



Σχολή Τεχνολογικών Εφαρμογών

*Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών ΤΕ & Μηχανικών Τοπογραφίας και
Γεωπληροφορικής ΤΕ*



Προσομοίωση φορέων σε λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων

*Βοήθημα για τα μαθήματα Στατική-Δυναμική Ανάλυση Υφιστάμενων
Κατασκευών και Προσομοίωση και Ανάλυση Ενίσχυσης Κατασκευών*

Γεώργιος Παναγόπουλος, Καθηγητής Εφαρμογών
Εμμανουήλ Κίρτας, Αναπληρωτής Καθηγητής

28 Μαΐου 2018

Περιεχόμενα

1	Δυναμική ανάλυση μονώροφου πλαισίου	1
1.1	Γεωμετρία φορέα - Δεδομένα	1
	Πρόσθετα δεδομένα	1
	Ζητούνται	1
1.2	Υπολογισμός μάζας	2
1.3	Ιδιομορφική ανάλυση	3
1.4	Υπολογισμός επιτάχυνσης σχεδιασμού	5
1.5	Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης	5
1.6	Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης	8
1.7	Υπολογισμός της ιδιοπεριόδου χωρίς τη χρήση λογισμικού	10
2	Δεδομένα παραδείγματος 3ώροφου πλαισίου	13
2.1	Γεωμετρία φορέα	13
2.2	Φορτία	14
2.3	Υλικά	14
	2.3.1 Σκυρόδεμα	14
	2.3.2 Χάλυβας οπλισμού	14
2.4	Οπλισμός	14
2.5	Σεισμική δράση σχεδιασμού	15
2.6	Δεδομένα για την αποτίμηση του φορέα	15
3	Αρχική προσομοίωση του φορέα	17
3.1	Γεωμετρία φορέα	17
3.2	Υλικά	18
3.3	Συνθήκες στήριξης - Διαφράγματα	19
3.4	Διατομές δομικών στοιχείων	19
3.5	Φορτία - μάζες	20
	3.5.1 Φορτιστικές καταστάσεις - συνδυασμοί	20
	3.5.2 Προσομοίωση της μάζας	22
	3.5.3 Αποτελέσματα επίλυσης για κατακόρυφα φορτία	22
4	Δυναμικά χαρακτηριστικά - Σεισμικές φορτίσεις	23
4.1	Ιδιομορφές απόκρισης	23
4.2	Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης	25
4.3	Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης	27
5	Ανελαστική στατική ανάλυση βάσει SAP2000 (FEMA356)	31
5.1	Διαγράμματα ροπών-στροφών	31
	5.1.1 Σκυρόδεμα	31
	5.1.2 Χάλυβας	32
	5.1.3 Εισαγωγή του οπλισμού των δομικών στοιχείων	32
	5.1.4 Εισαγωγή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς	34
	5.1.5 Εισαγωγή πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα	35

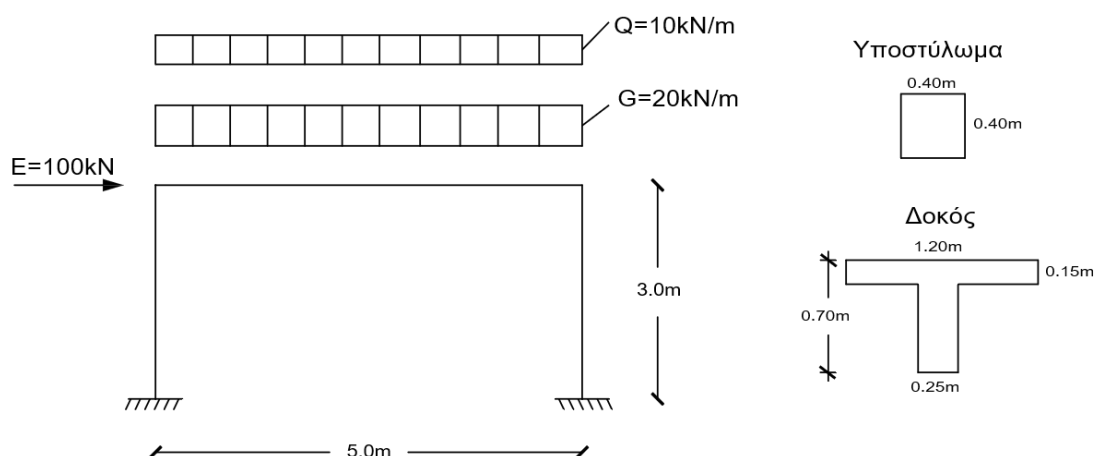
5.1.6	Εμφάνιση αυτόματων πλαστικών αρθρώσεων	35
5.2	Ανελαστικές στατικές αναλύσεις	36
5.2.1	Κατανομή των σεισμικών δυνάμεων	36
5.2.2	Ανελαστική στατική ανάλυση για τα κατακόρυφα φορτία	38
5.2.3	Ανελαστικές στατικές αναλύσεις για τα σεισμικά φορτία	39
5.3	Αποτελέσματα ανελαστικών στατικών αναλύσεων	41
5.3.1	Καμπύλες αντίστασης	41
5.3.2	Πλαστικός μηχανισμός	41
5.4	Ανελαστική στατική ανάλυση για δεδομένη σεισμική δράση	42
5.4.1	Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης	42
5.4.2	Ανελαστική στατική ανάλυση έως τη στοχευόμενη μετακίνηση	43
6	Αποτίμηση με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. - Προκαταρκτική ανάλυση	45
6.1	Αλλαγές στο προσομοίωμα	45
6.1.1	Προσομοίωση ρηγματωμένων διατομών	45
6.1.2	Συνδυασμοί φόρτισης - Μάζες	46
6.1.2.1	Προσομοίωση μαζών	47
6.1.2.2	Συνδυασμός φόρτισης για τα σεισμικά φορτία	48
6.2	Ιδιομορφική ανάλυση	48
6.3	Στατική ανάλυση	49
6.4	Αποτελέσματα επίλυσης	50
6.5	Έλεγχοι- Δείκτες ανεπάρκειας λ	51
6.5.1	Υπολογισμός λ σε όρους υφιστάμενου-απαιτούμενου οπλισμού	52
6.5.1.1	Δοκοί	52
6.5.1.2	Στύλοι ισογείου	54
6.5.2	Υπολογισμός λ σε όρους εντατικών μεγεθών	56
7	Αποτίμηση με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. - Ελαστική ανάλυση	57
7.1	Προσομοίωμα	57
7.2	Προϋποθέσεις εφαρμογής	57
7.2.1	Έλεγχος μορφολογικής κανονικότητας	58
7.2.2	Απόφαση για τη χρήση ελαστικής στατικής ανάλυσης	60
7.3	Σεισμικές δράσεις - Συνδυασμός φόρτισης	60
7.4	Υλικά - Συντελεστές ασφάλειας	62
7.5	Υπολογισμός δεικτών ανεπάρκειας	62
7.5.1	Δείκτες ανεπάρκειας δομικών στοιχείων σε κάμψη	62
7.5.2	Δείκτες ανεπάρκειας δομικών στοιχείων σε διάτμηση	63
	Παράδειγμα υπολογισμού	64
8	Αποτίμηση με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. - Ανελαστική στατική ανάλυση	67
8.1	Διαγράμματα ροπών-στροφών	67
8.1.1	Παράδειγμα υπολογισμού δοκού - Αρνητικές ροπές	67
8.1.1.1	Δεδομένα διατομής	68
8.1.1.2	Στοιχεία διατομής που χρησιμοποιούνται στους υπολογισμούς	68
8.1.1.3	Υπολογισμός της καμπυλότητας και της ροπής διαρροής	70
8.1.1.4	Υπολογισμός της στροφής διαρροής	70
8.1.1.5	Υπολογισμός της στροφής αστοχίας	71
8.1.1.6	Αρχικό διάγραμμα M-θ	73
8.1.1.7	Υπολογισμός διατμητικής αντοχής	73
8.1.1.8	Έλεγχος σειράς εμφάνισης αστοχιών	74
8.1.1.9	Δεδομένα για το SAP2000	74

8.1.2	Παράδειγμα υπολογισμού δοκού - Θετικές ροπές	76
8.1.3	Παράδειγμα υπολογισμού υποστυλώματος	76
8.1.3.1	Δεδομένα διατομής	76
8.1.3.2	Στοιχεία διατομής που χρησιμοποιούνται στους υπολογισμούς	78
8.1.3.3	Υπολογισμός της καμπυλότητας και της ροπής διαρροής	79
8.1.3.4	Υπολογισμός της στροφής διαρροής	80
8.1.3.5	Υπολογισμός της στροφής αστοχίας	81
8.1.3.6	Αρχικό διάγραμμα Μ-θ	82
8.1.3.7	Υπολογισμός διατμητικής αντοχής	82
8.1.3.8	Έλεγχος σειράς εμφάνισης αστοχιών	83
8.1.3.9	Δεδομένα για το SAP2000	84
8.2	Προσομοίωση στο SAP2000	86
8.2.1	Εισαγωγή πλαστικών αρθρώσεων	86
8.2.2	Πλαστική άρθρωση δοκού	87
8.2.3	Πλαστική άρθρωση υποστυλώματος	87
8.2.4	Αλλαγές στο προσομοίωμα	89
Βιβλιογραφία		90
Α' Τυπολόγιο		93
A'.1	Σεισμικές διεγέρσεις Ευρωκώδικα 8	93
A'.1.1	Φάσματα απόκρισης	93
	Οριζόντιο ελαστικό φάσμα απόκρισης	93
	Φάσμα σχεδιασμού	93
	Παράμετροι φασμάτων	94
A'.1.2	Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης	96
	Τέμνουσα βάση	96
	Κατανομή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων	97
A'.2	Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης	98
A'.3	Διαγράμματα ροπών-στροφών σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.	100
A'.3.1	Στοιχεία που χρησιμοποιούνται στους υπολογισμούς	100
A'.3.2	Βασικά μεγέθη της διατομής και του οπλισμού της	100
A'.3.3	Υπολογισμός της καμπυλότητας και της ροπής διαρροής	101
A'.3.4	Υπολογισμός της στροφής διαρροής	102
A'.3.5	Υπολογισμός της στροφής αστοχίας	102
A'.3.6	Υπολογισμός διατμητικής αντοχής	103
A'.3.7	Έλεγχος σειράς εμφάνισης αστοχιών	105
Β' Εργασία εξαμήνου		107
	Μεταβλητές για τον υπολογισμό των δεδομένων κάθε φοιτητή	107
	Γεωμετρία φορέα	107
	Ζήτημα 1ο. Ελαστική προσομοίωση του φορέα	107
	Ζήτημα 2ο. Δυναμικά χαρακτηριστικά - Σεισμικές φορτίσεις	109
	Ζήτημα 3ο. Ανελαστική στατική ανάλυση βάσει προεπιλογών SAP2000 (FEMA)	110

Δυναμική ανάλυση μονώροφου πλαισίου

1.1 Γεωμετρία φορέα - Δεδομένα

Χρησιμοποιείται ο φορέας του Παραδείγματος 3 από το βιβλίο *Προσομοίωση κατασκευών σε προγράμματα Η/Υ* (Κίρτας & Παναγόπουλος, 2015) [1] και προσομοιώνεται στο πρόγραμμα SAP2000 [2].



Σχήμα 1.1: Γεωμετρία φορέα

Πρόσθετα δεδομένα

Να θεωρηθεί ότι η κατασκευή είναι συνήθους σπουδαιότητας (II), βρίσκεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II και το έδαφος είναι κατηγορίας αποθέσεις από πυκνά αμμοχάλικα. Η κατασκευή να θεωρηθεί μέσης κατηγορίας πλαστιμότητας.

Ζητούνται

- Να υπολογιστεί η μάζα της κατασκευής και να προσομοιωθεί στο SAP2000
- Να γίνει ιδιομορφική ανάλυση με το SAP2000 και να βρεθεί η ιδιοπερίοδος του φορέα

- Να υπολογιστεί η φασματική επιτάχυνση σύμφωνα με το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8
- Να υπολογιστεί η τέμνουσα βάσης της κατασκευής και τα σεισμικά φορτία με τη μέθοδο ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης (απλοποιημένη φασματική)

1.2 Υπολογισμός μάζας

Η μάζα θεωρείται ότι βρίσκεται συγκεντρωμένη στη στάθμη των ορόφων και αντιστοιχεί στα κατακόρυφα φορτία του σεισμικού συνδυασμού ($G+0.3Q$). Με δεδομένο ότι η επίλυση θα αντιστοιχεί μόνο στις οριζόντιες δράσεις και ότι υπάρχει η διαφραγματική λειτουργία της πλάκας, το σύνολο της μάζας μπορεί να οριστεί σημειακά σε οποιοδήποτε κόμβο στη στάθμη του ορόφου.

Η τιμή της μάζας υπολογίζεται ως εξής:

$$m = \frac{(G + 0.3Q) \cdot L}{g} = \frac{(20.0 \text{ kN/m} + 0.3 \cdot 10.0 \text{ kN/m}) \cdot 5.0 \text{ m}}{9.81 \text{ m/s}^2} = 11.72 \text{ t} \quad (1.1)$$

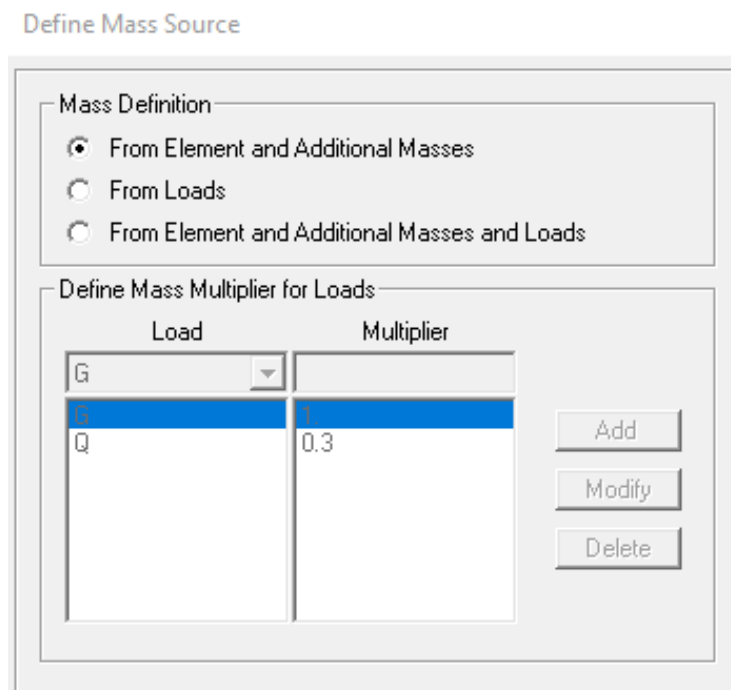
όπου:

G τα μόνιμα ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία της δοκού

Q τα μεταβλητά ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία της δοκού

L το μήκος της δοκού

g η επιτάχυνση της βαρύτητας



Σχήμα 1.2: Μέθοδος εισαγωγής της μάζας

Η εισαγωγή των μαζών στο πρόγραμμα 'Define->Mass Source' μπορεί να γίνει είτε χειροκίνητα εισάγοντας τιμές για τις μάζες 'From Element and Additional Masses' είτε αυτόματα ζητώντας από το πρόγραμμα να υπολογίσει τη μάζα από τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής 'From Loads' ενώ υπάρχει η δυνατότητα οι δύο παραπάνω επιλογές να συνδυαστούν (σχήμα 1.2).

Αν επιλεγθεί η 1η περίπτωση τότε δίνεται η τιμή που υπολογίστηκε μέσω της σχέσης 1.1 στον αριστερό κόμβο του ορόφου, επιλέγοντάς τον και στη συνέχεια δίνοντας 'Assign->Joint->Masses'. Στη φόρμα του σχήματος 1.3 η παραπάνω τιμή τίθεται ως μεταφορική μάζα κατά τη διεύθυνση 1 (τοπικός άξονας του κόμβου που συμπίπτει με τον καθολικό άξονα X).

Σχήμα 1.3: Εισαγωγή σημειακής μάζας σε κόμβους

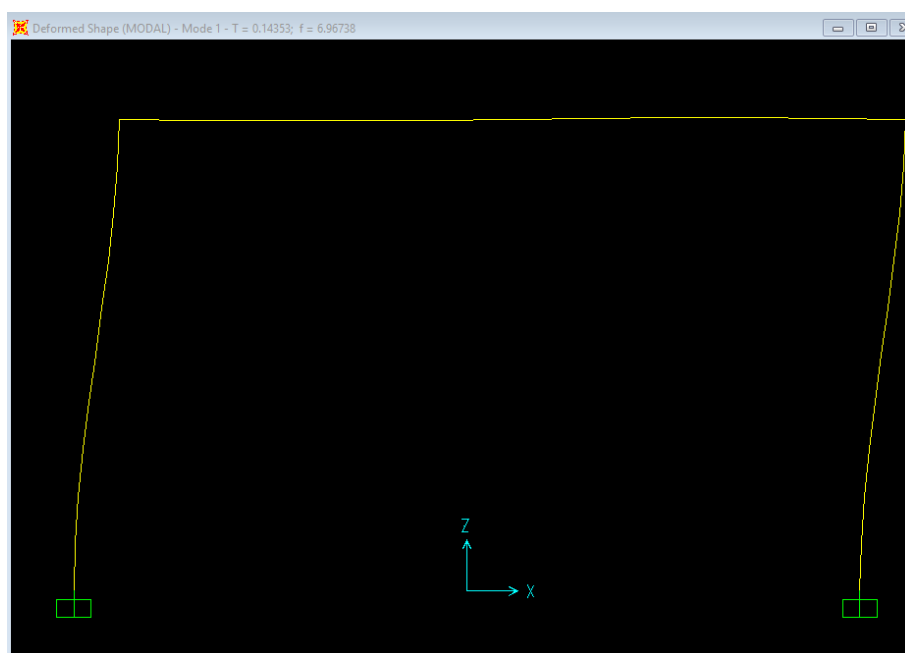
1.3 Ιδιομορφική ανάλυση

Το πρόγραμμα έχει τη δυνατότητα να υπολογίσει τις ιδιομορφές του φορέα αν στις φορτιστικές καταστάσεις (Load Cases) οριστεί και η MODAL όπως φαίνεται στο σχήμα 1.4. Προφανώς ο φορέας που εξετάζεται δεν έχει 12 δυναμικούς βαθμούς ελευθερίας ώστε να υπολογιστούν 12 ιδιομορφές, δεν είναι απαραίτητο όμως να οριστεί ο ακριβής αριθμός αυτών που θα υπολογιστούν. Η συγκεκριμένη επιλογή έχει νόημα για πολύπλοκους φορείς με μεγάλο αριθμό ιδιομορφών όπου ο μηχαν-

νικός επιλέγει να χρησιμοποιήσει τόσες ώστε να ενεργοποιείται το απαιτούμενο ποσοστό της δρώσας μάζας που ορίζουν οι κανονισμοί.

Σχήμα 1.4: Ιδιομορφική φορτιστική κατάσταση

Στο σχήμα 1.5 παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος φορέας για την 1η (και μοναδική) ιδιομορφή του κτιρίου που εξετάζεται. Όπως φαίνεται και στο σχήμα, η ιδιοπερίοδος είναι $T = 1435\text{sec}$



Σχήμα 1.5: 1η ιδιομορφή

1.4 Υπολογισμός επιτάχυνσης σχεδιασμού

Η επιτάχυνση σχεδιασμού υπολογίζεται βάσει του φάσματος σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 ([3]). Για αποθέσεις από πυκνά αμμοχάλικα το έδαφος είναι κατηγορίας C οπότε: $S = 1.15$, $T_B = 0.20\text{sec}$, $T_C = 0.60\text{sec}$, $T_D = 1.00\text{sec}$.

