



FESPA18

Οδηγός μελέτης
Fespa με
Ευρωκώδικες

LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗ
ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΑ ΥΨΗΛΗΣ ΑΠΟΔΟΣΗΣ

FespaC

For Windows

Οδηγός μελέτης Fespa18 με Ευρωκώδικες

Fespa18



Αθήνα, Ιούνιος 2018

Version 2.0.3

Τίτλος Βιβλίου — Fespa18: Οδηγός μελέτης με EC2 – EC8



Copyright © 2018, Σ. Λιβιεράτος – Δ. Χαραμιδόπουλος

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Μέρος Α Οδηγός μελέτης με Ευρωκώδικες

1	Εισαγωγή.....	10
1.1	Τα πλεονεκτήματα των Ευρωκωδίκων.....	10
1.1.1	Ασφαλέστερα δομήματα.....	10
1.1.2	Οικονομικότερα δομήματα.....	11
1.1.3	Λειτουργικότερα δομήματα.....	11
1.2	Οι κρίσιμες απαιτήσεις του EC8 και οι μέθοδοι χειρισμού τους.....	11
1.2.1	Το μέγεθος των σεισμικών δυνάμεων.....	11
1.2.2	Τα κτίρια πρέπει να είναι στρεπτικώς δύσκαμπτα.....	13
1.2.3	Νέοι έλεγχοι και περιορισμοί.....	13
2	Τα βήματα για την ολοκλήρωση μιας μελέτης με τους Ευρωκώδικες.....	15
2.1	Επιλογή κανονισμών EC2 - EC8.....	15
2.2	Επιλογή υλικού κτιρίου.....	16
2.3	Εισαγωγή δεδομένων κτιρίου.....	17
2.4	Επιλογή σεισμικής ζώνης και εδαφικού τύπου.....	19
2.5	Προσδιορισμός συντελεστή q	21
2.5.1	Επιλογή κατηγορίας πλαστιμότητας.....	21
2.5.2	Επιλογή στατικού συστήματος.....	23
2.5.3	Κανονικότητα σε κάτοψη.....	27
2.5.4	Καθορισμός a_u/a_1	27
2.5.5	Καθορισμός κανονικότητας καθ' ύψος.....	29

2.6	Φορτία	30
2.6.1	Καθορισμός χρήσης ορόφων (ψ_2) και συντελεστού ϕ	30
2.7	Κτίρια με Pilotis (προσαύξηση μόνον για ΚΠΥ και $\eta_v < 0.5$)	31
2.8	Ανακατανομή ροπών δοκών	32
2.9	Παραγωγές	34
2.9.1	Εντολή των παραγωγών-Όλοι οι όροφοι	34
2.9.2	Παραγωγές δυσμενών φορτίσεων και συνδυασμών δράσεων	35
2.10	Επίλυση	36
2.11	Αποτελέσματα	36
2.11.1	Γενικοί έλεγχοι δομήματος	36
2.11.2	Ικανοτικός έλεγχος κόμβων	42
2.11.3	Ικανοτική τέμνουσα υποστυλωμάτων	45
2.11.4	Αποτελέσματα δοκών-έλεγχοι	47
2.11.5	Αποτελέσματα διαστασιολόγησης τοιχωμάτων	52
2.12	Αναλυτικά αποτελέσματα υποστυλωμάτων	55
2.12.1	Διαστασιολόγηση σε κάμψη	55
2.13	Έλεγχος Pushover	59
2.13.1	Προσδιορισμός α_u/α_1 βάσει της pushover	60
2.13.2	Επιλογή κόμβου ελέγχου	61
2.13.3	Δημιουργία διαγραμμάτων ροπών - στρεφών χορδής	61
2.13.4	Επίλυση Pushover	61
2.13.5	Στόχοι και αποτελέσματα της ανάλυσης Pushover	63
2.13.6	Επεξεργασία αποτελεσμάτων	65

Μέρος Β Ειδικά θέματα Ευρωκωδίκων

1	Προσδιορισμός συντελεστή η και λόγου α_u/α_1	76
2	Στατικά συστήματα	79
3	Λόγοι τεμνουσών τοιχωμάτων η_v και η_{vG}	80

4	Κανονικότητα σε κάτοψη	82
5	Στρεπτικά δύσκαμπτο κτίριο	84
6	Κανονικότητα καθ' ύψος.....	86
7	Κατηγορίες πλαστιμότητας.....	88
8	Συντελεστές φ και ψ_2.....	90
9	Φορτίσεις ΟΚΑ και ΟΚΛ	92
10	Τοιχοπληρώσεις – Pilotis.....	95
11	Έλεγχος συνάφειας κόμβου	97
12	Έλεγχος διάτμησης εσωτερικού ή εξωτερικού κόμβου στην ανωδομή.....	101
13	Ακτίνα αδρανείας I_s	108
14	Προσδιορισμός ταυτόχρονων σεισμικών εντατικών μεγεθών.....	111
15	Περιβάλλουσες ροπών τοιχωμάτων	114
16	Περιβάλλουσες τεμνουσών τοιχωμάτων	116
17	Έλεγχος διάτμησης σε τοιχώματα	118
18	Συνεργαζόμενος οπλισμός πλάκας κατά τους ελέγχους της δοκού	121
19	Δυσμενείς φορτίσεις	125
20	Γεωμετρικοί περιορισμοί δοκών-υποστυλωμάτων.....	126
21	Μη γραμμική στατική ανάλυση και λόγος α_u/α_1	128
22	Επικαλύψεις.....	132
23	Τοπική επίδραση τοιχοπληρώσεων	134

24	Δευτερεύοντα σεισμικά μέλη.....	137
25	Ανακατανομή ροπών δοκών	140
26	Ικανοτικός έλεγχος κόμβου	146
27	EC8 Κανόνες διαστασιολόγησης δοκών	150
28	EC8 Κανόνες διαστασιολόγησης υποστυλωμάτων	152
29	EC8 Κανόνες διαστασιολόγησης τοιχωμάτων.....	156



ΜΕΡΟΣ Α

Οδηγός μελέτης με Ευρωκώδικες

1 Εισαγωγή

Πολλές και σημαντικές είναι οι διαφορές που πρέπει να λάβει υπόψη του ο μηχανικός ο οποίος είναι εξοικειωμένος με τον ΕΑΚ προκειμένου να εκπονήσει μια μελέτη με τους Ευρωκώδικες. Μια επιπλέον δυσχέρεια είναι η ίδια η περιπλοκότητα των Ευρωκωδίκων με παραπομπές σε άρθρα και ορισμούς του ίδιου του κανονισμού αλλά και των συμπληρωματικών του. Μια κωδικοποιημένη υπό μορφή πίνακα περίληψη των κανόνων διαστασιολόγησης δοκών, υποστυλωμάτων και τοιχωμάτων σύμφωνα με τον EC8 βρίσκεται στα **θέματα 26, 27 και 28** αντίστοιχα.

Για να εξοικειωθεί κανείς πλήρως με τους Ευρωκώδικες θα πρέπει αφενός να ανατρέξει στα κείμενα των κανονισμών και αφετέρου να μελετήσει τα ειδικά συγγράμματα που έχουν γραφεί για τον EC8. Το βιβλίο του Μ. Ν. Φαρδή είναι το πιο πρόσφατο και καθώς προέρχεται από τον πρόεδρο της συντακτικής επιτροπής του EC8 περιέχει χρήσιμες πληροφορίες σχόλια και απόψεις. Σημαντικό υλικό για την κατανόηση περιέχεται και στο βιβλίο των Γ. Πενέλη και Γ. Κάππου *Earthquake-Resistant Concrete Structures*, ενώ το *Designer's guide to EN 1998-1 and EN 1998-5* που έχει επιμεληθεί ο Haig Gulvanessian προσφέρει μία ανάλυση άρθρο προς άρθρο και σχολιασμό του EC8.

Στα επόμενα γίνεται μια περιληπτική περιγραφή των διαφορών και των δυσχερειών που θα συναντήσει ο μηχανικός κατά την προσπάθειά του να συντάξει για πρώτη φορά μελέτη κτιριακού έργου με τους Ευρωκώδικες.

1.1 Τα πλεονεκτήματα των Ευρωκωδίκων

Ο σχεδιασμός ενός δομήματος με βάση τους Ευρωκώδικες μπορεί να δώσει σαν αποτέλεσμα ένα κτίριο που είναι ασφαλέστερο στους σεισμούς, οικονομικότερο κατά την κατασκευή και λειτουργικότερο στην χρήση απ' ό,τι θα πετύχαινε κανένας σχεδιάζοντας το ίδιο κτίριο με βάση τους ελληνικούς κανονισμούς. Τα πλεονεκτήματα αυτά, τα οποία είναι αποτέλεσμα της πληρότητας και της λεπτομέρειας των διατάξεων, επιτεύχθηκαν με την συλλογική εργασία των κορυφαίων επισημόνων της Ευρωπαϊκής Ένωσης.

1.1.1 Ασφαλέστερα δομήματα

Ασφαλέστερα δομήματα επιτυγχάνονται, όχι μόνο λόγω του ότι εισάγονται νέοι ή αυστηροποιούνται ορισμένοι έλεγχοι αλλά και επειδή αυξάνεται το επίπεδο των εισαγόμενων σεισμικών δυνάμεων.

1.1.2 Οικονομικότερα δομήματα

Καθώς στον Ευρωκώδικα κάθε δόμημα αντιμετωπίζεται με τις ιδιαιτερότητές του, π.χ. κανονικό σε κάτοψη, κανονικό καθ' ύψος κλπ, δίνεται η ευκαιρία στον προσεκτικό μελετητή προσαρμόζόμενος στις ιδιότητες κάθε κτιρίου να μειώσει αποτελεσματικά τους όγκους σιδήρου και σκυροδέματος που απαιτούνται κατά τον σχεδιασμό του κτιρίου.

1.1.3 Λειτουργικότερα δομήματα

Ο EC8 δεν επιβάλλει τα υπερβολικά μεγάλα τοιχώματα, 1.5 ή 2m, όπως επέβαλλε ο Ελληνικός κανονισμός σχεδόν σε κάθε οικοδομή αλλά αφήνει στην ευχέρεια του μελετητή να επιλέξει το πλήθος και το μήκος των τοιχωμάτων καθοδηγώντας τον για το είδος και την λεπτομέρεια των ελέγχων που χρειάζονται κάθε φορά ώστε να εξασφαλισθεί η ικανότητα της κατασκευής να ανταπεξέλθει στους αναμενόμενους σεισμικούς κραδασμούς. Αυτό δίνει διέξοδο στο λειτουργικό σχεδιασμό των κτιρίων ώστε να δημιουργούνται οι εκάστοτε απαραίτητες θέσεις γκαράζ και να μην παρεμποδίζονται άλλες λειτουργίες του κτιρίου ή αρχιτεκτονικές απαιτήσεις.

1.2 Οι κρίσιμες απαιτήσεις του EC8 και οι μέθοδοι χειρισμού τους

1.2.1 Το μέγεθος των σεισμικών δυνάμεων

Προκειμένου να ξεκινήσει κανείς μια μελέτη με τους Ευρωκώδικες είναι λογικό να κάνει μια σύγκριση των επιβαλλόμενων επιταχύνσεων – δυνάμεων με τις οικείες τιμές του ΕΑΚ καθώς, αυτές αποτελούν την βασική απαίτηση κάθε αντισεισμικού κανονισμού.

Οι μέγιστες φασματικές επιταχύνσεις των δύο κανονισμών φαίνονται στις επόμενες εξισώσεις.

$$\text{EC8: } S_d(T) = \gamma_I \cdot a_{gR} \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \qquad \text{ΕΑΚ: } R_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q}$$

Παράδειγμα υπολογισμού επιταχύνσεων σε δύστρεπτο, πολυόροφο κτίριο με τα εξής δεδομένα:

1. Περιοχή σεισμικότητας II $\Rightarrow a_{gR}=0.24g$
2. Συνήθης σπουδαιότητα $\Rightarrow \gamma_I=1.0$ [EC8-1 §4.2.5(4)]
3. Έδαφος κατηγορίας D $\Rightarrow S=1.35$ [EC8-1 §3.2.2.2(2)P]
4. Κατηγορία Πλαστιμότητας Μέση (ΚΠΜ)

5. Μικτό σύστημα με $0.5 < \eta_n < 0.65$ (ώστε να αποφευχθεί ο ικανοτικός έλεγχος) $\Rightarrow q_c = 3.0$ και $\alpha_w/\alpha_1 = 1.2$ [EC8-1 §5.2.2.2(2)]
6. Μη κανονικό σε κάτοψη $\Rightarrow$ Τελικό $\alpha_w/\alpha_1 = (1+1.2)/2 = 1.1$ [EC8-1 §5.2.2.2(6)]
7. Κανονικό σε όψη $\Rightarrow$ δεν γίνεται μείωση του q

Υπολογισμός του $R_d(T)$ κατά ΕΑΚ: $R_d(T) = 1.0 \cdot 0.24 \cdot \frac{1.0 \cdot 1.0 \cdot 2.5}{3.5} = 0.17g$

Στον EC8 υπάρχει επιπλέον ο πολλαπλασιαστικός συντελεστής εδάφους S , ο οποίος αυξάνει τις σεισμικές δυνάμεις σύμφωνα με τον εδαφικό τύπο κατά 1.10-1.40.

- Τελική τιμή του $q = q_c \cdot (\text{Τελικό } \alpha_w/\alpha_1) = 3.0 \cdot 1.1 = 3.3$

Υπολογισμός του $S_d(T)$ κατά EC8-1: $S_d(T) = 1.0 \cdot 0.24 \cdot 1.35 \cdot \frac{2.5}{3.3} = 0.25g$ (χωρίς Pushover)

Η σημαντική αυτή αύξηση, κατά **47%** $= [(0.25-0.17)/0.17] \cdot 100$, των επιταχύνσεων-δυνάμεων θα επιφέρει, αν δεν ληφθούν άλλα μέτρα, σημαντική αύξηση τόσο στους οπλισμούς όσο και στις διαστάσεις των δομικών στοιχείων για κάθε κτίριο το οποίο έχει από τρεις ορόφους και πάνω.

Ο Ευρωκώδικας προσφέρει τη λύση να χρησιμοποιήσει ο μελετητής τη μέθοδο Pushover ώστε να προσδιορίσει επακριβώς τον συντελεστή α_w/α_1 και να τον εκτιμήσει σε ρεαλιστικά επίπεδα. Στην περίπτωση αυτή ο υπολογισμός του $S_d(T)$ έχει ως εξής:

- $\alpha_w/\alpha_1 = 1.5$ (είναι η μέγιστη επιτρεπόμενη από τον EC8-1 §5.2.2.2(8) τιμή, η οποία για τις συνηθισμένες κατασκευές επιτυγχάνεται ευχερώς)
- Τελική τιμή του $q = 3 \cdot 1.5 = 4.5$

Υπολογισμός του $S_d(T)$ κατά EC8-1: $S_d(T) = 1.0 \cdot 0.24 \cdot 1.35 \cdot \frac{2.5}{4.5} = 0.18g$ (με Pushover)

Με την χρήση της Pushover η οικοδομή του παραδείγματος θα έχει μόνο 6% αύξηση των σεισμικών δυνάμεων.

Συμπέρασμα: Ο συντελεστής q δεν είναι σταθερός όπως ήταν στον ΕΑΚ, εξαρτάται από μια αλληλουχία παραμέτρων όπως η κανονικότητα σε όψη, κάτοψη κλπ, (Βλέπε **θέμα 1 – Προσδιορισμός συντελεστή q και λόγου α_w/α_1**). Εξαρτάται ακόμη από το μέτρο του λόγου α_w/α_1 , το οποίο μπορεί να μεγιστοποιηθεί όταν ακολουθήως ελεγχθεί το δόμημα με την μέθοδο Pushover (Βλέπε **θέμα 20 – Μη γραμμική στατική ανάλυση και λόγος α_w/α_1**).

Μια άλλη λύση για να αυξηθεί το q , είναι η χρησιμοποίηση της **υψηλής κατηγορίας πλαστιμότητας**. Στην υψηλή, όμως, κατηγορία πλαστιμότητας επιβάλλονται εκτός των άλλων αυξημένων για τον φορέα υποχρεώσεων και οι εξής έλεγχοι:

- **έλεγχος διάτμησης σε τοιχώματα:** Κατά τον έλεγχο αυτό απομειώνεται εις το 40% η αντοχή σχεδιασμού ($V_{Rd,max}$) κάθε τοιχώματος ΚΠΥ. Η απαίτηση αυτή προκειμένου να ικανοποιηθεί οδηγεί σε μεγάλες διατομές τοιχωμάτων για την ΚΠΥ. (Βλέπε **θέμα 17 - Έλεγχος διάτμησης σε τοιχώματα**)
- **έλεγχος διάτμησης κόμβου:** Ο έλεγχος αυτός οδηγεί συνήθως σε αυξημένες διαστάσεις δοκών ή/και υποστυλωμάτων για την ανακούφιση του κόμβου και την όπλισή του με αποδεκτό οπλισμό (Βλέπε **θέμα 12- Έλεγχος διάτμησης εσωτερικού ή εξωτερικού κόμβου στην ανωδομή**)

1.2.2 Τα κτίρια πρέπει να είναι στρεπτικώς δύσκαμπτα

Στον EC8 τα στρεπτικά εύκαμπτα συστήματα (στρεπτικά ευαίσθητα κατά ΕΑΚ) κατατάσσονται σε ειδική κατηγορία και ο συντελεστής q παίρνει τις σταθερές τιμές $q=2$ για ΚΠΜ και $q=3$ για ΚΠΥ. Το γεγονός αυτό επιβαρύνει τα στρεπτικά εύκαμπτα συστήματα σε σημείο που η διαχείριση της όπλισής τους να γίνεται προβληματική. Θα πρέπει συνεπώς ο μελετητής από την αρχή του σχεδιασμού του κτιρίου να λαμβάνει μέτρα (τοιχώματα τοποθετημένα στην περίμετρο και όχι στο κέντρο του κτιρίου) ώστε να προκύπτουν στρεπτικά δύσκαμπτα συστήματα (Βλέπε **θέμα 5- Στρεπτικά δύσκαμπτο κτίριο και θέμα 13 – Ακτίνα αδράνειας**).

1.2.3 Νέοι έλεγχοι και περιορισμοί

1. **Έλεγχος συνάφειας οπλισμών κόμβου:** Ο έλεγχος συνάφειας καθορίζει την ελάχιστη διάσταση των υποστυλωμάτων έτσι για την **μέση** κατηγορία πλαστιμότητας η ελάχιστη διάσταση του υποστυλώματος είναι για τα εξωτερικά υποστυλώματα 30cm, ενώ για τα εσωτερικά 35cm. Αντίστοιχα για την **υψηλή** κατηγορία πλαστιμότητας η ελάχιστη διάσταση εξωτερικού υποστυλώματος είναι 40cm και εσωτερικού 60cm (για C25/30).
2. **Έλεγχος διαμόρφωσης λεπτομερειών για τοπική πλαστιμότητα στις δοκούς:** Περιλαμβάνει δύο ελέγχους, τον έλεγχο ότι ο θλιβόμενος οπλισμός είναι μεγαλύτερος από το 0.5 του τοποθετημένου εφελκυσμένου οπλισμού και τον έλεγχο ότι ο τελικά τοποθετούμενος εφελκυσμένος οπλισμός είναι μικρότερος από το ρ_{max} . (Βλέπε §2.11.4 Αποτελέσματα δοκών-έλεγχοι και **θέμα 18 – Συνεργαζόμενος οπλισμός πλάκας κατά τους ελέγχους της δοκού**)
3. **Επιβάλλονται γεωμετρικοί περιορισμοί στις εκκεντρότητες δοκών υποστυλωμάτων:** Στον EC8 ο περιορισμός της εκκεντρότητας που επιτρέπεται μεταξύ του άξονα της δοκού

και του άξονα του υποστυλώματος γίνεται δυσμενέστερος (Βλέπε **θέμα 19 – Γεωμετρικοί περιορισμοί δοκών υποστυλωμάτων**).

4. **Σύμφωνα με τον EC8 μπορεί να γίνει χαρακτηρισμός ορισμένων μελών ως δευτερευόντως σεισμικών:** Με τον καθορισμό ορισμένων μελών, συνήθως δοκών, ως δευτερευόντων προσφέρεται μια διέξοδος από τις πιο πάνω αυστηρές απαιτήσεις του EC8 έτσι ώστε να γίνεται δυνατή η ικανοποίηση εκείνων των αρχιτεκτονικών απαιτήσεων που σε άλλη περίπτωση θα χρειαζόταν παραβίαση του αντισεισμικού κανονισμού για να ικανοποιηθούν. (Βλέπε **θέμα 23 – Δευτερεύοντα σεισμικά μέλη**)

Επιπλέον το Fespa διαθέτει τη μέθοδο της **ανακατανομής** των ροπών των δοκών με την οποία ταπεινώνονται οι μέγιστες αρνητικές ροπές στις στηρίξεις των δοκών, με αποτέλεσμα την ομοιόμορφη και οικονομική όπλιση των δοκών και συνακόλουθα των υποστυλωμάτων.

Στα επόμενα γίνεται προσπάθεια να παρουσιαστούν οι κυριότεροι έλεγχοι του Ευρωκώδικα μαζί με κάποια σχόλια και υποδείξεις για τους τρόπους ενέργειας του μελετητή ώστε να δημιουργήσει μια μελέτη τεχνικά άρτια και οικονομικά συμφέρουσα.

Συμπεράσματα:

Χρησιμοποιείτε μέση κατηγορία πλαστιμότητας για κτίρια μέχρι τέσσερις ορόφους.

Χρησιμοποιείτε υψηλή κατηγορία πλαστιμότητας για δημόσια κτίρια.

Χρησιμοποιείτε σκυρόδεμα τουλάχιστον C25/30 και ελάχιστες διαστάσεις υποστυλωμάτων 35/35 για μεσαία και 30/30 για γωνιακά.

Σχεδιάστε στρεπτικά δύσκαμπτα συστήματα.

Σχεδιάστε το δόμημα ώστε να πληρούνται οι γεωμετρικοί περιορισμοί εκκεντρότητας δοκών-υποστυλωμάτων.

2 Τα βήματα για την ολοκλήρωση μιας μελέτης με τους Ευρωκώδικες

2.1 Επιλογή κανονισμών EC2 - EC8

Κατηγορία	Παράμετρος	Επιλογή
Υλικό	Κύριο υλικό κτιρίου	Σκυρόδεμα
	Δευτερεύον υλικό κτιρίου	Σκυρόδεμα
Κανονισμοί	Κανονισμός σκυροδέματος	EC2
	Κανονισμός διαστασιολόγησης δομικού χάλυβα	EC3
	Αντισεισμικός κανονισμός	EC8
	Εθνικό προσάρτημα	GR - Ελλάδα
Θεμελίωση	Όροφος θεμελίωσης	-2

Εικόνα 1: Επιλέξτε τον Ευρωκώδικα 2 για κανονισμό σκυροδέματος, τον Ευρωκώδικα 8 για αντισεισμικό κανονισμό και το εθνικό προσάρτημα (στην Κύπρο επιλέγετε CY-Κύπρος)

2.2 Επιλογή υλικού κτιρίου

Κτίριο

Γενικά | Αντισεισμικός | Φάσμα | Συντελεστής α | Σκυροδέμα | Οπλισμός | Δομικός χάλυβας | Pushover | Τοιχοποιία | Έδε

Υλικό

Ποιότητα σκυροδέματος	?	C25/30
Χαρακτηριστική αντοχή f_{ck} [MPa]	?	25
Μέση αντοχή σκυροδέματος (pushover) f_{cm} [MPa]	?	33
Συντ. ασφαλείας σκυροδέματος γ_c (ηλεκτών)	?	1.500

Έλεγχοι λειτουργικότητας

Έλεγχος βέλους δοκών	?	Ναι
Έλεγχος τάσεων χάλυβα & σκυροδέματος	?	Ναι
Έλεγχος λειτουργικότητας σε ρηγμάτωση	?	Αυτόματο
Κατηγορία έκθεσης	?	XC3
Μέγιστο εύρος ρωγμής ανοίγματος w_{an} [mm]	?	0.30
Μέγιστο εύρος ρωγμής στήριξης w_{st} [mm]	?	0.30

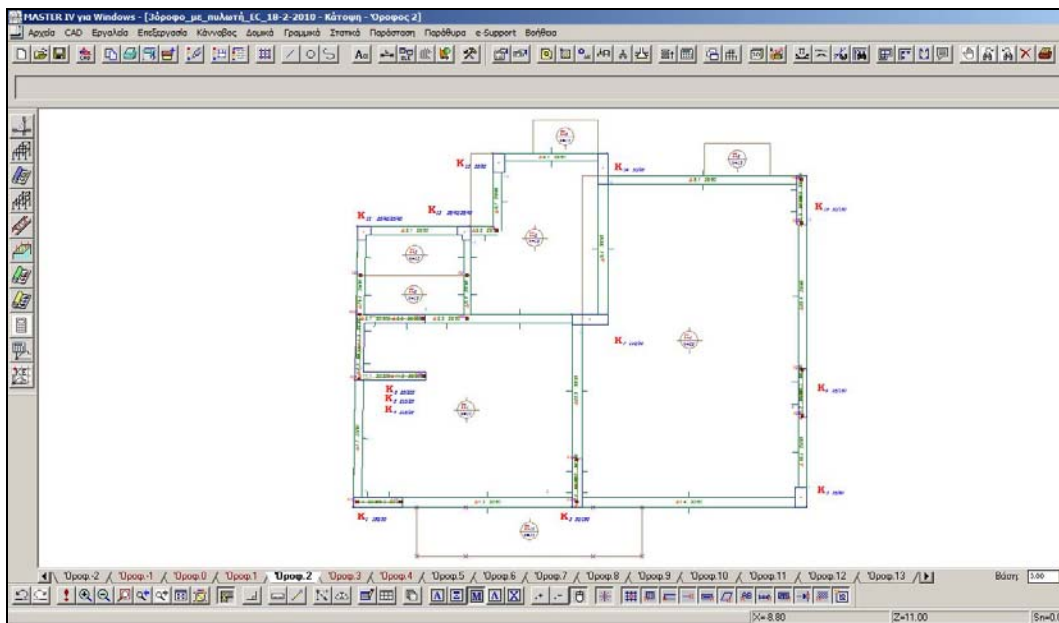
Διαστασιολόγηση δοκών

Έλεγχος ροπή ανοίγματος με την ροπή της μονοπάκτου	?	Όχι
Ανακατανομή ροπών δοκών	?	Όχι
Προτιμητέος λόγος $M+/-M-$	?	1.000

Υπόδειγμα >> ☒ Ενότητα ☒ Όλες/Καμία

Εικόνα 2: Με τους Ευρωκώδικες πρέπει να επιλέγετε ποιότητα σκυροδέματος τουλάχιστον C25/30 ώστε να έχετε τα λιγότερα προβλήματα στους ελέγχους συνάφειας ράβδων δοκού στους κόμβους δοκών- υποστυλωμάτων καθώς και στους ελέγχους τοπικής πλαστικότητας των δοκών.

2.3 Εισαγωγή δεδομένων κτιρίου



Εικόνα 3: Εισαγωγή δεδομένων κτιρίου

Εισαγωγή καννάβου, υποστυλωμάτων, δοκών, πλακών κλπ σύμφωνα με το εγχειρίδιο χρήσης του Fespa.

Σημεία ιδιαίτερης προσοχής:

- Διαστάσεις υποστυλωμάτων:
 - Οι διαστάσεις των υποστυλωμάτων πρέπει να είναι μεγαλύτερες από αυτές που αναφέρει ο Πίνακας1

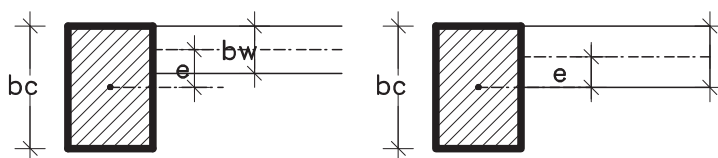
Ο έλεγχος συνάφειας δεν απαιτείται να γίνεται σε κόμβους που οι δοκοί εδράζονται σε τοιχώματα είτε κατά την ισχυρή είτε κατά την ασθενή διεύθυνση των τοιχωμάτων. Παράγοντες που ο μελετητής έχει την δυνατότητα να επηρεάσει είναι η ποιότητα σκυροδέματος και η κατηγορία πλαστιμότητας.

Παρατήρηση: Μην σχεδιάζετε εξαρχής το κτίριο με διαστάσεις υποστυλωμάτων μικρότερες από αυτές που εμφανίζει ο Πίνακας1 (Βλ. θέμα 11 – Έλεγχος συνάφειας κόμβου).

Τιμές ελάχιστης διάστασης υποστυλώματος (cm)		ΚΠΜ	ΚΠΥ
Ποιότητα σκυροδέματος	Είδος κόμβου	min Φ12	min Φ14
C20/25	Εξωτερικός	30	45
	Εσωτερικός	45	70
C25/30	Εξωτερικός	30	40
	Εσωτερικός	35	60
Ποιότητα χάλυβα οπλισμού S500			

Πίνακας 1: Ελάχιστες διαστάσεις υποστυλωμάτων ώστε να ικανοποιείται ο έλεγχος συνάφειας διαμήκων ράβδων δοκού που συντρέχει σε κόμβο δοκού-υποστυλώματος.

- Όταν οι δοκοί στηρίζονται **έκκεντρα** στο υποστύλωμα και μάλιστα τοποθετούνται πρόσωπο με αυτό, τότε η διάσταση του υποστυλώματος, κάθετα στη δοκό, πρέπει να είναι μικρότερη από το διπλάσιο του πλάτους της δοκού ($bc \leq 2bw$). (Βλέπε **θέμα 19-Γεωμετρικοί περιορισμοί δοκών – υποστυλωμάτων**)



Μη αποδεκτή διάταξη

Αποδεκτή διάταξη

$$EC8 \text{ §}5.4.1.2.1(2) \Rightarrow e \leq bc/4 \Rightarrow bc/2 - bw/2 \leq bc/4 \Rightarrow$$

$$\text{Πρέπει: } \boxed{bc \leq 2 \cdot bw}$$

Σχήμα 1: Εκκεντρότητα δοκού-υποστυλώματος

- Τοποθέτηση τοιχωμάτων: Τα τοιχώματα πρέπει να τοποθετούνται κατά προτίμηση στην **περίμετρο του κτιρίου**, ώστε να προκύπτει στρεπτικά δύσκαμπτο κτίριο.

2.4 Επιλογή σεισμικής ζώνης και εδαφικού τύπου

Παράμετρος: Κτίριο > Φάσμα > Σεισμική ζώνη

Με κλικ στο «?» έχετε για κάθε παράμετρο βοήθεια.

Εικόνα 4: Με την επιλογή της σεισμικής ζώνης επιλέγεται αυτόματα η αντίστοιχη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση, ενώ με την επιλογή του εδαφικού τύπου ενημερώνεται αυτόματα η τιμή του συντελεστή εδάφους S

Ο Ευρωκώδικας 8 προβλέπει δύο είδη φάσματος. Για την Ελλάδα (υψηλή σεισμικότητα) ισχύει το **φάσμα τύπου 1**.

Εδαφικός Τύπος	Περιγραφή στρωματογραφίας	S
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	1.00
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	1.20
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	1.15
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών) ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά	1.35
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές vs κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με vs > 800 m/s.	1.40

Πίνακας 2: Εδαφικός τύπος και τιμές του συντελεστή εδάφους S

Σημείωση: Προσοχή πρέπει να δοθεί στο ότι στις περιγραφές των εδαφικών τύπων **δεν** υπάρχει αντιστοιχία με τον ΕΑΚ (συνήθως οι εκλεγόμενες περιοχές πρέπει να είναι C ή D).

Στον EC8 η κατάταξη του εδάφους στην αντίστοιχη κατηγορία γίνεται και ποσοτικά, με βάση τα αποτελέσματα γεωτρήσεων, εάν υπάρχουν τέτοια. Σε αυτή την περίπτωση μπορεί να χρησιμοποιηθεί είτε η μέση ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων στα ανώτερα 30m του εδάφους $V_{s,30}$, είτε ο αριθμός κρούσεων N_{SPT} , είτε η αστράγγιστη διατμητική αντοχή c_u .

2.5 Προσδιορισμός συντελεστή q

Παράμετροι: $K_{τίριο} > \text{Συντελεστής } q$

Ο συντελεστής q στον Ευρωκώδικα 8 εξαρτάται από μία σειρά παραμέτρων. Στα επόμενα φαίνεται πώς το Fespa βοηθάει τον μελετητή να υπολογίσει την κατάλληλη τιμή του q σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8.

2.5.1 Επιλογή κατηγορίας πλαστιμότητας

Η επιλογή της κατηγορίας πλαστιμότητας βασίζεται στην κρίση του μελετητή. Για κτίρια κατηγορίας ΣΙΙΙ και ΣΙV στις ζώνες Z2 και Z3 η ΚΠΥ είναι υποχρεωτική σύμφωνα με το ΕΠ-Gr. Για τα συνηθισμένα κτίρια κατοικιών και πολυκατοικιών μέχρι τέσσερις ορόφους η ΚΠΜ είναι η επιλογή που θα δώσει το **οικονομικότερο** αποτέλεσμα και θα δημιουργήσει τα **λιγότερα προβλήματα κατά την εκπόνηση της μελέτης**.

Κατηγορία πλαστιμότητας	Εφαρμογή	Ειδικά θέματα
<u>Χαμηλή (ΚΠΧ)</u>	Εφαρμόζεται μόνο σε κατασκευές από χάλυβα . Απαγορεύεται για κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος στην Ελλάδα.	—
<u>Μέση (ΚΠΜ)</u>	Προτιμητέα για τα συνήθη κτίρια κατοικίας στην Ελλάδα.	<u>Θέμα 6</u> – Κατηγορίες πλαστιμότητας
<u>Υψηλή (ΚΠΥ)</u>	Υποχρεωτική για κτίρια κατηγορίας ΣΙΙΙ και ΣΙV στις ζώνες Z2 και Z3 σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα της Ελλάδας	<u>Θέμα 6</u> – Κατηγορίες πλαστιμότητας <u>Θέμα 13</u> – Έλεγχος διάτμησης σε τοιχώματα

Κτίριο

Γενικά | Αντισεισμικός | Φάσμα | Συντελεστής q | Σκυρόδεμα | Οπλισμός | Δομικός χάλυβας | Pushover | Τοίχος

Συντελεστής q $q=q_0 \cdot k_w$

Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς οριζόντια q _x	?	3.900
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς οριζόντια q _z	?	3.600
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς κατακόρυφα q _v	?	1.500

Στατικό Σύστημα

Κύριο υλικό κτιρίου (για προσδιορισμό q)	?	Σκυρόδεμα
Κατηγορία πλαστιμότητας	?	KΠ M
Τύπος στατικού συστήματος [διεύθυνση X]	?	KΠ X
Τύπος στατικού συστήματος [διεύθυνση Z]	?	KΠ Y

au/α1

Ο λόγος υπεραντοχής au/α1 καθορίζεται από pushover	?	Όχι
Λόγος υπεραντοχής [au/α1] _x	?	1.300
Λόγος υπεραντοχής [au/α1] _z	?	1.200
Κανονικότητα σε κάτοψη	?	Ναι
Τελική τιμή λόγου [au/α1] _x	?	1.300
Τελική τιμή λόγου [au/α1] _z	?	1.200

Υπόδειγμα >> ☒ Ενότητα ☒ Όλες/Καμία

Εικόνα 5: Η κατηγορία πλαστιμότητας επηρεάζει την τιμή των q_0 , q_0 και q , τις οποίες το πρόγραμμα υπολογίζει αυτόματα με την αλλαγή κατηγορίας πλαστιμότητας.

2.5.2 Επιλογή στατικού συστήματος

Η επιλογή του τύπου στατικού συστήματος επηρεάζει την τιμή των q_c , q_o και τελικά του q , όπως και την τιμή του λόγου a_w/a_1 . Με την αλλαγή τύπου στατικού συστήματος το πρόγραμμα ενημερώνει αυτόματα τις τιμές των παραμέτρων αυτών. (Βλέπε και **θέμα 1-Προσδιορισμός συντελεστή q και λόγου a_w/a_1**)

Κτίριο

Γενικά | Αντισεισμικός | Φάσμα | Συντελεστής q | Σκυρόδεμα | Οπλισμός | Δομικός χάλυβας | Pushover | Τοιχοποιία | Έδαφος | Δράσεις

Συντελεστής q $q=q_o \cdot k_w$

Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς οριζόντια q_x	?	3.900
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς οριζόντια q_z	?	3.600
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς κατακόρυφα q_v	?	1.500

Στατικό Σύστημα

Κύριο υλικό κτιρίου (για προσδιορισμό q)	?	Σκυρόδεμα
Κατηγορία πλαστιμότητας	?	ΚΠ Μ
Τύπος στατικού συστήματος [διεύθυνση X]	?	Πλασιωτό, πολυώροφο σύστημα (πολλά ανοίγματα)
Τύπος στατικού συστήματος [διεύθυνση Z]	?	Πλασιωτό, πολυώροφο σύστημα (πολλά ανοίγματα)

a_w/a_1

Ο λόγος υπεραντοχής a_w/a_1 καθορίζεται από pushover	?	
Λόγος υπεραντοχής $[a_w/a_1]_x$	?	
Λόγος υπεραντοχής $[a_w/a_1]_z$	?	1.200
Κανονικότητα σε κάτοψη	?	Ναι
Τελική τιμή λόγου $[a_w/a_1]_x$	?	1.300
Τελική τιμή λόγου $[a_w/a_1]_z$	?	1.200

Υπόδειγμα >> ☒ Ενότητα ☒ Όλες/Καμία

Εικόνα 6: Εισαγωγή τύπου στατικού συστήματος για κάθε διεύθυνση

Σημείωση: Είναι πάντοτε δυνατή η χειροκίνητη εισαγωγή τιμών στις πιο πάνω παραμέτρους.

Οι τύποι των στατικών συστημάτων εξαρτώνται από την τιμή του λόγου η_v , η οποία θα γίνει γνωστή μόνο μετά την επίλυση του χωρικού πλαισίου. Το πρόγραμμα ελέγχει τη συμβατότητα των παραμέτρων «Τύπος στατικού συστήματος» με την τιμή του λόγου η_v μετά την επίλυση του χωρικού πλαισίου, όπως φαίνεται στην Εικόνα 7. (Βλέπε **θέμα 2-Στατικά συστήματα** και **θέμα 5-Στρεπτικά δύσκαμπτο κτίριο**)

Οπλισμοί FESPA: ΓΕΝΙΚΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ - V5.0.0.6

ΓΕΝΙΚΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΟΜΗΜΑΤΟΣ

Ελεγχος απαίτησης κανοντικού σχεδιασμού κόμβων ($\eta_v > 0.50$)

Ποσοστά τέμνουσας δύναμης τοιχωμάτων EC8-1 §5.1.2 & §4.4.2.3(4)

Φόρτιση: ΣΣ: +x		Φόρτιση: ΣΣ: +z		Φόρτιση: ΣΣ: -x		Φόρτιση: ΣΣ: -z	
$\eta_v X$	$\eta_v Z$	$\eta_v X$	$\eta_v Z$	$\eta_v X$	$\eta_v Z$	$\eta_v X$	$\eta_v Z$
0,70	0,77	0,71	0,76	0,70	0,76	0,69	0,77

* Το υψόμετρο βάσης του κτιρίου είναι: $H=0,00$
 * Ο υπολογισμός του (η_v) γίνεται στους στύλους του ορόφου: 1

Μέγιστο ανηγμένο αξονικό φορτίο

Ορόφος	η_v	η_v
1	0,70	0,77

Εξισοδότηση: $v_d = NEd / (Ac \cdot f_{cd})$ - X

Ελέγχθηκαν υπόψη τα παρακάτω

$\eta_v X$	$\eta_v Z$
K1 + K4 +	K9 + K15

Κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη EC8-1 §4.2.3.2

Ελεγχος στρεπτικής δυσκαμψίας ορόφων - EC8-1 §5.2.2.1(4)P ($r > l_s$)

Επίπεδο	Υψόμετρο ορόφου (m)	r_I (m)	r_{II} (m)	r_{III} (m)	r_{IV} (m)
4	2,90	6,93	5,16	7,99	5,16
3	2,85	6,93	5,18	7,98	5,18
2:ην	2,90	6,93	5,19	7,98	5,19
1	0,00	6,92	6,17	9,35	6,17

Το δύναμις είναι στατικό δύναμις

Ελεγχος q (EC8) Γενικοί έλεγχοι του δομήματος σύμφωνα με EC8... ☐ Ναι ☒ Όχι OK κατά-X κατά-Z

Εικόνα 7: Με το πλήκτρο «Ελεγχος q (EC8)» γίνονται οι έλεγχοι συμβατότητας των παραμέτρων (τύπος στατικού συστήματος, κλπ), που έχει εισάγει ο μελετητής με τα αποτελέσματα του προγράμματος (η_v)

Στο η_v συμμετέχουν όλα τα τοιχώματα του κτιρίου. Για το χαρακτηρισμό ενός υποστυλώματος σε τοίχωμα λαμβάνεται υπόψη η παράμετρος «Ελεγχος και όπλιση ως τοίχωμα» που παρουσιάζεται στην Εικόνα 8.

Υποστυλώμα

Διατομή | Στατικά | Φορτία | **Σκυρόδεμα** | Οπλισμοί | Έδαφος | Υλικά - Αποτίμηση | Δομικός χάλυβας | Pushover | Σ | ▶

Υλικό

Πλαστικότητα

☒	Αυξημένες απαιτήσεις πλαστικότητας	?	Ναι (Κύριο σεισμικό μέλος)
☒	Ικανοτικός σχεδιασμός σε κάμψη	?	Αυτόματο
☒	Έλεγχοι και όπλιση ως τοίχωμα	?	Αυτόματο
☒	Συμμετοχή στην διαμόρφωση του ην	?	Αυτόματο

Διάτμηση

Έλεγχος κόμβου

☒	Έλεγχος διάτμησης κόμβου	?	Αυτόματο
☒	Έλεγχος συνάφειας κόμβου	?	Αυτόματο
☒	Εφαρμογή κανόνων περισφιγξης	?	Αυτόματο
☒	Μήκος κρίσιμης περιοχής άνω lcr_t [m]	?	0.00
☒	Μήκος κρίσιμης περιοχής κάτω lcr_b [m]	?	0.00

Κοντό υποστυλώμα

Επιδράσεις Τοικοπήρωσης

Τάξη

Υπόδειγμα >> ☒ Ενότητα ☒ Όλες/Καμία

Εικόνα 8: Παράμετρος όπλισης υποστυλώματος ως τοίχωμα

Παράλληλα, υπολογίζεται ο λόγος n_{VG} , στον οποίο συμμετέχουν όλα τα τοιχώματα με μήκος μεγαλύτερο αυτό της παραμέτρου «Ελάχιστος μήκος τοιχώματος για n_{VG} ελληνικού προσαρτ. [m]» (Εικόνα 9), (Βλέπε **Θέμα 3-Λόγοι τεμνουσών τοιχωμάτων n_v και n_{VG}**). Το ελληνικό προσάρτημα του EC8-1 ορίζει ως πλάστιμο τοίχωμα εκείνο το τοίχωμα με μήκος $l_w > 1.5$ m για κτίριο μέχρι τέσσερις ορόφους και $l_w > 2.0$ m για κτίριο από πέντε ορόφους και πάνω. Από την τιμή του n_{VG} εξαρτάται η εφαρμογή του ικανοτικού σχεδιασμού υποστυλωμάτων, καθώς για $n_{VG} > 0.5$ το σύστημα λογίζεται ως τοιχωματικό και ο ικανοτικός σχεδιασμός κόμβων δεν απαιτείται.

Κτίριο

Σκυρόδεμα | Οπλισμός | Έδαφος | Υλικά - Αποτίμηση | Δομικός χάλυβας | Αποτίμηση | Φάσμα - Αποτίμηση | Τοιχοποιία | Τοιχ...

Υποστυλώμα

Ικανοτικός σχεδιασμός υποστυλιδμάτων σε κάμψη	?	Αυτόματο
Έλεγχος διάτμησης κόμβου	?	Αυτόματο
Έλεγχος συνάφειας κόμβου	?	Αυτόματο
Έλεγχος κοντού υποστυλιδματος	?	Όχι
Λόγος διάτμησης για έλεγχο κοντού υποστ/τος, $as \leq k \cdot k = \dots$	?	2.000
Εξασφάλιση κοντού υποστυλιδματος	?	Με προσαύξηση εντατικών μεγεθών
Ικανοτικός σχεδιασμός υποστυλιδμάτων σε διάτμηση	?	Αυτόματο
Έλεγχος ρηγισμού	?	Ναι

Τοίχωμα

Υψόμετρο βάσης (υπολογισμός n_V & n_{VG}) [m]	?	0.00
Ελάχιστο μήκος τοιχώματος για n_{VG} ελληνικού προσαρτ. [m]	?	1.50
Λόγος πλευρών υποστ/τος ώστε να πληφθεί ως τοίχωμα $1/k \cdot k > \dots$ [m]	?	4.00
Υπολογισμός και εκτύπωση n_V	?	n_V Ευρωκώδικας & n_{VG} ελληνικού προσαρτ.

Υπόδειγμα >> ☒ Ενότητα ☒ Όλες/Καμία

Εικόνα 9: Παράμετροι υπολογισμού n_V και n_{VG} . Δίνεται το ελάχιστο μήκος τοιχώματος l_w για συμμετοχή στο n_{VG} , ο ελάχιστος λόγος πλευρών τοιχώματος για συμμετοχή στο n_V και η δυνατότητα εμφάνισης ενός εκ των δύο.

2.5.3 Κανονικότητα σε κάτοψη

Σχεδόν ποτέ ένα κτίριο δεν είναι κανονικό σε κάτοψη επειδή κάποια από τα εμβαδά των εσοχών A_i είναι σχεδόν πάντα μεγαλύτερα από το 5% της κάτοψης. (Βλέπε **θέμα 4 – Κανονικότητα σε κάτοψη**)

Όταν ένα κτίριο δεν είναι κανονικό σε κάτοψη μειώνεται ο συντελεστής α_w/α_1 στον μέσο όρο της προτεινόμενης από τον κανονισμό τιμής και της μονάδας $\left[\left(\alpha_w/\alpha_1 \right) + 1 \right] / 2$.

Για να αποφευχθεί η μείωση του συντελεστή q , λόγω της μη κανονικότητας σε κάτοψη, πρέπει ο λόγος α_w/α_1 να ελεγχθεί με την μέθοδο pushover. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί θέτοντας την παράμετρο «Ο λόγος υπεραντοχής α_w/α_1 καθορίζεται από pushover» στην τιμή «Ναι».

