχα, για κάθε άκρο μέλους, στην ελαστική ανάλυση, τη στιγμή που ασκούνται τα NE, ME

Σημείωση

Δείτε στο

<http://www.lhlogismiki.gr/book/fespar-paradeigma-ypologismou-vlitron/>

πώς χρησιμοποιούνται οι δυσμενέστερες εντάσεις μέλους στον υπολογισμό των βλήτρων που απαιτούνται στη διεπιφάνεια παλαιού και νέου σκυροδέματος ενός ενισχυμένου στοιχείου («FespaR – Παράδειγμα υπολογισμού βλήτρων»).

6.1.1.10 Συμπεράσματα για το φορέα Α

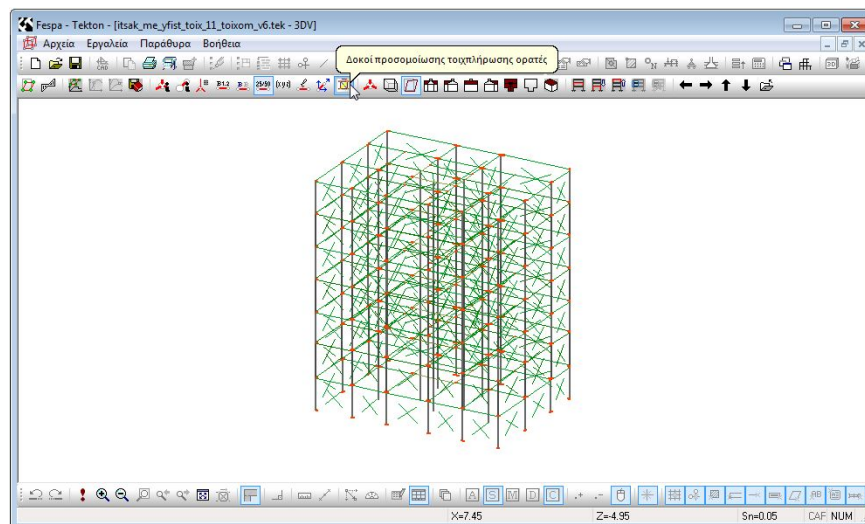
Οι μέγιστες τιμές των λόγων επάρκειας λ των στοιχείων του φέροντος οργανισμού υπερβαίνουν τη μονάδα ($\lambda_{\max} > 1$). Βλάβες θα πραγματοποιηθούν σε μέλη ακόμη και για το συχνό σεισμό (DL ή A).

Για την επίτευξη των στόχων της μελέτης απαιτείται $\lambda_{\max} < 1$ και για τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας.

Συνεπώς, πρέπει να προβούμε σε κατάλληλες ενισχύσεις στο φέροντα οργανισμό. Στην επόμενη παράγραφο θα ελεγχθεί εάν η επιρροή των υφισταμένων τοιχοπληρώσεων προσφέρει το επιθυμητό επίπεδο ασφάλειας στο κτίριο.

Αυτή τη δυνατότητα μας την παρέχει η μέθοδος Pushover σε συνδυασμό με το φθίνοντα κλάδο των τοιχοπληρώσεων (οι τοιχοπληρώσεις χάνουν σταδιακά την ακαμψία τους η οποία αφαιρείται από την ακαμψία του κτιρίου).

6.1.2 Φορέας με τις υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις (Φορέας Β)



Εικόνα 6.5: Ο φορέας του παραδείγματος μετά την εισαγωγή των τοιχοπληρώσεων.

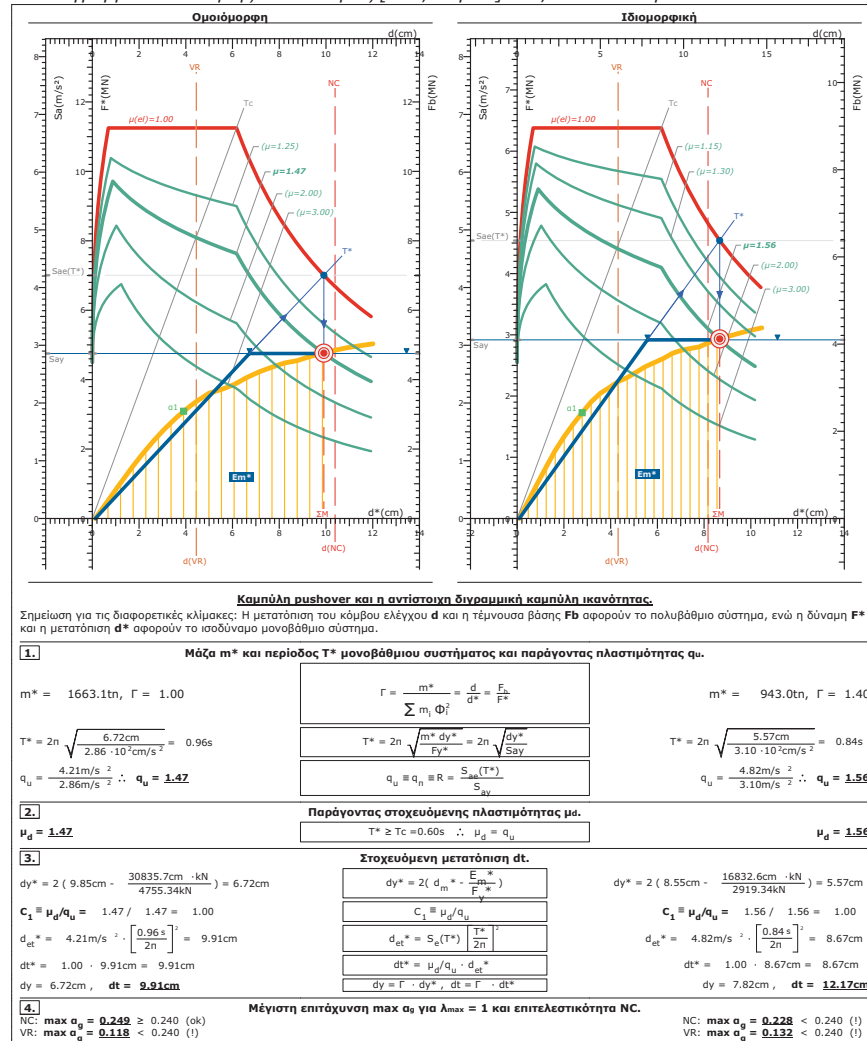
Μετά την εισαγωγή των τοιχοπληρώσεων στο μοντέλο προσομοίωσης του φορέα γίνεται ξανά αποτίμηση φέρουσας ικανότητας της κατασκευής.

Για την εισαγωγή των τοιχοπληρώσεων στο μοντέλο βλ. την §12 – «Παράρτημα ΣΤ» του παρόντος εγχειριδίου.

6.1.2.1 Γενικά αποτελέσματα Pushover

Στο «Τεύχος > Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας > Συγκεντρωτικά αποτελέσματα > Συγκεντρωτικά αποτελέσματα Απαίτησης – Ικανότητας» παρουσιάζεται γραφικά η διαδικασία εύρεσης της στοχευόμενης μετακίνησης (βλ. Σχήμα 6.21).

Διαγράμματα Απαίτησης - Ικανότητας [EC8, Παρ. Β]. NC, κατεύθυνση 90°-30%-180° +eX.



Σχήμα 6.21: Εκτύπωση διαγραμμάτων απαίτησης-ικανότητας και συνοδευόμενων υπολογισμών στο Τεύχος, για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC.

6.1.2.2 Τοπική επάρκεια μελών

Υποστυλώματα

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος Ροπής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας	Κρίσιμη Ανάλυση
DL	K21(1)	Κύριο	2.73!	[XI+τη]
SD	K21(1)	Κύριο	1.47!	[XI+τη]
NC	K21(1)	Κύριο	2.07!	[XI+τη]

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας	Κρίσιμη Ανάλυση
DL	K21(1)	Κύριο	0.86	[PO]
SD	K21(1)	Κύριο	1.07!	[PO]
NC	K20(0)	Κύριο	2.73!	[XI-τη]

Πίνακας 6.18: Πίνακας μέγιστων λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων για αστοχία σε κάμψη και διάτμηση, για τις εξεταζόμενες στάθμες DL, SD και NC, στο «Τεύχος > Λόγοι επάρκειας μελών > Συγκεντρωτικοί > Πίνακες υποστυλωμάτων», μετά την εισαγωγή των τοιχοπληρώσεων.

Δοκοί

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος Ροπής

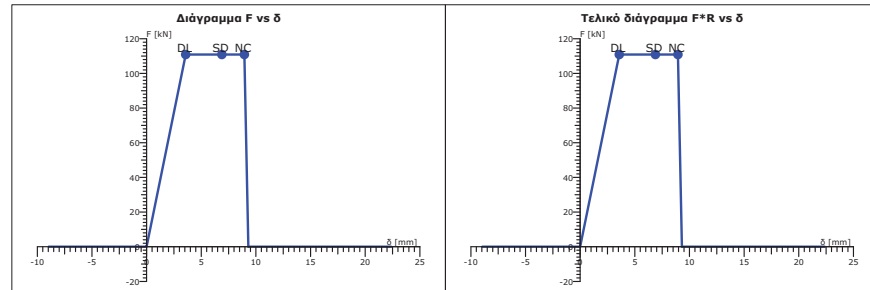
Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας	Κρίσιμη Ανάλυση
DL	Δ6.3(1)	Κύριο	0.80	[XI+τη]
SD	Δ3.2(2)	Κύριο	0.36	[XI-τη]
NC	Δ6.3(1)	Κύριο	0.53	[PO]

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας	Κρίσιμη Ανάλυση
DL	Δ10.2(3)	Κύριο	0.41	[XI-τη]
SD	Δ10.2(3)	Κύριο	0.48	[XI-τη]
NC	Δ10.2(3)	Κύριο	0.72	[XI-τη]

Πίνακας 6.19: Πίνακας μέγιστων λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων για αστοχία σε κάμψη και διάτμηση, για τις εξεταζόμενες στάθμες DL, SD και NC, στο «Τεύχος > Λόγοι επάρκειας μελών > Συγκεντρωτικοί > Πίνακες δοκών», μετά την εισαγωγή των τοιχοπληρώσεων.

Τοιχοπληρώσεις



Σχήμα 6.22: Σκελετικό διάγραμμα δοκού προσομοίωσης τοιχοπλήρωσης (υφιστάμενης).

Στάθμη επιτελεστικότητας	Μέλος	Λόγος επάρκειας	Κρίσιμη Ανάλυση
DL	Δ108.1(3)	3.56	[PO]
SD	Δ108.1(3)	2.65	[PO]
NC	-	-	-

Πίνακας 6.20: Μέγιστοι λόγοι επάρκειας τοιχοπληρώσεων. Οι άοπλες τοιχοπληρώσεις ελέγχονται στις στάθμες DL & SD. [KAN.ΕΠΕ. §7.4.1(β)]

Γενικές παρατηρήσεις για τοιχοπληρώσεις

- Δεδομένου ότι οι τοιχοπληρώσεις δεν αποτελούν φέροντα στοιχεία, τυχόν υπέρβαση κάποιας επιτελεστικότητας σε κάποια στάθμη δεν καθορίζει την επιτελεστικότητα της κατασκευής, ούτε ισοδυναμεί στο Fespa με σφάλμα, παρά μόνο επισημαίνεται στο τεύχος με λόγο επάρκειας $\lambda > 1$.
- Επιπλέον, σύμφωνα με την §7.4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. στην επιτελεστικότητα NC (ή Γ) πρέπει να ελέγχονται μόνο οι ενισχυμένες τοιχοπληρώσεις και η τοιχωματοποίηση πλαισίου. Συνεπώς στο τεύχος, στους λόγους επάρκειας μόνο αυτές επισημαίνονται με σφάλμα εφόσον $\lambda_{NC} > 1$.

6.1.2.3 Συμπεράσματα για το φορέα Β (φέροντα στοιχεία)

Στάθμη επιτελεστικότητας	Στόχος ΚΑΝ.ΕΠΕ. που ικανοποιείται
DL	Κανένας
SD	B2
NC	Κανένας

Πίνακας 6.21: Στόχοι ΚΑΝ.ΕΠΕ. ικανοποιούνται («Τεύχος > Διαγράμματα Απαίτησης - Ικανότητας > Συγκεντρωτικά αποτελέσματα > Συγκεντρωτικά αποτελέσματα Απαίτησης - Ικανότητας»)

Οι μέγιστες τιμές των λόγων επάρκειας λ των στοιχείων του φέροντος οργανισμού υπερβαίνουν τη μονάδα ($\lambda_{\max} > 1$). Βλάβες θα πραγματοποιηθούν σε μέλη ακόμη και για το συχνό σεισμό (DL ή A).

Για την επίτευξη των στόχων της μελέτης απαιτείται $\lambda_{\max} < 1$, και για τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας.

Παρατηρούμε ότι:

Λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή των τοιχοπληρώσεων, οι μέγιστες τιμές των λόγων επάρκειας λ έναντι κάμψης των υποστυλωμάτων και των δοκών **δεν μειώνονται**. Αυτό συμβαίνει γιατί οι κρίσιμοι λόγοι επάρκειας προκύπτουν από την ελαστική ανάλυση ιστορίας, κατά την οποία λαμβάνεται υπόψη αυτόματα η **δυσμενής επιρροή των τοιχοπληρώσεων μέσω της πραγματοποίησης δύο αναλύσεων**, με και χωρίς τοιχοπληρώσεις. Σύμφωνα με αυτή τη διαδικασία ο κρίσιμος λόγος επάρκειας κάθε μέλους προκύπτει ως ο μεγαλύτερος των δύο αναλύσεων.

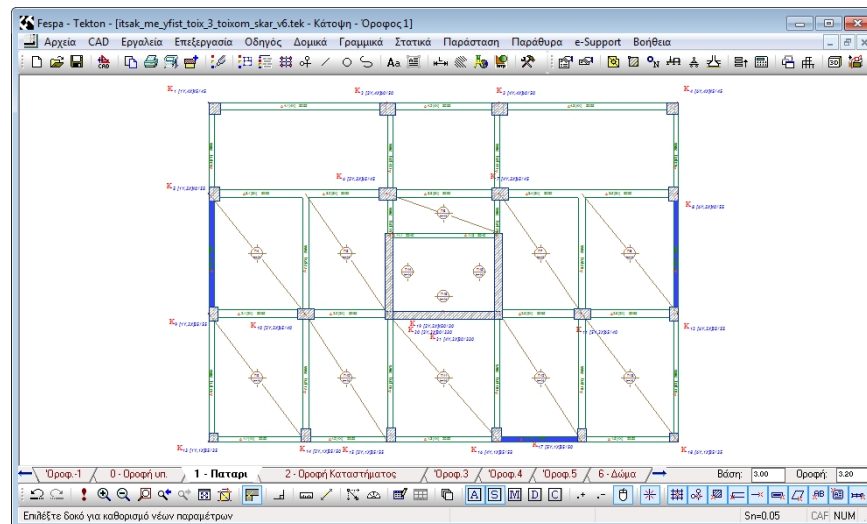
6.1.2.4 Συμπέρασμα για το φορέα Β (τοιχοπληρώσεις)

Παρατηρούμε ότι οι μέγιστες τιμές των λόγων επάρκειας λ των τοιχοπληρώσεων υπερβαίνουν τη μονάδα ($\lambda_{\max} > 1$). Βλάβες αναμένονται σε αυτές ακόμη και για το συχνό σεισμό (DL ή A).

Με επαναλαμβανόμενους συχνούς σεισμούς αυτό μπορεί να οδηγήσει σε μη επιθυμητά αποτελέσματα για το κτίριο, οπότε γίνεται τοιχοματοποίηση κάποιων πλαισίων έτσι ώστε να μειωθούν οι λόγοι επάρκειας του κτιρίου.

6.1.3 Φορέας με τις υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις & τοιχοματοποιήσεις πλαισίων (Φορέας Γ₁)

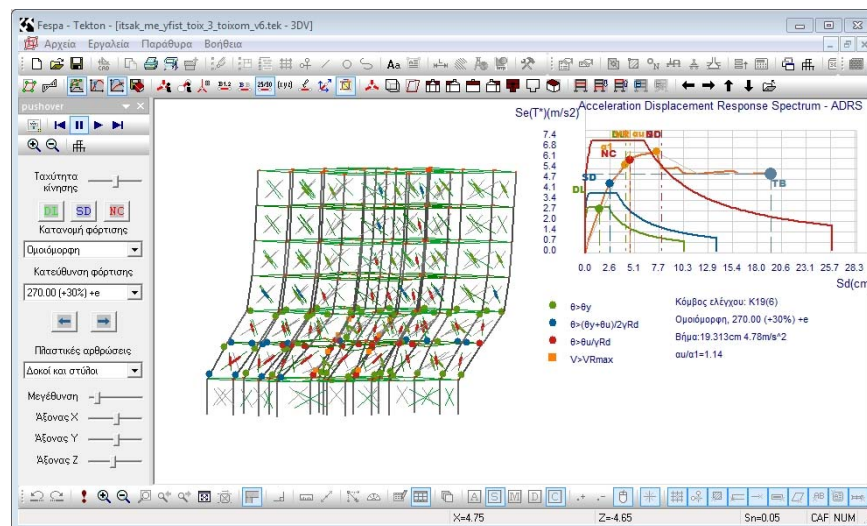
Γίνονται **επιλεκτικά** οι τοιχοματοποιήσεις πλαισίων που παρουσιάζονται στην **Εικόνα 6.6** και γίνεται ξανά αποτίμηση φέρουσας ικανότητας της κατασκευής.



Εικόνα 6.6: Απεικόνιση πλαισίων στα οποία θα πραγματοποιηθεί τοιχωματοποίηση σε όλους τους ορόφους.

6.1.3.1 Γενικά αποτελέσματα Pushover

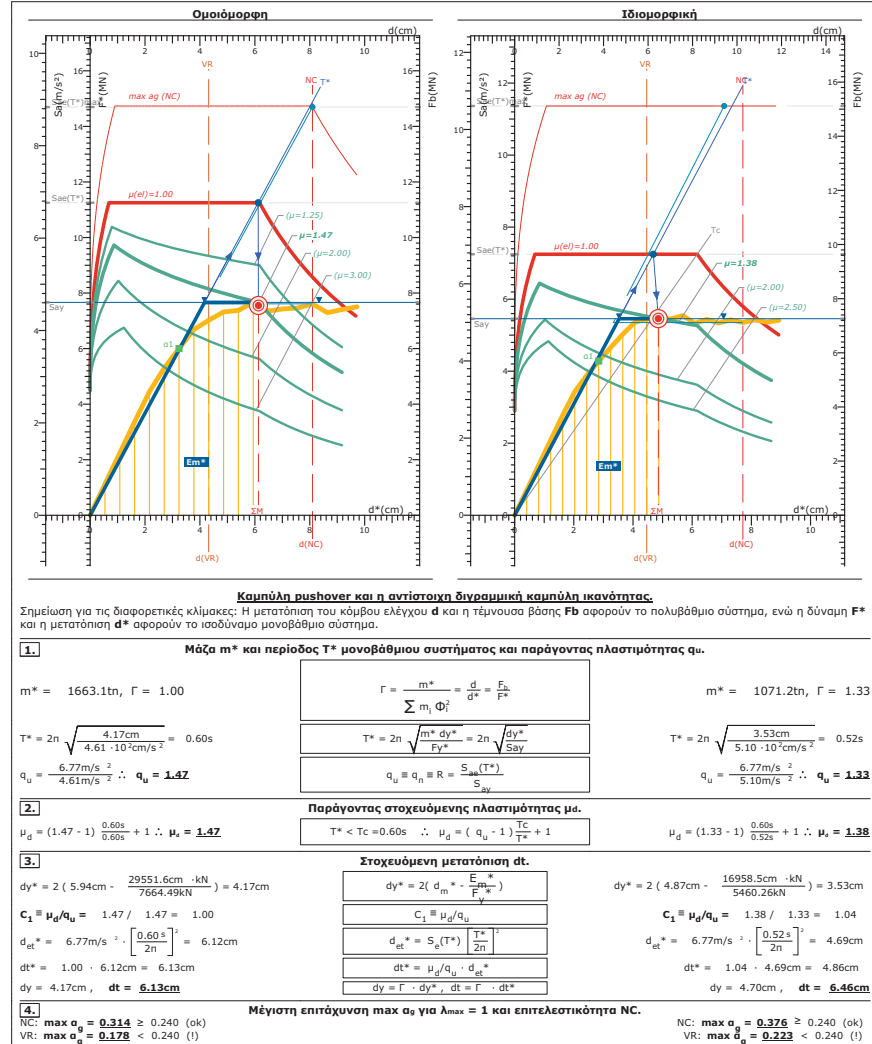
Λόγω των τοιχωματοποιήσεων σε ανώτερους ορόφους, δημιουργείται μαλακός όροφος στις κατώτερες στάθμες του κτιρίου. Η πληροφορία αυτή λαμβάνεται παρακολουθώντας την εξέλιξη της πλευρικής παραμόρφωσης του κτιρίου στο 3dν όπως παρουσιάζεται στην **Εικόνα 6.7**.