Παρατηρείται ότι ισχύει $T = 0.1435\text{sec} < T_B = 0.20\text{sec}$, άρα βρισκόμαστε στον πρώτο κλάδο του φάσματος σχεδιασμού και η επιτάχυνση λαμβάνεται από τη σχέση:

$$S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (1.2)$$

όπου:

α_g Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $\alpha_g = \gamma_I \cdot \alpha_{gR} = 1.0 \cdot 0.24g$

$\gamma_I = 1.0$ για κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια)

$\alpha_{gR} = 0.24g$ για ζώνη II

$S = 1.15$ για έδαφος κατηγορίας C

$T = 0.1435\text{sec}$ η ιδιοπερίοδος της κατασκευής

$T_B = 0.20\text{sec}$ για έδαφος κατηγορίας C

q ο συντελεστής συμπεριφοράς. $q = q_0 \cdot k_w \geq 1.5 \Rightarrow q = 3.3$

$q_0 = 3.3$ για μονώροφα κτίρια ΚΠΜ, κανονικά καθύψος και σε κάτοψη

$k_w = 1.0$ για πλαισιακή κατασκευή

Από τη σχέση 1.2 η επιτάχυνση σχεδιασμού προκύπτει: $S_d(T) = 0.202g$

1.5 Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης

Η σεισμική τέμνουσα δύναμη βάσης F_b δίνεται από τη σχέση:

$$F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda \quad (1.3)$$

όπου:

$S_d(T)$ Η επιτάχυνση σχεδιασμού όπως υπολογίστηκε από το φάσμα του ΕΚ8 [3]

m Η συνολική μάζα του κτιρίου πάνω από την θεμελίωση ή πάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτης βάσης. Για το κτίριο που μελετάται υπολογίστηκε $m = 11.72t$

λ συντελεστής διόρθωσης. $\lambda = 1.0$ για μονώροφα κτίρια

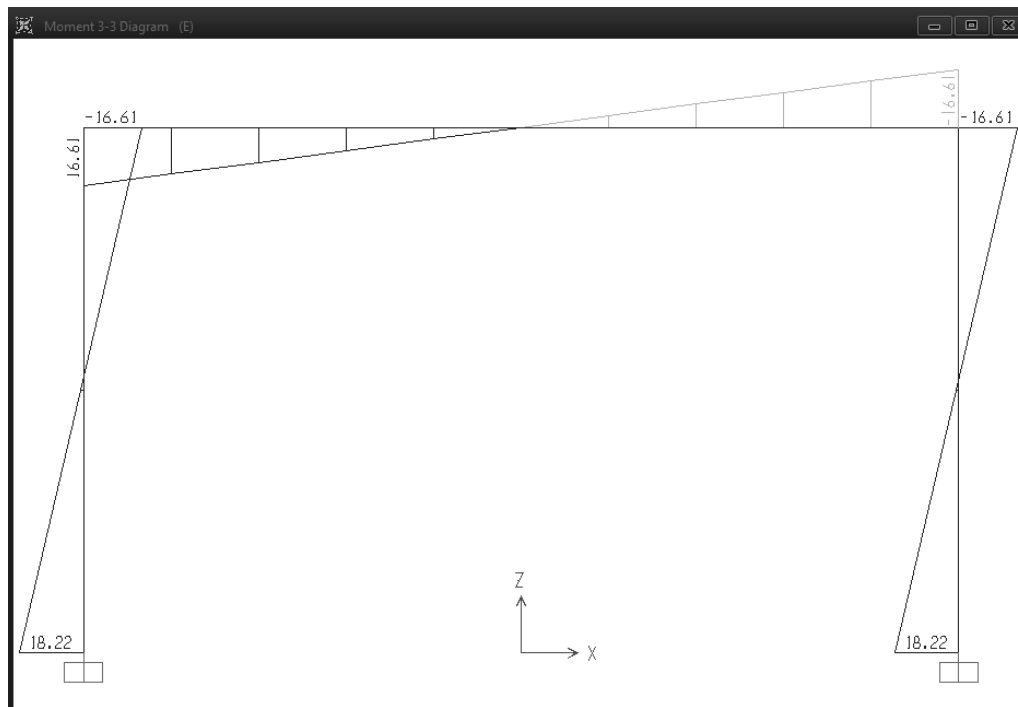
Από τα παραπάνω προκύπτει: $F_b = 23.22kN$

Η τέμνουσα βάσης κατανέμεται καθύψος του κτιρίου βάσει της μάζας του κάθε ορόφου και της θεμελιώδους ιδιομορφής, όπως θα περιγραφεί στα επόμενα παραδείγματα, στην περίπτωση όμως ενός μονώροφου κτιρίου το σύνολό της εφαρμόζεται στη στάθμη του 1ου ορόφου. Έτσι, στον 1ο όροφο έχουμε:

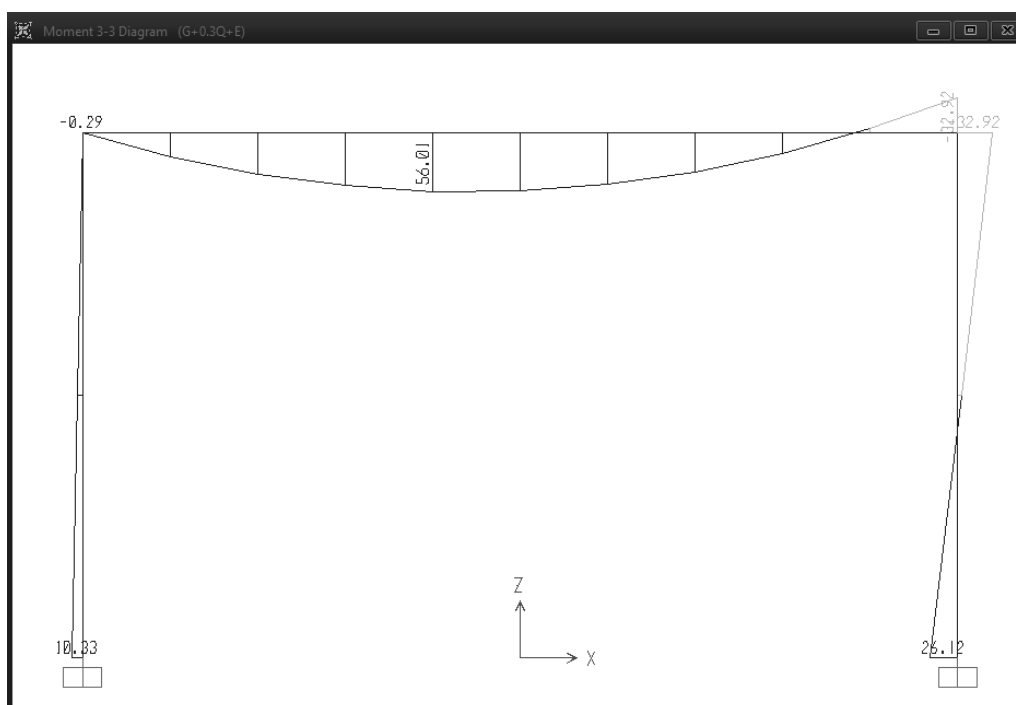
$$F_1 = F_b = 23.22kN \quad (1.4)$$

Αντικαθιστώντας την τιμή της οριζόντιας δύναμης E που είχε οριστεί στο πρόγραμμα με την τιμή της F_1 μπορεί να γίνει η επίλυση με το πρόγραμμα σύμφωνα με τη μέθοδο ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης του ΕΚ8 [3].

Στα σχήματα που ακολουθούν παρουσιάζονται ορισμένα αποτελέσματα από την επίλυση.



Σχήμα 1.6: Διάγραμμα ροπών για σεισμικά φορτία (μόνο E)



Σχήμα 1.7: Διάγραμμα ροπών για τον σεισμικό συνδυασμό ($G+0.3Q+E$)

1.6 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Στο SAP2000 υπάρχει η δυνατότητα να υπολογιστεί αυτόματα το πλήρες φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ8 [3]. Επιλέγεται *Define->Functions->Response Spectrum* όπου ορίζονται οι παράμετροι του φάσματος σύμφωνα με την καρτέλα του σχήματος 1.8 και στη συνέχεια η αντίστοιχη φορτιστική κατάσταση (σχήμα 1.9) και ο συνδυασμός φόρτισης (σχήμα 1.10).

Period	Acceleration
0	1.805
0.0667	1.8871
0.1333	1.9691
0.2	2.0512
0.6	2.0512
0.8333	1.4789
1.0667	1.1538
1.3	0.9467
1.5333	0.8026

Σχήμα 1.8: Εισαγωγή του φάσματος σχεδιασμού του EC8 στο SAP2000

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	EC8_SPEC	1

Σχήμα 1.9: Φασματική φορτιστική κατάσταση στο SAP2000

Στα σχήματα που ακολουθούν παρουσιάζονται ορισμένα αποτελέσματα από την επίλυση.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
G	Linear Static	1.
Q	Linear Static	0.3
EC8_SPEC	Response Spectrum	1.

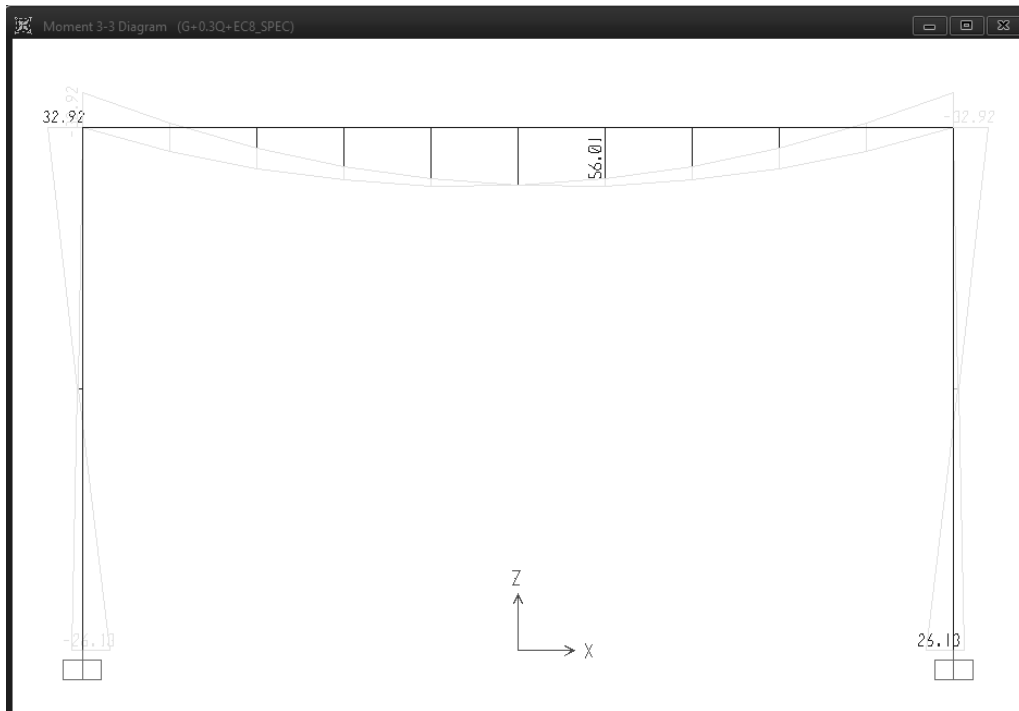
Σχήμα 1.10: Σεισμικός συνδυασμός $G+0.3Q+EC8SPEC$



Σχήμα 1.11: Διάγραμμα ροπών για την φόρτιση με το φάσμα σχεδιασμού του EC8

Παρατηρείται ότι οι τιμές στο σχήμα 1.11 είναι μόνο θετικές και ότι το διάγραμμα δεν είναι συνεχές αλλά εμφανίζει μια καμπή στο μέσο των δομικών στοιχείων. Αυτό συμβαίνει γιατί τα αποτελέσματα της επίλυσης με το φάσμα σχεδιασμού μπορεί να έχουν είτε θετικές, είτε αρνητικές τιμές και το SAP2000 [2] παρουσιάζει σε κάθε θέση τις απόλυτες τιμές των αποτελεσμάτων. Με τη λογική αυτή στο σχήμα 1.12 όπου είναι η επαλληλία των κατακόρυφων φορτίων με το φάσμα σχεδιασμού, ουσιαστικά

παρουσιάζεται μια περιβάλλουσα όπου στη κάθε θέση εμφανίζονται 2 τιμές, η μία αντιστοιχεί στη σεισμική φόρτιση με φορά προς τα δεξιά και η άλλη στη σεισμική φόρτιση με φορά προς τα αριστερά.



Σχήμα 1.12: Διάγραμμα ροπών για τον σεισμικό συνδυασμό (G+0.3Q+EC8SPEC)

Αξίζει να σημειωθεί ότι οι τιμές στα σχήματα 1.6 και 1.11 είναι όμοιες. Αυτό συμβαίνει γιατί ο φορέας λειτουργεί ουσιαστικά ως μονοβάθμιος (έχει μόνο μία ιδιομορφή) οπότε τα αποτελέσματα της μέθοδου ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης και της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης πρακτικά συμπίπτουν, κάτι που δε συμβαίνει βέβαια σε πολυβάθμιους φορείς.

1.7 Υπολογισμός της ιδιοπεριόδου χωρίς τη χρήση λογισμικού

Όπως είναι γνωστό, η ιδιοπερίοδος ενός μονοβάθμιου συστήματος με μάζα m και δυσκαμψία K δίνεται από τη σχέση:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{K}} \quad (1.5)$$

Θεωρώντας ότι το σύστημα συμπεριφέρεται ως αμφίπακτο, η δυσκαμψία του κάθε υποστυλώματος θα δίνεται από τη σχέση

$$K_{\nu\pi} = \frac{12 \cdot E \cdot I}{H^3} \quad (1.6)$$

όπου E το μέτρο ελαστικότητας, $I = \frac{b^4}{12}$ η ροπή αδράνειας για τετραγωνική διατομή και H το ύψος του υποστυλώματος

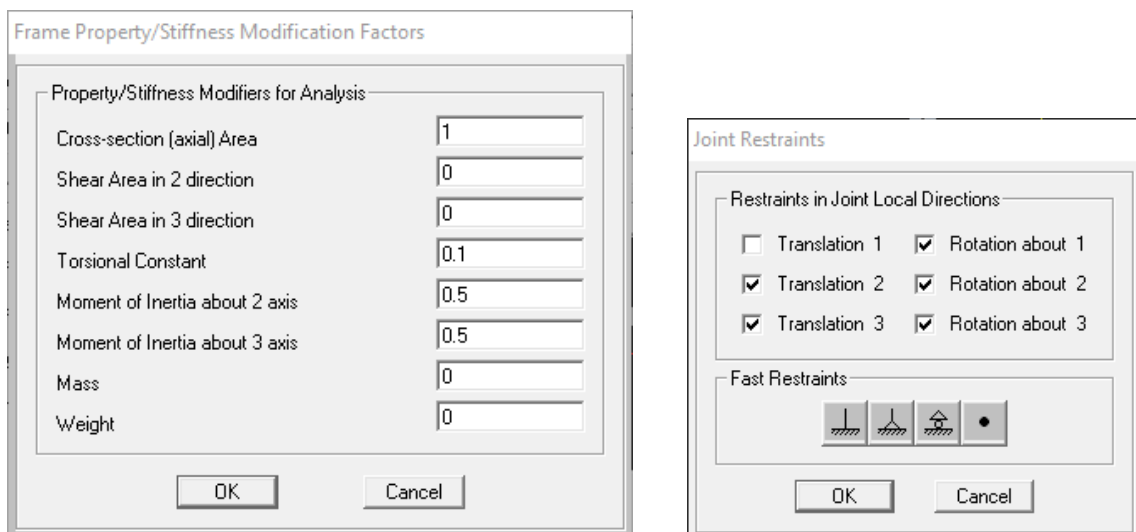
Αντικαθιστώντας στις παραπάνω σχέσεις ($E = 28GPa$, $b = 0.40m$, $H = 3m$ και $m = 11.72t$) προκύπτουν:

- $I = 2.133 \cdot 10^{-3} m^4$
- $K_{v\pi} = 26548.15 kN/m$
- $K_{cr} = 0.5 \cdot K_{v\pi} = 13274.07 kN/m$ (υπενθυμίζεται ότι χρησιμοποιήθηκαν ρηγματωμένες διατομές οπότε η δυσκαμψία μειώθηκε στο 50% της πλήρους διατομής)
- $K = 2 \cdot K_{cr} = 26548.15 kN/m$ (για 2 υποστυλώματα)

και τελικά $T = 0.132 sec$

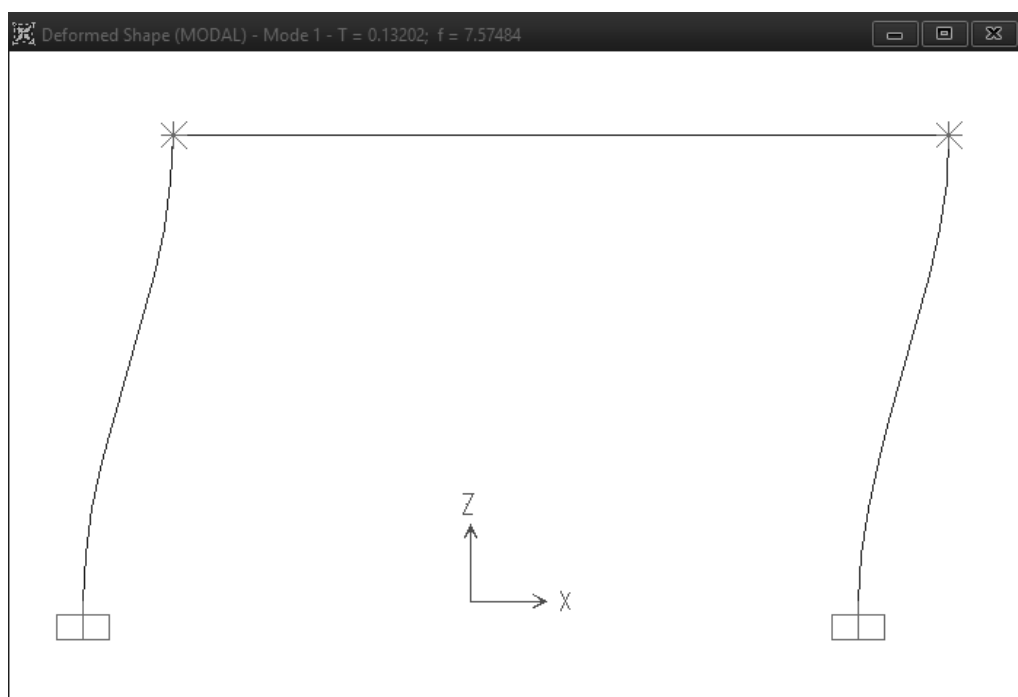
Παρατηρείται ότι η τιμή της ιδιοπεριόδου δεν ταυτίζεται με αυτήν που υπολογίστηκε από το πρόγραμμα (ήταν $T = 0.1435 sec$). Για να προκύψουν οι ίδιες τιμές και από την ανάλυση με το SAP2000 [2] πρέπει να γίνουν τα εξής ώστε οι δύο υπολογισμοί να είναι πλήρως συμβατοί:

- Να οριστεί μηδενικός συντελεστής (modifier) στους όρους που αφορούν τις τέμνουσες
- Να δεσμευτούν όλοι οι βαθμοί ελευθερίας στη στάθμη του ορόφου, εκτός από την οριζόντια μετακίνηση



Σχήμα 1.13: Μηδενισμός της συμμετοχής των έργων των τεμνουσών δυνάμεων (αριστερά) και παγίωση ελευθεριών κίνησης πλην της οριζόντιας μετακίνησης (δεξιά)

Τρέχοντας και πάλι την ανάλυση η ιδιομορφή φαίνεται στο σχήμα 1.14 όπου παρατηρείται ότι η τιμή της ιδιοπεριόδου προκύπτει $T = 0.132 sec$, όμοια ακριβώς με την τιμή που υπολογίστηκε από τη σχέση 1.6



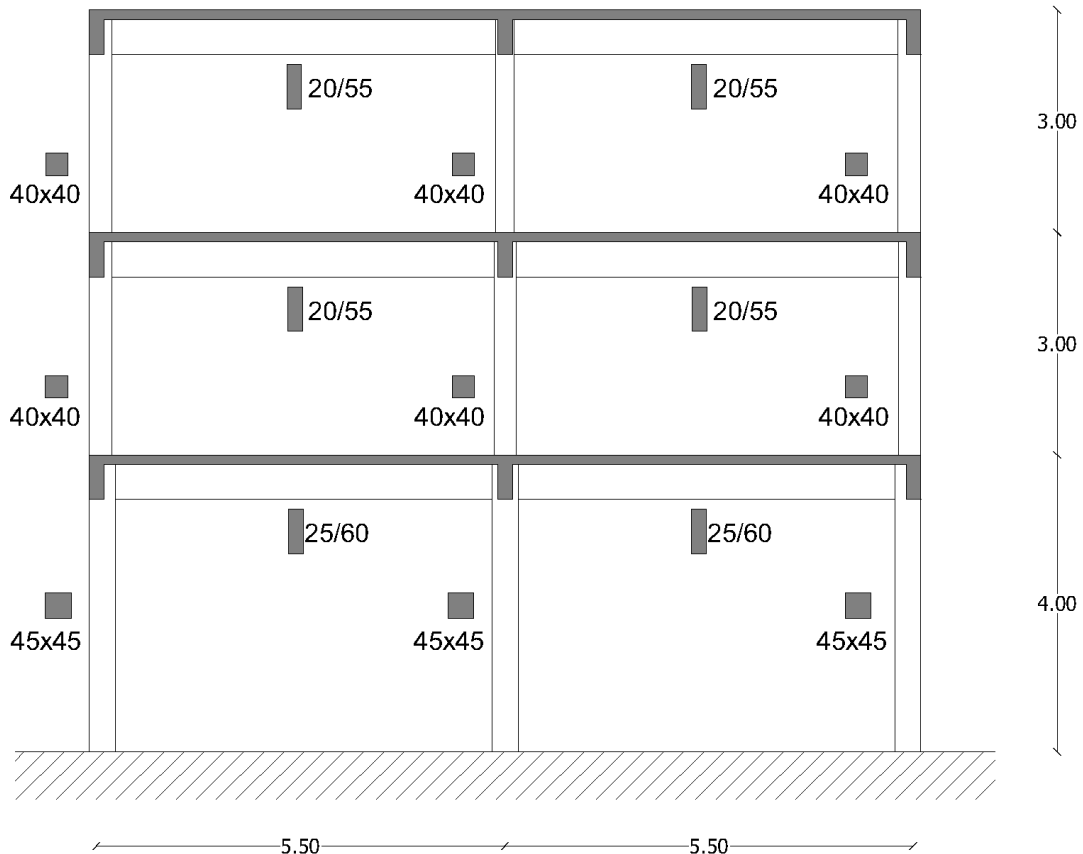
Σχήμα 1.14: Ιδιομορφή του φορέα ώστε να προσομοιώνεται η επίλυση "με το χέρι"

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

Δεδομένα παραδείγματος 3ώροφου πλαισίου

2.1 Γεωμετρία φορέα

Στο παράδειγμα θα χρησιμοποιηθεί ο φορέας του σχήματος 2.1



Σχήμα 2.1: Γεωμετρία φορέα

2.2 Φορτία

Στις δοκούς να θεωρηθεί ότι υπάρχει ομοιόμορφο φορτίο $g = 32.00kN/m^2$ και $q = 9.50kN/m^2$. Οι στύλοι να θεωρηθούν αβαρείς.

2.3 Υλικά

2.3.1 Σκυρόδεμα

Το σκυρόδεμα να θεωρηθεί ότι έχει μέση θλιπτική αντοχή $f_{cm} = 16MPa$. Χρησιμοποιώντας τη σχέση του Ευρωκώδικα 2 [4] το μέτρο ελαστικότητας υπολογίζεται: $E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 25.3GPa$

2.3.2 Χάλυβας οπλισμού

Για τον χάλυβα να θεωρηθεί $f_{ym} = 500MPa$.

Στο SAP2000 να ληφθεί ως f_y η παραπάνω τιμή και στη συνέχεια να χρησιμοποιηθούν οι σχέσεις:

$$f_u = 1.25 \cdot f_y = 625MPa$$

$$f_{ye} = 1.15 \cdot f_y = 575MPa$$

$$f_{ue} = 1.10 \cdot f_u = 687.5MPa$$

2.4 Οπλισμός

Να θεωρηθεί ο παρακάτω οπλισμός για τα δομικά στοιχεία.

Πίνακας 2.1: Οπλισμός δομικών στοιχείων

	Διαμέτρησης	Εγκάρσιος
Στύλοι ισογείου	8Ø18	Ø8/120
Στύλοι ορόφων	8Ø16	Ø8/150
Δοκοί ισογείου. Ακρ. στηρίξεις	3Ø18(α) - 2Ø18(κ)	Ø8/150
Δοκοί ισογείου. Μεσ. στηρίξεις	5Ø18(α) - 3Ø18(κ)	Ø8/150
Δοκοί ορόφων. Ακρ. στηρίξεις	3Ø16(α) - 2Ø16(κ)	Ø8/150
Δοκοί ορόφων. Μεσ. στηρίξεις	5Ø16(α) - 3Ø16(κ)	Ø8/150

Η καθαρή επικάλυψη των οπλισμών να θεωρηθεί ότι είναι (ονομαστική τιμή) $c_{nom} = 3cm$

2.5 Σεισμική δράση σχεδιασμού

Να θεωρηθεί έδαφος C, ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2, κατηγορία σπουδαιότητας II. Το κτίριο να θεωρηθεί ότι ανήκει στη μέση κατηγορία πλαστιμότητας (ΚΠΜ).