Εικόνα 10: Με την εισαγωγή της κανονικότητας σε κάτοψη υπολογίζεται από το πρόγραμμα η τελική τιμή του λόγου α_w/α_1 . (Βλέπε **θέμα 3-Κανονικότητα σε κάτοψη**, συχνή τιμή της παραμέτρου είναι «Όχι»)

2.5.4 Καθορισμός α_w/α_1

Ο λόγος α_w/α_1 είναι δυνατόν να υπολογιστεί με δύο τρόπους:

- Υπολογιστικά με πραγματοποίηση μη γραμμικής στατικής ανάλυσης (Εικόνα 11)
- Προσεγγιστικά, ανάλογα με το στατικό σύστημα του φορέα και την κανονικότητα του σε κάτοψη (Εικόνα 12)

Παράμετρος	Τύπος	Τιμή
Ο λόγος υπεραντοχής a_u/a_1 καθορίζεται από pushover	?	Ναι
Λόγος υπεραντοχής $[a_u/a_1]_x$	?	1.300
Λόγος υπεραντοχής $[a_u/a_1]_z$	?	1.300
Κανονικότητα σε κάτοψη	?	Όχι
Τελική τιμή λόγου $[a_u/a_1]_x$	?	1.500
Τελική τιμή λόγου $[a_u/a_1]_z$	?	1.500
Κανονικότητα καθ' ύψος		
Κανονικότητα καθ' ύψος [διεύθυνση X]	?	Ναι
Συντελεστής κανονικότητας καθ' ύψος C1_x	?	1.000
Κανονικότητα καθ' ύψος [διεύθυνση Z]	?	Όχι
Συντελεστής κανονικότητας καθ' ύψος C1_z	?	0.800

Εικόνα 11: Όταν ο λόγος υπεραντοχής a_u/a_1 θα ελεγχθεί με τη μέθοδο pushover, τότε απενεργοποιούνται οι παράμετροι που φαίνονται γκριζες στην εικόνα καθώς δεν αφορούν στην περίπτωση αυτή. Ο έλεγχος συμβατότητας της τιμής του a_u/a_1 με τα αποτελέσματα της pushover θα γίνει από τον μελετητή, μετά την ολοκλήρωση των αναλύσεων.

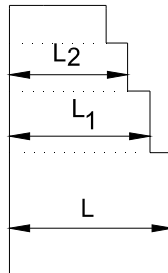
Παράμετρος	Τύπος	Τιμή
Συντελεστής q $q=q_0 \cdot k_w$		
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς οριζόντια q_x	?	3.900
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς οριζόντια q_z	?	3.600
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς κατακόρυφα q_v	?	1.500
Στατικό Σύστημα		
Κύριο υλικό κτιρίου (για προσδιορισμό q)	?	Σκυρόδεμα
Κατηγορία πλαστικότητας	?	ΚΠ Μ
Τύπος στατικού συστήματος [διεύθυνση X]	?	Πλαισιωτό, πολυώροφο σύστημα (πολλά α')
Τύπος στατικού συστήματος [διεύθυνση Z]	?	Πλαισιωτό, πολυώροφο σύστημα (ένα άνω)
au/a1		
Ο λόγος υπεραντοχής a_u/a_1 καθορίζεται από pushover	?	Όχι
Λόγος υπεραντοχής $[a_u/a_1]_x$	?	1.300
Λόγος υπεραντοχής $[a_u/a_1]_z$	?	1.200
Κανονικότητα σε κάτοψη	?	Ναι
Τελική τιμή λόγου $[a_u/a_1]_x$	?	1.300
Τελική τιμή λόγου $[a_u/a_1]_z$	?	1.200
Κανονικότητα καθ' ύψος		

Εικόνα 12: Όταν ο λόγος υπεραντοχής a_u/a_1 δεν καθορίζεται από pushover τότε, εξαρτάται, από τον τύπο του στατικού συστήματος και την κανονικότητα σε κάτοψη

2.5.5 Καθορισμός κανονικότητας καθ' ύψος

Για να είναι ένα κτίριο κανονικό σε όψη πρέπει να ισχύουν οι γεωμετρικοί περιορισμοί όπως φαίνονται στο Σχήμα 2. Βλέπε θέμα 6 – Κανονικότητα καθ' ύψος

Κτίρια με πλοτές είναι μη κανονικά καθ' ύψος.



$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,10 \quad \& \quad \frac{L - L_2}{L} \leq 0,30$$

Σχήμα 2: Όταν ικανοποιούνται οι ανισώσεις του σχήματος το κτίριο είναι κανονικό καθ' ύψος

Εικόνα 13: Η κανονικότητα καθ' ύψος επηρεάζει την τιμή του συντελεστή κανονικότητας καθ' ύψος C1

2.6 Φορτία

2.6.1 Καθορισμός χρήσης ορόφων (ψ_2) και συντελεστού φ

Παράμετρος: Όροφος > Αντισεισμικός > Συντελεστής συνδυασμού μεταβλητών δράσεων (ΣΣΜΔ)

Εικόνα 14: Με την εισαγωγή της χρήσης του ορόφου ενημερώνονται αυτόματα οι τιμές των ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 . Η τιμή του συντελεστή μεταβλητών δράσεων φ πρέπει να εισαχθεί από τον μελετητή σύμφωνα με τις τιμές που εμφανίζει ο Πίνακας 3 (Βλέπε και θέμα 8-Συντελεστές φ και ψ_2)

Τύπος μεταβλητής δράσης	Όροφος	φ	Σχόλια
Κατηγορίες A-C	Δώμα	1.0	
	Συσχετισμένες χρήσεις ορόφων	0.8	
	Μη-συσχετισμένες χρήσεις ορόφων	0.5	Συνηθισμένη περίπτωση
Κατηγορίες D-F και αρχεία		1.0	

Πίνακας 3: Τιμές του συντελεστή μεταβλητών δράσεων φ , ($\psi_2 E = \varphi * \psi_2$)

2.7 Κτίρια με Pilotis

Στην περίπτωση δομήματος μέσης ή υψηλής κατηγορίας πλαστιμότητας (ΚΠΜ, ΚΠΥ) με λόγο $\eta_v < 0.5$, η διακοπή τοιχοπληρώσεων σε κάποιον όροφο (π.χ. pilotis) λαμβάνεται υπόψη με αύξηση της σεισμικής έντασης στα κατακόρυφα στοιχεία του ορόφου. Η αύξηση αυτή επιτυγχάνεται με χρήση του Συντελεστή Προσαύξησης Εντατικών Μεγεθών (ΣΠΕΜ) η [EC8-1 §4.3.6.3.2(2)]:

Επιδράσεις τοιχοπλήρωσης - ΣΠΕΜ	
Μείωση διατμητικής αντοχής τοιχ/ρώσεων ΔV_{Rw_X} [kN]	632.00
Μείωση διατμητικής αντοχής τοιχ/ρώσεων ΔV_{Rw_Z} [kN]	320.00
ΣΠΕΜ δοκών (η_b)	1.000
ΣΠΕΜ υποστυλωμάτων τοιχωμάτων X (η_{cx})	1.933
ΣΠΕΜ υποστυλωμάτων τοιχωμάτων Z (η_{cz})	1.457

Εικόνα 15: Ο μελετητής εισάγει την μείωση της διατμητικής αντοχής των τοιχοπληρώσεων ΔV_{Rw} . Για τον υπολογισμό του ΣΠΕΜ υποστυλωμάτων (η), σύμφωνα με τον τύπο

$$\eta = \left(1 + \frac{\Delta V_{Rw}}{\Sigma V_{Ed}} \right) \leq \eta$$

χρειάζεται η τιμή του ΣV_{Ed} , η οποία είναι αποτέλεσμα των επιλύσεων του χωρικού πλαισίου. Το πρόγραμμα κατά την διάρκεια των επιλύσεων θα κάνει τις πράξεις και θα ενημερώσει τις παραμέτρους ΣΠΕΜ μετά το πέρας των επιλύσεων.

Λεπτομέρειες για τον υπολογισμό των ΔV_{Rw_x} και ΔV_{Rw_z} βλέπε στο **θέμα 10–Τοιχοπληρώσεις-Pilotis**.

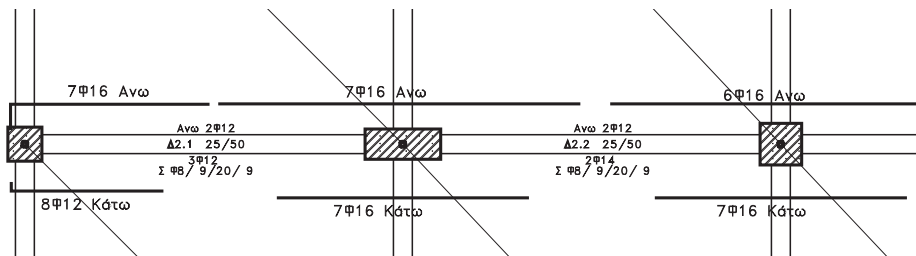
2.8 Ανακατανομή ροπών δοκών

Παράμετρος: Κτίριο > Σκυρόδεμα > Ανακατανομή ροπών-δοκών

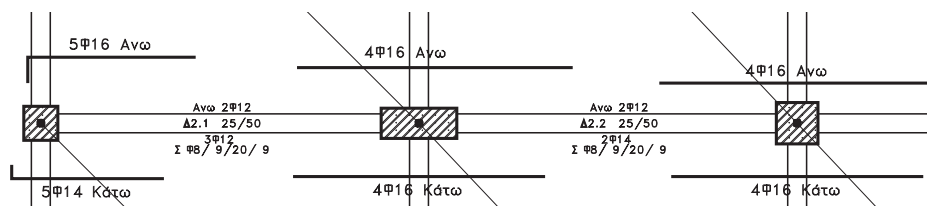
Εικόνα 16: Με την ανακατανομή ροπών δοκών επιτυγχάνεται η οικονομικότερη όπλιση των δοκών καθώς και η κατά το δυνατόν ομοιομορφία των οπλισμών κατά μήκος της δοκού.

Στο Σχήμα 3 και Σχήμα 4 φαίνεται η διαφορά στην όπλιση μιας δοκού χωρίς ανακατανομή και με ανακατανομή. Λεπτομέρειες για τους στόχους, τις προϋποθέσεις και την θεωρία της ανακατανομής των ροπών των δοκών βλέπε στο **θέμα 24-Ανακατανομή ροπών**.

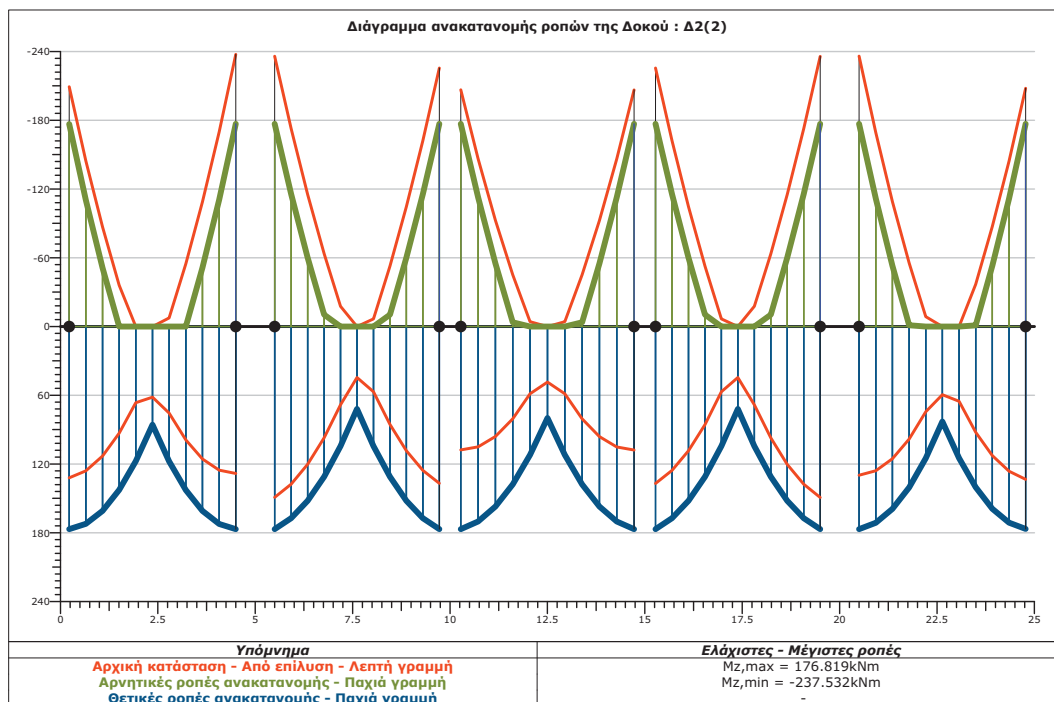
Σημείωση: Όμοιες παράμετροι υπάρχουν στον όροφο και στις ιδιότητες κάθε δοκού.



Σχήμα 3: Κάτοψη ξυλοτύπου με τους οπλισμούς των δοκών χωρίς ανακατανομή



Σχήμα 4: Ίδια με την προηγούμενη κάτοψη μετά την ανακατανομή των ροπών των δοκών

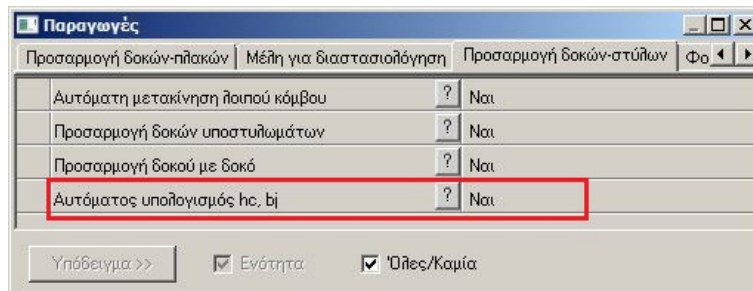


Εικόνα 17: Διαγράμματα ροπών πριν και μετά την ανακατανομή, όπως παρουσιάζονται στο τεύχος της μελέτης

2.9 Παραγωγές

Παραγωγές > Προσαρμογή δοκών-στύλων > Αυτόματος υπολογισμός h_c , b_j

Πραγματοποιούνται οι αναγκαίες παραγωγές σύμφωνα με το εγχειρίδιο χρήσης του Fespa.



Εικόνα 18: Υπολογισμός των h_c και b_j , τα οποία χρειάζονται, για τον έλεγχο συνάφειας ράβδων δοκού κόμβου δοκού υποστυλώματος και τον έλεγχο διάτμησης κόμβων δοκού-υποστυλώματος.

Νέες εντολές των παραγωγών:

2.9.1 Εντολή των παραγωγών-Όλοι οι όροφοι

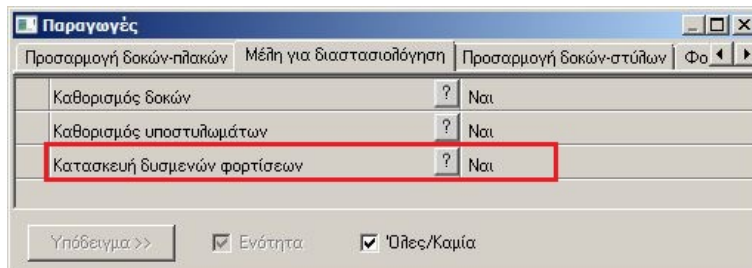


Με την εντολή «Όλοι οι όροφοι» πραγματοποιούνται προσαρμογή δοκών-πλάκων, προσαρμογή θεμελίωσης, προσαρμογή δοκών – υποστυλωμάτων, καθορισμός μελών για διαστασιολόγηση και κατακορύφωση υποστυλωμάτων για όλους τους ορόφους.

2.9.2 Παραγωγές δυσμενών φορτίσεων και συνδυασμών δράσεων



Η εντολή «Παραγωγή συνδυασμών δράσεων», παράγει τους απαραίτητους συνδυασμούς δράσεων για την επίλυση του κτιρίου όπως φαίνεται στην Εικόνα 20 (Βλέπε και **θέμα 8-Φορτίσεις ΟΚΑ και ΟΚΛ**).



Εικόνα 19: Με την παράμετρο «Κατασκευή δυσμενών φορτίσεων» καθορίζεται αν θα παραχθούν οι φορτίσεις QA και QB και οι συνδυασμοί αυτών. Οι φορτίσεις QA και QB παράγονται με τη λειτουργία «Καθορισμός μελών για διαστασιολόγηση» ή με την εντολή «Όλοι οι όροφοι».

816	Όνομα	Ενεργός	Αυτόματη παραγωγή	Σε περιβάλλουσα	Έλεγχος αστοχίας	Έλεγχος ρηγμάτωσης	Περιορισμός τάσεων	Έλεγχος βέλους	γ _c
1	1.35G + 1.50Q	Ναι	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.500
2	1.35G + 1.50QA	Ναι	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.500
3	1.35G + 1.50QB	Ναι	Ναι	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	1.500
4	1.00 * G + 1.00 * Q	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	Ναι	Όχι	1.000
5	G + ψ ₂ Q	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι	1.000
*		Ναι	Όχι	Όχι	Όχι	Όχι	Όχι	Όχι	0.000

Εικόνα 20: Πίνακας 816: Συνδυασμοί δράσεων όπως φαίνεται μετά την εκτέλεση της εντολής «Παραγωγή συνδυασμών δράσεων».

Σημείωση: Ο υπολογισμός των h_c και b_j γίνεται κάθε φορά που εκτελείται η εντολή «Προσαρμογή δοκού-υποστυλώματος» για κάθε όροφο ή η εντολή «Όλοι οι όροφοι». Τα υπολογιζόμενα h_c και b_j φαίνονται στον Πίνακα 408.1: Διάτμηση, των δοκών. Χωρίς υπολογισμό των h_c και b_j δεν είναι δυνατόν να γίνει διαστασιολόγηση των δοκών.

2.10 Επίλυση

Επίλυση του κτιρίου με την εντολή «Επίλυση και οπλισμός κτιρίου».

2.11 Αποτελέσματα

2.11.1 Γενικοί έλεγχοι δομήματος

Έλεγχος $\eta_n, n_v G$

n_v Ευρωκώδικα για την επιλογή q

Υπολογισμός n_v βάσει: όλων των τοιχωμάτων

Ποσοστό τέμνουσας δύναμης τοιχωμάτων §5.1.2

$n_v X$	$n_v Z$
0,773	0,846

Ελήφθησαν υπόψη τα παρακάτω τοιχώματα:

$n_v X$	$n_v Z$
K1 + K4 + K5 + K7	K2 + K6 + K9 + K14 + K15

$n_v G$ για απαίτηση ικανοτικού

Υπολογισμός $n_v G$ βάσει: όλων των τοιχωμάτων με μήκος $l_w \geq 1,50$

Ποσοστό τέμνουσας δύναμης τοιχωμάτων §5.1.2 & §4.4.2.3(4) Ελληνικό Ε.Π. §3.2

$n_v G_x$	$n_v G_z$
0,700	0,776

Όταν $n_v G > 0,50$: Δεν απαιτείται ικανοτικός σχεδιασμός υποστυλωμάτων

Ελήφθησαν υπόψη τα παρακάτω τοιχώματα:

$n_v G_x$	$n_v G_z$
K1 + K4 + K5	K2 + K6 + K9 + K15

Αναγράφονται οι τιμές του η_n και η_{vG} για κάθε διεύθυνση του κτιρίου, καθώς και τα αντίστοιχα τοιχώματα που ελήφθησαν υπόψη στους υπολογισμούς. Για τη σημασία της τιμής του η_n στο χαρακτηρισμό του στατικού συστήματος και του η_{vG} στην ανάγκη εφαρμογής ικανοτικού κόμβου βλέπε το **θέμα 2 – Στατικά συστήματα** και **θέμα 3 – Λόγοι τεμνουσών τοιχωμάτων η_n και η_{vG}** .

Κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη, στρεπτικής δυσκαμψίας

Κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη - EC8-1 §4.2.3.2

Ελεγχος στρεπτικής δυσκαμψίας ορόφων - EC8-1 §5.2.2.1(4)P {r > I_s}

Επίπεδο [/]	Υψόμετρο οροφής [m]	rI [m]	>	I _s [m]	rII [m]	>	I _s [m]
4	8,80	6,92	>	5,17	7,99	>	5,17
3	5,85	6,92	>	5,19	7,99	>	5,19
2:nv	2,90	6,92	>	5,19	7,99	>	5,19
1	0,00	6,93	>	6,18	9,36	>	6,18

■ Το δόμημα είναι στρεπτικά δύσκαμπτο.

Ελεγχος περιορισμού στατικής εκκεντρότητας - EC8-1 §4.2.3.2(6) {0.30*r > |eo|}

Επίπεδο [/]	Υψόμετρο οροφής [m]	0.30*rI [m]	>	eoI [m]	0.30*rII [m]	>	eoII [m]
4	8,80	2,08	>	0,75	2,40	>	0,29
3	5,85	2,08	>	0,76	2,40	>	0,21
2:nv	2,90	2,08	>	0,77	2,40	>	0,18
1	0,00	2,08	>	0,79	2,81	?	4,89

■ Το δόμημα ενδεχομένως είναι κανονικό σε κάτοψη**.

* ==> όπου: ? = μη πληρούμενο κριτήριο

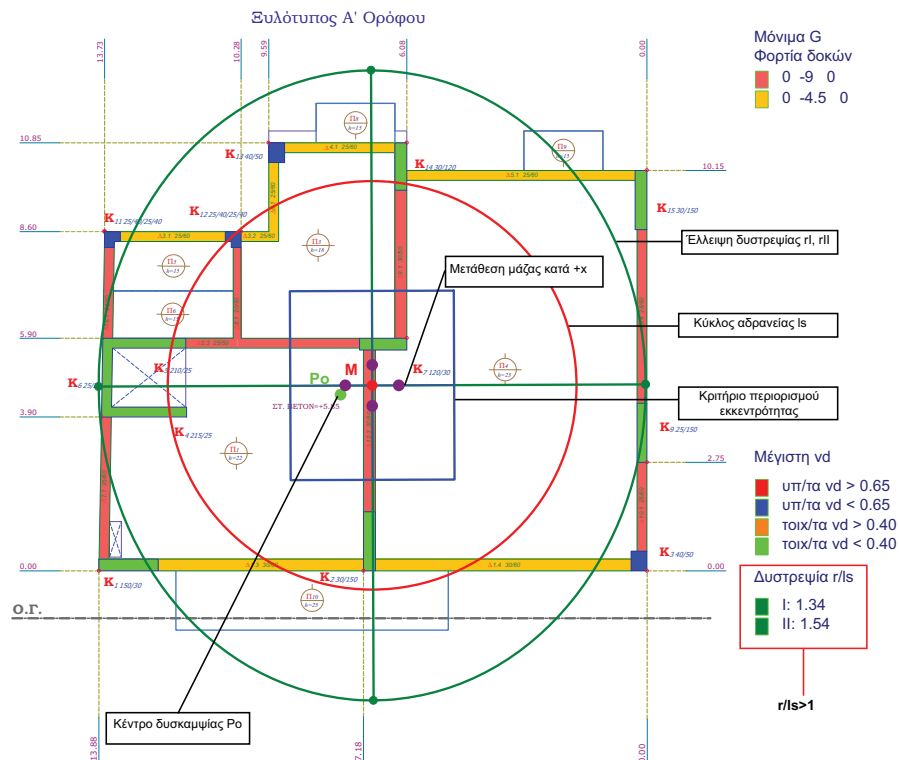
** ==> Απαιτείται επιπλέον έλεγχος των γεωμετρικών κριτηρίων των §4.2.3.2(2) - (5)

Ελεγχος δύο πρώτων σημαντικών ιδιομορφών αν είναι κυρίως μεταφορικές: (PM1>I_s), (PM2>I_s)

Επίπεδο	I _s	Μετ.Μάζας [+X]		Μετ.Μάζας [+Z]		Μετ.Μάζας [-X]		Μετ.Μάζας [-Z]	
		PM1	PM2	PM1	PM2	PM1	PM2	PM1	PM2
4	5,17	56,09	13,34	79,66	19,55	99,99	99,99	47,97	24,49
3	5,19	49,99	13,31	83,35	19,55	99,99	99,99	42,99	24,99
2:nv	5,19	42,32	13,85	99,99	20,76	99,99	99,99	37,04	27,71
1	6,18	99,99	99,99	99,99	99,99	99,99	99,99	99,99	99,99

* ==> όπου: ? = μη πληρούμενο κριτήριο

- **Έλεγχος στρεπτικής δυσκαμψίας:** αναγράφονται το υψόμετρο κάθε επιπέδου, οι ακτίνες δυστρεψίας r_I και r_{II} (κατά τους κύριους άξονες του κτιρίου), η ακτίνα αδράνειας I_s κάθε ορόφου. Η επισήμανση «2:nv» δείχνει ότι το επίπεδο 2 είναι το επίπεδο στο οποίο μετράται το η_v (βάση του κτιρίου). (Βλέπε και **θέμα 5 – Στρεπτικά δύσκαμπτο κτίριο**)
- **Έλεγχος περιορισμού στατικής εκκεντρότητας:** αναγράφονται οι τιμές «0.30*r_I και 0.30*r_{II}» καθώς και οι τιμές «e_{oI} και e_{oII}» που είναι οι στατικές εκκεντρότητες (προβολές της απόστασης κέντρου μάζας-πόλου στροφής επάνω στους κύριους άξονες του κτιρίου). (Βλέπε **θέμα 4-Κανονικότητα σε κάτοψη** και **θέμα 5-Στρεπτικά δύσκαμπτο κτίριο**)
- **Έλεγχος δύο πρώτων σημαντικών ιδιομορφών αν είναι κυρίως μεταφορικές (PM1>I_s), (PM2>I_s):** Για κάθε μία από τις 2 πρώτες ιδιομορφές, αναγράφεται για κάθε στάθμη ορόφου η απόσταση του πόλου στροφής από το κέντρο μάζας του διαφράγματος (PM1, PM2). Το κτίριο θεωρείται στρεπτικά δύσκαμπτο όταν η απόσταση είναι μεγαλύτερη από την ακτίνα αδράνειας I_s του επιπέδου. (**θέμα 5-Στρεπτικά δύσκαμπτο κτίριο**)



Εικόνα 21: Γραφική αναπαράσταση των κριτηρίων δυστροπίας και περιορισμού στατικής εκκεντρότητας. Η εικόνα αυτή εμφανίζεται στην οθόνη του προγράμματος αν πατήσετε το εικονίδιο [X] αρακτηρισμός της γραμμής εργαλείων «Σχεδιαστικά»

Κριτήρια κανονικότητας καθ' ύψος

Κριτήρια κανονικότητας καθ' ύψος [EC8-1 §4.2.3.3 (3)]

Επίπεδο i [/]	Υψόμετρο ορόφης [m]	Ύψος ορόφου [m]	Δυσκαμψία KXi [kN/m]	Μεταβολή καθ' ύψος [%]	Δυσκαμψία KZi [kN/m]	Μεταβολή καθ' ύψος [%]	Μάζα mi [ton]	Μεταβολή καθ' ύψος [%]
4	8.80	2.95	0.17202E+06	-37%	0.27024E+06	-32%	0.19600E+03	-13%
3	5.85	2.95	0.27665E+06	-41%	0.39786E+06	-39%	0.22667E+03	+ 1%
2	2.90	2.90	0.47033E+06	-99%	0.65394E+06	-99%	0.22393E+03	-56%
1:βάση	0.00	3.00	0.35798E+09		0.28373E+09		0.50925E+03	

Σημειώσεις:

Οι ποσοστιαίες διαφορές μεταξύ των ορόφων μετρώνται από τη βάση προς την κορυφή του κτιρίου.
Το κριτήριο κανονικότητας καθ' ύψος ορίζει πως η οριζόντια δυσκαμψία και η μάζα θα πρέπει να είναι σταθερές καθ' ύψος, ή να μειώνονται (αρνητική μεταβολή).

Υπολογίζεται και τυπώνεται για κάθε στάθμη ορόφου η μεταβολή της δυσκαμψίας καθ' ύψος για κάθε διεύθυνση KXi και KZi, καθώς και η μεταβολή της συνολικής μάζας mi του ορόφου. Σημειώνεται ότι η κανονικότητα καθ' ύψος προϋποθέτει τη βαθμιαία μείωση (αρνητική μεταβολή) των μεγεθών, χωρίς απότομες μεταβολές από τη βάση στην κορυφή.

Πλαστιμότητα καμπυλοτήτων μφ

Πλαστιμότητα καμπυλοτήτων μφ - EC8-1 §5.2.3.4 (3)						
Ιδιοπερίοδος Tc = 0,500						
Διεύθυνση σεισμού [-]	Βασική τιμή συντ. συμπεριφοράς qo	Θεμελιώδης Ιδιοπερίοδος T1 [sec]	Δρώσα μάζα [%]	Φορέας [/]	Πλαστιμότητα μφ [/]	Επιταχύνσεις ελαστ. φάσμ. Se(T1) [m/s ²]
z	3,000	0,322	77,516	3	7,202	7,063
x	3,000	0,380	79,275	3	6,259	7,063

- Πλαστιμότητα καμπυλοτήτων μφ: αναγράφονται οι τιμές του μφ όπως προκύπτουν από την εφαρμογή των τύπων (5.4) και (5.5) του EC8-1

$$\mu_{\phi} = 2q_0 - 1 \quad \text{εάν } T_1 \geq T_c$$

$$\mu_{\phi} = 1 + 2(q_0 - 1)T_c/T_1 \quad \text{εάν } T_1 < T_c$$

Φαινόμενα 2ας τάξης, σχετικές παραμορφώσεις ορόφων

Φαινόμενα 2ας τάξης EC8-1 §4.4.2.2(2)-Αντισεισμικός αρμός EC8-1 §4.4.2.7								
Σχετική παραμόρφωση ορόφου EC8-1 §4.4.3.2								
Ποσοστό δυσκαμψίας Δευτερευόντων Σεισμικών μελών EC8-1 §4.2.2(4)								
Επίπεδο	Θήτα	ds (X)	ds (Z)	Μέσο(drX)*v/h	Μέσο(drZ)*v/h	K-ΔΕΜ(X)	K-ΔΕΜ(Z)	
[/]	[/]	[cm]	[cm]	[/]	[/]	[%]	[%]	
5	0,012	4,89	4,18	0,0023	0,0029	0,06	12,22	
4	0,014	3,59	3,11	0,0020	0,0013	0,03	6,52	
3	0,018	2,32	2,04	0,0021	0,0014	0,01	0,99	
2:ην	0,016	0,97	0,82	0,0015	0,0010	0,00	0,11	
1	0,000	0,01	0,01	0,0000	0,0000	0,00	0,00	

Τα θ , dr , ds έχουν υπολογιστεί με $d = q \cdot d_e$ ($q_x = 3,00 / q_z = 3,00$). Συντελεστής μείωσης $\nu = 0.50$
(ds: Απόλυτες μετακινήσεις, dr: Σχετικές μετακινήσεις)

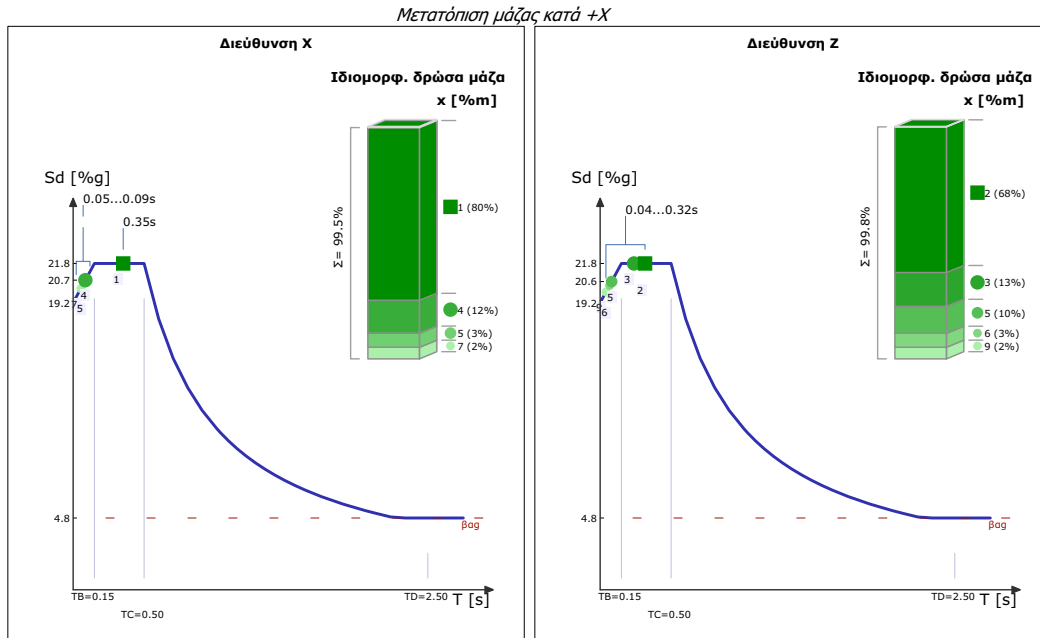
- Φαινόμενα δευτέρας τάξης, αντισεισμικός αρμός, σχετική παραμόρφωση ορόφου, ποσοστό δυσκαμψίας δευτερευόντων σεισμικών μελών:
 - d_s : μέγεθος σεισμικού αρμού. Το d_s προκύπτει ως $d_s = q \cdot d_e$, όπου d_e η παραμόρφωση όπως προκύπτει από ελαστική ανάλυση με βάση το φάσμα σχεδιασμού
 - $(d_r \cdot v)/h$: είναι το μέγεθος της σχετικής παραμόρφωσης των διαδοχικών πλακών ανηγμένο στο ύψος του κάθε ορόφου, το οποίο χρησιμοποιείται για τον έλεγχο περιορισμού βλαβών και στις συνηθισμένες περιπτώσεις πρέπει να είναι μικρότερο από 0.005. Ο συντελεστής ν εξαρτάται από την κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου και λαμβάνει τιμές 0.5 για σπουδαιότητα Ι και ΙΙ, 0.4 για κάθε άλλη.
 - Ποσοστό δυσκαμψίας δευτερευόντων σεισμικών μελών**: αναγράφεται το ποσοστό δυσκαμψίας των δευτερευόντων σεισμικών μελών το οποίο πρέπει να είναι μικρότερο από 15%.

Σεισμική ανάλυση

Αναπαρίστανται γραφικά στο φάσμα σχεδιασμού οι ιδιοπερίοδοι του κτιρίου για κάθε διεύθυνση, ενώ επίσης σημειώνονται τα ποσοστά των ιδιομορφικών μαζών που ενεργοποιεί η κάθε ιδιομορφία. Γίνεται, λοιπόν, εκτίμηση των σεισμικών επιταχύνσεων που ενεργούν στο κτίριο καθώς και η σημαντικότητα κάθε ιδιομορφής σύμφωνα με το ποσοστό της μάζας που διεγείρει.

Σεισμική ανάλυση

Φάσμα σχεδιασμού [EC8-1 §3.2.2.5] - Ιδιοπερίοδοι



Τέμνουσα βάσης

Αρχικά υπολογίζονται οι τέμνουσες βάσεις F_{bk} που αντιστοιχούν σε κάθε ιδιομορφή σύμφωνα με τη σχέση:

$$F_{bk} = S_d(T_k) \cdot m_k$$

Όπου

- $S_d(T_k)$: η φασματική επιτάχυνση η οποία προκύπτει από το φάσμα σχεδιασμού σύμφωνα με την τιμή της ιδιοπεριόδου T_k .
- m_k : η τιμή της φασματικής δρώσας μάζας της ιδιομορφής.

Έπειτα, η πλήρης τετραγωνική επαλληλία CQC των ιδιομορφικών αποκρίσεων δίνει τη συνολική τιμή της τέμνουσας βάσης για κάθε διεύθυνση:

$$F_b = CQC(F_{bk})$$

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]	1098.60
X [-Z]	1087.99
Z [+X]	967.38
Z [-X]	1115.30

Συνοπτικά δεδομένα μελέτης

Αναγράφονται για κάθε στάθμη ορόφου:

- **ΣΠΕΜ δοκών:** Ο συντελεστής προσαύξησης των σεισμικών εντατικών μεγεθών των δοκών.
- **Συντ. Συνδυασμών ψ2 και Συντ. μεταβλ. Δράσεων Φ:** οι συντελεστές προσδιορισμού των κινητών φορτίων και της ισοδύναμης μάζας στους σεισμικούς συνδυασμούς.
- **Συντ. εκκ/τας X Lz, Z Lx:** ο συντελεστής της τυχηματικής εκκεντρότητας ο οποίος πολλαπλασιάζει την εγκάρσια διάσταση του ορόφου.

Συνοπτικά δεδομένα μελέτης

Οροφος [/]	Υψόμετρο οροφής [m]	ΣΠΕΜ Δοκών nb	Συντ. Συνδυασμών ψ2	Συντ. μεταβλ. δράσεων Φ	Συντ. εκκ/τας X Lz	Συντ. εκκ/τας Z Lx
3	8,80	1,000	0,300	1,000	0,050	0,050
2	5,85	1,000	0,300	1,000	0,050	0,050
1	2,90	1,000	0,300	1,000	0,050	0,050
0	0,00	1,000	0,300	1,000	0,050	0,050
-1	-3,00	1,000	0,300	1,000	0,050	0,050

2.11.2 Ικανοτικός έλεγχος κόμβων

Αποφυγή σχηματισμού μηχανισμού πλαστικού ορόφου

Βασική φιλοσοφία του αντισεισμικού σχεδιασμού είναι η αποφυγή σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα έτσι ώστε η σεισμική ενέργεια να καταναλώνεται μόνο από τις δοκούς. Οι λόγοι που είναι επιθυμητό κάτι τέτοιο είναι οι εξής:

- Η αστοχία υποστυλωμάτων επιφέρει σημαντικά δυσμενέστερες συνέπειες στην ακεραιότητα της κατασκευής σε σχέση με την αστοχία δοκών.
- Τα υποστυλώματα διαθέτουν μικρότερη πλαστιμότητα έναντι των δοκών, λόγω της ύπαρξης σημαντικού αξονικού φορτίου.

- Η ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα οδηγεί σε μηχανισμό ορόφου, αυξάνοντας σημαντικά τις σχετικές μετακινήσεις του ορόφου και τα φαινόμενα 2ας τάξης P-Δ.

Προκειμένου να αποφευχθεί ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα, ακολουθείται ο σχεδιασμός ισχυρού υποστυλώματος – ασθενούς δοκού. Αυτός εκφράζεται μέσω της συνθήκης το άθροισμα των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων που συντρέχουν σε ένα κόμβο να είναι μεγαλύτερο από το αντίστοιχο άθροισμα των ροπών αντοχής των δοκών που επίσης συνδέονται στον ίδιο κόμβο. Ο έλεγχος πρέπει να πραγματοποιείται για κάθε μία από τις δύο ορθογώνιες διευθύνσεις και για κάθε διεύθυνση της σεισμικής φόρτισης.

Διανομή Ροπών Αντοχής Δοκών στα Υποστυλώματα											

Διανομή Ροπών Αντοχής Δοκών στα Υποστυλώματα - $\alpha_{CD}=1.3*\Sigma (MR_b) / \Sigma (ME_c)$											
Ορ.	Κόμβος	Στύλος	Διεύθ.	$\Sigma (MCD_c)$	$1.3*\Sigma (MR_b)$	$\Sigma (ME_c)$	$\alpha_{CD}=MCD_c/ME_c$	ME_c_o	ME_c_u	MCD_c_o	MCD_c_u
1	3	K3	+Y	312,25	312,25	94,75	3,30	61,86	32,89	203,86	108,40
			-Y	-289,78	-289,78	-94,75	3,06	-61,86	-32,89	-189,19	-100,60
			+Z	181,17	181,17	169,11	1,07	105,31	63,80	112,82	68,35
			-Z	-232,10	-232,10	-169,11	1,37	-105,31	-63,80	-144,53	-87,56

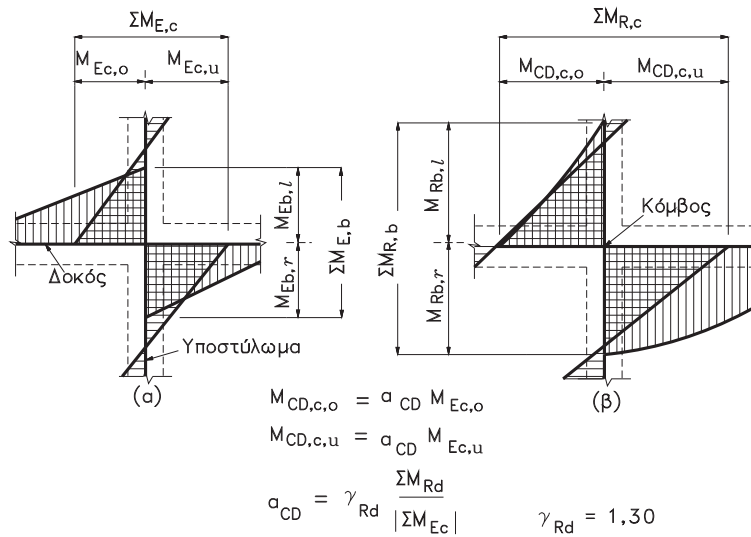
Για κάθε κόμβο δοκού-υποστυλώματος καταρτίζεται ο πίνακας διανομής των ικανοτικών ροπών αντοχής $\Sigma (MR_b)$ στα συντρέχοντα υποστυλώματα. Οι ροπές **διανέμονται στα υποστυλώματα ανάλογα με την ακαμψία τους**, δηλαδή ανάλογα με τις σεισμικές ροπές M_{Eco} και M_{Ecu} που αναπτύσσονται στα υποστυλώματα. Ο τρόπος διανομής φαίνεται στο Σχήμα 5. Το τελικό μέγεθος της ροπής MCD_c_o και MCD_c_u το οποίο χρησιμοποιείται κατά την διαστασιολόγηση, φαίνεται στις δυο τελευταίες στήλες του πίνακα. Στις δύο αρχικές στήλες εμφανίζονται τα αθροίσματα των ροπών σχεδιασμού MCD_c των υποστυλωμάτων καθώς και το $1.3*\Sigma MR_b$, το μεγεθυμένο άθροισμα των ροπών υπεραντοχής των δοκών.

Με τον τρόπο αυτό ελέγχεται η ανισότητα (4.29) του EC8-1 σε κάθε ένα από τους δύο τοπικούς κύριους άξονες του υποστυλώματος Y και Z και για κάθε μία από τις εναλλασσόμενες κατευθύνσεις του σεισμού «+» και «-».

Οι δοκοί αστοχούν πριν από τα υποστυλώματα

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb}$$

Ροπές σχεδιασμού υποστυλωμάτων ≥ 1.3 Ροπές αντοχής των δοκών

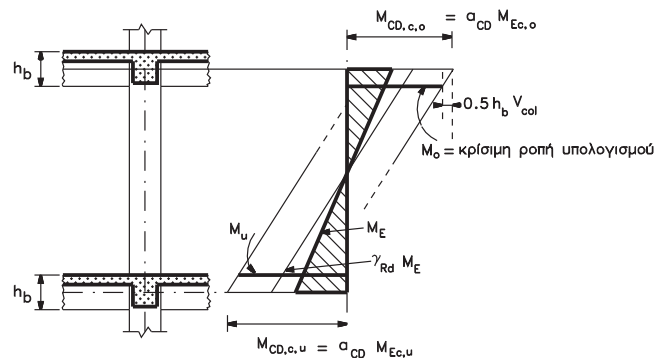


Σχήμα 5: Σχέση μεταξύ ροπών (δοκών και υποστυλωμάτων) σε έναν κόμβο [EC8-1 §4.4.2.3(4)]

Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων με τις ικανοτικές ροπές των δοκών

Συντελεστές Ικανοτικού ελέγχου								
Κόμβος	Τοπ.Διευθ.	αCD 1	αCD 2					
3(0)	Y	1,00	1,00					
3(0)	Z	1,00	1,00					
3(1)	Y	3,30	3,06					
3(1)	Z	1,07	1,37					
Ελεγχος Κόμβων								
Φόρτ.	Κόμβος	Διε.	vd	Ned	MedY	MedZ	ρ	As
[/]	[/]	[/]	[/]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[%]	[cm²]
ΣΕ: +x	3(1)	Y	-0,23	-782,31	68,35	40,81	0,500	10,00
ΣΕ: +x	3(1)	Z	-0,23	-782,31	68,35	40,81	0,500	10,00
ΣΕ: +x	3(1)	Y	-0,05	-162,95	87,56	63,25	0,500	10,00
ΣΕ: +x	3(1)	Z	-0,05	-162,95	87,56	63,25	0,500	10,00
ΣΕ: +x	3(1)	Y	-0,12	-402,67	31,64	108,40	0,500	10,00

Η διαστασιολόγηση κάθε υποστυλώματος γίνεται **και** για τις προσαυξημένες, με τον συντελεστή a_{CD} , ροπές του υποστυλώματος, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.



Σχήμα 6: Ικανοτικός υπολογισμός ροπών υποστυλωμάτων

2.11.3 Ικανοτική τέμνουσα υποστυλωμάτων

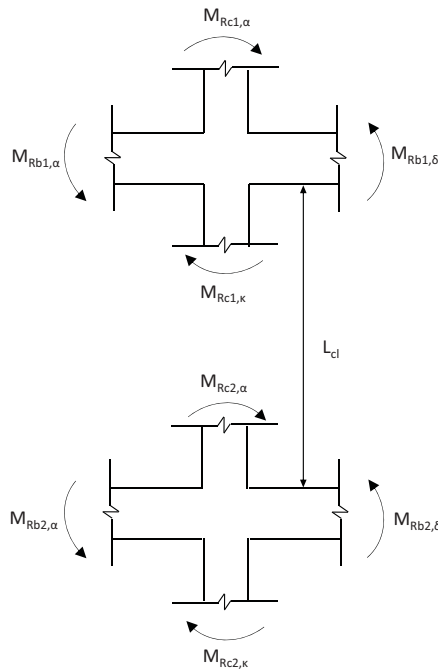
Σύμφωνα με τη λογική του ικανοτικού σχεδιασμού η διατμητική αστοχία των υποστυλωμάτων δεν θα πρέπει να προηγείται της καμπτικής αστοχίας. Συνεπώς οι διατμητικές δυνάμεις δεν επαρκεί να προσδιορίζονται μόνο από την ανάλυση, αλλά επιπλέον μέσω της ισορροπίας του υποστυλώματος με τις ροπές αντοχής του στα δύο άκρα. Συνεπώς, η ικανοτική τέμνουσα προκύπτει από την παρακάτω σχέση:

$$V_{CD} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rc,1} \cdot \min \left(1, \frac{\Sigma M_{Rb,a}}{\Sigma M_{Rc,a}} \right) + M_{Rc,2} \cdot \min \left(1, \frac{\Sigma M_{Rb,\kappa}}{\Sigma M_{Rc,\kappa}} \right)}{L_{cl}}$$

Αναγράφονται τα:

- $M_{Rc,i}$: Η καμπτική ροπή αντοχής άκρου υποστυλώματος
- $\Sigma M_{Rb,a}$: Το άθροισμα των ροπών αντοχής των δοκών του άνω κόμβου
- $\Sigma M_{Rb,\kappa}$: Το άθροισμα των ροπών αντοχής των δοκών του κάτω κόμβου
- $\Sigma M_{Rc,a}$: Το άθροισμα των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων του άνω κόμβου
- $\Sigma M_{Rc,\kappa}$: Το άθροισμα των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων του κάτω κόμβου
- γ_{Rd} : Είναι συντελεστής υπεραντοχής λόγω της κράτυνσης του χάλυβα σπλισμού, ενώ επίσης ενσωματώνει τη μειωμένη πιθανότητα να υπερβούν ταυτόχρονα οι δρώσες ροπές τις ροπές αντοχής σε όλες τις διατομές .
- L_{cl} : Είναι το καθαρό μήκος του υποστυλώματος

Η περιγραφή της σχέσης που δίνει την ικανοτική τέμνουσα παρουσιάζεται επίσης στο Σχήμα 7.