Εικόνα 6.7: Παρακολούθηση της παραμόρφωσης του φορέα στο 3dν..

Στο «Τεύχος > Διαγράμματα Απαιτήσης – Ικανότητας > Συγκεντρωτικά αποτελέσματα > Συγκεντρωτικά αποτελέσματα Απαιτήσης – Ικανότητας» παρουσιάζεται γραφικά η διαδικασία εύρεσης της στοχευόμενης μετακίνησης (βλ. Σχήμα 6.23).

Διαγράμματα Απαίτησης - Ικανότητας [EC8, Παρ. Β]. NC, κατεύθυνση 0°+30%-90° +eZ.



Σχήμα 6.23: Εκτύπωση διαγραμμάτων απαίτησης-ικανότητας και συνοδευόμενων υπολογισμών στο Τεύχος, για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC.

6.1.3.2 Τοπική επάρκεια μελών

Υποστυλώματα

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος Ροπής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας	Κρίσιμη Ανάλυση
DL	K21(1)	Κύριο	1.48!	[XI-τη]
SD	K21(1)	Κύριο	0.64	[XI-τη]
NC	K21(1)	Κύριο	0.89	[XI-τη]

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας	Κρίσιμη Ανάλυση
DL	K21(1)	Κύριο	0.70	[XI+τη]
SD	K19(1)	Κύριο	0.81	[XI+τη]
NC	K19(1)	Κύριο	1.42!	[XI+τη]

Πίνακας 6.22: Πίνακας μέγιστων λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων για αστοχία σε κάμψη και διάτμηση, για τις εξεταζόμενες στάθμες DL, SD και NC, στο «Τεύχος > Λόγοι επάρκειας μελών > Συγκεντρωτικοί > Πίνακες υποστυλωμάτων», μετά την τοιχωματοποίηση των τριών ανοιγμάτων καθ' ύψος.

Δοκοί

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος Ροπής

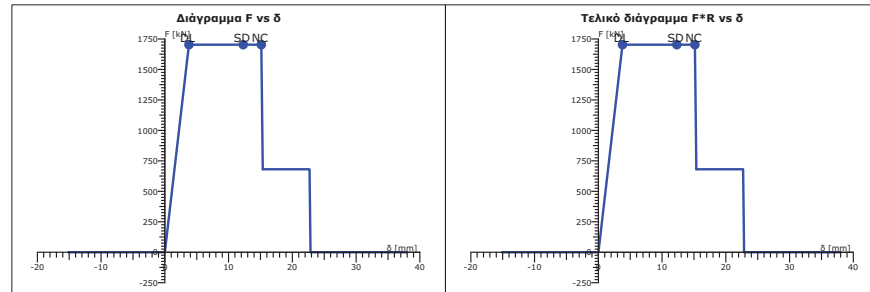
Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας	Κρίσιμη Ανάλυση
DL	Δ3.2(2)	Κύριο	0.41	[XI-τη]
SD	Δ3.1(0)	Κύριο	0.35	[XI+τη]
NC	Δ3.1(0)	Κύριο	0.36	[XI+τη]

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας	Κρίσιμη Ανάλυση
DL	Δ10.2(5)	Κύριο	0.30	[XI-τη]
SD	Δ10.2(2)	Κύριο	0.34	[XI+τη]
NC	Δ10.1(1)	Κύριο	0.48	[PO]

Πίνακας 6.23: Πίνακας μέγιστων λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων για αστοχία σε κάμψη και διάτμηση, για τις εξεταζόμενες στάθμες DL, SD και NC, στο «Τεύχος > Λόγοι επάρκειας μελών > Συγκεντρωτικοί > Πίνακες δοκών», μετά την τοιχωματοποίηση των τριών ανοιγμάτων καθ' ύψος.

Τοιχοπληρώσεις



Σχήμα 6.24: Σκελετικό διάγραμμα δοκού προσομοίωσης τοιχοπλήρωσης (τοιχωματοποίηση πλαισίου).

Στάθμη επιτελεστικότητας	Μέλος	Λόγος επάρκειας	Κρίσιμη Ανάλυση
DL	Δ108.1(2)	1.69	[PO]
SD	Δ108.1(2)	1.40	[PO]
NC	Δ23.1(1)	1.51	[PO]

Πίνακας 6.24: Μέγιστοι λόγοι επάρκειας τοιχοπληρώσεων. Οι άοπλες τοιχοπληρώσεις ελέγχονται στις στάθμες DL & SD. [KAN.ΕΠΕ. §7.4.1(β)]. Οι τοιχωματοποιήσεις πλαισίων ελέγχονται και στις τρεις στάθμες.

6.1.3.3 Συμπεράσματα για το φορέα Γ₁ (φέροντα στοιχεία)

Στάθμη επιτελεστικότητας	Στόχος ΚΑΝ.ΕΠΕ. που ικανοποιείται
DL	A2
SD	B2
NC	Γ2

Πίνακας 6.25: Στόχοι ΚΑΝ.ΕΠΕ. ικανοποιούνται («Τεύχος > Διαγράμματα Απαίτησης - Ικανότητας > Συγκεντρωτικά αποτελέσματα > Συγκεντρωτικά αποτελέσματα Απαίτησης - Ικανότητας»)

Παρατηρούμε ότι, μετά την τοιχωματοποίηση των τριών πλαισίων καθ' ύψος της κατασκευής, οι μέγιστες τιμές των λόγων επάρκειας λ των στοιχείων του φέροντος οργανισμού μειώνονται αισθητά.

Παραμένουν όμως μέλη των οποίων ο λόγος λ έναντι κάμψης υπερβαίνει τη μονάδα ($\lambda_{\max} > 1$) για το συχνό σεισμό (DL ή A) και μέλη των οποίων ο λόγος λ έναντι διάτμησης υπερβαίνει τη μονάδα ($\lambda_{\max} > 1$) για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC ή Γ.

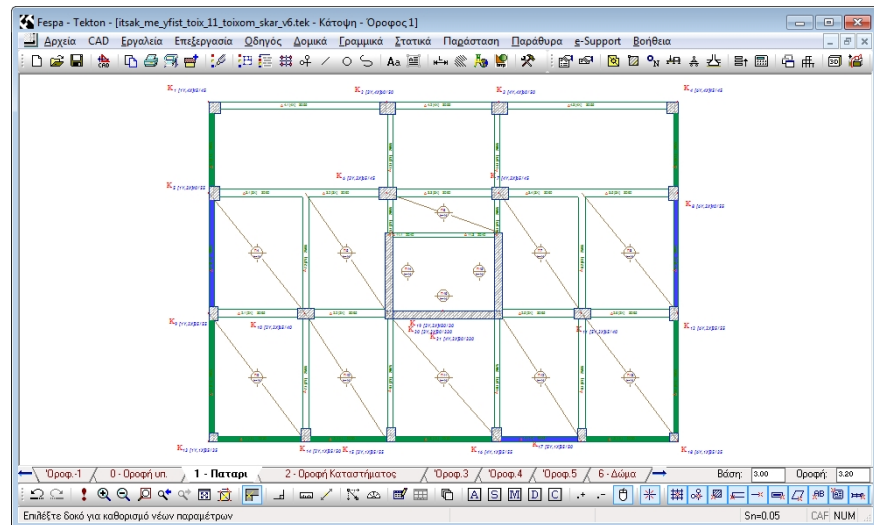
Για την επίτευξη των στόχων της μελέτης απαιτείται $\lambda_{\max} < 1$, και για τις τρεις στάθμες επιτελεστικότητας.

6.1.3.4 Συμπέρασμα για το φορέα Γ₁ (τοιχοπληρώσεις)

Παρατηρούμε ότι οι μέγιστες τιμές των λόγων επάρκειας λ των τοιχοπληρώσεων μειώθηκαν αισθητά αλλά εξακολουθούν να υπερβαίνουν τη μονάδα ($\lambda_{\max} > 1$). Βλάβες αναμένονται σε αυτές ακόμη και για το συχνό σεισμό (DL ή A).

6.1.4 Φορέας με τις υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις & τοιχωματοποιήσεις πλαισίων (Φορέας Γ₂)

Για να αποφευχθεί η δημιουργία μαλακού ορόφου αλλά και για να επιτευχθεί ο στόχος Γ1, γίνονται κάποιες ακόμη τοιχωματοποιήσεις πλαισίων στο πατάρι και το κατάστημα (Εικόνα 6.8) και γίνεται ξανά αποτίμηση φέρουσας ικανότητας της κατασκευής.

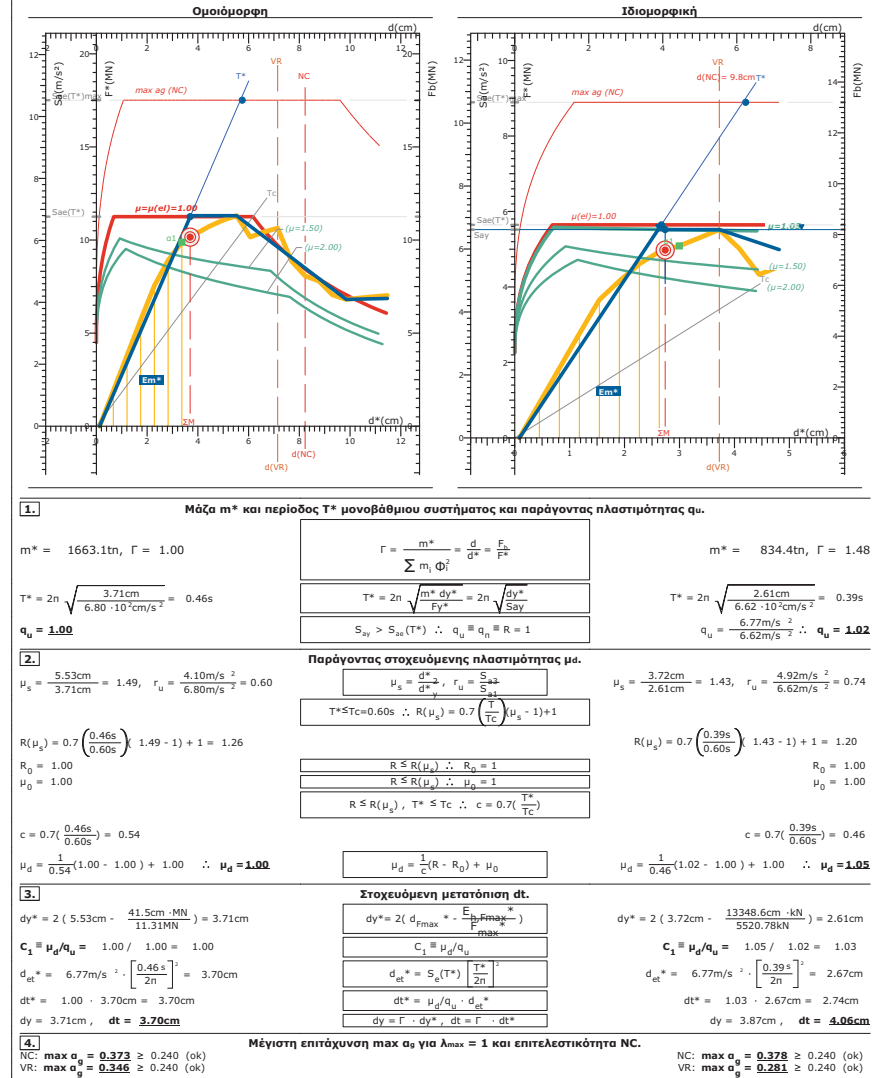


Εικόνα 6.8: Απεικόνιση πλαισίων στα οποία θα πραγματοποιηθεί τοιχωματοποίηση στο πατάρι και το κατάστημα.

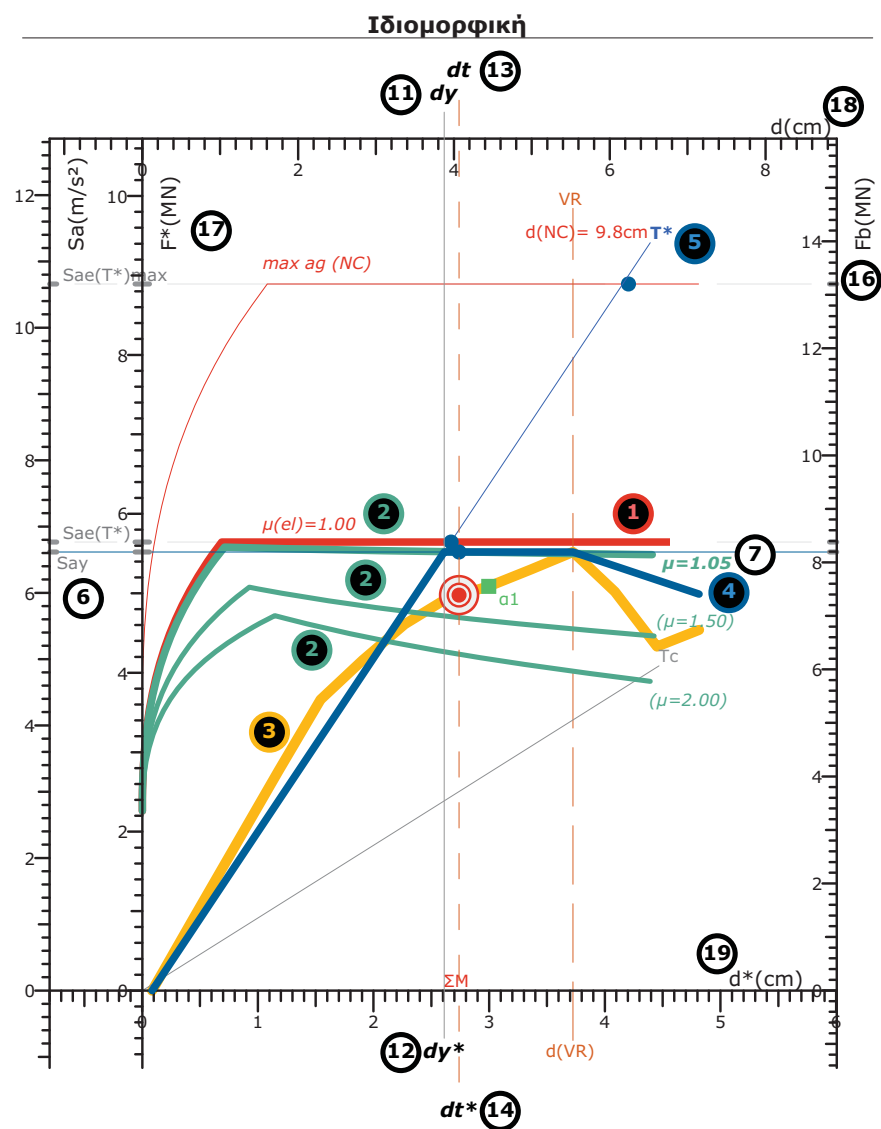
6.1.4.1 Γενική αποτελέσματα Pushover

Στο «Τεύχος > Διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας > Συγκεντρωτικά αποτελέσματα > Συγκεντρωτικά αποτελέσματα Απαίτησης – Ικανότητας» παρουσιάζεται γραφικά η διαδικασία εύρεσης της στοχευόμενης μετακίνησης (βλ. **Σχήμα 6.25**). Σε αυτή την περίπτωση με έντονο τον πτωτικό κλάδο στο διάγραμμα V-d κατασκευάζεται τετραγραμμική καμπύλη του μονοβάθμιου ταλαντωτή (Dolsek και Fajfar, 2004).

Διαγράμματα Απαιτήσης - Ικανότητας [EC8, Παρ. Β]. NC, κατεύθυνση 90°-30%-180° +eX.



Σχήμα 6.25: Εκτύπωση διαγραμμάτων απαιτήσης-ικανότητας και συνοδευόμενων υπολογισμών στο Τεύχος, για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC.



Σχήμα 6.26: Παρουσιάζεται γραφικά η διαδικασία εύρεσης της στοχευόμενης μετακίνησης, στην περίπτωση που λαμβάνονται υπόψη κατά την αποτίμηση υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις και τοιχωματοποιήσεις πλαισίων.

m* και περίοδος T* μονοβάθμιου συστήματος και παράγοντας πλαστιμότητας q_u.

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{d}{d^*} = \frac{F_b}{F^*}$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* dy^*}{F_y^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{dy^*}{S_{ay}}}$$

$$S_{ay} > S_{ae}(T^*) \therefore q_u \equiv q_n \equiv R = 1$$

m* = 834.4tn, $\Gamma = 1.48$ **8**

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{2.61\text{cm}}{6.62 \cdot 10^2 \text{cm/s}^2}} = 0.39\text{s}$$

$$q_u = \frac{6.77\text{m/s}^2}{6.62\text{m/s}^2} \therefore q_u = 1.02$$
 5 **6**

Παράγοντας στοχευόμενης πλαστιμότητας μ_d. **10**

$$\mu_s = \frac{d^*}{d^*_{y^*}}, r_u = \frac{S_{a1}}{S_{a1}^*}$$

$$T^* \leq T_c = 0.60\text{s} \therefore R(\mu_s) = 0.7 \left(\frac{T^*}{T_c} \right) (\mu_s - 1) + 1$$

$$R(\mu_s) = 0.7 \left(\frac{0.39\text{s}}{0.60\text{s}} \right) (1.43 - 1) + 1 = 1.20$$

$$R_0 = 1.00$$

$$\mu_0 = 1.00$$

$$R \leq R(\mu_s) \therefore R_0 = 1$$

$$R \leq R(\mu_s) \therefore \mu_0 = 1$$

$$R \leq R(\mu_s), T^* \leq T_c \therefore c = 0.7 \left(\frac{T^*}{T_c} \right)$$

$$c = 0.7 \left(\frac{0.39\text{s}}{0.60\text{s}} \right) = 0.46$$

$$\mu_d = \frac{1}{c} (R - R_0) + \mu_0$$

$$\mu_d = \frac{1}{0.46} (1.02 - 1.00) + 1.00 \therefore \mu_d = 1.05$$
 7

Στοχευόμενη μετατόπιση dt.

$$dy^* = 2 \left(d_{fmax}^* - \frac{E_p F_{max}^*}{F_{max}^*} \right)$$

$$C_1 \equiv \mu_d / q_u$$

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left(\frac{T^*}{2\pi} \right)^2$$

$$dt^* = \mu_d / q_u \cdot d_{et}^*$$

$$dy = \Gamma \cdot dy^*, dt = \Gamma \cdot dt^*$$

$$dy^* = 2 \left(3.72\text{cm} - \frac{13348.6\text{cm} \cdot \text{kN}}{5520.78\text{kN}} \right) = 2.61\text{cm}$$

$$C_1 \equiv \mu_d / q_u = 1.05 / 1.02 = 1.03$$

$$d_{et}^* = 6.77\text{m/s}^2 \cdot \left[\frac{0.39\text{s}}{2\pi} \right]^2 = 2.67\text{cm}$$

$$dt^* = 1.03 \cdot 2.67\text{cm} = 2.74\text{cm}$$

$$dy = 3.87\text{cm}, dt = 4.06\text{cm}$$
 11 **12** **13** **14**

Μέγιστη επιτάχυνση max a_g για λ_{max} = 1 και επιτελεστικότητα NC.

NC: max a_g = **0.378** 0.240 (ok) **15**
 VR: max a_g = **0.281** 0.240 (ok)

Πίνακας 6.26: Αποτελέσματα και διαδικασία υπολογισμού της στοχευόμενης μετακίνησης.