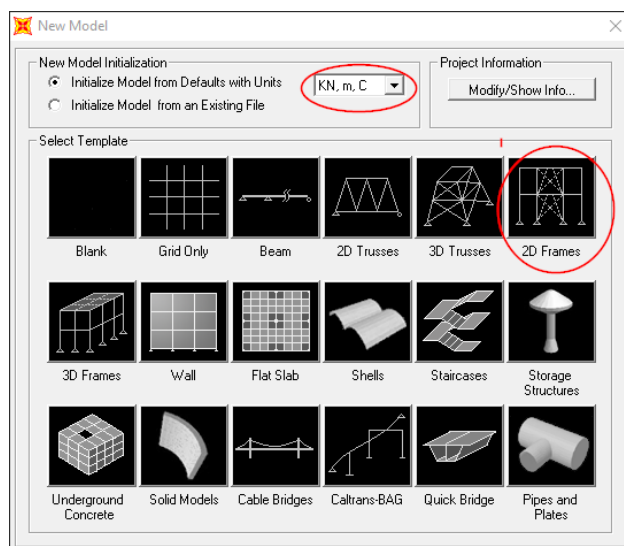
2.6 Δεδομένα για την αποτίμηση του φορέα

Να θεωρηθεί ότι ο φορέας αντιστοιχεί σε κτίριο που σχεδιάστηκε με σύγχρονους κανονισμούς και ότι η αποτίμηση γίνεται για την ίδια σεισμική δράση με το σχεδιασμό (0.24g).

Αρχική προσομοίωση του φορέα

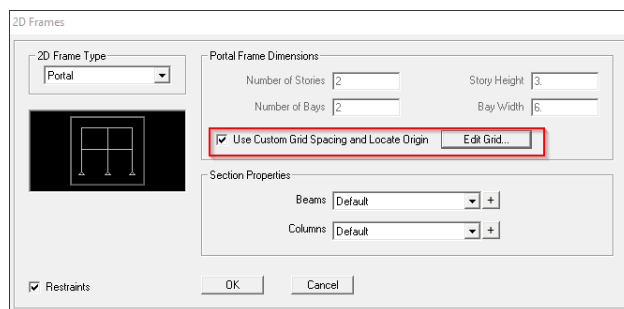
3.1 Γεωμετρία φορέα

Εισάγεται νέο μοντέλο επίπεδου πλαισίου (2D frame) στο πρόγραμμα προσέχοντας να επιλεχθούν οι σωστές μονάδες μέτρησης.



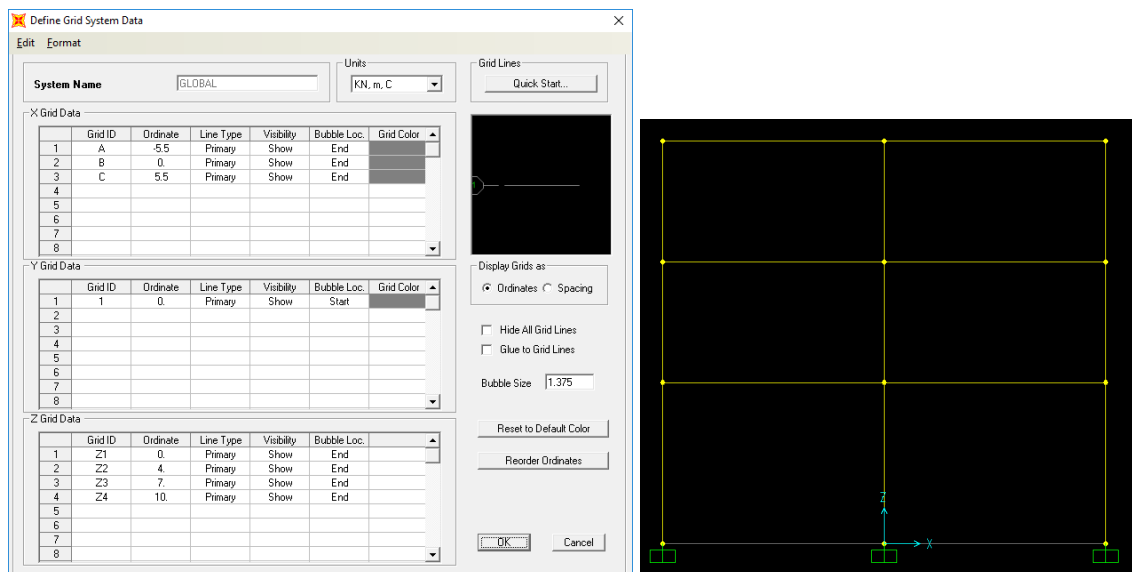
Σχήμα 3.1: Έναρξη νέου προσομοιώματος

Με δεδομένο ότι οι διαστάσεις των ορόφων δεν είναι κοινές είναι βολικό να γίνει εισαγωγή του καννάβου από τον χρήστη.



Σχήμα 3.2: Εισαγωγή καννάβου από τον χρήστη

Στο παράδειγμα το μήκος του κάθε ανοίγματος είναι 5.50m ενώ τα ύψη των ορόφων

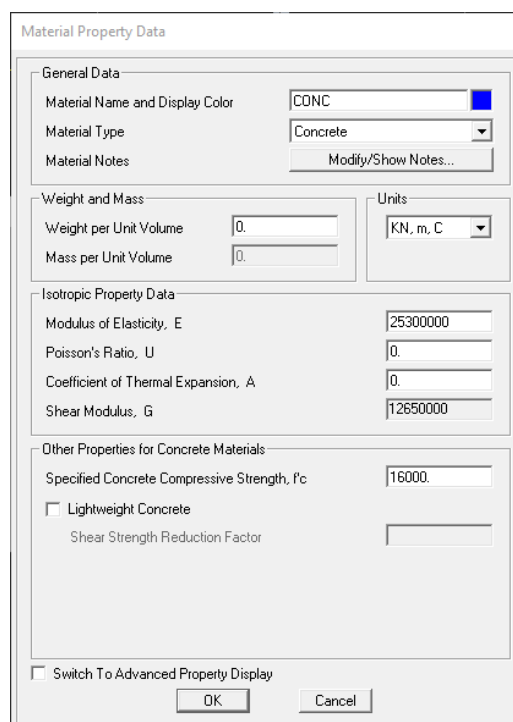


Σχήμα 3.3: Δεδομένα καννάβου και αρχικός φορέας

είναι 4.0m για το ισόγειο και 3.0m για τους ανώτερους ορόφους.

3.2 Υλικά

Σε πρώτη φάση δίνονται μόνο οι ιδιότητες για την ελαστική συμπεριφορά του σκυροδέματος και σε επόμενα κεφάλαια θα συμπληρωθούν και με τα στοιχεία που αφορούν στην ανελαστική συμπεριφορά των υλικών.



Σχήμα 3.4: Ιδιότητες σκυροδέματος στην ελαστική περιοχή

3.3 Συνθήκες στήριξης - Διαφράγματα

Τα υποστυλώματα θεωρούνται πακτωμένα στη βάση τους (παγώνονται όλοι βαθμοί ελευθερίας) ενώ θεωρούνται διαφράγματα στη στάθμη του κάθε ορόφου.

Joint Restraint Assignments

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Joint Restraint Assignments

	Joint Text	U1 Yes/No	U2 Yes/No	U3 Yes/No	R1 Yes/No	R2 Yes/No	R3 Yes/No
▶	1	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
	5	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
	9	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes

Joint Constraint Assignments

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Joint Constraint Assignments

	Joint Text	Constraint Text	Type Text
▶	2	DIAPH1_4.	Diaphragm
	3	DIAPH1_7.	Diaphragm
	4	DIAPH1_10.	Diaphragm
	6	DIAPH1_4.	Diaphragm
	7	DIAPH1_7.	Diaphragm
	8	DIAPH1_10.	Diaphragm
	10	DIAPH1_4.	Diaphragm
	11	DIAPH1_7.	Diaphragm
	12	DIAPH1_10.	Diaphragm

Σχήμα 3.5: Πίνακες SAP2000 με δεδομένα συνθηκών στήριξης και διαφραγμάτων

3.4 Διατομές δομικών στοιχείων

Δίνονται οι διατομές των δομικών στοιχείων με τις διαστάσεις των δεδομένων. Ο οπλισμός θα τοποθετηθεί σε επόμενο κεφάλαιο.

Rectangular Section

Section Name: BEAMIS

Section Notes: Modify/Show Notes...

Properties: Section Properties...

Property Modifiers: Set Modifiers...

Material: + CONC

Dimensions: Depth (t3): 0.6, Width (t2): 0.25

Display Color: [Blue]

Concrete Reinforcement...

OK Cancel

Rectangular Section

Section Name: COLIS

Section Notes: Modify/Show Notes...

Properties: Section Properties...

Property Modifiers: Set Modifiers...

Material: + CONC

Dimensions: Depth (t3): 0.45, Width (t2): 0.45

Display Color: [Grey]

Concrete Reinforcement...

OK Cancel

Σχήμα 3.6: Διατομές δοκών και στύλων ισογείου

Η προσομοίωση των ρηγματωμένων διατομών γίνεται σε αυτό το στάδιο σε δοκούς και στύλους ως εξής:

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	0.5
Shear Area in 3 direction	0.5
Torsional Constant	0.1
Moment of Inertia about 2 axis	0.5
Moment of Inertia about 3 axis	0.5
Mass	0
Weight	0

Σχήμα 3.7: Μειώσεις γεωμετρικών ιδιοτήτων για την προσομοίωση των ρηγματωμένων διατομών

3.5 Φορτία - μάζες

3.5.1 Φορτιστικές καταστάσεις - συνδυασμοί

Ορίζονται οι μορφές φόρτισης (load patterns) και στη συνέχεια οι αντίστοιχες φορτιστικές καταστάσεις (load cases) για τα μόνιμα και τα ωφέλιμα φορτία ως εξής:

Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
Q	LIVE	0	
G	DEAD	0	
Q	LIVE	0	

Load Case Name	Load Case Type
G	Linear Static
Q	Linear Static
MODAL	Modal

Σχήμα 3.8: Μορφές φόρτισης και φορτιστικές καταστάσεις για τις κατακόρυφες δράσεις

Δίνονται μόνο τα ομοιόμορφα φορτία των δοκών και για απλοποίηση αγνοούνται τα ίδια βάρη των υποστυλωμάτων.

Στη συνέχεια ορίζονται οι συνδυασμοί φόρτισης (load combinations) που αντιστοιχούν στα κατακόρυφα φορτία (οι σεισμικοί σε επόμενο κεφάλαιο).

Load Combination Data (Left)

Load Combination Name (User-Generated): 1.35G+1.5Q

Notes: Modify/Show Notes...

Load Combination Type: Linear Add

Options: Convert to User Load Combo, Create Nonlinear Load Case from Load Combo

Define Combination of Load Case Results:

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
G	Linear Static	1.35
G	Linear Static	1.35
Q	Linear Static	1.5

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

Load Combination Data (Right)

Load Combination Name (User-Generated): G+0.3Q

Notes: Modify/Show Notes...

Load Combination Type: Linear Add

Options: Convert to User Load Combo, Create Nonlinear Load Case from Load Combo

Define Combination of Load Case Results:

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
G	Linear Static	1.
G	Linear Static	1.
Q	Linear Static	0.3

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

Σχήμα 3.9: Συνδυασμοί φόρτισης για τις κατακόρυφες δράσεις

Για να γίνει ιδιομορφική ανάλυση του φορέα και να υπολογιστούν τα δυναμικά του χαρακτηριστικά θα πρέπει να θεωρηθεί η αντίστοιχη ιδιομορφική φορτιστική κατάσταση. Επιλέγονται οι προεπιλεγμένες παράμετροι σύμφωνα με την παρακάτω φόρμα (θα δειχθεί στη συνέχεια ότι ο αριθμός των ιδιομορφών είναι επαρκής).

Load Case Data - Modal

Load Case Name: MODAL Set Def Name

Notes: Modify/Show...

Load Case Type: Modal Design...

Stiffness to Use:

- ☒ Zero Initial Conditions - Unstressed State
- ☐ Stiffness at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Type of Modes:

- ☒ Eigen Vectors
- ☐ Ritz Vectors

Number of Modes:

Maximum Number of Modes: 12

Minimum Number of Modes: 1

Loads Applied:

☐ Show Advanced Load Parameters

Other Parameters:

Frequency Shift (Center): 0.

Cutoff Frequency (Radius): 0.

Convergence Tolerance: 1.000E-09

☒ Allow Automatic Frequency Shifting

Buttons: OK, Cancel

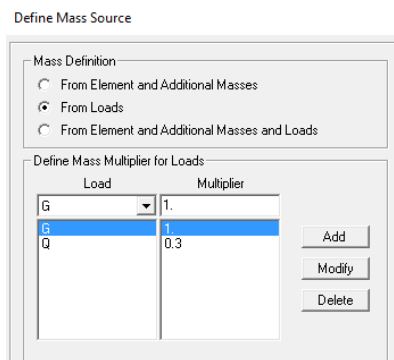
Σχήμα 3.10: Ιδιομορφική φορτιστική κατάσταση

3.5.2 Προσομοίωση της μάζας

Χρησιμοποιούνται οι μάζες που αντιστοιχούν στα κατακόρυφα φορτία του σεισμικού συνδυασμού, δηλαδή για $G+0.3Q$. Οι μάζες που αντιστοιχούν σε κάθε όροφο i θα μπορούσαν εύκολα να υπολογιστούν ως εξής.

$$m_i = \frac{(G + 0.3Q) \cdot L}{g} = \frac{(32.0 + 0.3 \cdot 9.5) \text{ kN/m} \cdot 11.0 \text{ m}}{9.81 \text{ m/s}^2} = 39.08 \text{ t} \quad (3.1)$$

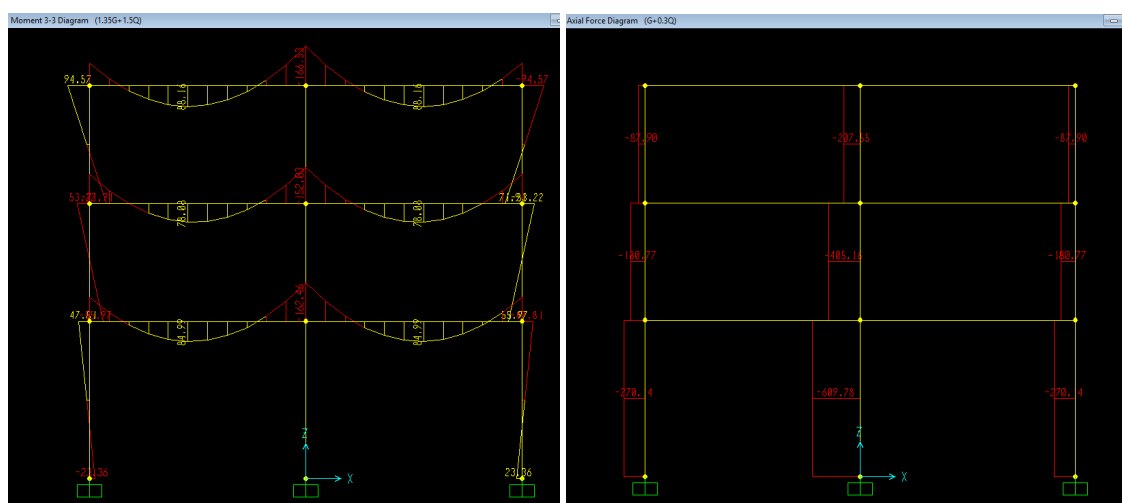
Οι μάζες θα μπορούσαν να τοποθετηθούν από το χρήστη σε οποιοδήποτε κόμβο του κάθε ορόφου καθώς υπάρχει η διαφραγματική λειτουργία. Εναλλακτικά, στο ίδιο αποτέλεσμα καταλήγουμε αν ζητήσουμε από το πρόγραμμα να υπολογίσει αυτόματα τις μάζες από τα φορτία ως εξής. Η συνέχεια του παραδείγματος θα ακολουθεί την 1η προσέγγιση (εισαγωγή μαζών με το χέρι).



Σχήμα 3.11: Αυτόματη εισαγωγή της μάζας από τα φορτία

3.5.3 Αποτελέσματα επίλυσης για κατακόρυφα φορτία

Ενδεικτικά παρουσιάζονται ορισμένα αποτελέσματα της επίλυσης για τα κατακόρυφα φορτία.



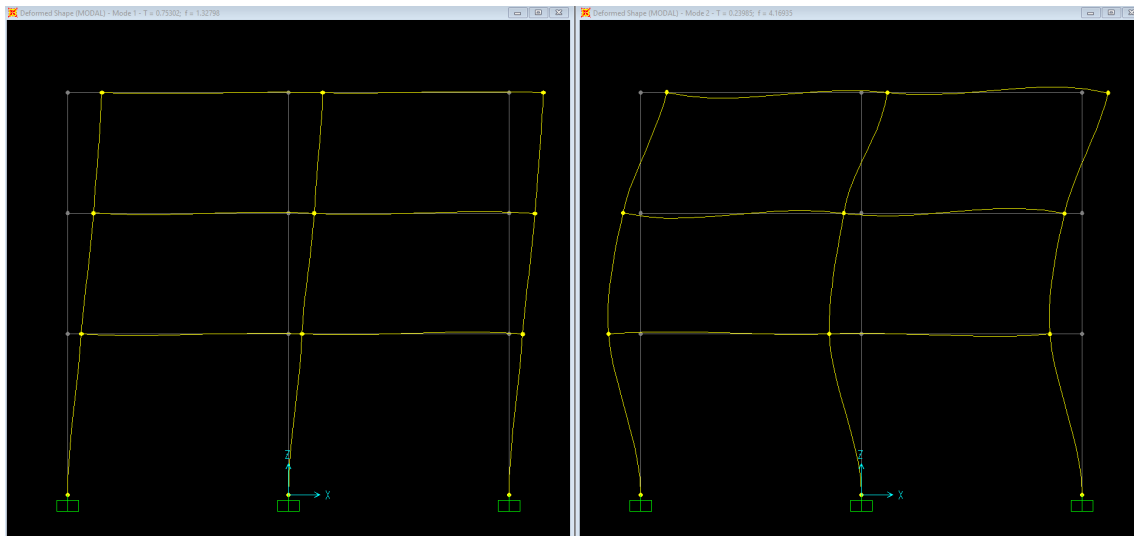
Σχήμα 3.12: Διάγραμμα ροπών για $1.35G+1.50Q$ και αξονικών φορτίων για $G+0.3Q$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

Δυναμικά χαρακτηριστικά - Σεισμικές φορτίσεις

4.1 Ιδιομορφές απόκρισης

Από την ανάλυση που ήδη πραγματοποιήθηκε υπολογίστηκαν οι ιδιομορφές του φορέα. Στο σχήμα που ακολουθεί παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος φορέας σύμφωνα με τις δύο πρώτες. Στο SAP2000 μαζί με τις ιδιομορφές εμφανίζονται και οι τιμές της ιδιοπεριόδου και της ιδιοσυχνότητας για κάθε μία από αυτές.



Σχήμα 4.1: 1η και 2η ιδιομορφή απόκρισης

Με δεδομένο ότι γίνεται ανάλυση στο επίπεδο και υπάρχει διαφραγματική λειτουργία στη στάθμη των ορόφων, οι δυναμικοί βαθμοί ελευθερίας του φορέα είναι 3. Έτσι, αν στο πρόγραμμα δοθούν οι μάζες μόνο κατά την οριζόντια διεύθυνση σε 3 κόμβους στις στάθμες των ορόφων, οι ιδιομορφές που υπολογίζονται από το πρόγραμμα είναι πράγματι 3, ακόμα και αν στη σχετική φόρμα ζητήθηκε να υπολογιστούν περισσότερες (σχήμα 3.10). Στο σχήμα 4.2 παρουσιάζονται τα ποσοστά ενεργοποίησης των μαζών για κάθε μία από αυτές.

Οι συνιστώσες φ_i (ή s_i στον EC8) της κάθε ιδιομορφής σε όλους τους κόμβους του φορέα μπορούν να αναζητηθούν στα αποτελέσματα της επίλυσης για τη MODAL φορτιστική κατάσταση στις μετακινήσεις των κόμβων, όπως φαίνεται στον πίνακα

Modal Participating Mass Ratios

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Modal Participating Mass Ratios

	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
▶	MODAL	Mode	1	0.753024	0.89349	0	0	0.89349	0
	MODAL	Mode	2	0.239846	0.09238	0	0	0.98586	0
	MODAL	Mode	3	0.13048	0.01414	0	0	1	0

Σχήμα 4.2: Ποσοστά ενεργοποίησης των μαζών σε κάθε ιδιομορφή

που ακολουθεί. Όπως ήταν αναμενόμενο, όλοι οι κόμβοι κάθε ορόφου έχουν τις ίδιες μετακινήσεις κατά X (U1) λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας.

Joint Displacements

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Joint Displacements

Filter: StepNum = 1

	Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	StepNum Unitless	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
▶	1	MODAL	LinModal	Mode	1	0	0	0	0	0	0
	2	MODAL	LinModal	Mode	1	0.048271	0	0.000275	0	0.010457	0
	3	MODAL	LinModal	Mode	1	0.091967	0	0.000401	0	0.009639	0
	4	MODAL	LinModal	Mode	1	0.121658	0	0.000442	0	0.00524	0
	5	MODAL	LinModal	Mode	1	0	0	0	0	0	0
	6	MODAL	LinModal	Mode	1	0.048271	0	6.891E-20	0	0.0062	0
	7	MODAL	LinModal	Mode	1	0.091967	0	5.476E-20	0	0.007315	0
	8	MODAL	LinModal	Mode	1	0.121658	0	5.941E-20	0	0.003127	0
	9	MODAL	LinModal	Mode	1	0	0	0	0	0	0
	10	MODAL	LinModal	Mode	1	0.048271	0	-0.000275	0	0.010457	0
	11	MODAL	LinModal	Mode	1	0.091967	0	-0.000401	0	0.009639	0
	12	MODAL	LinModal	Mode	1	0.121658	0	-0.000442	0	0.00524	0

Record: 1 of 12

Add Tables...

Done

Σχήμα 4.3: Μετακινήσεις του φορέα κατά την 1η ιδιομορφή

Στην περίπτωση που από το πρόγραμμα ζητηθεί να υπολογιστούν οι μάζες από τα φορτία (σχήμα 3.11) τότε εμφανίζονται περισσότερες ιδιομορφές, οι οποίες όμως αντιστοιχούν στην κατακόρυφη κίνηση, όπως γίνεται εμφανές στο σχήμα 4.4 όπου παρουσιάζονται τα ποσοστά συμμετοχής της κάθε ιδιομορφής στη συνολική απόκριση του φορέα. Είναι φανερό ότι στις 3 πρώτες ιδιομορφές ενεργοποιείται το σύνολο της μάζας του φορέα κατά X.