Σχήμα 7: Υπολογισμός ικανοτικής τέμνουσας υποστυλωμάτων

όπου:

- $\Sigma M_{Rc,a} = M_{Rc1,\alpha} + M_{Rc1,\kappa}$
- $\Sigma M_{Rc,\kappa} = M_{Rc2,\alpha} + M_{Rc2,\kappa}$
- $\Sigma M_{Rb,a} = M_{Rb1,\alpha} + M_{Rb1,\delta}$
- $\Sigma M_{Rb,\kappa} = M_{Rb2,\alpha} + M_{Rb2,\kappa}$

Ο περιορισμός στη ροπή αντοχής άκρου υποστυλώματος με βάσει το λόγο $\Sigma M_{Rb,a} / \Sigma M_{Rc,a}$ εισάγεται, καθώς στην περίπτωση που $\Sigma M_{Rb,a} < \Sigma M_{Rc,a}$ οι πλαστικές αρθρώσεις θα αναπτυχθούν στα άκρα των δοκών και συνεπώς λόγω της ισορροπίας στον κόμβο δε θα μεταβαίνει περαιτέρω ροπή στα άκρα των υποστυλωμάτων. Αυτό έχει ως συνέπεια το άκρο του υποστυλώματος να μην μπορεί να αναπτύξει τη μέγιστη αντίσταση του σε ροπή.

Οι λόγοι $\Sigma M_{Rb,a} / \Sigma M_{Rc,a}$ τυπώνονται για κάθε άκρο και διεύθυνση φόρτισης όπως στον παρακάτω πίνακα:

Συντελεστές Ικανοτικού σχεδιασμού σε Τέμνουσα EC8-5.4.2.3(2)

Κόμβος	Τοπ.Διευθ.	(ΣΜRb/ΣΜRc)_1	(ΣΜRb/ΣΜRc)_2
3(0)	Y	1,00	1,00
3(0)	Z	0,13	0,14
3(1)	Y	0,29	0,19
3(1)	Z	0,27	0,29

Τέλος, η τέμνουσα με βάση την οποία θα γίνει η διαστασιολόγηση προκύπτει ως η μέγιστη της ικανοτικής και της σεισμικής τέμνουσα της ανάλυσης.

$$V_{Ed} = \max(V_{Ed,E}, V_{CD})$$

2.11.4 Αποτελέσματα δοκών-έλεγχοι

Έλεγχος συνάφειας των ράβδων της δοκού σε κόμβο δοκού-υποστυλώματος

Έλεγχος Συνάφειας Κόμβων [EC8-1 §5.6.2.2]									
Κόμβ	Στύλος	h _c	> h _{c_min}	v _d	ρ _{un}	ρ _{max}	d _{bL}	< d _{bL_max}	
[/]	[/]	[m]	[m]	[/]	[o/oo]	[o/oo]	[mm]	[mm]	
1	K1	0,60	> 0,48	0,02	2,75	5,25	Φ18	< Φ22,5	
2	K2	0,60	> 0,55	0,04	5,50	8,00	Φ14	< Φ15,3	
3	K3	0,60	> 0,55	0,04	5,50	8,00	Φ14	< Φ15,3	
4	K4	0,60	> 0,55	0,04	5,50	8,00	Φ14	< Φ15,3	
5	K5	0,60	> 0,55	0,04	5,50	8,00	Φ14	< Φ15,3	
6	K6	0,60	> 0,48	0,02	2,75	5,25	Φ18	< Φ22,5	

Στην ενότητα αυτή γίνεται ο έλεγχος της συνάφειας των ράβδων των δοκών στους κόμβους δοκών – υποστυλωμάτων, σύμφωνα με τους τύπους:

Εσωτερικοί κόμβοι

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0.8 \cdot v_d}{1 + 0.75 k_D \cdot \rho' / \rho_{max}}$$

Εξωτερικοί κόμβοι

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0.8 \cdot v_d)$$

Αναγράφονται τα:

- **h_c**: η διαθέσιμη, για την ανάπτυξη της συνάφειας των ράβδων, διάσταση του υποστυλώματος
- **h_{c_min}**: Το ελάχιστο απαιτούμενο πλάτος του υποστυλώματος για να πληρούται ο έλεγχος
- **ρ_{un}**: Το ποσοστό του κάτω (θλιβόμενου) οπλισμού ($\rho_{un} \equiv \rho'$) της δοκού.
- **d_{bL}**: Η μέγιστη διάμετρος του διαμήκους οπλισμού της δοκού που συντρέχει στον κόμβο
- **d_{bL_max}**: Η μέγιστη επιτρεπόμενη διάμετρος διαμήκους οπλισμού της δοκού

Παρατηρήσεις:

- Μεγαλύτερες διαστάσεις υποστυλωμάτων απαιτεί ο έλεγχος των εσωτερικών κόμβων.
- Ο έλεγχος εξαρτάται από
- Το v_d : μικρότερο $v_d \Rightarrow$ μεγαλύτερο πλάτος υποστυλώματος $\Rightarrow$ κρίσιμος ο έλεγχος στους υψηλότερους ορόφους.
- Το ρ_{max} : Μικρότερο $\rho_{max} \Rightarrow$ μεγαλύτερο πλάτος υποστυλώματος

Μεγαλύτερο $q \Rightarrow$ Μεγαλύτερο $\mu_\phi \Rightarrow$ Μικρότερο $\Delta\rho \Rightarrow$ Μικρότερο $\rho_{max} \Rightarrow$ απαίτηση για μεγαλύτερο πλάτος υποστυλώματος. (Βλέπε και την επόμενη παράγραφο)

Έλεγχοι διαμόρφωσης λεπτομερειών για τοπική πλαστιμότητα

Έλεγχοι διαμόρφωσης λεπτομερειών για τοπική πλαστιμότητα [EC8-1 §5.4.3.1.2]											
Αν.	Κομ.	Κατ.	As1_pr	As_sl	As2_pr	As2_ca	As2_pr-As2_ca	(As1_pr+As_sl)/2	$\rho_{1,pr+\rho_{sl}}$	ρ_{max}	$\rho_{2,pr}$
[1]	[/]	[/]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[°/oo]	[°/oo]	[°/oo]
3	34	M-	10,78	0,00	6,16	0,00	6,16	> 5,39	7,93	< 8,75	4,53 OK
3	34	M+	6,16	0,00	10,78	0,00	10,78	> 3,08	0,82	< 5,66	1,44 OK
3	7	M-	6,16	2,87	6,16	0,66	5,50	> 4,51	6,64	< 8,75	4,53 OK
3	7	M+	6,16	0,00	6,16	0,00	6,16	> 3,08	0,82	< 5,04	0,82 OK

Έλεγχος: $\rho' > 0.5\rho$

Έλεγχος: ρ_{max}

$\rho_{max} = \rho' + \Delta\rho = 0.0018 \cdot [f_{cd} / (\mu_\phi \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot f_{yd})] = 4.214^\circ/oo$; $\mu_\phi = 7.55$

Στην ενότητα αυτή γίνονται οι έλεγχοι για την διαμόρφωση λεπτομερειών για τοπική πλαστιμότητα. Στους ελέγχους περιλαμβάνεται ο έλεγχος του ρ_{max} σύμφωνα με τον τύπο (5.11) του EC8-1:

$$\rho_{max} = \rho' + \Delta\rho = \rho' + \frac{0.0018}{\mu_\phi \epsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Στο ποσοστό του εφελκόμενου οπλισμού ρ περιλαμβάνεται και ο τοποθετημένος οπλισμός των πλακών ($A_{s,sl}$) ο οποίος είναι παράλληλος με την δοκό και βρίσκεται μέσα στο συνεργαζόμενο πλάτος πέλματος της δοκού, όπως καθορίζεται στην §5.4.3.1.1(3). (Βλέπε και **θέμα 14 – Προσμέτρηση οπλισμού πλάκας κατά τους ελέγχους της δοκού**)

- $A_{s1,pr}$: Ο τελικά τοποθετημένος εφελκόμενος οπλισμός που περικλείεται από τους συνδετήρες της δοκού.
- $A_{s,sl}$: Ο τοποθετημένος οπλισμός της πλάκας, ο οποίος είναι παράλληλος με την δοκό και βρίσκεται μέσα στο συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} που ισούται με $2h_f$ για ακραία στηρίγματα δοκών και $4h_f$ για μεσαίες στηρίξεις, όπως καθορίζεται στην §5.4.3.1.1(3) του EC8-1.

- A_{s2_pr} : Ο τοποθετημένος θλιβόμενος οπλισμός της δοκού.
- A_{s2_ca} : Ο απαιτούμενος λόγω υπολογισμού (ισορροπία της διατομής), θλιβόμενος οπλισμός.
- $A_{s2_pr} - A_{s2_ca} \geq (A_{s1_pr} + A_{s1_sl})/2$: Ο έλεγχος της §5.4.3.1.2(4)α, ώστε να εξασφαλιστεί ότι τοποθετείται θλιβόμενος οπλισμός περισσότερος από το ήμισυ του οπλισμού που προβλέπεται στην εφελκυσόμενη ζώνη, **επιπλέον** του θλιβόμενου οπλισμού που απαιτείται από τον έλεγχο ΟΚΑ της δοκού.
- $\rho_{1_pr} + \rho_{sl}$: Το συνολικό ποσοστό εφελκυσμένου τοποθετημένου οπλισμού (δοκού και πλάκας, ανηγμένο στη διατομή της δοκού $b_w \cdot h_b$).
- ρ_{max} : Το μέγιστο ποσοστό οπλισμού της εφελκυσόμενης ζώνης, όπως προκύπτει από τον τύπο (5.11) του EC8.
- ρ_{2_pr} : Το ποσοστό του τελικά τοποθετημένου θλιβόμενου οπλισμού.

Καταρτίζονται δύο ανισότητες όπως προκύπτουν από την θετική M+ και την αρνητική M- δίαιτα των ροπών στην στήριξη. Όταν μία από τις ανισότητες δεν πληρούται τότε το Fespa αυξάνει τον εκάστοτε θλιβόμενο οπλισμό έτσι ώστε να ικανοποιηθεί η ανισότητα. Παρόλα αυτά υπάρχουν περιπτώσεις για τις οποίες δεν υπάρχει πεδίο συναλήθευσης των ανισοτήτων, δηλαδή δεν υπάρχει λύση και χρειάζεται αλλαγή διατομής της δοκού.

Σημαντικό ρόλο στους υπολογισμούς παίζει το μέγεθος $\Delta\rho$ που εκτυπώνεται στο τέλος του πίνακα. Όσο μικρότερο το $\Delta\rho$ τόσο μικρότερο το ρ_{max} . **Έτσι για ισχυρά οπλισμένες πλάκες το περιθώριο του ρ για την τοποθέτηση του άνω οπλισμού της δοκού μπορεί να είναι σημαντικά περιορισμένο.**

Προσέξτε ακόμα ότι:

- το $\Delta\rho$ εξαρτάται από την πλαστιμότητα καμπυλοτήτων μ_ϕ . Όσο το μ_ϕ αυξάνεται το $\Delta\rho$ μειώνεται.
- Το μ_ϕ εξαρτάται από το q_o , σύμφωνα με τους τύπους:

$$\begin{aligned} \mu_\phi &= 2q_o - 1 & \text{εάν } T_I \geq T_C \\ \mu_\phi &= 1 + 2(q_o - 1)T_C / T_I & \text{εάν } T_I < T_C \end{aligned}$$

Το μ_ϕ αυξάνεται όταν το q αυξάνεται (πχ για κατηγορία πλαστιμότητας υψηλή)

Το μ_ϕ αυξάνεται για πιο δύσκαμπτα συστήματα (πχ μονώροφα, διώροφα κλπ)

Μεγαλύτερο q => Μεγαλύτερο μ_ϕ => Μικρότερο $\Delta\rho$ => Μικρότερο ρ_{max} => Μεγαλύτερα προβλήματα στην όπλιση της στήριξης της δοκού.

Οι περιπτώσεις που απαιτούν αύξηση του θλιβόμενου οπλισμού για την ικανοποίηση του ελέγχου του $\rho_{\max}$ επισημαίνονται στα εξαγόμενα αποτελέσματα ώστε να μπορεί ο μελετητής να τις αποφύγει με αύξηση του ύψους ή του πλάτους της διατομής.

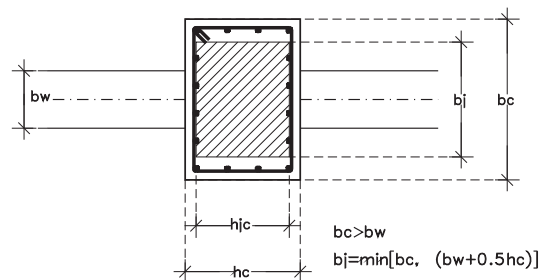
Έλεγχος διάτμησης κόμβων δοκού-υποστυλώματος (μόνο για ΚΠΥ)

Έλεγχος Διάτμησης Κόμβων [EC8-1 §5.5.2.3 & §5.5.3.3]													
Κόμβ	Στύλος	b_j	h_{jc}	A_{s_ov}	A_{s_un}	V_c	v_{d_Max}	V_{jhd}	$< V_{jhd_lim}$	v_{d_min}	A_{sh}/h_{jw}	A_{svi}	
[/]	[/]	[m]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[kN]	[/]	[kN]	[kN]	[/]	[cm ² /m]	[cm ²]	
13	K13	0,600	0,600	7,70	7,10	114,33	0,09	287,25	< 2368,02	0,03	0,00	(a)	0,00
14	K14	0,600	0,600	8,17	9,24	114,13	0,12	793,93	< 2855,35	0,06	14,12	(a)	5,65
15	K15	0,600	0,600	8,17	9,24	101,36	0,11	806,70	< 2886,45	0,06	14,41	(a)	5,76
16	K16	0,600	0,600	8,17	9,24	101,03	0,11	807,03	< 2886,80	0,06	14,41	(a)	5,77
17	K17	0,600	0,600	8,17	9,24	113,91	0,12	794,15	< 2857,18	0,06	14,24	(a)	5,69
18	K18	0,600	0,600	7,70	7,10	113,70	0,09	287,88	< 2369,31	0,03	0,00	(a)	0,00

Διαγώνια θλίψη σκυροδέματος

Αναγράφονται για κάθε κόμβο:

- b_j όπου $b_j = \min \{b_c, (b_w + 0,5 \cdot h_c)\}$ εάν $b_c > b_w$ ή
 $b_j = \min \{b_w, (b_c + 0,5 \cdot h_c)\}$ εάν $b_c < b_w$
- h_{jc} : Είναι η απόσταση μεταξύ των ακραίων στρώσεων οπλισμού του υποστυλώματος
- A_{s_ov} και A_{s_un} : Ο άνω και ο κάτω οπλισμός της δοκού αντίστοιχα



Σχήμα 8: Ορισμός των h_{jc} και b_j για τους ελέγχους διάτμησης κόμβων

- V_c : Η τέμνουσα δύναμη του υποστυλώματος πάνω από τον κόμβο, όπως προκύπτει από την ανάλυση κατά την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού
- v_{d_Max} : Η μέγιστη ανηγμένη αξονική δύναμη του υπερκείμενου υποστυλώματος
- V_{jhd} :

Εσωτερικοί κόμβοι: $V_{jhd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_C$

Εξωτερικοί κόμβοι: $V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C$

$$- V_{jhd_lim} = \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta} b_j h_{jc}}$$

Είναι η οριακή τιμή ώστε να εξασφαλισθεί ότι η διαγώνια θλίψη που προκαλείται στον κόμβο δεν υπερβαίνει την θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος.

- v_{d_min} : Η ελάχιστη ανηγμένη αξονική δύναμη υπερκείμενου υποστυλώματος
- A_{sh}/h_{jw} : Η απαιτούμενη διατομή των συνδετήρων του υποστυλώματος σε (cm²/m) με σκέλη συνδετήρων παράλληλα προς τις ράβδους της δοκού.

Για τον έλεγχο της επάρκειας της περίσφιγξης του κόμβου ο EC8-1 προβλέπει δύο διαδικασίες:

- Την §5.5.3.3(3) => διαδικασία **a**
- Την §5.5.3.3(4) => διαδικασία **b**

Το Fespa πραγματοποιεί και τους δύο ελέγχους και επιλέγει εκείνον με τα ευνοϊκότερα αποτελέσματα (λιγότερους οπλισμούς). Η διαδικασία από την οποία προέκυψαν οι τιμές A_{sh}/h_{jw} αναγράφεται ως (a) ή (b) δίπλα από την τιμή αυτή. (Βλέπε Designer's guide to EN 1998-1 and EN 1998-5 §5.7.5)

- A_{svi} : Ο αναγκαίος κατακόρυφος οπλισμός του υποστυλώματος που διέρχεται από τον κόμβο, ώστε να πληρούται η σχέση:

$$A_{sv, i} \geq (2/3) \cdot A_{sh} \cdot (h_{jc} / h_{jw})$$

Βλέπε και θέμα 12-Έλεγχος διάτμησης εσωτερικού ή εξωτερικού κόμβου στην ανωδομή

2.11.5 Αποτελέσματα διαστασιολόγησης τοιχωμάτων

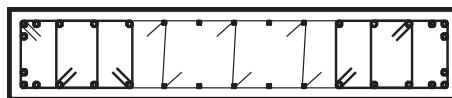
Ενισχυμένα άκρα τοιχωμάτων

The screenshot shows the 'Κτίριο' software interface with the following parameters:

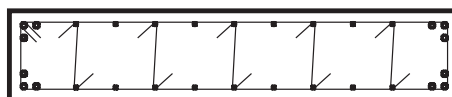
- Γενικά: Αντισεισμικός, Φάσμα, Συντελεστής α , Σκυρόδεμα, Οπλισμός, Δομικός χάλυβας, Pushover, Τοιχοποιία, Έδαφος
- Διάμετροι συνδετήρων: ?
- Οπλισμός υποστυλωμάτων:
 - Μέγιστη απόσταση εγκάρσια συγκρατούμενων ράβδων [m]: ? 0.15
 - Ελάχιστη απόσταση ράβδων υποστυλωμάτων [m]: ? 0.02
 - Ελάχιστες τμήσεις συνδετήρων υποστυλωμάτων: ? 2
 - Μέγιστη απόσταση συνδετήρων υποστυλωμάτων s [m]: ? 0.20
 - Προτιμητέα μορφή συνδετήρα σε τετράγωνο υποστυλωμα: ? Ρόμβος
 - Ομοιομόρφιση ράβδων υποστυλωμάτων σε υποκείμενο όροφο: ? Σε έναν μόνο
 - Ράβδοι διαξονικής: ? Στις πλευρές
 - Μέγιστος αριθμός διαφορετικών διαμέτρων: ? 3
 - Ενισχυμένα άκρα τοιχωμάτων: ? Αυτόματο
- Οπλισμός δοκών:
 - Ελάχιστος αριθμός ράβδων άνω δοκών: ? 2
 - Ελάχιστος αριθμός ράβδων κάτω, στο άνοιγμα: ? 2
 - Ελάχιστες τμήσεις συνδετήρων δοκών: ? 2
 - Μέγιστη απόσταση συνδετήρων δοκών s [m]: ? 0.20
 - Μγστ μκς δ_k γ ενση προθην οπλσν στρξν $L_{\max}$ [m]: ? 4.00
 - Μένιστο μήκος ράβδου [m]: ? 30.00

Buttons at the bottom: Υπόδειγμα >>, ☒ Ενότητα, ☒ Όλες/Καμία

Εικόνα 23: Η παράμετρος «Ενισχυμένα άκρα τοιχωμάτων», βρίσκεται στις ενότητες «Κτίριο», «Όροφος» καθώς και στις παραμέτρους κάθε τοιχώματος. Καθορίζει, όταν τεθεί «Ναι» ότι θα γίνει περίσφιγξη των άκρων του τοιχώματος ανεξαρτήτως των διατάξεων του EC8-1. Όταν τεθεί «Αυτόματο», σύμφωνα με τον EC8-1 γίνεται περίσφιγξη των άκρων του τοιχώματος μόνο στους υπόγειους ορόφους και στον πρώτο ή δεύτερο όροφο.



Τοίχωμα 1ου ορόφου με ενισχυμένα άκρα

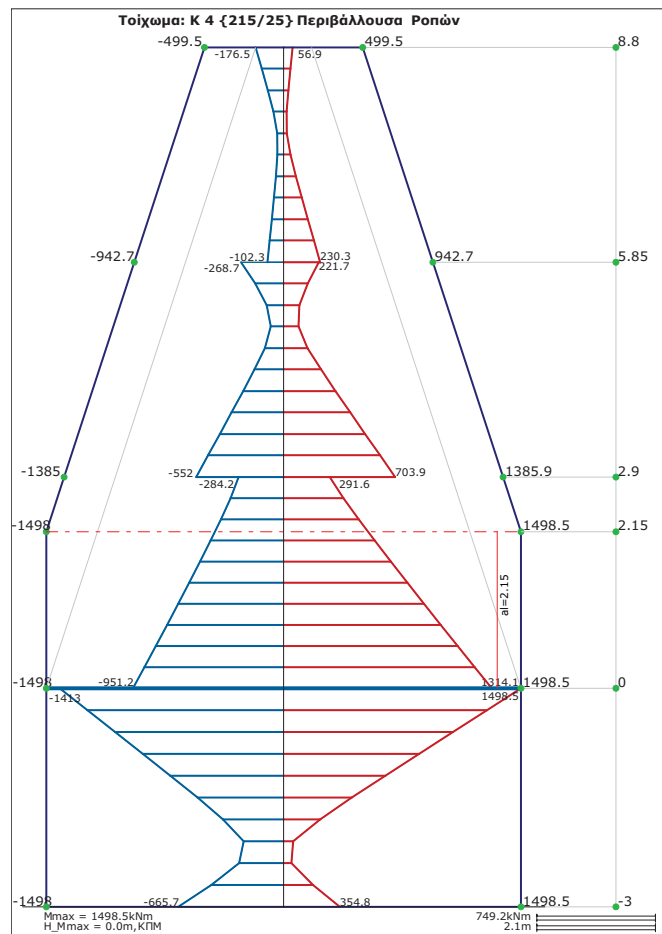


Στους ανώτερους ορόφους δεν απαιτούνται ενισχυμένα άκρα

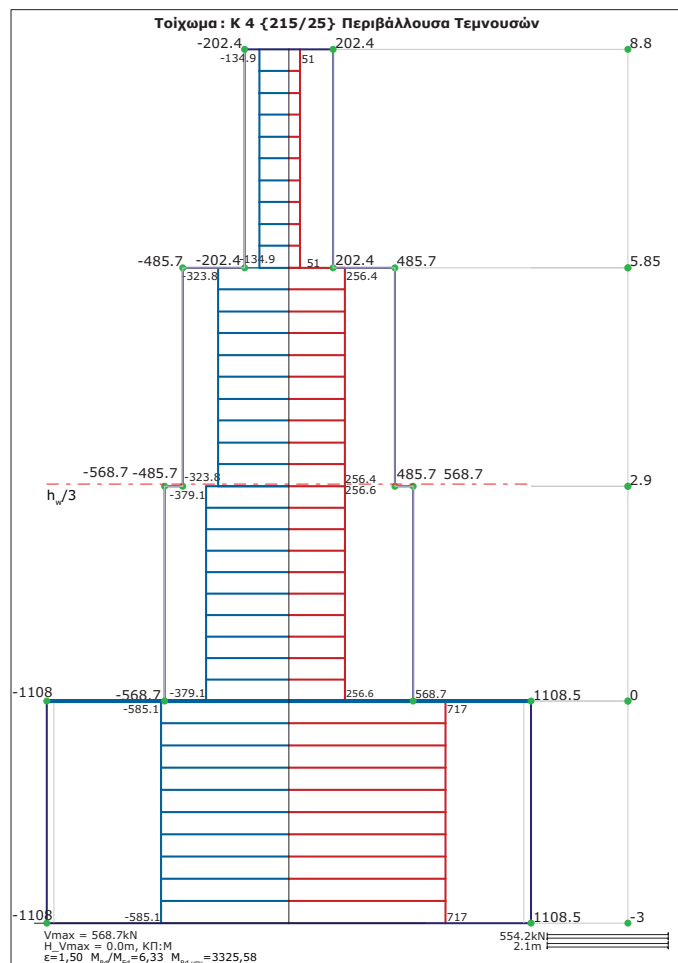
Σχήμα 9: Οπλισμός τοιχώματος κατά EC8

Περιβάλλουσες ροπών και τεμνουσών τοιχωμάτων

Ο έλεγχος ροπών και τεμνουσών πρέπει να γίνει σε κάθε στάθμη του τοιχώματος με τις τιμές που προκύπτουν από τις περιβάλλουσες οι οποίες κατασκευάζονται όπως περιγράφει ο EC8-1 στην §5.4.2.4. Τα διαγράμματα αυτά καθώς και ο τρόπος κατασκευής τους φαίνονται στην Εικόνα 24 και Εικόνα 25 όπως προκύπτουν από το Fespa. (Βλέπε θέμα 15 – Περιβάλλουσες ροπών τοιχωμάτων και θέμα 16 – Περιβάλλουσες τεμνουσών τοιχωμάτων)



Εικόνα 24: Περιβάλλουσα ροπών τοιχώματος και η διαδικασία κατασκευής της



Εικόνα 25:Περιβάλλουσα τεμνουσών τοιχώματος

2.12 Αναλυτικά αποτελέσματα υποστυλωμάτων

2.12.1 Διαστασιολόγηση σε κάμψη

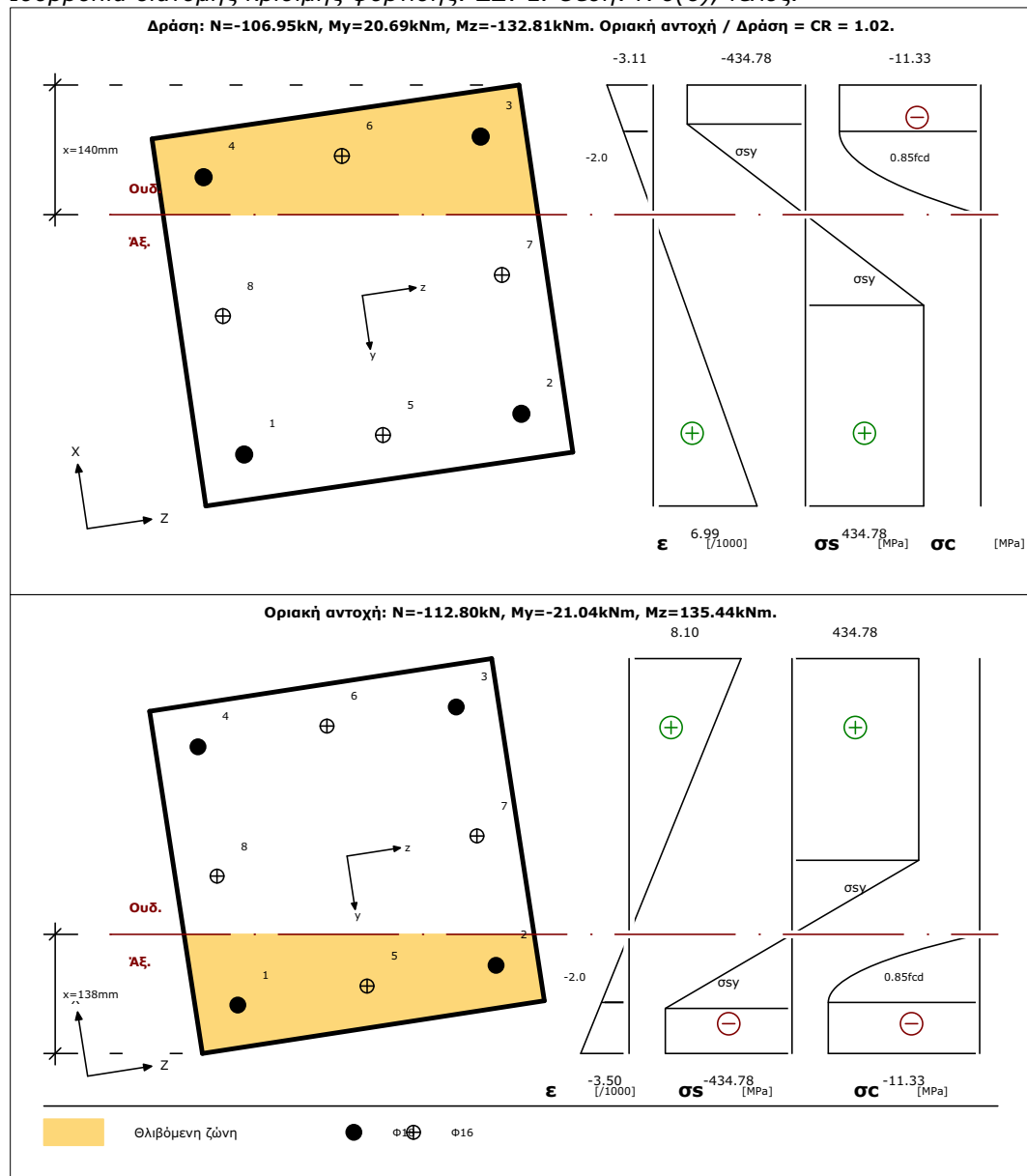
Στην αναλυτική εκτύπωση υποστυλωμάτων παρουσιάζεται ο υπολογισμός της αντοχής της διατομής για την κρίσιμη φόρτιση που προέκυψε κατά την ανάλυση. Στην Εικόνα 26 φαίνεται η ισορροπία των εσωτερικών δυνάμεων ενός υποστυλώματος τόσο για τις εξωτερικές δράσεις όσο και για την αντοχή του. Πιο συγκεκριμένα στο πάνω μέρος στην Εικόνα 26 σχεδιάζεται η θλιβόμενη ζώνη και κατ' επέκταση ο ουδέτερος άξονας της διατομής για τις δεδομένες δράσεις της ανάλυσης, ενώ σημειώνονται επίσης οι θέσεις των θλιβόμενων και εφελκυσμένων ράβδων. Παράλληλα, το σχήμα της διατομής το συνοδεύουν τα διαγράμματα των παραμορφώσεων και των τάσεων σκυροδέματος και χάλυβα οπλισμών καθ' ύψος. Έπειτα, για τη δεδομένη διεύθυνση του ουδέτερου άξονα υπολογίζεται η μέγιστη αντοχή της διατομής και τα αντίστοιχα διαγράμματα τάσεων και παραμορφώσεων σκυροδέματος και χάλυβα οπλισμών καθ' ύψος. Ο υπολογισμός των εσωτερικών εντατικών μεγεθών αντοχής (αξονική δύναμη N_{Rd} και διαξονική ροπή M_{RdY} , M_{RdZ}) προκύπτει με τους εξής υπολογισμούς:

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

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

$$M_{RdZ} = \sum_A (\sigma_c \cdot y) dA + \sum_{i=1}^{n \text{ ράβδων}} \sigma_{si} \cdot y_i \cdot A_i$$

Ισορροπία διατομής κρίσιμης φόρτισης: $\Sigma\Sigma:-z$. Θέση: Κ 6(6), τέλος.



Εικόνα 26: Ισορροπία διατομής στην κρίσιμη φόρτιση

Οι επιμέρους όροι των παραπάνω σχέσεων αναλύονται στον πίνακα της Εικόνα 27

Ανάλυση εσωτερικών δυνάμεων αντοχής

Υλικό [/]	Διάμετρος Φ [mm]	Παραμόρφωση ε [/1000]	Τάση σ [MPa]	N _{ult} [kN]	M _{ultY} [kNm]	M _{ultZ} [kNm]	Κρίσιμο υλικό [/]
ράβδος 3	18	6.68 !	434.78	110.64	-16.71	16.71	
ράβδος 4	18	5.51	434.78	110.64	16.71	16.71	
ράβδος 6	16	6.12	434.78	87.42	0.00	13.29	
ράβδος 7	16	2.89	434.78	87.42	-13.29	0.00	
ράβδος 8	16	1.71	342.05	68.77	10.45	0.00	
Σ(Εφελκ. ράβδων)				464.89	-2.83	46.70	
ράβδος 1	18	-2.08 !	-415.86	-105.82	-15.98	15.98	
ράβδος 2	18	-0.91	-181.97	-46.30	6.99	6.99	
ράβδος 5	16	-1.52	-303.94	-61.11	0.00	9.29	
Σ(Θλιβόμ. ράβδων)				-213.24	-8.99	32.26	
Σκυρόδεμα :		8.10 ... -3.50	0.00 ... -11.33	-364.45	-9.21	56.48	Σκυρόδεμα
Συνολικές				-112.80	-21.04	135.44	

Εικόνα 27: Πίνακας εσωτερικών δυνάμεων διατομής

Αναγράφονται για κάθε ράβδο σπλισμού (εφελκυσόμενη/θλιβόμενη):

- **Φ:** Η διάμετρος της ράβδου
- **Παραμόρφωση ε:** Η αξονική παραμόρφωση της ράβδου
- **Τάση σ:** Η αξονική τάση της ράβδου
- **N_{ult}, M_{ultY}, M_{ultZ}:** Η συμβολή της ράβδου στην αξονική και τη ροπή αντοχής της διατομής

Επίσης, αναγράφονται για το σκυρόδεμα της διατομής:

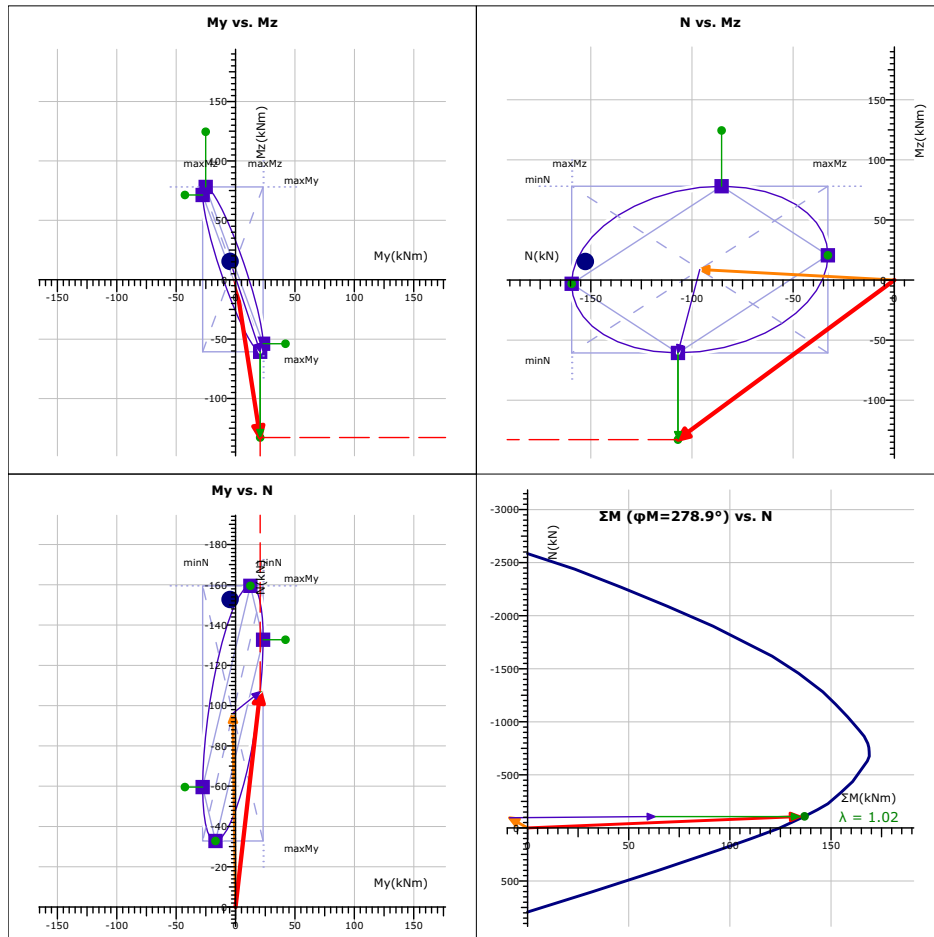
- **Παραμόρφωση ε:** Η μέγιστη εφελκυστική και θλιπτική παραμόρφωση των ακραίων ινών σκυροδέματος.
- **Τάση σ:** Η μέγιστη θλιπτική τάση της ακραίας ίνας σκυροδέματος, ενώ η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος αγνοείται
- **N_{ult}, M_{ultY}, M_{ultZ}:** Η συμβολή του σκυροδέματος στην αξονική και τη ροπή αντοχής της διατομής

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

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

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

Η ολική διαδικασία εύρεσης της αντοχής της διατομής και ο αντίστοιχος λόγος ανεπάρκειας για το υποστύλωμα αποτυπώνεται στα διαγράμματα της Εικόνα 28.



Εικόνα 28: Διαδικασία εύρεσης λόγου επάρκειας διατομής

Το ελλειψοειδές της δράσης στο χώρο των τριών διαστάσεων (N-M_z-M_y) αποτυπώνεται στο επίπεδο με βάση τις τομές (N-M_z), (N-M_y), (M_y-M_z). Αρχικά έχουμε το διάγραμμα των στατικών

φορτίων $G+\psi_2Q$ (πορτοκαλί χρώμα). Στη συνέχεια γίνεται ο προσδιορισμός των ταυτόχρονων εντατικών μεγεθών της σεισμικής έντασης μέσω της έλλειψης Gupta, όπου και σημειώνονται τα ακραία ταυτόχρονα μεγέθη $(N_{\max}, M_y, M_z)$, $(N_{\min}, M_y, M_z)$, $(N, M_{y,\max}, M_z)$, $(N, M_{y,\min}, M_z)$, $(N, M_y, M_{z,\max})$, $(N, M_y, M_{z,\min})$. Έπειτα, εφορμόζεται η ικανοτική θεώρηση προσδιορισμού της κρίσιμης έντασης. Συνεπώς, προκύπτει αύξηση των ροπών σχεδιασμού M_y, M_z με σταθερή αξονική δύναμη λόγω του ικανοτικού συντελεστή α_{CD} , οπότε στο αρχικό διάνυσμα της σεισμικής έντασης (μωβ χρώμα) προστίθεται το διάνυσμα της ικανοτικής έντασης (πράσινο χρώμα). Η πρόσθεση των τριών διανυσμάτων παρέχει το συνολικό διάνυσμα της έντασης σχεδιασμού (κόκκινο χρώμα), η προέκταση του οποίου τέμνει την καμπύλη αλληλεπίδρασης στο σημείο το οποίο ορίζει την αντοχή της διατομής για τη συγκεκριμένη κατεύθυνση του διανύσματος φόρτισης.

Παρατήρηση:

- Παράγοντες αύξησης της σεισμικής συνιστώσας, εκτός του ικανοτικού σχεδιασμού, είναι ο ορισμός από το χρήστη των ΣΠΕΜ (συντελεστών προσαύξησης εντατικών μεγεθών) σε κάθε διεύθυνση και οι συντελεστές $1/(1-\theta)$ των φαινομένων 2ας τάξης.

2.13 Έλεγχος Pushover

Ο έλεγχος με την pushover έχει δύο στόχους:

- Να προσδιοριστεί ο συντελεστής α_u/α_1 με ρεαλιστικό τρόπο
- Να ελεγχθεί η ιεραρχία δημιουργίας των πλαστικών αρθρώσεων με μη γραμμική ανάλυση. Επιτυγχάνεται με αυτόν τον τρόπο η αποτύπωση της κατανομής των ζημιών στην κατασκευή και γίνεται κατανοητός ο μηχανισμός απορρόφησης ενέργειας καθώς και ο έλεγχος σχεδιαστικών απαιτήσεων, όπως ο ικανοτικός σχεδιασμός ισχυρού υποστυλώματος-ασθενούς δοκού.

Στα προηγούμενα δείξαμε ότι μεγάλες τιμές του συντελεστή q μπορεί να οδηγήσουν σε μεγάλες απαιτήσεις τοπικής πλαστιμότητας (μεγάλα μ_ϕ) και ότι αυτό μπορεί να δημιουργήσει σημαντικές δυσχέρειες στην όπλιση των δοκών. Από την άλλη πλευρά ο συντελεστής εδάφους $S \approx 1.3$ και η ευκολία με την οποία τα γεωμετρικά κριτήρια χαρακτηρίζουν ένα κτίριο μη κανονικό σε κάτοψη, πράγμα που μειώνει το α_u/α_1 και τελικά το q , συμβάλλουν στην αύξηση των σεισμικών δυνάμεων. Το γεγονός αυτό οδηγεί σε αυξημένες απαιτήσεις όπλισμού για το κτίριο και σε δυσχέρειες κατά την όπλισή του. **Ένας ρεαλιστικός τρόπος μείωσης των σεισμικών δυνάμεων είναι η αύξηση του q μέσω του α_u/α_1 .** Ο μελετητής μπορεί να θέσει το $\alpha_u/\alpha_1=1.3\sim 1.5$ και κατόπιν να ελέγξει ότι το κτίριο έχει την ικανότητα να επιτύχει την τιμή αυτή. Ο λόγος αυτός απαρτίζεται από:

- α_1 : τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστούν τα οριζόντια φορτία ώστε να φτάσει κάποιο μέλος της κατασκευής στην καμπτική διαρροή ενώ όλες οι άλλες φορτίσεις

παραμένουν σταθερές (εμφάνιση της πρώτης πλαστικής άρθρωσης στο φέροντα οργανισμό).

- α_w : τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστούν τα οριζόντια φορτία ώστε να δημιουργηθεί επαρκής αριθμός πλαστικών αρθρώσεων στο κτίριο για την αστάθεια του τελευταίου, ενώ όλες οι άλλες φορτίσεις παραμένουν σταθερές.

2.13.1 Προσδιορισμός α_w/α_1 βάσει της pushover

Κτίριο	
Γενικά	Αντισεισμικός
Φάσμα	Συντελεστής q
Σκυρόδεμα	Οπλισμός
Δομικός χάλυβας	Pushover
Τοιχοποιία	Έδαφος
αυ/α1	
Ο λόγος υπεραντοχής αυ/α1 καθορίζεται από pushover	Ναι
Λόγος υπεραντοχής [αυ/α1]_x	1.300
Λόγος υπεραντοχής [αυ/α1]_z	1.300
Κανονικότητα σε κάτοψη	Όχι
Τελική τιμή λόγου [αυ/α1]_x	1.500
Τελική τιμή λόγου [αυ/α1]_z	1.500
Κανονικότητα καθ' ύψος	
Κανονικότητα καθ' ύψος [διεύθυνση X]	Ναι
Συντελεστής κανονικότητας καθ' ύψος C1_x	1.000
Κανονικότητα καθ' ύψος [διεύθυνση Z]	Όχι
Συντελεστής κανονικότητας καθ' ύψος C1_z	0.800
Υπόδειγμα >>	Ενότητα
	Όλες/Καμία

Εικόνα 29: Όταν ο λόγος υπεραντοχής α_w/α_1 θα ελεγχθεί με τη μέθοδο pushover, τότε απενεργοποιούνται οι παράμετροι που φαίνονται στην εικόνα καθώς δεν αφορούν στην περίπτωση αυτή. Ο έλεγχος συμβατότητας της τιμής του α_w/α_1 με τα αποτελέσματα της pushover θα γίνει από τον μελετητή.

2.13.2 Επιλογή κόμβου ελέγχου

Για τη δημιουργία του **διαγράμματος ικανότητας** του κτιρίου χρειάζονται η τέμνουσα βάση και η μετακίνηση της κορυφής του κτιρίου. Ο κόμβος στον οποίο θα μετράται η μετακίνηση ονομάζεται κόμβος ελέγχου.



Με την εντολή της επίλυσης «Κόμβος ελέγχου» ορίζεται ο κόμβος ο οποίος θα χρησιμοποιηθεί ως κόμβος ελέγχου των μετακινήσεων.

Κανόνες για την επιλογή του κόμβου ελέγχου:

- Ο κόμβος ελέγχου πρέπει να βρίσκεται στην οροφή του κτιρίου, αλλά **δεν** πρέπει να ανήκει στο δώμα.
- Να είναι όσο πιο κοντά στο κέντρο μάζας είναι δυνατόν
- Να μην είναι η απόληξη ενός πολύ ισχυρού τοιχώματος

2.13.3 Δημιουργία διαγραμμάτων ροπών - στροφών χορδής



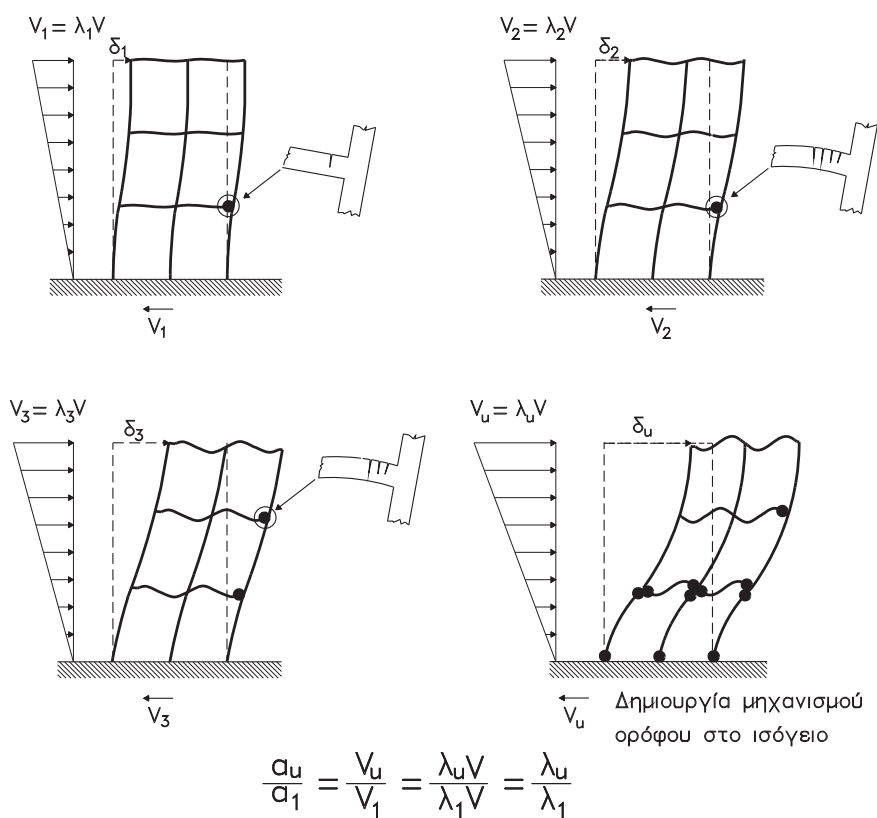
Για την δημιουργία των διαγραμμάτων ροπών-στροφών χορδής απαιτείται η επίλυση και ο οπλισμός του κτιρίου μέσω την αντίστοιχης εντολής της επίλυσης.