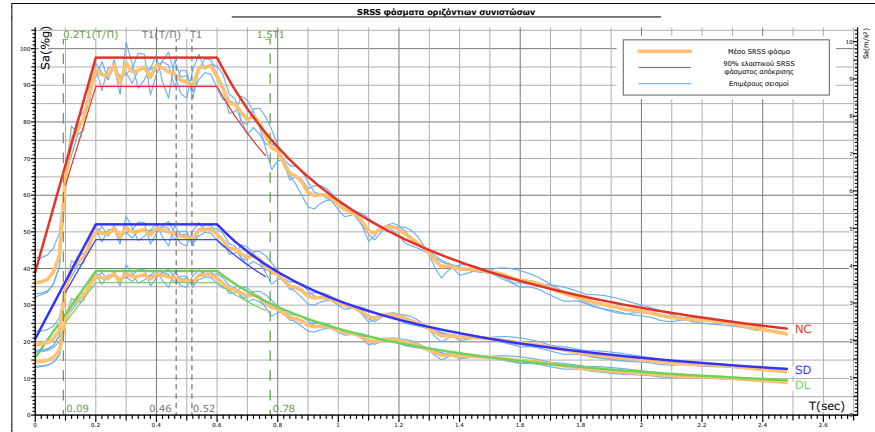
όπου:

- [1] το ελαστικό φάσμα απαίτησης
- [2] τα ανελαστικά φάσματα απαίτησης για διάφορες τιμές του μ
- [3] η καμπύλη ικανότητας του υπό εξέταση φορέα
- [4] η τετραγραμμική καμπύλη ικανότητας του υπό εξέταση φορέα
- [5] T*=0.39s η περίοδος του μονοβάθμιου συστήματος
- [6] q_u=S_{ae}/S_{ay}=1.02 ο παράγοντας πλαστιμότητας (≡ q_π)
- [7] μ_d= 1.05 ο παράγοντας στοχευόμενης πλαστιμότητας/ το μ για το οποίο η κλίση της διγραμμικής καμπύλης ικανότητας ταυτίζεται με την απαίτηση

[8] Γ	συντελεστής μετατροπής του πραγματικού πολυβάθμιου συστήματος στο αντίστοιχο μονοβάθμιο
[9] γ_u	το ποσοστό αντοχής που αναλαμβάνει το γυμνό πλαίσιο, δηλαδή ο λόγος της δύναμης όπου οι τοιχοπληρώσεις αστοχούν πλήρως προς τη μέγιστη αντοχή της κατασκευής
[10] μ_s	η πλαστιμότητα μετακινήσεων που αντιστοιχεί στην παραμόρφωση στην αρχή απώλειας αντοχής των τοιχοπληρώσεων (αρχή καθοδικού κλάδου)
[11] Δy	η μετατόπιση διαρροής που αντιστοιχεί στο πραγματικό πολυβάθμιο σύστημα
[12] Δy^*	η μετατόπιση διαρροής που αντιστοιχεί στο αντίστοιχο μονοβάθμιο σύστημα
[13] Δt	η μετατόπιση στόχος που αντιστοιχεί στο πραγματικό πολυβάθμιο σύστημα
[14] Δt^*	η μετατόπιση στόχος που αντιστοιχεί στο αντίστοιχο μονοβάθμιο σύστημα
[15] $\max a_g$	η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση που αντέχει το κτίριο
Άξονες:	
[16] F_b	η τέμνουσα βάσης που αφορά το πραγματικό πολυβάθμιο σύστημα
[17] F^*	η δύναμη που αφορά το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα
[18] d	η μετατόπιση του κόμβου ελέγχου που αφορά το πραγματικό πολυβάθμιο σύστημα
[19] d^*	η μετατόπιση που αφορά το ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα

6.1.4.2 Γενικά αποτελέσματα Χρονοϊστορίας

Στο «Τεύχος > Αποτελέσματα δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας > Μέσα φάσματα απόκρισης και έλεγχος κλιμάκωσης» παρουσιάζονται γραφικά τα SRSS φάσματα των τεχνητών σεισμών και ο έλεγχος κλιμάκωσης με βάση το μέσο όρο τους (βλ. **Σχήμα 6.27**). Στη συγκεκριμένη περίπτωση που υπάρχουν και υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις γίνονται δύο αναλύσεις, μία λαμβάνοντας υπόψη τη συμβολή τους και μία αγνοώντας την. Συνεπώς, η κλιμάκωση γίνεται σε ένα γενικευμένο εύρος όπου το κάτω όριο αφορά τη μικρότερη ιδιοπερίοδο T_1 (T/Π) του δύσκαμπτου τοιχοπληρωμένου φορέα και το άνω όριο αφορά τη μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο T_1 του πιο εύκαμπτου «γυμνού» φορέα.



Σχήμα 6.27: Εκτύπωση SRSS φασμάτων των τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων και έλεγχος κλιμάκωσης για τον φορέα Γ_2 .

Η ανάλυση με τους παραπάνω τεχνητούς σεισμούς που παρήχθησαν παρήγαγε τις ελαστικές τέμνουσες βάσης και μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου που τυπώνονται στον παρακάτω πίνακα στο «Τεύχος > Αποτελέσματα δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας > Ελαστικές Fb και d κόμβου ελέγχου»

Συγκεντρωτικές κρίσιμες ελαστικές τέμνουσες βάσης και μετατοπίσεις κόμβου ελέγχου

Επιτελεστικότητα [J]	Fb κατά X [kN]	Fb κατά Z [kN]	dx κατά X [cm]	dz κατά Z [cm]
DL	3508.69	3661.01	1.8	1.7
SD	4646.16	4847.87	2.4	2.2
NC	8705.81	9083.76	4.6	4.2

Πίνακας 6.27: Κρίσιμες ελαστικές τέμνουσες βάσης και μετακινήσεις κόμβου ελέγχου

Η σύγκριση των μετακινήσεων για το φορέα Γ_2 της ανάλυσης χρονοϊστορίας με μέθοδο m και της Pushover παρατίθενται στον **Πίνακας 6.28**:

	Time History	Pushover
DL	X: 1.8 cm	X: 1.7 cm
	Z: 1.7 cm	Z: 1.6 cm
SD	X: 2.4 cm	X: 2.3 cm
	Z: 2.2 cm	Z: 2.1 cm
NC	X: 4.6 cm	X: 4.9 cm
	Z: 4.2 cm	Z: 3.9 cm

Πίνακας 6.28: Σύγκριση μετακινήσεων κόμβου ελέγχου με ανάλυση Pushover και ανάλυση Χρονοϊστορίας.

Σε σχέση με την παρόμοια σύγκριση του φορέα Α (Πίνακας 6.7) παρατηρείται ότι η παρουσία τοιχοπληρώσεων μειώνει αρκετά τις μέγιστες μετακινήσεις και συνεπώς οι αποκλίσεις στις δύο μεθόδους μειώνονται.

6.1.4.3 Τοπική επάρκεια μελών

Υποστυλώματα

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος Ροπής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας	Κρίσιμη Ανάλυση
DL	K21(3)	Κύριο	0.79	[XI-τη]
SD	K21(3)	Κύριο	0.38	[XI-τη]
NC	K21(3)	Κύριο	0.53	[XI-τη]

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας	Κρίσιμη Ανάλυση
DL	K19(3)	Κύριο	0.40	[XI-τη]
SD	K19(3)	Κύριο	0.54	[XI-τη]
NC	K19(3)	Κύριο	1.00	[XI-τη]

Πίνακας 6.29: Αποτίμηση με pushover και τη μέθοδο m. Πίνακας μέγιστων λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων για αστοχία σε κάμψη και διάτμηση, για τις εξεταζόμενες στάθμες DL, SD και NC, στο «Τεύχος > Λόγοι επάρκειας μελών > Συγκεντρωτικοί > Πίνακες υποστυλωμάτων», μετά την εισαγωγή των τοιχοπληρώσεων και τις επιπλέον τοιχωματοποιήσεις στο πατάρι και το κατάστημα.

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος Ροπής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας	Κρίσιμη Ανάλυση
DL	K21(1)	Κύριο	1.25!	[XI-τη]
SD	K21(1)	Κύριο	1.07!	[XI-τη]
NC	K21(1)	Κύριο	1.42!	[XI-τη]

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας	Κρίσιμη Ανάλυση
DL	K19(3)	Κύριο	0.55	[XI-τη]
SD	K19(3)	Κύριο	0.73	[XI-τη]
NC	K19(3)	Κύριο	1.38!	[XI-τη]

Πίνακας 6.30: Αποτίμηση με pushover και τη μέθοδο q. Πίνακας μέγιστων λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων για αστοχία σε κάμψη και διάτμηση, για τις εξεταζόμενες στάθμες DL, SD και NC, στο Τεύχος, μετά την εισαγωγή των τοιχοπληρώσεων και τις επιπλέον τοιχωματοποιήσεις στο πατάρι και το κατάστημα.

Δοκοί

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος Ροπής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας	Κρίσιμη Ανάλυση
DL	Δ3.2(3)	Κύριο	0.40	[XI-τη]
SD	Δ3.1(0)	Κύριο	0.34	[XI+τη]
NC	Δ3.1(0)	Κύριο	0.34	[XI+τη]

Μέγιστα λόγων επάρκειας δοκών - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας	Κρίσιμη Ανάλυση
DL	Δ10.2(3)	Κύριο	0.29	[XI-τη]
SD	Δ10.2(3)	Κύριο	0.32	[XI-τη]
NC	Δ10.2(3)	Κύριο	0.42	[XI-τη]

Πίνακας 6.31: Πίνακας μέγιστων λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων για αστοχία σε κάμψη και διάτμηση, για τις εξεταζόμενες στάθμες DL, SD και NC, στο «Τεύχος > Λόγοι επάρκειας μελών > Συγκεντρωτικοί > Πίνακες δοκών», μετά την εισαγωγή των τοιχοπληρώσεων και τις επιπλέον τοιχωματοποιήσεις στο κατάστημα.

Τοιχοπληρώσεις

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Λόγος επάρκειας	Κρίσιμη Ανάλυση
DL	Δ88.1(3)	1.07	[PO]
SD	Δ88.1(3)	0.75	[PO]
NC	Δ24.1(3)	0.77	[PO]

Πίνακας 6.32: Μέγιστοι λόγοι επάρκειας τοιχοπληρώσεων. Οι άοπλες τοιχοπληρώσεις ελέγχονται στις στάθμες DL & SD. [KAN.ΕΠΕ. §7.4.1(β)]. Οι τοιχωματοποιήσεις πλαισίων ελέγχονται και στις τρεις στάθμες.

6.1.4.4 Συμπεράσματα για το φορέα Γ₂ (Φορέας με τις υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις & τοιχωματοποιήσεις πλαισίων)

Στάθμη επιτελεσματικότητας	Στόχος ΚΑΝ.ΕΠΕ. που ικανοποιείται
DL	A2
SD	B1, B2
NC	Γ1, Γ2

Πίνακας 6.33: Στόχοι ΚΑΝ.ΕΠΕ. ικανοποιούνται («Τεύχος > Διαγράμματα Απαίτησης - Ικανότητας > Συγκεντρωτικά αποτελέσματα > Συγκεντρωτικά αποτελέσματα Απαίτησης - Ικανότητας»).

Παρατηρούμε ότι, μετά τις επιπλέον τοιχωματοποιήσεις στο κατάστημα, οι μέγιστες τιμές των λόγων επάρκειας λ των στοιχείων του φέροντος οργανισμού μειώνονται περαιτέρω και δεν υπάρχουν πλέον μέλη των οποίων ο λόγος λ έναντι κάμψης ή διάτμησης να υπερβαίνει τη μονάδα ($\lambda_{\max} < 1$) για κάποια στάθμη επιτελεσματικότητας.

6.1.4.5 Συμπέρασμα για το φορέα Γ₂ (τοιχοπληρώσεις)

Παρατηρούμε ότι οι μέγιστες τιμές των λόγων επάρκειας λ των τοιχοπληρώσεων μειώθηκαν περαιτέρω και οριακά επαρκούν ($\lambda_{\max, \text{τοιχ}, \text{DL}} > 1.07$).

6.1.4.6 Πώς συμπεριφέρεται ο φορέας με το πραγματικό σεισμογράφημα της Θεσσαλονίκης του 1978

Για τους ελέγχους επάρκειας με χρήση της μεθόδου της Χρονοϊστορίας που περιγράφησαν προηγουμένως, χρησιμοποιήθηκαν τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα τα οποία παρήχθησαν αυτόματα από το Fespa ώστε να είναι συμβατά με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού. Η μεθοδολογία αυτή είναι επαρκής με βάση τον κανονισμό, ωστόσο παραμένει το ερώτημα πως θα αποκριθεί το κτίριο μας σε ένα πραγματικό σεισμό.

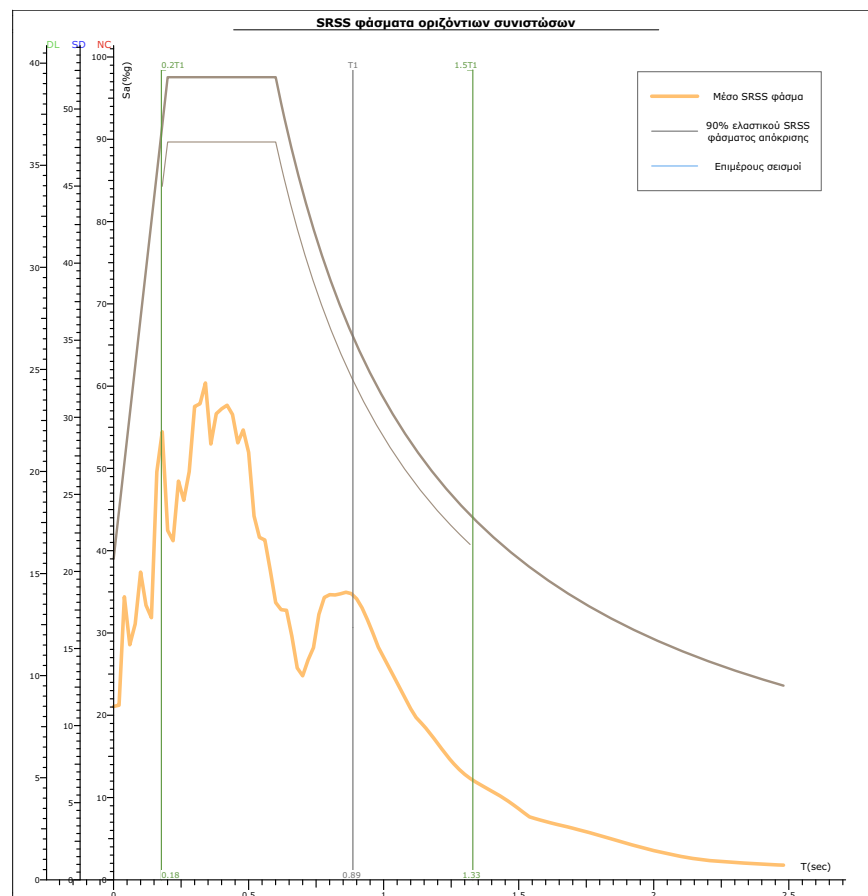
Για να απαντηθεί το ερώτημα αυτό που θα προσφέρει μεγαλύτερη αξιοπιστία και σιγουριά στη μελέτη, εισάγεται στο πρόγραμμα το πραγματικό επιταχυνσιογράφημα όπως καταγράφηκε στη Θεσσαλονίκη κατά το σεισμό της 20^{ης} Ιουνίου του 1978.

Σημείωση

Μαζί με την εγκατάσταση του προγράμματος παρέχεται φάκελος που περιέχει αρχεία κάποιων από τους σημαντικότερους σεισμούς του Ελλαδικού χώρου. Τα αρχεία αυτά είναι έτοιμα για άμεση χρήση και βρίσκονται στο φάκελο LH_earthquakes στη θέση που υπάρχουν και τα παραδείγματα επίλυσης.

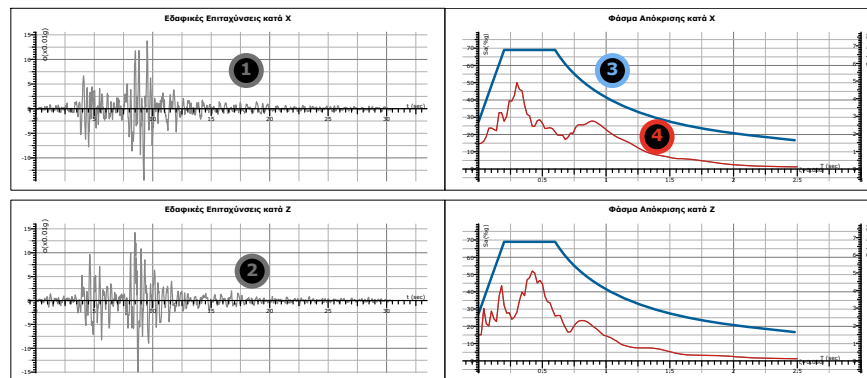
Για την εισαγωγή του επιταχυνσιογραφήματος ακολουθούνται τα παρακάτω βήματα:

- Το αρχείο Thessaloniki_1978_x8.eqk αντιγράφεται και επικολλείται στο φάκελο LH_earthquakes στη θέση που βρίσκεται το αρχείο .tek της μελέτης. Στον ίδιο φάκελο διαγράφονται τυχόν αρχεία τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων από προηγούμενες αναλύσεις.
- Ορίζεται η τιμή της παραμέτρου «Κτίριο > Αποτίμηση > Τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα > Αριθμός τεχνητών σεισμικών διεγέρσεων = 0».
- Ορίζεται η τιμή της παραμέτρου «Κτίριο > Αποτίμηση > Φυσικά επιταχυνσιογραφήματα (από αρχείο) > Σεισμικές διεγέρσεις από αρχείο = Ναι».



Σχήμα 6.28: Παρουσίαση μέσου φάσματος απόκρισης στο Τεύχος > Αποτελέσματα δυναμικής ανάλυσης Χρονοϊστορίας > Μέσα φάσματα απόκρισης και έλεγχος κλιμάκωσης».

Στο **Σχήμα 6.28** παρουσιάζεται το φάσμα του πραγματικού σεισμού της Θεσσαλονίκης. Παράλληλα στο **Σχήμα 6.29** τυπώνονται τα επιταχυνσιογραφήματα του σεισμού για τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις.



Σχήμα 6.29: Παρουσίαση των συνιστωσών του σειсмоγραφήματος Τεύχος >
Αποτελέσματα δυναμικής ανάλυσης Χρονοϊστορίας >
Επιταχ/φήματα και φάσματα απόκρισης».

όπου:

- [1] το επιταχυνσιογράφημα στη διεύθυνση X
- [2] το επιταχυνσιογράφημα στη διεύθυνση Z
- [3] το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του EC8-1
- [4] το φάσμα της αντίστοιχης σεισμικής συνιστώσας

Παρατηρούμε ότι ο σεισμός αυτός ήταν σημαντικά μικρότερος από το φάσμα σχεδιασμού γι' αυτό και οι μέγιστοι λόγοι επάρκειας που προκύπτουν κατά την αποτίμηση του φορέα **μόνο** με το σεισμό της Θεσσαλονίκης είναι σημαντικά μικρότεροι από αυτούς που προκύπτουν από την αποτίμηση και με τα τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα όπως παρουσιάζεται στον **Πίνακας 6.35**.

Υποστυλώματα

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος Ροπής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας	Κρίσιμη Ανάλυση
DL	K21(3)	Κύριο	0.46	[XI+τη]
SD	K4(6)	Κύριο	0.25	[XI-τη]
NC	K21(3)	Κύριο	0.31	[XI+τη]

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας	Κρίσιμη Ανάλυση
DL	K19(3)	Κύριο	0.21	[XI-τη]
SD	K19(3)	Κύριο	0.31	[PO]
NC	K19(3)	Κύριο	0.93	[PO]

Πίνακας 6.34: Πίνακας μέγιστων λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων για αστοχία σε κάμψη και διάτμηση, για τις εξεταζόμενες στάθμες DL, SD και NC, στο «Τεύχος > Λόγοι επάρκειας μελών > Συγκεντρωτικοί > Πίνακες υποστυλωμάτων», μετά από επίλυση του φορέα μόνο με το σεισμό της Θεσσαλονίκης.

λ _{max} Υποστυλωμάτων - Κάμψη		
Στάθμη επιτελεστικότητας	3 τεχνητοί σεισμοί	Μόνο σεισμός Θεσσαλονίκης
DL	0.79	0.46
SD	0.38	0.25
NC	0.53	0.31
λ _{max} Υποστυλωμάτων - Διάτμηση		
Στάθμη επιτελεστικότητας	3 τεχνητοί σεισμοί	Μόνο σεισμός Θεσσαλονίκης
DL	0.40	0.21
SD	0.54	0.31
NC	1.00	0.93

Πίνακας 6.35: Σύγκριση μέγιστων λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων. Οι μέγιστοι λόγοι επάρκειας προκύπτουν για τα ίδια μέλη και στις δύο περιπτώσεις.