Modal Participating Mass Ratios																
File View Format-Filter-Sort Select Options																
Units: As Noted																
Modal Participating Mass Ratios																
	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless	RY Unitless	RZ Unitless	SumRX Unitless	SumRY Unitless	SumRZ Unitless
▶	MODAL	Mode	1	0.753131	0.89348	0	0	0.89348	0	0	0	0.78563	0	0	0.78563	0
	MODAL	Mode	2	0.239895	0.09238	0	0	0.98586	0	0	0	0.00027	0	0	0.78563	0
	MODAL	Mode	3	0.130498	0.01414	0	0	1	0	0	0	0.00092	0	0	0.78682	0
	MODAL	Mode	4	0.054089	0	0	0.4743	1	0	0.4743	0	0	0	0	0.78682	0
	MODAL	Mode	5	0.038439	0.000009487	0	3.065E-19	1	0	0.4743	0	0.19586	0	0	0.98267	0
	MODAL	Mode	6	0.03839	0	0	0.44522	1	0	0.91952	0	1.349E-19	0	0	0.98267	0
	MODAL	Mode	7	0.019328	0	0	0.03554	1	0	0.95506	0	0	0	0	0.98267	0
	MODAL	Mode	8	0.013678	0.0000008725	0	1.261E-16	1	0	0.95506	0	0.01524	0	0	0.99791	0
	MODAL	Mode	9	0.013675	0	0	0.03535	1	0	0.9804	0	5.411E-17	0	0	0.99791	0
	MODAL	Mode	10	0.0133	0	0	0.00475	1	0	0.99516	0	0	0	0	0.99791	0
	MODAL	Mode	11	0.009408	0.0000001636	0	2.32E-14	1	0	0.99516	0	0.00209	0	0	1	0
	MODAL	Mode	12	0.009407	1.023E-19	0	0.00484	1	0	1	0	1.261E-14	0	0	1	0

Record: 1 of 12

Add Tables...

Done

Σχήμα 4.4: Ποσοστά ενεργοποίησης των μαζών σε κάθε ιδιομορφή για αυτόματη εισαγωγή των μαζών στο SAP2000

Αντίστοιχα, και οι συνιστώσες της κάθε ιδιομορφής εμφανίζονται στο σχήμα 4.5 όπου παρατηρείται ότι έχουν τιμές που πρακτικά ταυτίζονται με αυτές του σχήματος 4.3.

Joint Displacements

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter: StepNum = 1

	Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	StepNum Unitless	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
▶	1	MODAL	LinModal	Mode	1	0	0	0	0	0	0
	2	MODAL	LinModal	Mode	1	0.048264	0	0.000275	0	0.010455	0
	3	MODAL	LinModal	Mode	1	0.091953	0	0.000402	0	0.009637	0
	4	MODAL	LinModal	Mode	1	0.121641	0	0.000443	0	0.005239	0
	5	MODAL	LinModal	Mode	1	0	0	0	0	0	0
	6	MODAL	LinModal	Mode	1	0.048264	0	1.859E-17	0	0.006199	0
	7	MODAL	LinModal	Mode	1	0.091953	0	-5.494E-18	0	0.007314	0
	8	MODAL	LinModal	Mode	1	0.121641	0	-3.165E-18	0	0.003127	0
	9	MODAL	LinModal	Mode	1	0	0	0	0	0	0
	10	MODAL	LinModal	Mode	1	0.048264	0	-0.000275	0	0.010455	0
	11	MODAL	LinModal	Mode	1	0.091953	0	-0.000402	0	0.009637	0
	12	MODAL	LinModal	Mode	1	0.121641	0	-0.000443	0	0.005239	0

Record: 1 of 12

Add Tables... Done

Σχήμα 4.5: Μετακινήσεις του φορέα κατά την 1η ιδιομορφή για αυτόματη εισαγωγή των μαζών στο SAP2000

4.2 Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης

Η σεισμική τέμνουσα δύναμη βάσης F_b υπολογίζεται από τη σχέση Α'.6

$$F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda \quad (4.1)$$

- Για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2 από τον πίνακα Α'.1 είναι $a_{gR} = 0.24g$ και για κατηγορία σπουδαιότητας II από τον πίνακα Α'.2 είναι $\gamma_I = 1.0$. Άρα, προκύπτει $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} = 0.24g$
- Για έδαφος C από τον πίνακα Α'.3 λαμβάνονται $S = 1.15$, $T_B = 0.20sec$, $T_C = 0.60sec$, $T_D = 2.00sec$.
- Η θεμελιώδης (1η) ιδιομορφή για τον φορέα που εξετάζεται υπολογίστηκε από το SAP2000 σε $T = 0.753sec$ (σχ. 4.2).
- Για ΚΠΜ και πλαισιωτό σύστημα ο συντελεστής q_0 υπολογίζεται από τον πίνακα Α'.4 ως $q_0 = 3.0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 3.90$ (λαμβάνεται $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.30$ για πολυώροφο πολύστυλο πλαισιωτό κτίριο).
- Η τελική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q προκύπτει από τη σχέση Α'.3 ως $q = q_0 \cdot k_w = 3.0 \cdot 1.0 = 3.0 \geq 1.5 \Rightarrow q = 3.90$

Παρατηρείται ότι $T_C \leq T \leq T_D$ οπότε η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού δίνεται από τη σχέση:

$$S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot \alpha_g \Rightarrow$$

$$S_d(T) = 0.24 \cdot 9.81 \cdot 1.15 \cdot \frac{2.5}{3.9} \cdot \frac{0.60}{0.753} = 1.383m/sec^2 \geq 0.20 \cdot 0.24 \cdot 9.81 = 0.47m/sec^2 \Rightarrow$$

$$S_d(T) = 1.383m/sec^2$$

Η συνολική μάζα της κατασκευής (και στους 3 ορόφους) είναι $m = 117.23t$.

Ισχύει $T_1 = 0.753sec \leq 2 \cdot T_C = 1.20sec$ και το κτίριο έχει περισσότερους από 2 ορόφους, οπότε $\lambda = 0.85$. Οπότε η τέμνουσα βάσης υπολογίζεται ως εξής:

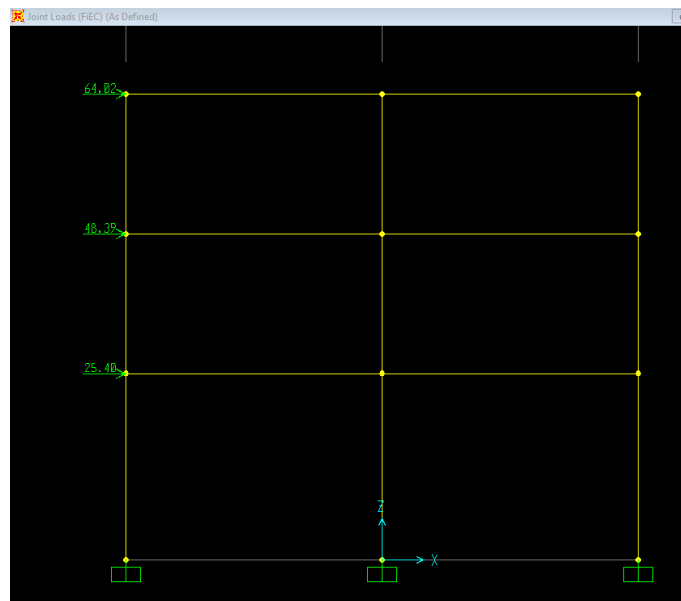
$$F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda = 1.383 \cdot 117.23 \cdot 0.85 = 137.81 \text{ kN} \quad (4.2)$$

Η τιμή της τέμνουσας βάσης κατανέμεται καθύψος του κτιρίου σύμφωνα με τη σχέση Α'.7, οπότε προκύπτει ο πίνακας:

Πίνακας 4.1: Κατανομή της τέμνουσας βάσης σχεδιασμού καθύψος του κτιρίου

Όροφος	m_i	s_i	$m_i \cdot s_i$	$F_{i,EC}$
1	39.08	0.0483	1.886	25.40
2	39.08	0.0920	3.594	48.39
3	39.08	0.1217	4.754	64.02
Σύνολο	117.23		10.23	137.81

Οι δυνάμεις αυτές εισάγονται σε οποιουσδήποτε κόμβους (λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας) στη στάθμη του κάθε ορόφου.



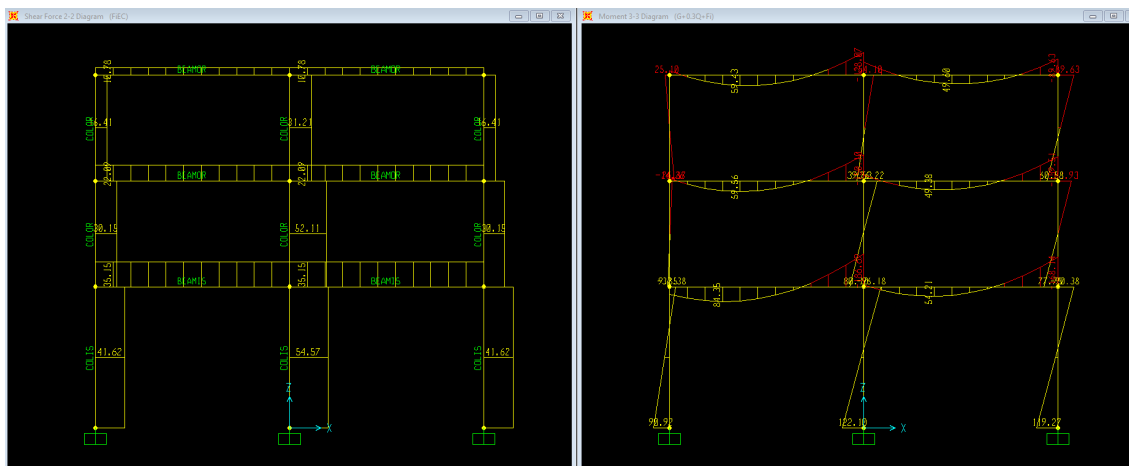
Σχήμα 4.6: Εισαγωγή οριζόντιων δυνάμεων στο SAP2000

Στη συνέχεια ορίζεται και ο σεισμικός συνδυασμός φόρτισης $G + 0.3Q + F_i$

Define Combination of Load Case Results		
Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
G	Linear Static	1.
Q	Linear Static	0.3
FIEC	Linear Static	1.

Σχήμα 4.7: Σεισμικός συνδυασμός στο SAP2000

Στο σχήμα 4.8 παρουσιάζονται ενδεικτικά ορισμένα αποτελέσματα της επίλυσης με τη μέθοδο της οριζόντιας φόρτισης.

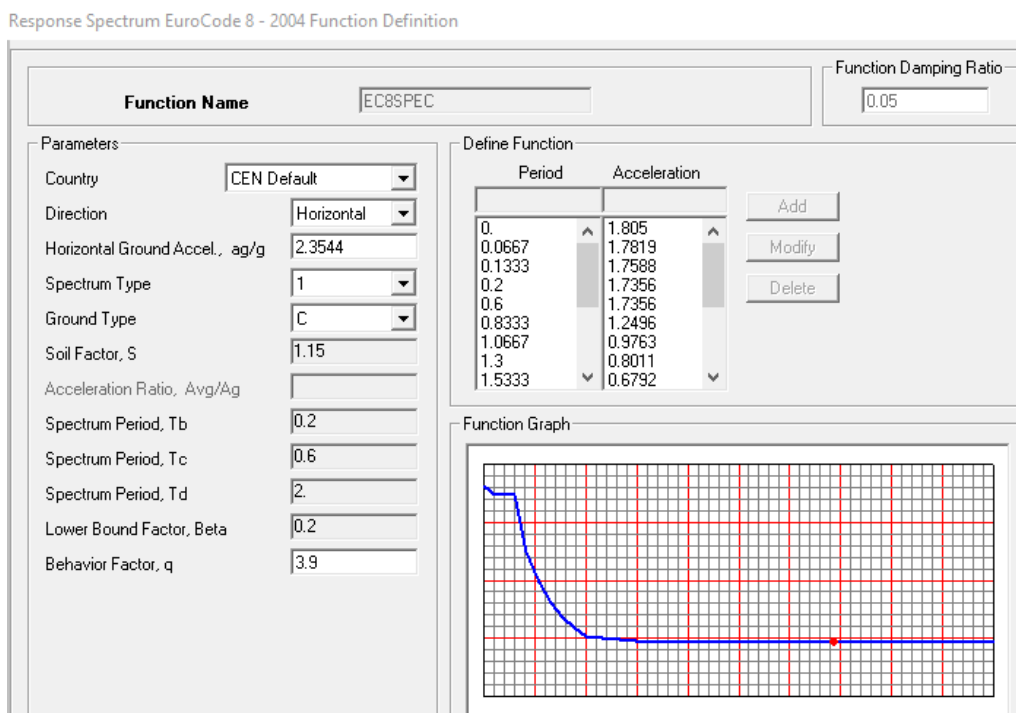


Σχήμα 4.8: Διάγραμμα τεμνουσών για τη φόρτιση αποκλειστικά με τις οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις (αριστερά) και ροπών κάμψης για το σεισμικό συνδυασμό $G + 0.3Q + F_i$ (δεξιά)

4.3 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Η στατική ανάλυση που περιγράφηκε στην προηγούμενη παράγραφο επιτρέπεται από τον EC8 να εφαρμόζεται σε κτίρια που πληρούν ορισμένες προϋποθέσεις (τις πληροί το κτίριο που εξετάζεται). Η γενική περίπτωση που προτείνεται από τον κανονισμό για όλα τα κτίρια είναι η ιδιομορφική φασματική ανάλυση.

Στο SAP2000 είναι δυνατό να δίνεται αυτόματα το φάσμα σχεδιασμού του EC8 ως Response Spectrum Function.



Σχήμα 4.9: Εισαγωγή του φάσματος σχεδιασμού του EC8 στο SAP2000

Επιπλέον, δίνεται μια νέα φορτιστική κατάσταση ως εξής:

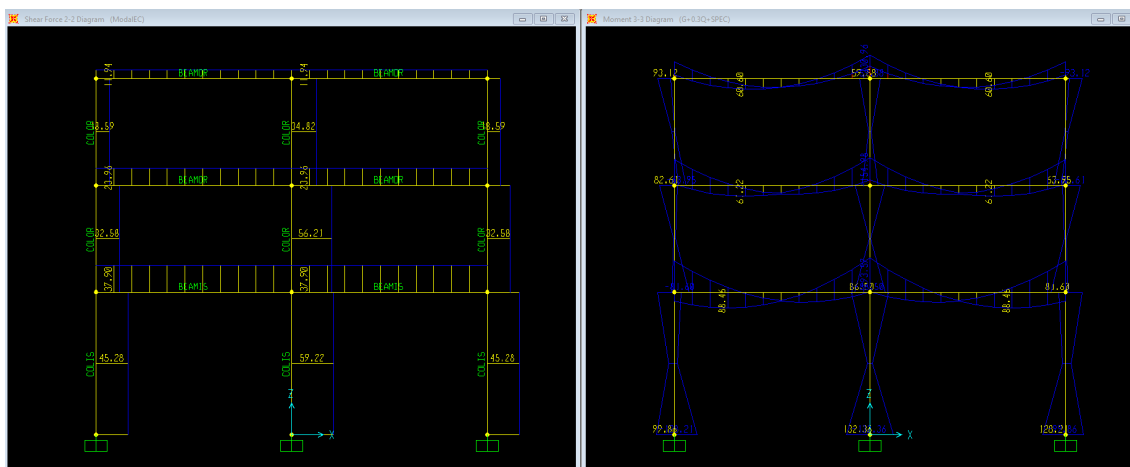
Σχήμα 4.10: Φορτιστική κατάσταση με το φάσμα σχεδιασμού

και στη συνέχεια ορίζεται ο νέος σεισμικός συνδυασμός φόρτισης $G+0.3Q+ModalEC$

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
G	Linear Static	1.0
G	Linear Static	1.0
Q	Linear Static	0.3
ModalEC	Response Spectrum	1.0

Σχήμα 4.11: Σεισμικός συνδυασμός στο SAP2000 με τα φασματικά 'φορτία'

Στο σχήμα 4.12 παρουσιάζονται ενδεικτικά ορισμένα αποτελέσματα της επίλυσης με τη μέθοδο της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης.



Σχήμα 4.12: Διάγραμμα τεμνουσών για τη φόρτιση αποκλειστικά με το φάσμα σχεδιασμού (αριστερά) και ροπών κάμψης για το σεισμικό συνδυασμό $G + 0.3Q + ModalEC$ (δεξιά)

Παρατηρείται ότι οι τιμές που προκύπτουν είναι πολύ κοντά με αυτές που προέκυψαν με τη μέθοδο της οριζόντιας φόρτισης, όπως παρουσιάστηκαν στο σχήμα 4.8. Το γεγονός αυτό είναι αναμενόμενο καθώς στην απόκριση του συγκεκριμένου κτιρίου κυριαρχεί η 1η ιδιομορφή (περίπου 89% σύμφωνα με το σχήμα 4.2).

Ανελαστική στατική ανάλυση βάσει SAP2000 (FEMA356)

Το SAP2000 [2] έχει τη δυνατότητα να προετοιμάζει τον φορέα για ανελαστική στατική (pushover) ανάλυση σύμφωνα με τις οδηγίες της FEMA356.

5.1 Διαγράμματα ροπών-στροφών

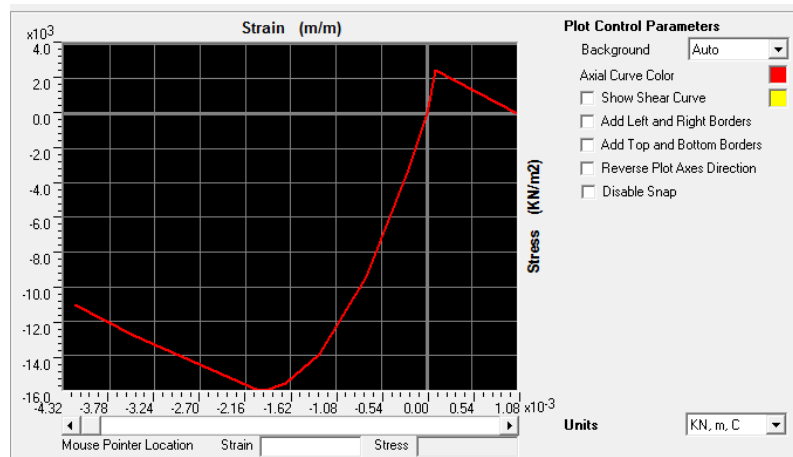
Για τον αυτόματο υπολογισμό των διαγραμμάτων ροπών-στροφών από το SAP2000 θα πρέπει να ενημερωθούν οι ιδιότητες των υλικών ώστε να περιλαμβάνουν τα πλήρη διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων, για να μπορεί να γίνει η ανάλυση των διατομών. Στη φόρμα επιλογής των υλικών επιλέγεται το *Show advanced properties*

5.1.1 Σκυρόδεμα

Δίνονται οι παράμετροι σύμφωνα με το σχήμα 12.5 του βιβλίου «Προσομοίωση κατασκευών σε προγράμματα ΗΥ» [1] όπως φαίνεται και στο σχήμα 5.1

Σχήμα 5.1: Εισαγωγή στοιχείων μη γραμμικής συμπεριφοράς σκυροδέματος

Το διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων που προκύπτει φαίνεται στο σχήμα 5.2.



Σχήμα 5.2: Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων σκυροδέματος

5.1.2 Χάλυβας

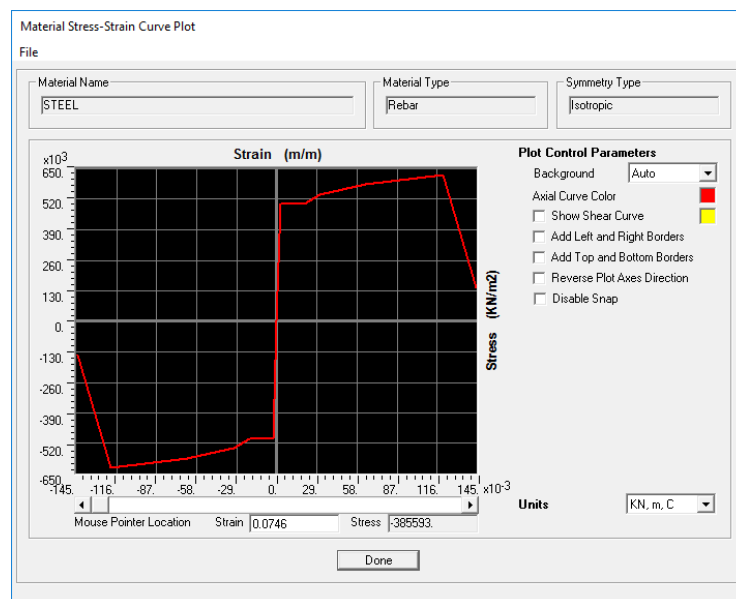
Ομοίως, για τις τιμές που υπολογίζονται σύμφωνα με τα δεδομένα της εκφώνησης, δίνονται οι παράμετροι και για τον χάλυβα οπλισμού. Προσοχή δίνεται στο σημείο ότι ως *Material Type* επιλέγεται *Rebar* (Reinforcement bars) και όχι *Steel* που αντιστοιχεί σε μεταλλικές κατασκευές.

Σχήμα 5.3: Εισαγωγή στοιχείων μη γραμμικής συμπεριφοράς χάλυβα

Το διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων που προκύπτει φαίνεται στο σχήμα 5.4.

5.1.3 Εισαγωγή του οπλισμού των δομικών στοιχείων

Στα υποστυλώματα ο οπλισμός δίνεται σύμφωνα με τη φόρμα στο σχήμα 5.5.



Σχήμα 5.4: Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων χάλυβα

Οι συνδετήρες που τοποθετούνται θεωρούνται ότι είναι 3μητοι (για 3 ή 5 ράβδους ανά παρειά γίνεται η παραδοχή ότι έχει τοποθετηθεί ο περιμετρικός συνδετήρας και 2 σιγμοειδείς). Στην περίπτωση που δεν υπάρχει η διάμετρος των ράβδων στις έτοιμες επιλογές του προγράμματος τότε δημιουργείται νέα σύμφωνα με το σχήμα 12.12 του βιβλίου «Προσομοίωση κατασκευών σε προγράμματα HY».

Σχήμα 5.5: Εισαγωγή οπλισμού υποστυλωμάτων

Στις δοκούς ο οπλισμός δίνεται σύμφωνα με τις φόρμες στο σχήμα 5.6 με το παράδειγμα να αναφέρεται στις διατομές του ισογείου BEAMISleft και BEAMISright. Πρέπει να σημειωθεί ότι στα στοιχεία που απαιτούνται από το SAP2000 δίνεται ο οπλισμός άνω και κάτω πέλματος στην αρχή και στο τέλος του δομικού στοιχείου. Έτσι, το αρχικό Frame Section BEAMIS μετονομάζεται σε BEAMISleft και σε αυτό τοποθετούνται οι οπλισμοί της αριστερής δοκού ισογείου του φορέα και στη συνέχεια δημιουργείται, με αντιγραφή, ένα νέο Frame Section BEAMISright για τη δεξιά δοκό ισογείου, στο οποίο η μόνη διαφορά αφορά τις θέσεις τοποθέτησης του οπλισμού, αριστερά και δεξιά της δοκού.