2.13.4 Επίλυση Pushover



Η επίλυση Pushover πραγματοποιείται με την αντίστοιχη εντολή της επίλυσης.

1. Με βάση τους τελικά τοποθετημένους οπλισμούς πλακών, δοκών, υποστυλωμάτων καταρτίζονται τα διαγράμματα ροπών-καμπυλοτήτων των δοκών και των υποστυλωμάτων και από αυτά, σύμφωνα με τις εξισώσεις του EC8-3, υπολογίζονται τα διαγράμματα των ροπών-στροφών χορδής για κάθε μέλος.
2. Με σταδιακή αύξηση του φορτίου ωθείται ο φορέας μέχρι να δημιουργηθεί μηχανισμός κατάρρευσης ή μέχρι η οριζόντια μετακίνηση της κορυφής του κτιρίου (μετρούμενη στον κόμβο ελέγχου) να γίνει ίση με το 5.0% του ύψους. Η διαδικασία φαίνεται στο Σχήμα 10.

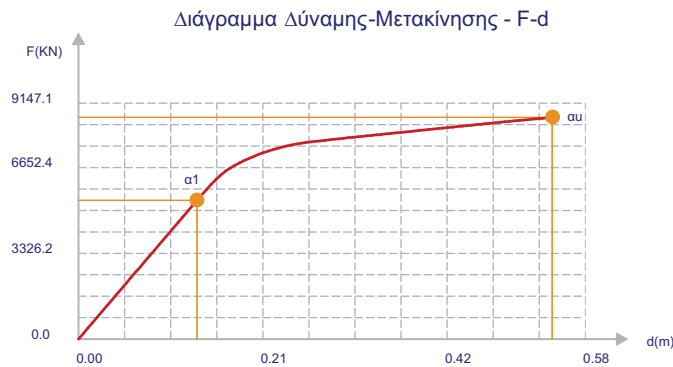


Σχήμα 10: Τα βήματα της ανάλυσης pushover.

2.13.5 Στόχοι και αποτελέσματα της ανάλυσης Pushover

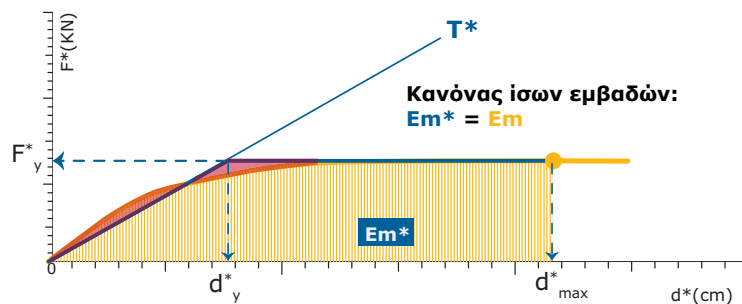
Με την ανάλυση Pushover επιτυγχάνονται οι εξής στόχοι:

1. Καταρτίζεται το διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης και εξάγεται συμπέρασμα για την τιμή του λόγου a_u/a_1 .



Σχήμα 11: Το διάγραμμα δύναμης-μετακίνησης του φορέα από το οποίο μπορεί να εξαχθεί η τιμή του λόγου a_u/a_1

2. Ελέγχεται η ικανότητα του κτιρίου σε σχέση με τις απαιτήσεις του κανονισμού. Για τον σκοπό αυτό καταρτίζεται το διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας όπως φαίνεται στο Σχήμα 12, όπου χαράσσεται επιπλέον και η διγραμμική καμπύλη ικανότητας του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή ενώ εμφανίζεται και η στοχευόμενη μετακίνηση.

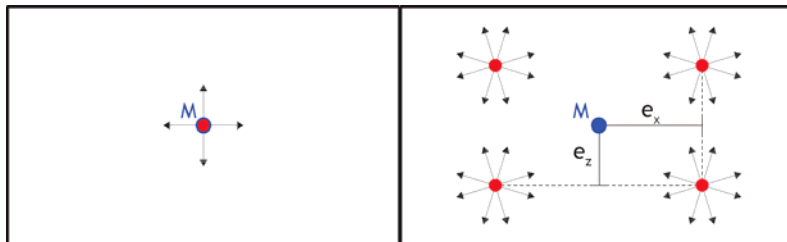


Σχήμα 12: Διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας- ADRS (Acceleration Design Response Spectra)

Από το διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας μπορούν να εξαχθούν συμπεράσματα για τα περιθώρια που έχει η οικοδομή στην εξοικονόμηση όγκων σκυροδέματος, δηλαδή αν είναι υπερσχεδιασμένη ή όχι.

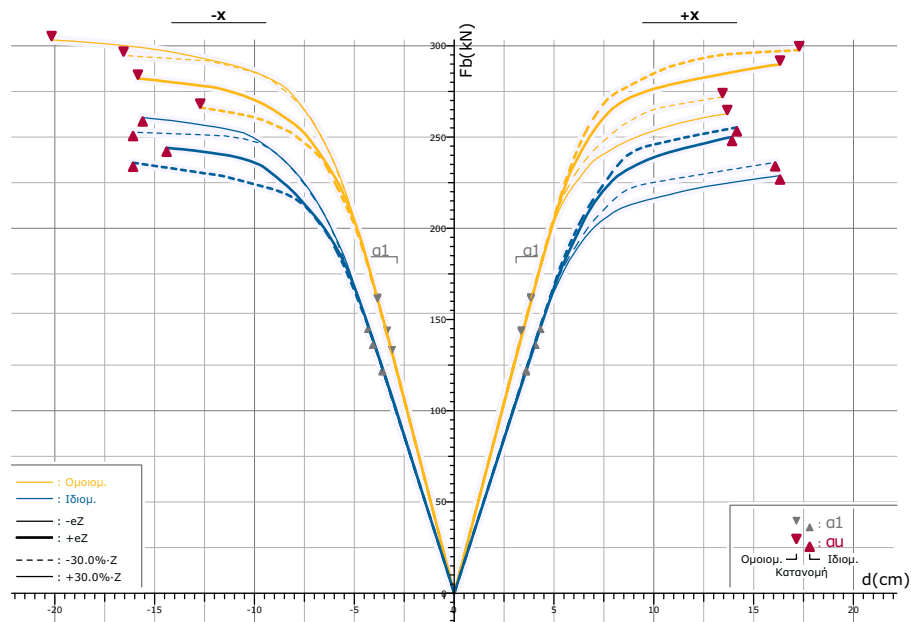
- Μπορεί ακόμα να εμφανιστεί η ακολουθία της δημιουργίας των πλαστικών αρθρώσεων και να επιβεβαιωθεί η επάρκεια του κτιρίου να αναλαμβάνει πλαστικές μετακινήσεις ή και η επάρκεια του ικανοτικού σχεδιασμού του κτιρίου.

Η εφαρμογή των οριζόντιων φορτίων γίνεται στη στάθμη του διαφράγματος (πλάκα ορόφου). (EC8-3, ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.3.3). Εφαρμόζονται σε δύο διευθύνσεις για θετικό και αρνητικό πρόσημο σύμφωνα με την EC8-1 §4.3.3.4.1(7)Α και ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.7.3.1(β). Για κάθε μια από τις τέσσερις περιπτώσεις που προκύπτουν εφαρμόζονται δυο από τις τρεις καθ' ύψος κατανομές (ομοιόμορφη, τριγωνική, ιδιομορφική) παράγοντας έτσι συνολικά 8 φορτίσεις. Δυνατή είναι επίσης η εισαγωγή τυχαματικής εκκεντρότητας προκειμένου να υλοποιηθεί η απαίτηση της EC8-1 §4.3.3.5.1 για συνδυασμό των οριζόντιων δράσεων. Δεδομένης της μη γραμμικότητας της ανάλυσης δεν ισχύει η αρχή της επαλληλίας. Συνεπώς, για να επιτευχθεί χωρική επαλληλία οι συνδυασμοί δράσεων που λαμβάνονται καλύπτουν όλες τις διευθύνσεις φόρτισης εισάγοντας π.χ. φορτία σε δύο κάθετες διευθύνσεις. Έπειτα, για να ληφθεί υπόψη η ταυτόχρονη δράση των εντατικών μεγεθών, αυτά συνδυάζονται με τον κανόνα του 100/30, δηλαδή λαμβάνοντας το 100% των μεγεθών στην κύρια διεύθυνση φόρτισης και το 30% στη δευτερεύουσα.



Σχήμα 13: Διευθύνσεις φόρτισης διαφράγματος χωρίς τυχαματική εκκεντρότητα και με τυχαματική εκκεντρότητα.

Έτσι κατασκευάζονται τόσες καμπύλες αντίστασης όσοι και οι συνδυασμοί φόρτισης, ενώ ο τελικός λόγος α_w/α_1 προκύπτει ως ο δυσμενέστερος όλων. Το συνολικό πλήθος των καμπύλων αντίστασης παρουσιάζεται στο Σχήμα 14.

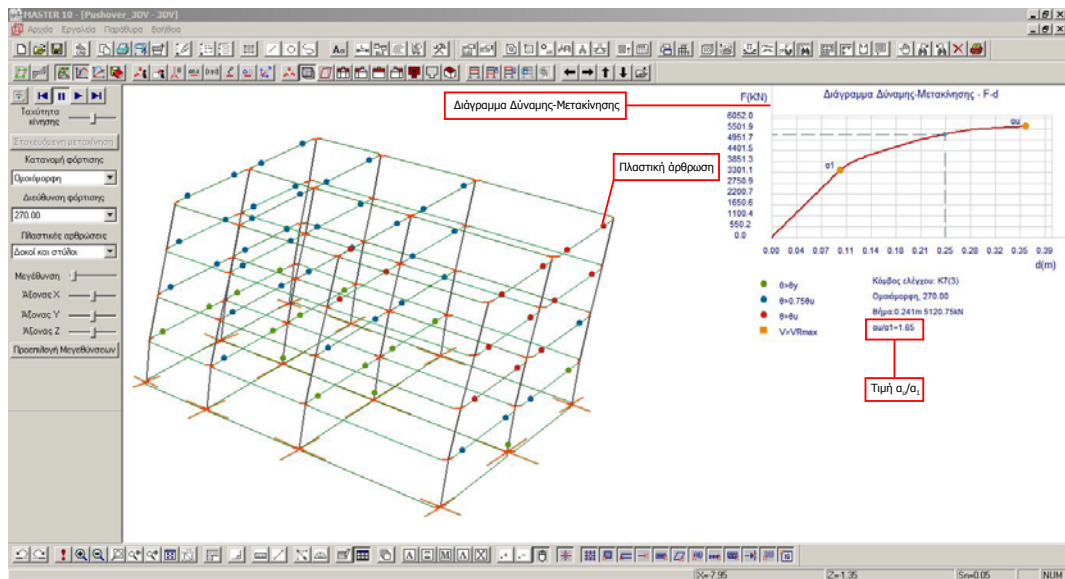


Σχήμα 15: Τα συγκεντρωτικά διαγράμματα $F-d$ για όλες τις κατευθύνσεις φόρτισης

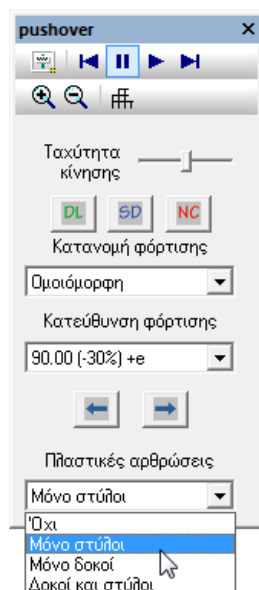
2.13.6 Επεξεργασία αποτελεσμάτων



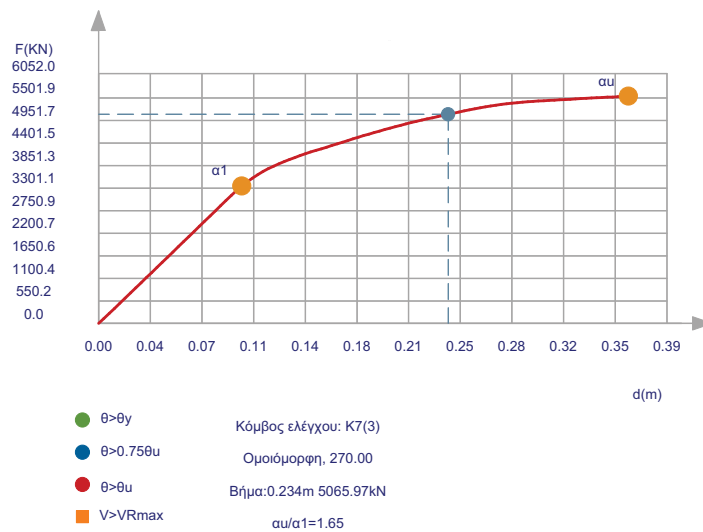
Με την εντολή των Στατικών «Τρισδιάστατο 3DV» εμφανίζεται η τρισδιάστατη απεικόνιση του φορέα και στη συνέχεια με τις εντολές «Pushover» και «Διάγραμμα Δύναμης-Μετακίνησης», της γραμμής εργαλείων «Διαγράμματα-Παραμορφώσεις», εμφανίζεται στην οθόνη η Εικόνα 30.



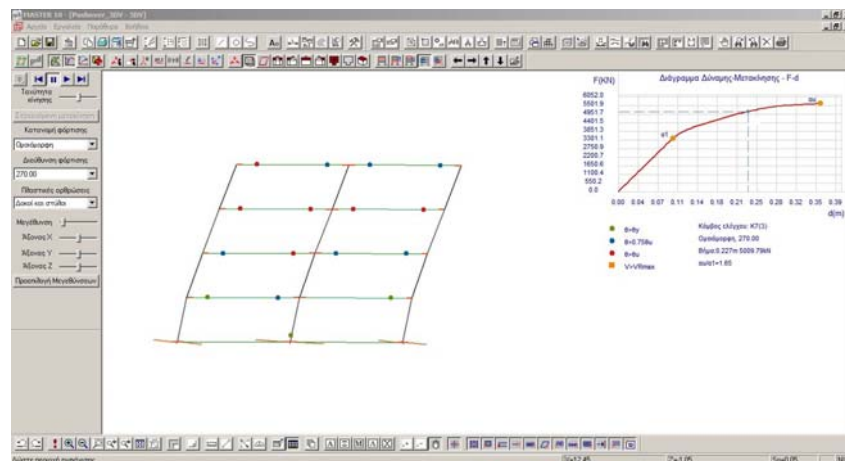
Εικόνα 30: Ο παραμορφωμένος φορέας με τις πλαστικές αρθρώσεις όπως εμφανίζονται σε κάθε επίπεδο δύναμης. Η δύναμη και η παραμόρφωση του φορέα φαίνονται στο διάγραμμα Δύναμης-Μετακίνησης. Με διαφορετικά χρώματα επισημαίνονται τα διάφορα επίπεδα των πλαστικών αρθρώσεων, όπως φαίνεται στο υπόμνημα.



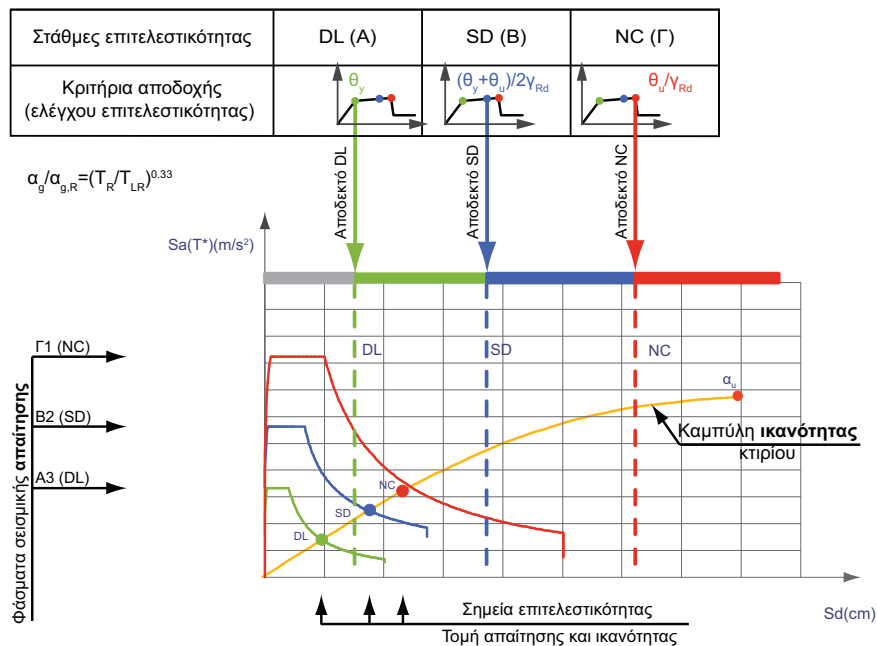
Εικόνα 31: Τα εργαλεία χειρισμού της pushover για κίνηση του φορέα βήμα προς βήμα ή συνεχόμενη.



Εικόνα 32: Το διάγραμμα Δύναμης-Μετακίνησης του φορέα. Παράλληλα με την κίνηση του φορέα κινείται και ο δείκτης ο οποίος επισημαίνει το μέγεθος της παραμόρφωσης σε αντιστοιχία με την επιβαλλόμενη δύναμη.



Εικόνα 33: Απομόνωση ενός τμήματος του φορέα, πλαισίου και απεικόνισή του για καλύτερη εσοπτεία.



Εικόνα 34: Το διάγραμμα απαίτησης-ικανότητας (ADRS). Στην καμπύλη ικανότητας σημειώνονται τα σημεία στα οποία η κατασκευή φτάνει τα επίπεδα επιτελεσματικότητάς της (Περιορισμός βλαβών, Σημαντικών βλαβών, Οιονεί κατάρρευση).

Ως στάθμη επιτελεσματικότητας ορίζεται η ελάχιστη στάθμη αντοχής (δηλαδή το αποδεκτό επίπεδο βλαβών) που θα πρέπει να έχει η κατασκευή με βάση την επιλογή του Κύριου του Έργου. Εν γένει όσο σημαντικότερη είναι η κατασκευή τόσο υψηλότερες είναι οι απαιτήσεις αντοχής και συνεπώς σε επίπεδο διατομής τόσο μικρότερες θα πρέπει να είναι οι επιτρεπόμενες βλάβες στην κατασκευή. Η κάθε στάθμη επιτελεσματικότητας ορίζεται με βάση την οριακή γωνία στροφής χορδής ως εξής:

- Περιορισμού βλαβών (**D**amage **L**imitation - DL) $\rightarrow \theta \leq \theta_y$

Στην περίπτωση Περιορισμού βλαβών (DL) θα πρέπει οι βλάβες της κατασκευής να παραμείνουν σε χαμηλά επίπεδα, χωρίς να δυσχεραίνουν τη λειτουργία αυτής και χωρίς να τίθεται η ανθρώπινη ζωή σε κίνδυνο. Σε κανένα μέλος δε θα πρέπει η γωνία στροφής χορδής να ξεπεράσει την τιμή διαρροής ήτοι η κατασκευή θα πρέπει να παραμείνει ελαστική. Συνεπώς η εφαρμογή δυναμικής ή ελαστικής ανάλυσης είναι επίσης αποδεκτή.

- Σημαντικών βλαβών (Severe Damage - SD) $\rightarrow \theta \leq 0.75\theta_u$

Στην περίπτωση Σημαντικών βλαβών (SD) επιτρέπεται η εμφάνιση εκτεταμένων βλαβών στην κατασκευή αλλά χωρίς να διατρέχει κίνδυνο η σωματική ακεραιότητα ατόμων. Οι βλάβες θα πρέπει να είναι επισκευάσιμες. Στα μέλη επιτρέπεται η είσοδος της γωνίας στροφής χορδής στην ανελαστική περιοχή αλλά όχι η υπέρβαση του 0.75 της τιμής αστοχίας.

- Οιονεί κατάρρευση (Near Collapse - NC) $\rightarrow \theta \leq \theta_u$

Στην περίπτωση Οιονεί κατάρρευσης (NC) αναμένεται η εμφάνιση εκτεταμένων και πιθανότατα μη επισκευάσιμων βλαβών, που μπορεί να θέσουν σε κίνδυνο την ανθρώπινη ζωή. Η κατασκευή δύναται να φέρει κατακόρυφα φορτία αλλά η οριζόντια δυσκαμψία της έχει μειωθεί ιδιαίτερα και την καθιστά πολύ ευαίσθητη σε μετασεισμούς. Στα μέλη είναι δυνατή η ανάπτυξη μεγάλων ανελαστικών παραμορφώσεων και η εξάντληση των αντοχών της κατασκευής.

Όταν το α_u/α_1 ελέγχεται από pushover

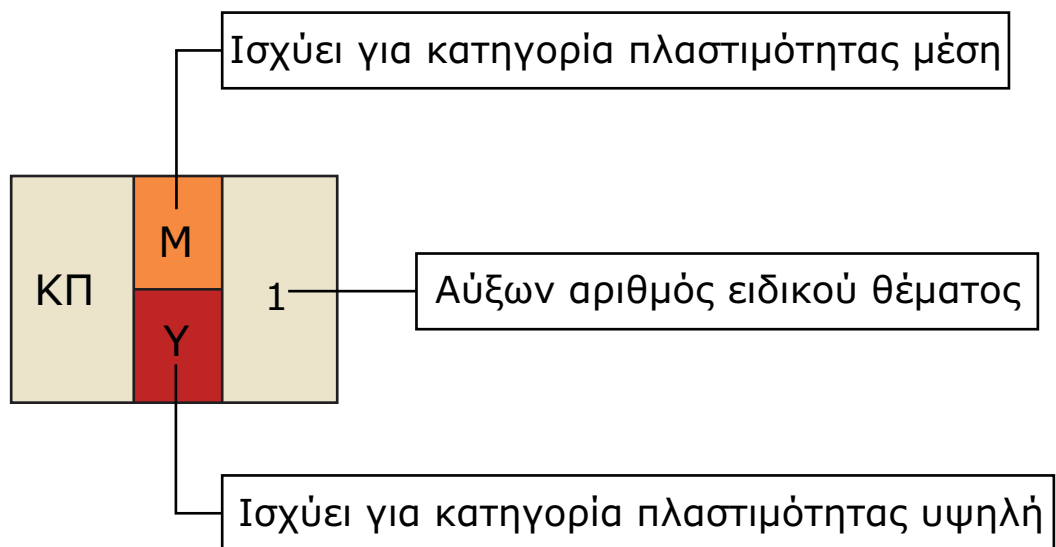
Καμπύλη Ικανότητας (Pushover) ($M=0$)			
Δεδομένα Διαγράμματος Απαίτησης-Ικανότητας			
Μέθοδος Υπολογισμού Στοχευόμενης Μετακίνησης	:	EC8	
Υπολογισμός Στοχευόμενης Μετακίνησης	:	Ναι	
Υπολογισμός α_u/α_1	:	Ναι	
Υπολογισμός ADRS	:	Ναι	
Κόμβος Ελέγχου	:	103	
Λόγος Πλαστιμότητας Κατασκευής			
α_u/α_1	=	1.70	
Εννοπτικός Πίνακας Λόγων Πλαστιμότητας			
Ανάλυση	Γωνία	Κατανομή	Λόγος α_u/α_1
1	0.00	Ομοιόμορφη	1.66
2	0.00	Τριγωνική	1.71
3	90.00	Ομοιόμορφη	1.65
4	90.00	Τριγωνική	1.69
5	180.00	Ομοιόμορφη	1.59
6	180.00	Τριγωνική	1.63
7	270.00	Ομοιόμορφη	1.65
8	270.00	Τριγωνική	1.70
Ελάχιστοι Λόγοι Πλαστιμότητας			
X: α_u/α_1	=	1.59	
Z: α_u/α_1	=	1.65	

Στο τεύχος μελέτης φαίνονται πινακοποιημένα τα αποτελέσματα της pushover με τον επιτευχθέντα λόγο α_u/α_1 για κάθε διεύθυνση και φόρτιση.



ΜΕΡΟΣ Β

Ειδικά θέματα Ευρωκωδίκων



Προσδιορισμός συντελεστή q και λόγου α_w/α_1	ΚΠ	M Y	1
--	-----------	----------------------	----------

Ο λόγος α_w/α_1 ορίζεται ως το πηλίκο της τιμής με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστεί η οριζόντια φόρτιση ώστε να δημιουργηθεί πλαστικός μηχανισμός στο φορέα προς την τιμή με την οποία θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί η οριζόντια φόρτιση ώστε να δημιουργηθεί η πρώτη πλαστική άρθρωση στο φορέα. Οι τιμές που μπορεί να πάρει είναι δυνατό να προκύψουν με δύο τρόπους:

- **Προσεγγιστικά**, ανάλογα με το στατικό σύστημα του φορέα και με κατάλληλη απομείωση σε περίπτωση που το κτίριο δεν είναι κανονικό σε κάτοψη.
- **Υπολογιστικά**, με πραγματοποίηση μη γραμμικής στατικής ανάλυσης (Pushover).

Συντελεστής συμπεριφοράς q-Σκυρόδεμα			
Παράγοντες επιρροής	Παράμετροι επιρροής q		Τελικό q
Κατηγορία Πλαστι- μότητας & Στατικό Σύστημα	q _c =3: (ΚΠΜ+ΣΣ1 ή ΣΣ2) ¹ q _c =2: (ΚΠΜ+ΣΣ3) q _c =1.5: (ΚΠΜ+ΣΣ4) q _c =4.5: (ΚΠΥ+ΣΣ1) q _c =4: (ΚΠΥ+ΣΣ2) q _c =3: (ΚΠΥ+ΣΣ3) q _c =2: (ΚΠΥ+ΣΣ4)	$q_o = C_1 \cdot q_c \cdot \left(\frac{a_u}{a_1} \right)$	$q = k_w \cdot q_o$ [EC8-1 §5.2.2.2(1)P]
Κανονικότητα καθ’ ύψος	C ₁ =1.00 (κανονικό) C ₁ =0.80 (μη κανονικό)		
Κανονικότητα σε κάτοψη & Στατικό Σύστημα	1 ≤ α _w /α ₁ ≤ 1.3 ή [EC8-1 §5.2.2.2 (6) & (7)]		
ή Pushover ανάλυση	α _w /α ₁ ≤ 1.5 (άνω όριο Pushover) [EC8-1 § 5.2.2.2(8)]		
Στατικό Σύστημα	k _w (συνήθως =1) ²		

¹ΣΣ1=Πλαισιωτό σύστημα, διπλό σύστημα ή σύστημα συζευγμένων τοιχωμάτων
ΣΣ2=Σύστημα ασύζευκτων τοιχωμάτων
ΣΣ3=Στρεπτικά ευαίσθητο σύστημα
ΣΣ4=Σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς
ΚΠΜ= Κατηγορία Πλαστιμότητας Μέση
ΚΠΥ= Κατηγορία Πλαστιμότητας Υψηλή

²Σε κατασκευές από χάλυβα το άνω όριο του λόγου α_w/α₁ είναι 1.6 και η παράμετρος k_w δεν υφίσταται.

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εκφράζει την ικανότητα απόδοσης ενέργειας του κτιρίου σε κάθε διεύθυνση σεισμικής φόρτισης.

Εφαρμογή στο Fespa

Εφόσον έχει οριστεί από τον μελετητή

1. Η κατηγορία πλαστιμότητας της κατασκευής
2. Ο τύπος στατικού συστήματος

Κτίριο

Γενικά | Αντισεισμικός | Φάσμα | Συντελεστής q | Σκυρόδεμα | Οπλισμός | Δομικός χάλυβας | Pushover

Συντελεστής $q = q_o \cdot k_w$

Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς οριζόντια q_x	?	3.450
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς οριζόντια q_z	?	2.640
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς κατακόρυφα q_v	?	1.500

Στατικό Σύστημα

Κύριο υλικό κτιρίου (για προσδιορισμό q)	?	Σκυρόδεμα
Κατηγορία πλαστιμότητας	?	ΚΠ Μ
Τύπος στατικού συστήματος [Διεύθυνση X]	?	Πλαισιωτό, πολυώροφο σύστημα (πολλά ε
Τύπος στατικού συστήματος [Διεύθυνση Z]	?	Ισοδύναμο προς τοιχώματα διπλό σύστη

α_u/α_1

Ο λόγος υπεραντοχής α_u/α_1 καθορίζεται από pushover	?	Όχι
Λόγος υπεραντοχής $[\alpha_u/\alpha_1]_x$	?	1.300
Λόγος υπεραντοχής $[\alpha_u/\alpha_1]_z$	?	1.200
Κανονικότητα σε κάτοψη	?	Όχι
Τελική τιμή λόγου $[\alpha_u/\alpha_1]_x$	?	1.150
Τελική τιμή λόγου $[\alpha_u/\alpha_1]_z$	?	1.100

Κανονικότητα καθ' ύψος

Κανονικότητα καθ' ύψος [Διεύθυνση X]	?	Ναι
Συντελεστής κανονικότητας καθ' ύψος $C1_x$	?	1.000
Κανονικότητα καθ' ύψος [Διεύθυνση Z]	?	Όχι
Συντελεστής κανονικότητας καθ' ύψος $C1_z$	?	0.800

Συντελεστές $q_o, q_c \& k_w$ $q_o = q_c \cdot (\alpha_u/\alpha_1)$

Συντελεστής K_{wx}	?	1.000
Συντελεστής K_{wz}	?	1.000
Σταθερός παράγοντας συντελεστή συμπεριφοράς, q_{ox}	?	3.000
Σταθερός παράγοντας συντελεστή συμπεριφοράς, q_{oz}	?	3.000
Βασική τιμή του συντ. σεισμ. συμπεριφοράς, q_{ox}	?	3.450
Βασική τιμή του συντ. σεισμ. συμπεριφοράς, q_{oz}	?	2.640

Υπόδειγμα >> ☒ Ενότητα ☒ Όλες/Καμία

$q = q_{ox} \cdot k_w$

Εικόνα 35: Με κουκκίδες επισημαίνονται οι παράμετροι που εισάγει υποχρεωτικά ο χρήστης, ενώ με τα βέλη επισημαίνονται οι παράμετροι που οι τιμές τους είναι παράγωγες των τιμών που εισάγει ο χρήστης.

Προσδιορισμός συντελεστή q και λόγου a_u/a_1	ΚΠ	M	1
		Υ	

3. Η κανονικότητα σε όψη
4. Η κανονικότητα σε κάτοψη

το πρόγραμμα υπολογίζει αυτόματα τον λόγο a_u/a_1 (εφόσον η παράμετρος Κτίριο > Συντελεστής q > Ο λόγος υπεραντοχής καθορίζεται από pushover = Όχι) και την τιμή του συντελεστή q .

Οι ιδιότητες του κτιρίου τύπος στατικού συστήματος (**θέμα 2**), κανονικότητα σε όψη (**θέμα 4**) και κανονικότητα σε κάτοψη (**θέμα 3**) χρειάζονται τα αποτελέσματα της επίλυσης για να τιμολογηθούν. Το Fespa μετά την επίλυση και κατά τη διάρκεια του υπολογισμού απαιτήσης ικανοτικού ελέγχου, κάνει και τους ελέγχους συμβατότητας των παραμέτρων «Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς q », «Λόγος υπεραντοχής a_u/a_1 » και «Τύπος στατικού συστήματος» και όταν επηρεάζεται η τελική τιμή του q εμφανίζεται η αντίστοιχη ειδοποίηση (Εικόνα 7-Μέρος Α: Οδηγός μελέτης με Ευρωκώδικες).

Παράδειγμα

Εύρεση συντελεστή συμπεριφοράς q

Εξετάζουμε την περίπτωση πλαισιωτού πολυώροφου συστήματος με $\eta_v=0.45$, κατηγορία πλαστιμότητας υψηλή ενώ το κτίριο δεν είναι κανονικό σε όψη.

Λύση

$$q = k_w \cdot C_1 \cdot q_c \cdot \left(\frac{a_u}{a_1} \right) = 1.00 \cdot 0.80 \cdot 1.40 \cdot 4.50 = 5.04 > 1.50$$

Επεξηγήσεις:

- Ο συντελεστής k_w είναι ίσος με 1.00 για την περίπτωση πλαισιωτών συστημάτων
- Η μη κανονικότητα σε όψη απαιτεί μείωση του q κατά 20% και συνεπώς $C_1=0.80$
- Για πλαισιωτό στατικό σύστημα και κατηγορία πλαστιμότητας υψηλή (ΚΠΥ) προκύπτει ότι $q_c=4.50$. (EC8-1, Πίνακας 5.1)
- Από χρήση ανάλυσης Pushover προκύπτει ότι ο λόγος $a_u/a_1=1.40 < 1.50$ (1.50=άνω όριο για κατασκευές από σκυρόδεμα)

Στατικά συστήματα	ΚΠ	M	2
		Υ	

Από την επιλογή στατικού συστήματος εξαρτάται άμεσα η τιμή του q_c και η τιμή a_u/a_1 εφόσον δεν πραγματοποιείται ανάλυση Pushover. Οι τύποι στατικών συστημάτων είναι:

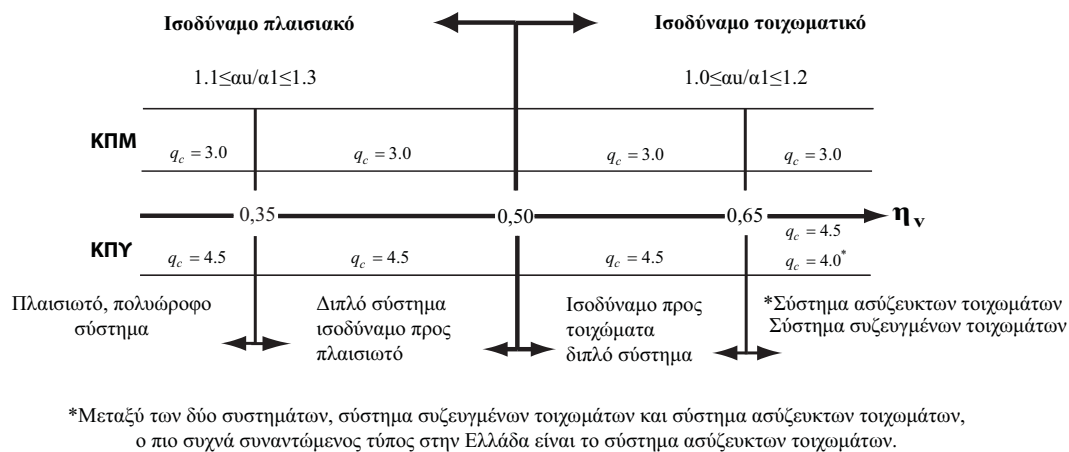
Α. Στρεπτικά δύσκαμπτα συστήματα

1. Ισοδύναμο πλαίσιακό
2. Ισοδύναμο τοιχωματικό

Οι τύποι των στρεπτικά δύσκαμπτων συστημάτων εξαρτώνται από την τιμή του λόγου η_v

$$\eta_v = \frac{\sum V_{\text{τοιχωμάτων}}}{\sum V_{\text{βάσης}}}$$

και οι κατηγορίες που υπάρχουν για **στρεπτικά δύσκαμπτα** συστήματα συνοψίζονται στο Σχήμα 16.



Σχήμα 16: Τύποι στρεπτικά δύσκαμπτων στατικών συστημάτων με βάση το η_v

Β. Στρεπτικά εύκαμπτα συστήματα

Γ. Ανεστραμμένο εκκρεμές (για συγκέντρωση του 50% της συνολικής μάζας του κτιρίου στο ανώτερο 1/3 του ύψους και $\max \eta_v > 0.30$)

Υπολογίζονται οι παρακάτω δύο λόγοι τεμνουσών βάσης τοιχωμάτων:

- n_v σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα στον οποίο συμμετέχουν όλα τα τοιχώματα με λόγο μήκους πλευρών $l_w/b_w \geq 4$, ο οποίος υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\eta_v = \frac{\sum V_{\text{τοιχωμάτων}}}{\sum V_{\text{βάσης}}}$$

- n_{vG} σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα στον οποίο συνυπολογίζονται τα τοιχώματα με λόγο μήκους πλευρών $l_w/b_w \geq 4$ με την επιπλέον απαίτηση το μήκος l_w να είναι ίσο ή μεγαλύτερο από 1.50 m για κτίρια μέχρι τέσσερις ορόφους και ίσο ή μεγαλύτερο από 2.0 m για κτίρια άνω των τεσσάρων ορόφων:

$$\eta_{vG} = \frac{\sum V_{\text{τοιχωμ.}(l_w \geq l_{\text{οριακό}})}}{\sum V_{\text{βάσης}}}$$

Σύμφωνα με την τιμή του λόγου n_v επιλέγεται το στατικό σύστημα και κατ' επέκταση η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q_0 [EC8-1 §5.1.2], ενώ με βάση την τιμή του n_{vG} ελέγχεται η εφαρμογή του ικανοτικού σχεδιασμού [EC8-1 §4.4.2.3(4)], καθώς στη διαμόρφωση του συμμετέχουν μόνο τα πλάστιμα τοιχώματα.

n_v Ευρωκώδικα για την επιλογή q

Υπολογισμός n_v βάσει: όλων των τοιχωμάτων

Ποσοστό τέμνουσας δύναμης τοιχωμάτων §5.1.2

n_vX	n_vZ
0,773	0,846

Ελήφθησαν υπόψη τα παρακάτω τοιχώματα:

n_vX	n_vZ
K1 + K4 + K5 + K7	K2 + K6 + K9 + K14 + K15

n_{vG} για απαίτηση ικανοτικού

Υπολογισμός n_{vG} βάσει: όλων των τοιχωμάτων με μήκος $l_w \geq 1,50$

Ποσοστό τέμνουσας δύναμης τοιχωμάτων §5.1.2 & §4.4.2.3(4) Ελληνικό Ε.Π. §3.2

n_{vGx}	n_{vGz}
0,700	0,776

Όταν $n_{vG} > 0.50$: Δεν απαιτείται ικανοτικός σχεδιασμός υποστυλιδιών

Ελήφθησαν υπόψη τα παρακάτω τοιχώματα:

n_{vGx}	n_{vGz}
K1 + K4 + K5	K2 + K6 + K9 + K15

Εικόνα 36: Τιμές των λόγων τεμνουσών n_v και n_{vG} ανά διεύθυνση και τα τοιχώματα που συμμετέχουν στη διαμόρφωση τους.

Συνέπειες: Η κατάταξη ενός κτιρίου σε τοιχωματικό σύστημα γίνεται πάντα με βάση το n_v καθώς $n_v \geq n_{vG}$. Σύμφωνα με την κατηγοριοποίηση αυτή προκύπτουν μικρότερες τιμές για το βασικό συντελεστή συμπεριφοράς q_0 (σύστημα ασύζευκτων τοιχωμάτων). Αν και θα περίμενε κανείς ότι η μείωση του q_0 δυσμενοποιεί τον τελικό σχεδιασμό καθώς αυξάνει τις σεισμικές δυνάμεις, ωστόσο απεναντίας μειώνει τις απαιτήσεις για περίσφιγξη στα τοιχώματα. Πράγματι, οι μικρότερες τιμές του q_0 μειώνουν το μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό οπλισμού περίσφιγξης ω_{wd} στις ακραίες περιοχές των πλαστιμών τοιχωμάτων. Το ω_{wd} για ορθογωνικά τοιχώματα πρέπει να ικανοποιεί την εξής σχέση [EC8-1 §5.4.3.4.2(4)]:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} (v_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0.035$$

Όπου:

- α :** είναι ο συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιγξης
- μ_{ϕ} :** είναι η απαιτούμενη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων
- v_d :** είναι η ανοιγμένη αξονική δύναμη σχεδιασμού ($v_d = N_{Ed} / A_c \cdot f_{cd}$)
- ω_v :** είναι το μηχανικό ποσοστό του κατακόρυφου οπλισμού του κορμού ($\omega_v = \rho_v f_{yd,v} / f_{cd}$)
- $\varepsilon_{sy,d}$:** είναι η τιμή σχεδιασμού της ανοιγμένης εφελκυστικής παραμόρφωσης του χάλυβα στη διαρροή
- b_c :** είναι το συνολικό πλάτος της διαρροής
- b_0 :** είναι το πλάτος του περισφιγμένου πυρήνα

Είναι εμφανές, λοιπόν, η εξάρτηση του ω_{wd} από την απαιτούμενη τιμή του δείκτη πλαστιμότητας καμπυλοτήτων μ_{ϕ} η οποία με τη σειρά της εξαρτάται από το βασικό συντελεστή συμπεριφοράς q_0 με τη σχέση:

$$\mu_{\phi} = \begin{cases} 2q_0 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} - 1 & \text{για } T_1 \geq T_C \\ 1 + 2 \left(q_0 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} - 1 \right) T_C / T_1 & \text{για } T_1 < T_C \end{cases}$$

Όπου:

- M_{Ed}/M_{Rd} :** είναι η μέγιστη τιμή του λόγου της ροπής κάμψεως σχεδιασμού της ανάλυσης προς τη ροπή αντοχής στη βάση του τοιχώματος.

Κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη

Για να είναι ένα κτίριο κανονικό σε κάτοψη πρέπει να ισχύουν και οι τέσσερις ακόλουθες συνθήκες [EC8-1 §4.2.3.2]:

$$1. \text{ Εμβαδά εσοχών } \frac{A_i}{A_k} \leq 0,05$$

όπου A_i το εμβαδό μεταξύ του περιγράμματος της πλάκας και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής που περιβάλλει την πλάκα σε κάποια ανωμαλία i .

A_k = εμβαδό κάτοψης της πλάκας [EC8-1 §4.2.3.2(3)]

$$2. \lambda = \frac{L_{\max}}{L_{\min}} \leq 4$$

όπου $L_{\max}$ και $L_{\min}$ τα μήκη της μεγαλύτερης και μικρότερης διάστασης της κάτοψης του κτιρίου αντίστοιχα. [EC8-1 §4.2.3.2(5)]

3. Το κτίριο πρέπει να έχει περιορισμένη στατική εκκεντρότητα [EC8-1 §4.2.3.2(6), 4.1a]

$$|e_{oI}| \leq 0.3 \cdot r_I$$

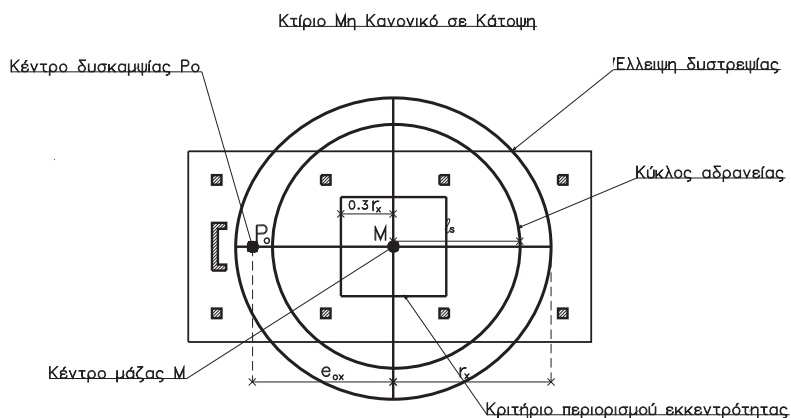
Στατική εκκεντρότητα ≤ 0.30 Ακτίνα δυστροπίας

4. Το κτίριο πρέπει να είναι στρεπτικά δύσκαμπτο (βλέπε θέμα 4-Στρεπτικά δύσκαμπτο κτίριο) [EC8-1 §5.2.2.1(4)]

$$l_s \leq r_I$$

Ακτίνα αδράνειας $\leq$ Ακτίνα δυστροπίας

Συνέπειες: Εάν το κτίριο δεν είναι κανονικό σε κάτοψη και ο λόγος υπεραντοχής δεν εξαρτάται από Pushover, απομειώνεται ο λόγος a_u/a_1 και επηρεάζεται έμμεσα ο συντελεστής συμπεριφοράς q στην υπό εξέταση διεύθυνση



EC8 4.1a	$e_{ox} > 0.3 r_x \Rightarrow$	Περιορισμός εκκεντρότητας P_0 έξω από το τετράγωνο	Μη κανονικό σε κάτοψη EC4 2.32 (6)
EC8 4.1b	$l_s < r_x \Rightarrow$	Στρεπτικά δύσκαμπτο Κύκλος μέσα στην έλλειψη	

Επίσης, ο έλεγχος περιορισμού στατικής εκκεντρότητας τυπώνεται στο Τεύχος για κάθε όροφο σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα

Έλεγχος περιορισμού στατικής εκκεντρότητας - EC8-1 §4.2.3.2(6) $\{0.30 \cdot r > |e_o|\}$

Επίπεδο [/]	Υψόμετρο οροφής [m]	$0.30 \cdot r_I$ [m]	>	$ e_{oI} $ [m]	$0.30 \cdot r_{II}$ [m]	>	$ e_{oII} $ [m]
4	8,80	2,08	>	0,75	2,40	>	0,29
3	5,85	2,08	>	0,76	2,40	>	0,21
2:nv	2,90	2,08	>	0,77	2,40	>	0,18
1	0,00	2,08	>	0,79	2,81	?	4,89

Το δόμημα ενδεχομένως είναι κανονικό σε κάτοψη**.