Σημείωση

Όταν δεν επιλέγεται κλιμάκωση, το φυσικό επιταχυνσιογράφημα εφαρμόζεται αυτούσιο στη στάθμη επιτελεστικότητας NC, ενώ στις υπόλοιπες στάθμες εφαρμόζεται μειωτικός συντελεστής ανάλογα με το λόγο των επιταχύνσεων a_g . Επειδή, συνήθως, επιθυμείται ο φυσικός σεισμός να εφαρμοστεί όπως ακριβώς καταγράφηκε σε όλες τις στάθμες, τότε θα πρέπει στην καρτέλα «Κτίριο > Φάσμα – Αποτίμηση» να δοθεί η ίδια εδαφική επιτάχυνση ($\gamma I \cdot a_{gR}$) σε όλες τις στάθμες.

6.1.5 Σύγκριση αποτελεσμάτων αποτίμησης μεταξύ των μεθόδων (pushover, m, q)

Η υπεροχή της pushover έναντι των άλλων μεθόδων

Η υπεροχή της μεθόδου m έναντι της μεθόδου q

Στον Πίνακα 6.36 και Πίνακα 6.37 παρουσιάζεται συνοπτικά το πλήθος των ανεπαρκειών σε υποστυλώματα και δοκούς τόσο του αρχικού όσο και του ενισχυμένου φορέα.

	Μέθοδος q	Μέθοδος m	Pushover
Αριθμός μελών με $\lambda > 1$	71 δοκοί 13 στύλοι	0 δοκοί 14 στύλοι	0 δοκοί 12 στύλοι
λ_{max} υποστυλωμάτων - Κάμψη	2.87	1.74	1.61
λ_{max} υποστυλωμάτων - Διάτμηση	1.72	3.14	1.45
λ_{max} δοκών - Κάμψη	1.93	0.42	0.63
λ_{max} δοκών - Διάτμηση	0.74	0.77	0.66

Πίνακας 6.36: Φορέας A (χωρίς τοιχοπληρώσεις) - Οι μέγιστοι λόγοι επάρκειας υποστυλωμάτων & δοκών, για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC.

	Μέθοδος q	Μέθοδος m	Pushover
Αριθμός μελών με $\lambda > 1$	6 δοκοί 10 στύλοι	0 δοκοί 0 στύλοι	0 δοκοί 0 στύλοι
$\lambda_{\max}$ υποστυλωμάτων - Κάμψη	1.42	0.54	0.29
$\lambda_{\max}$ υποστυλωμάτων - Διάτμηση	1.38	1.00	0.93
$\lambda_{\max}$ δοκών - Κάμψη	1.20	0.34	0.16
$\lambda_{\max}$ δοκών - Διάτμηση	0.73	0.41	0.38

Πίνακας 6.37: Φορέας Γ_2 (με υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις & τοιχωματοποιήσεις πλαισίων) - Οι μέγιστοι λόγοι επάρκειας υποστυλωμάτων & δοκών, για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC.

Συμπεράσματα στα οποία θα καταλήγαμε χρησιμοποιώντας μόνο τη μέθοδο q:

- Αγνοείται η δημιουργία μαλακού ορόφου (βλ. §6.1.3)
- Απαιτούνται περιττές ενισχύσεις σε δοκούς και υποστυλώματα.

Πώς να μην κάνετε περιττές ενισχύσεις

Όπως παρουσιάζεται στον **Πίνακα 6.37** η μέθοδος q εξάγει σαν αποτέλεσμα σημαντικό αριθμό ανεπαρκειών σε υποστυλώματα και δοκούς απαιτώντας λοιπόν μεγάλο αριθμό ενισχύσεων σε σχέση με τη μέθοδο m. Οι λόγοι που οδηγούν σε αυτό είναι οι εξής:

- Η μέθοδος q χρησιμοποιεί χαρακτηριστικές αντοχές που είναι μικρότερες από τις μέσες της μεθόδου m.
- Η μέθοδος q χρησιμοποιεί δυσκαμψίες που αντιστοιχούν στο 50% της αρηγμάτωσης διατομής οι οποίες είναι εν γένει αρκετά μεγαλύτερες από τις πραγματικές της μεθόδου m. Συνεπώς τα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη προκύπτουν δυσμενέστερα καθώς για ίδια μετακίνηση αναπτύσσονται μεγαλύτερες εντάσεις.
- Δεν εκμεταλλευόμαστε τη διαθέσιμη πλαστιμότητα κάθε μέλους.

Για το λόγο αυτό σημαντικό είναι η μελέτη αποτίμησης να γίνεται κυρίως με τη μέθοδο m.

7

Παράρτημα Α

Η σπουδαιότητα του κτιρίου στον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

7.1 Εισαγωγή

Στους κανονισμούς που πραγματεύονται την κατασκευή νέων κτιρίων, ο χειρισμός της σπουδαιότητας του κτιρίου και η προσαρμογή της αντίστοιχης εδαφικής επιτάχυνσης a_g σε τιμή αντίστοιχη της σπουδαιότητας του κτιρίου γίνεται μέσω του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I [EC8 – 1, §3.2.1(3)]:

$$\gamma_I = \frac{\alpha_{gi}}{\alpha_{gR}} \quad (\Sigma 7.1)$$

Στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. δεν ορίζονται τιμές για το συντελεστή σπουδαιότητας γ_I , ενώ η προσαρμογή των ελαχίστων στόχων του πίνακα 2.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την αποτίμηση γίνεται σύμφωνα με τον πίνακα του Παραρτήματος 2.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017 (ΦΕΚ Β' 2984/30.08.2017), σύμφωνα με τον Πίνακα 7.1.

Στόχοι αποτίμησης

Σπουδαιότητα	Ελάχιστος	Συνιστώμενος	Προαιρετικός
I	Γ2	Γ2	B3
II	Γ1	Γ1, B2	A3
III και άνω	B1	A2, B1	Γ0

Πίνακας 7.1: Ελάχιστοι στόχοι για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017, ΦΕΚ Β' 2984/30.08.2017).

Υπάρχει όμως και μία ακόμη δυσκολία.

Στον EC8-3, που πραγματεύεται επισκευές και ενισχύσεις, ενώ δίνονται οδηγίες για την επιλογή της πιθανότητας υπέρβασης για κάθε μια από τις οριακές καταστάσεις, δεν παρέχονται συγκεκριμένες οδηγίες που να σχετίζονται με τη σπουδαιότητα του κτιρίου. Έτσι, αφήνεται να εννοηθεί ότι η χρήση του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I δεν είναι η κατάλληλη μέθοδος.

Οι διαφορετικές αυτές προσεγγίσεις (ορισμός γ_I ή ορισμός πιθανότητας) κατά τη διαχείριση της σπουδαιότητας του κτιρίου μπορούν να οδηγήσουν σε αμφιβολίες ως προς την ακολουθητέα ορθή πρακτική. Προκειμένου να αρθούν οι αμφιβολίες είναι απαραίτητο να ανατρέξει κανείς στις βασικές αρχές [βλέπε και (Penelis και Penelis, 2014)].

7.2 Σεισμοί και Πιθανότητες

Ορισμοί (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §.2.2.1 – EC8-1 §2.1(1)Α)

Η πιθανότητα υπέρβασης της τιμής agR της σεισμικής δράσης είναι 10% (PLR) μέσα σε χρονικό διάστημα 50 ετών (TL) και αντιστοιχεί σε **μέση** περίοδο επαναφοράς 475 έτη (TLR).

$P = PLR = 10\%$ η πιθανότητα υπέρβασης του σεισμού αναφοράς

$t = TL = 50$ χρόνια ο συμβατικός χρόνος ζωής του έργου

$T = TLR = 475$ χρονική περίοδος επαναφοράς του σεισμού αναφοράς

$$agR = \begin{cases} 0,16 \\ 0,24 \\ 0,36 \end{cases} \text{ η εδαφική επιτάχυνση αναφοράς για κάθε σεισμική ζώνη}$$

Επειδή η σεισμική δραστηριότητα ακολουθεί την κατανομή Poisson, τα παραπάνω μεγέθη συνδέονται μεταξύ τους με τις παρακάτω σχέσεις.

Η πιθανότητα να συμβούν n σεισμοί με μέγεθος μεγαλύτερο του agR σε χρόνο t (διάρκεια ζωής του έργου), δίνεται από τη σχέση:

$$P[N = n / ag \geq agR] = \frac{(\lambda \cdot t)^n \cdot e^{-\lambda t}}{n!} \quad (\Sigma 7.2)$$

όπου,

λ η πυκνότητα των σεισμών ($=1/TLR=1/475$: 1 σεισμός κάθε 475 χρόνια)

Θυμηθείτε ότι:

$$0! = 1, \quad (\lambda \cdot t)^0 = 1$$

$$P[N=0]=e^{-\lambda t} \quad (\Sigma 7.3)$$

Η πιθανότητα να συμβεί **τουλάχιστον ένας** σεισμός με $ag \geq agR$, μέσα σε χρονικό διάστημα t είναι η συμπληρωματική πιθανότητα να συμβούν μηδέν σεισμοί και ισούται με:

$$P[N \geq 1 / ag \geq agR] = 1 - P[N=0] = 1 - e^{-\lambda t} \quad (\Sigma 7.4)$$

Όταν $\lambda \leq 0.10$ η σχέση (Σ6.3) γραμμικοποιείται και γίνεται:

$$P \simeq \lambda t$$

Ισοδύναμα ισχύει:

$$P = 1 - e^{-\lambda t} \Rightarrow TLR = -\frac{t}{\ln(1-P)} \quad (\Sigma 7.5)$$

Παράδειγμα

- Για περίοδο επαναφοράς 475 ετών:

$$P_{475} \simeq \lambda t = \frac{1}{TLR} \cdot TL = \frac{1}{475} \cdot 50 \approx 0.10,$$

- Για περίοδο επαναφοράς 73 ετών:

$$P_{73} = 1 - e^{-\lambda t} = 1 - e^{-\frac{1}{73} \cdot 50} \approx 0.50, \text{ τιμή που δίνει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ.}$$

Προσοχή

Τα γεγονότα μιας κατανομής Poisson συμβαίνουν τυχαία, **χωρίς μνήμη** του χρόνου, του μεγέθους ή της θέσης οποιουδήποτε προηγούμενου γεγονότος. Αυτό σημαίνει ότι:

- Ο αριθμός των συμβάντων – σεισμικών δραστηριοτήτων μέσα σε ένα χρονικό διάστημα είναι ανεξάρτητο από τον αριθμό των συμβάντων - σεισμών που πραγματοποιούνται μέσα σε οποιοδήποτε άλλο χρονικό διάστημα.
- Ο χρόνος που απομένει μέχρι την εμφάνιση του επόμενου σεισμικού γεγονότος είναι ανεξάρτητος από το χρόνο που έχει περάσει από το τελευταίο σεισμικό γεγονός. Έτσι, ο χρόνος αυτός είναι πάντα ίσος με την περίοδο επαναφοράς.

7.3 Το μέγεθος του σεισμού

Στην §2.1(4) του EC8-1 καθώς και στο Παράρτημα Α του EC8-2 καθορίζεται ότι ισχύει:

$$\frac{\alpha g_1}{\alpha g_2} = \left(\frac{P(\alpha g_2)}{P(\alpha g_1)} \right)^{\frac{1}{k}} = \left(\frac{T(\alpha g_1)}{T(\alpha g_2)} \right)^{\frac{1}{k}}, \quad (k=3) \quad (\Sigma 7.6)$$

Έχοντας ανά χείρας τις σχέσεις (Σ7.4), (Σ7.5), (Σ7.6) μπορούμε να εξάγουμε την επιτάχυνση που αντιστοιχεί σε κάθε πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης.

Παράδειγμα

Για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II ($\alpha g_R = 0.24$) και πιθανότητα υπέρβασης 50% έχουμε:

$$T(\alpha g_1) = -\frac{t}{\ln(1-P)} = -\frac{TL}{\ln(1-P(\alpha g_1))} = -\frac{50}{\ln(1-0,50)} = 73 \text{ έτη}$$

$$\frac{\alpha g_1}{0.24} = \left(\frac{T(\alpha g_1)}{475} \right)^{\frac{1}{3}} \Rightarrow \alpha g_1 = 0.24 \cdot \left(\frac{73}{475} \right)^{\frac{1}{3}} = 0,128$$

Ομοίως προκύπτουν τα αg_i , για διάφορες τιμές της πιθανότητας P_i (βλ. Πίνακας 7.2).

7.4 Νέα κτίρια - Η σπουδαιότητα & η πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής επιτάχυνσης

Σύμφωνα με τις σχέσεις (Σ7.1) και (Σ7.6)

έχουμε:

$$\gamma_i = \frac{\alpha g_i}{\alpha g_R} = \left(\frac{PLR}{P_i} \right)^{\frac{1}{k}} = \left(\frac{T_i}{TLR} \right)^{\frac{1}{k}} \quad (\Sigma 7.7)$$

Παράδειγμα

Για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II ($\alpha gR = 0.24$) και κτίριο σπουδαιότητας III (π.χ. σχολείο, μουσείο, κτλ.) ($\gamma = 1.20$) έχουμε (για πιθανότητα υπέρβασης 50% σε διάρκεια ζωής $t = 50$ έτη – κατάσταση B1):

$$\frac{\alpha g i}{\alpha g R} = \left(\frac{T_i}{TLR} \right)^{\frac{1}{k}} \Rightarrow T_i = \left(\frac{\alpha g i}{\alpha g R} \right)^k \cdot TLR = \gamma_1^3 \cdot 475 = 1,2^3 \cdot 475$$

$$T_i = 820 \text{ έτη}$$

$$\frac{\alpha g i}{\alpha g R} = \left(\frac{PLR}{P_i} \right)^{\frac{1}{k}} \Rightarrow P_i = \frac{PLR}{\left(\frac{\alpha g i}{\alpha g R} \right)^k} = \frac{0,10}{\gamma_1^3} = \frac{0,10}{1,2^3} \approx 0,058$$

$$P_i = 5,8\%$$

Προσοχή!

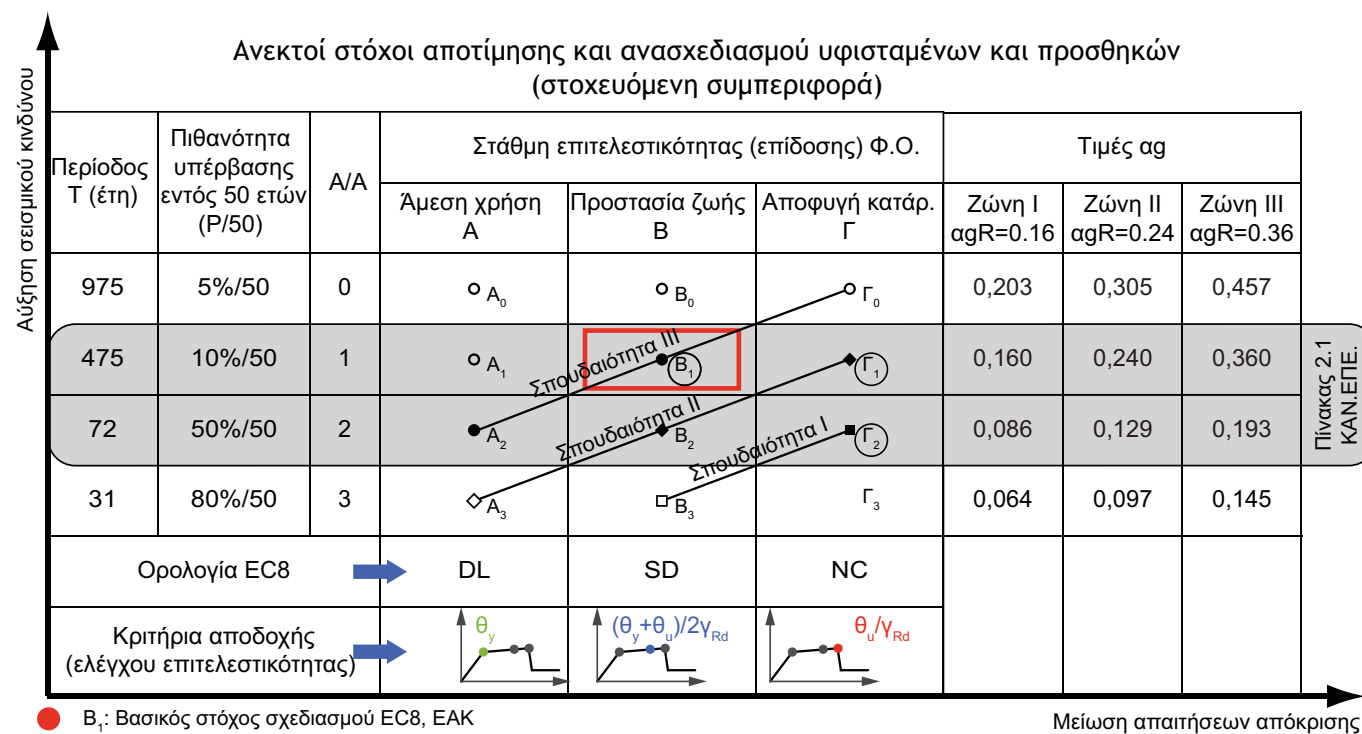
Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. η αυξομείωση της σεισμικής δράσης λόγω μεγαλύτερης ή μικρότερης σπουδαιότητας, προκύπτει **μόνο** μέσω κατάλληλης τροποποίησης της πιθανότητας υπέρβασης PR ή της περιόδου επαναφοράς TR βάσει των σχετικών παραμέτρων.

Μέσω τροποποίησης του συντελεστή σπουδαιότητας, οδηγούμαστε σε λάθος αποτελέσματα (είτε υπέρ είτε κατά της ασφαλείας)!

Η παράμετρος «Κτίριο > Φάσμα – Αποτίμηση > Συντελεστής σπουδαιότητας γ_I » υπάρχει για την περίπτωση που απαιτείται σε κάποιο εθνικό προσάρτημα να απομειωθεί η σεισμική δράση μέσω του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I .

Για την Ελλάδα λοιπόν πάντα:

«Κτίριο > Φάσμα – Αποτίμηση > Συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_I = 1.00$ »



Πίνακας 7.2: Πίνακας ανεκτών στόχων αποτίμησης.

8

Παράρτημα Β – Βασικές έννοιες

Ικανότητα της κατασκευής

Αναπαριστά τη δυνατότητα της κατασκευής να αντιστέκεται στη σεισμική κίνηση του εδάφους και εξαρτάται από την **αντοχή** και τη **δυνατότητα παραμόρφωσης** καθενός μέλους της κατασκευής.

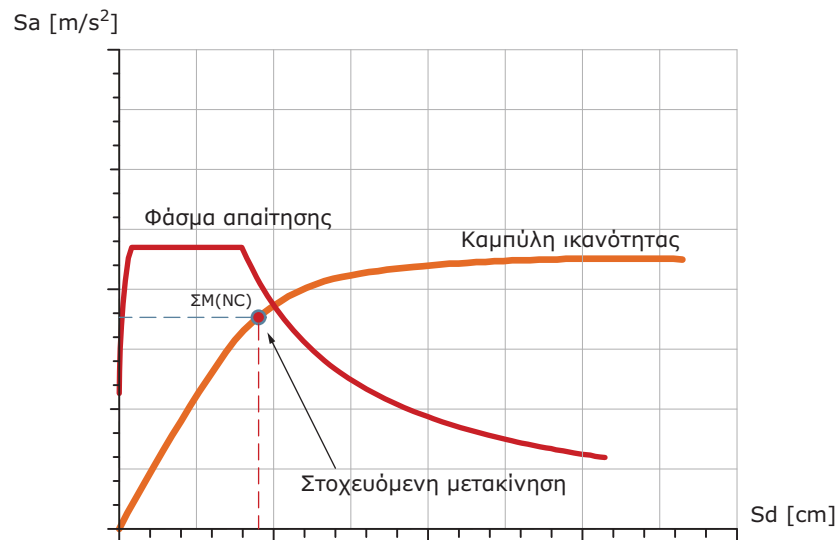
Απαίτηση

Αναπαριστά τη σεισμική κίνηση του εδάφους.

Επιτελεστικότητα (επιθυμητή συμπεριφορά)

Εξαρτάται από τον τρόπο με τον οποίο η ικανότητα της κατασκευής αποκρίνεται στη σεισμική απαίτηση. Με την εισαγωγή της έννοιας αυτής διαφοροποιούνται σημαντικά προς τα πάνω ή προς τα κάτω οι απαιτήσεις από την κατασκευή.