Section	Left	Right
Top	7.630E-04	1.272E-03
Bottom	5.090E-04	7.630E-04

Section	Left	Right
Top	1.272E-03	7.630E-04
Bottom	7.630E-04	5.090E-04

Σχήμα 5.6: Εισαγωγή οπλισμού δοκών BEAMISleft (αριστερά) και BEAMISright (δεξιά)

Πρέπει να σημειωθεί ότι στις φόρμες εισαγωγής των στοιχείων στο SAP2000 η επικάλυψη ζητείται με διαφορετικό τρόπο στις δοκούς από ότι στα υποστυλώματα. Έτσι, ενώ στα υποστυλώματα το πρόγραμμα ζητά την καθαρή επικάλυψη μέχρι τους συνδετήρες (το c_{nom}) στις δοκούς ζητά μέχρι το κέντρο βάρους των διαμήκων ράβδων, οπότε για διαμήκεις ράβδους $\varnothing 18$ και συνδετήρες $\varnothing 8$ έχουμε:

$$d_1 = c_{nom} + \varnothing_w + 0.5 \cdot \varnothing_L = 30 + 8 + 0.5 \cdot 18 = 47mm = 0.047m \quad (5.1)$$

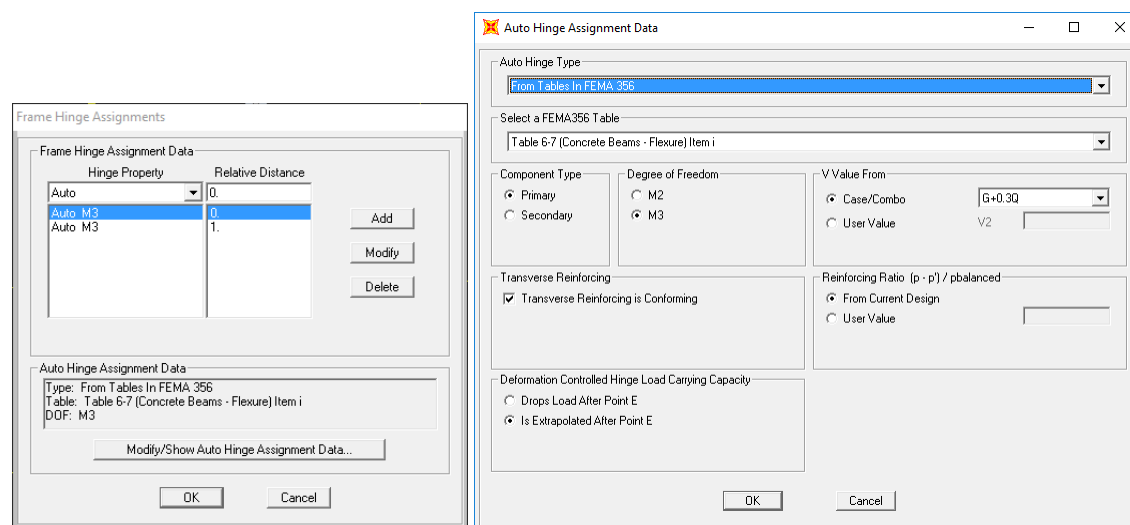
Ο διαμήκης οπλισμός δίνεται ως το συνολικό εμβαδόν των ράβδων στην άνω και κάτω ίνα των στηρίξεων. Έτσι για $3\varnothing 18$ έχουμε $A_s = 7.63cm^2 = 7.63 \cdot 10^{-4}m^2$

Επιπλέον, παρατηρείται ότι στο SAP2000 δε ζητούνται δεδομένα για τον εγκάρσιο οπλισμό των δοκών εκτός από το υλικό του.

5.1.4 Εισαγωγή πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς

Οι πλαστικές αρθρώσεις υπολογίζονται με αυτόματο τρόπο σύμφωνα με τη διαδικασία που προτείνεται από τη FEMA. Στις δοκούς η ανελαστική συμπεριφορά αναφέρεται στη ροπή M3. Έτσι επιλέγονται όλες οι δοκοί και στη συνέχεια δίνεται

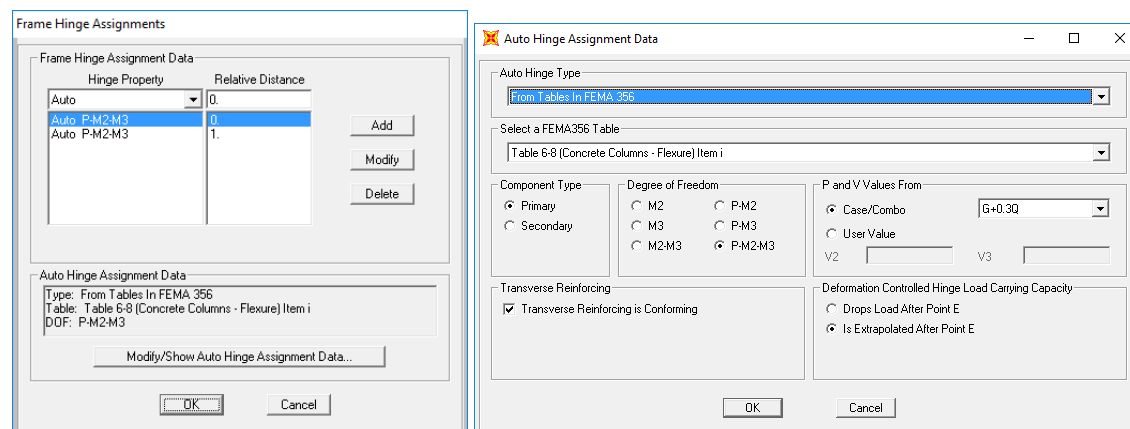
Assign->Frame->Hinges και *Auto M3* στην αρχή και στο τέλος του στοιχείου σύμφωνα με το σχήμα 5.7.



Σχήμα 5.7: Εισαγωγή αυτόματων πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς

5.1.5 Εισαγωγή πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα

Με αντίστοιχο τρόπο δίνονται οι πλαστικές αρθρώσεις στα υποστυλώματα με τη διαφορά ότι για να ληφθεί υπόψη η αλληλεπίδραση ροπής-αξονικού φορτίου επιλέγεται η πλαστική άρθρωση τύπου PMM.

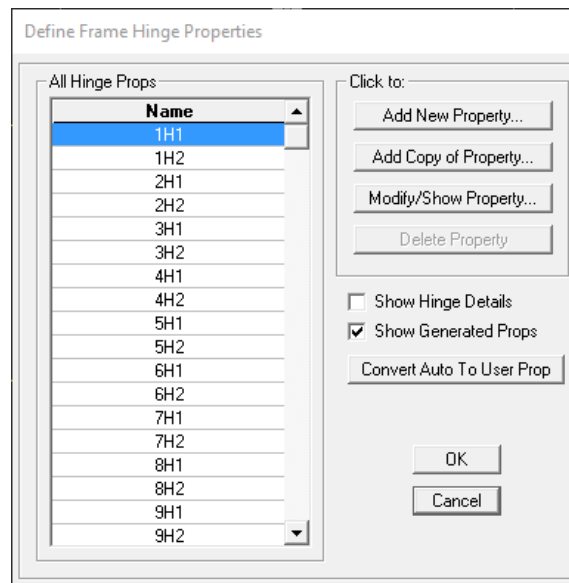


Σχήμα 5.8: Εισαγωγή αυτόματων πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα

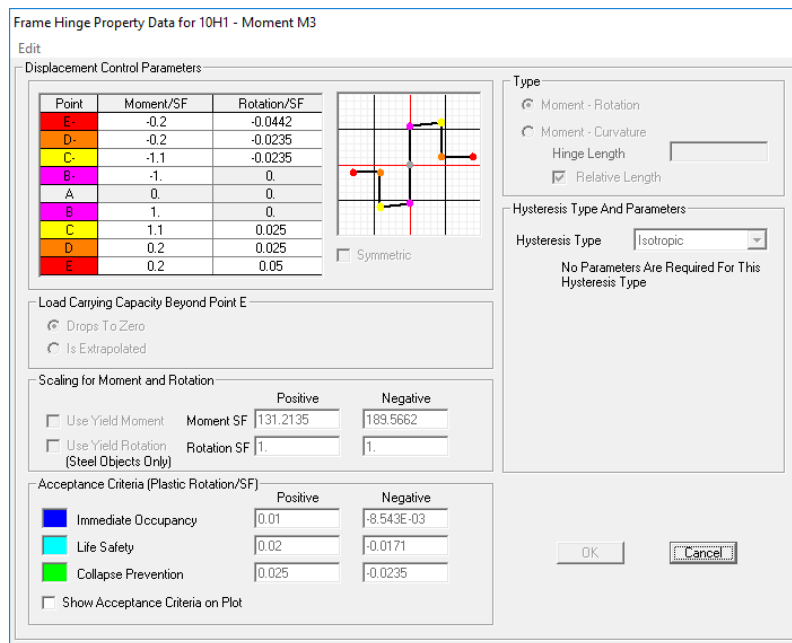
5.1.6 Εμφάνιση αυτόματων πλαστικών αρθρώσεων

Για να δει ο χρήστης τις πλαστικές αρθρώσεις που δημιουργήθηκαν από το πρόγραμμα αυτόματα βάσει της μεθοδολογίας της FEMA επιλέγει *Define->Frame->Hinge Properties* και στη συνέχεια *Show Generated Props*

Ενδεικτικά ακολουθούν τα αποτελέσματα που προέκυψαν σε μια δοκό.



Σχήμα 5.9: Εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων που δημιουργήθηκαν αυτόματα



Σχήμα 5.10: Πλαστική άρθρωση σε εξωτερική στήριξη δοκού του ισογείου

5.2 Ανελαστικές στατικές αναλύσεις

Η πρώτη σειρά ανελαστικών στατικών (pushover) αναλύσεων θα γίνει χρησιμοποιώντας τις πλαστικές αρθρώσεις που δημιουργήθηκαν αυτόματα από το πρόγραμμα και παρουσιάστηκαν στην προηγούμενη παράγραφο.

5.2.1 Κατανομή των σεισμικών δυνάμεων

Τα οριζόντια στατικά φορτία θα εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαφράγματος (πλάκα ορόφου), σύμφωνα με την κατανομή των αδρανειακών φορτίων του σεισμού. Απαι-

τείται η εφαρμογή δύο τουλάχιστον διαφορετικών καθύψος κατανομών φορτίων, ώστε να λαμβάνεται (κατά το δυνατό) υπόψη η μεταβολή του τρόπου κατανομής των φορτίων λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ορισμένων περιοχών του φορέα, αλλά και λόγω της επιρροής των ανώτερων ιδιομορφών. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. θα εφαρμοστούν οι εξής κατανομές:

- **Ομοιόμορφη**, βασισμένη σε οριζόντια φορτία ανάλογα ως προς τη μάζα κάθε ορόφου. Τα φορτία υπολογίζονται από τη σχέση $F_i = F_b \cdot \frac{m_i}{\sum m_j}$
- **Ιδιομορφική**, ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζοντίων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση, όπως προκύπτει από ελαστική ανάλυση. Τα φορτία υπολογίζονται από τη σχέση $F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}$

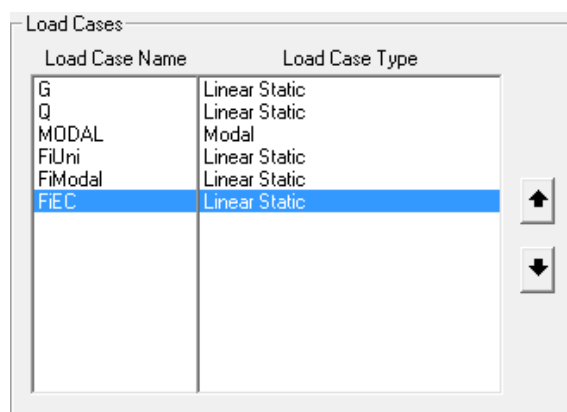
όπου:

- F_i : το οριζόντιο φορτίο που ασκείται στον όροφο i
 F_b : η σεισμική τέμνουσα βάσης που εδώ μπορεί να πάρει οποιαδήποτε τιμή καθώς ενδιαφέρει απλά η αναλογία των δυνάμεων σε κάθε στάθμη
 s_i, s_j : οι μετακινήσεις των μαζών m_i, m_j που αντιστοιχούν στην θεμελιώδη ιδιομορφή
 m_i, m_j : οι μάζες των ορόφων

Λαμβάνοντας $F_b = 100kN$ προκύπτει ο πίνακας 5.1

Πίνακας 5.1: Κατανομή των σεισμικών δυνάμεων καθύψος του κτιρίου

Όροφος	m_i	s_i	$m_i \cdot s_i$	$F_{i,uni}$	$F_{i,modal}$
1	39.08	0.0483	1.886	33.33	18.43
2	39.08	0.0920	3.594	33.33	35.12
3	39.08	0.1217	4.754	33.33	46.45
Σύνολο	117.23		10.23	100.00	100.00



Σχήμα 5.11: Load patterns στο SAP2000 με τις κατανομές των φορτίων

5.2.2 Ανελαστική στατική ανάλυση για τα κατακόρυφα φορτία

Σε πρώτη φάση δημιουργείται μια «προκαταρκτική» ανελαστική φορτιστική κατάσταση η οποία αντιστοιχεί στα κατακόρυφα φορτία του σεισμικού συνδυασμού. Είναι προφανές ότι όταν αρχίζουν να δρουν οι (οριζόντιες) σεισμικές δράσεις ο φορέας δεν είναι αφόρτιστος αλλά υπάρχει ήδη η εντατική κατάσταση που δημιουργείται από τα κατακόρυφα φορτία. Η φορτιστική κατάσταση ονομάζεται *PUSHGRAV* και δίνεται σύμφωνα με τις παρακάτω φόρμες. Σημειώνεται πως η συγκεκριμένη ανελαστική ανάλυση δεν απαιτεί να φτάσει μέχρι κάποια μετακίνηση αλλά απλά δίνονται τα κατακόρυφα φορτία και επιπλέον δεν ενδιαφέρουν τα ενδιάμεσα αποτελέσματα παρά μόνο στο τελικό στάδιο (βήμα) της επίλυσης.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: PUSHGRAV [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:

- ☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- ☐ Continue from State at End of Nonlinear Case []

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case:

All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL []

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	G	1.
Load Pattern	G	1.
Load Pattern	Q	0.3

[Add] [Modify] [Delete]

Other Parameters:

Load Application: Full Load [Modify/Show...]

Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

Analysis Type:

- ☐ Linear
- ☒ Nonlinear
- ☐ Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters:

- ☒ None
- ☐ P-Delta
- ☐ P-Delta plus Large Displacements

[OK] [Cancel]

Σχήμα 5.12: Αρχικές συνθήκες για τις *pushover* αναλύσεις με την εισαγωγή των κατακόρυφων φορτίων

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control:

- ☒ Full Load
- ☐ Displacement Control

Control Displacement:

- ☒ Use Conjugate Displacement
- ☐ Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of []

Monitored Displacement:

- ☒ DOF U1 at Joint 4
- ☐ Generalized Displacement []

[OK] [Cancel]

Results Saved for Nonlinear Static Load Cases

Results Saved:

- ☒ Final State Only
- ☐ Multiple States

For Each Stage:

Minimum Number of Saved States: 1

Maximum Number of Saved States: 1

☒ Save positive Displacement Increments Only

[OK] [Cancel]

Σχήμα 5.13: Παράμετροι φορτιστικής κατάστασης *PUSHGRAV*

Load Case Data - Nonlinear Static

Nonlinear Parameters

Material Nonlinearity Parameters

- ☒ Frame Element Tension/Compression Only
- ☒ Frame Element Hinge
- ☒ Cable Element Tension Only
- ☒ Link Gap/Hook/Spring Nonlinear Properties
- ☒ Link Other Nonlinear Properties
- ☐ Time Dependent Material Properties

Solution Control

Maximum Total Steps per Stage: 200

Maximum Null (Zero) Steps per Stage: 50

Maximum Constant-Stiff Iterations per Step: 10

Maximum Newton-Raphson Iter. per Step: 40

Iteration Convergence Tolerance (Relative): 1.000E-04

Use Event-to-event Stepping: Yes

Event Lumping Tolerance (Relative): 0.01

Max Line Searches per Iteration: 20

Line-search Acceptance Tol. (Relative): 0.1

Line-search Step Factor: 1.618

Hinge Unloading Method

- ☒ Unload Entire Structure
- ☐ Apply Local Redistribution
- ☐ Restart Using Secant Stiffness

Target Force Iteration

Maximum Iterations per Stage: 10

Convergence Tolerance (Relative): 0.01

Acceleration Factor: 1.

Continue Analysis If No Convergence: No

Reset To Defaults

OK Cancel

Σχήμα 5.14: Παράμετροι φορτιστικής κατάστασης PUSHGRAV

5.2.3 Ανελαστικές στατικές αναλύσεις για τα σεισμικά φορτία

Στη συνέχεια δίνονται 2 ανελαστικές στατικές (pushover) αναλύσεις οι οποίες αντιστοιχούν στο ιδιομορφικό (PUSHMODAL) και στο ομοιόμορφο (PUSHUNI) μοντέλο φόρτισης. Για να υπάρχει μια πλήρης εικόνα της απόκρισης του φορέα δίνεται μια αρκετά μεγάλη τιμή της στοχευόμενης μετακίνησης, ενδεικτικά στο παράδειγμα ο φορέας ωθείται μέχρι στην κορυφή του να φτάσει τα 0.60m. Οι τελικές φορτιστικές καταστάσεις είναι οι εξής:

Load Case Name	Load Case Type
G	Linear Static
Q	Linear Static
MODAL	Modal
FiUni	Linear Static
FiModal	Linear Static
FiEC	Linear Static
ModalEC	Response Spectrum
PUSHGRAV	Nonlinear Static
PUSHMODAL	Nonlinear Static
PUSHUNI	Nonlinear Static

Σχήμα 5.15: Φορτιστικές καταστάσεις για τις ανελαστικές στατικές αναλύσεις

Για τις οριζόντιες ανελαστικές φορτιστικές καταστάσεις χρησιμοποιούνται οι παράμετροι που φαίνονται στις παρακάτω φόρμες με μόνη διαφορά ότι στα φορτία που εφαρμόζονται χρησιμοποιείται τη μια φορά το FiModal (ιδιομορφικό) και την άλλη το FiUni (ομοιόμορφο).

Load Case Name: Set Def Name

Notes: Modify/Show...

Load Case Type: Design...

Initial Conditions:

- ☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- ☒ Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case:

All Modal Loads Applied Use Modes from Case:

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	FModal	1.
Load Pattern	FModal	1.

Add Modify Delete

Other Parameters:

Load Application: Modify/Show...

Results Saved: Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Modify/Show...

Analysis Type:

- ☐ Linear
- ☒ Nonlinear
- ☐ Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters:

- ☒ None
- ☐ P-Delta
- ☐ P-Delta plus Large Displacements

OK Cancel

Σχήμα 5.16: Φορτιστική κατάσταση PUSHMODAL

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control:

- ☐ Full Load
- ☒ Displacement Control

Control Displacement:

- ☐ Use Conjugate Displacement
- ☒ Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of:

Monitored Displacement:

- ☒ DOF at Joint
- ☐ Generalized Displacement

OK Cancel

Results Saved for Nonlinear Static Load Cases

Results Saved:

- ☐ Final State Only
- ☒ Multiple States

For Each Stage:

Minimum Number of Saved States:

Maximum Number of Saved States:

☒ Save positive Displacement Increments Only

OK Cancel

Σχήμα 5.17: Παράμετροι φορτιστικής κατάστασης PUSHMODAL

Nonlinear Parameters

Material Nonlinearity Parameters:

- ☒ Frame Element Tension/Compression Only
- ☒ Frame Element Hinge
- ☒ Cable Element Tension Only
- ☒ Link Gap/Hook/Spring Nonlinear Properties
- ☒ Link Other Nonlinear Properties
- ☐ Time Dependent Material Properties

Solution Control:

Maximum Total Steps per Stage:

Maximum Null (Zero) Steps per Stage:

Maximum Constant-Stiff Iterations per Step:

Maximum Newton-Raphson Iter. per Step:

Iteration Convergence Tolerance (Relative):

Use Event-to-event Stepping:

Event Lumping Tolerance (Relative):

Max Line Searches per Iteration:

Line-search Acceptance Tol. (Relative):

Line-search Step Factor:

Hinge Unloading Method:

- ☒ Unload Entire Structure
- ☐ Apply Local Redistribution
- ☐ Restart Using Secant Stiffness

Target Force Iteration:

Maximum Iterations per Stage:

Convergence Tolerance (Relative):

Acceleration Factor:

Continue Analysis If No Convergence:

Reset To Defaults

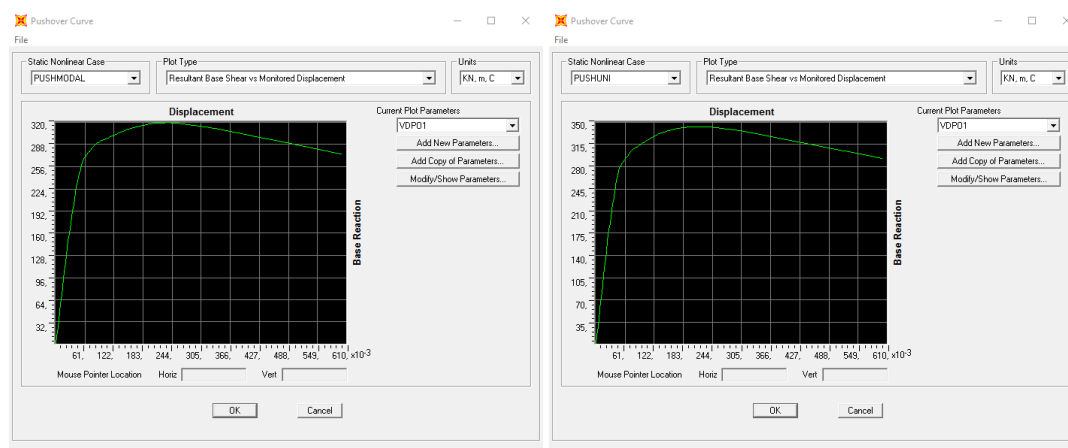
OK Cancel

Σχήμα 5.18: Παράμετροι φορτιστικής κατάστασης PUSHMODAL

5.3 Αποτελέσματα ανελαστικών στατικών αναλύσεων

5.3.1 Καμπύλες αντίστασης

Από τα αποτελέσματα των pushover αναλύσεων προκύπτουν οι καμπύλες αντίστασης (διάγραμμα τέμνουσας βάσης-μετακίνησης στην κορυφή του κτιρίου) που φαίνονται στο σχήμα 5.19. Παρατηρείται ότι στην ομοιόμορφη κατανομή εμφανίζονται μεγαλύτερες τιμές της τέμνουσας βάσης.