* ==> όπου: ? = μη πληρούμενο κριτήριο

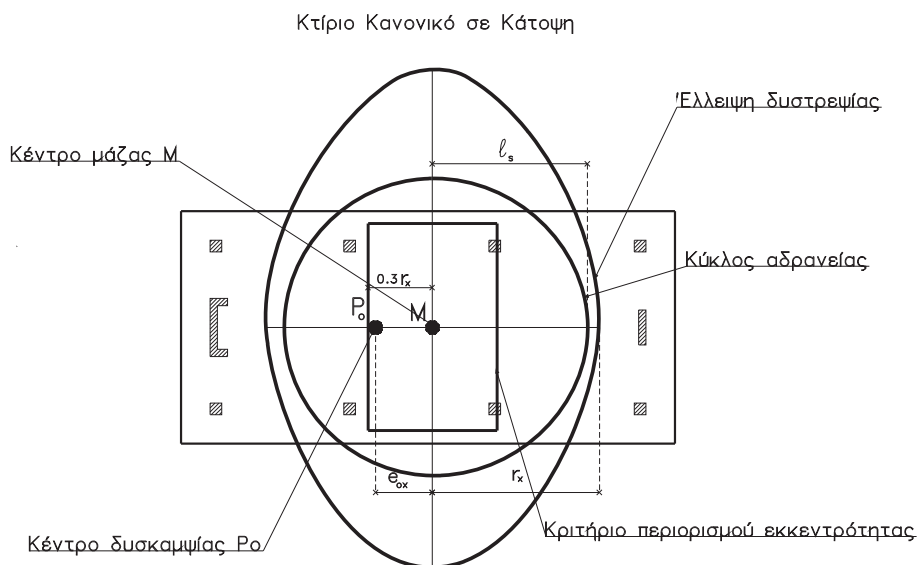
** ==> Απαιτείται επιπλέον έλεγχος των γεωμετρικών κριτηρίων των §4.2.3.2(2) - (5)

Κριτήριο στρεπτικής δυσκαμψίας

Ένα κτίριο θεωρείται στρεπτικά δύσκαμπτο όταν σε κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση της ανάλυσης x και y, η ακτίνα δυστρεψίας είναι μεγαλύτερη από την ακτίνα αδρανείας. [EC8-1 §4.2.3.2(6), 4.1b]

$$r_x \geq l_s$$

Ακτίνα δυστρεψίας $\geq$ Ακτίνα αδρανείας



EC8 4.1a	$e_{ox} < 0.3 r_x \Rightarrow$	Περιορισμός εκκεντρότητας P _o μέσα στο τετράγωνο	Κανονικό σε κάτοψη EC4 2.32 (6)
EC8 4.1b	$l_s < r_x \Rightarrow$	Στρεπτικά δύσκαμπτο Κύκλος μέσα στην έλλειψη	

Η κάτοψη του σχήματος πληροί την προϋπόθεση της στρεπτικής δυσκαμψίας του Ευρωκώδικα 8.

Επίσης, όταν οι δύο πρώτες ιδιομορφές του κτιρίου είναι μεταφορικές είναι παράγοντας που αποδεικνύει τη στρεπτική δυσκαμψία του. Ο έλεγχος αυτός εκφράζεται ποσοτικά για κάθε ιδιομορφή και κάθε στάθμη ορόφου μέσω της απόστασης του πόλου στροφής από το κέντρο μάζας

του διαφράγματος (PM1, PM2). Το κτίριο θεωρείται στρεπτικά δύσκαμπτο όταν η απόσταση αυτή για κάθε ιδιομορφή και όροφο είναι μεγαλύτερη από την ακτίνα αδράνειας I_s του επιπέδου. Σημειώνεται ότι ο πόλος στροφής της ιδιομορφής P_i είναι διαφορετική έννοια από τον πόλο στροφής του κτιρίου P_0 πραγματικό ή πλασματικό.

Τα κριτήρια στρεπτικής δυσκαμψίας του κτιρίου τυπώνονται στο Τεύχος στους παρακάτω πίνακες:

Ελεγχος στρεπτικής δυσκαμψίας ορόφων - EC8-1 §5.2.2.1(4)P { $r > I_s$ }

Επίπεδο [I]	Υψόμετρο οροφής [m]	r_I [m]	>	I_s [m]	r_{II} [m]	>	I_s [m]
4	8,80	6,92	>	5,17	7,99	>	5,17
3	5,85	6,92	>	5,19	7,99	>	5,19
2:nv	2,90	6,92	>	5,19	7,99	>	5,19
1	0,00	6,93	>	6,18	9,36	>	6,18

■ Το δόμημα είναι στρεπτικά δύσκαμπτο.

Ελεγχος δύο πρώτων σημαντικών Ιδιομορφών αν είναι κυρίως μεταφορικές: (PM1> I_s), (PM2> I_s)

Επίπεδο	I_s	Μετ.Μάζας [+X]		Μετ.Μάζας [+Z]		Μετ.Μάζας [-X]		Μετ.Μάζας [-Z]	
		PM1	PM2	PM1	PM2	PM1	PM2	PM1	PM2
4	5,17	56,09	13,34	79,66	19,55	99,99	99,99	47,97	24,49
3	5,19	49,99	13,31	83,35	19,55	99,99	99,99	42,99	24,99
2:nv	5,19	42,32	13,85	99,99	20,76	99,99	99,99	37,04	27,71
1	6,18	99,99	99,99	99,99	99,99	99,99	99,99	99,99	99,99

* ==> όπου: ? = μη πληρούμενο κριτήριο

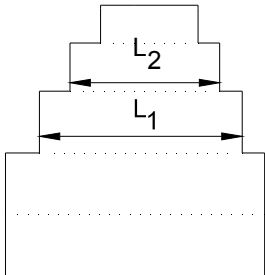
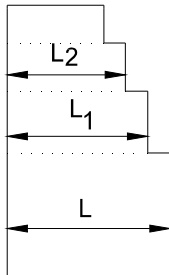
Παρατηρήσεις:

- Η στρεπτική δυσκαμψία ενός κτιρίου μπορεί να αυξηθεί με τη μεταφορά των τοιχωμάτων στην περίμετρο
- Με το εικονίδιο [X]απακτηρισμός της γραμμής εργαλείων «Σχεδιαστικά» εμφανίζονται το Κέντρο μάζας M, το Κέντρο δυσκαμψίας P_0 , η Έλλειψη δυστρεψίας και ο Κύκλος αδρανείας.
- Βλέπε θέμα 13 για την ακτίνα αδρανείας.

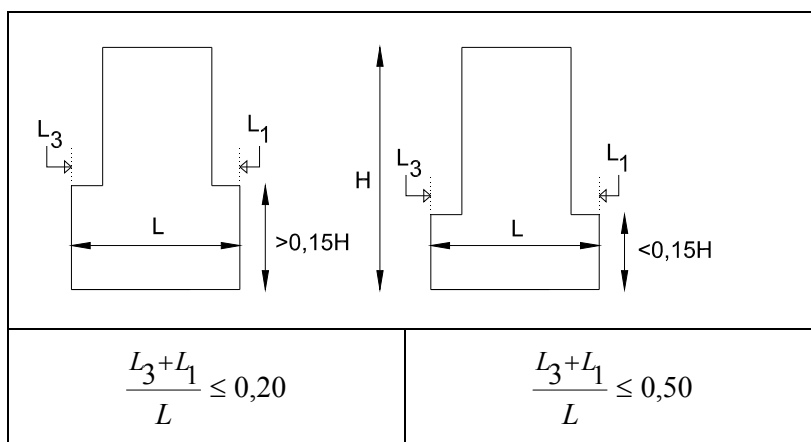
Κριτήρια κανονικότητας καθ' ύψος

Ορίζεται από τον μελετητή εάν το κτίριο θεωρείται κανονικό καθ' ύψος σε κάθε μια διεύθυνση σύμφωνα με τα ακόλουθα κριτήρια της EC8-1 §4.2.3.3.

1. Απουσία μαλακού ορόφου. Πλασιωτά δομήματα από σκυρόδεμα ($\eta_v < 0.35$) και χαλύβδινα ή σύμμικτα πλαίσια τα οποία αλληλεπιδρούν με φατνώματα τοιχοπλήρωσης θεωρούνται μη κανονικά σε όψη όταν οι τοιχοπληρώσεις διακόπτονται (ή μειώνονται αισθητά) σε κάποιο όροφο (Pilotis => μη κανονικό σε ύψος).
2. Εξασφάλιση συνέχειας καθ' ύψος των στοιχείων ακαμψίας. Π.χ. πλαίσια, τοιχώματα, πυρήνες θα πρέπει να είναι συνεχή από τα θεμέλια ως την οροφή του κτιρίου, εκτός και εάν διακόπτονται σε ζώνες εσοχών.
3. Βαθμιαία μείωση καθ' ύψος για κάθε διεύθυνση της δυσκαμψίας K_{xi} , K_{zi} και της συνολικής μάζας m_i του ορόφου (αρνητική μεταβολή), χωρίς απότομες μεταβολές από τη βάση στην κορυφή του κτιρίου.
4. Περιορισμός σχετικών διαστάσεων εσοχής:
 - Βαθμιδωτές εσοχές

	
$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20$	$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,10 \ \& \ \frac{L - L_2}{L} \leq 0,30$

- Μεμονωμένες εσοχές



Προσοχή: Εάν το κτίριο δεν είναι κανονικό σε όψη, επηρεάζεται άμεσα η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q_0 , ο οποίος θα μειωθεί κατά 20%.

Κατηγορίες πλαστιμότητας	ΚΠ	Μ	7
		Υ	

Τα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος κατατάσσονται σε δύο κατηγορίες πλαστιμότητας ανάλογα με την ικανότητα υστερητικής απόδοσης ενέργειας που διαθέτουν. Αυτές είναι:

1. Κατηγορία Πλαστιμότητας Μέση (ΚΠΜ)
2. Κατηγορία Πλαστιμότητας Υψηλή (ΚΠΥ)

Σύνοψη των κυριότερων απαιτήσεων για κάθε κατηγορία πλαστιμότητας

	ΚΠΧ	ΚΠΜ	ΚΠΥ
Σκυρόδεμα	Δεν εφαρμόζεται	$\geq C16$ και δεν εφαρμόζεται σε Ζ2 & Ζ3 όταν ΣΙΙΙ ή ΣΙΥ	$\geq C20$
Δομικός Χάλυβας	Πρέπει $q \leq 1.5$	Εφαρμόζεται Για $1.5 \leq q \leq 2.0 \Rightarrow$ κατηγ. 1, 2 ή 3 Για $2 < q \leq 4 \Rightarrow$ κατηγ. 1 ή 2	Εφαρμόζεται Για $q > 4 \Rightarrow$ κατηγ. 1
Δομική Ξυλεία	Δεν εφαρμόζεται	Πρέπει $q \leq 2.5$	$q \leq 4$
Τοιχοποιία	Δεν εφαρμόζεται ούτε για άοπλη τοιχοποιία	Εφαρμόζονται οι ΚΠΜ & ΚΠΥ για κάθε τύπο τοιχοποιίας χωρίς κάποια διάκριση	

Πίνακας 4: Προϋποθέσεις εφαρμογής των ΚΠ στο Ελληνικό Εθνικό προσάρτημα και συνακόλουθοι περιορισμοί στη χρήση των υλικών.

Ανάμεσα στις δύο κατηγορίες υπάρχουν διαφοροποιήσεις ως προς τον τρόπο σχεδιασμού των φερόντων μελών της κατασκευής, με στόχο την εξασφάλιση της απαραίτητης πλαστιμότητας από την κατασκευή στην πράξη.

Κατηγορίες πλαστιμότητας		ΚΠ	M Y	7
--------------------------	--	----	--------	---

ΔΟΚΟΙ		ΚΠΜ	ΚΠΥ
Απόσταση συνδετήρων εντός κρίσιμων περιοχών		$\min(8d_{bl}, 0.25h_w, 24d_{bw}, 0.225m)$ Για Φ14 min=11.2cm Για Φ12 min=9.6cm	$\min(6d_{bl}, 0.25h_w, 24d_{bw}, 0.175m)$ Για Φ14 min=8,4cm
Έλεγχοι και τοποθέτηση δισδιαγώνιου οπλισμού δοκών		Όχι	Ναι
Έλεγχος συνάφειας (ελάχιστη διάσταση υπ/τος)	Εξωτ. κόμβος	Για C20 => $h_{c,min} \approx 0.30$	Για C20 => $h_{c,min} = 0.45$
	Εσωτ. κόμβος	Για C20 => $h_{c,min} = 0.45$	Για C20 => $h_{c,min} = 0.70$
Έλεγχος διάτμησης κόμβου		Όχι	Ναι
Ελάχιστη διάμετρος διαμήκους ράβδου		Δεν υπάρχει περιορισμός	Φ14
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ			
Απόσταση μεταξύ εγκάρσια συγκρατούμενων ράβδων		$\leq 200mm$	$\leq 150mm$
Τοπικές επιδράσεις τοιχοπλήρωσης		Όχι	Για $\eta_v \leq 0.50$ (Πλαισιακά ή ισοδύναμα)
ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ			
ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΑ ΑΚΡΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ			
Απόσταση μεταξύ εγκάρσια συγκρατούμενων ράβδων		$\leq 200mm$	$\leq 150mm$
ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ			
Ικανοτικές τέμνουσες προσαυξάνονται με χρήση του συντελεστή ε		$\varepsilon = 1.5$	$1.5 \leq \varepsilon \leq q$ (εξαρτάται από την υπεραντοχή στη βάση του τοιχώματος)
Αντοχή σύνθλιψης λοξού θλιπτήρα		V_{Rdmax} [EC2 §6.2.3(3)]	Στις κρίσιμες περιοχές προβλέπεται απομείωση της V_{Rdmax} στο 40%

Συντελεστές φ και ψ_2	ΚΠ	M Υ	8
---	-----------	----------------------	----------

Σεισμικός συνδυασμός του EC8-1 § 3.2.4 (2)P και §4.2.4

$$\sum G + \sum \psi_2 \cdot Q + E \left(\sum G + \sum \varphi \cdot \psi_2 \cdot Q \right)$$

Συντελεστής συνδυασμού ψ_2

Ο συντελεστής ψ_2 ενσωματώνει στο συνδυασμό φορτίσεων τη διαφορετικότητα στις χρήσεις των ορόφων μεταξύ τους σε ότι αφορά τα κινητά φορτία. Ο Πίνακας 5 εμφανίζει τις προτεινόμενες τιμές.

Χρήση του ορόφου-Δράσεις				
κατηγορία	Επιβαλλόμενα φορτία (EC-1-1-1)	ψ_0	ψ_1	ψ_2
A	Κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0.7	0.5	0.3
B	Χώροι γραφείων	0.7	0.5	0.3
C	Χώροι συνάθροισης	0.7	0.7	0.6
D	Χώροι καταστημάτων	0.7	0.7	0.6
E	Χώροι αποθήκευσης	1.0	0.9	0.8
F	Χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $W \leq 30 \text{ kN}$	0.7	0.7	0.6
G	Χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30 < W \leq 160 \text{ kN}$	0.7	0.5	0.3
H	Στέγες	0.0	0.0	0.0
Φορτία χιονιού (βλέπε EC1-1-3) Υψόμετρο $H > 1000 \text{ m}$		0.7	0.5	0.2
Υψόμετρο $H \leq 1000 \text{ m}$		0.5	0.2	0.0
Φορτία ανέμου (βλ. EC1-1-4)		0.6	0.2	0.0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) (βλ. EC1-1-5)		0.6	0.5	0.0

Πίνακας 5: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ για κτίρια
(EC0 Πίνακας A1.1N)

Συντελεστές φ και ψ_2	ΚΠ	M Y	8
---	-----------	----------------------	----------

Συντελεστής μάζας μεταβλητών δράσεων φ

Όροφοι με συσχετισμένες χρήσεις μπορούν να θεωρηθούν όροφοι εκπαιδευτηρίων, κτιρίων που στεγάζουν υπηρεσίες, μουσείων κλπ. Η χρήση ορόφων πολυκατοικιών με διαμερίσματα θεωρείται μη συσχετισμένη.

Τύπος μεταβλητής δράσης	Όροφος	φ
Κατηγορίες A-C* (Κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών, Χώροι γραφείων, Χώροι συνάθροισης)	Δώμα	1.0
	Συσχετισμένες χρήσεις ορόφων	0.8
	Μη-συσχετισμένες χρήσεις ορόφων	0.5
Κατηγορίες D-F* και αρχαία (Χώροι καταστημάτων, αποθήκες, Χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $W \leq 30 \text{ kN}$)		1.0
*Κατηγορίες όπως ορίζονται στον EC1-1-1:2002		

Πίνακας 6: Τιμές του φ για τον υπολογισμό του $\psi_2 E$ ($\psi_2 E = \varphi \psi_2$)
[EC8-1 §4.2.4 (Πίνακας 4.2)]

Όπως φαίνεται ο συντελεστής φ εξαρτάται από τη χρήση του ορόφου και πολλαπλασιάζει τις μάζες που αντιστοιχούν στα κινητά φορτία αυτού στην περίπτωση σεισμικής καταπόνησης της κατασκευής. Σκοπός του είναι η ενσωμάτωση στο συνδυασμό φόρτισης του συσχετισμού των χρήσεων στους ορόφους. Συγκεκριμένα όσο μεγαλύτερος είναι ο συσχετισμός δράσεων στους ορόφους τόσο μεγαλύτερος είναι και ο συντελεστής φ , τιμές του οποίου αναφέρει ο Πίνακας 6.

Εφαρμογή στο Fespa

1. Συντελεστής ψ_2 :

Αρκεί να ορίσει ο μελετητής την χρήση ορόφου (**Όροφος > Αντισεισμικός > Χρήση ορόφου**) και ο συντελεστής ψ_2 δίνεται αυτόματα από το πρόγραμμα.

2. Συντελεστής φ :

Ο μελετητής πρέπει να ορίσει τον συντελεστή φ μέσω της παραμέτρου **Όροφος > Αντισεισμικός > Συντελεστής μάζας μεταβλητών δράσεων φ** .

816	Όνομα	Διαγράμματα	Εντατικά μεγέθη δοκού
1	1.35G + 1.50Q	Φόρτιση	Φύρτ
2	1.35G + 1.50QA	Μόνιμα G	w
3	1.35G + 1.50QB	1.35G + 1.50Q	wz
4	1.35[G+(+x)]+1.50Q+1.50*0.6W(+x)+1.50*0.5S	1.35G + 1.50QA	Φ1
5	1.35[G+(+x)]+1.50W(+x)+1.50*0.7Q+1.50*0.5S	1.35G + 1.50QB	Φ2
6	1.35[G+(+x)]+1.50S+1.50*0.7Q+1.50*0.6W(+x)	1.35[G+(+x)]+1.50Q+1.50*0	Φ3
7	1.00[G+(+x)]+1.50W(+x)	1.35[G+(+x)]+1.50W(+x)+1.	Φ4
8	1.35[G+(+z)]+1.50Q+1.50*0.5S	1.35[G+(+x)]+1.50S+1.50*0	Φ5
9	1.35[G+(+z)]+1.50S+1.50*0.7Q	1.00[G+(+x)]+1.50W(+x)	Φ6
10	1.35[G+(+x)]+1.50Q+1.50*0.5S	Εντατικά μεγέθη στύλων	Φ7
11	1.35[G+(+x)]+1.50S+1.50*0.7Q	κανένα	Φ8
12	1.35[G+(+z)]+1.50Q+1.50*0.5S	Μεγέθυνση	Φ9
13	1.35[G+(+z)]+1.50S+1.50*0.7Q	Προεπιλογή Μεγεθύνσεων	Φ10
14	1.00 ° G + 1.00 ° Q		Φ11
15	G + ψ2Q		Φ12
*			Φ13
			Φ14
			Φ15
			Φ16

Πίνακας 816

3DV-Διαγράμματα

Τεύχος

Εικόνα 37: Οι φορτίσεις όπως εμφανίζονται στον Πίνακα 816, στο 3DV και στο Τεύχος

Δράσεις και οι συντομογραφίες τους:

Φ1: Μόνιμα + Ίδιο Βάρος (G)

Φ5: G+ψ₂Q

Φ2: Κινητά (Q)

Φ6-Φ9: Δράσεις ατελειών [I(+/-x), I(+/-z)]

Φ3: Κινητά Α' (QA) (δυσμενής δράση)

Φ10-Φ14: Δράσεις φορτίων [Άνεμος W(+/-x), W(+/-z), Χιόνι S]

Φ4: Κινητά Β' (QB) (δυσμενής δράση)

Φ15-Φ16: Δράσεις θερμοκρασίας

Συνδυασμοί Φορτίσεων:

- Θεμελιώδης συνδυασμός για έλεγχο στην **Οριακή Κατάσταση Αστοχίας:**

$$\Sigma \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad [EC (6.10)]$$

$j \geq 1 \quad i > 1$

ΣΦ1: 1.35G+1.50Q

ΣΦ2: 1.35G+1.50QA

ΣΦ3: 1.35G+1.50QB

Φορτίσεις ΟΚΑ και ΟΚΛ	EC2	9
------------------------------	------------	----------

- Συνδυασμοί για έλεγχο στην **Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας**:
Χαρακτηριστικός συνδυασμός για περιορισμό τάσεων:
 $S_{F16}: G+Q$ [EC (6.14)]
Οιονεί μόνιμες δράσεις για έλεγχο βελών και ρηγμάτωσης:
 $S_{F17}: G+[\psi_2 \cdot Q]$ [EC (6.16)]
- **$S_{S:\pm x}, S_{S:\pm z}$** : Τα μέγιστα και τα ελάχιστα αποτελέσματα των **Σεισμικών Συνδυασμών** και των τεσσάρων φορέων που προκύπτουν από τις μετατοπίσεις των μαζών (+x,-x,+z,-z).

Εφαρμογή στο Fespa

- **Φορτίσεις**: Οι επιθυμητές φορτίσεις δίνονται μέσω της **καρτέλας Φορτία** της **δοκού** και του **υποστυλώματος**
- **Δυσμενείς φορτίσεις δοκών**: Επιλέγεται η εφαρμογή ή όχι δυσμενών φορτίσεων στις δοκούς μέσω της παραμέτρου **Κτίριο > Δράσεις > Δυσμενείς φορτίσεις δοκών**.
- **Δράσεις ατελειών**: Σύμφωνα με τον EC3 §5.2.4 η επιρροή των ατελειών (γεωμετρικών, κατασκευαστικών, τοποθέτησης) πρέπει να λαμβάνεται πάντα υπόψη κατά τον υπολογισμό των φορέων.
Το Fespa δίνει για τον υπολογισμό ατελειών δύο επιλογές:
 - **Αυτόματος υπολογισμός από το πρόγραμμα**: Με την εντολή των Παραγωγών «Υπολογισμός ατελειών χωρικού πλαισίου» το πρόγραμμα υπολογίζει αυτόματα τον συντελεστή Φ και δημιουργεί αυτόματα 4 δράσεις ατελειών (Πίνακας 808: «Δράσεις ατελειών»).
 - **Υπολογισμός από τον χρήστη**: Ο μελετητής υπολογίζει το συντελεστή Φ με βάση τα όσα ορίζει ο EC3 και εισάγει την υπολογιζόμενη τιμή στον Πίνακα 808: «Δράσεις ατελειών» στο αντίστοιχο πεδίο, αφού πρώτα έχει θέσει «Όχι» την τιμή του πεδίου «Αυτόματος Υπολογισμός» του ίδιου Πίνακα.
- **Συνδυασμοί δράσεων**: Οι συνδυασμοί δράσεων παράγονται αυτόματα μέσω της εντολής **Παραγωγές > Παραγωγή συνδυασμών δράσεων**. Μετά την εφαρμογή της εντολής ο μελετητής μπορεί να δει και να επεξεργαστεί τους παραγόμενους συνδυασμούς δράσεων μέσω του **Πίνακα 816: Συνδυασμοί δράσεων**.

Φορτίσεις ΟΚΑ και ΟΚΛ	EC2	9
------------------------------	------------	----------

Παράδειγμα με χιόνι, άνεμο κατά τη διεύθυνση x και ατέλειες:

ΣΦ1: $1.35G+1.50Q$

ΣΦ2: $1.35G+1.50Q_A$

ΣΦ3: $1.35G+1.50Q_B$

ΣΦ4: $1.35[G+I(+x)]+1.50Q+1.50*0.6W(+x)+1.50*0.5S(\psi_o=0.6 \text{ για άνεμο και } \psi_o=0.5 \text{ για χιόνι})$

ΣΦ5: $1.35[G+I(+x)]+1.50W(+x)+1.50*0.7Q+1.50*0.5S(\psi_o=0.7 \text{ για κιν.φορτία, } \psi_o=0.5 \text{ για χιόνι})$

ΣΦ6: $1.35[G+I(+x)]+1.50S+1.50*0.7Q+1.50*0.6W(+x)(\psi_o=0.7 \text{ για κιν.φορτία, } \psi_o=0.6 \text{ για άνεμο})$

ΣΦ7: $1.00[G+I(+x)]+1.50W(+x)$ (ευνοϊκά αποτελέσματα κατακόρυφων φορτίων)

ΣΦ8: $1.35[G+I(-x)]+1.50Q+1.50*0.5S$ ($\psi_o=0.5$ για χιόνι)

ΣΦ9: $1.35[G+I(-x)]+1.50S+1.50*0.7Q$ ($\psi_o=0.7$ για κινητά φορτία)

Συντελεστής προσαύξησης εντατικών μεγεθών (ΣΠΕΜ)

Στην περίπτωση δομήματος μέσης ή υψηλής κατηγορίας πλαστιμότητας (ΚΠΜ, ΚΠΥ) με λόγο $\eta_v < 0.5$, η διακοπή τοιχοπληρώσεων σε κάποιον όροφο (π.χ. **pilotis**) λαμβάνεται υπόψη με αύξηση της σεισμικής έντασης στα κατακόρυφα στοιχεία του ορόφου. Η αύξηση αυτή επιτυγχάνεται με χρήση του συντελεστή προσαύξησης εντατικών μεγεθών (ΣΠΕΜ) η_c [EC8-1 §4.3.6.3.2(2)]:

$$\eta_c = \left(1 + \frac{\Delta V_{Rw}}{\Sigma V_{Ed}} \right) \leq q, (\Sigma ΠΕΜ)$$

Όπου:

ΣV_{Ed} : άθροισμα τεμνουσών δυνάμεων στον εν λόγω όροφο λόγω σεισμού

ΔV_{Rw} : $\Delta A_{Rw} \cdot f_{vk}$ = σχετική μείωση της διατμητικής αντοχής των τοιχοπληρώσεων συγκριτικά με τον υπερκείμενο όροφο

ΔA_{Rw} : μείωση εμβαδού τοιχοπληρώσεων συγκριτικά με τον υπερκείμενο όροφο

f_{vk} : διατμητική αντοχή τοιχοποιίας (συνήθως ίσο με 200 kPa)

Εφαρμογή στο Fespa

Βάσει της τιμής ΔV_{Rw} και της υπολογιζόμενης ΣV_{Ed} υπολογίζεται από το πρόγραμμα ο συντελεστής προσαύξησης εντατικών μεγεθών (ΣΠΕΜ – «**Όροφος > Αντισεισμικός > ΣΠΕΜ υποστρωμάτων – τοιχωμάτων**»). Η τιμή ΔV_{Rw} υπολογίζεται από τον μελετητή και εισάγεται στην παράμετρο «**Όροφος > Αντισεισμικός > Μείωση διατμητικής αντοχής ΔV_{Rw}** ».

Αναλυτικός πίνακας με τον υπολογισμό του συντελεστή προσαύξησης εντατικών μεγεθών για κάθε διεύθυνση και όροφο δίνεται στον Πίνακα «**Επίδραση τοιχοπληρώσεων**» του κεφαλαίου «**Ελέγχοι δομήματος**» του τεύχους. (Εικόνα 38)

Προσοχή: Για τον αυτόματο υπολογισμό της παραμέτρου, «**ΣΠΕΜ υποστρωμάτων-τοιχωμάτων**», πρέπει η παράμετρος «**Επίλυση > Γενικά > Ενημέρωση ΣΠΕΜ υποστρωμάτων – τοιχωμάτων**» να είναι γυρισμένη στο «**Ναι**».

Παράδειγμα

Δύστρεπτη κατασκευή ΚΠΥ και $\eta_v = 0.45$, με συντελεστή συμπεριφοράς και στις δύο διευθύνσεις του ίσο με $q = 4.5$. Εξαιτίας της ύπαρξης pilotis, η τοιχοποιία μειώνεται δραστικά στο ισόγειο.

Λύση

Επειδή το κτίριο μελετάται για κατηγορία πλαστιμότητας υψηλή και έχει $\eta_v=0.45<0.5$ πρέπει να γίνει προσάυξηση των εντατικών μεγεθών των υποστυλωμάτων.

$$\Delta A_{Rw} = \sum b_i L_i,$$

Όπου

b_i: πλάτος τοιχοποιίας

L_i: μήκος τοιχοποιίας

Συγκεκριμένα στο ισόγειο για αφαίρεση κατά τη διεύθυνση x τόσο μπατικής ($b_1=13\text{cm}$) όσο και δρομικής ($b_2=8\text{cm}$) τοιχοποιίας συνολικού μήκους $L_{1x}=20\text{m}$ και $L_{2x}=7\text{m}$ αντίστοιχα προκύπτει ότι:

$$\Delta A_{Rw,x} = 0.13 \cdot 20 + 0.08 \cdot 7 = 3.16\text{m}^2$$

Η σχετική μείωση είναι ίση με:

$$\Delta V_{Rw,x} = 3.16\text{m}^2 \cdot 200\text{kPa} = 632\text{kN}$$

Για άθροισμα τεμνουσών δυνάμεων στον εν λόγω όροφο ίσο με 677.13kN, ο συντελεστής προσάυξης, η , προκύπτει ίσος με:

$$\eta_{c,x} = \left(1 + \frac{632}{677.13} \right) \leq 4.5 \Rightarrow \eta_x = 1.933$$

Αντίστοιχα στη διεύθυνση z της κατασκευής με παρόμοιο τρόπο υπολογίζεται το η_z :

$$\eta_{c,z} = \left(1 + \frac{320}{699.91} \right) \leq 4.5 \Rightarrow \eta_z = 1.457$$

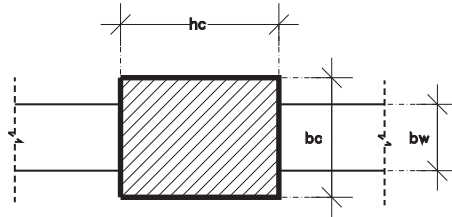
Επίδραση τοιχοπληρώσεων - η_c (ΣΠΕΜ) Υποστυλωμάτων EC8-1 §4.3.6.3.2								
Οροφος [/]	ΔV_{RwX} [kN]	ΔV_{RwZ} [kN]	V_{EdX} [kN]	V_{Edz} [kN]	ΣΠΕΜ $\eta_{c,X}$	q_x [-]	ΣΠΕΜ $\eta_{c,Z}$	q_z [-]
2	0,00	0,00	420,63	435,68	1,000	4,500	1,000	4,500
1	0,00	0,00	543,03	572,13	1,000	4,500	1,000	4,500
0	632,00	320,00	677,13	699,91	1,933	4,500	1,457	4,500
-1	0,00	0,00	465,53	432,13	1,000	4,500	1,000	4,500

$$\eta_c = 1 + \frac{\Delta V_{Rw}}{\Delta V_{Ed}} \leq q$$

Εικόνα 38: Πίνακας επίδρασης τοιχοπληρώσεων στο κεφάλαιο «Γενικοί έλεγχοι δομήματος» του Τεύχους υπολογισμού.

Οδηγίες EC8-1 §5.6.2.2(2)P

Η ελάχιστη απαιτούμενη διάσταση υποστυλώματος h_c (παράλληλα στη διαμήκη διεύθυνση της δοκού) εξαρτάται από τη διάμετρο του διαμήκους οπλισμού της δοκού και υπολογίζεται από τις παρακάτω σχέσεις:

**Εσωτερικοί κόμβοι [EC8-1 (5.50a)]**

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1+0.8 \cdot v_d}{1+0.75 \cdot k_D \cdot \rho' / \rho_{max}}$$

Εξωτερικοί κόμβοι [EC8-1 (5.50b)]

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7.5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1+0.8 \cdot v_d)$$

Όπου:

- d_{bL} : διάμετρος διαμήκους οπλισμού δοκών
 h_c : διάσταση υποστυλώματος στην παράλληλη προς τις ράβδους διεύθυνση
 f_{ctm} : μέση τιμή εφελκυστικής αντοχής σκυροδέματος. Μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση [Πίνακας 3.1 EC2-1-1]:

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} \text{ για σκυρόδεμα } \leq C50 / 60$$

- k_D : συντελεστής κατηγορίας πλαστιμότητας:

$$k_D = \begin{cases} 1 & \text{για ΚΠΥ} \\ 2/3 & \text{για ΚΠΜ} \end{cases}$$

- ρ' : ποσοστό του κάτω οπλισμού δοκών που διέρχεται από τον κόμβο
 ρ_{max} : μέγιστος επιτρεπόμενος εφελκυστικός οπλισμός δοκών που υπολογίζεται ως εξής [EC8-1 §5.4.3.1.2(4)]:

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0.0018}{\mu_\phi \epsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Όπου:

- $\rho' = A'_s / (bd)$
 A'_s : θλιβόμενος οπλισμός (κάτω) (Σημείωση: $A'_s \geq \frac{1}{2} A_s$)

b : πλάτος θλιβόμενου πέλματος της δοκού (Προσοχή: όχι του κορμού)

d : στατικό ύψος

μ_ϕ : πλαστιμότητα καμπυλοτήτων [EC8-1 §5.2.3.4(3)]:

$$\mu_\phi = \begin{cases} 2q_0 - 1 & \text{για } T_1 \geq T_C \\ 1 + 2(q_0 - 1)(T_C / T_1) & \text{για } T_1 < T_C \end{cases}$$

q_0 : βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς

T_1 : θεμελιώδης ιδιοπερίοδος κτιρίου

$\varepsilon_{sy,d}$: τιμή σχεδιασμού της ανηγμένης εφελκυστικής παραμόρφωσης του χάλυβα στη διαρροή που υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\varepsilon_{sy,d} = f_{yd} / E_s, E_s = 200 \text{ GPa [EC2-1-1 §3.2.7(4)]}$$

γ_{RD} : συντελεστής υπεραντοχής:

$$\gamma_{RD} = \begin{cases} 1.2 & \text{για ΚΠΥ} \\ 1.0 & \text{για ΚΠΜ} \end{cases}$$

$$vd = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$$

N_{Ed} : η ελάχιστη αξονική δύναμη του υποστυλώματος από το σεισμικό συνδυασμό.

Εφαρμογή στο Fespa

- **Έλεγχος συνάφειας κόμβου:** Ο έλεγχος συνάφειας ράβδων που διέρχονται μέσω εσωτερικών ή εξωτερικών κόμβων (υποστυλωμάτων κύριων δοκών) πραγματοποιείται αυτόματα από το πρόγραμμα όταν η τιμή της παραμέτρου «Έλεγχος συνάφειας κόμβου» είναι ορισμένη ως «Αυτόματο».

Η παράμετρος αυτή ορίζεται:

1. Για όλους τους κόμβους (υποστυλωμάτων – κύριων δοκών) του κτιρίου από: Κτίριο>Αντισεισμικός>Έλεγχος συνάφειας κόμβου
2. Για κάθε κόμβο ξεχωριστά από: Υποστύλωμα>Σκυρόδεμα>Έλεγχος συνάφειας κόμβου

- **Αποτελέσματα ελέγχου συνάφειας κόμβου:** Τα αποτελέσματα από τον έλεγχο συνάφειας κόμβων, εμφανίζονται στον πίνακα «Έλεγχος συνάφειας κόμβων» του κεφαλαίου «Δοκοί» του Τεύχους. Για τους κόμβους για τους οποίους δεν πληρούται ο έλεγχος συνά-

φειας είναι απαραίτητη η αλλαγή είτε της διάστασης του υποστυλώματος που συντρέχει στον κόμβο, είτε της διαμέτρου του διαμήκους οπλισμού της δοκού που συντρέχει στον κόμβο (Δοκός > Οπλισμός > Διάμετροι κύριου οπλισμού). Οι Πίνακες του επόμενου παραδείγματος δίνουν ενδεικτικές τιμές για την ελάχιστη διάσταση υποστυλώματος ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας, τη διάμετρο του διαμήκους οπλισμού της δοκού και το είδος του κόμβου (εσωτερικός – εξωτερικός).

Εφαρμογή στην πράξη

Ο έλεγχος του EC8 σχετικά με τη συνάφεια σε κόμβο είναι ιδιαίτερα απαιτητικός. Ο υπολογισμός της ελάχιστης διάστασης υποστυλώματος μπορεί να απλοποιηθεί για συγκεκριμένα χαρακτηριστικά υλικών σκυροδέματος, χάλυβα, διαστάσεων και τρόπου όπλισης των δοκών, που καλύπτουν ένα ευρύ φάσμα χρήσης στην πράξη, δίνοντας την τάξη μεγέθους της ελάχιστης διάστασης που αναμένεται να ικανοποιεί τον έλεγχο.

Τιμές ελάχιστης διάστασης υποστυλώματος $b_{c,min}$ (cm)				ΚΠΜ	
Ποιότητα σκυροδέματος	Είδος κόμβου	$\alpha\Phi$	$\Phi 12$	$\Phi 14$	$\Phi 16$
C16/20	Εξωτερικός	30 Φ	40	45	50
	Εσωτερικός	42 Φ	55	60	70
C20/25	Εξωτερικός	25 Φ	30	35	40
	Εσωτερικός	37 Φ	45	55	60
C25/30	Εξωτερικός	22 Φ	30	35	35
	Εσωτερικός	28 Φ	35	40	45
Χάλυβας S500		$b_{c,min} = \alpha\Phi$, Φ η διάμετρος σιδήρου δοκού			

Πίνακας 7: Ελάχιστες διαστάσεις υποστυλωμάτων για μέση κατηγορία πλαστιμότητας ανάλογα με την ποιότητα σκυροδέματος και το είδος του κόμβου (εσωτερικός, εξωτερικός)

Οι βασικές παραδοχές περιλαμβάνουν τα εξής:

1. Για συνήθεις δοκούς με διαστάσεις που κυμαίνονται από 25/50 έως 30/80, το εύρος διακύμανσης του ποσοστού θλιβόμενου οπλισμού είναι $0.25\% \leq \rho' \leq 0.5\%$.
2. Για ακραίες τιμές του q_0 , η διακύμανση του μ_0 κυμαίνεται από 5 έως 29 για ΚΠΜ και 7 έως 47 για ΚΠΥ.
3. Ποιότητα χάλυβα οπλισμού S500.
4. Η ανηγμένη αξονική δύναμη n_d παίρνει τη δυσμενέστερη για τον υπολογισμό τιμή που αντιστοιχεί σε κόμβο του ανώτερου ορόφου της κατασκευής (n_d κυμαίνεται από 0.025 έως 0.1).

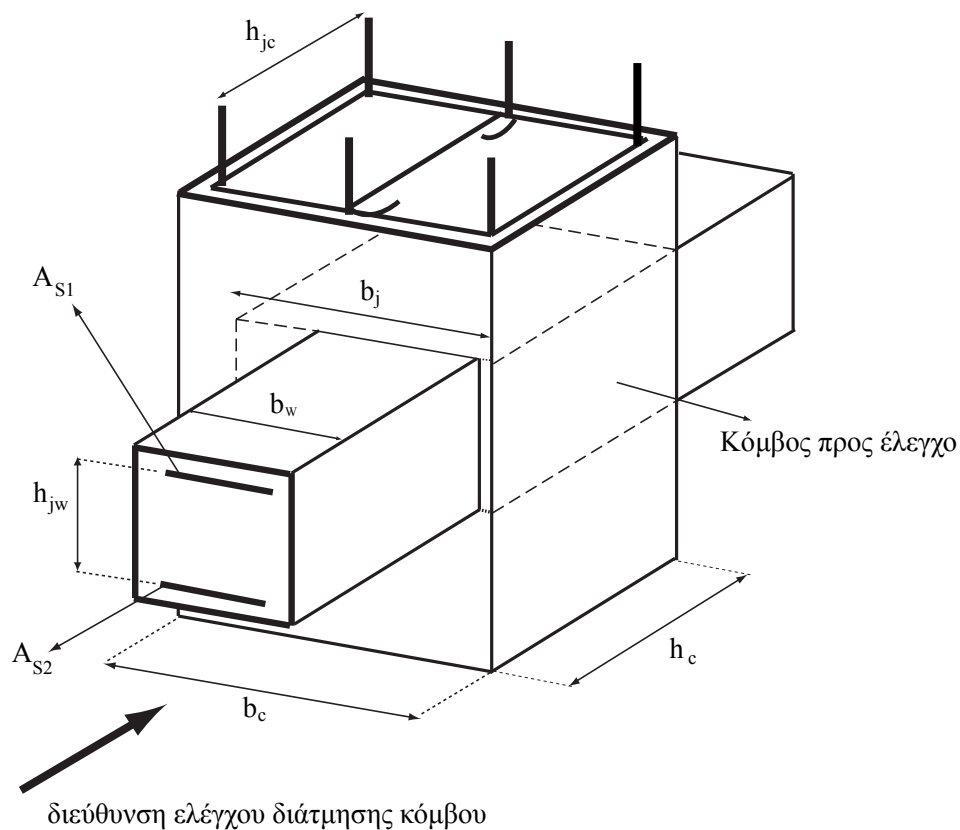
Κατ' αυτόν τον τρόπο προκύπτουν οι ελάχιστες διαστάσεις υποστυλώματος (στρογγυλοποιημένες) όπως αναφέρει ο Πίνακας 7 και ο Πίνακας 8 για ΚΠΜ και ΚΠΥ αντίστοιχα, τόσο για εξωτερικούς όσο και για εσωτερικούς κόμβους.

Τιμές ελάχιστης διάστασης υποστυλώματος $b_{c,min}$ (cm)				ΚΠΥ	
Ποιότητα σκυροδέματος	Είδος κόμβου	$\alpha\Phi$	$\Phi 12$	$\Phi 14$	$\Phi 16$
C16/20	Εξωτερικός	-	-	-	-
	Εσωτερικός	-	-	-	-
C20/25	Εξωτερικός	30Φ	-	45	50
	Εσωτερικός	50Φ	-	70	80
C25/30	Εξωτερικός	27Φ	-	40	45
	Εσωτερικός	42Φ	-	60	70
Χάλυβας S500		$b_{c,min} = \alpha\Phi$, Φ η διάμετρος σιδήρου δοκού			

Πίνακας 8: Ελάχιστες διαστάσεις υποστυλωμάτων για υψηλή κατηγορία πλαστιμότητας ανάλογα με την ποιότητα σκυροδέματος και το είδος του κόμβου (εσωτερικός, εξωτερικός)

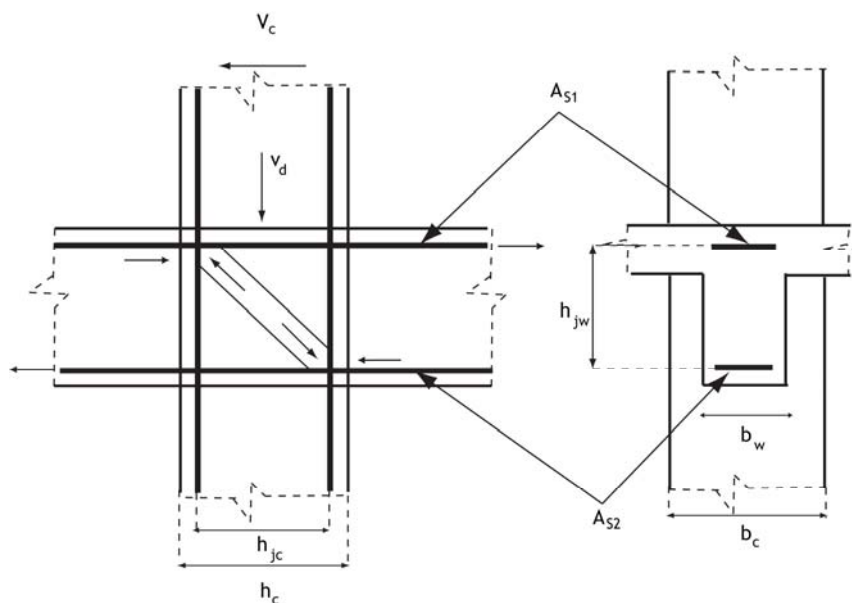
Παρατήρηση: Η κατάσταση είναι πιο δυσμενής στους εσωτερικούς κόμβους. Ένας τρόπος μείωσης της απαίτησης σε ελάχιστο μήκος πλευράς υποστυλώματος είναι η χρήση σκυροδέματος υψηλότερης ποιότητας. Σε κάθε περίπτωση οι απαιτήσεις σε κατασκευές υψηλής κατηγορίας πλαστιμότητας είναι μεγαλύτερες.

Ο έλεγχος διάτμησης κόμβου αποτελεί ένα νέο είδος ελέγχου το οποίο σχετίζεται με την οριζόντια σεισμική φόρτιση σε κατασκευές **υψηλής κατηγορίας πλαστιμότητας (ΚΠΥ)**. Ο κόμβος υπόκειται σε διάτμηση και η μη ικανοποίηση του ελέγχου απαιτεί είτε αύξηση των διαστάσεων του κόμβου, είτε διαστασιολόγηση της κατασκευής ως μέσης κατηγορίας πλαστιμότητας.