Γενική περιγραφή της μεθόδου αποτίμησης της κατασκευής



Σχήμα 8.1: Βασικές έννοιες – Διάγραμμα απαίτησης ικανότητας

Καμπύλη ικανότητας

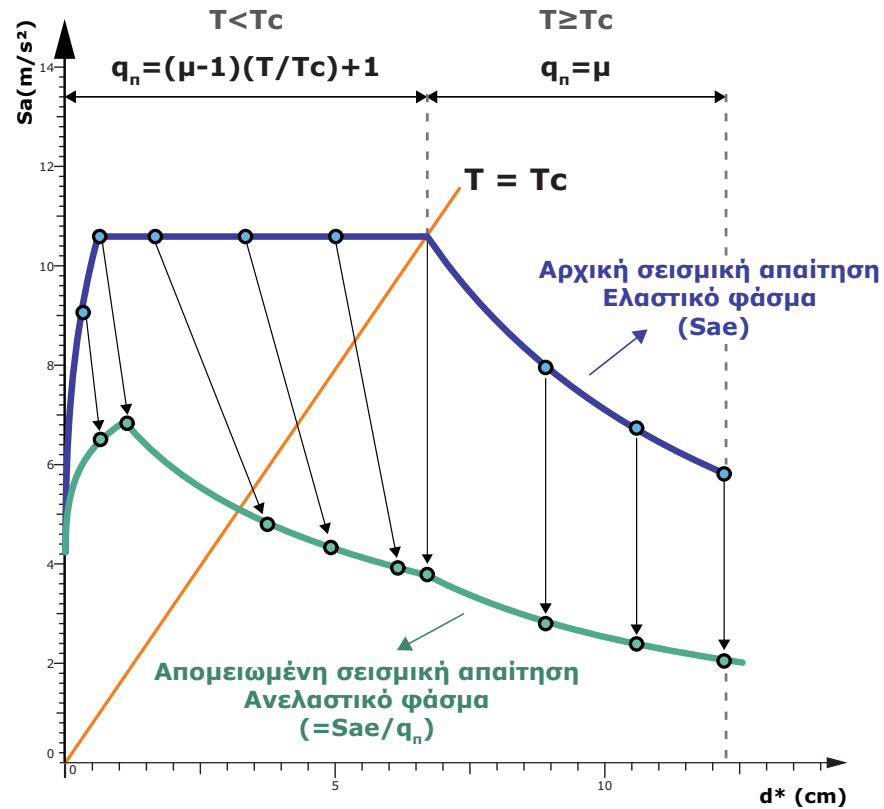
Κεντρικός στόχος της μη γραμμικής μεθόδου (Pushover) είναι η χάραξη της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής. Αυτή αναπαριστά την οριζόντια μετακίνηση της κορυφής του δομήματος (κόμβος ελέγχου), ως συνάρτηση του μεγέθους της δύναμης που εφαρμόζεται στην κατασκευή. Αυτή η διαδικασία είναι ανεξάρτητη από τη μέθοδο που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των απαιτήσεων λόγω του σεισμικού κινδύνου.

Κόμβος ελέγχου

Είναι ο κόμβος του προσομοιώματος που είναι αντιπροσωπευτικός και κατάλληλος ώστε στη θέση αυτή να μετρώνται οι μεταθέσεις της κορυφής του δομήματος.

Στοχευόμενη μετακίνηση - Απαιτήσεις

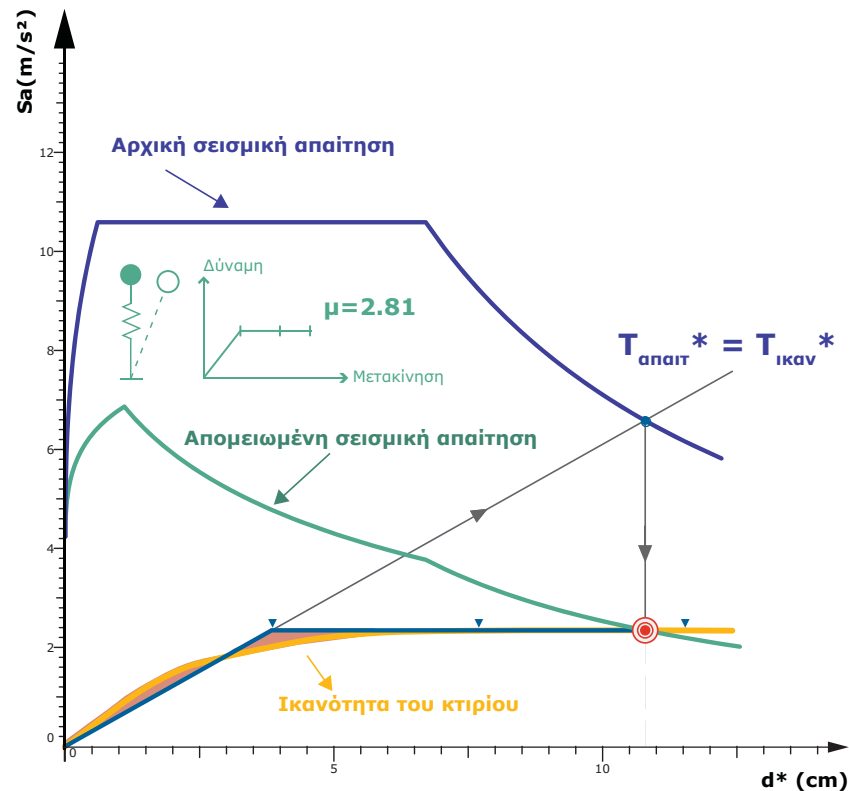
Η μέθοδος φασματικής ικανότητας απομειώνει το ελαστικό φάσμα ώστε να ληφθούν υπόψη οι επιδράσεις της μη γραμμικής συμπεριφοράς της κατασκευής (βλ. **Σχήμα 8.2**) και να τμηθεί με την καμπύλη ικανότητας στο σημείο της **στοχευόμενης μετακίνησης** (βλ. και ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.6.2 και §5.7.4.2).



Σχήμα 8.2: Απομείωση της σεισμικής απαίτησης σύμφωνα με τον παράγοντα πλαστιμότητας q_n ($S_a = S_{ae}/q_n$).

Στο **Σχήμα 8.3** προσδιορίζεται το σημείο της στοχευόμενης μετακίνησης, ως εξής:

- Σε κάθε σημείο της καμπύλης ικανότητας αντιστοιχεί ένας μονοβάθμιος ταλαντωτής με ιδιοπερίοδο $T_{ικαν}^*$, όπως καθορίζεται από την απαίτηση των ίσων εμβადών.
- Σε κάθε σημείο της καμπύλης απαίτησης αντιστοιχεί ένας μονοβάθμιος ταλαντωτής με ιδιοπερίοδο $T_{απαιτ}^*$, όπως καθορίζεται από την απαίτηση πλαστιμότητας μ .
- Προσδιορίζεται λοιπόν η στοχευόμενη μετακίνηση στο σημείο όπου ο ταλαντωτής της απαίτησης ταυτίζεται με τον ταλαντωτή της ικανότητας ($T_{ικαν} = T_{απαιτ}$).



Σχήμα 8.3: Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης ως σημείο τομής της καμπύλης ικανότητας με την απομειωμένη σεισμική απαίτηση (EC8-1, Παράρτημα Β).

Σημείωση

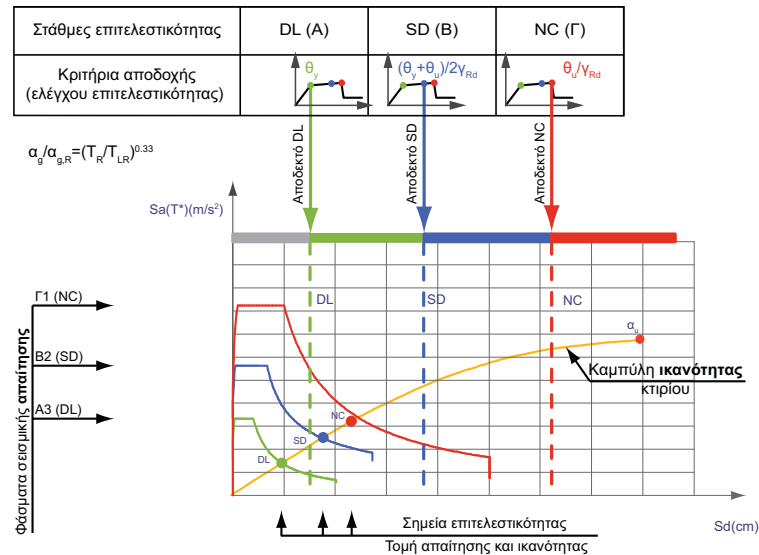
Δείτε περισσότερα για τον υπολογισμό της στοχευόμενης μετατόπισης & της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης στο site της LH Λογισμικής:

<http://www.lhlogismiki.gr/book/fespar-stoxeuomeni-metatopisis-seismiki-epitaxinsi/> [17].

Έλεγχοι επιτελεστικότητας – κριτήρια συμμόρφωσης

Όταν η μετακίνηση της κορυφής του δομήματος γίνει ίση με τη στοχευόμενη, συγκρίνονται οι παραμορφώσεις κάθε στοιχείου του φορέα με τις οριακές (βλ. **Σχήμα 8.4**). Στόχος είναι οι παραμορφώσεις κάθε μέλους να παραμένουν κάτω από τις οριακές τιμές. Οι οριακές τιμές είναι διαφορετικές για κάθε στάθμη

επιτελεστικότητα [Άμεση χρήση (A), Προστασία ζωής (B), Αποφυγή κατάρρευσης (Γ)].



Σχήμα 8.4: Κριτήρια αποδοχής - ελέγχου επιτελεστικότητας

8.1.1 Τεκμηρίωση του q ($q=q_p \cdot q_u$)

Το ανελαστικό φάσμα προκύπτει από το ελαστικό μέσω των σχέσεων μετασχηματισμού του ΚΑΝ.ΕΠΕ., όπως φαίνεται στο Σχήμα 8.5 (βλ. και Σχήμα 8.2).

Συντελεστής δομικής πλαστιμότητας

Η διγραμμική καμπύλη ικανότητας προκύπτει από την καμπύλη δύναμης – μετακίνησης του δομήματος. Ως εκ τούτου, ο συντελεστής δομικής πλαστιμότητας ορίζεται ως [7] (βλ. κεφάλαιο [Error! Reference source not found.](#) – «Βιβλιογραφία»):

$$\mu_d = \frac{dt}{dy}$$

Παράγων πλαστιμότητας

Ως αποτέλεσμα της πλαστιμότητας, το δόμημα έχει την ικανότητα να εκλύει υστερητική ενέργεια. Εξαιτίας αυτής της ικανότητας, η ελαστική δύναμη σχεδιασμού μπορεί να απομειωθεί στο επίπεδο της τάσης διαρροής (S_{ay}), μέσω του συντελεστή q_π :

$$q_\pi = \frac{S_{ae}}{S_{ay}}$$

Παράγων υπεραντοχής

Το απόθεμα της αντοχής μεταξύ της τάσης διαρροής και της δύναμης κατά την οποία διαρρέει καμπτικά κάποιο μέλος του δομήματος (S_{a1}), εκφράζεται μέσω του συντελεστή υπεραντοχής:

$$q_v = \frac{S_{ay}}{S_{a1}}$$

Η υπεραντοχή του δομήματος προκύπτει από την ανακατανομή των εντατικών μεγεθών, τη μεγαλύτερη αντοχή των υλικών από αυτή που ορίστηκε κατά το σχεδιασμό, τους πολλαπλούς συνδυασμούς δράσεων, την επίδραση των μη φερόντων στοιχείων, τους περιορισμούς των βελών κάμψης στη συμπεριφορά του συστήματος, κ.ά.

Ο παράγοντας υπεραντοχής του συνολικού σεισμικού συντελεστή για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας ορίζεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§4.6 και Παράρτημα 4.2) και όταν δεν διατίθενται λεπτομερέστερα στοιχεία, η τιμή του μπορεί να εξαχθεί από τον αντίστοιχο πίνακα (ΚΑΝ.ΕΠΕ., Πίνακας Σ4.4).

Καθολικός δείκτης συμπεριφοράς

Ο ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς του δομήματος προκύπτει ως:

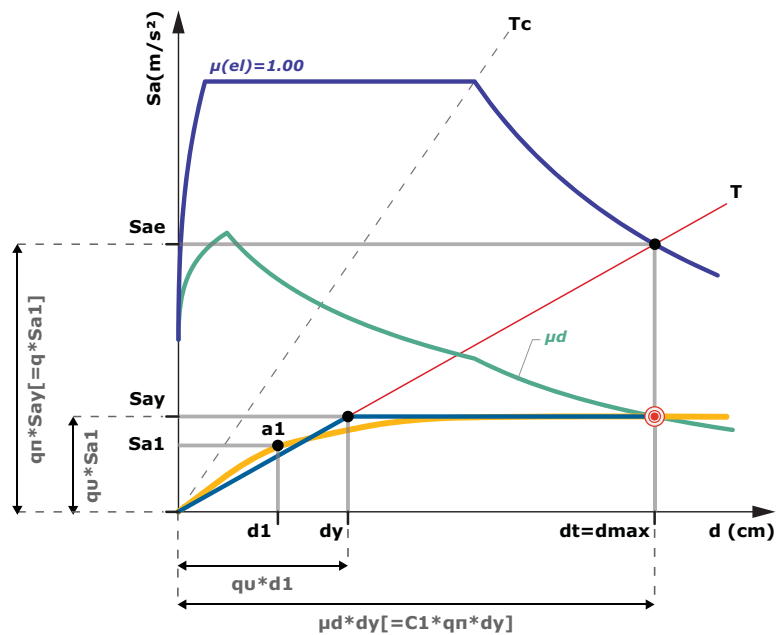
$$q = q_\pi \cdot q_v = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} \cdot \frac{S_{ay}}{S_{a1}} = \frac{S_{ae}}{S_{a1}}$$

Συντελεστής C_1

Ο συντελεστής C_1 συσχετίζει την αναμενόμενη μέγιστη ανελαστική μετακίνηση με τις μετακινήσεις που υπολογίζονται από γραμμική ελαστική ανάλυση. Υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$C_1 = \frac{\mu_d}{q_\pi}$$

Τεκμηρίωση των q , q_n , q_u & C_1 .



Σχήμα 8.5: Τεκμηρίωση των q , q_n , q_u & C_1 .

Σχέσεις μετασχηματισμού [ΚΑΝ.ΕΠΕ. §7.2.6.2]

$$q_n = (\mu_d - 1)(T/T_c) + 1, T < T_c$$

$$q_n = \mu_d, T \geq T_c$$

Συντελεστής δομικής πλαστιμότητας

$$\mu_d = dt/dy = \mu_s$$

Παράγων υπεραντοχής

$$q_n = S_{ae}/S_{ay}$$

Παράγων πλαστιμότητας

$$q_u = S_{ay}/S_{a1}$$

Καθολικός δείκτης συμπεριφοράς

$$q = q_n * q_u = (S_{ae}/S_{ay}) * (S_{ay}/S_{a1}) = S_{ae}/S_{a1}$$

Συντελεστής C_1 [ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.5.5.2]

$$C_1 = \mu_d/q_n$$

9

Παράρτημα Γ – Η μέθοδος των τοπικών δεικτών πλαστιμότητας m

9.1 Περιγραφή της μεθόδου

Στάδιο 1

Προσδιορίζεται η ένταση κάθε μέλους λόγω μόνιμων και κινητών φορτίων $G+\psi 2Q$ (σημείο SG στο Σχήμα 9.1α).

Στάδιο 2

Για κάθε βήμα της χρονοϊστορίας της εδαφικής κίνησης ευρίσκονται οι μετατοπίσεις και η απόκριση (M , V , N , κτλ.) στις κρίσιμες περιοχές κάθε μέλους (σημείο SE στο Σχήμα 9.1α).

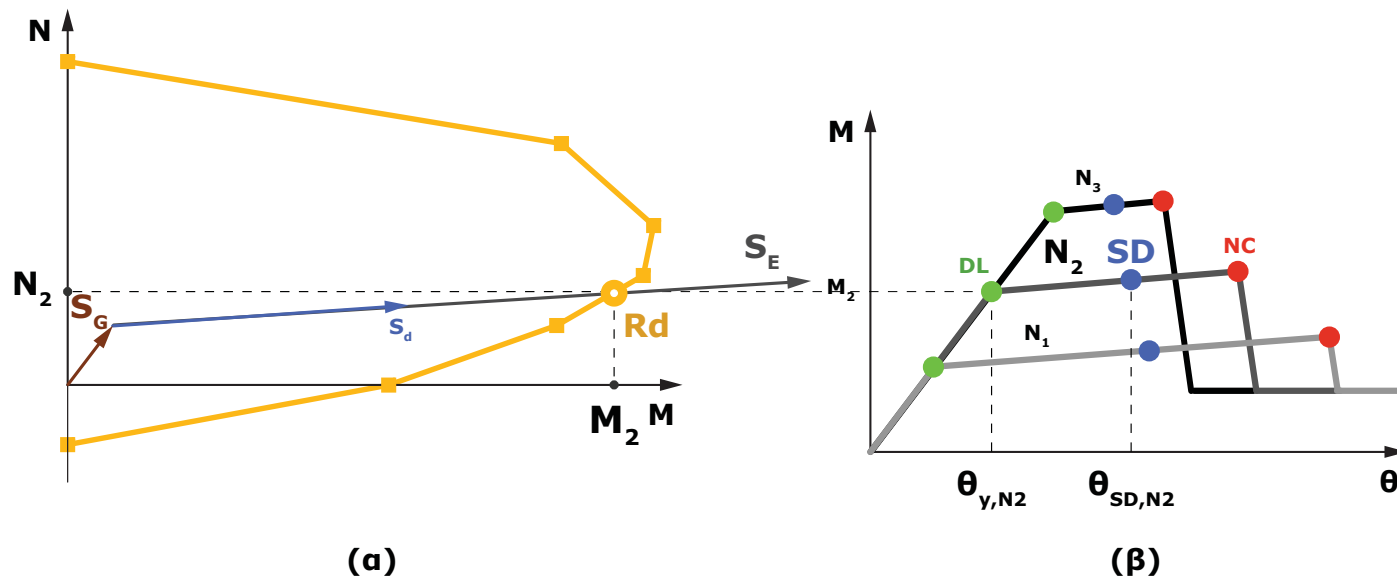
Η απόκριση εξαρτάται από την επιτελεστικότητα (σημεία SE,SD και SE,NC στο Σχήμα 9.1c).

Στάδιο 3

Ευρίσκεται το σημείο τομής της σεισμικής απόκρισης με την επιφάνεια του χώρου αντοχής (σημείο Rd στο Σχήμα 9.1α).

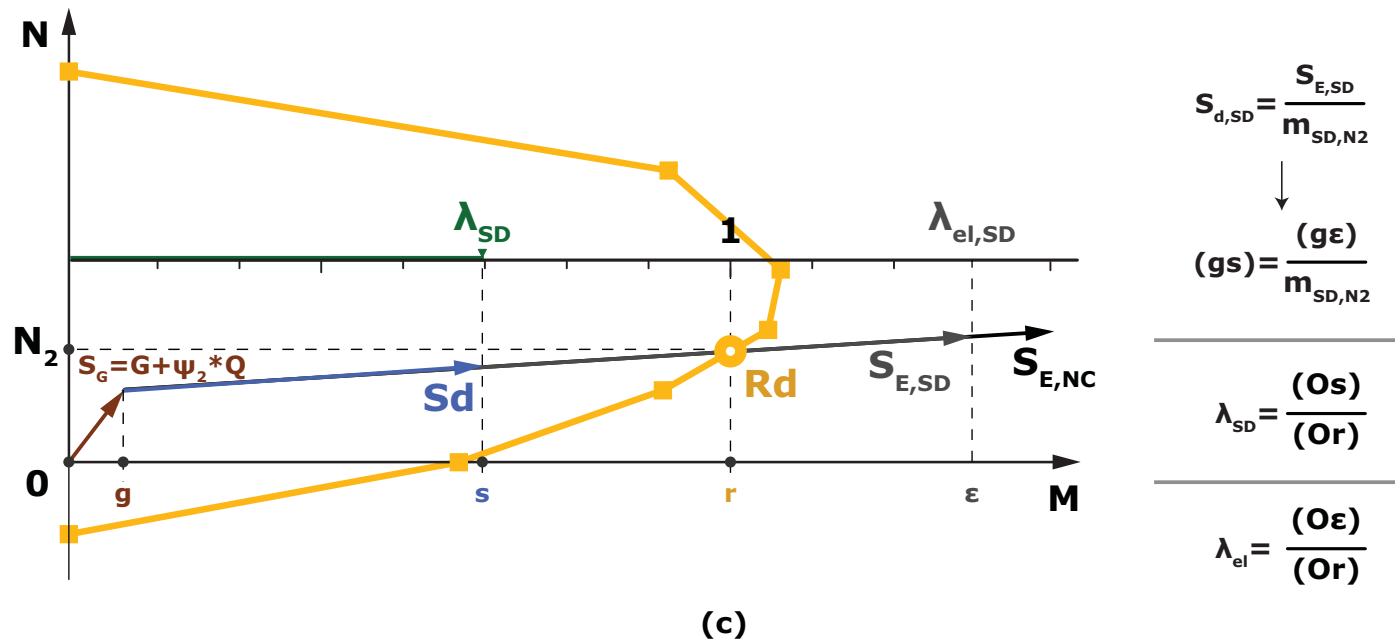
Στάδιο 4

Προσδιορίζεται το αξονικό φορτίο N που αντιστοιχεί στο σημείο Rd (σημείο N2 στο Σχήμα 9.1α).



$$m_{SD,N2} = \frac{\theta_{SD,N2}}{\theta_{y,N2}}$$

Σχήμα 9.1 (α,β): Υπολογισμός του τοπικού δείκτη m για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD , για το κατάλληλο αξονικό φορτίο.