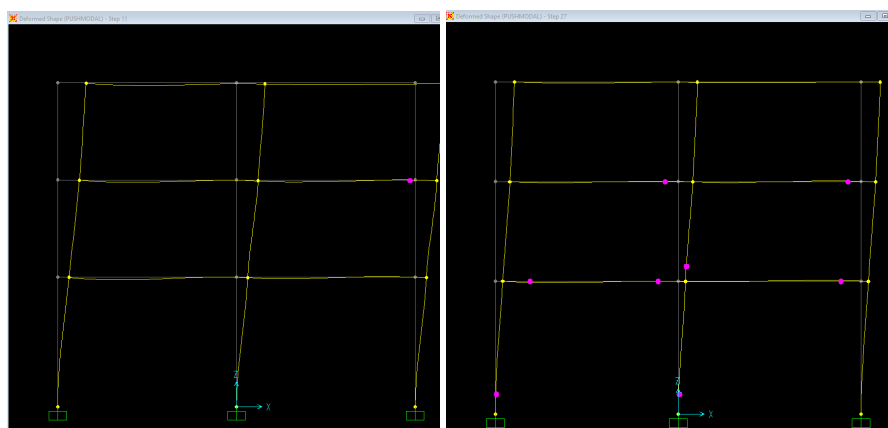


Σχήμα 5.19: Καμπύλες αντίστασης για την ιδιομορφική (αριστερά) και την ομοιόμορφη (δεξιά) κατανομή των φορτίων

Τα διαγράμματα αυτά δείχνουν με πολύ άμεσο και πολύ εποπτικό τρόπο χρήσιμα στοιχεία για τη σεισμική απόκριση μιας κατασκευής όπως η αντοχή, η δυσκαμψία και η διαθέσιμη πλαστιμότητα.

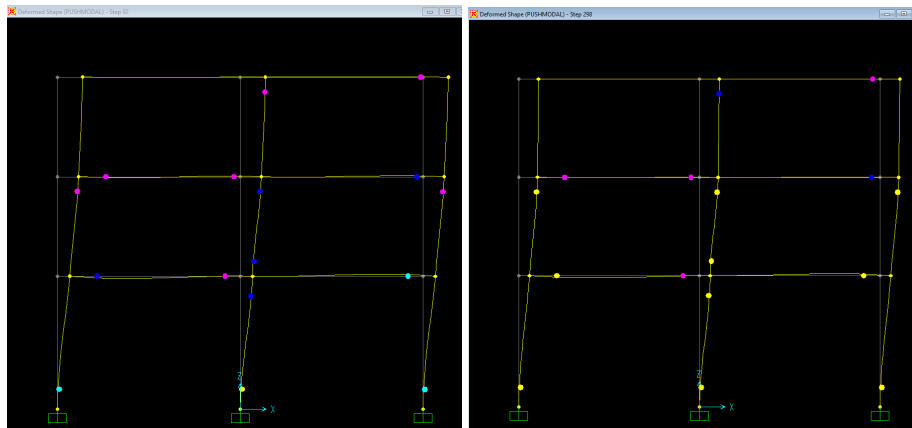
5.3.2 Πλαστικός μηχανισμός

Από τις ανελαστικές στατικές αναλύσεις μπορεί να εκτιμηθεί η σειρά εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων μέχρι την τελική αστοχία, ανιχνεύοντας έτσι τα πιο αδύναμα σημεία της κατασκευής.



Σχήμα 5.20: Παραμορφωμένος φορέας στο βήμα εμφάνισης της πρώτης πλαστικής άρθρωσης σε δοκό (αριστερά) και υποστήλωμα (δεξιά)

Στο σχήμα 5.20 φαίνονται για την επίλυση με την ιδιομορφική κατανομή των φορτίων η θέση εμφάνισης της πρώτης πλαστικής άρθρωσης σε δοκό ($\delta = 0.022m$), σε στύλο ($\delta = 0.057m$), ενώ στο σχήμα 5.21 η πρώτη πτώση αντοχής δομικού στοιχείου ($\delta = 0.19m$) και η εικόνα των πλαστικών αρθρώσεων στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης ($\delta = 0.6m$). Οι τιμές των μετακινήσεων εμφανίζονται όταν στην καρτέλα εμφάνισης της καμπύλης αντίστασης επιλέγεται *File->Show tables*.



Σχήμα 5.21: Παραμορφωμένος φορέας στο βήμα εμφάνισης της πρώτης πτώσης αντοχής (αριστερά) και στο τελευταίο βήμα της ανάλυσης (δεξιά)

5.4 Ανελαστική στατική ανάλυση για δεδομένη σεισμική δράση

5.4.1 Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης

Η στάθμη της σεισμικής δράσης εισάγεται στις ανελαστικές στατικές αναλύσεις μέσω του προσδιορισμού της τιμής της στοχευόμενης μετακίνησης. Ο υπολογισμός της γίνεται σύμφωνα με τη διαδικασία που περιγράφεται στο Παράρτημα Α΄.2.

Χρησιμοποιείται η σχέση:

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot \frac{T_e^2}{4\pi^2} \cdot S_e(T_e) \quad (5.2)$$

Σύμφωνα με το Παράρτημα Α΄.2:

Από τη μορφή των καμπυλών αντίστασης του σχήματος 5.19 παρατηρείται ότι αν αυτό εξιδανικευτεί με μια διγραμμική προσέγγιση, για τέμνουσα βάσης ίση με $0.6V_y$ βρισκόμαστε ακόμα στην ελαστική περιοχή. Έτσι, $K_e = K_0$ και $T_e = T = 0.753sec$

- $C_0 = 1.3$ για 3ώροφο κτίριο
- $C_1 = 1.0$ για $T_e > T_C$
- $C_2 = 1.0$ για φορέα τύπου 2
- $C_3 = 1.0$ για σύννηθες κτίριο ΟΣ

Η ελαστική φασματική επιτάχυνση λαμβάνεται από τον 3ο κλάδο του ελαστικού φάσματος του EC8, σύμφωνα με το Παράρτημα Α'1.1.

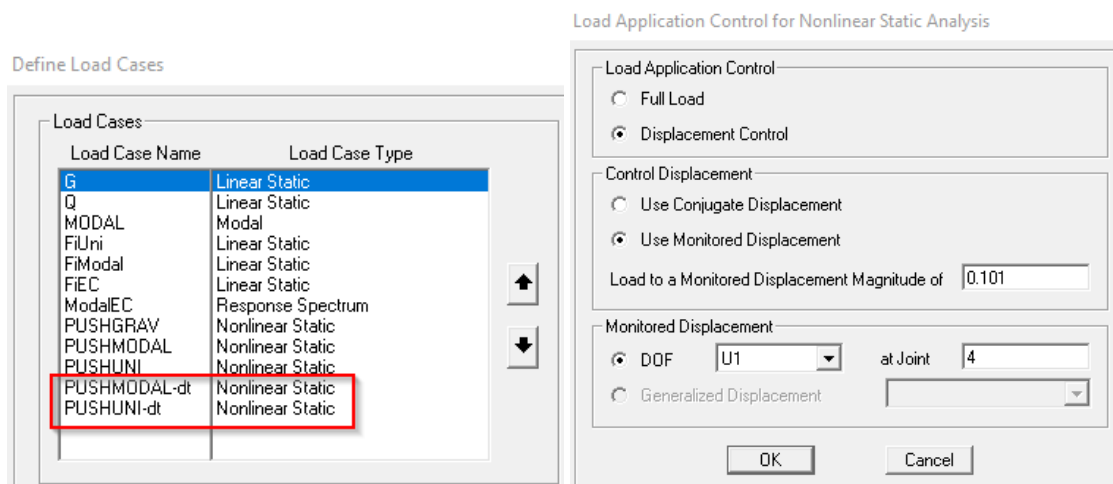
$$S_e(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} = 0.24 \cdot 9.81 \cdot 1.15 \cdot 1.0 \cdot 2.5 \cdot \frac{0.60}{0.753} = 5.39 \text{ m/sec}^2 \quad (5.3)$$

Αντικαθιστώντας στη σχέση 5.2 προκύπτει: $\delta_t = 0.101 \text{ m} = 10.1 \text{ cm}$

5.4.2 Ανελαστική στατική ανάλυση έως τη στοχευόμενη μετακίνηση

Ακολουθεί η αποτίμηση του φορέα για τη σεισμική δράση που αντιστοιχεί στο σεισμό σχεδιασμού, όπως αυτός περιγράφηκε στο κεφάλαιο 4, άρα για στοχευόμενη μετακίνηση ίση με $\delta_t = 0.101 \text{ m}$.

Δίνονται 2 νέες φορτιστικές καταστάσεις οι οποίες ουσιαστικά είναι όμοιες με τις προηγούμενες pushover cases (επιλέγεται *Add Copy of Load Case*) με τη μόνη διαφορά ότι αντί για τη μετακίνηση των 0.5 m δίνεται η δ_t .

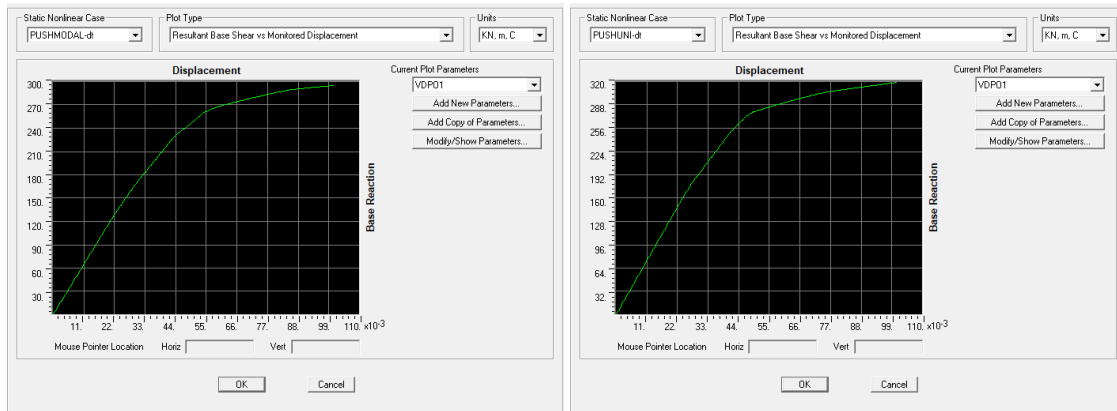


Σχήμα 5.22: Φορτιστικές καταστάσεις μέχρι τη στοχευόμενη μετακίνηση

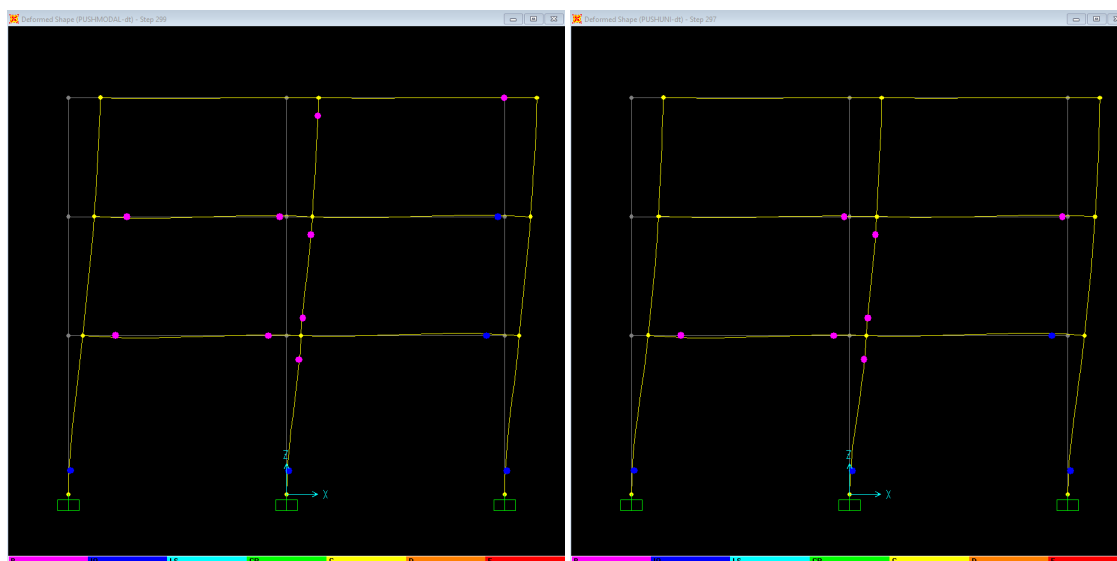
Από τις νέες pushover αναλύσεις οι καμπύλες αντίστασης που προκύπτουν με όριο το δ_t παρουσιάζονται στο σχήμα 5.23 (για την ακρίβεια αποτελούν τα αρχικά τμήματα των συνολικών καμπυλών αντίστασης που υπολογίστηκαν νωρίτερα) και φαίνεται ότι ο φορέας βρίσκεται στα πρώτα στάδια της ανελαστικής του απόκρισης.

Οι πλαστικές αρθρώσεις που εμφανίζονται σε αυτή τη στάθμη της σεισμικής δράσης φαίνονται στο σχήμα 5.24.

Στον πίνακα του σχήματος 5.25 μπορούν να αναζητηθούν οι τιμές των πλαστικών στρωφών που αναπτύσσονται σε κάθε πλαστική άρθρωση. Οι τιμές που προκύπτουν είναι πολύ μικρές οπότε η απόκριση του φορέα για τη συγκεκριμένη στάθμη της σεισμικής δράσης κρίνεται ως ικανοποιητική.



Σχήμα 5.23: Καμπύλες αντίστασης μέχρι τη στοχευόμενη μετακίνηση για την ιδιομορφική (αριστερά) και την ομοιόμορφη (δεξιά) κατανομή των φορτίων



Σχήμα 5.24: Παραμορφωμένος φορέας μέχρι τη στοχευόμενη μετακίνηση για την ιδιομορφική (αριστερά) και την ομοιόμορφη (δεξιά) κατανομή των φορτίων

Frame Hinge States																			
File View Format-Filter-Sort Select Options																			
Units: As Noted																			
Frame Text	Output Case Text	Case Type Text	Step Type Text	Assign Hinge Text	Gen Hinge Text	Rel Dist Unitless	Abs Dist m	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m	U1 Plastic m	U2 Plastic m	R1 Plastic Radians	R2 Plastic Radians	R3 Plastic Radians	Hinge State Text
1	PUSHMODAL-c	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	1H1	0	0	-112.58	0	0	0	-0.0003952	208.9022	0.00052	0	0	0.0000000348	0.006208	B to C
1	PUSHMODAL-c	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	1H2	1	4	-112.58	0	0	0	0.0001931	-92.5273	0	0	0	0	0	A to B
2	PUSHMODAL-c	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	2H1	0	0	-94.98	0	0	0	0	52.7101	0	0	0	0	0	A to B
2	PUSHMODAL-c	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	2H2	1	3	-94.98	0	0	0	0	-120.3243	0	0	0	0	0	A to B
3	PUSHMODAL-c	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	3H1	0	0	-54.625	0	0	0	0	-25.9182	0	0	0	0	0	A to B
3	PUSHMODAL-c	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	3H2	1	3	-54.625	0	0	0	0	-42.4013	0	0	0	0	0	A to B
4	PUSHMODAL-c	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	4H1	0	0	-634.702	0	0	0	-0.0005959	264.1334	0.000441	0	0	0.0000001365	0.007145	B to C
4	PUSHMODAL-c	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	4H2	1	4	-634.702	0	0	0	0.0004432	-257.236	0.000123	0	0	0.0000003812	-0.001995	B to C
5	PUSHMODAL-c	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	5H1	0	0	-425.625	0	0	0	-0.0002768	173.7606	0.00017	0	0	0.0000005662	0.003015	B to C
5	PUSHMODAL-c	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	5H2	1	3	-425.625	0	0	0	0.0002591	-173.3963	0.00014	0	0	0.0000004686	-0.002495	B to C
6	PUSHMODAL-c	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	6H1	0	0	-213.55	0	0	0	-0.00002498	89.6536	0	0	0	0	0	A to B
6	PUSHMODAL-c	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	6H2	1	3	-213.55	0	0	0	0.00005159	-155.0339	0.000046	0	0	0.0000001479	-0.000531	B to C
7	PUSHMODAL-c	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	7H1	0	0	-402.768	0	0	0	-0.0006702	243.8243	0.000952	0	0	0.0000001585	0.005742	B to C
7	PUSHMODAL-c	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	7H2	1	4	-402.768	0	0	0	0.0003275	-123.336	0	0	0	0	0	A to B
8	PUSHMODAL-c	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	8H1	0	0	-246.095	0	0	0	0	75.333	0	0	0	0	0	A to B
8	PUSHMODAL-c	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	8H2	1	3	-246.095	0	0	0	0	-125.3953	0	0	0	0	0	A to B
9	PUSHMODAL-c	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	9H1	0	0	-115.174	0	0	0	0	14.2753	0	0	0	0	0	A to B
9	PUSHMODAL-c	NonStatic	Last Step	Auto P-M2-M3	9H2	1	3	-115.174	0	0	0	0	-135.5634	0	0	0	0	0	A to B
10	PUSHMODAL-c	NonStatic	Last Step	Auto M3	10H1	0	0	0	0	0	0	0	135.2374	0	0	0	0	0.007969	B to C
10	PUSHMODAL-c	NonStatic	Last Step	Auto M3	10H2	1	5.5	0	0	0	0	0	-295.0686	0	0	0	0	-0.00215	B to C
11	PUSHMODAL-c	NonStatic	Last Step	Auto M3	11H1	0	0	0	0	0	0	0	94.406	0	0	0	0	0.00176	B to C
11	PUSHMODAL-c	NonStatic	Last Step	Auto M3	11H2	1	5.5	0	0	0	0	0	-210.7515	0	0	0	0	-0.004126	B to C

Σχήμα 5.25: Τιμές εντατικών μεγεθών και παραμορφώσεων των δομικών στοιχείων για την ανάλυση μέχρι τη στοχευόμενη μετακίνηση με την ιδιομορφική κατανομή των φορτίων

Αποτίμηση με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. - Προκαταρκτική ανάλυση

6.1 Αλλαγές στο προσομοίωμα

6.1.1 Προσομοίωση ρηγματωμένων διατομών

Οι συντελεστές μείωσης των δυσκαμψιών για την προσομοίωση των ρηγματωμένων διατομών αλλάζουν τιμές σε σχέση με το κεφάλαιο 3 και λαμβάνονται σύμφωνα με τον πίνακα 6.1 (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σ4.1).

Πίνακας 6.1: Μείωση δυσκαμψίας ρηγματωμένων διατομών

Δομικό στοιχείο	Δυσκαμψία
Υποστύλωμα εσωτερικό	$0.8 \cdot (E_c I_g)$
Υποστύλωμα περιμετρικό	$0.6 \cdot (E_c I_g)$
Τοίχωμα, μή-ρηγματωμένο	$0.7 \cdot (E_c I_g)$
Τοίχωμα, ρηγματωμένο ή επισκευασμένο με απλές μεθόδους	$0.5 \cdot (E_c I_g)$
Δοκός	$0.4 \cdot (E_c I_g)$

Για τις πλακοδοκούς, μορφής Γ ή Τ, επιτρέπεται να ληφθεί υπόψη $I_g = (1.5 \text{ ή } 2.0)I_w$, αντιστοίχως, όπου I_w είναι η ροπή αδρανείας της ορθογωνικής διατομής του κορμού μόνον.

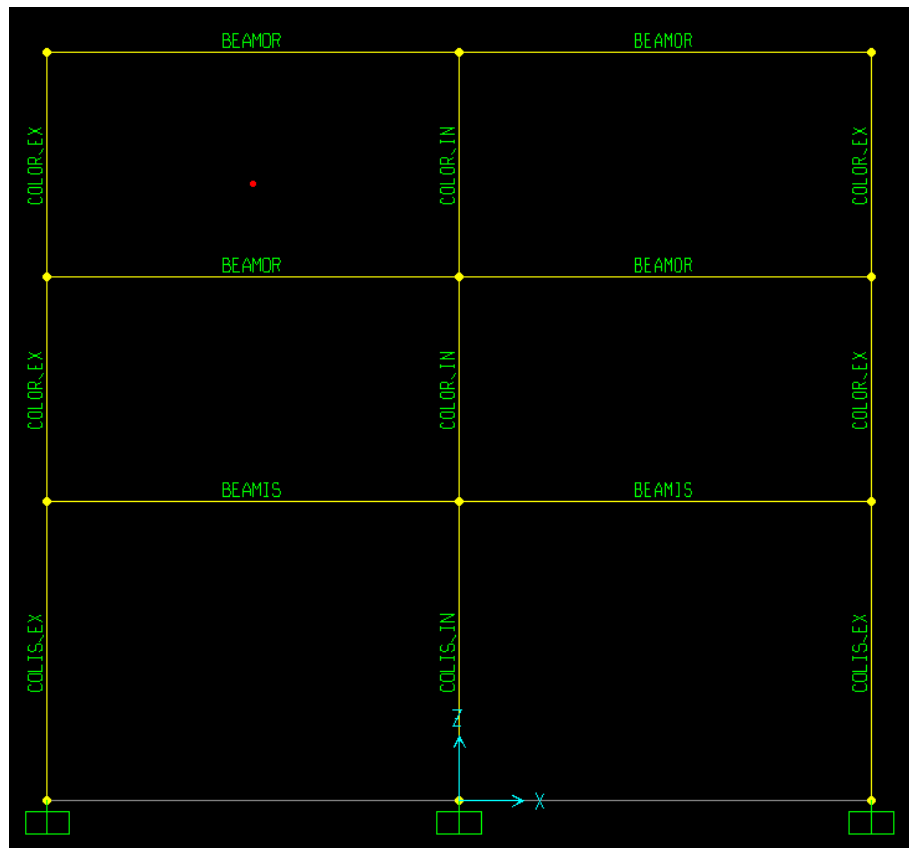
Η δυσστησία και η δυστένεια των δομικών στοιχείων θα εκτιμώνται κατά την κλασική μηχανική. Σχετικώς, επιτρέπεται χρήση των τιμών $0.4E_c A_w$ και $E_c A_g$, αντιστοίχως, όπου:

- A_g η συνολική διατομή του δομικού στοιχείου (μόνον το σκυρόδεμα)
- A_w μόνον η (ορθογωνική) διατομή του κορμού του στοιχείου (π.χ. για τις πλακοδοκούς)

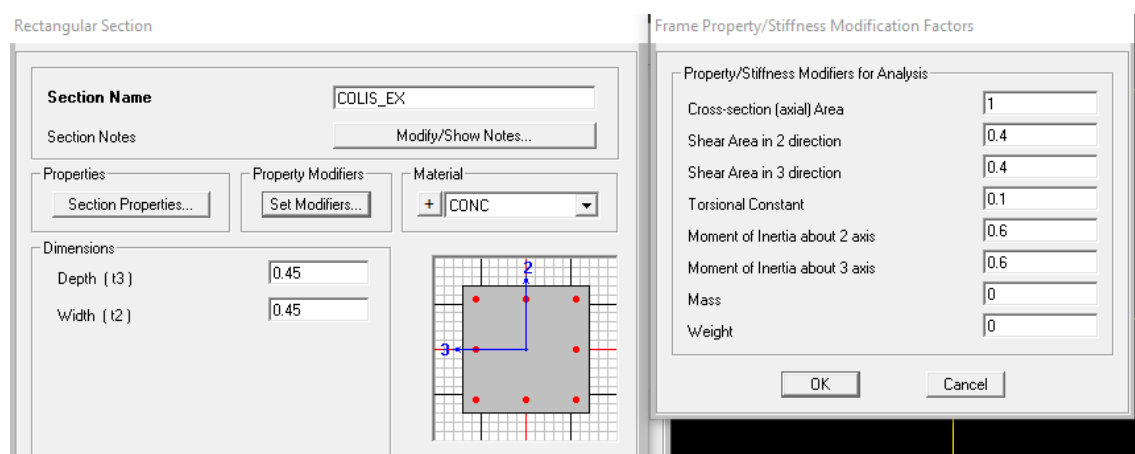
Για τη δυστρεψία, μπορεί να ληφθεί υπόψη τιμή της τάξεως του 10% αυτής για μη ρηγματωμένα στοιχεία.