Σχήμα 17: Τυπικός κόμβος δοκού - υποστυλώματος

Υπό την επίδραση οριζόντιας φόρτισης οι ροπές των δοκών εκατέρωθεν του κόμβου είναι ομόφορες και ο κόμβος διατέμνεται όπως φαίνεται στο Σχήμα 18



Σχήμα 18 Διάτμηση κόμβου δοκού – υποστυλώματος

Τέμνουσα διαστασιολόγησης V_{jhd} [EC8-1 §5.5.2.3(2)]

Από την οριζόντια ισορροπία του άνω τμήματος του κόμβου προκύπτει η τέμνουσα δύναμη διαστασιολόγησης κόμβου. Συγκεκριμένα ισχύει:

Εσωτερικοί κόμβοι:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd}(A_{s1} + A_{s2})f_{yd} - V_c$$

Εξωτερικοί κόμβοι:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd}A_{s1}f_{yd}$$

Όπου:

V_c : μέγιστη σεισμική τέμνουσα δύναμη του άνω υποστυλώματος στην εξεταζόμενη διεύθυνση

γ_{Rd} : 1.2 υπεραντοχή

A_{s1}, A_{s2} : διατομή άνω και κάτω διαμήκους οπλισμού δοκού αντίστοιχα

1. Έλεγχος διαγώνιας θλίψης σκυροδέματος [EC8-1 §5.5.3.3(2)]

Έλεγχος προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια του διαγώνιου θλιπτήρα σε θλίψη:

Εσωτερικοί κόμβοι:

$$V_{jhd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \cdot b_j \cdot h_{jc}$$

Εξωτερικοί κόμβοι:

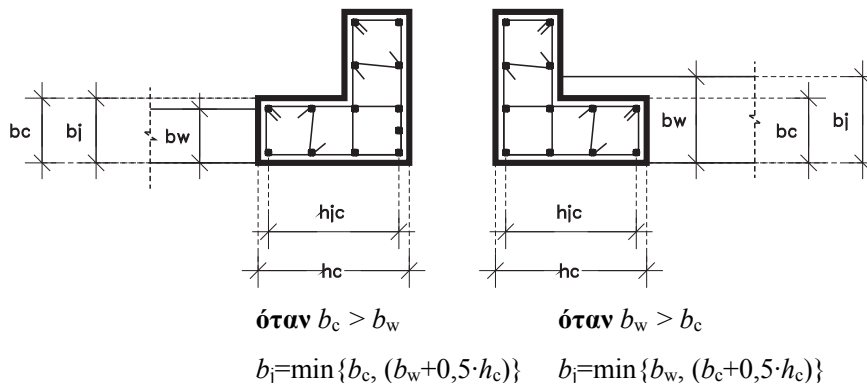
$$V_{jhd} \leq 0.8 \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \cdot b_j \cdot h_{jc}$$

Όπου:

η : $0.6 \cdot (1 - f_{ck}/250)$, f_{ck} σε MPa

v_d : μέγιστη ανηγμένη αξονική δύναμη του άνω υποστυλώματος για σεισμικούς συνδυασμούς (θλίψη θετική)

b_j : δρών πλάτος το οποίο είναι ίσο με τα επόμενα:



2. Οριζόντιος οπλισμός κόμβου [EC8-1 §5.5.3.3(3)]

Ο οριζόντιος οπλισμός κόμβου υπολογίζεται με βάση δύο μεθόδους και τελικά τοποθετείται ο ελάχιστος εκ των υπολογισθέντων. Η τοποθέτηση του γίνεται ομοιόμορφα μέσα στο ύψος h_{jw} του κόμβου.

Α' τρόπος υπολογισμού

Σχετίζεται με την παροχή επαρκούς οπλισμού περισφίγξης στον κόμβο ώστε να περιοριστούν οι μέγιστες διαγώνιες εφελκυστικές τάσεις στο σκυρόδεμα σε f_{ctd} . Για αυτό το λόγο θα πρέπει να

Έλεγχος διάτμησης εσωτερικού ή εξωτερικού κόμβου στην ανωδομή

ΚΠ

Υ

12

τοποθετηθεί οριζόντιος οπλισμός περίσφιγξης διαμέτρου όχι λιγότερης των 6mm που να ικανοποιεί την ακόλουθη σχέση:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{\left(\frac{V_{jhd}}{b_j \cdot h_{jc}} \right)^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd}$$

Όπου:

vd: ανηγμένη αξονική δύναμη του άνω υποστυλώματος

fctd: $f_{ctk, 0,05}/\gamma_c$

Β' τρόπος υπολογισμού

Σχετίζεται με την παροχή επαρκούς οπλισμού ώστε να εξασφαλιστεί η ακεραιότητα του κόμβου μετά τη διαγώνια ρηγμάτωση. Το συνολικό εμβαδό των οριζόντιων κλειστών συνδετήρων θα πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη σχέση:

Εσωτερικοί κόμβοι

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{ywd} \cdot (1 - 0.8 \cdot v_d)$$

Όπου:

vd: η ελάχιστη ανηγμένη αξονική δύναμη του άνω υποστυλώματος για σεισμικούς συνδυασμούς (θλίψη θετική).

Εξωτερικοί κόμβοι

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot A_{s2} \cdot f_{ywd} \cdot (1 - 0.8 \cdot v_d)$$

Όπου:

vd: η ελάχιστη ανηγμένη αξονική δύναμη του κάτω υποστυλώματος για σεισμικούς συνδυασμούς (θλίψη θετική).

3. Κατακόρυφος οπλισμός κόμβου

Στην περίπτωση που ο ήδη τοποθετημένος διαμήκης οπλισμός που είναι απαραίτητος για την καμπτική αντοχή του υποστυλώματος (πλην των γωνιακών διαμήκων ράβδων) δεν επαρκεί, θα πρέπει να παρέχεται επαρκής κατακόρυφος οπλισμός μέσα στον κόμβο ώστε να πληρείται συνολικά η ακόλουθη σχέση:

$$A_{sv,I} \geq (2/3) \cdot A_{sh} \cdot (h_{jc}/h_{jw})$$

Όπου:

Ash: συνολικά απαιτούμενο εμβαδό οριζόντιων συνδετήρων όπως υπολογίστηκε ανά μέτρο μήκους.

Έλεγχος διάτμησης εσωτερικού ή εξωτερικού κόμβου στην ανωδομή

ΚΠ

Υ

12

Asv,I: συνολικό εμβαδό των κατακόρυφων ράβδων του υποστυλώματος (εκτός των γωνιακών).

Εφαρμογή στο Fespa

- **Ο έλεγχος διάτμησης κόμβου**, κύριας δοκού – κύριου υποστυλώματος, πραγματοποιείται αυτόματα από το πρόγραμμα όταν η παράμετρος «Έλεγχος διάτμησης κόμβου» είναι ορισμένη ως «Αυτόματο».

Η παράμετρος αυτή ορίζεται:

1. Για κάθε κόμβο ξεχωριστά από: Υποστώμα > Σκυρόδεμα > Έλεγχος διάτμησης κόμβου.
2. Για όλους τους κόμβους (κύριας δοκού-κύριου υποστυλώματος) του κτιρίου από: **Κτίριο > Αντισεισμικός > Έλεγχος διάτμησης κόμβου**.

Για την πραγματοποίηση του ελέγχου διάτμησης κόμβου από το Fespa είναι απαραίτητος ο υπολογισμός των h_c και h_j , ο οποίος ελέγχεται από την παράμετρο «Παραγωγές > Προσαρμογή δοκών-στύλων > Αυτόματος υπολογισμός h_c και h_j ». Για τον υπολογισμό των h_c και h_j είναι απαραίτητη και η εφαρμογή μιας εκ των δυο επόμενων εντολών των παραγωγών:



Όλοι οι όροφοι (Προσαρμογή, κατακόρυφωση, μέλη για διαστασιολόγηση)



Προσαρμογή δοκών-υποστυλωμάτων για κάθε όροφο χωριστά.

- **Αποτελέσματα ελέγχου διάτμησης κόμβου**: Τα αποτελέσματα που προκύπτουν από τον έλεγχο διάτμησης κόμβου εμφανίζονται στον πίνακα του Τεύχους «Έλεγχος διάτμησης κόμβων» της ενότητας «Δοκοί».

Έλεγχος διάτμησης κόμβων δοκού-υποστυλώματος (μόνο για ΚΠΥ)

Έλεγχος Διάτμησης Κόμβων [EC8-1 §5.5.2.3 & §5.5.3.3]													
Κόμβ	Στύλος	b _j	h _{jc}	As _{ov}	As _{un}	V _c	vd _{Max}	V _{jhd}	< V _{jhd} lim	vd _{min}	Ash/h _{jw}	As _{vi}	
[/]	[/]	[m]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[kN]	[/]	[kN]	[kN]	[/]	[cm ² /m]	[cm ²]	
13	K13	0,600	0,600	7,70	7,10	114,33	0,09	287,25	< 2368,02	0,03	0,00	(a)	0,00
14	K14	0,600	0,600	8,17	9,24	114,13	0,12	793,93	< 2855,35	0,06	14,12	(a)	5,65
15	K15	0,600	0,600	8,17	9,24	101,36	0,11	806,70	< 2886,45	0,06	14,41	(a)	5,76
16	K16	0,600	0,600	8,17	9,24	101,03	0,11	807,03	< 2886,80	0,06	14,41	(a)	5,77
17	K17	0,600	0,600	8,17	9,24	113,91	0,12	794,15	< 2857,18	0,06	14,24	(a)	5,69
18	K18	0,600	0,600	7,70	7,10	113,70	0,09	287,88	< 2369,31	0,03	0,00	(a)	0,00

Έλεγχος διαγώνιας θλίψης σκυροδέματος: $V_{jhd} < V_{jhd_lim}$

Έλεγχος επάρκειας συνδετήρων:

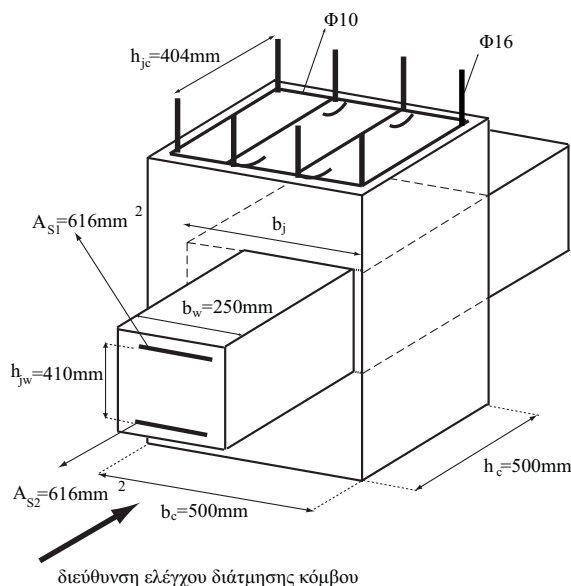
$$A_{sv,i} \geq (2/3) \cdot A_{sh} \cdot (h_{jc} / h_{jw})$$

- A_{sh}/h_{jw} : Η συνολική διατομή των οριζόντιων συνδετήρων προς την απόσταση μεταξύ των άνω και κάτω ράβδων του οπλισμού της δοκού
- A_{svi} : Ο αναγκαίος κατακόρυφος οπλισμός του υποστυλώματος (εκτός των γωνιακών ράβδων) που διέρχεται από τον κόμβο, ώστε να πληρούται η σχέση:

Παράδειγμα υπολογισμού οριζόντιου οπλισμού σε εσωτερικό κόμβο δοκού-υποστυλώματος

Ποιότητα σκυροδέματος: C20/25

- Διαστάσεις υποστυλώματος: 50x50
- Διαστάσεις δοκών: 25x50
- Διατομή συνδετήρων υποστυλωμάτων: $\Phi 10$
- Μέγεθος αξονικής δύναμης άνω υποστυλώματος: 200kN
- Μέγεθος μέγιστης σεισμικής τέμνουσας άνω υποστυλώματος: 80kN



Εύρεση απαιτούμενου οριζόντιου οπλισμού με τις δύο μεθόδους**A' τρόπος υπολογισμού:**

Τέμνουσα διαστασιολόγησης V_{jhd} : $V_{jhd} = 1,2(616\text{mm}^2 + 616\text{mm}^2) \frac{500}{1,15} \cdot \frac{1}{1000} - 40 = 603\text{kN}$

Για τα πλάτη δοκού και υποστυλώματος ισχύει ότι:

$$b_c > b_w$$

$$b_j = \min\{500, (250 + 0,5 \cdot 500)\} = 500\text{mm}$$

$$\text{Ανηγμένη αξονική δύναμη: } v_d = \frac{100000}{250000} \frac{20}{1,5} = 0,03$$

Προκύπτει τελικά ότι το συνολικό εμβαδό της διατομής του οριζόντιου οπλισμού περίσφιγξης θα πρέπει να είναι τουλάχιστο ίσο με: $A_{sh} \geq 2525\text{mm}^2$ (ήτοι Φ10/5)

B' τρόπος υπολογισμού:

$$A_{sh} \geq 1442\text{mm}^2 \text{ (ήτοι } \Phi 10/8)$$

Τοποθετείται ο ελάχιστος εκ των υπολογισθέντων: Φ10/8.

Εύρεση απαιτούμενου οριζόντιου οπλισμού με βάση τον εγκάρσιο οπλισμό περίσφιγξης των υποστυλωμάτων.

Εάν αντί των προηγούμενων μεθόδων εφαρμοστεί η συνέχιση του ελάχιστου απαιτούμενου εγκάρσιου οπλισμού περίσφιγξης των κρίσιμων περιοχών των συντρεχόντων υποστυλωμάτων έχουμε:

- Μέγιστη δυνατή απόσταση συνδετήρων εντός κρίσιμων περιοχών σε υποστυλώματα (ΚΠΥ):
 $s_{max} = \min(6d_{bl}; b_o/3; 125\text{mm}) = 96\text{mm} \approx 100\text{mm}$
- Μέσα στο ύψος h_w θα τοποθετηθούν συνδετήρες Φ10/10, που σημαίνει ελαφρώς ασθενέστερη διάταξη εγκάρσιου οπλισμού σε σχέση με τα προβλεπόμενα από τη Β' μέθοδο.

Η ακτίνα αδρανείας βασίζεται στον υπολογισμό της πολικής ροπής αδρανείας η οποία διαφοροποιείται για τις περιπτώσεις επιφανειακού (π.χ. πλάκας) και γραμμικού στοιχείου (π.χ. δοκού). Ισχύουν:

1. Πολική ροπή αδρανείας ως προς τον άξονα που διέρχεται από το Κ.Β. ορθογωνικής επιφάνειας και είναι κάθετος σε αυτή:

$$J_{A_i P} = \left(\frac{b_i h_i (b_i^2 + h_i^2)}{12} \right) f_{A_i P} \quad [Nm^2]$$

b_i : πλάτος επιφάνειας

h_i : μήκος επιφάνειας

$$f_{A_i P} = g_{A_i} + 0.3 q_{A_i} \quad [N/m^2]$$

Όπου

g_{A_i}, q_{A_i} : μόνιμα και κινητά φορτία που ασκούνται επί της ορθογωνικής επιφάνειας

Ο υπολογισμός της πολικής ροπής αδρανείας ως προς άξονα παράλληλο σε αυτόν που διέρχεται από το Κ.Β. της επιφάνειας απαιτεί πρόσθεση του όρου Steiner.

2. Πολική ροπή αδρανείας ως προς τον άξονα που διέρχεται από το Κ.Β. γραμμικού στοιχείου, δοκού και είναι κάθετος σε αυτό:

$$J_{L_i P} = \left(\frac{L_i^3}{12} \right) f_{L_i} \quad [Nm^2]$$

L : μήκος γραμμικού στοιχείου L

$$f_{L_i} = g_L \quad [N/m]$$

g_L : τα μόνιμα φορτία που ασκούνται επί του γραμμικού μέλους χωρίς τα βάρη που δέχονται από τις πλάκες (μόνιμα φορτία από το βάρος τοιχοπληρώσεων + ι.β. της κρέμασης της δοκού)

Ο υπολογισμός της πολικής ροπής αδρανείας ως προς άξονα παράλληλο σε αυτόν που διέρχεται από το Κ.Β. της επιφάνειας απαιτεί πρόσθεση του όρου Steiner.

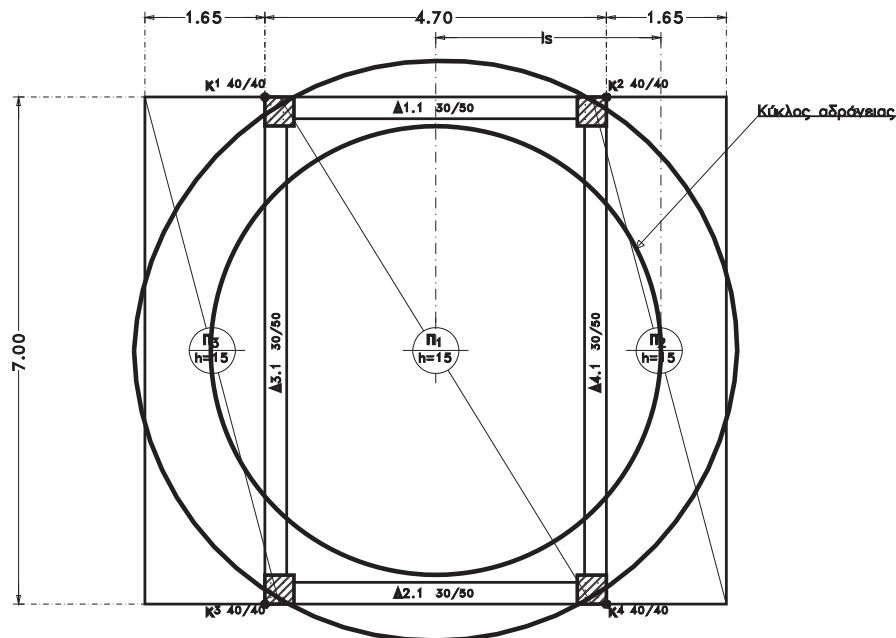
Η ακτίνα αδρανείας τελικά υπολογίζεται ως εξής:

$$I_s = \sqrt{\frac{\sum J_{pi}}{\sum A_i f_{A_iP} + \sum L_i f_{L_i}}}$$

$\sum J_{pi}$:είναι το άθροισμα των όρων των πολικών ροπών αδρανείας όλων των μελών (επιφανειακών ή γραμμικών) μαζί με τους όρους Steiner εφόσον αυτοί υπάρχουν.

Παρατήρηση: Η απομείωση του φορτίου τοιχοποιίας λόγω ύπαρξης ανοιγμάτων σε αυτή, οδηγεί σε μείωση της ακτίνας αδρανείας οδηγώντας κατά συνέπεια σε πιο δύσκαμπτη στρεπτικά κατασκευή.

Παράδειγμα



Σχήμα 19: Κάτοψη κτιρίου

Η κάτοψη του σχήματος αποτελείται από 3 πλάκες και 4 δοκούς. Οι πλάκες φορτίζονται καθολικά με μόνιμο φορτίο 1kN/m^2 και κινητό φορτίο 2kN/m^2 , ενώ οι δοκοί φέρουν κατά μήκος τους

Ακτίνα αδρανείας I_s	κπ	M Y	13
--	-----------	----------------------	-----------

τοιχοποιία φορτίου 9kN/m. Υπόψη λαμβάνονται και τα ίδια βάρη των πλακών και των δοκών. Οι διαστάσεις της κάτοψης και των διατομών των φερόντων μελών φαίνονται στο Σχήμα 19.

Δοκός 1: $f_{L1}=11.625 \text{ kN/m}$,

$$L_i=7.0-0.4-0.4=6.2 \text{ m}$$

$$J_{L1}=\left(\frac{6.2^3}{12}\right) \cdot 11.625=230.88 \text{ kNm}^2 \text{ Όμοια για δοκό 2.}$$

$$\textbf{Πλάκα 1: } f_{A1P}=(25.0 \cdot 0.15+1) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}+0.3 \cdot 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}=5.35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2},$$

$$J_{A1P}=\left(\frac{1.65 \times 7 \times (1.65^2+7^2)}{12}\right) 5.35=266.34 \text{ Όμοια για τις υπόλοιπες πλάκες.}$$

$f_{A1P} = f_{A2P}$ (kN/m ²)	f_{L1} (kN)	f_{L2} (kN)	J_{A1P} (kNm ²)	J_{A2P} (kNm ²)	J_{L1} (kNm ²)	J_{L2} (kNm ²)	$\sum J_{pi}$ (kNm ²)	$\sum A_i f_{A1P}$ (kN)	I_s (m)
5.35	11.63	11.63	266.34	1042.74	230.88	57.47	5113.21	524.43	3.09

Στην περίπτωση φόρτισης τοιχοποιίας 4.5kN/m αντί των 9kN/m που χρησιμοποιήθηκαν προηγούμενως, η ακτίνα αδρανείας μειώνεται στην τιμή 3.08.

Κατά τη διενέργεια της ελαστικής δυναμικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης με επαλληλία των ιδιομορφών θεωρείται, σύμφωνα με τον EC8-1, ότι οι δύο οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής έντασης εφαρμόζονται ταυτόχρονα στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου. Γίνεται θεώρηση επίσης ότι οι δύο οριζόντιες συνιστώσες έχουν την ίδια ένταση και είναι ανεξάρτητες μεταξύ τους.

Πρακτικά, η μέγιστη σεισμική ένταση σε ένα υποστυλώμα προκύπτει από τις επιμέρους αναλύσεις της καθεμίας σεισμικής συνιστώσας ξεχωριστά και τον μετέπειτα συνδυασμό τους ως εξής:

$$M_{Ex,max} = \pm \sqrt{(M_{Exx})^2 + (M_{Exy})^2}$$

$$M_{Ey,max} = \pm \sqrt{(M_{Eyy})^2 + (M_{Eyx})^2}$$

$$N_{E,max} = \pm \sqrt{(N_{Ex})^2 + (N_{Ey})^2}$$

$M_{Ex,max}$, $M_{Ey,max}$, $N_{E,max}$: τα ακραία εντατικά μεγέθη της διατομής του υποστυλώματος

M_{Exx} , M_{Eyx} , N_{Ex} : τα εντατικά μεγέθη της x-x σεισμικής συνιστώσας

M_{Exy} , M_{Eyy} , N_{Ey} : τα εντατικά μεγέθη της y-y σεισμικής συνιστώσας

Επισημαίνεται ωστόσο, ότι οι ακραίες τιμές που υπολογίζονται ως άνω δε δρουν ταυτόχρονα. Αυτό σημαίνει ότι ο συνδυασμός τους θα οδηγούσε σε συντηρητικό σχεδιασμό του υποστυλώματος. Μία ακριβέστερη προσέγγιση του προβλήματος προτάθηκε από τον Gupta (1990) η οποία ορίζει ότι τα τρία σεισμικά εντατικά μεγέθη τα οποία αλληλοεπιδρούν βρίσκονται πάνω σε ένα ελλειψοειδές με κέντρο το σημείο (N_G , M_{yG} , M_{zG}) του στατικού σχεδιασμού $G+\psi_2 Q$.

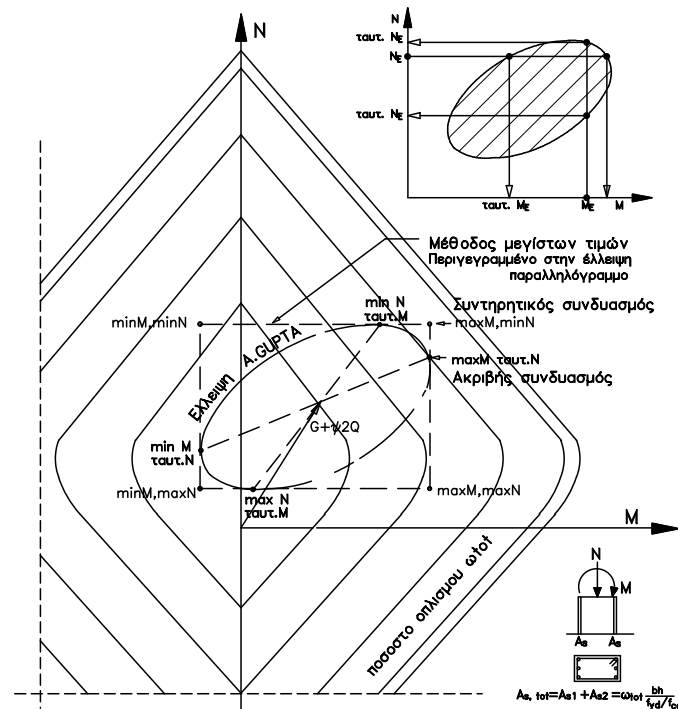
Στην απλή περίπτωση αλληλεπίδρασης αξονικής δύναμης με ροπής, το ελλειψοειδές εκφυλίζεται σε έλλειψη (Σχήμα 19) με εξίσωση:

$$\frac{M_{min}^2}{M_{E,max}^2} + \frac{N_{ταυτ}^2}{N_{E,max}^2} - 2\rho \cdot \frac{M_{min} \cdot N_{ταυτ}}{M_{E,max}^2 \cdot N_{E,max}^2} = 1 - \left(\frac{\rho}{M_{E,max} \cdot N_{E,max}} \right)$$

$$\rho = \sum_i (M_{i,x} \cdot N_{i,x} + M_{i,y} \cdot N_{i,y})$$

Όπου $M_{i,x}$, $M_{i,y}$, $N_{i,x}$, $N_{i,y}$ είναι τα εντατικά μεγέθη της i ιδιομορφής για σεισμό σε διεύθυνση x-x και y-y αντίστοιχα.

Η έλλειψη αυτή βρίσκεται εγγεγραμμένη στο παραλληλόγραμμο με κορυφές τα ακραία εντατικά μεγέθη.



Σχήμα 20: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για το σχεδιασμό έναντι σεισμικών φορτίων

Στην περίπτωση υποστυλωμάτων το ελλειψοειδές των σεισμικών εντατικών μεγεθών απεικονίζεται στο Τεύχος με τις προβολές του στα τρία επίπεδα M_y-M_z , $N-M_z$, $N-M_y$ (Εικόνα 39), ενώ ταυτόχρονα παρουσιάζεται ο τελικός λόγος επάρκειας συγκρίνοντας το κρίσιμο διάνυσμα φόρτισης με την καμπύλη αλληλεπίδρασης. Παράλληλα, στα γραφήματα σημειώνεται με μεγάλη μπλε κουκίδα και το σημείο που αντιστοιχεί στο δυσμενέστερο στατικό συνδυασμό (π.χ. $(1.35G + 1.50Q)$). Σε περίπτωση που τα στατικά φορτία προκύπτουν δυσμενέστερα από τα σεισμικά, το κρίσιμο διάνυσμα της φόρτισης σχεδιασμού ενώνει την αρχή των αξόνων με το σημείο αυτό.

Προσδιορισμός ταυτόχρονων σεισμικών εντατικών μεγεθών

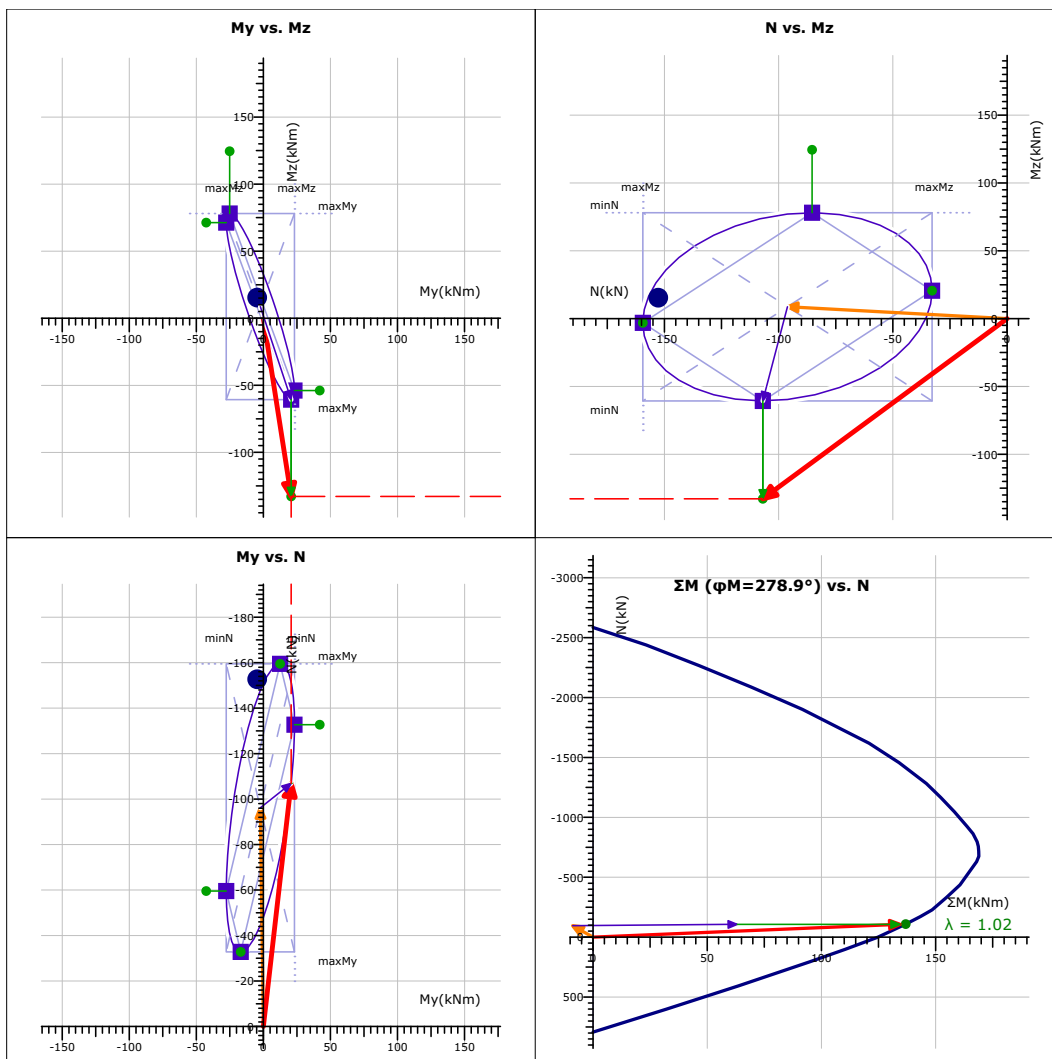


ΚΠ

M

Y

14



Εικόνα 39: Προβολές ελλειψοειδούς και τελικός έλεγχος επάρκειας υποστυλώματος

Η βασική θεώρηση του ικανοτικού σχεδιασμού των πλάστιμων τοιχωμάτων είναι ότι ο μηχανισμός αστοχίας πρέπει να περιλαμβάνει μία πλαστική άρθρωση μόνο στη βάση του τοιχώματος, ενώ στους υπόλοιπους ορόφους η απόκριση του είναι ελαστική. Για το σκοπό αυτό το τελικό διάγραμμα σχεδιασμού των ροπών έχει το τραπεζοειδές σχήμα της Εικόνα 40 το οποίο προκύπτει από το πριονωτό διάγραμμα της ανάλυσης μέσω της διαδικασίας μετατόπισης της εφελκυστικής δύναμης (tension shift). Ο έλεγχος ροπών και τέμνουσών πρέπει να γίνει σε κάθε στάθμη του τοιχώματος με τις τιμές που προκύπτουν από τις περιβάλλουσες οι οποίες κατασκευάζονται όπως περιγράφει ο EC8-1 στην §5.4.2.4.

Η τιμή της εφελκυστικής μετατόπισης a_1 ισούται με:

$$a_1 = z \cdot \cot \theta \cong 0.9 \cdot l_w \cdot \cot \theta \cong l_w$$

l_w : μήκος τοιχώματος

Σχετικά με το τοίχωμα K₄ της Εικόνα 40 η περιβάλλουσα ροπών υπολογίζεται ως εξής:

Μέγιστη ροπή στη βάση: $M_{base} = 1498.5 \text{ KNm}$

Μέγιστη ροπή στην κορυφή: $M_{top} = 176.5 \text{ KNm}$

Μετακίνηση εφελκυστικής δύναμης:

$$a_1 = l_w = 2.15 \text{ m}$$

Ροπή σχεδιασμού στην κορυφή έπειτα από τη μετάθεση εφελκυστικής δύναμης:

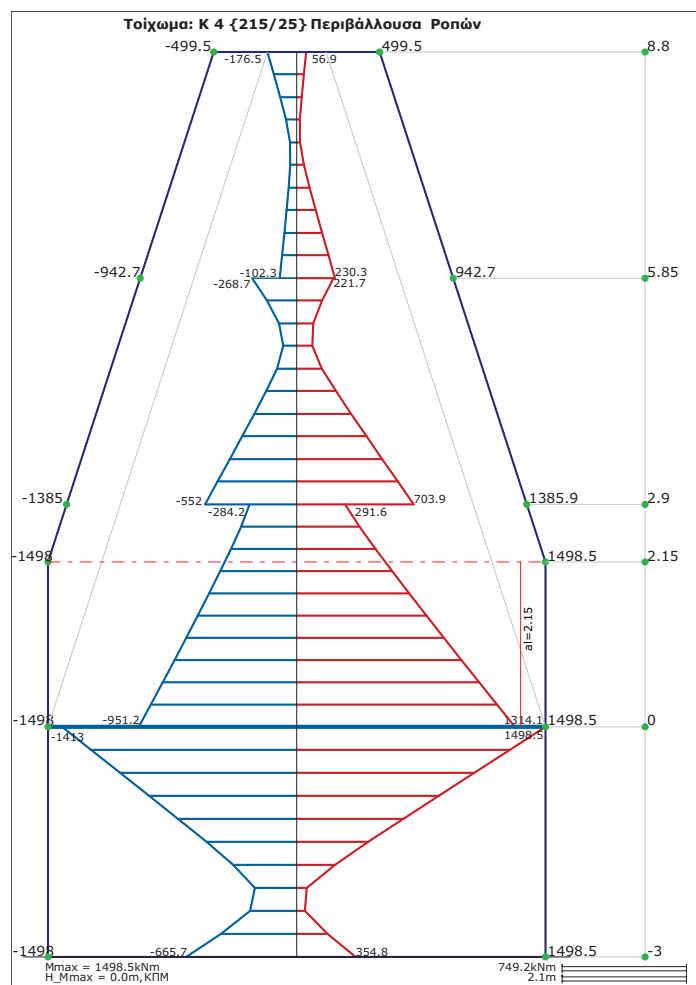
$$M'_{top} = M_{top} + M_{shift}$$

$$M'_{top} = M_{top} + \frac{M_{base} - M_{top}}{h_w} \cdot a_1$$

$$M'_{top} = 176.5 + \frac{1498.5 - 176.5}{8.8} \cdot 2.15 = 499.5 \text{ KNm}$$

Επιπρόσθετα, οι επιπλέον αβεβαιότητες που υπεισέρχονται στην ανάλυση και τα μετελαστικά δυναμικά φαινόμενα αντιμετωπίζονται από τον κανονισμό με τις παρακάτω ανακατανομές:

1. Ανακατανομή των σεισμικών δράσεων (ροπές κάμψης, τέμνουσες δυνάμεις) μέχρι 30% σε όλους τους τύπους των πλάστιμων τοιχωμάτων.
2. Στα συζευγμένα τοιχώματα, η παραπάνω ανακατανομή του 30% πρέπει να εφαρμόζεται από τα τοιχώματα υπό χαμηλή θλίψη σε αυτά που βρίσκονται υπό ισχυρή θλίψη



Εικόνα 40: Περιβάλλουσα ροπών τοιχώματος και η διαδικασία κατασκευής της

Σύμφωνα με το κριτήριο του ικανοτικού σχεδιασμού η τέμνουσα που προέρχεται από την ανάλυση πρέπει να αυξηθεί κατά ένα συντελεστή μεγέθυνσης ε έτσι ώστε να ληφθούν υπόψη η αυξημένη ροπή αντοχής μαζί με αβεβαιότητες που σχετίζονται με ανώτερες ιδιομορφές και μετελαστικά δυναμικά φαινόμενα.

Ο συντελεστής προσαύξησης ε ορίζεται ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας ως εξής:

- **ΚΠΜ**

Για τα πλάσιμα τοιχώματα αυτής της κατηγορίας ο συντελεστής προσαύξησης είναι:

$$\varepsilon = 1.5$$

- **ΚΠΥ**

Για τα πλάσιμα τοιχώματα αυτής της κατηγορίας με $(h_w / l_w > 2.0)$ ο συντελεστής προσαύξησης ορίζεται ως:

$$\varepsilon = q \left[\left(\frac{\gamma_{rd}}{q} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right)^2 + 0.1 \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)} \right)^2 \right] \leq q$$

όπου:

q: ο συντελεστής συμπεριφοράς

γ_{Rd} : ο συντελεστής υπεραντοχής, $\gamma_{Rd}=1.20$

Σε κάθε περίπτωση ισχύει ο περιορισμός:

$$1.5 \leq \varepsilon \leq q$$

- Ορίζεται για κάθε κατηγορία πλαστιμότητας και για κάθε στατικό σύστημα η περιβάλλουσα των τεμνουσών δυνάμεων καθ' ύψος του τοιχώματος ως εξής:

- Για μεικτό στατικό σύστημα ($n_v \leq 0.65$) (EC8-1, Σχήμα 5.4):

Μέχρι το $1/3$ του συνολικού ύψους ($z < 1/3 \cdot h_w$) η τελική τέμνουσα σχεδιασμού V_{Sd} προκύπτει από την τέμνουσα της ανάλυσης V'_{Sd} :

$$V_{Sd} = \varepsilon \cdot V'_{Sd} = 1.50 \cdot V'_{Sd}$$

Η τέμνουσα της κορυφής προκύπτει ως η μισή της τέμνουσας βάσης

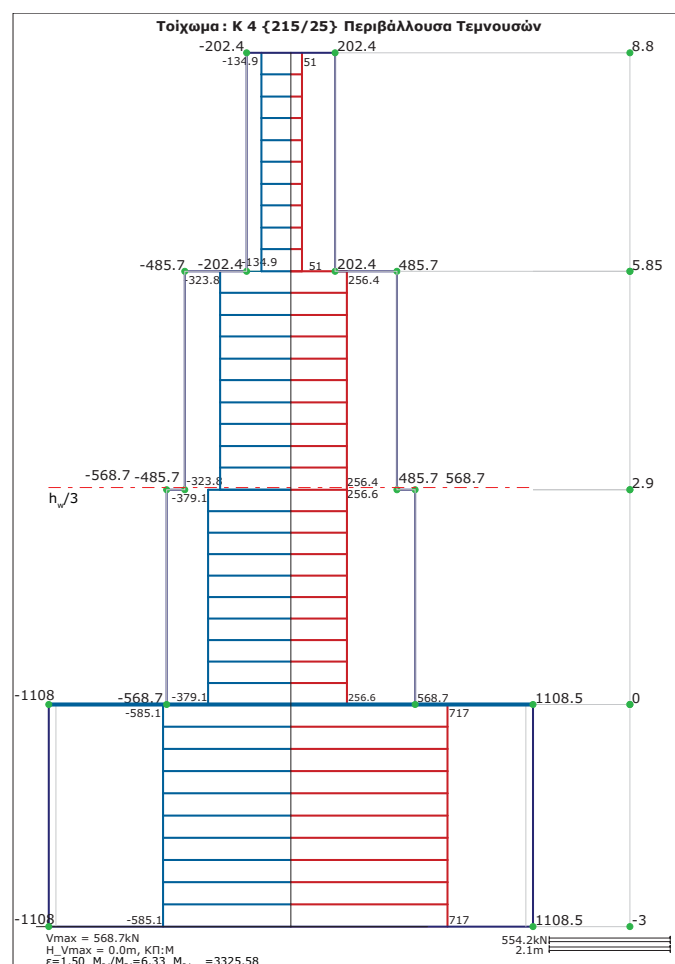
$$V_{Sd}^{top} = \frac{1}{2} V_{Sd}^{base}$$

Οι ενδιάμεσες τιμές για ύψος $\left(\frac{1}{3} h_w < z < h_w \right)$ προκύπτουν με γραμμική παρεμβολή

- Για τοιχωματικό σύστημα συζευγμένων ή ασύζευκτων τοιχωμάτων ($n_v \geq 0.65$)

Σε κάθε όροφο η τέμνουσα σχεδιασμού προκύπτει από την τέμνουσα της ανάλυσης σύμφωνα με το συντελεστή προσαύξησης (Εικόνα 41)

$$V_{Sd} = \varepsilon \cdot V'_{Sd} = 1.50 \cdot V'_{Sd}$$



Εικόνα 41:Περιβάλλουσα τεμνουσών τοιχώματος για σύστημα ασύζευκτων τοιχωμάτων ($n_v > 0.65$)

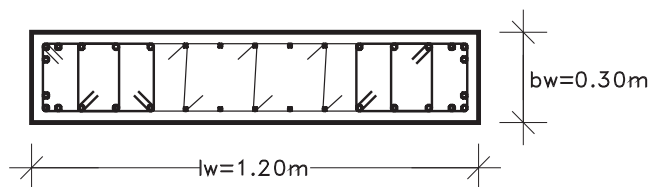
Έλεγχος διάτμησης σε τοιχώματα	ΚΠ	M Y	17
---------------------------------------	-----------	----------------	-----------

Υπολογισμός του συντελεστή προσαύξησης των τεμνουσών δυνάμεων ε και έλεγχος αντοχής των τοιχωμάτων για κάθε κατηγορία πλαστιμότητας		
Παράμετροι	ΚΠΥ	ΚΠΜ
Συντελεστής συμπεριφοράς στη διεύθυνση του τοιχώματος	$q=3.96$	$q=2.64$
Συντελεστής προσαύξησης τέμνουσας ανάλυσης ε [EC8-1, §5.5.2.4.1] $1.5 \leq \varepsilon = q \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \right)^2 + 0.1 \left(\frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)} \right)^2} \leq q$	$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = 1.05, \gamma_{Rd} = 1.2$ $T_c = 0.80s \Rightarrow S_e(T_c) = 0.81m/s^2$ $T_1 = 0.44s \Rightarrow S_e(T_1) = 0.81m/s^2$ $\varepsilon=1.78$	$\varepsilon=1.5$
Αντοχή λοξού θλιπτήρα (ΚΠΜ και Α' Μέθοδος για ΚΠΥ) [EC2-1-1, (6.14)] $V_{Rdmax} = \frac{a_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = 1296kN$ $z=0.8 \cdot l_w$ $\alpha_{cw}=1, v_1 = v = 0.6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0.54$	Εκτός κρίσιμων περιοχών [EC8-1, §5.5.3.4.2(1)α)] για $\cot\theta=1$: $V_{Rdmax} = 1296kN$	Σε όλο το ύψος του τοιχώματος για $\cot\theta=1$: $V_{Rdmax} = 1296kN$
Απομείωση αντοχής λοξού θλιπτήρα στη κρίσιμη περιοχή στην Α' Μέθοδο.	Εντός κρίσιμων περιοχών [EC8-1, §5.5.3.4.2(1)β)] Για $\cot\theta=1$ $V_{Rdmax} = 0.4 V_{Rdmax} = 518kN$	Δεν απαιτείται απομείωση
Αντοχή λοξού θλιπτήρα (Β' Μέθοδος για ΚΠΥ) [EC8-3 A3.2.1, (A.15)] $V_{R,max} = \frac{0.85 \left(1 - 0.2 \frac{m}{m_{in}} \right) \left(5, \mu_{\Delta}^{pl} \right)}{\gamma_{el}}$ $\left(1 + 1.8 \frac{m}{m_{in}} \left(0.15, \frac{N}{A_c f_{cd}} \right) \right) \cdot$ $\left(1 + 0.25 \frac{m}{m_{in}} \left(1.75, 100 \rho_{tot} \right) \right) \cdot$ $\left(1 - 0.2 \frac{m}{m_{in}} \left(2, a_s \right) \right) \sqrt{f_{cd}} b_w z$	Δεδομένα: $\rho_{tot}=0.004$ $\mu_{\Delta}^{pl}=5.35$ $q=3.96$ $z=0.8l_w=0.96m$ $b_w=0.3m$	—

Υπολογισμός του συντελεστή προσαύξησης των τεμνουσών δυνάμεων ϵ και έλεγχος αντοχής των τοιχωμάτων για κάθε κατηγορία πλαστιμότητας

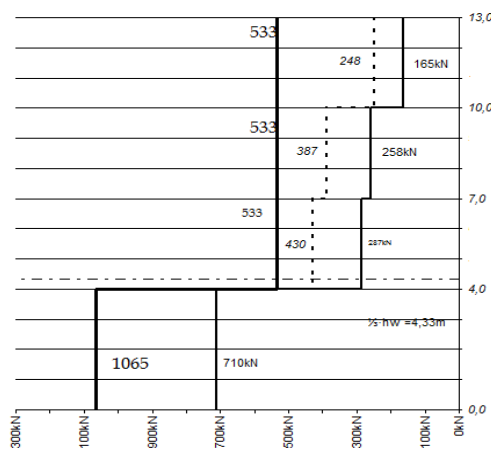
Παράμετροι	ΚΠΥ	ΚΠΜ
ρ_{tot} = το ποσοστό του συνολικού οπλισμού $\gamma_{el}=1.15, \alpha_s=M_{Ed,max}/(V_{Ed,tavt} \cdot l_w),$ $A_C' = b_w \cdot d$ f_{ck} στο υπόριζο σε MPa $\mu_{\Delta}^{pl} = q-1$ για $T_1 \geq T_C,$ $\mu_{\lambda}^{pl} = (q-1) \cdot T_C/T_1$	$\alpha_s=1.50$ Αντοχή λοξού θλιπτήρα $V_{R,max}=931\text{kN}$	

Τυπικό τοίχωμα ελέγχεται ως προς τη διάτμηση σύμφωνα με τις οδηγίες των EC2 και EC8.

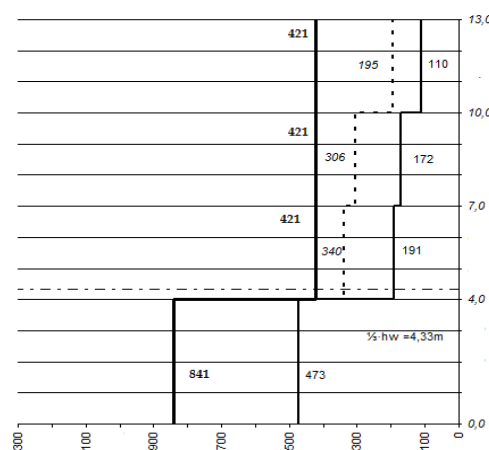


Σχήμα 21: Τυπικό τοίχωμα

Η σεισμική φόρτιση στην οποία υποβάλλεται η κάθε κατασκευή κατά τη διεύθυνση του τοιχώματος οδηγεί στα ακόλουθα διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων καθ' ύψος του τοιχώματος. Οι μικρότερες τιμές αντιστοιχούν στη σεισμική φόρτιση (λεπτή μαύρη γραμμή). Οι τιμές αυτές προσαυξάνονται (διακεκομμένη γραμμή) με το συντελεστή ϵ όπως υπολογίστηκε στον προηγούμενο πίνακα για κάθε κατηγορία πλαστιμότητας (EC8-1, §5.4.2.4(7) & §5.5.2.4.1(7)). Η περιβάλλουσα (έντονη μαύρη γραμμή) προκύπτει θεωρώντας ότι στο ανώτερο επίπεδο η τέμνουσα δε θα πρέπει να είναι μικρότερη από το μισό της μέγιστης τέμνουσας βάσης (EC8-1 σχ. 5.4).