Σχήμα 9.1(c):

Υπολογισμός των δεικτών ανεπάρκειας λ και λ_{el} για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD.

Στάδιο 5

Υπολογίζεται ο τοπικός δείκτης m που αντιστοιχεί στην αξονική δύναμη N_2 , για την κάθε στάθμη επιτελεστικότητας, ως:

$$m_{SD} = \frac{\theta_{SD,N2}}{\theta_{y,N2}} \quad (\text{σημείο SD,N2 στο Σχήμα 9.1β}).$$

Στάδιο 6

Περιορισμός του τοπικού δείκτη m .

Υπολογίζεται ο δείκτης πλαστιμότητας q_π , ως:

$$q_\pi = \frac{q}{q_v}$$

Υπολογίζεται το μ_δ , ως:

$$\mu_\delta = \begin{cases} q_\pi, & T > T_C \\ 1 + \left(\frac{T_C}{T}\right) \cdot (q_\pi - 1), & T < T_C \end{cases}$$

Υπολογίζεται το άνω όριο του m , ως:

$$m_{SD,\max} = \frac{\lambda_{el,SD,\max}}{\lambda_{el,SD,i}} \cdot \mu_\delta \cdot k$$

Καθορίζεται ο τελικός δείκτης ως:

$$m_{SD} = \min\{m_{SD}, m_{SD,\max}\}$$

Για το $\lambda_{el,SD}$ βλέπε στο Σχήμα 9.1c.

Στάδιο 7

Υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη ως:

$$S_{d,SD} = S_G + \frac{S_{E,SD}}{m_{SD}} \quad (\text{σημείο Sd στο Σχήμα 9.1c})$$

Στάδιο 8

Υπολογίζεται ο δείκτης ανεπάρκειας λ ως:

Για μονοαξονική κάμψη $\lambda_{SD} = \frac{M_G + \frac{M_{E,SD}}{m_{SD}}}{M_{Rd}}$

Για διαξονική κάμψη $\lambda_{SD} = \frac{S_{d,SD}}{R_d} = \frac{\sqrt{M_{y,SD}^2 + M_{z,SD}^2}}{\sqrt{M_{y,Rd}^2 + M_{z,Rd}^2}}$

όπου:

$$M_{y,SD} = M_{G,y} + \frac{M_{E,y,SD}}{m_{y,SD}}$$

(Σημείο λ_{SD} στο Σχήμα 9.1c).

10

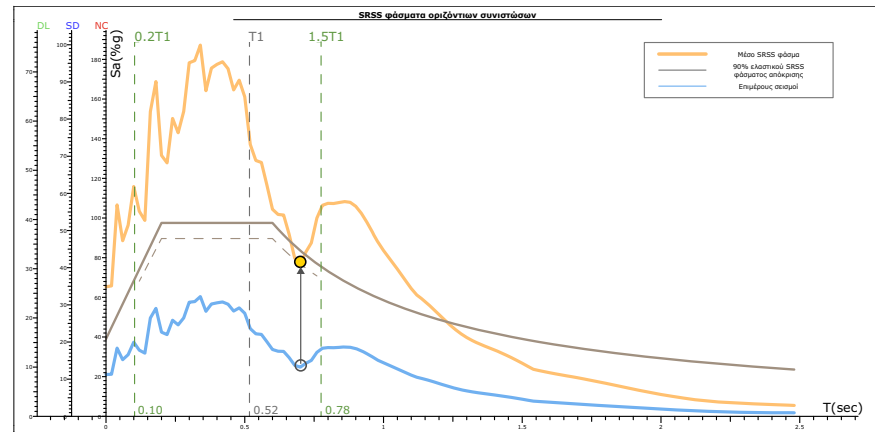
Παράρτημα Δ – Κλιμάκωση φυσικών επιταχυνσιογραφημάτων

10.1 Περιγραφή κλιμάκωσης

Ο έλεγχος κλιμάκωσης ομάδας φυσικών επιταχυνσιογραφημάτων πραγματοποιείται σύμφωνα με τον EC8-2 §3.2.3 για τις οριζόντιες και την κατακόρυφη συνιστώσα. Στην περίπτωση των δύο κάθετων οριζόντιων συνιστωσών συνοψίζεται ως εξής:

- Υπολογίζεται το SRSS φάσμα των δύο οριζόντιων συνιστωσών για κάθε σεισμική διέγερση.
- Κάθε ζεύγος οριζόντιων συνιστωσών πρέπει να κλιμακώνεται με τέτοιο συντελεστή έτσι ώστε το μέσο SRSS φάσμα όλων των σεισμικών διεγέρσεων να υπερβαίνει το 130% ($= \sqrt{2} \cdot 0.9$) του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού στο εύρος περιόδων 0.2T1 έως 1.5T1.

Στην περίπτωση του τελικού ενισχυμένου φορέα Γ_2 και ενός μόνο επιταχυνσιογραφήματος και πιο συγκεκριμένα του επιταχυνσιογραφήματος της Θεσσαλονίκης η κλιμάκωση παρουσιάζεται στο **Σχήμα 10.1**.



Σχήμα 10.1: Κλιμακούμενο φάσμα SRSS του επιταχυνσιογραφήματος της Θεσσαλονίκης του 1978.

Ταυτόχρονα σε πίνακα του Τεύχους (βλ. **Πίνακας 10.1**) τυπώνεται ο έλεγχος της κλιμάκωσης και το σημείο στο φάσμα SRSS και φάσμα σχεδιασμού με βάση το οποίο προσδιορίζεται ο συντελεστής κλιμάκωσης.

Έλεγχος κλιμάκωσης οριζόντιων συνιστωσών				
Επιτελαστικότητα	Διασκόπηση	SRSS (minSa)	1.30*Se	Tcr
[/]	(sec)	(0.2T1-1.5T1)	(Tsec)	(sec)
DL	0.52	30.98	30.98	0.70
SD	0.52	41.02	41.02	0.70
NC	0.52	68.02	70.79	0.76

Πίνακας 10.1: Αποτελέσματα κλιμάκωσης

10.2 Προτάσεις για την κλιμάκωση

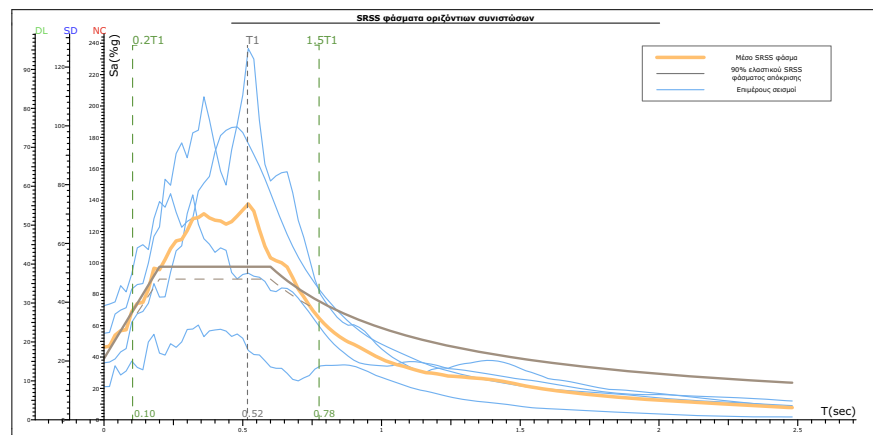
Από την παραπάνω εικόνα προκύπτουν τα εξής προβλήματα:

- Υπάρχει απειρία συνδυασμών σεισμικών συντελεστών των επιμέρους σεισμών που προκαλούν το ίδιο αποτέλεσμα κλιμάκωσης του μέσου φάσματος.
- Η διαδικασία της κλιμάκωσης φαίνεται να δυσμενοποιεί αρκετά τις περιοχές μικρών ιδιοπεριόδων.
- Η διαδικασία της κλιμάκωσης είναι υπερβολικά υπερ της ασφαλείας.
- Ο κλιμακούμενος σεισμός χάνει τη φυσική υπόσταση του, καθώς παύει να ανταποκρίνεται στη σεισμικότητα της περιοχής που εξετάζεται.

Στην περίπτωση που επιθυμείται η χρήση φυσικών σεισμικών καταγραφών προτείνονται τα εξής:

- Να χρησιμοποιούνται συνοδευτικά των τεχνητών τα οποία ακολουθούν πιστότερα τις κανονιστικές απαιτήσεις.
- Να επιλέγονται ομάδες σεισμικών καταγραφών που να παρουσιάζουν φασματική ενίσχυση σε όλο το εύρος ιδιοπεριόδων από $0.2T_1$ έως $1.5T_1$ της κατασκευής. Σε αυτή την περίπτωση, βέβαια, χάνεται ο τοπικός χαρακτήρας των καταγραφών, καθώς δύναται να χρησιμοποιηθούν σειсмоγραφήματα από διαφορετικές γεωγραφικές τοποθεσίες.

Με βάση την τελευταία πρόταση χρησιμοποιούνται στην ανάλυση εκτός σου σεισμού της Θεσσαλονίκης_1978 οι σεισμοί της Καλαμάτας_1986, του Αιγίου_1995 και της Λευκάδας_2003, ενώ δεν επιλέγεται η επιλογή της κλιμάκωσης. Παρ' όλα αυτά παρατηρείται στο **Σχήμα 10.2** ότι το μέσο φάσμα εκπληρώνει τα κριτήρια κλιμάκωσης του Ευρωκώδικα καθώς η ομάδα των σεισμών εμπλουτίζεται με καταγραφές με συχνοτικό περιεχόμενο μεγαλύτερου εύρους.

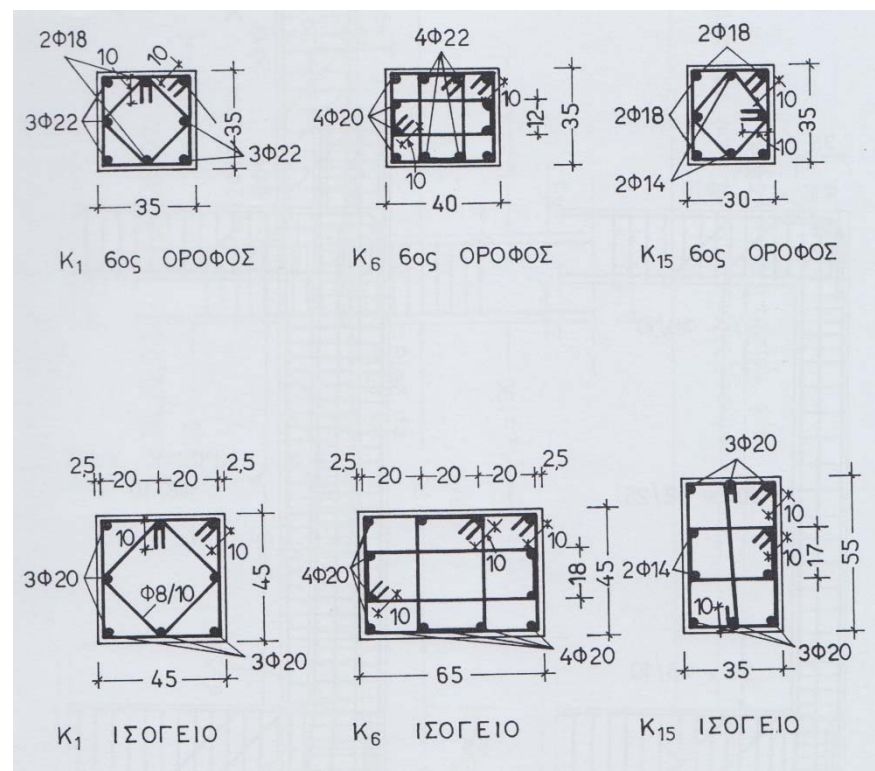


Σχήμα 10.2: Χρήση τεσσάρων φυσικών σεισμών.

11

Παράρτημα Ε - Τροποποίηση των οπλισμών

11.1 Τροποποίηση οπλισμού υποστυλωμάτων



Σχήμα 11.1: Διατομές τριών υποστυλωμάτων, από τη μελέτη.

11.1.1 Τροποποίηση ή εισαγωγή διαμήκους οπλισμού υποστυλωμάτων



Για την τροποποίηση των οπλισμών υποστυλωμάτων επιλέξτε την **οντότητα «Διατομή»** της εργαλειογραμμής «Στατικά». Κάντε κλικ στην εντολή «Παραγωγή διατομής από υποστύλωμα» και επιλέξτε το υποστύλωμα, τους οπλισμούς του οποίου θέλετε να τροποποιήσετε, για να δημιουργηθεί η διατομή.

Επιλέξτε την οντότητα «**Ράβδοι οπλισμού**», , της εργαλειογραμμής «Στατικά» και με τις εντολές «**Πάρε / Δώσε παραμέτρους**» τροποποιήστε τους διαμήκεις οπλισμούς (διάμετρος & θέση) του υποστυλώματος.

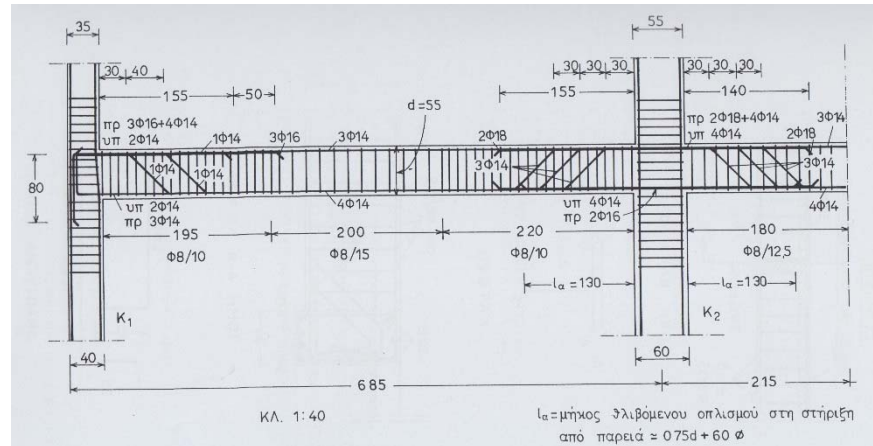
11.1.2 Τροποποίηση ή εισαγωγή εγκάρσιου οπλισμού υποστυλωμάτων

Για την τροποποίηση των συνδετήρων υποστυλωμάτων επιλέξτε την οντότητα «**Υποστύλωμα**» της εργαλειογραμμής «Στατικά» και με τις εντολές «**Πάρε/Δώσε παραμέτρους**» τροποποιήστε τους εγκάρσιους οπλισμούς μέσω της **καρτέλας «Συνδετήρες»**.

Σημείωση

Με το τέλος της τροποποίησης οπλισμών προτείνεται στον «**Πίνακα 414: Εισαγωγή οπλισμού**» των «**Δοκών**» να αλλαχθεί η παράμετρος «**Όπλιση διατομής**», «**Από Διαστασιολόγηση**» σε «**Εισαγωγή**», για κάθε όροφο στα μέλη του οποίου έχει γίνει χειροκίνητη εισαγωγή οπλισμού. Έτσι εξασφαλίζεται ότι δεν θα υπάρξουν αλλαγές στους χειροκίνητα εισαγμένους οπλισμούς, από μία κατά λάθος «Επίλυση & οπλισμό κτιρίου».

11.2 Τροποποίηση οπλισμού δοκών



Σχήμα 11.2: Λεπτομέρειες των δοκών Δ1 και Δ2, από τη μελέτη.

11.2.1 Τροποποίηση οπλισμών άκρου δοκού

Οι οπλισμοί που προέκυψαν σε δοκούς και υποστυλώματα, με την επίλυση, είναι οι θεωρητικά απαιτούμενοι, και όχι οι πραγματικά τοποθετημένοι στην κατασκευή. Η τροποποίηση ή χειροκίνητη εισαγωγή διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού άκρου δοκού γίνεται μέσω των εντολών της «Δοκού», «**Πάρε/Δώσε παραμέτρους άκρου**».



Με την εντολή «**Πάρε παραμέτρους άκρου**» της οντότητας «**Δοκός**», επιλέγεται το επιθυμητό άκρο δοκού και ανοίγει το παράθυρο παραμέτρων της «Δοκού» στην καρτέλα «**Ράβδοι άκρου**» όπου εμφανίζονται αναλυτικά οι συνολικοί οπλισμοί, διαμήκεις και εγκάρσιοι, για το δεδομένο άκρο (Εικόνα 11.1).



Τροποποιούνται όπου απαιτείται οι υπάρχοντες οπλισμοί, κάνοντας κλικ στην εντολή «**Δώσε παραμέτρους άκρου**» της οντότητας «**Δοκός**» και επιλέγοντας το επιθυμητό άκρο δοκού εκχωρούνται στο άκρο οι πραγματικά τοποθετημένοι οπλισμοί.

Εικόνα 11.1: Με την επιλογή άκρου δοκού ανοίγει το παράθυρο παραμέτρων της «Δοκού» στην καρτέλα «Ράβδοι άκρου», όπου γίνεται η τροποποίηση διαμήκους & εγκάρσιου οπλισμού

11.2.2 Τροποποίηση οπλισμών ανοίγματος δοκού

Εικόνα 11.2: Με την επιλογή ανοίγματος δοκού ανοίγει το παράθυρο παραμέτρων της «Δοκού» στην καρτέλα «Ράβδοι ανοίγματος», όπου γίνεται η τροποποίηση του διαμήκους οπλισμού



Ομοίως, με τις εντολές «Πάρε/Δώσε παραμέτρους ανοίγματος» της οντότητας «Δοκός» επιλέγοντας το επιθυμητό άνοιγμα, ανοίγει η καρτέλα «Ράβδοι ανοίγματος», στο παράθυρο παραμέτρων της «Δοκού», όπου εμφανίζονται και είναι διαθέσιμοι προς επεξεργασία οι οπλισμοί ανοίγματος (Εικόνα 11.2).

11.3 Τροποποίηση οπλισμού πλακών



Ο οπλισμός **ανά μέτρο πλάτους** της πλάκας, που συμμετέχει στον έλεγχο της δοκού έναντι κάμψεως, ορίζεται μέσω της παραμέτρου «Δοκού> Ράβδοι άκρου > Διατομή άνω οπλισμού εκτός συνδετήρα [cm²/m]» μετά την επιλογή άκρου δοκού με την εντολή «Πάρε παραμέτρους άκρου».



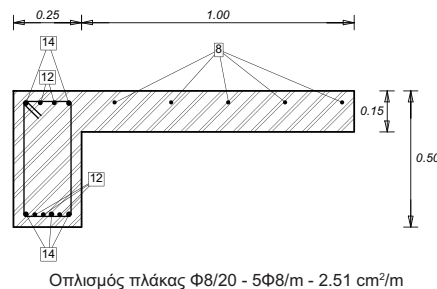
Ο οπλισμός από πλάκα που εμφανίζεται στο αντίστοιχο άκρο δοκού, στο τεύχος επίλυσης, προκύπτει ως:

Δοκός			
Στοιχείο	Οπλισμός	Υλικό - Αποτίμηση	Ράβδος άκρου
Υπόθεση διατομής	Από διατομή	Από διατομή	Από διατομή
Διαμήκης οπλισμός	Ανω οπλισμός	Ανω οπλισμός	Ανω οπλισμός
Διατομή άνω οπλισμού A _{s1} [cm ²]	2.51	2.51	2.51
Διατομή άνω οπλισμού εκτός συνδετήρα [cm ² /m]	2.51	2.51	2.51
Κάτω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Κάτω οπλισμός	Κάτω οπλισμός
Διατομή κάτω οπλισμού A _{s2} [cm ²]	8.01	8.01	8.01
Διατομή κάτω οπλισμού εκτός συνδετήρα [cm ² /m]	8.01	8.01	8.01

Είδος	Αρχή	Τέλος
Διαμήκης Άνω	5,34 cm ²	6,88 cm ²
Από πλάκα	1,51 cm ²	0,21 cm ²
Διαμήκης Κάτω	8,01 cm ²	4,62 cm ²
Συνδετήρες	8,38 cm ² /m	8,38 cm ² /m
Λογός Οπλισμός	0,00 cm ²	0,00 cm ²

$$A_s = 4 h_f A_{s_{sl}} = 4 \times 0.15 \times 2.51 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Τομή δοκού στο άκρο αρχής



Εικόνα 11.3: Οπλισμός εκτός συνδετήρα ανά μέτρο μήκους. Εισαγωγή στο παράθυρο των παραμέτρων της «Δοκού» και αποτελέσματα από το τεύχος μελέτης.