Ορίζονται οι διατομές των δομικών στοιχείων (frame sections) σύμφωνα με το παρακάτω σχήμα όπου φαίνεται η διαφορά μεταξύ εσωτερικών και περιμετρικών υποστυλωμάτων. Τα στοιχεία των διατομών είναι όμοια, σύμφωνα με την εκφώνηση,

αλλάζουν όμως οι μειωτικοί συντελεστές. Ενδεικτικά παρουσιάζονται οι μειωτικοί συντελεστές για τα περιμετρικά υποστυλώματα του ισογείου.



Σχήμα 6.1: Frame sections στο SAP2000



Σχήμα 6.2: Μειωτικοί συντελεστές για περιμετρικό υποστύλωμα στο SAP2000

6.1.2 Συνδυασμοί φόρτισης - Μάζες

Οι συνδυασμοί φόρτισης και οι μάζες της κατασκευής δεν ορίζονται εκ νέου στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. αλλά λαμβάνονται σύμφωνα με τον EC8. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στο γεγονός ότι μέσω της χρήσης ενός συντελεστή φ , όπως θα αναπτυχθεί

στη συνέχεια, οι κατακόρυφες δράσεις του σεισμικού συνδυασμού δεν ταυτίζονται με αυτές που χρησιμοποιούνται στον υπολογισμό των μαζών.

6.1.2.1 Προσομοίωση μαζών

Σύμφωνα με την §3.2.4(2)P του EC8, τα αδρανειακά αποτελέσματα της σεισμικής δράσης σχεδιασμού θα αποτιμώνται λαμβάνοντας υπόψη την παρουσία των μαζών που συνδέονται με όλα τα φορτία βαρύτητας που περιλαμβάνονται στον ακόλουθο συνδυασμό δράσεων.

$$\sum G_{k,j} + \sum (\psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (6.1)$$

όπου

$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$ είναι ο συντελεστής συνδυασμού για την μεταβλητή δράση i (EC8 §4.2.4(2)P)

Οι συντελεστές συνδυασμού $\psi_{E,i}$ λαμβάνουν υπόψη την πιθανότητα τα φορτία $Q_{k,i}$ να μην είναι παρόντα σε ολόκληρο τον φορέα κατά τη διάρκεια του σεισμού. Οι συντελεστές αυτοί μπορεί επίσης να λάβουν υπόψη την μειωμένη συμμετοχή των μαζών στην κίνηση του φορέα λόγω μη-στερεάς σύνδεσής τους.

Στην παραπάνω σχέση, οι συνιστώμενες τιμές για τον συντελεστή φ ισούνται με 1.0 για τον τελευταίο όροφο (στέγη), 0.8 για συσχετισμένη χρήση ορόφων και 0.5 για ασυσχέτιστη χρήση ορόφων (οι τιμές αφορούν κατηγορίες χρήσης A-C που συμπεριλαμβάνουν χώρους διαμονής και συνάθροισης κοινού εκτός πολυκαταστημάτων, όπως ορίζονται στον EC1 §6.3.1.1(2)). Για τις κατηγορίες χρήσης που αναφέρθηκαν λαμβάνεται $\psi_{2,i} = 0.3$, όπως προκύπτει από τον EC0 §6.4.3.4.

Επιπλέον, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§4.5.2.β) για ικανοποιητική στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων ορίζει ότι για τους συνδυασμούς των τυχαματικών δράσεων (άρα και των σεισμικών) τα μόνιμα φορτία θα πολλαπλασιάζονται με ένα συντελεστή $\gamma_g = 1.1$.

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι σε όλους τους ορόφους η μάζα υπολογίζεται από το συνδυασμό $1.10G + 0.15Q$ ενώ στον τελευταίο όροφο από το συνδυασμό $1.10G + 0.3Q$

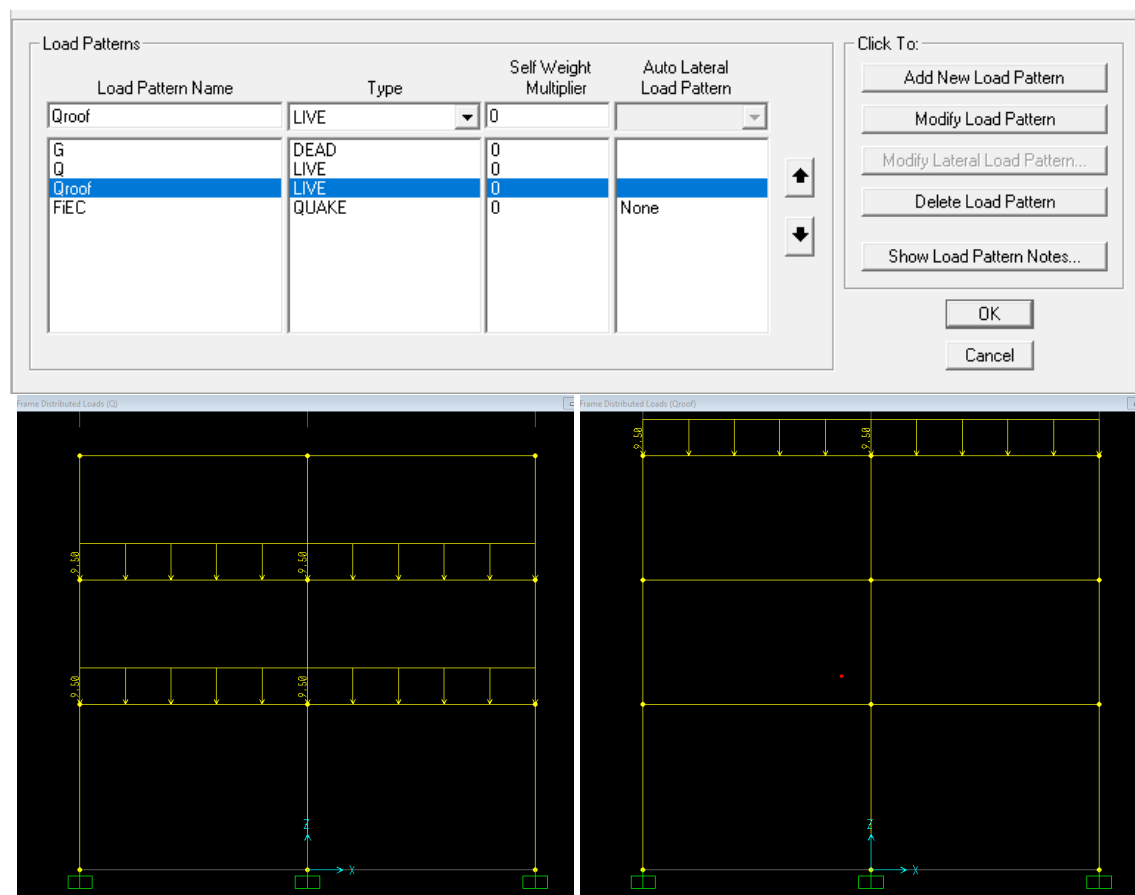
Ο υπολογισμός των μαζών μπορεί να γίνει "με το χέρι", σύμφωνα με τις σχέσεις:

$$m_{i,storey} = \frac{(1.1G + 0.15Q) \cdot L}{g} = \frac{(1.1 \cdot 32.0 + 0.15 \cdot 9.5)\text{kN/m} \cdot 11.0\text{m}}{9.81\text{m/s}^2} = 41.07\text{t} \quad (6.2)$$

$$m_{i,roof} = \frac{(1.1G + 0.30Q) \cdot L}{g} = \frac{(1.1 \cdot 32.0 + 0.30 \cdot 9.5)\text{kN/m} \cdot 11.0\text{m}}{9.81\text{m/s}^2} = 42.67\text{t} \quad (6.3)$$

Προτείνεται στο SAP2000 να μην χρησιμοποιούνται τροποποιημένες (πχ πολλαπλασιασμένες με 0.5) τιμές των μεταβλητών δράσεων Q μεταξύ των ορόφων αλλά να εφαρμόζονται αυτούσιες οι τιμές τους και να ορίζονται σε ξεχωριστές φορτιστικές καταστάσεις (load cases) για τους χαμηλούς ορόφους (Q) και για τον τελευταίο όροφο (Q_{roof}). Έτσι, στην περίπτωση που ο χρήστης θα ζητούσε από το SAP2000 να υπολογίσει αυτόματα τις μάζες από τα φορτία (*mass source->from loads*), ο συνδυασμός για τον υπολογισμό των μαζών θα είναι τελικά $1.1G+0.15Q+0.3Q_{roof}$ (σχήματα 6.3).

Define Load Patterns



Σχήμα 6.3: Εναλλακτικός τρόπος εισαγωγής μεταβλητών δράσεων για τον αυτόματο υπολογισμό των μαζών

Λόγω της απλότητας του υπολογισμού της μάζας "με το χέρι", στο παρόν παράδειγμα δε θα χρησιμοποιηθεί η επιλογή του αυτόματου υπολογισμού των μαζών (θα εφαρμοστούν οι μάζες που υπολογίζονται από τις σχέσεις 6.2) οπότε δεν υπάρχει λόγος δημιουργίας επιπλέον φορτιστικής κατάστασης *Qroof*.

6.1.2.2 Συνδυασμός φόρτισης για τα σεισμικά φορτία

Ο σεισμικός συνδυασμός προκύπτει από τη σχέση $\sum G_{k,j} + \sum (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}) \pm E$, οπότε πολλαπλασιάζοντας τις μόνιμες δράσεις με 1.1 σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και θεωρώντας μόνο τη θετική φορά του σεισμού καθώς ο φορέας είναι συμμετρικός, καταλήγουμε σε: $1.10G + 0.3Q + E$

6.2 Ιδιομορφική ανάλυση

Με τις νέες τιμές στις μάζες των ορόφων αλλά και τους νέους μειωτικούς συντελεστές στις ιδιότητες των δομικών στοιχείων γίνεται ιδιομορφική ανάλυση στο SAP2000 και προκύπτουν οι τιμές των ιδιοπεριόδων που παρουσιάζονται στον πίνακα 6.2.

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
G	Linear Static	1.1
Q	Linear Static	0.3
Fi	Linear Static	1.

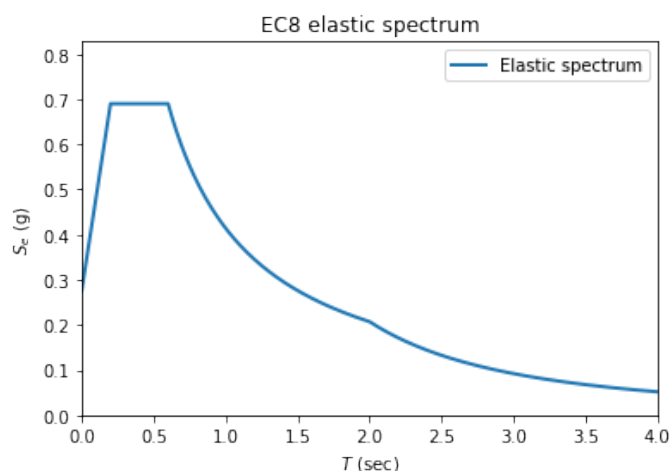
Σχήμα 6.4: Σεισμικός συνδυασμός για την προκαταρκτική στατική ανάλυση στο SAP2000

Πίνακας 6.2: Ιδιοπερίοδοι του φορέα

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος
1	0.7614
2	0.2236
3	0.1201

6.3 Στατική ανάλυση

Γίνεται στατική ελαστική ανάλυση χρησιμοποιώντας το ελαστικό φάσμα του EC8 (χωρίς το η). Για στάθμη επιτελεστικότητας B1 χρησιμοποιείται αυτούσιο το ελαστικό φάσμα (Σχ. 6.5).



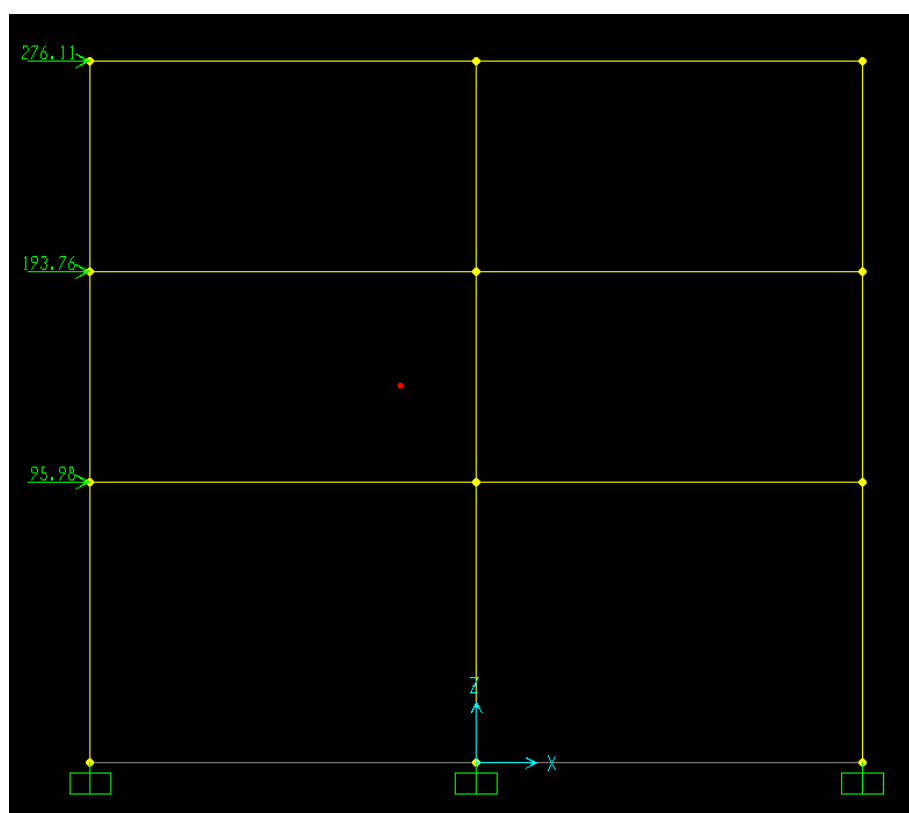
Σχήμα 6.5: Ελαστικό φάσμα EC8

Για $T = 0.7614\text{sec}$ από το ελαστικό φάσμα προκύπτει $S_e = 0.5437g = 5.33\text{m/sec}^2$

Υπολογίζεται η τιμή της τέμνουσας βάσης από τη σχέση $F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda$ και για $T_1 < 2 \cdot T_c$ ισχύει $\lambda = 0.85$. Προκύπτει: $F_b = 565.84kN$. Στη συνέχεια κατανέμεται καθ ύψος του κτιρίου

Πίνακας 6.3: Κατανομή της τέμνουσας βάσης καθ ύψος του κτιρίου

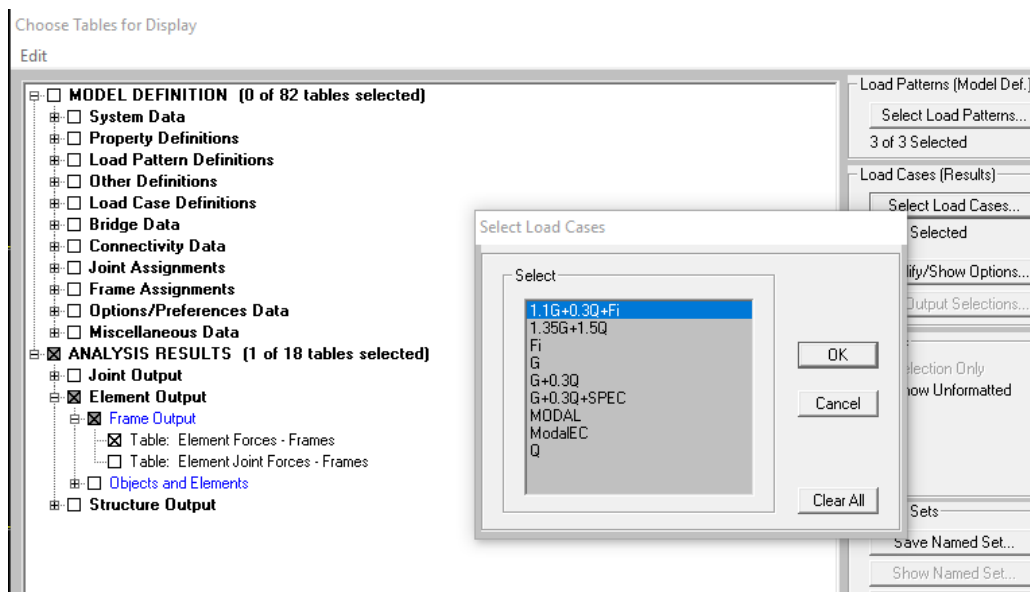
Όροφος	m_i	s_i	$m_i \cdot s_i$	F_i
1	41.07	0.04518	1.855	95.98
2	41.07	0.09121	3.746	193.76
3	42.67	0.12511	5.338	276.11
Σύνολο	124.80		10.94	565.84



Σχήμα 6.6: Κατανομή της τέμνουσας βάσης καθ ύψος του κτιρίου

6.4 Αποτελέσματα επίλυσης

Με τα παραπάνω δεδομένα εκτελείται η επίλυση του φορέα και χρησιμοποιούνται τα αποτελέσματα που προκύπτουν για το σεισμικό συνδυασμό (δεν ασχολούμαστε δηλαδή καθόλου με τους συνδυασμούς για τα κατακόρυφα φορτία, πχ το $1.45G+1.5Q$). Είναι βολικό να χρησιμοποιούνται τα αποτελέσματα σε μορφή πίνακα που προκύπτουν από το SAP2000 καθώς θα απαιτηθεί ένας σημαντικός αριθμός τιμών των εντατικών μεγεθών που θα είναι ιδιαίτερα επίπονο να αναζητούνται μεμονωμένα κάθε φορά στο γραφικό περιβάλλον. Επιλέγεται Display->Show Tables για να εμφανιστεί το παράθυρο του σχήματος 6.7.



Σχήμα 6.7: Επιλογή αποτελεσμάτων του SAP2000 σε μορφή πίνακα

Τα αποτελέσματα αυτά μπορούν στη συνέχεια να εξαχθούν σε αρχεία του excel ή της access για περαιτέρω επεξεργασία (σχ. 6.8).

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation	
0	1	0.0	1.1G+0.3Q+Fi	Combination	-24.806	145.584	0	0	0	412.2932	1-1	0.0
1	1	2.0	1.1G+0.3Q+Fi	Combination	-24.806	145.584	0	0	0	121.1258	1-1	2.0
2	1	4.0	1.1G+0.3Q+Fi	Combination	-24.806	145.584	0	0	0	-170.0416	1-1	4.0
3	2	0.0	1.1G+0.3Q+Fi	Combination	-62.159	96.948	0	0	0	143.8289	2-1	0.0
4	2	1.5	1.1G+0.3Q+Fi	Combination	-62.159	96.948	0	0	0	-1.5933	2-1	1.5
5	2	3.0	1.1G+0.3Q+Fi	Combination	-62.159	96.948	0	0	0	-147.0156	2-1	3.0
6	3	0.0	1.1G+0.3Q+Fi	Combination	-48.470	28.416	0	0	0	14.1800	3-1	0.0
7	3	1.5	1.1G+0.3Q+Fi	Combination	-48.470	28.416	0	0	0	-28.4441	3-1	1.5
8	3	3.0	1.1G+0.3Q+Fi	Combination	-48.470	28.416	0	0	0	-71.0681	3-1	3.0
9	4	0.0	1.1G+0.3Q+Fi	Combination	-656.118	248.367	0	0	0	617.9016	4-1	0.0
10	4	2.0	1.1G+0.3Q+Fi	Combination	-656.118	248.367	0	0	0	121.1683	4-1	2.0
11	4	4.0	1.1G+0.3Q+Fi	Combination	-656.118	248.367	0	0	0	-375.5651	4-1	4.0

Σχήμα 6.8: Πίνακας αποτελεσμάτων εντατικών μεγεθών για το σεισμικό συνδυασμό

6.5 Έλεγχοι- Δείκτες ανεπάρκειας λ

Τα παραπάνω αποτελέσματα χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό των δεικτών ανεπάρκειας λ στα διάφορα δομικά στοιχεία του φορέα. Ο υπολογισμός των λ γίνεται μόνο με βάση τις αντοχές σε κάμψη στα πρωτεύοντα στοιχεία. Δίνουν μια πρώτη εικόνα της αντίστασης του κτιρίου (π.χ. αν $\lambda > 4$ σε μεγάλο αριθμό στοιχείων, άνω του 1/3 του συνόλου, είναι σαφής η ανεπάρκεια του φορέα και περιττεύει περαιτέρω αποτίμηση του κτιρίου).

$$\lambda = \frac{S}{R_m} \quad (6.4)$$

όπου:

- S : εντατικό μέγεθος (ροπή) λόγω σεισμικού συνδυασμού όπου η σεισμική δράση λαμβάνεται δίχως μείωση (ελαστικό φάσμα του EC8-1)
 R_m : διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου (μέσες τιμές αντοχής υλικών)

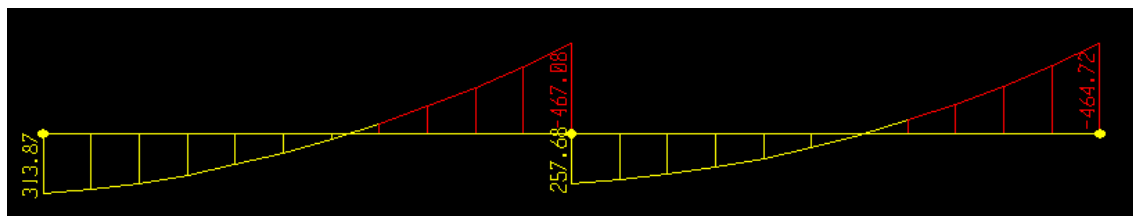
Σε διαξονική κάμψη είναι ευχερέστερος ο υπολογισμός του λ ως λόγος του απαιτούμενου προς το διαθέσιμο οπλισμό (για το σεισμικό συνδυασμό). Η παρατήρηση αυτή συχνά γενικεύεται και έτσι ο υπολογισμός των δεικτών ανεπάρκειας γίνεται σε όλα τα δομικά στοιχεία μόνο σε όρους οπλισμού.