Σχήμα 22: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων τοιχώματος κατασκευής ΚΠΜ



Σχήμα 23: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων τοιχώματος κατασκευής ΚΠΥ

	ΚΠΥ	ΚΠΜ
Έλεγχος διάτμησης	Βάσει της Α' Μεθόδου: $V_{Rdmax} = 518 < V_{Ed} = 841 \text{ kN}$, δεν πληρούται Βάσει της Β' Μεθόδου: $V_{Rdmax} = 931 \text{ kN} > V_{Ed} = 841 \text{ kN}$, πληρούται	$V_{Rdmax} = 1296 \text{ kN} > V_{Ed} = 1065 \text{ kN}$, πληρούται

Παρατήρηση: Ο έλεγχος έναντι τέμνουσας για την περίπτωση τοιχώματος κατασκευής ΚΠΥ και χρήση της Α' Μεθόδου δεν ικανοποιείται παρά το γεγονός ότι ο συντελεστής συμπεριφοράς που χρησιμοποιήθηκε είναι μεγαλύτερος. Αυτό οφείλεται στη διαφορά του συντελεστή προσαύξησης ϵ των τεμνουσών δυνάμεων και στην απομείωση κατά 60% της αντοχής σχεδιασμού του τοιχώματος. Αντίθετα οι έλεγχοι για ΚΠΜ και ΚΠΥ με χρήση της Β' Μεθόδου ικανοποιούνται.

Συνεργαζόμενος οπλισμός πλάκας κατά τους ελέγχους της δοκού

ΚΠ

M

Y

18

Η προσμέτρηση οπλισμού πλάκας σε δοκό εκτός της αύξησης της ροπής αντοχής της διατομής σε περίπτωση εφελκυσμού της άνω ίνας, είναι δυνατόν να οδηγήσει σε δυσχέρειες σε ότι αφορά την ταυτόχρονη ικανοποίηση των ελέγχων ελάχιστου θλιβόμενου οπλισμού και τοπικής πλαστιμότητας. Στο Fespa οι έλεγχοι διαμόρφωσης λεπτομερειών για τοπική πλαστιμότητα εμφανίζονται στο Τεύχος αποτελεσμάτων για κάθε δοκοσειρά όπως φαίνεται στον πιο κάτω Πίνακα.

Έλεγχοι διαμόρφωσης λεπτομερειών για τοπική πλαστιμότητα [EC8-1 §5.4.3.1.2]												
Αν.	Κομ	Κατ.	As1_pr	As_s1	As2_pr	As2_ca	As2_pr-As2_ca	(As1_pr+As_s1)/2	ρ1_pr+ρ_s1	ρmax	ρ2_pr	
[1]	[/]	[/]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[°/oo]	[°/oo]	[°/oo]	
3	34	M-	10,78	0,00	6,16	0,00	6,16	> 5,39	7,93	< 8,75	4,53	OK
3	34	M+	6,16	0,00	10,78	0,00	10,78	> 3,08	0,82	< 5,66	1,44	OK
3	7	M-	6,16	2,87	6,16	0,66	5,50	> 4,51	6,64	< 8,75	4,53	OK
3	7	M+	6,16	0,00	6,16	0,00	6,16	> 3,08	0,82	< 5,04	0,82	OK

Έλεγχος: $\rho' > 0.5\rho$

Έλεγχος: ρ_{max}

$\rho_{max} = \rho' + \Delta\rho = 0.0018 * [f_{cd} / (\mu_{\phi} * \epsilon_{syd} * f_{yd})] = 4.214^{\circ}/oo : \mu_{\phi} = 7.55$

Στα ακόλουθα δύο παραδείγματα που αφορούν στήριξη δοκού αναλύεται το πρόβλημα.

Σημείωση: Ο πίνακας με τους ελέγχους διαμόρφωσης λεπτομερειών για τοπική πλαστιμότητα επεξηγείται αναλυτικά στην §2.11.3 στο Μέρος Α: Οδηγός μελέτης με Ευρωκώδικες.

Συνεργαζόμενος οπλισμός πλάκας κατά τους ελέγχους της δοκού

ΚΠ **M**
Y **18**

Παράδειγμα 1

Δεδομένα Παραδείγματος 1 - ακραία στήριξη			
		M ⁻	M ⁺
Οπλισμός πλάκας:	A _{s_sl}	5 cm ²	5 cm ²
Εφελκόμενος οπλισμός δοκού:	A _{s1_pr}	3.08 cm ² (2Φ14)	4.61 cm ² (3Φ14)
Θλιβόμενος οπλισμός δοκού:	A _{s2_pr}	4.61 cm ² (3Φ14)	3.08 cm ² (2Φ14)
Απαιτούμενος θλιβόμενος οπλισμός για την ισορροπία της διατομής:	A _{s2_ca}	0 cm ²	0 cm ²

M ⁻		M ⁺	
Ελάχιστος θλιβόμενος οπλισμός [EC8-1 §5.4.3.1.2(4) α] ρ' ≥ 0.5ρ			
$A_{s2_pr} - A_{s2_ca} \geq 0.5(A_{s1_pr} + A_{s_sl}) \Rightarrow$ $\Rightarrow 4.61\text{cm}^2 > 4.04\text{cm}^2$	OK	$A_{s2_pr} - A_{s2_ca} \geq 0.5(A_{s1_pr} + A_{s_sl}) \Rightarrow$ $\Rightarrow 3.08\text{cm}^2 \geq 2.31\text{cm}^2$	OK
Τοπική πλαστιμότητα [EC8-1 §5.4.3.1.2(4) β] ρ ≤ ρ_{max} = ρ' + Δρ			
$\Delta\rho = (0.0018f_{cd}) / (\mu_{\phi}\epsilon_{sy,d}f_{yd}) = 2\%$ $\rho_{1_pr} + \rho_{sl} \leq \rho_{max} \Rightarrow$ $\frac{A_{s_sl} + A_{s1_pr}}{bd} \leq \frac{A_{s2_pr}}{bd} + \Delta\rho \Rightarrow$ $0.718\% \leq 0.609\% \quad \text{άτοπο}$	X	$\Delta\rho = 2\%$ $b_{eff} = 4h_f + 250 = 970\text{mm}$ $\rho_{1_pr} \leq \rho_{max} \Rightarrow \frac{A_{s1_pr}}{b_{eff}d} \leq \frac{A_{s2_pr}}{b_{eff}d} + \Delta\rho \Rightarrow$ $0.105\% \leq 0.305\%$	OK
Δρ = 0.0018*[f_{cd}/(μ_φ*ε_{syd}*f_{yd})]			

Προσθέτουμε μια επιπλέον ράβδο κάτω και επαναλαμβάνουμε τον έλεγχο όπως φαίνεται στο Παράδειγμα 2.

Συνεργαζόμενος οπλισμός πλάκας κατά τους ελέγχους της δοκού

ΚΠ **M**
Y **18**

Παράδειγμα 2

Εξετάζεται η ίδια περίπτωση **ακραίας στήριξης** με μικρή ένταση και η μόνη διαφοροποίηση από την προηγούμενη είναι η αύξηση του τοποθετούμενου οπλισμού κάτω.

Δεδομένα Παραδείγματος 2 - ακραία στήριξη				
		M ⁻	M ⁺	
Οπλισμός πλάκας:	A _{s_sl}	5 cm ²	5 cm ²	
Εφελκνόμενος οπλισμός δοκού:	A _{s1_pr}	3.08 cm ² (2Φ14)	6.14 cm ² (4Φ14)	
Θλιβόμενος οπλισμός δοκού:	A _{s2_pr}	6.14 cm ² (4Φ14)	3.08 cm ² (2Φ14)	
Απαιτούμενος θλιβόμενος οπλισμός για την ισορροπία της διατομής:	A _{s2_ca}	0 cm ²	0 cm ²	

M ⁻		M ⁺	
Ελάχιστος θλιβόμενος οπλισμός [EC8-1 §5.4.3.1.2(4) α] ρ' ≥ 0.5ρ			
A _{s2_pr} - A _{s2_ca} ≥ 0.5 (A _{s1_pr} + A _{s_sl}) ⇒ 6.14cm ² > 4.04cm ²	OK	A _{s2_pr} - A _{s2_ca} ≥ 0.5A _{s1_pr} ⇒ 2Φ14 ≥ 0.5 (4Φ14)	OK
Τοπική πλαστιμότητα [EC8-1 §5.4.3.1.2(4) β] ρ ≤ ρ _{max} = ρ' + Δρ			
Δρ = 2‰ ρ _{1_pr} + ρ _{sl} ≤ ρ _{max} ⇒ $\frac{A_{s_sl} + A_{s1_pr}}{bd} \leq \frac{A_{s2_pr}}{bd} + \Delta\rho \Rightarrow$ 0.718% ≤ 0.746%	OK	Δρ = 2‰ b _{eff} = 4h _f + 250 = 970mm $\rho_{1_pr} \leq \rho_{max} \Rightarrow \frac{A_{s1_pr}}{b_{eff}d} \leq \frac{A_{s2_pr}}{b_{eff}d} + \Delta\rho \Rightarrow$ ⇒ 0.141% ≤ 0.271%	OK
Δρ = 0.0018 * [f _{cd} / (μ _φ * ε _{syd} * f _{yd})]			

Συνεργαζόμενος οπλισμός πλάκας κατά τους ελέγχους της δοκού

ΚΠ

Μ

Υ

18

Διαπιστώνεται πως η αύξηση του κάτω οπλισμού είναι απαραίτητη προκειμένου να επαρκεί η ίδια διατομή και να ικανοποιηθεί ο έλεγχος τοπικής πλαστιμότητας παρά το γεγονός ότι η εντατική κατάσταση της διατομής δεν απαιτεί κάτι τέτοιο (είτε λόγω εφελκυσμού είτε λόγω θλίψης αυτού).

Σημαντικό ρόλο στους υπολογισμούς παίζει το μέγεθος $\Delta\rho$. Όσο μικρότερο το $\Delta\rho$ τόσο μικρότερο το $\rho_{\max}$. Έτσι για ισχυρά οπλισμένες πλάκες το περιθώριο του ρ για την τοποθέτηση του άνω οπλισμού της δοκού μπορεί να είναι σημαντικά περιορισμένο.

Προσέξτε ακόμα ότι:

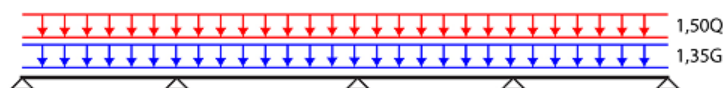
- το $\Delta\rho$ εξαρτάται ουσιαστικά από το μ_ϕ . Όσο το μ_ϕ αυξάνεται το $\Delta\rho$ μειώνεται.
- Το μ_ϕ εξαρτάται από το q

Όταν το q αυξάνεται το μ_ϕ αυξάνεται.

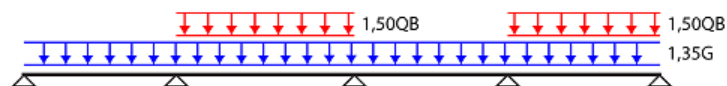
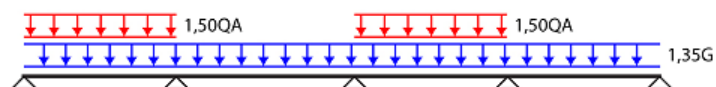
Μεγαλύτερο $q \Rightarrow$ Μεγαλύτερο $\mu_\phi \Rightarrow$ Μικρότερο $\Delta\rho \Rightarrow$ Μικρότερο $\rho_{\max} \Rightarrow$ Μεγαλύτερα προβλήματα στην όπλιση της στήριξης της δοκού.

Οι φορτίσεις QA και QB παράγονται από την εναλλάξ φόρτιση ανοιγμάτων (Βλέπε Σχήμα 24) με το μεταβλητό φορτίο σχεδιασμού βάσει της EC2-1-1 §5.1.3(1)P(a), ώστε να προκύψει η κρίσιμη εντατική κατάσταση για το άνοιγμα (θετικές ροπές) της δοκού. Οι φορτίσεις QC, QD και QE παράγονται από εναλλάξ φόρτιση δύο συνεχόμενων ανοιγμάτων με το μεταβλητό φορτίο σχεδιασμού βάσει της EC2-1-1 §5.1.3(1)A(a) ή EC3-1-1 παράρτ. AB2.1(1)B(a), ώστε να προκύπτει η κρίσιμη εντατική κατάσταση στη στήριξη (αρνητικές ροπές) της δοκού.

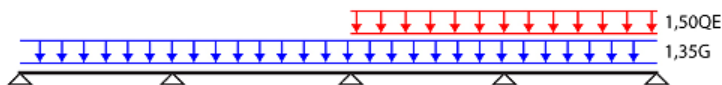
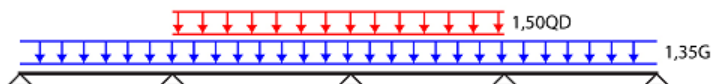
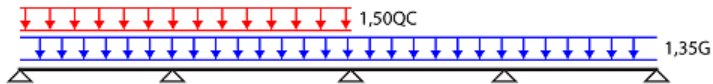
Όλα τα ανοίγματα



Εναλλασσόμενα ανοίγματα



Γειτονικά ανοίγματα



Σχήμα 24: Δυσμενείς φορτίσεις για δοκούς. Εφαρμογή στο Fespa

Εφαρμογή στο Fespa

Η εφαρμογή δυσμενών φορτίσεων στο πρόγραμμα εξαρτάται από την εφαρμογή της παραμέτρου Κτίριο > Δράσεις > Δυσμενείς φορτίσεις δοκών.

- **Ελάχιστη διάσταση δοκού:** $b_w \geq 200\text{mm}$ [EC8-1 ΚΠΥ §5.5.1.2.1(1)P]
- **Ελάχιστη διάσταση υποστυλώματος:** 250mm [EC8-1 ΚΠΥ §5.5.1.2.1(2)P & EC2 §5.9(3) (5.40b)]
- **Λυγνρότητα δοκών** [EC8 ΚΠΥ §5.5.1.2.2(1)P]:

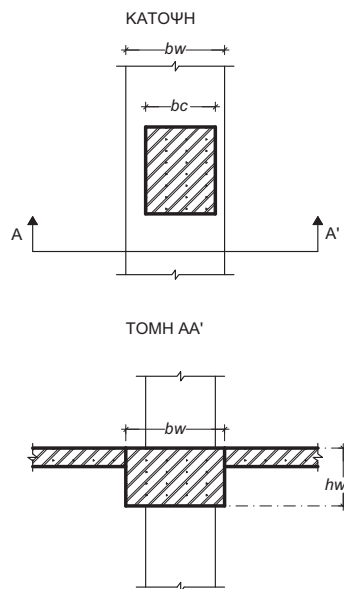
$$\frac{l_{ot}}{b} \leq \frac{70}{(h/b)^{1/3}} \text{ και } h/b \leq 3.5$$

Όπου:

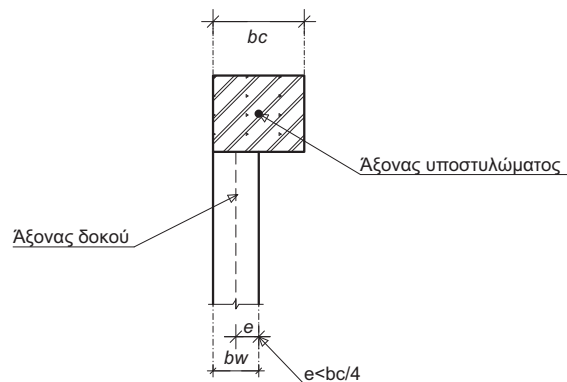
l_{ot} : απόσταση μεταξύ στρεπτικών στηρίξεων (π.χ. υποστυλώματα ή εγκάρσιες διαδοκίδες)

b : πάχος θλιβόμενου πέλματος (στις στηρίξεις $b=b_w$)

Π.χ. για δοκό Δ90/25 → $h/b=3.6$, ενώ η πρώτη σχέση για $h/b=3.5$ και $b=0.25\text{m}$ δίδει $l_{ot} \leq 11.5\text{m}$



Σχήμα 25α: Πλάτος b_w κύριας σεισμικής δοκού



Σχήμα 25β: Επιτρεπόμενη εκκεντρότητα δοκού-υποστυλώματος

Γεωμετρικοί περιορισμοί δοκών υποστυλωμάτων	EC2	20
--	------------	-----------

- **Σχετικές διαστάσεις Δοκού-Υποστυλώματος** [EC8-1 ΚΠΜ §5.4.1.2.1(3)P, ΚΠΥ §5.5.1.2.1(5)P]

Για να γίνει εκμετάλλευση της θλίψης του υποστυλώματος στην αγκύρωση των ράβδων της δοκού πρέπει (Σχήμα 25α):

$$b_w \leq \min \{b_c + h_w, 2 \cdot b_c\}$$

- **Επιτρεπόμενη εκκεντρότητα Δοκού-Υποστυλώματος** [EC8-1 ΚΠΜ §5.4.1.2.1(2), ΚΠΥ §5.5.1.2.1(4)]

Για αποτελεσματική μεταφορά της ανακυκλιζόμενης φόρτισης από **κύρια** δοκό σε υποστυλώμα θα πρέπει η απόσταση μεταξύ των αξόνων των δύο μελών να περιορίζεται σε λιγότερο από $b_c/4$, όπου b_c η μεγαλύτερη διάσταση του υποστυλώματος κάθετη στον άξονα της δοκού. (Σχήμα 25β).

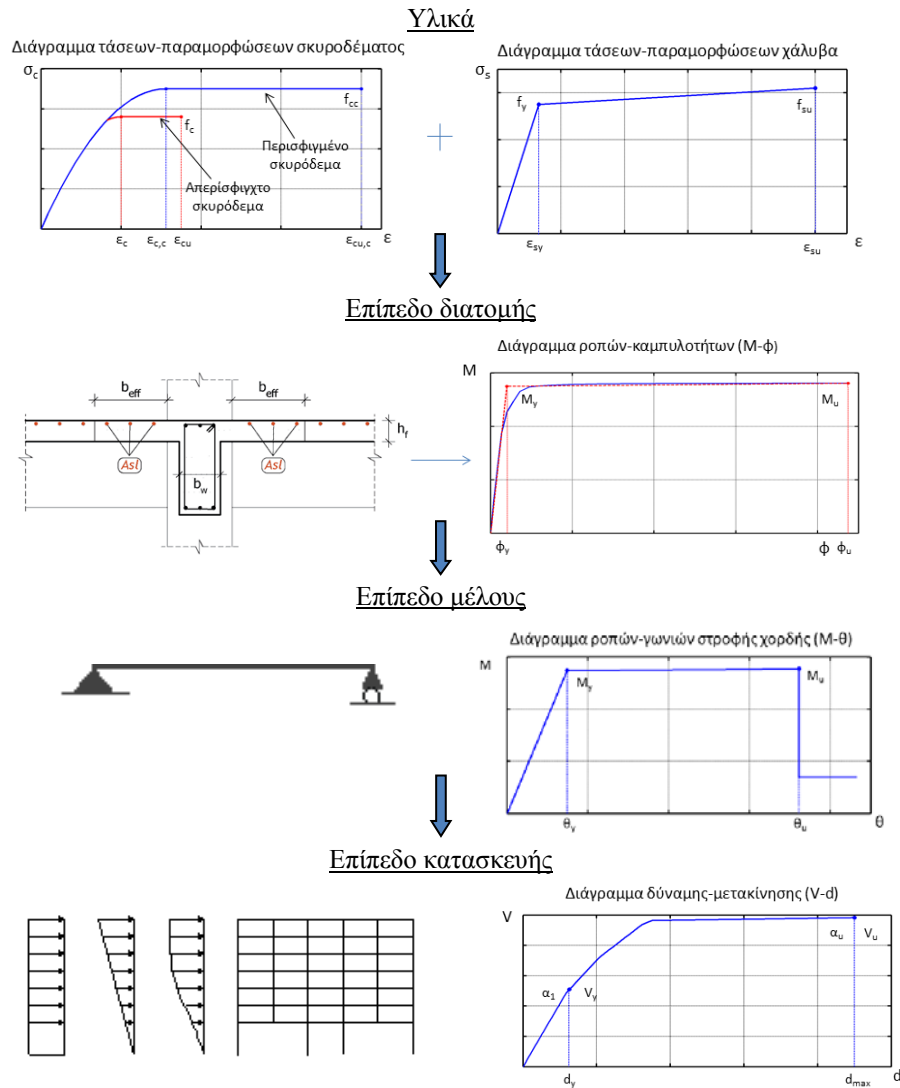
Μη γραμμική στατική ανάλυση

Η μη γραμμική στατική ανάλυση πραγματοποιείται υπό σταθερή κατακόρυφη φόρτιση και διαρκώς αυξανόμενη οριζόντια. Η μη γραμμικότητα συνίσταται στην είσοδο μελών της κατασκευής στην ανελαστική περιοχή που οφείλεται στη διαρκή αύξηση της φόρτισης. Η διαδικασία ροής των δεδομένων κατά την πραγματοποίηση μη γραμμικής στατικής ανάλυσης συνοψίζεται στο Σχήμα 26.

Για την εξαγωγή της καμπύλης αντίστασης απαιτείται ο προσδιορισμός της αντοχής των μελών της κατασκευής. Η πορεία εξαγωγής της καμπύλης αντίστασης ακολουθεί τη λογική της εκκίνησης από την τοπική αντοχή των κρίσιμων διατομών μέσα στην κατασκευή (άκρα των φερόντων μελών της κατασκευής) και της κατάληξης στη γενική απόκριση ολόκληρης της κατασκευής. Αρχικά ορίζονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών και χαράσσεται το διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων (**M-φ**) των ακραίων διατομών των φερόντων μελών της κατασκευής για διάφορα επίπεδα αξονικής δύναμης. Έτσι συνεκτιμάται η αλληλεπίδραση αξονικής ορθής έντασης και διαξονικής κάμψης. Γνωρίζοντας τον τρόπο απόκρισης των κρίσιμων διατομών ενός μέλους είναι δυνατή η εύρεση της συμπεριφοράς αυτού, η οποία εκφράζεται με το διάγραμμα ροπών-γωνιών στροφής χορδής (**M-θ**). Η γενικότερη απόκριση της κατασκευής υπό οριζόντια φόρτιση μπορεί πλέον να προσδιοριστεί βασιζόμενη στην απόκριση των επιμέρους μελών της.

Κατά τη διάρκεια της μη-γραμμικής απόκρισης της κατασκευής στοιχεία τα οποία έχουν διαρρεύσει εμφανίζουν μειωμένη δυσκαμψία, η οποία λαμβάνεται υπόψη στο μητρώο δυσκαμψίας του κτιρίου σε κάθε βήμα (εφαπτομενική κλίση καμπύλης αντίστασης). Οι θέσεις πεπερασμένου μήκους όπου αναμένονται ανελαστικές παραμορφώσεις είναι τα άκρα των δοκών καθώς και η κορυφή και βάση των υποστυλωμάτων. Πέραν αυτών των περιοχών η συμπεριφορά του μέλους βασίζεται στην ελαστική θεωρία. Η καμπύλη αντίστασης προσδιορίζεται με βάση τον EC8-1 §4.3.3.4.2.3(1), (2).

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι σε κάθε βήμα της ανάλυσης το εκάστοτε μητρώο δυσκαμψίας της κατασκευής δίνει πεπερασμένες μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου υπό την αντίστοιχη επιβαλλόμενη φόρτιση. Στην περίπτωση απειρισμού των μετακινήσεων, η κατασκευή είναι μηχανισμός και η ανάλυση δε συγκλίνει. Τέτοιες περιπτώσεις μπορεί να είναι μηχανισμός ορόφου ή κάποιος τοπικός μηχανισμός που οδηγεί σε τοπική κατάρρευση φερόντων μελών της κατασκευής.



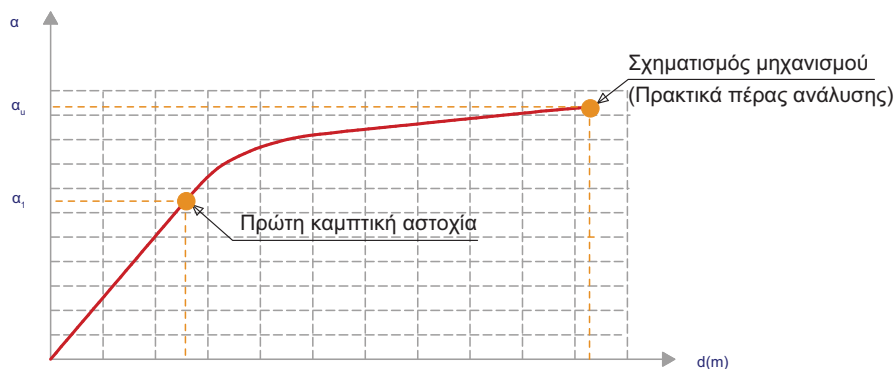
Σχήμα 26: Διαδικασία ροής δεδομένων κατά την πραγματοποίηση μη γραμμικής στατικής ανάλυσης

Λόγος a_u/a_1

Ο λόγος a_u/a_1 προσδιορίζεται με τη χρήση μη γραμμικής στατικής ανάλυσης και απαιτείται από τον EC8 στην ανάλυση νέων κατασκευών. Ο λόγος αυτός *απαρτίζεται* από:

- a_1 :** τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστούν τα οριζόντια φορτία ώστε να φτάσει κάποιο μέλος της κατασκευής στην καμπτική του αντοχή ενώ, όλες οι άλλες φορτίσεις παραμένουν σταθερές (εμφάνιση της πρώτης πλαστικής άρθρωσης στο φέροντα οργανισμό).
- a_u :** τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστούν τα οριζόντια φορτία ώστε να δημιουργηθεί επαρκής αριθμός πλαστικών αρθρώσεων στο κτίριο για την αστάθεια του τελευταίου, ενώ όλες οι άλλες φορτίσεις παραμένουν σταθερές. Η τιμή του a_u προσδιορίζεται μέσω της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης.

Ενδεικτικά στο Σχήμα 27 φαίνεται η μη γραμμική σχέση των τιμών a και των οριζόντιων μετακινήσεων του κόμβου ελέγχου.



Σχήμα 27: Σχέση των τιμών a και των οριζόντιων μετακινήσεων στην κορυφή της κατασκευής

Ο EC8 δίνει οδηγίες σχετικά με τις τιμές του λόγου a_u/a_1 που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για διάφορα είδη κατασκευής χωρίς έλεγχο με ανάλυση Pushover. Η μέγιστη τιμή του λόγου σύμφωνα με τον EC8 είναι 1.3 [EC8-1 §5.2.2.2(5)], ενώ για τιμές μεγαλύτερες, απαιτείται επαλήθευση με χρήση της μη γραμμικής στατικής ανάλυσης. Αυτή η επαλήθευση είναι αναγκαία, προκειμένου να είναι βέβαιο πως η κατασκευή μπορεί να αναπτύξει ικανοποιητική υπεραντοχή μετά την πρώτη διαρροή και πριν να φτάσει στο σημείο κατάρρευσης. Στην περίπτωση επαλήθευσης του λόγου a_u/a_1 με μη γραμμική ανάλυση η μέγιστη τιμή που μπορεί να πάρει ο λόγος a_u/a_1 κατά τον υπολογισμό του q είναι 1.5 [EC8-1 §5.2.2.2(8)].

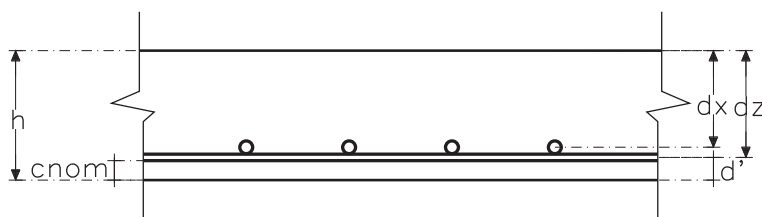
Μη γραμμική στατική ανάλυση και λόγος a_u/a_1	ΚΠ	M	21
		Υ	

Εφαρμογή στο Fespa

Για τον προσδιορισμό του λόγου a_u/a_1 με τη μέθοδο Pushover στο Fespa πρέπει:

- Η παράμετρος Κτίριο > Συντελεστής $q > 0$ Ο λόγος a_u/a_1 καθορίζεται από Pushover να οριστεί «Ναι»
- Να επιλεγεί ο κόμβος ελέγχου με την εντολή της επίλυσης «Καθορισμός κόμβου ελέγχου κτιρίου»
- Να γίνει επίλυση και οπλισμός του κτιρίου με την αντίστοιχη εντολή της επίλυσης
- Να γίνει επίλυση Pushover

Η επικάλυψη των οπλισμών είναι η απόσταση μεταξύ της επιφάνειας του οπλισμού εγγύτερα στην πλησιέστερη επιφάνεια σκυροδέματος και της τελευταίας (Σχήμα 28) [EC2-1-1 §4.4.1].



Σχήμα 28: Επικάλυψη c_{nom} και στατικό ύψος της πλάκας (d_x, d_z)

Κατηγορία έκθεσης	Πληροφοριακά παραδείγματα όπου οι κατηγορίες έκθεσης θα μπορούσαν να συμβούν	C_{nom} Δοκοί Υπ/τα (mm)	C_{nom} Πλάκες (mm)	Ενδεικτικές κατηγορίες αντοχής
1 Χωρίς διακινδύνευση διάβρωσης ή προσβολής				
X0	Σκυρόδεμα εντός κτιρίων με πολύ χαμηλή υγρασία αέρος	20	20	–
2 Διάβρωση από ενανθράκωση				
XC1	Σκυρόδεμα εντός κτιρίων με μέτρια ή υψηλή υγρασία αέρος ή μόνιμα βυθισμένο στο νερό	25	20	C20
XC2	Επιφάνειες σκυροδέματος υπό μακροχρόνια επαφή με το νερό. Θεμελιώσεις.	35	30	C25
XC3	Σκυρόδεμα εντός κτιρίων με μέτρια ή υψηλή υγρασία αέρος. Εξωτερικό σκυρόδεμα προφυλαγμένο από τη βροχή	35	30	C30
XC4	Επιφάνειες σκυροδέματος σε επαφή με το νερό, εκτός θεμελιώσεων	40	35	C30
3 Διάβρωση από χλωριούχα				
XD2	Πισίνες και στοιχεία σκυροδέματος εκτεθειμένα σε βιομηχανικά απόβλητα που περιέχουν χλωριούχα.	50	45	C30
XD3	Πλάκες χώρων στάθμευσης αυτοκινήτων.	–	50	C35
4 Διάβρωση από χλωριούχα θαλασσινού νερού				
XS1	Κατασκευές κοντά ή επί της ακτής Εκτεθειμένο σε άλατα θαλάσσης (αερομεταφερόμενα χωρίς άμεση επαφή με το θαλασσινό νερό)	45	40	C30

Πίνακας 9: Τιμές ελάχιστης ονομαστικής επικάλυψης δοκών – υποστυλωμάτων & πλακών ($\Delta_{cdev}=10mm$) και ενδεικτικές ελάχιστες ποιότητες αντοχής σκυροδέματος για κάθε κατηγορία έκθεσης.

Παράδειγμα

Για κατασκευή διάρκειας ζωής 50 χρόνων στο εσωτερικό της οποίας εμφανίζεται μέτρια ή υψηλή υγρασία αέρος ενώ το εξωτερικό σκυρόδεμα προφυλάσσεται από τη βροχή να υπολογιστεί η τιμή της απαιτούμενης επικάλυψης στα φέροντα στοιχεία. Συνδετήρες δοκού-υποστυλώματος και οπλισμός πλάκας διαμέτρου Φ10.

Λύση

Υποσύλωμα-δοκός:

Τα χαρακτηριστικά αντιστοιχούν σε κατηγορία XC3 (EC2-1-1, Πίνακας 4.1) και ενδεικτική κατηγορία σκυροδέματος θεωρείται η C30/37 (EC2-1-1, Παράρτημα Ε- Πίνακας Ε.1Ν).

$c_{min,b} = \Phi = 10\text{mm}$ (EC2-1-1, Πίνακας 4.2)

Διάρκεια ζωής 50 χρόνια $\Rightarrow$ Κατηγορία S4 (EC2-1-1, Πίνακας 4.3Ν)

Για XC3 και S4 προκύπτει: $c_{min,dur} = 25\text{mm}$ (EC2-1-1, Πίνακας 4.4Ν)

Ελάχιστη επικάλυψη: $c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10\text{mm}) = \max(10; 25; 10) = 25\text{mm}$ (EC2-1-1, σχέση 4.2)

Απόκλιση στην τιμή: $\Delta c_{dev} = 10\text{mm}$

Τελική τιμή επικάλυψης: $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 35\text{mm}$ (EC2-1-1, σχέση 4.1)

Πλάκα:

Τα χαρακτηριστικά αντιστοιχούν σε κατηγορία XC3 (EC2-1, Πίνακας 4.1) και ενδεικτική κατηγορία σκυροδέματος θεωρείται η C30/37 (EC2-1, Παράρτημα Ε- Πίνακας Ε.1Ν).

$c_{min,b} = \Phi = 10\text{mm}$ (EC2-1-1, Πίνακας 4.2)

Διάρκεια ζωής 50 χρόνια και μείωση κατά 1 λόγω πλάκας $\Rightarrow$ Κατηγορία S3 (EC2-1-1, Πίνακας 4.3Ν)

Για XC3 και S3 προκύπτει: $c_{min,dur} = 20\text{mm}$ (EC2-1-1, Πίνακας 4.4Ν)

Ελάχιστη επικάλυψη: $c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10\text{mm}) = \max(10; 20; 10) = 20\text{mm}$ (EC2-1-1, σχέση 4.2)

Απόκλιση στην τιμή: $\Delta c_{dev} = 10\text{mm}$

Τελική τιμή επικάλυψης: $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 30\text{mm}$ (EC2-1-1, σχέση 4.1)

Η τοπική επίδραση των τοιχοπληρώσεων θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στην περίπτωση πλαισιακών ή ισοδύναμων πλαισιακών συστημάτων ΚΠΜ, ΚΠΥ				
Περιγραφή	Χωρίς τοιχοπληρώσεις ή αμφίπλευρη τοιχοπλήρωση	Θέσει κοντά υποστηλώματα (διακοπή καθ' ύψος)	Μονόπλευρη τοιχοπλήρωση	
Παράδειγμα				
Ικανοποιητική τέμνουσα	Με βάση το καθαρό ύψος υποστηλώματος l_{el}	Με βάση το ελεύθερο ύψος του υποστηλώματος l'_{el}	$V_{Ed,w} = \min \begin{cases} \text{Αντοχή φαντώματος τοιχοπληρώσεως } l_a, t_w, f_k \\ \text{Ικανοτική τέμνουσα στις θέσεις 1 και 2 } (l_e) \end{cases}$ $V_{Ed,s} = \max \begin{cases} \text{Ικανοτική } V_{Ed} \text{ αμελώντας τη συνεισφορά της τοιχοπληρώσεως } (l_{el}) \end{cases}$	
FESPA		Δίνεται το ελεύθερο ύψος l'_{el}	Δίνεται το l_e και/ή η αντοχή του φαντώματος τοιχοπληρώσεως	
* παρατήρηση				Εάν κάποια τιμή των απαραίτητων στοιχείων δοθεί στο πρόγραμμα ίση με το 0, τότε η συνεισφορά της στους υπολογισμούς αγνοείται

Παράδειγμα

Ορθογωνικό υποστύλωμα με διαστάσεις 40x40 στο οποίο τοποθετείται ο ελάχιστος οπλισμός $\rho_{min}=1\%$ κατανεμημένος στις πλευρές. Η ροπή αντοχής για αξονικό θλιπτικό φορτίο $N=100\text{kN}$ προκύπτει περίπου ίση με 115kNm .

	t_w (m)	μήκη l_n			
		3.0 m	4.0 m	5.0 m	6.0 m
		F_w [kN]			
	0.10	60	80	100	120
	0.20	120	160	200	240
l_{cl} [m]	V_{Ed} [kN] χωρίς τοιχοπλήρωση	$V_{Ed,w}$ [kN] $w = 0.15 \cdot d_m$			
2.4	115	353	320	284	252
2.7	104	321	300	271	244
3.1	92	282	273	254	232
3.5	82	248	249	236	220
l_{cl} [m]	V_{Ed} [kN] χωρίς τοιχοπλήρωση	$V_{Ed,w}$ [kN] $w = 0.25 \cdot d_m$			
2.4	115	216	196	174	155
2.7	104	196	184	167	150
3.1	92	173	168	156	143
3.5	82	153	153	146	136

Τοπική επίδραση τοιχοπληρώσεων	ΚΠ	M Y	23
---------------------------------------	-----------	----------------	-----------

Για τέμνουσα υπό στατικά φορτία $V_{G+ψE+Q} = 10\text{kN}$ υπολογίζεται η ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού V_{Ed} για διάφορα ελεύθερα ύψη l_{cl} , χωρίς δηλαδή να ληφθεί υπόψη η αντοχή της τοιχοπλήρωσης. Υπολογίζεται ακόμη, η αντοχή της τοιχοπλήρωσης F_w για διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας $f_{vk} = 200\text{kN/m}^2$, για διάφορα μήκη φατνώματος και για πάχη $t_w = 0,10\text{ m}$ και $t_w = 0,20\text{ m}$. Επιπλέον για μήκος επαφής $l_c = w/\cos\theta$ μονόπλευρης τοιχοπλήρωσης προσδιορίζεται η ικανοτική τέμνουσα σχεδιασμού $V_{Ed,w}$. $V_{Ed,s} = \max\{V_{Ed}, \min[F_w, V_{Ed,w}]\}$.

Παρατηρούμε ότι για μπατική τοιχοποιία ($t_w = 0,20\text{m}$) για όλες τις διαστάσεις τοίχου στον παραπάνω πίνακα, αλλά και για δρομική τοιχοποιία για τοίχους μεγαλύτερους από $5,0\text{m}$ η τέμνουσα σχεδιασμού προκύπτει από τη συνεισφορά της τοιχοπλήρωσης ($V_{Ed,s} = F_w$ ή $V_{Ed,w}$).

Ενδεικτικά για την περίπτωση $l_{cl}=3.1\text{m}$, $l_n=5.0\text{m}$, χρήση μπατικής τοιχοποιίας και θεώρηση $w=0.15\text{dm}$ προκύπτει: $V_{Ed,s}=\max\{92\text{kN}, \min(100\text{kN}, 254\text{kN})\}=100\text{kN}$.

Τα μέλη τα οποία συνεισφέρουν άμεσα στο σύστημα ανάληψης οριζοντίων δυνάμεων ονομάζονται κύρια ή πρωτεύοντα μέλη. Τα υπόλοιπα χαρακτηρίζονται ως δευτερεύοντα. Η επιλογή των μελών που θα διαστασιολογηθούν ως δευτερεύοντα εναπόκειται στον μελετητή.

Ορισμός

Πρωτεύοντα μέλη: Συμμετοχή στο σύστημα ανάληψης κατακόρυφων και οριζοντίων δυνάμεων.

Δευτερεύοντα μέλη: Συμμετέχουν στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων, αλλά δε συμμετέχουν στο σύστημα ανάληψης οριζοντίων φορτίων. Θα πρέπει όμως να έχουν επαρκή πλαστιμότητα και ικανότητα παραλαβής εντατικών μεγεθών που οφείλονται στις μετακινήσεις των κύριων μελών.

Απαιτήσεις

1. Τα δευτερεύοντα μέλη δε θα πρέπει να συνεισφέρουν περισσότερο από το 15% της συνολικής ακαμψίας της κατασκευής.
2. Ο χαρακτηρισμός μελών ως δευτερεύοντα δε θα πρέπει να αλλάζει την κατάταξη της κατασκευής από μη κανονική σε κανονική.

Οφέλη (λόγω της μη απαίτησης για ικανοποίηση του EC8)

1. Οι δευτερεύουσες δοκοί δεν χρειάζεται να πληρούν τις γεωμετρικές συνθήκες και τους περιορισμούς λυγνρότητας και εκκεντρότητας δοκού – υποστυλώματος των EC8-1 §5.4.1.2.1 & §5.5.1.2.1
2. Σε δευτερεύουσες δοκούς αποφεύγεται η -συχνά υπερβολική- αύξηση του θλιβόμενου οπλισμού προκειμένου να εξασφαλιστεί **τοπική πλαστιμότητα** βάσει των απαιτήσεων των §5.4.3.1.2(4) & §5.5.3.1.3(4)
3. Απαλλάσσονται από τον έλεγχο **συνάφειας οπλισμού** σε κόμβο, έλεγχος που συχνά αποδεικνύεται καθοριστικός για τη διάσταση του υποστυλώματος (EC8-1 §5.6.2.2)
4. Η τέμνουσα σχεδιασμού λαμβάνεται από την ανάλυση και όχι ικανοτικά. Βλ. EC8-1 §5.4.2.2 & §5.5.2.1
5. Σε κόμβους όπου συντρέχουν μόνο δευτερεύουσες δοκοί και δευτερεύοντα υποστυλώματα δεν απαιτείται έλεγχος **διάτμησης κόμβου** (EC8-1, ΚΠΥ §5.5.2.3 & §5.5.3.3)
6. Κοντές δοκοί απαλλάσσονται από την τοποθέτηση **δισδιαγώνιου οπλισμού** [EC8-1 ΚΠΥ §5.5.3.1.2 (3)]

Αποτρεπτικό παράγοντα στον καθορισμό μιας δοκού ως δευτερεύουσας αποτελεί η ιδιαίτερα δυσμενής απαίτηση ελαστικής συμπεριφοράς, η οποία ισοδυναμεί με **μεγέθυνση** των σεισμικών εντατικών μεγεθών με τον **συντελεστή q**.

Παρατήρηση: Μόνο περιορισμένος αριθμός μελών μπορούν να χαρακτηριστούν ως ΔΣΜ αφού η συνολική ακαμψία τους δεν πρέπει να υπερβαίνει το 15% αυτής των κύριων μελών. Βλ. EC8-1 §4.2.2(4).

Διαδικασία ανάλυσης των δευτερευόντων στοιχείων (Περίληπτικά)

- Μοντέλο **I**: Πλήρες προσομοίωμα της κατασκευής με τα πρωτεύοντα και δευτερεύοντα μέλη.
- Μοντέλο **II**: Προσομοίωμα της κατασκευής αμελώντας τη συμμετοχή των δευτερευόντων μελών στην οριζόντια δυσκαμψία (αρθρώσεις στα άκρα τους).
 - Μη-σεισμικά φορτία

Ανάλυση της κατασκευής και διαστασιολόγηση κύριων και δευτερευόντων μελών χρησιμοποιώντας το μοντέλο **I**

 - Σεισμικά φορτία
- Ανάλυση της κατασκευής χρησιμοποιώντας το μοντέλο **II**
- Υπολογισμός μετακινήσεων $d_{e,2}$ βάσει του φάσματος σχεδιασμού
- Εξαγωγή εντατικών μεγεθών E_{Ed} χρησιμοποιώντας το μητρώο ακαμψίας, K_1 , του μοντέλου **I** και τις μετακινήσεις του μοντέλου **II** $d_{e,2}$, ($E_{Ed} = K_1 * d_{e,2}$)
- Διαστασιολόγηση με τα εντατικά μεγέθη E_{Ed} και τις διατάξεις του EC8 για τα πρωτεύοντα μέλη
- Διαστασιολόγηση με εντατικά μεγέθη $q * E_{Ed}$ και τις διατάξεις του EC2 για τα δευτερεύοντα [EC8-1 §4.2.2(1)P]
- Η προσαύξηση για τα φαινόμενα P-Δ λαμβάνεται υπόψη στη διαστασιολόγηση τόσο των πρωτευόντων όσο και των δευτερευόντων μελών [EC8-1 §4.4.2.2(2)]

Δευτερεύοντα σεισμικά μέλη	ΚΠ	Μ Υ	24
-----------------------------------	----	--------	-----------

Συμπεράσματα:

- Τόσο το δευτερεύον μέλος όσο και τα γειτονικά πρωτεύοντα μέλη καταπονούνται από μεγαλύτερη ένταση σε σχέση με αυτή που θα τους αντιστοιχούσε εάν δεν υπεισερχόταν το δευτερεύον (διότι η στρόφη του κόμβου «κατανέμεται» σε λιγότερα μέλη). Με αυτή τη διαδικασία όμως αποφεύγεται η ικανοποίηση κανονιστικών ελέγχων στο δευτερεύον μέλος, που θα έκαναν τον έλεγχό του πιο δυσμενή.
- Η ένταση των δευτερευόντων σεισμικών μελών είναι ιδιαίτερα αυξημένη λόγω του πολλαπλασιασμού τους με q .

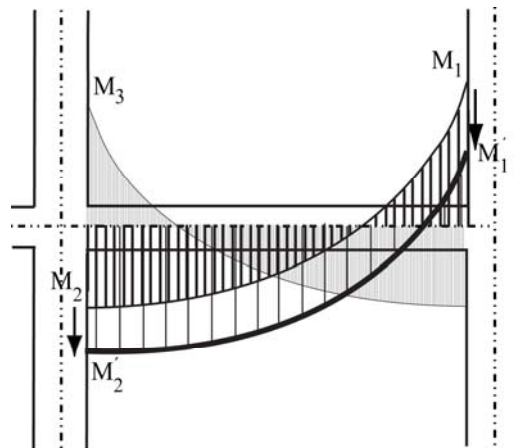
Κατηγορίες ανακατανομής ροπών

- Ανακατανομή ροπών σε κόμβο όπου η μεταφορά ροπών γίνεται στην περιοχή ενός κόμβου (π.χ. από τη δεξιά παρειά του υποστυλώματος στην αριστερή)
- Ανακατανομή ροπών κατά μήκος της δοκοσειράς, μεταξύ υποστυλωμάτων όπου η μείωση της ροπής σε κάποιο σημείο μιας δοκού συνεπάγεται ισόποση αύξηση ροπών σε ένα ή περισσότερα σημεία των υπολοίπων κόμβων της δοκοσειράς.