Σημείωση

Ο συνεργαζόμενος οπλισμός της πλάκας στην παράμετρο εισάγεται ανηγμένος **ανά μέτρο πλάτους** της πλάκας και στο τεύχος τυπώνεται πολλαπλασιασμένος επί $4h_f$ ($=b_{eff}$), σύμφωνα με τις πρόνοιες της §5.4.3.1.1 του EC8-1.

12

Παράρτημα ΣΤ - Τοιχοπληρώσεις

Σύμφωνα με την §2.1.4.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., οι **τοιχοποιίες πλήρωσης συνεκτιμώνται υποχρεωτικά** στην ανάληψη σεισμικών δράσεων, όταν αυτό συνεπάγεται δυσμενή αποτελέσματα για τον φέροντα οργανισμό.

12.1 Παράμετροι σχετικές με τις τοιχοπληρώσεις

Παράμετρος	Τύπος	Τιμή
Είδος υλικού	Διατομή	Τοιχοπλήρωση
Αυτόματος υπολογισμός πλάτους b και πυκνότητας Φ	Ενότητα	Ναι
Κατηγορία διατομής	Ενότητα	Ορθογωνική
Γωνία τοποθέτησης φ [°]	Αριθμός	0.00
Πάχος τοίχου t [m]	Αριθμός	0.200
Πλάτος διαγωνίου b [m]	Αριθμός	0.500
Συντελ. απομείωσης διατομής λόγω ανοιγμάτων, R	Αριθμός	1.000

Εικόνα 12.1: Η καρτέλα «Διατομή» της «Δοκού».

Πάχος τοιχοπληρώσεων

Το πάχος της τοιχοπλήρωσης στην περίπτωση μπατικής τοιχοποιίας δίνεται ίσο με 0.20m και στην περίπτωση της δρομικής ίσο με 0.15m.

Συντελεστής απομείωσης διατομής λόγω ανοιγμάτων, R1

Στο κτίριο του παραδείγματος, καθώς και στα συνήθη κτίρια, ο υπολογισμός του συντελεστή R1 μπορεί να **απλοποιηθεί** και να **ομαδοποιηθεί** σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα. Αυτό συμβαίνει μιας και παράθυρα και μπαλκονόπορτες έχουν **κοινό υψόμετρο** και **κοινό πλάτος** (για λόγους ομοιομορφίας στις όψεις). Κοινό υψόμετρο και πλάτος έχουν επίσης και όλες οι εσωτερικές πόρτες.

Παράθυρα	Μπαλκονόπορτες	Εσωτερικές πόρτες
(0.1)		
$\frac{1,20}{2,96} \times \frac{1,60}{l_p} = \frac{0,65}{l_p}$	$\frac{2,20}{2,96} \times \frac{1,60}{l_p} = \frac{1,90}{l_p}$	$\frac{2,20}{2,96} \times \frac{0,80}{l_p} = \frac{0,59}{l_p}$

Πίνακας 12.1: Ο συντελεστής R1 υπολογίζεται για κάθε τοιχοπλήρωση.

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. προβλέπει για διαστάσεις ανοίγματος κάτω από το **20% της διάστασης του φατώματος** (δηλαδή $A_{open}/A_{pan} < 0.20$) μηδενισμό της επιρροής του ανοίγματος ($R1=1$), ενώ για διαστάσεις ανοίγματος πάνω από το **50% της διάστασης του φατώματος** μηδενισμό της επιρροής της τοιχοποιίας ($R1=0$). Μεταξύ των δύο αυτών τιμών (20%-50%) θεωρείται γραμμική παρεμβολή και χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό του R1 η σχέση (3.1).

Ο συντελεστής απομείωσης της διατομής (π.χ. λόγω ανοιγμάτων του φατώματος) δίνεται από το χρήστη.

Χαρακτηριστικά τοιχοπλήρωσης

Απαιτείται ο καθορισμός των χαρακτηριστικών των τοιχοπληρώσεων για τις κατηγορίες που υπάρχουν στο κτίριο.

- Υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις για τους υπάρχοντες ορόφους.
 - «Επίπεδο γνώσης υφιστάμενων τοιχοπληρώσεων = KL2»
- Νέες τοιχοπληρώσεις για αυτές στην προσθήκη.

Δοκός

Οπλισμός | Υλικά - Αποτίμηση | Ράβδοι άκρου | Ράβδοι ανοίγματος | Δομικός χάλυβας | **Τοιχοπλήρωση** | Έδαφος | Ξύλα

☒ Χαρακτηρισμός τοιχοπλήρωσης ? Υφιστάμενη

☒ Σταθερές υλικού ? ...

Υφιστάμενες τοιχοπληρώσεις

☒ Χαρακτ. αντοχή υφιστάμενων τοιχοπληρώσεων f_{wc} [MPa] ? 1.60

☒ Πρώτος όρος υφιστάμενων τοιχοπληρώσεων ε_{ye} [‰] ? 0.100

☒ Οριακή παραμόρφωση υφιστάμενων τοιχοπληρώσεων ε_{ue} [‰] ? 0.250

☒ Συντελεστής γ_{Rde} στην στάθμη SD (eSD=e_{ue}/γ_{Rde}) ? 1.300

☒ Συντ. υπολογισμού εναπομένουσας αντοχής α_e=f_{res}/f_{wc,s} ? 0.000

☒ Συντ. παραμόρφωσης πλήρους απόδοσης αντίστασης β_e=ε_{max}/ε_u ? 1.500

Νέες τοιχοπληρώσεις

Ενισχυμένες τοιχοπληρώσεις

Τοιχωματοποίηση πλαισίου

Υπόδειγμα << ☒ Ενότητα ☒ Όλες/Καμία

Τοιχοπλήρωση

Εικόνα 12.2: Η καρτέλα «Τοιχοπλήρωση» της «Δοκού».

Είδη τοιχοπληρώσεων στο Fespa

- Υφιστάμενη
- Νέα
- Ενισχυμένη
- Τοιχωματοποίηση πλαισίου

Στο παράδειγμά μας όλες οι τοιχοπληρώσεις χαρακτηρίζονται ως **υφιστάμενες**.

Τα χαρακτηριστικά των τοιχοπληρώσεων μπορούν να αλλάξουν **μαζικά** είτε από τους Πίνακες είτε από τις παραμέτρους του «Κτιρίου» ή του «Ορόφου» ή μεμονωμένα για κάθε μέλος από τις παραμέτρους της «Δοκού».

Ενεργές τοιχοπληρώσεις

Παρέχεται στον μελετητή η δυνατότητα να επιλέξει εάν οι τοιχοπληρώσεις που έχει εισάγει στο προσομοίωμα θα είναι ενεργές στην ανάλυση ή όχι, μέσω των παραμέτρων της καρτέλας «Κτίριο > Αποτίμηση > Pushover/ Χρονοϊστορία»:

- «Άοπλες τοιχοπληρώσεις ενεργές»
- «Ενισχυμένες τοιχοπληρώσεις ενεργές»
- «Τοιχωματοποιήσεις πλαισίων ενεργές»

Κτίριο

Συντελεστής q | Σκυρόδεμα | Οπλισμός | Έδαφος | Υλικά - Αποτίμηση | Δομικός χάλυβας | Αποτίμηση | Φάσμα - λ

Pushover

A' Κατανομή φόρτισης	?	Ομοιόμορφη
B' Κατανομή φόρτισης	?	Ιδιομορφική
Συντελεστής συνδυασμού εγκάρσιας φόρτισης [%]	?	30.0
Άοιπες τοιχοπληρώσεις ενεργές	?	Ναι
Ενισχυμένες τοιχοπληρώσεις ενεργές	?	Ναι
Τοιχοματοποιήσεις ηλυσίων ενεργές	?	Ναι

Μέθοδος m, q

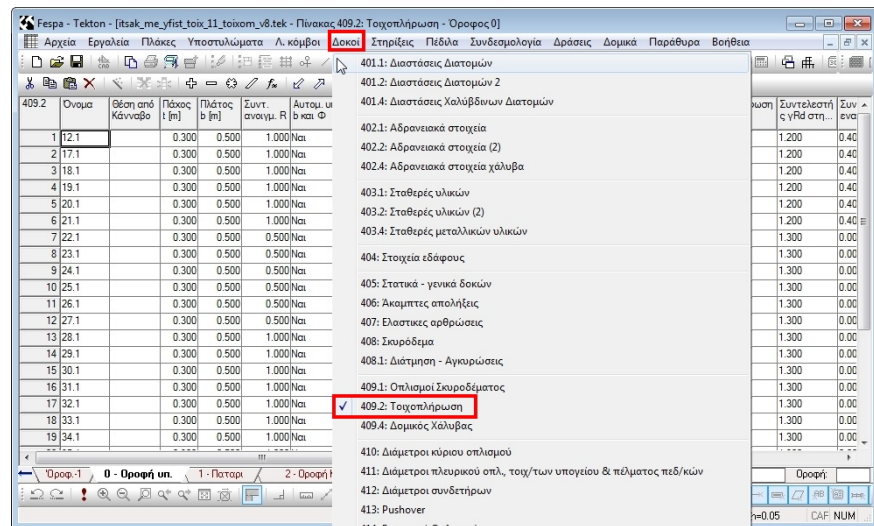
Αποτίμηση με ελαστική ανάλυση	?	Μέθοδος συντελεστών m
Αύξηση m, q	?	Ναι
Συντελεστής αύξησης m, q	?	1.250
Συντ. υπεραντοχής qDL	?	1.000
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς qDL	?	1.100
Συντ. υπεραντοχής qSD	?	1.100
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς qSD	?	1.700
Συντ. υπεραντοχής qNC	?	1.100
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς qNC	?	2.400
Μέγιστη τιμή συντελεστών m, $m_{\max} < q^*k$, $k=...$	?	1.150
Έλεγχος διάτμησης υποστ./των, τοιχ./των	?	Ναι
Έλεγχος διάτμησης δοκών	?	Ναι
Λόγος $C1 = d_{inel}/d_{el}$	?	1.000

Χρονοϊστορία

Κατακόρυφη συνιστώσα	?	Όχι
Άοιπες τοιχοπληρώσεις ενεργές	?	2 επιλύσεις (με και χωρίς τοιχ./ρώσεις)
Ενισχυμένες τοιχοπληρώσεις ενεργές	?	Ναι
Τοιχοματοποιήσεις ηλυσίων ενεργές	?	Ναι

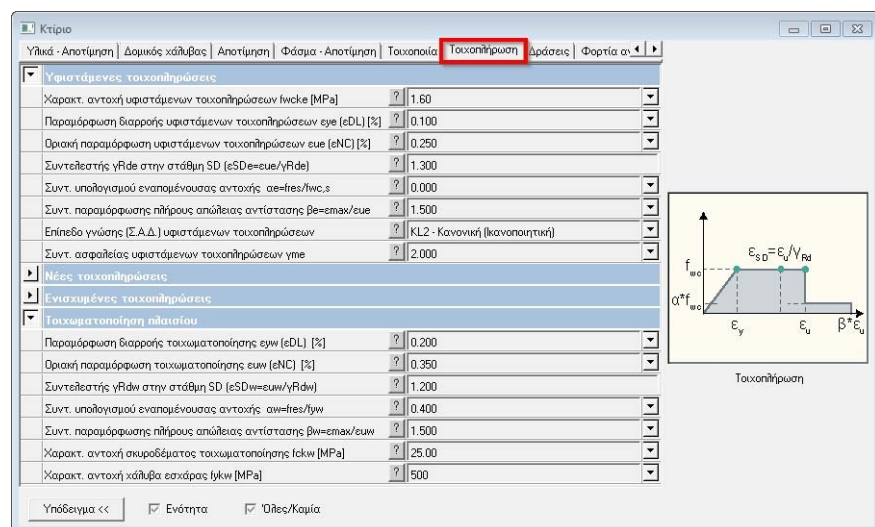
Υπόδειγμα >> ☒ Ενότητα ☒ Όλες/Καμία

Εικόνα 12.3: Παρέχεται στον μελετητή η δυνατότητα να επιλέξει εάν οι τοιχοπληρώσεις που έχει εισάγει στο προσομοίωμα θα είναι ενεργές στην ανάλυση ή όχι.



Εικόνα 12.4: Μαζικές αλλαγές των παραμέτρων των τοιχοπληρώσεων μπορούν να γίνουν μέσω του «Πίνακα 409.2–Τοιχοπλήρωση».

ΣΑΔ τοιχοπλήρωσης



Εικόνα 12.5: Η καρτέλα «Τοιχοπλήρωση» του «Κτιρίου». Καθορισμός χαρακτηριστικών της τοιχοπλήρωσης και στάθμης αξιοπιστίας δεδομένων.

12.2 Παράμετροι σχετικές με την επίλυση

Εικόνα 12.6: Η καρτέλα «Αποτίμηση» της «Επίλυσης».

Μέσω της παραμέτρου «Επίλυση > Αποτίμηση > Pushover > Προσομοίωμα τοιχοπληρώσεων» επιλέγεται αν στην ανελαστική ανάλυση θα συμμετέχει **μόνο η θλιβόμενη διαγώνιος** ή και οι δύο (τόσο η θλιβόμενη όσο και η εφελκυστική).

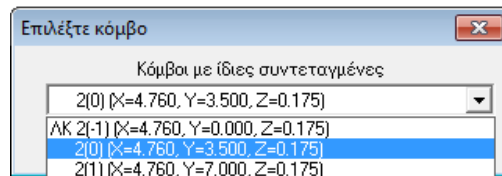
12.3 Εισαγωγή τοιχοπληρώσεων



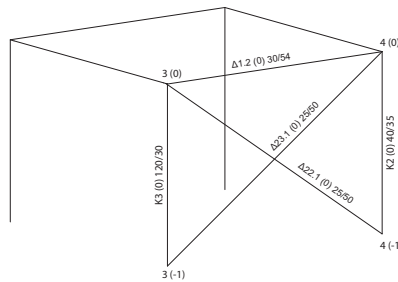
Οι τοιχοπληρώσεις εισάγονται στο μοντέλο προσομοίωσης ως αμφιαρθρωτές διαγώνιες ράβδοι, ενεργοποιώντας την εντολή «**Διάλογος πολλαπλών επιλογών**» της εργαλειογραμμής «Σχεδιαστικά».

Η εντολή «**Διάλογος πολλαπλών επιλογών**» ενεργοποιεί τη δυνατότητα του προγράμματος να χειριστεί δοκούς που συνδέουν κόμβους με ίδιες θέσεις στην κάτοψη (ίδιες συντεταγμένες X και Z, αλλά διαφορετικό Y).

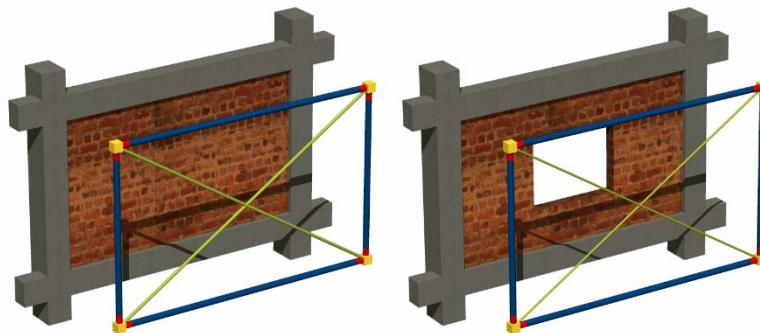
Συνδυάζεται με τις εντολές της δοκού, (π.χ. την «Εξυπνη εισαγωγή») **τροποποιώντας τη λειτουργικότητά τους**. Όταν η επιλογή είναι ενεργή, εμφανίζεται το παράθυρο που εμφανίζεται στην **Εικόνα 12.7**, μέσω του οποίου επιλέγεται ο επιθυμητός κόμβος. Όταν η επιλογή είναι ανενεργή, το πρόγραμμα επιλέγει τον κόμβο του τρέχοντος ορόφου.



Εικόνα 12.7: Το παράθυρο διαλόγου που εμφανίζεται, όταν το πρόγραμμα κατά την εισαγωγή δοκού, αντιληφθεί περισσότερους από έναν κόμβους στην ίδια θέση της κάτοψης με παρόμοιες συντεταγμένες X και Z . Δίνει στο χρήστη τη δυνατότητα να επιλέξει τον κόμβο που θέλει ανεξάρτητα ορόφου.

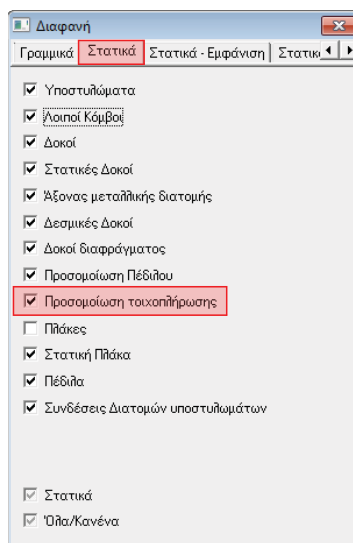


Εικόνα 12.8: Οι κεκλιμένες δοκοί έχουν την ίδια θέση στην κάτοψη με την οριζόντια.

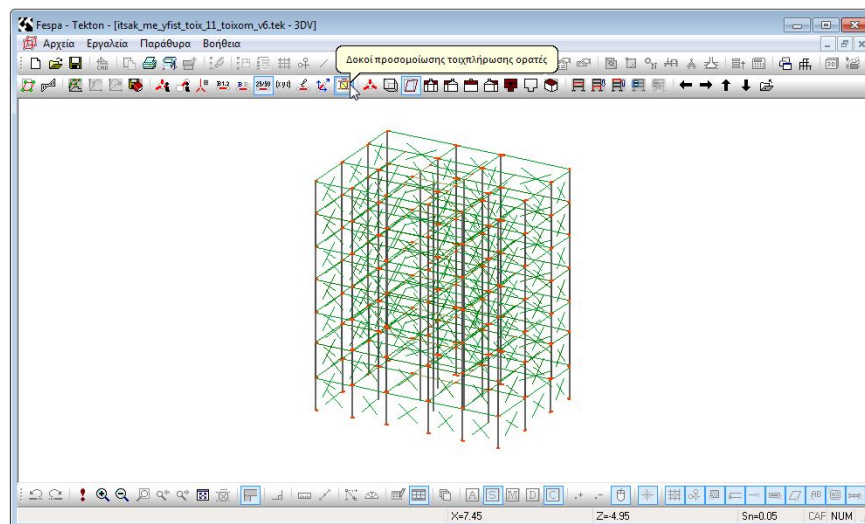


Εικόνα 12.9: Φάτνωμα άοπλης τοιχοπλήρωσης και μοντέλο προσομοίωσης με αμφιαρθρωτές διαγώνιες ράβδους. Στην περίπτωση ανοίγματος $R < 1$.

Οι τοιχοπληρώσεις είναι μέλη του χωρικού προσομοιώματος και εμφανίζονται στην οθόνη πατώντας το «**Μοντέλο**» στην εργαλειογραμμή «Σχεδιαστικά» ή ενεργοποιώντας την αντίστοιχη επιλογή στα «Διαφανή».



Εικόνα 12.10: Η επιλογή «Προσομοίωση τοιχοπλήρωσης» στην καρτέλα «Στατικά» των «Διαφανών».



Εικόνα 12.11: Όλοι οι τύποι τοιχοπληρώσεων, εμφανίζονται στην τρισδιάστατη απεικόνιση του μοντέλου (3DV) μόνο όταν «Κτίριο > Γενικά > Γενική περιγραφή εργασίας = Προσθήκες–Ενισχύσεις–Αποτίμηση». Γίνονται ορατές επιλέγοντας το εικονίδιο «Δοκοί προσομοίωσης τοιχοπλήρωσης ορατές».