Στόχοι ανακατανομής ροπών

Βασικοί στόχοι της ανακατανομής είναι:

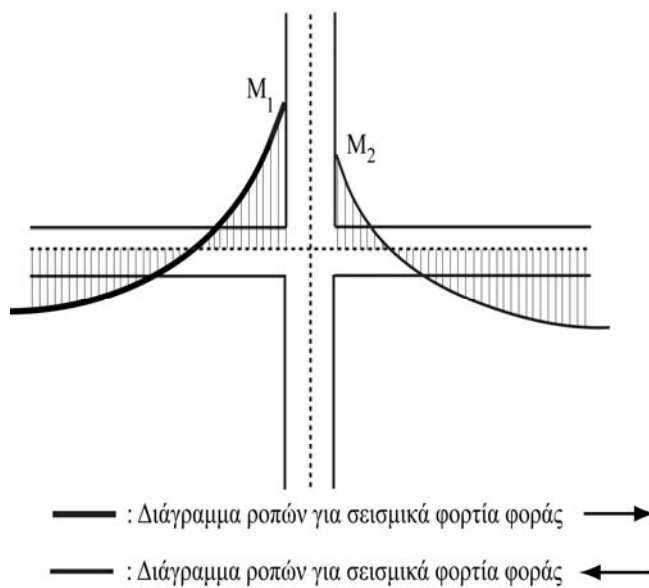
1. Η πραγματοποίηση ενός κατά το δυνατό **ομοιόμορφου σχεδιασμού** κατά μήκος των δοκών σε ότι αφορά την όπλισή τους.
2. **Η μείωση της απόλυτα μέγιστης ροπής** (συνήθως αρνητικής ροπής) της δοκού και εξισορρόπηση με αύξηση των ροπών σε μη κρίσιμες περιοχές (συνήθως θετικής ροπής). Συνήθης τακτική είναι η εξίσωση της θετικής και αρνητικής ροπής σχεδιασμού στις κρίσιμες διατομές ώστε να επιτευχθεί απλή και συμμετρική διάταξη του οπλισμού σε αυτές. Εναλλακτικά μπορεί να γίνει κατά τέτοιο τρόπο η όπλιση ώστε ο λόγος της θετικής ικανοτικής ροπής προς την αρνητική ικανοτική ροπή να κυμαίνεται από 0.5 έως 1.
Ενδεικτικά στο παράδειγμα (Σχήμα 29) η ανακατανομή γίνεται με μείωση της αρνητικής ροπής M_1 . Κατά συνέπεια επιτυγχάνεται μείωση αρνητικής ροπής και ταυτόχρονη αύξηση θετικής ροπής, ενώ ταυτόχρονα δύναται η εξίσωση της M_2 (M^+ στο FESPA) και της M_3 (M^- στο FESPA) εφόσον κατά την αντίθετη φορά των σεισμικών φορτίων δε γίνει ανακατανομή.
3. **Εξίσωση των ροπών στις διατομές δοκών** που βρίσκονται σε αντίθετες πλευρές εσωτερικών υποστυλωμάτων όπως προκύπτουν από αντίθετες διευθύνσεις εφαρμογής σεισμικών δυνάμεων. Κατά συνέπεια αποφεύγεται η ανάγκη τερματισμού και αγκύρωσης του διαμήκους οπλισμού σε εσωτερικούς κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων.



- : Διάγραμμα ροπών με βάση τη γραμμική ανάλυση και φορά σεισμικών φορτίων →
- : Διάγραμμα ροπών μετά την ανακατανομή για φορά σεισμικών φορτίων →
- : Διάγραμμα ροπών με βάση τη γραμμική ανάλυση και φορά σεισμικών φορτίων ←

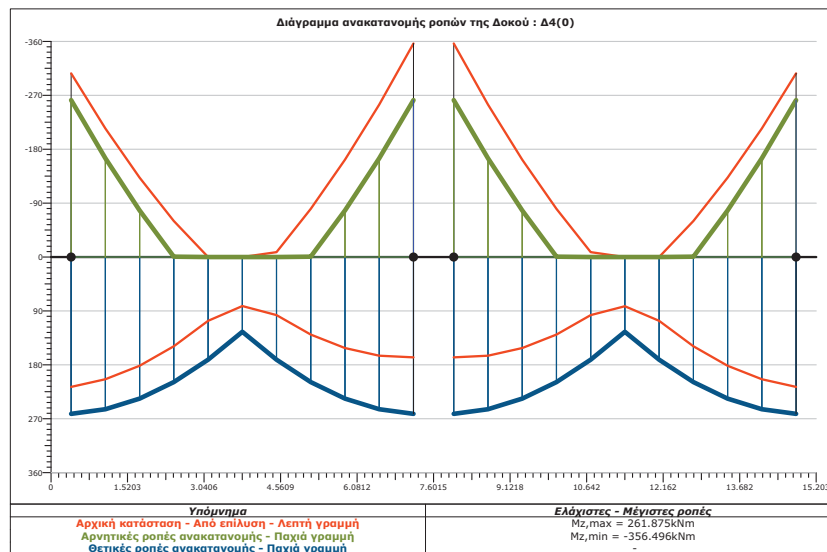
Σχήμα 29: Ανακατανομή ροπών: Μείωση της αρνητικής ροπής M_1 με ταυτόχρονη αύξηση της θετικής ροπής M_2

Στο παράδειγμα (Σχήμα 30), ο 2^{ος} στόχος επιτυγχάνεται εάν μέσω ανακατανομής ροπών στο διάγραμμα ροπών, μειωθεί η ροπή στην αριστερή παρειά του υποστυλώματος (M_1) τόσο ώστε να εξισωθεί με τη μέγιστη αρνητική ροπή (M_2) του διαγράμματος ροπών. Η συγκεκριμένη πράξη στο διάγραμμα ροπών για φορτία σεισμικής φοράς προς τα δεξιά, απαιτεί αύξηση των ροπών σε μερικούς ή σε όλους τους υπόλοιπους κόμβους της δοκού.



Σχήμα 30: Ανακατανομή ροπών: Μείωση της αρνητικής ροπής M_1 ώστε να εξισωθεί με την ροπή M_2

Στην Εικόνα 42 εμφανίζεται ένα ρεαλιστικό παράδειγμα ανακατανομής ροπών σε δοκό τριώροφου κτιρίου όπου φαίνεται η επίτευξη των στόχων της ανακατανομής όπως περιγράφηκαν πιο πάνω.



Εικόνα 42: Ανακατανομή ροπών όπως εξάγεται από το *fespa10* στο τεύχος αποτελεσμάτων

Απαιτήσεις κατά την ανακατανομή των ροπών

1. Στατικές απαιτήσεις

- Η ισορροπία θα πρέπει να διατηρηθεί υπό την επίδραση φορτίων βαρύτητας και σεισμικών φορτίων. Η πρακτική μετάφραση αυτού είναι πως η ροπή ορόφου θα πρέπει να παραμείνει σταθερή:

$$\sum_i M_{ci} = \text{σταθερό}$$

όπου M_{ci} είναι η κατά απόλυτη τιμή ροπή που μεταβιβάζεται από τα υποστυλώματα (άνω και κάτω) στον κόμβο i της συνεχούς δοκού.

Συνεπώς το μέγεθος ορισμένων ή και όλων των ροπών στήριξης δοκών δύναται να αλλάξει εφόσον το άθροισμα των ροπών όλων των κόμβων δεν τροποποιηθεί σε σχέση με αυτό που ίσχυε πριν την ανακατανομή.

- Η δυνατότητα ανακατανομής εξαρτάται από την πλαστιμότητα της διατομής που είναι συνάρτηση του λόγου $\xi=x/d$ όπου x είναι το ύψος της θλιβόμενης ζώνης της εξεταζόμενης διατομής μετά την ανακατανομή και d το στατικό ύψος της. Χωρίς ειδικό έλεγχο της στρωφικής ικανότητας μπορεί να πραγματοποιηθεί ανακατανομή εφόσον:

$$\delta \geq 0.44 + 1.25 \frac{x}{d} \text{ για } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\delta \geq 0.56 + 1.25 \frac{x}{d} \text{ για } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

Όπου

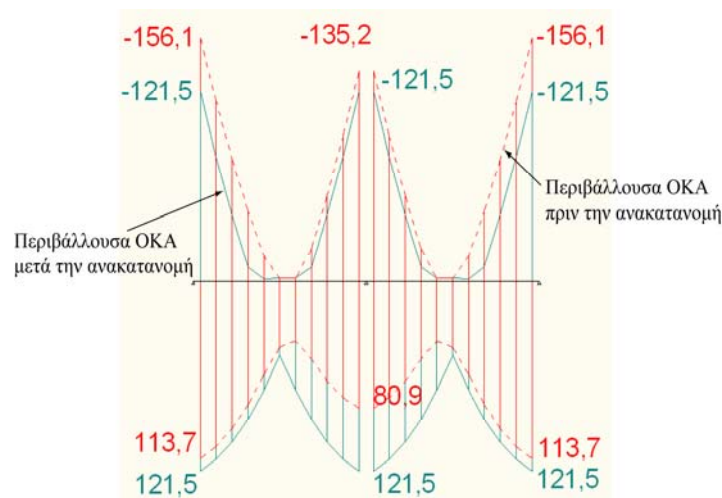
- δ : λόγος ανακατανεμημένης ροπής προς την ελαστική ροπή ($\delta = M_{av}/M_{ελ} \geq 0.7$)
- x : ύψος θλιβόμενης ζώνης στην οριακή κατάσταση αστοχίας μετά την ανακατανομή
- d : στατικό ύψος της διατομής

2. Απαιτήσεις σχεδιασμού

- Η ροπή μετά την ανακατανομή, M_{av} , δεν πρέπει να γίνει τόσο μικρή που οι συνοδοί έλεγχοι της δοκού να χρειάζονται οπλισμό πλέον του απαιτούμενου για την ικανοποίηση της Ο. Κ. Αστοχίας. Τέτοιοι έλεγχοι είναι:
 - ο έλεγχος του ελάχιστου οπλισμού ρ_{min}
 - οι έλεγχοι λειτουργικότητας σε ρηγμάτωση
 - έλεγχος περιορισμού των τάσεων
 - έλεγχοι - κριτήρια συνάφειας του EC8.
- Η ανακατανεμημένη ροπή δεν πρέπει να γίνει τόσο μεγάλη που να απαιτεί θλιβόμενο οπλισμό.

Παράδειγμα ανακατανομής ροπών

Στο Σχήμα 31 φαίνονται οι περιβάλλουσες οριακής κατάστασης αστοχίας για σεισμική φόρτιση δοκού δύο ανοιγμάτων. Παρατηρείται ότι μετά την ανακατανομή, οι ροπές που εμφανίζονται σε ανοίγματα και στηρίξεις, με βάση τις οποίες θα γίνει η όπλιση τους, είναι ίσες.



Σχήμα 31: Περιβάλλουσες ΟΚΑ πριν (διακεκομμένη γραμμή) και μετά (συνεχής γραμμή) την ανακατανομή σε συνεχή δοκό δύο ανοιγμάτων

Έλεγχος απαιτήσεων

1.
 - a) Πριν την ανακατανομή ροπή ορόφου = $156.1 + 80.9 + 135.2 + 113.7 = 485.9 \text{ kNm}$
 - b) Μετά την ανακατανομή ροπή ορόφου = $4 \cdot 121.5 = 486 \text{ kNm}$
2. Θα πρέπει να πληροúται η σχέση $\delta \geq 0.44 + 1.25 \frac{x}{d}$ (για C25/30) με κατάλληλη όπλιση των δοκών. Συγκεκριμένα στο παράδειγμα στην αριστερή στήριξη προέκυψε μετά την όπλιση με την ανακατανεμημένη ροπή $\delta = 0.778 > 0.7775 = 0.44 + 1.25x/d$
3. $\max \delta = 0.778 > 0.7$

Σύμφωνα με τον EC8-1 §4.4.2.3 για την αποφυγή σχηματισμού πλαστικού μηχανισμού μαλακού ορόφου απαιτείται να εξασφαλίζεται ότι η αστοχία των δοκών που συντρέχουν σε κόμβο πλαισίου θα προηγείται της αστοχίας των υποστυλωμάτων. Για τον ικανοτικό έλεγχο κόμβου ισχύουν τα εξής:

1. Απαιτείται κατά τις δύο κύριες εγκάρσιες διευθύνσεις του κτιρίου, εφόσον και στις δύο το κτίριο ανήκει σε πλαισιακό ή ισοδύναμο πλαισιακό σύστημα, δηλαδή για $\eta < 0.50$ [EC8-1 §4.4.2.3(5)].
2. Απαιτείται σε πρωτεύοντα υποστυλώματα, εφόσον δε σχεδιάζονται για οιονεί ελαστική συμπεριφορά ενώ τα συντρέχοντα στον κόμβο δοκάρια μπορεί να είναι είτε πρωτεύοντα είτε δευτερεύοντα [EC8-1 §4.4.2.3(2) & (4)].
3. Απαιτείται στις περιπτώσεις που η κατασκευή έχει δύο ή περισσότερους ορόφους [EC8-1 §4.4.2.3(4)]. Εξαιρούνται τα υποστυλώματα σε διώροφες κατασκευές όπου για όλα τα υποστυλώματα η μέγιστη ανηγμένη θλιπτική δύναμη $v_d \leq 0.3$ [EC8-1 §5.2.3.3(2β)].
4. Επιτρέπεται σε επίπεδα πλαίσια με τουλάχιστον 4 υποστυλώματα να γίνεται ο έλεγχος στα 3 εξ αυτών [EC8-1 §5.2.3.3(2α)].
5. Εξαιρούνται του ελέγχου, αυτόματα από το πρόγραμμα:
 - ο άνω κόμβος του τελευταίου ορόφου [EC8-1 §4.4.2.3 (6)]
 - ο κόμβος βάσης (θεμελίωση) του υποστυλώματος καθώς δεν είναι δυνατό στη θέση αυτή να αποφευχθεί η εμφάνιση πλαστικής άρθρωσης [EC8-1 §6.6.1(1)P]
 - υποστυλώματα που σχεδιάζονται για οιονεί ελαστική συμπεριφορά (δευτερεύοντα μέλη) καθώς επίσης και υπόγειοι όροφοι (περιοχές στις οποίες δεν αναμένονται πλαστικές αρθρώσεις)

Για τον σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς και όχι στα υποστυλώματα, τα τελευταία ελέγχονται σε κάμψη και αξονική δύναμη με τις ροπές ικανοτικού σχεδιασμού, M_{CD} , αντί για τις ροπές που προκύπτουν από την ανάλυση.

Απαίτηση EC8-1 §4.4.2.3 (4):

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb}$$

Όπου

$\sum M_{Rb}$: Το άθροισμα των ροπών αντοχής των δοκών που συντρέχουν στον κόμβο κατά την ίδια διεύθυνση με την M_{EC}

$\sum M_{Rc}$: Το άθροισμα των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων που συντρέχουν στον κόμβο μετά την ικανοποίηση του ικανοτικού ελέγχου

$\gamma_{RD}=1.3$ συντελεστής που μετατρέπει την υπολογιστική αντοχή των δοκών σε πιθανή μέγιστη τιμή τους

Αντίστοιχα στο **Fespa** η ροπή ικανοτικού σχεδιασμού στο άκρο ενός υποστυλώματος για παράδειγμα στο άκρο του άνω υποστυλώματος του σχήματος $M_{CD,c,o}$ κατά τη διεύθυνση ενός επίπεδου πλαισίου υπολογίζεται μέσω της σχέσης:

$$M_{CD,c,o} = \alpha_{CD} M_{Ec,o} = \gamma_{RD} \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Ec}} M_{Ec,o} = \gamma_{RD} \frac{M_{Rb,l} + M_{Rb,r}}{M_{Ec,o} + M_{Ec,u}} M_{Ec,o}$$

Όπου

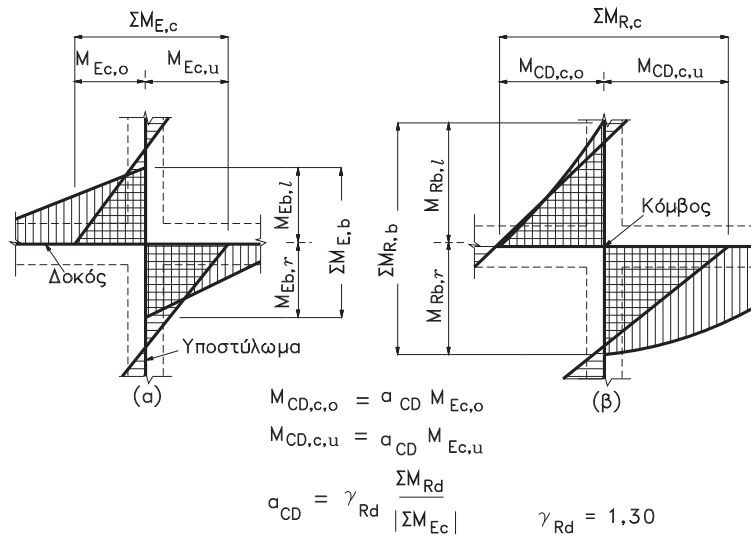
α_{CD} : συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης κόμβου

M_{Ec} : μέγιστη ροπή υποστυλώματος που προκύπτει από την ανάλυση

$\sum M_{Rb}$: Το άθροισμα των ροπών αντοχής των δοκών (δεξιά (r) και αριστερά (l)) που συντρέχουν στον κόμβο του εξεταζόμενου υποστυλώματος κατά την ίδια διεύθυνση με την M_{Ec}

$\sum M_{Ec}$: Το άθροισμα των ροπών των υποστυλωμάτων (άνω (o) και κάτω (u)) που συντρέχουν στον κόμβο κατά την ίδια διεύθυνση με την M_{Ec} όπως προκύπτουν από την ανάλυση

$\gamma_{RD}=1.3$: συντελεστής που μετατρέπει την υπολογιστική αντοχή των δοκών σε πιθανή μέγιστη τιμή τους



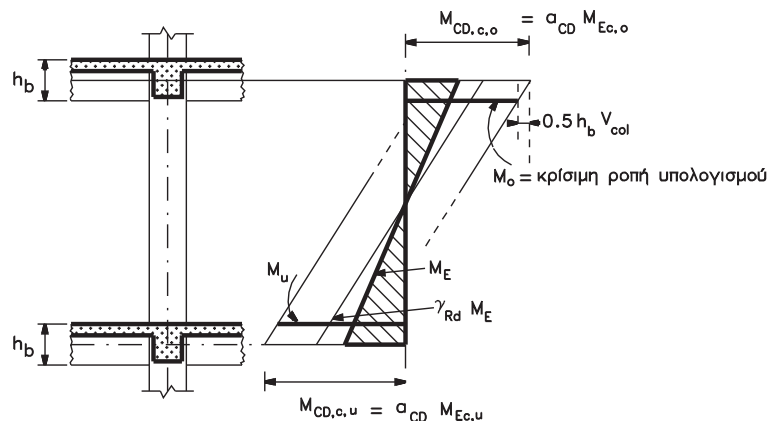
$$\Sigma M_{R,c} = \alpha_{CD} (M_{Ec,o} + M_{Ec,u}) = \gamma_{Rd} \frac{\Sigma M_{Rb}}{|\Sigma M_{Ec}|} \Sigma M_{Ec} = \gamma_{Rd} \Sigma M_{Rb}$$

Σχήμα 32: Σχέση μεταξύ ροπών (δοκών και υποστυλωμάτων) σε ένα κόμβο. Ικανοτικός σχεδιασμός [EC8-1 §4.4.2.3(4)]

Κατ' αυτόν τον τρόπο η κατανομή των ροπών στα υποστυλώματα γίνεται βάσει της αναλογίας των ακαμψιών των υποστυλωμάτων.

Έτσι προκύπτει η σχέση που προτείνεται στον EC8:

$$M_{CD,co} + M_{CD,cu} = \gamma_{RD} \frac{\Sigma M_{Rb}}{\Sigma M_{Ec}} (M_{Eco} + M_{Ecu}) \Rightarrow \Sigma M_{Rc} = \gamma_{RD} \Sigma M_{Rb}$$



Σχήμα 33: Ικανοτικός υπολογισμός ροπών υποστύλωμάτων

Εφαρμογή στο Fespa:

Ο ικανοτικός έλεγχος των κόμβων ελέγχεται από την παράμετρο «Υποστύλωμα > Σκυρόδεμα > Ικανοτικός έλεγχος κόμβων» η οποία παίρνει τιμές:

Όχι: Η ροπή σχεδιασμού των υποστύλωμάτων είναι αυτή της ανάλυσης.

Ναι: Το υποστύλωμα διαστασιολογείται με ικανοτικές ροπές σχεδιασμού.

Αυτόματα: Πραγματοποιείται ικανοτικός σχεδιασμός εφόσον γίνει αυτό αποδεκτό στο παράθυρο διαλόγου του προγράμματος που εμφανίζεται πριν την επίλυση και εφόσον το μέλος δεν εμπίπτει στις περιπτώσεις αυτόματης απαλλαγής όπως αναφέρθηκαν προηγουμένως

Τα προηγούμενα ισχύουν εφόσον το μέλος «κατατάσσεται» ως υποστύλωμα (βλ. παρ/τρο Υποστύλωμα > Σκυρόδεμα > Πλάστιμο τοίχωμα στην §3.4.1.4 στο εγχειρίδιο χειρισμού Fespa 10)

Παρατήρηση: Η τιμή της παραμέτρου του υποστύλωματος καθορίζει τη διενέργεια ικανοτικού ελέγχου στον κόμβο κεφαλής του υποστύλωματος.

ΚΠΥ	ΚΠΜ		ΚΠΥ	ΚΠΜ
5.5.3.1.3(1)P	5.4.3.1.2(1)P	Μήκος κρίσιμης περιοχής	1.5 h _w	h _w

			ΚΠΥ	ΚΠΜ
ΚΠΥ	ΚΠΜ			
		Διαμήκειες ράβδοι (L):		
5.5.3.1.3(5)P	5.4.3.1.2(5)P	ρ _{min}	0.5f _{ctm} /f _{yk}	
5.5.3.1.3(4)	5.4.3.1.2(4)β	ρ _{max} , κρίσιμες περιοχές ⁽¹⁾	ρ'+0.0018f _{cd} / (μ _φ ε _{sy,d} f _{yd}) ⁽¹⁾	
5.5.3.1.3(5)P		A _{s,min} , άνω & κάτω	2Φ14 (308mm ²)	—
5.5.3.1.3(5)P		A _{s,min} , άνω-άνοιγμα	0.25A _{s,άνω-στηρίξεις}	—
5.5.3.1.3(4)	5.4.3.1.2(4)α	A _{s,min} , κρίσιμη περιοχή κάτω	0.5 A _{s,άνω} ⁽²⁾	
EC2-1 §9.2.1.4(1)		A _{s,min} , στηρίξεις κάτω	0.25A _{s,άνω-στηρίξεις}	
5.6.2.2(2)Pa		d _{bl} /h _c -ράβδοι που διαπερνούν εσωτερικό κόμβο ⁽³⁾	$\leq \frac{6.25(1+0.8\nu_d)}{\left(1+0.75\frac{\rho'}{\rho_{max}}\right)}\frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$	$\leq \frac{7.5(1+0.8\nu_d)}{\left(1+0.5\frac{\rho'}{\rho_{max}}\right)}\frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$
5.6.2.2(2)Pβ		d _{bl} /h _c - ράβδοι που αγκυρώνονται σε εξωτερικό κόμβο ⁽³⁾	$\leq 6.25(1+0.8\nu_d)\frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$	$\leq 7.5(1+0.8\nu_d)\frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$
		Εγκάρσιες ράβδοι w (Συνδετήρες):		
		Εκτός κρίσιμων περιοχών		
EC2-1 §9.2.2(6)		Απόσταση s _w ≤	0.75d	
EC2-1 §9.2.2(5)		ρ _w ≥	0.08√(f _{ck} (MPa)) / f _{yk} (MPa)	
		Εντός κρίσιμων περιοχών		
5.5.3.1.3(6)P	5.4.3.1.26(P)α	Διάμετρος d _{bw} ≥	6mm	
5.5.3.1.3(6)P	5.4.3.1.2.6(P)	Απόσταση s _w ≤	$\frac{h_w}{4}, 24d_{bw}, 175mm, 6d_{bL}$	$\frac{h_w}{4}, 24d_{bw}, 225mm, 8d_{bL}$

			ΚΠΥ	ΚΠΜ
		Σχεδιασμός σε τέμνουσα:		
5.5.2.1	5.4.2.2	V_{Ed} , για σεισμό	$1.2 \frac{\sum M_{Rb}}{l_{cl}} \pm V_{o,g+p/2,q}$	$\frac{\sum M_{Rb}}{l_{cl}} \pm V_{o,g+p/2,q}$
0,5		$V_{Rd,max}$ για σεισμό ⁽⁴⁾	$V_{Rd,max} = 0.3(1 - f_{ck} \text{ (MPa)}/250)b_w z f_{cd} \sin 2\theta$ ⁽⁴⁾ , with $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$	
		$V_{Rd,s}$, εκτός κρίσιμων περιοχών ⁽⁴⁾	$V_{Rd,s} = b_w z \rho_w f_{ywd} \cot \theta$ ⁽⁴⁾ , with $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$	
5.5.3.1.2(2)P	EC2-1	$V_{Rd,s}$, εντός κρίσιμων περιοχών ⁽⁴⁾	$V_{Rd,s} = b_w z \rho_w f_{ywd} (\theta = 45^\circ)$	$V_{Rd,s} = b_w z \rho_w f_{ywd} \cot \theta$, with $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$
5.5.3.1.2(3)		Αν $\zeta = V_{Ed,min}/V_{Ed,max}$ ⁽⁴⁾ < -0.5 σε κρίσιμες περιοχές λοξές ράβδοι υπό γωνία ±α ως προς τον άξονα της δοκού, με διατομή A_s /κατεύθυνση:	Αν $ V_E _{max}/(2 + \zeta) f_{ctd} b_w d > 1$: $A_s = 0.5 V_{E,max}/f_{yd} \sin \alpha$ & συνδετήρες για 0.5 $V_{E,max}$	—

(1) μ_ϕ είναι η πλαστιμότητα καμπυλοτήτων η οποία αντιστοιχεί στην βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q_0 που χρησιμοποιείται στον σχεδιασμό

(2) Επιπρόσθετα θλιβόμενου οπλισμού στην στήριξη για την οριακή κατάσταση αστοχίας σε κάμψη

(3) d_{bL} είναι η διάμετρος διαμήκων ράβδων δοκού, h_c είναι πλάτος της διατομής υποστυλώματος παράλληλα προς τις διαμήκεις ράβδους της δοκού, $v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$ είναι το ανηγμένο αξονικό φορτίο

(4) z είναι ο εσωτερικός μοχλοβραχίονας ίσος με $0.9d$, ή ίσος με την απόσταση μεταξύ του εφελκυσμένου και θλιβόμενου οπλισμού, $d-d_1$

(5) $V_{E,max}$, $V_{E,min}$ = αλγεβρικά μέγιστη και ελάχιστη τιμή της τέμνουσας V_{Ed} όπως προκύπτουν από το $\pm V_{E,max}$ = η απολύτως μεγαλύτερη των δύο τιμών, θεωρούμενη θετική. Το πρόσημο της $V_{E,min}$ καθορίζεται ανάλογα με το αν είναι ομόσημη ή όχι με την $V_{E,max}$ *

* Το κύριο σώμα του Πίνακα προέρχεται από το **Michael N. Fardis**, “*Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings*”, Springer, 2009. Η ευθύνη για την αντιστοίχιση των παραγράφων βαρύνει εμάς.

EC8 Κανόνες διαστασιολόγησης υποστυλωμάτων		ΚΠ	M Υ	28
---	--	-----------	----------------------	-----------

<i>ΚΠΥ</i>	<i>ΚΠΜ</i>		ΚΠΥ	ΚΠΜ
5.5.1.2.2(1)	5.4.1.2.2(1)	Διάσταση διατομής, $h_c, b_v^{(1)} \geq$	250mm $h_v/10$ αν $\theta = P_{tot} d_r / V_{tot} h > 0.1^{(1)}$	$h_v/10$ αν $\theta = P_{tot} d_r / V_{tot} h > 0.1$
5.5.3.2.2(4), (5)P	5.4.3.2.2(4), (5)P	Μήκος κρίσιμης περιοχής (σε m) ⁽¹⁾	$\max(1.5 h_c, l_{cl}/6, 0.6m)$ Αν $l_c/h_c < 3$ ολόκληρο το ύψος του πρωτεύοντος υποστυλώματος θεωρείται κρίσιμη περιοχή	$\max(h_c, l_{cl}/6, 0.45m)$ Αν $l_c/h_c < 3$ ολόκληρο το ύψος του πρωτεύοντος υποστυλώματος θεωρείται κρίσιμη περιοχή
Διαμήκεις ράβδοι (L)				
5.5.3.2.2(1)P	5.4.3.2.2(1)P	ρ_{min}	1%	
5.5.3.2.2(1)P	5.4.3.2.2(1)P	ρ_{max}	4%	
EC2-1 §9.5.2 (1)		$d_{bL} \geq$	8mm	
5.5.3.2.2(2)P	5.4.3.2.2(2)P	Ράβδοι ανά πλευρά $\geq$	3	
5.5.3.2.2(12)	5.4.3.2.2(11)	Απόσταση μεταξύ διαδοχικών διαμήκων ράβδων με εγκάρσια συγκράτηση	$\leq 150mm$	$\leq 200mm$
		Απόσταση από ράβδο που συγκρατείται εγκάρσια	$\leq 150mm$	

EC8 Κανόνες διαστασιολόγησης υποστυλωμάτων		ΚΠ	M Y	28
---	--	----	----------------------	-----------

			ΚΠΥ	ΚΠΜ
		Εγκάρσιες ράβδοι (w)		
		Εκτός κρίσιμων περιοχών		
EC2-1 §9.5.3(1)		d _{bw} ≥	6mm, d _{bL} /4	
EC2-1 §9.5.3(3)		Απόσταση s _w ≤	20d _{bL} , h _c , b _c , 400mm	
EC2-1 §9.5.3(4)		Απόσταση s _w σε ματίσεις, αν d _{bL} >14mm: s _w ≤	12d _{bL} , 0.6 h _c , 0.6 b _c , 240mm	
		Εντός κρίσιμων περιοχών: ⁽²⁾		
5.5.3.2.2(11)	5.4.3.2.2(10)	d _{bw} (mm) ≥ ⁽³⁾	6, 0.4d _{bL,max} (f _{ydL} /f _{ydw})	6
5.5.3.2.2(11)	5.4.3.2.2(10)	s _w (mm) ≤ ^{(3),(4)}	b _o /3, 125,6d _{bL}	b _o /2, 175, 8d _{bL}
5.5.3.2.2(10)		ω _{wd} ≥ ⁽⁵⁾	0.08	—
5.5.3.2.2(8)		αω _{wd} ≥ ^{(4),(5),(6),(7)}	30μ _φ v _d ε _{sy,d} b _c /b _o - 0.035	
		Κρίσιμη περιοχή σε βάση κτιρίου		
5.5.3.2.2(10)	5.4.3.2.2(9)	ω _{wd} ≥	0.12	0.08
5.5.3.2.2(8)P	5.4.3.2.2(7)P	αω _{wd} ≥ ^{(4),(5),(6),(8)}	30μ _φ v _d ε _{sy,d} b _c /b _o -0.035	—
		Ικανοτικός σχεδιασμός υπο- στυλώματος σε κάμψη ⁽⁹⁾	1.3∑ M _{Rb} ≤ ∑ M _{Rc}	
5.5.3.2.1(2)	5.4.3.2.1(2)	Έλεγχος για M _x -M _y -N	Διαξονικός ή μονοαξονικός με (M _z /0.7, N), (M _y /0.7, N)	
5.5.3.2.1(3)	5.4.3.2.1(3)	Ανηγγμένη αξονική v _d =N _{Ed} /A _c f _{cd}	≤ 0.55	≤ 0.65

EC8 Κανόνες διαστασιολόγησης υποστυλωμάτων		ΚΠ	M Y	28
---	--	-----------	----------------------	-----------

			ΚΠΥ	ΚΠΜ
ΚΠΥ	ΚΠΜ			
		Σχεδιασμός σε τέμνουσα		
5.5.2.2	5.4.2.3	V _{Ed} για σεισμό	1.3 ∑ M _{Re} / l _{cl}	1.1 ∑ M _{Re} / l _{cl}
EC2-1 §6.2.3(3)		V _{Rd,max} ⁽¹⁰⁾	Κατά τον EC2-1: $V_{Rd,max} = 0.3 \left[1 - \frac{f_{ck} \text{ (MPa)}}{250} \right] \alpha_{cw} b_w z f_{cd} \sin 2\theta$ με 22° ≤ θ ≤ 45°	
EC2-1 §6.2.3(3)		V _{Rd,s} ⁽¹⁰⁾	Κατά τον EC2-1: $V_{Rd} = 0.9 b_w d \rho_w f_{ywd} \cot \theta$ με 22° ≤ θ ≤ 45°	

- (7) μ_{ϕ}^* είναι ο δείκτης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων που αντιστοιχεί σε τιμή συντελεστή συμπεριφοράς ίση με τα $2/3$ της βασικής τιμής του συντελεστή συμπεριφοράς, q_0 , αν ικανοποιείται ο ικανοτικός σχεδιασμός του υποστυλώματος σε κάμψη, ή στην πλήρη βασική τιμή q_0 , αν ο ικανοτικός σχεδιασμός δεν ικανοποιείται επειδή εμπίπτει κατά τις εξαιρέσεις στην υποσημείωση κατωτέρω. $\varepsilon_{sy,d} = f_{yd}/E_s$.
- (8) μ_{ϕ} είναι ο δείκτης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων που αντιστοιχεί στην βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q_0 .
- (9) Ικανοτικός σχεδιασμός υποστυλωμάτων σε κάμψη δεν απαιτείται: (α) στον ανώτατο όροφο (β) στο ισόγειο διόροφων εφόσον όλα τα υποστυλώματα έχουν ανηγμένη αξονική $v_d \leq 0.3$, (γ) αν τα τοιχώματα αναλαμβάνουν $\geq 50\%$ σεισμικής τέμνουσας βάσης στην υπόψη οριζόντια δεύθυνση, και (δ) σε 1 ανά 4 υποστυλώματα επίπεδων πλαισίων με παρόμοιες διαστάσεις υποστυλωμάτων.
- (10) z είναι ο εσωτερικός μοχλοβραχίονας ίσος με $0.9d$ ή ίσος με την απόσταση μεταξύ του εφελκόμενου και θλιβόμενου οπλισμού, $d-d_1$ *

* Το κύριο σώμα του Πίνακα προέρχεται από το **Michael N. Fardis**, “*Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings*”, Springer, 2009. Η ευθύνη για την αντιστοίχιση των παραγράφων βαρύνει εμάς

EC8 Κανόνες διαστασιολόγησης τοιχωμάτων		ΚΠ	M Υ	29
--	--	-----------	----------------------	-----------

			ΚΠΥ	ΚΠΜ
ΚΠΥ	ΚΠΜ			
5.5.1.2.3(2)	5.4.1.2.3 (1)	Πάχος κορμού, $b_{wo} \text{ (m)} \geq$	$\max(0.15, h_s/20)$	
5.5.3.4.5(1)	5.4.3.4.2 (1)	Ύψος κρίσιμης περιοχής, h_{cr}	$\geq \max(l_w, h_w/6)^{(1)}$ $\leq \min(2l_w, h_s)$ για τοίχο ≤ 6 ορόφους $\leq \min(2l_w, 2h_s)$ για τοίχο > 6 ορόφους	
		Ενισχυμένες περιοχές άκρων		
		Κρίσιμη περιοχή		
5.5.3.4.5(6)	5.4.3.4.2 (6)	Μήκος l_c από άκρο διατομής	$0.15 l_w, 1.5 b_w$, μήκος στο οποίο $\varepsilon_c > 0.0035$	
5.5.3.4.5(8)	5.4.3.4.2 (10)	Πάχος διατομής b_w κατά μήκος της κρίσι- μης περιοχής $l_c \geq$	$200\text{mm}, h_s/15$ αν $l_c \leq \max(2b_w, l_w/5)$, $h_s/10$ αν $l_c > \max(2b_w, l_w/5)$	
		Διαμήκειες ράβδοι		
5.5.3.4.5(7)	5.4.3.4.2 (8)	ρ_{min} στο $A_c=l_c b_w$	0.5%	
		ρ_{max} στο A_c	4%	
		Εγκάρσιες ράβδοι (w) ⁽²⁾		
5.5.3.2.2 (12)a	5.4.3.4.2(9)	$d_{bw} \text{ (mm)} \geq$	$0.4d_{bL,max} \cdot \sqrt{f_{ydl}/f_{ydw}}$	6
5.5.3.2.2 (12)b	5.4.3.4.2(9)	απόσταση $s^{(3)} \leq$	$\min(b_o/3, 125, 6d_{bL})$	$\min(b_o/2, 175, 8d_{bL})$
5.5.3.4.5 (10)	5.4.3.4.2(9)	$\omega_{wd} \geq^{(2)}$	0.12	0.08
5.5.3.4.5(4)	5.4.3.4.2 (4)	$\alpha\omega_{wd} \geq^{(3),(4)}$	$30\mu_\phi(v_d+\omega_v)\varepsilon_{sy,d}b_c/b_o-0.035$	
5.5.3.4.5 (11)	5.4.3.4.2 (11)	i. Όροφος πάνω από την κρίσιμη πε- ριοχή	Όπως και στην κρίσιμη περιοχή αλλά με τα $\alpha\omega_{wd}$ και ω_{wd} : 50% των απαι- τούμενων στις κρίσιμες περιοχές	Ισχύουν οι κανόνες που ισχύουν και για το υπόλοιπο τοίχω- μα (περίπτωση ii)

			ΚΠΥ	ΚΠΜ
5.5.3.4.5(12),5.4.3.4.2 (11) - EN 1992-1-1:2004, 9.6.4		ii. Λοιπό ύψος τοι- χώματος	Στις διατομές όπου $\rho_L>2\%$: Απόσταση ελεύθερης ράβδου στη θλιβόμενη ζώνη από την πλησιέστερη στηριζόμενη ράβδο $\leq 150\text{ mm}$ Συνδετήρες με $d_{bw} \geq \max(6\text{mm}, d_{bL}/4)$ και από- σταση $s_w \leq (12d_{bL}, 0.6b_{wo}, 240\text{mm})$ για απόστα- ση $4b_w$ πάνω ή κάτω από τα δοκάρια ή τις πλά- κες, ή $s_w \leq \min(20d_{bL}, b_{wo}, 400\text{mm})$ για το υπό- λοιπο ύψος του τοιχώματος	
		Κορμός		
		Κατακόρυφες ράβδοι (v)		
5.5.3.4.5 (12)	5.4.3.4.2 (11)	$\rho_{v,min}$	Όπου $\varepsilon_c>0.2\%$: 0.5%, διαφορετικά 0.2%	
5.5.3.4.5 (12)	5.4.3.4.2 (11)	$\rho_{v,max}$	4%	
5.5.3.4.5 (15)	5.4.3.4.2 (11)	$d_{bv} \geq$	8mm	-
5.5.3.4.5 (15)	5.4.3.4.2 (11)	$d_{bv} \leq$	$b_{wo}/8$	-
5.5.3.4.5 (15)	5.4.3.4.2 (11)	Απόσταση $s_v \leq$	$\min(25d_{bv}, 250\text{mm})$	$\min(3b_{wo}, 400\text{mm})$
		Οριζόντιες ράβδοι		
5.5.3.4.5 (13)	5.4.3.4.2 (11)	$\rho_{h,min}$	0.2%	$\max(0.1\%, 0.25\rho_v)$
5.5.3.4.5 (15)		$d_{bh} \geq$	8mm	-
5.5.3.4.5 (15)		$d_{bh} \leq$	$b_{wo}/8$	-
5.5.3.4.5 (15)		Απόσταση $s_h \leq$	$\min(25d_{bh}, 250\text{mm})$	400mm
5.5.3.4.1(2)	5.4.3.4.1(2)	Ανηγμένη αξονική $v_d=N_{Ed}/A_c f_{cd}$	≤ 0.35	≤ 0.4

EC8 Κανόνες διαστασιολόγησης τοιχωμάτων		ΚΠ	Μ Υ	29
--	--	-----------	----------------------	-----------

		ΚΠΥ	ΚΠΜ
		Εάν $h_w/l_w \geq 2^{(1)}$, ροπές σχεδιασμού από την γραμμική περιβάλλουσα ροπών M_{Ed} η οποία έχει προκύψει από την ανάλυση για σεισμικό σχεδιασμό, μετατεθειμένη κατά a_i	
		Σχεδιασμός σε τέμνουσα	
5.5.2.4.2(1)P(ΚΠΥ) 5.5.2.4.1(7)(ΚΠΥ) 5.4.2.4(6)P(ΚΠΜ)	Τέμνουσα σχεδιασμού V'_{Ed} V_{Ed} = Τέμνουσα V'_{Ed} από την ανάλυση για σεισμικό σχεδιασμό × συντελεστή μεγέθυνσης ε.	$h_w/l_w \leq 2^{(5)}$: $\varepsilon = 1.2M_{Rd}/M_{Ed} \leq q$ $h_w/l_w \geq 2^{(5), (6)}$: $\varepsilon = q \cdot \sqrt{\left(\frac{1.2}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0.1 \left(\frac{S_e(T_e)}{S_e(T_1)}\right)}$	$\varepsilon=1.5$
	Τέμνουσα σχεδιασμού τοιχωμάτων δυαδικών συστημάτων με $h_w/l_w > 2$, σε ύψος z από $h_w/3-h_w^{(7)}$	$V_{Ed}(z) = \left(\frac{0.75z}{H_w} - \frac{1}{4}\right) \varepsilon V_{Ed}(0) + \left(1.5 - \frac{1.5z}{H_w}\right) \varepsilon V_{Ed}\left(\frac{H_w}{3}\right)$	
5.5.3.4.2(1)a	5.4.3.4.1(1)P	$V_{Rd,max}$ εκτός κρίσιμης περιοχής	Κατά EC2: $V_{Rd,max}=0.3(1-f_{ck}(MPa)/250)b_{wo}(0.8l_w)f_{cd}\sin 2\theta$, με $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$
5.5.3.4.2(1)b	5.4.3.4.1(1)P	$V_{Rd,max}$ εντός κρίσιμης περιοχής	40% της τιμής κατά EC2
		$V_{Rd,s}$ στην κρίσιμη περιοχή- ποσοστά οπλισμού του κορμού, ρ_h, ρ_v	Κατά EC2:
5.5.3.4.3(2)		Εάν $\alpha_s=M_{Ed}/V_{Ed}l_w \geq 2$: $\rho_v=\rho_{v,min}$, ρ_h από $V_{Rd,s}$	$V_{Rd,s}=b_{wo}(0.8l_w)\rho_h f_{ywd}\cot \delta$, με $1 \leq \cot \delta \leq 2.5$
5.5.3.4.3(3)a		Εάν $\alpha_s < 2$: ρ_h από $V_{Rd,s}^{(8)}$	Κατά EC2: $V_{Rd,s}=b_{wo}(0.8l_w)\rho_h f_{yd,v}\cot \delta$, με $1 \leq \cot \delta \leq 2.5$
5.5.3.4.3(3)b		ρ_v από ⁽⁹⁾	

ΚΠΥ	ΚΠΜ		ΚΠΥ	ΚΠΜ
5.5.3.4.4(2)		Αντοχή σε διατμητική ολίσθηση με ράβδους υπό γωνία $\pm \phi$ προς την οριζόντιο συνολικής διατομής $A_{si}^{(10)}$	$V_{Rd,s} = A_{si} f_{yd} \cos \phi + A_{sv} \min \left(0.25 f_{yd}, 1.3 \sqrt{f_{yd} f_{cd}} \right) + 0.3 (1 - f_{ck} / \text{MPa}) / 250 b_{wo} x f_{cd}$	
5.5.3.4.5(16)		Ποσοστό κατακόρυφου οπλισμού $\rho_{v,min}$, σε αρμούς διακοπής εργασίας ^{(9), (11)}	$\geq 0.0025, \frac{1.3 f_{ctd} - \frac{N_{Ed}}{A_c}}{f_{yd} + 1.5 \sqrt{f_{cd} f_{yd}}}$	-

(1) I_w είναι η μεγάλη πλευρά διατομής ορθογωνικού τοιχώματος ή τμήματος τοιχώματος, h_w είναι το ολικό ύψος τοιχώματος και h_s είναι το καθαρό ύψος ορόφου

(2) Για κατηγορία πλαστιμότητας μέση (ΚΠΜ): Ο εγκάρσιος οπλισμός των ενισχυμένων περιοχών άκρων στην κρίσιμη περιοχή μπορεί να υπολογίζεται με τους κανόνες που ισχύουν για την κατηγορία πλαστιμότητας χαμηλή (ΚΠΧ), αν η τιμή της ανηγμένης αξονικής δύναμης σχεδιασμού n_d δεν είναι μεγαλύτερη από 0.15, ή, η τιμή του n_d δεν είναι μεγαλύτερη από 0.20 και ο συντελεστής q που χρησιμοποιείται στην ανάλυση ληφθεί μειωμένος κατά 15%

(3) Οι παρατηρήσεις (4), (5) και (6) του πίνακα διαστασιολόγησης δοκών ισχύουν και για τον περισφιγμένο πυρήνα των ενισχυμένων περιοχών των άκρων

(4) μ_ϕ είναι ο δείκτης πλαστιμότητας καμπυλοτήτων που αντιστοιχεί στο γινόμενο της βασικής τιμής του συντελεστή συμπεριφοράς q_0 επί το λόγο M_{Ed}/M_{Rd} στη βάση του τοιχώματος (βλέπε υποσημείωση (5)), $\epsilon_{sy,d} = f_{yd}/E_s$, ω_{vd} = μηχανικό ποσοστό κατακόρυφου οπλισμού κορμού

(5) M_{Ed} είναι η καμπτική ροπή σχεδιασμού στη βάση του τοιχώματος από την ανάλυση για το σεισμό σχεδιασμού, M_{Rd} είναι η τιμή σχεδιασμού καμπτικής αντοχής στη βάση του τοιχώματος για την αξονική δύναμη N_{Ed} από την ανάλυση για τον σεισμό του σεισμικού σχεδιασμού

(6) $S_e(T_1)$ είναι η τιμή ελαστικού φάσματος στην θεμελιώδη ιδιοπερίοδο, $S_e(T_c)$ είναι η τιμή ελαστικού φάσματος στην αρχή του φθιτού κλάδου (περίοδος T_c)

(7) Για δομικό σύστημα με τοιχώματα που αναλαμβάνουν μεταξύ του 35% και του 65% της σεισμικής τέμνουσας βάσης στην υπόψη οριζόντια διεύθυνση. z = απόσταση από βάση τοιχώματος

(8) Με b_w , d σε m, f_{ck} σε MPa, ρ_L είναι το ποσοστό διαμήκους οπλισμού εφελκόμενου πέλματος, $V_{Rd,c}$ και N_{Ed} σε kN

(9) N_{Ed} είναι η αξονική δύναμη (ελάχιστη τιμή) από την ανάλυση για το συνδυασμό του σεισμού σχεδιασμού, θλίψη > 0

(10) A_{sv} είναι η συνολική διατομή κατακόρυφου οπλισμού κορμού και τυχόν πρόσθετων κατακόρυφων ράβδων που τοποθετούνται στις ενισχυμένες περιοχές άκρων για αντίσταση σε διατμητική ολίσθηση, x =ύψος θλιβόμενης ζώνης διατομής τοιχώματος που ελέγχεται σε διατμητική ολίσθηση

(11) $f_{ctd}=f_{ctk,0.05}/\gamma_c$: τιμή σχεδιασμού (κάτω χαρακτηριστικής τιμής) εφελκυστικής αντοχής σκυροδέματος

Το κύριο σώμα του Πίνακα προέρχεται από το **Michael N. Fardis**, “*Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings*”, Springer, 2009. Η ευθύνη για την αντιστοίχιση των παραγράφων βαρύνει εμάς