13

Παράρτημα Ζ – Τιμές αντοχών σκυροδέματος & χάλυβα

13.1 «Ερήμην» αντιπροσωπευτικές τιμές αντοχής υλικών

Σύμφωνα με τον Πίνακα 1 του Παραρτήματος 3.1, του ΦΕΚ Β' 2984/30.08.2017, ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017, επιτρέπεται να χρησιμοποιούνται για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό «ερήμην» αντιπροσωπευτικές τιμές αντοχής υλικών (σκυροδέματος, χάλυβα οπλισμού και τοιχοπληρώσεων). 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 13.1: «Ερήμην» αντιπροσωπευτικές τιμές θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος (ΦΕΚ Β' 2984/30.08.2017, Παράρτημα 3.1, Πίνακας 1).

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 13.2: «Ερήμην» αντιπροσωπευτικές τιμές διαρροής χάλυβα οπλισμού (ΦΕΚ Β' 2984/30.08.2017, Παράρτημα 3.1, Πίνακας 2).

13.2 Αναμενόμενες τιμές αντοχής υλικών

Εν γένει η εκτίμηση της αντοχής πραγματοποιείται με πειραματικές μετρήσεις, αλλά μπορεί να εκτιμάται βάσει των χαρακτηριστικών του χάλυβα που έχει χρησιμοποιηθεί.

	Ποιότητα υφιστάμενου σκυροδέματος όπως προδιαγράφεται στην μελέτη		Αποτίμηση Φ.Ι.
	Μέση τιμή κυβικού Δοκιμίου [MPa]	Χαρακτηριστική τιμή κυλινδρικού δοκιμίου f_{ck} [MPa]	Ενδεικτική Μέση αναμενόμενη τιμή κυλινδρικού δοκιμίου f_{cm} [MPa]
B160	16		16
B225	22.5		22.5
B300	30		30
C16/20		16	23+30
C20/25		20	29+35

Πίνακας 13.3: Αναμενόμενες μέσες αντοχές για υφιστάμενο σκυρόδεμα ανάλογα με την ποιότητα που προδιαγράφεται στα κατασκευαστικά σχέδια της μελέτης.

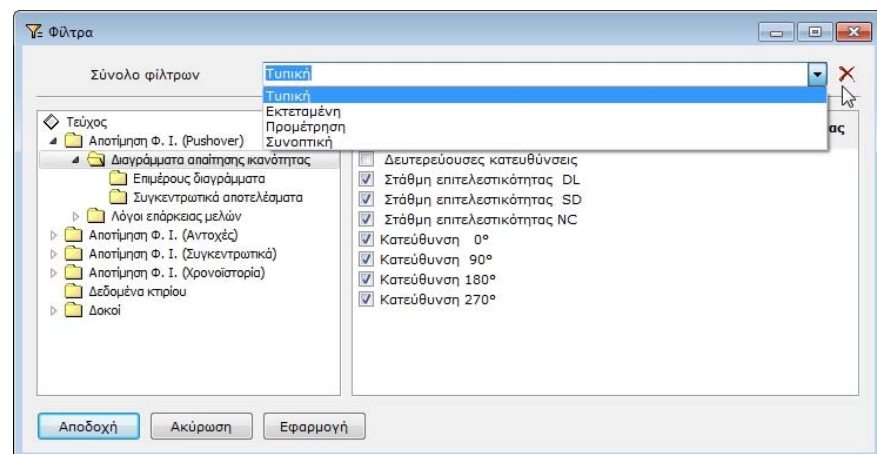
	Νέος οπλισμός Χαρακτηρ. τιμές	Υφιστάμενος οπλισμός Μέσες τιμές			
	B500C	S500s ή B500C	S500	StIII ή S400	StI ή S220
Αντοχή f_{yk} ή f_{ym} [MPa]	$f_{yk} = 500$	$f_{ym} =$ 550 ÷ 575	$f_{ym} =$ 550 ÷ 575	$f_{ym} =$ 460 ÷ 480	$f_{ym} =$ 260 ÷ 290
Οριακή παραμόρφωσ η ϵ_{suk} ή ϵ_{sum}	6.0 ÷ 7.5%	10%	5%	5%	10 ÷ 12%

Πίνακας 13.4: Ενδεικτικές – προτεινόμενες τιμές χαρακτηριστικής αντοχής και παραμόρφωσης για νέο χάλυβα και αντίστοιχες μέσες τιμές για υφιστάμενο χάλυβα.

14

Παράρτημα Η – Πώς θα φτιάξετε Τεύχος για εκτύπωση

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 (π.χ. επιλογή στάθμης επιτελεστικότητας και γωνία κατεύθυνσης φόρτισης).

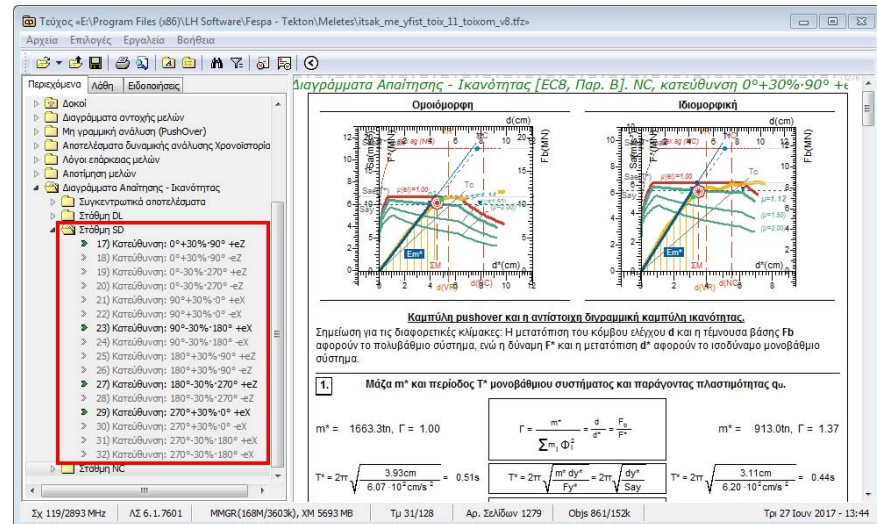


Εικόνα 14.1: Το παράθυρο επιλογής αποτελεσμάτων προς εκτύπωση.

Επιλέξτε «Τυπική» από το σύνολο φίλτρων για να εκτυπώσετε **τα προτεινόμενα για ένα σύνθετο έργο**.

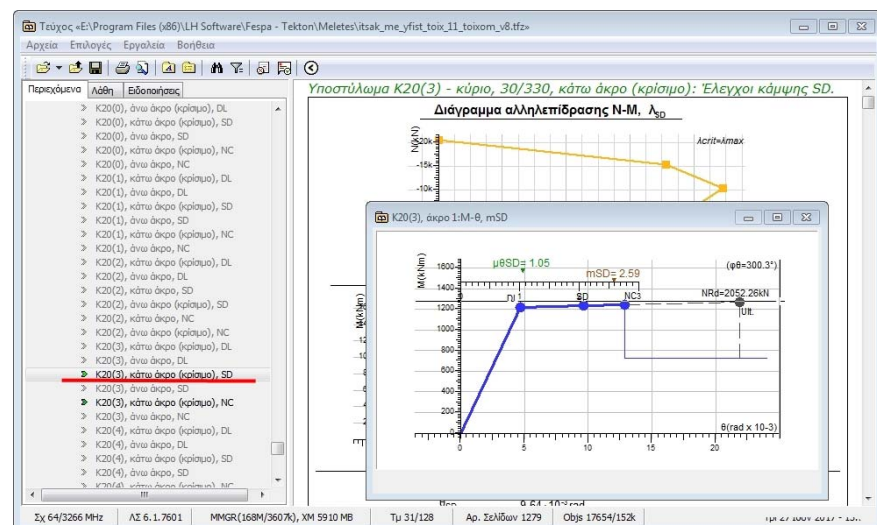
Στην «Τυπική» εκτύπωση του Τεύχους εκτυπώνονται:

- Τα τέσσερα πιο αντιπροσωπευτικά διαγράμματα Απαίτησης – Ικανότητας για το φορέα, ένα για κάθε κύρια διεύθυνση (**Εικόνα 14.2**).



Εικόνα 14.2: Τεύχος > Διαγράμματα Απαιτήσης – Ικανότητας > Στάθμη DL/SD/NC.

- Τα αναλυτικά διαγράμματα για την αποτίμηση υποστυλωμάτων και δοκών με ελαστική ανάλυση Χρονοϊστορίας για τα κρίσιμα μέλη (βλ. Εικόνα 14.3).



Εικόνα 14.3: Τεύχος > Αποτίμηση μελών > Χρονοϊστορίας, υποστυλωμάτων.

Τα αναλυτικά διαγράμματα για τα **μη-κρίσιμα** μέλη ενεργοποιούνται αυτομάτως με «κλικ» πάνω στο αριθμητικό αποτέλεσμα του λόγου επάρκειάς τους (Εικόνα 14.4).

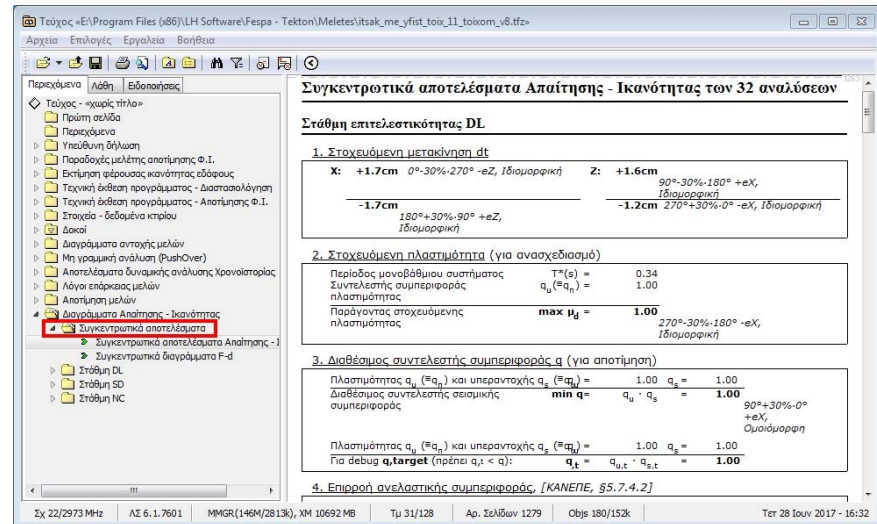
Πίνακες υποστυλωμάτων

Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Υποστυλωμάτων

Μέλος, όνομα, κ	DL	SD	NC	DL	SD	NC
K1(0), κάτω, κ	0.21 [XI-tn]	1.00 [XI-tn]	1.53 [XI-tn]	0.01 [PO]	0.01 [PO]	0.01 [PO]
K1(0), άνω, κ	0.21 [XI-tn]	1.00 [XI-tn]	1.54 [XI-tn]	0.00 [PO]	0.01 [PO]	0.01 [PO]
K1(1), κάτω, κ	0.54 [PO]	-	0.37 [PO]	0.24 [PO]	0.33 [PO]	0.53 [PO]
K1(1), άνω, κ	0.32 [PO]	-	0.12 [XI-tn]	0.12 [XI-tn]	0.23 [XI-tn]	0.43 [XI-tn]
K1(2), κάτω, κ	0.40 [PO]	-	0.21 [PO]	0.26 [PO]	0.33 [PO]	0.47 [PO]
K1(2), άνω, κ	0.44 [PO]	-	0.24 [PO]	0.16 [XI-tn]	0.14 [XI-tn]	0.38 [XI-tn]
K1(3), κάτω, κ	0.47 [PO]	-	0.15 [PO]	0.28 [PO]	0.34 [PO]	0.43 [PO]
K1(3), άνω, κ	0.49 [PO]	-	0.27 [PO]	0.15 [XI-tn]	0.20 [XI-tn]	0.37 [XI-tn]
K1(4), κάτω, κ	0.39 [PO]	-	0.22 [XI-tn]	0.23 [PO]	0.28 [PO]	0.40 [PO]
K1(4), άνω, κ	0.43 [PO]	-	0.23 [PO]	0.14 [XI-tn]	0.13 [XI-tn]	0.34 [XI-tn]
K1(5), κάτω, κ	0.32 [PO]	-	0.24 [XI-tn]	0.10 [PO]	0.22 [PO]	0.33 [PO]
K1(5), άνω, κ	0.36 [PO]	-	0.23 [XI-tn]	0.11 [XI-tn]	0.15 [XI-tn]	0.27 [XI-tn]
K1(6), κάτω, κ	0.24 [PO]	-	0.19 [XI-tn]	0.14 [PO]	0.16 [PO]	0.21 [PO]
K1(6), άνω, κ	0.30 [PO]	-	0.22 [XI-tn]	0.08 [XI-tn]	0.12 [XI-tn]	0.23 [XI-tn]
K2(0), κάτω, κ	0.17*	1.00 [XI-tn]	0.17*	0.05 [PO]	0.09 [PO]	0.21 [PO]
K2(0), άνω, κ	0.17*	1.00 [XI-tn]	0.17*	0.00 [PO]	0.00 [PO]	0.01 [PO]
K2(1), κάτω, κ	0.42 [PO]	-	0.14*	0.07 [PO]	0.14 [PO]	0.31 [PO]
K2(1), άνω, κ	0.26 [PO]	-	0.14*	0.26 [PO]	0.36 [PO]	0.70 [PO]
K2(2), κάτω, κ	0.35 [PO]	-	0.16*	0.08 [XI-tn]	0.10 [XI-tn]	0.20 [PO]
K2(2), άνω, κ	0.37 [PO]	-	0.17*	0.26 [PO]	0.33 [PO]	0.51 [PO]
K2(3), κάτω, κ	0.38 [PO]	-	0.17 [PO]	0.08 [XI-tn]	0.10 [XI-tn]	0.20 [PO]

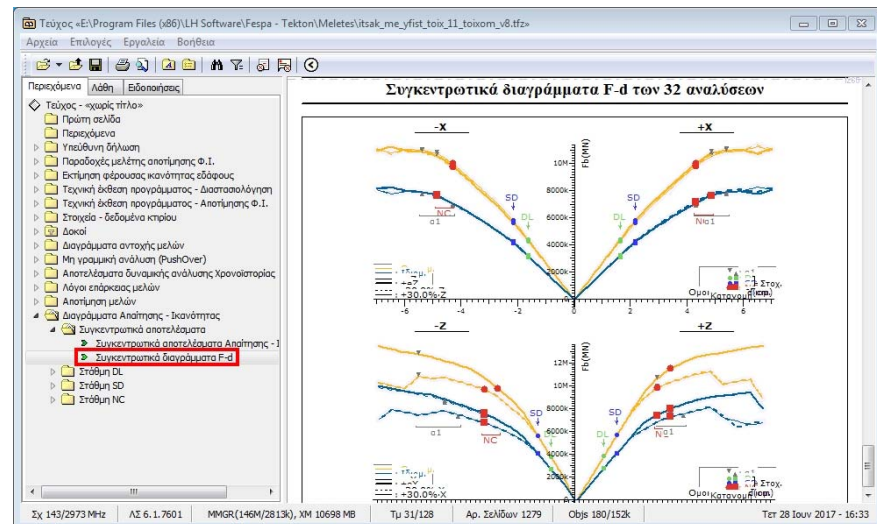
Εικόνα 14.4: Τεύχος > Λόγοι επάρκειας μελών > Συγκεντρωτικοί > Πίνακες υποστυλωμάτων.

- Τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα Απαίτησης – Ικανότητας για κάθε εξεταζόμενη στάθμη επιτελεσματικότητας (Εικόνα 14.5).



Εικόνα 14.5: Τεύχος > Διαγράμματα Απαιτήσης - Ικανότητας > Συγκεντρωτικά αποτελέσματα > Συγκεντρωτικά αποτελέσματα Απαιτήσης - Ικανότητας.

- Όλες οι καμπύλες αντίστασης Pushover για κάθε συνδυασμό φόρτισης και για κάθε διεύθυνση (Εικόνα 14.6).



Εικόνα 14.6: Τεύχος > Διαγράμματα Απαιτήσης - Ικανότητας > Συγκεντρωτικά αποτελέσματα > Συγκεντρωτικά διαγράμματα F-d.

Παρατήρηση

Στην περίπτωση που κρίσιμη ανάλυση προκύπτει η ανάλυση Χρονοϊστορίας, με «κλικ» πάνω στο αριθμητικό αποτέλεσμα του λόγου επάρκειας (Πίνακας 6.11 - 1) μεταβαίνουμε αυτομάτως στην αναλυτική εκτύπωση του εκάστοτε υποστυλώματος η οποία βρίσκεται στη θέση «Τεύχος > Αποτίμηση μελών > Χρονοϊστορίας, υποστυλωμάτων > Κάμψη υποστυλωμάτων».

Με «κλικ» πάνω στο όνομα του μέλους (Πίνακας 6.11 – 2) μεταβαίνουμε αυτόματα στα διαγράμματα αντοχής του, τα οποία βρίσκονται στη θέση «Τεύχος > Διαγράμματα αντοχής μελών > Υποστυλωμάτων».

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος Ροπής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας	Κρίσιμη Ανάλυση
DL	K21(1)	Κύριο	2.40!	[XI-τη]
SD	K21(1)	Κύριο	1.33!	[XI-τη]
NC	K21(1)	Κύριο	1.86!	[XI-τη]

Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος διάτμησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας	Κρίσιμη Ανάλυση
DL	K21(1)	Κύριο	0.90	[PO]
SD	K19(1)	Κύριο	1.06!	[PO]
NC	K20(0)	Κύριο	3.74!	[XI-τη]

Πίνακας 14.1: Πίνακας μέγιστων λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων.

15

Βιβλιογραφία

- [1] **Αναγνωστόπουλος Σ, Λεκίδης Β**, «Αντισεισμικός Σχεδιασμός με βάση τις νέες διατάξεις του Αντισεισμικού Κανονισμού: Παράδειγμα εφαρμογής, οδηγίες και παραμετρικές διερευνήσεις», Ινστιτούτο Τεχνικής Σεισμολογίας και Αντισεισμικών Κατασκευών (ΙΤΣΑΚ), Θεσσαλονίκη, 1986
- [2] **ΕΛΟΤ EN 1998-1**, Ευρωκώδικας 8:Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών - Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια.
- [3] **ΟΑΣΠ**, «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)», Αθήνα, 2013
- [4] **Fajfar P**, “A nonlinear analysis method for performance-based seismic design”, *Earthquake Spectra*; 6: 573-592, 2000.
- [5] **Dolsek M., Fajfar P**, “Inelastic spectra for infilled reinforced concrete frames”, *Earthquake Engng Struct. Dyn.*; 33: 1395-1416, 2004
- [6] **Penelis G, Penelis G**, “Concrete Buildings in Seismic Regions”, CRC Press, Taylor & Francis Group, 2014
- [7] **Fardis M, Carvalho E, Fajfar P and Pecker A**, “Seismic Design of Concrete Buildings to Eurocode 8”, CRC Press, Taylor & Francis Group, 2015
- [8] **Chopra A**, “Dynamics of Structures, 4th Edition, Theory and Application to Earthquake Engineering”, Prentice Hall, 2011
- [9] **Wilson E**, “Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures, A physical Approach with Emphasis on Earthquake Engineering, 3rd Edition”, Computers and Structures, Inc, 2002

- [10] **Bathe KJ**, “Finite Element Procedures, 2nd Edition”, K.J. Bathe, Watertown, MA, 2014
- [11] **Cacciola P, Deodatis G**, “A method for generating fully non-stationary and spectrum-compatible ground motion vector processes”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 31 (2011) 351–36, 2011
- [12] **LH Λογισμική**, «FespaR_1_Αποτίμηση στατικής επάρκειας υφιστάμενης κατασκευής σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2012», 2012
- [13] **LH Λογισμική**, «FespaR_2_Στατικό παράδειγμα προσθήκης σε υφιστάμενης κατασκευή και αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου στη νέα κατάσταση σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2012», 2012
- [14] **LH Λογισμική**, «FespaR_3_Προσθήκη ορόφου και ενισχύσεις σε υφιστάμενη κατασκευή και αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου στη νέα κατάσταση σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2012», 2012
- [15] **LH Λογισμική**, «FespaR_4_Αποτίμηση στατικής επάρκειας υφιστάμενης κατασκευής σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2013 λαμβάνοντας υπ’όψιν την επιρροή των τοιχοπληρώσεων», 2013
- [16] **LH Λογισμική**, «FespaR_5_Παράδειγμα αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας σεισμόπληκτου κτιρίου», 2014
- [17] **LH Λογισμική**, «FespaR_Υπολογισμός στοχευόμενης μετατόπισης & μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης», 2016