6.5.1 Υπολογισμός λ σε όρους υφιστάμενου-απαιτούμενου οπλισμού

Υπολογίζεται η απαίτηση όπλισης χρησιμοποιώντας τα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης και μέσες τιμές (χωρίς συντελεστές ασφάλειας) για τις αντοχές των υλικών, οπότε στη συνέχεια αυτή συγκρίνεται με τον υφιστάμενο οπλισμό των δομικών στοιχείων, θα λαμβάνεται δηλαδή: $f_{cm} = 16\text{MPa}$ και $f_{ym} = 500\text{MPa}$.

6.5.1.1 Δοκοί

Ενδεικτικά παρουσιάζεται η διαδικασία για τις εσωτερικές στηρίξεις των δοκών του ισογείου. Το διάγραμμα ροπών φαίνεται στο σχήμα 6.9.



Σχήμα 6.9: Διάγραμμα ροπών για το σεισμικό συνδυασμό στις δοκούς του ισογείου

Για τις εσωτερικές στηρίξεις η αρνητική ροπή (εφελκυσμένος οπλισμός άνω) που αναπτύσσεται είναι: $M^- = -467.08\text{kNm}$ ενώ η θετική (εφελκυσμένος οπλισμός κάτω) είναι $M^+ = -257.68\text{kNm}$. Επιπλέον, λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας, το αξονικό φορτίο στις δοκούς είναι μηδενικό. Στη θέση αυτή ο υφιστάμενος οπλισμός είναι 5Φ18(άνω) $A_s^- = 12.72\text{cm}^2$ και 3Φ18(κάτω) $A_s^+ = 7.63\text{cm}^2$.

Για τον υπολογισμό μπορεί να χρησιμοποιηθεί ο πίνακας 6.1 από τις σημειώσεις του μαθήματος Κατασκευές Οπλισμένου Σκυροδέματος Ι [5], ακόμα και στην περίπτωση που προκύπτει $\mu_{sd} > \mu_{lim}$ οπότε και θα απαιτούνταν επιπλέον και θλιβόμενος οπλισμός. Στο σχήμα 6.10 παρουσιάζεται η 2βάθμια σχέση που προσεγγίζει με πολύ καλή ακρίβεια ($R^2 \approx 1.0$) τις τιμές του διαγράμματος. Οι υπολογισμοί που παρουσιάζονται στη συνέχεια έγιναν χρησιμοποιώντας αυτή τη σχέση.

Για τις αρνητικές ροπές στη μεσαία στήριξη του ισογείου είναι:

$$M_{sd} = 467.08 \text{ kNm}$$

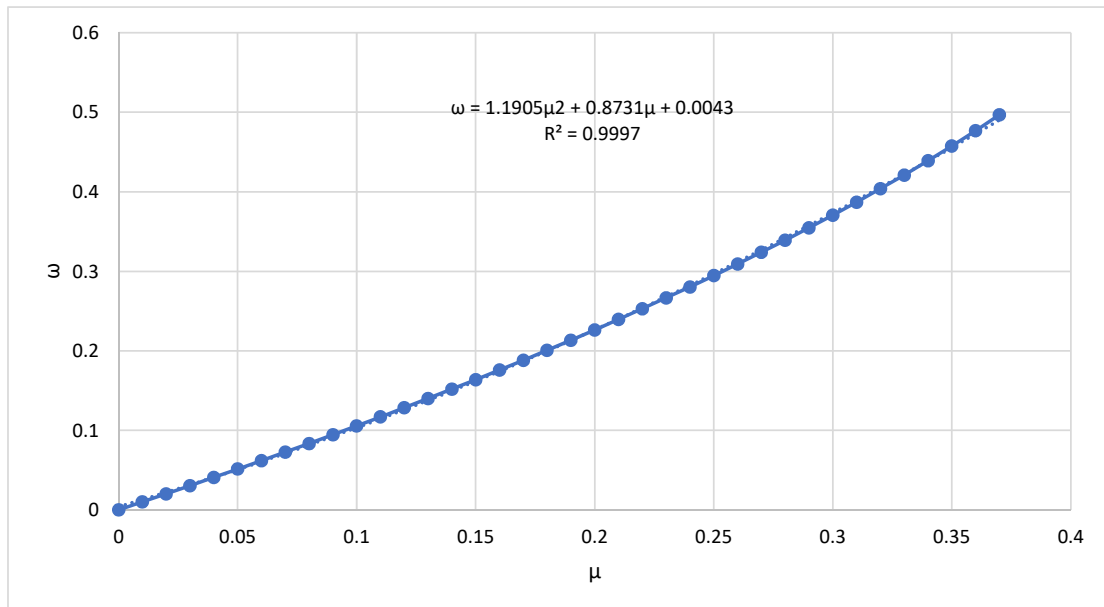
$$d_1 = c_{nom} + \varnothing_w + 0.5\varnothing_w = 30 + 8 + 0.5 \cdot 18 = 47 \text{ mm} = 0.047 \text{ m}$$

$$d = h - d_1 = 0.553 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cm}} = \frac{467.08 \text{ kNm}}{0.25 \text{ m} \cdot (0.553 \text{ m})^2 \cdot 16 \cdot 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 0.382$$

$$\omega = 1.1905\mu^2 + 0.8731\mu + 0.0043 = 0.511$$

$$A_{s,\alpha\pi} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cm}}{f_{ym}} + \frac{N}{f_{ym}} = 0.511 \cdot 25 \text{ cm} \cdot 55.3 \text{ cm} \cdot \frac{16 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} + 0 = 22.62 \text{ cm}^2$$



Σχήμα 6.10: Βέλτιστη 2βάθμια πολυωνυμική συνάρτηση για την προσέγγιση του διαγράμματος μ - ω ορθογωνικών δοκών

Ο απαιτούμενος οπλισμός για τις αρνητικές ροπές είναι $A_{s,\alpha\pi} = 22.62 \text{ cm}^2$. Οπότε στη θέση αυτή ο συντελεστής ανεπάρκειας λ ορίζεται ως $\lambda = \frac{22.62}{12.72} = 1.78$

Ομοίως, ο απαιτούμενος οπλισμός για τις θετικές ροπές είναι $A_{s,\alpha\pi} = 10.66 \text{ cm}^2$. Οπότε στη θέση αυτή ο συντελεστής ανεπάρκειας λ ορίζεται ως $\lambda = \frac{10.66}{7.63} = 1.40$.

Επαναλαμβάνοντας την ίδια διαδικασία σε όλες τις στηρίξεις των δοκών του φορέα προκύπτει ο πίνακας 6.4.

Πίνακας 6.4: Υπολογισμός δεικτών ανεπάρκειας δοκών

Θέση	M	N	μ	ω	$A_{s,απ}$	$A_{s,δισθ}$	λ
Ακρ. στηρ. ισογείου M- (οπλ. άνω)	-464.72	0.0	0.380	0.508	22.47	7.63	2.94
Ακρ. στηρ. ισογείου M+ (οπλ. κάτω)	313.87	0.0	0.257	0.307	13.57	5.09	2.67
Ακρ. στηρ. 2ου ορόφου M- (οπλ. άνω)	-335.95	0.0	0.413	0.569	18.34	6.03	3.04
Ακρ. στηρ. 2ου ορόφου M+ (οπλ. κάτω)	161.20	0.0	0.198	0.224	7.23	4.02	1.80
Ακρ. στηρ. 3ου ορόφου M- (οπλ. άνω)	-211.18	0.0	0.260	0.311	10.05	6.03	1.67
Ακρ. στηρ. 3ου ορόφου M+ (οπλ. κάτω)	71.07	0.0	0.087	0.090	2.89	4.02	0.72
Μεσ. στηρ. ισογείου M- (οπλ. άνω)	-467.08	0.0	0.382	0.511	22.62	12.72	1.78
Μεσ. στηρ. ισογείου M+ (οπλ. κάτω)	257.68	0.0	0.211	0.241	10.66	7.63	1.40
Μεσ. στηρ. 2ου ορόφου M- (οπλ. άνω)	-339.02	0.0	0.417	0.576	18.56	10.05	1.85
Μεσ. στηρ. 2ου ορόφου M+ (οπλ. κάτω)	141.30	0.0	0.174	0.192	6.19	6.03	1.03
Μεσ. στηρ. 3ου ορόφου M- (οπλ. άνω)	-237.85	0.0	0.293	0.362	11.67	10.05	1.16
Μεσ. στηρ. 3ου ορόφου M+ (οπλ. κάτω)	23.64	0.0	0.029	0.031	0.99	6.03	0.16

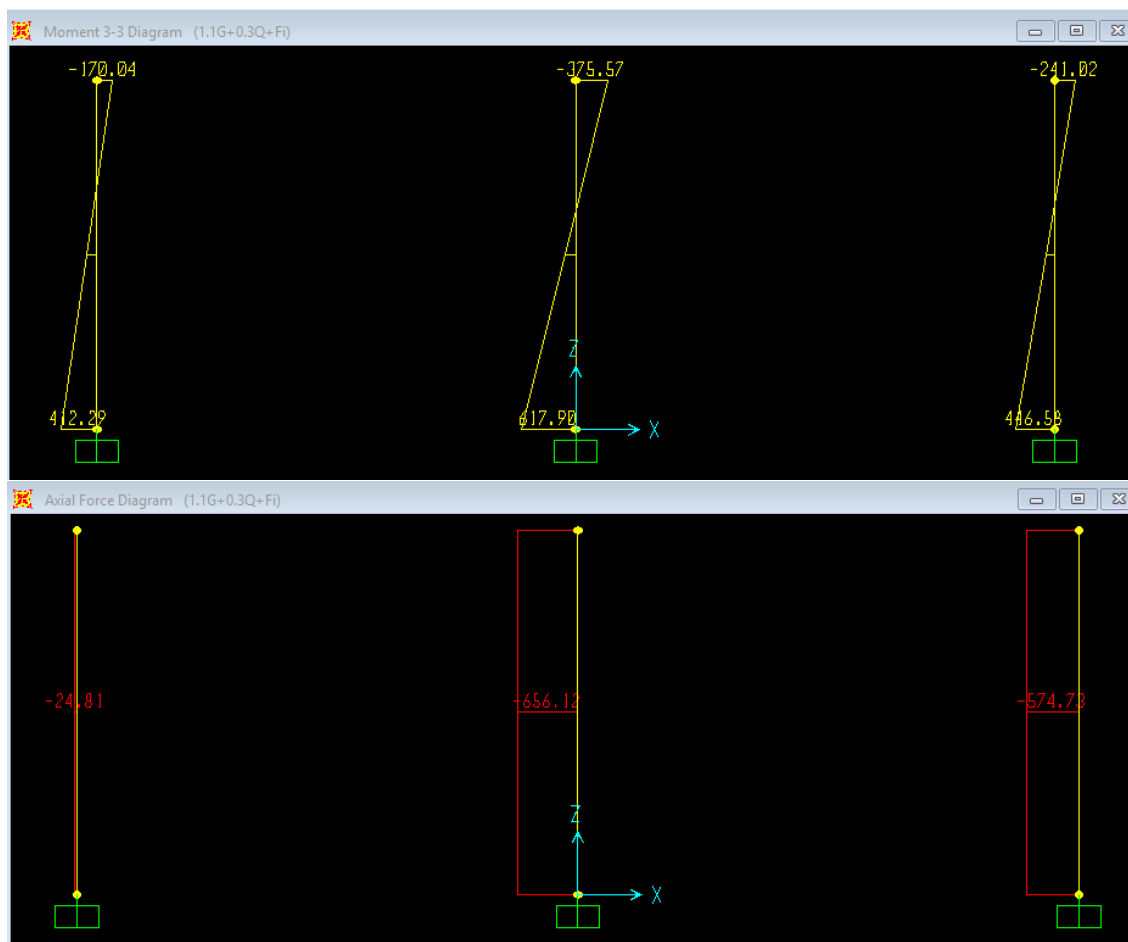
6.5.1.2 Στύλοι ισογείου

Για τον ίδιο συνδυασμό φόρτισης υπολογίζεται ο απαιτούμενος οπλισμός και στα υποστυλώματα, για μονοαξονική κάμψη (αλληλεπίδραση M+N). Στο σχήμα 6.11 παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη για τους στύλους του ισογείου.

Για τον υπολογισμό του απαιτούμενου οπλισμού μπορεί να χρησιμοποιηθεί το σχήμα 7.8 από τις σημειώσεις του μαθήματος Κατασκευές Οπλισμένου Σκυροδέματος Ι [5], ακόμα και όταν ο λόγος d_1/h είναι διαφορετικός του 0.10).

Παρατηρείται ότι στα εξωτερικά υποστυλώματα υπάρχουν 2 συνδυασμοί M+N οπότε επιλέγεται ο οπλισμός για τον δυσμενέστερο (συνήθως θα είναι αυτός που έχει τη χαμηλότερη τιμή του αξονικού φορτίου, όταν αυτό είναι θλιπτικό). Σε περίπτωση που προκύψει εφελκυστικό αξονικό φορτίο και με δεδομένο ότι το διάγραμμα υπολογισμού δίνει λύση μόνο για θλίψη, επιτρέπεται για τις ανάγκες της εργασίας να χρησιμοποιηθεί ο απαιτούμενος οπλ. για $N = 0$.

Για παράδειγμα, ακολουθεί ο υπολογισμός των εξωτερικών υποστυλωμάτων του ισογείου. Παρατηρείται ότι στα αριστερά υποστυλώματα το θλιπτικό αξονικό φορτίο είναι μικρότερο ($N = -24.81kNm$) από ότι στα δεξιά ($N = -574.73kNm$). Επιπλέον οι ροπές έχουν παρόμοιο μέγεθος ($400 - 450kNm$). Άρα ο υπολογισμός του ω αρκεί να γίνει για τη, δυσμενέστερη, τιμή του μικρότερου θλιπτικού αξονικού φορτίου.



Σχήμα 6.11: Διαγράμματα ροπών και αξονικών για το σεισμικό συνδυασμό στους στύλους του ισογείου

Είναι:

$$\mu = \frac{M}{b \cdot h^2 \cdot f_{cm}} = \frac{412.29 \text{ kNm}}{0.45 \text{ m} \cdot (0.45 \text{ m})^2 \cdot 16 \cdot 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 0.283$$

$$\nu = \frac{N}{b \cdot h \cdot f_{cm}} = \frac{-24.81 \text{ kN}}{0.45 \text{ m} \cdot 0.45 \text{ m} \cdot 16 \cdot 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = -0.008$$

$$\omega \approx 0.70$$

$$A_{s,\alpha\pi} = \omega \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cm}}{f_{ym}} = 0.70 \cdot 45 \text{ cm} \cdot 45 \text{ cm} \cdot \frac{16 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} = 45.36 \text{ cm}^2$$

Προσοχή στο γεγονός ότι ο απαιτούμενος οπλισμός που υπολογίστηκε σύμφωνα με τα παραπάνω αντιστοιχεί και στις δύο απέναντι (κύριες) παρειές του υποστυλώματος. Στη θέση αυτή, σύμφωνα με την εκφώνηση, ο οπλισμός που έχει τοποθετηθεί είναι 8Ø18. Άρα οι δύο κύριες παρειές έχουν 3+3=6Ø18 (15.27 cm²). Οπότε ο δείκτης ανεπάρκειας είναι $\lambda = 45.36/15.27 = 2.97$.

Με την ίδια διαδικασία υπολογίζονται οι δείκτες λ σε όλα τα υποστυλώματα, όπως

παρουσιάζεται στον πίνακα 6.5

Πίνακας 6.5: Υπολογισμός δεικτών ανεπάρκειας υποστυλωμάτων

Θέση	M	N	μ	ν	ω	$A_{s,ap}$	$A_{s,διαθ}$	λ
Εξωτερικά υποστ. ισογείου	412.29	-24.81	0.283	0.008	0.70	45.36	15.27	2.97
Εσωτερικό υποστ. ισογείου	617.90	-656.12	0.424	0.203	0.85	55.08	15.27	3.61
Εξωτερικά υποστ. 2 ^{ου} ορ.	-147.02	-62.16	0.144	0.024	0.32	16.38	12.06	1.36
Εσωτερικό υποστ. 2 ^{ου} ορ.	349.19	-436.20	0.341	0.170	0.70	35.84	12.06	2.97
Εξωτερικά υποστ. 3 ^{ου} ορ.	-211.18	-147.33	0.206	0.058	0.45	23.04	12.06	1.91
Εσωτερικό υποστ. 3 ^{ου} ορ.	-261.49	-222.75	0.255	0.087	0.55	28.16	12.06	2.33

6.5.2 Υπολογισμός λ σε όρους εντατικών μεγεθών

Θα περιγραφεί στη συνέχεια, αφού παρουσιαστεί η μεθοδολογία του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τον υπολογισμό των αντοχών των δομικών στοιχείων.

Αποτίμηση με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. - Ελαστική ανάλυση

7.1 Προσομοίωμα

Το προσομοίωμα για την ελαστική ανάλυση παραμένει το ίδιο με την προκαταρκτική που παρουσιάστηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο. Έτσι, δεν απαιτείται να γίνουν αλλαγές στις μάζες των ορόφων, τις δυσκαμψίες (ΚΑΝ.ΕΠΕ. §4.4.1.4) των δομικών στοιχείων κτλ. Επομένως, δεν υπάρχουν αλλαγές στα δυναμικά χαρακτηριστικά, τις ιδιομορφές-ιδιοπεριόδους κτλ.

7.2 Προϋποθέσεις εφαρμογής

Οι προϋποθέσεις εφαρμογής της στατικής ελαστικής μεθόδου περιγράφονται στην §5.5.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σύμφωνα με αυτήν, η εφαρμογή της επιτρέπεται όταν ικανοποιείται το σύνολο των παρακάτω συνθηκών:

- i. Για όλα τα κύρια στοιχεία προκύπτει $\lambda \leq 2.5$, ή για ένα ή περισσότερα από αυτά προκύπτει $\lambda > 2.5$ και το κτίριο είναι μορφολογικά κανονικό
- ii. Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου T_0 (στον EC8 εμφανίζεται ως T_1) είναι μικρότερη του $4 \cdot T_c$ ή 2sec
- iii. Ο λόγος της οριζόντιας διάστασης γειτονικών ορόφων δεν υπερβαίνει το 1.5 (εξαιρείται ο τελευταίος όροφος)
- iv. Το κτίριο δεν παρουσιάζει έντονα ασύμμετρη κατανομή δυσκαμψίας σε κάτοψη
- v. Το κτίριο δεν παρουσιάζει ασύμμετρη κατανομή της μάζας η δυσκαμψίας καθ ύψος
- vi. Το κτίριο διαθέτει σύστημα ανάληψης σεισμικών δράσεων σε δυο περίπου κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις

Ανεξαρτήτως της ισχύος των συνθηκών i, iii, iv και v, αλλά υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες, επιτρέπεται για τους σκοπούς (μόνον) της αποτίμησης η εφαρμογή της στατικής ελαστικής μεθόδου. Στην περίπτωση αυτή οι συντελεστές ασφαλείας προσομοιώματος γ_{sd} που προβλέπονται στην §4.5.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. αυξάνονται κατά 0.15. Κύριοι στόχοι της διάταξης αυτής είναι αφενός η

αποτροπή του αποκλεισμού της μεθόδου (που παρουσιάζει τα γνωστά πλεονεκτήματα της απλότητας και εποπτικότητας), λόγω του ότι σπάνια πληρούνται το σύνολο των προϋποθέσεων εφαρμογής, ιδιαίτερα στα παλαιότερα κτίρια, και αφετέρου η δυνατότητα χρήσης της ίδιας μεθόδου ανάλυσης τόσο κατά την αποτίμηση όσο και κατά τον ανασχεδιασμό (οπότε, λόγω των επεμβάσεων, είναι πιθανότερο να πληρούνται οι προϋποθέσεις εφαρμογής).

Για τον κτίριο που μελετάται, οι συνθήκες iii έως και vi προφανώς πληρούνται (η vi θεωρείται ότι ικανοποιείται καθώς εξετάζεται ένας επίπεδος φορέας). Επιπλέον, $T_0 = 0.7614 < 4 \cdot T_C = 2.4 \text{ sec}$ οπότε ισχύει και η συνθήκη ii.

Ο έλεγχος μορφολογικής κανονικότητας γίνεται στην παράγραφο 7.2.1.

7.2.1 Έλεγχος μορφολογικής κανονικότητας

Το κτίριο θεωρείται ως μορφολογικά κανονικό όταν ικανοποιούνται οι αναφερόμενες στον ΕΚ 8-1 [3] συνθήκες (EC8 §4.2.3). Ειδικότερα, για τα υφιστάμενα κτίρια μπορούν εναλλακτικά να ικανοποιούνται όλες οι παρακάτω συνθήκες:

- α'. Κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δεν διακόπτεται καθ' ύψος ούτε συνεχίζει σε διαφορετικό φάτνωμα.
- β'. Κανένας επιμέρους φορέας ανάληψης σεισμικών δράσεων δεν συνεχίζει στον γειτονικό όροφο σε εκτός επιπέδου εσοχή
- γ'. Το κτίριο δεν περιλαμβάνει όροφο του οποίου ο μέσος δείκτης ανεπάρκειας $\overline{\lambda}_k$ υπερβαίνει το 150% του μέσου δείκτη ανεπάρκειας ενός γειτονικού (υποκείμενου ή υπερκείμενου) ορόφου, όπου

$$\overline{\lambda}_k = \frac{\sum_{i=1}^n \lambda_i \cdot V_{si}}{\sum_{i=1}^n V_{si}}$$

Στη σχέση αυτή, λ_i είναι ο δείκτης ανεπάρκειας για το κύριο στοιχείο i του ορόφου, V_{si} είναι η αντίστοιχη δρώσα τέμνουσα (από ελαστική ανάλυση με χρήση του ελαστικού φάσματος του ΕΚ 8-1), και n ο αριθμός των κύριων στοιχείων του ορόφου 'κ'. Ως κύρια στοιχεία νοούνται τα πρωτεύοντα φέροντα στοιχεία. Ο όροφος k του οποίου ο λόγος $\overline{\lambda}_k > 1.5\overline{\lambda}_{k-1}$ ή $\overline{\lambda}_k > 1.5\overline{\lambda}_{k+1}$ ονομάζεται καμπτοδιατμητικώς ασθενής όροφος. Η συνθήκη αυτή δεν είναι απαραίτητο να ελέγχεται όταν $\overline{\lambda}_k < 1.0$.

- δ'. Το κτίριο δεν περιλαμβάνει όροφο του οποίου, για μια δεδομένη διεύθυνση της σεισμικής δράσης, το πηλίκο του λόγου λ στοιχείου που βρίσκεται στη μια πλευρά του ορόφου, προς τον αντίστοιχο λόγο στοιχείου που βρίσκεται σε οιαδήποτε άλλη πλευρά (του ορόφου) υπερβαίνει το 1.5. Ο κανόνας αυτός αφορά ορόφους των οποίων το υπερκείμενο διάφραγμα δεν είναι ευπαράμορφο εντός του επιπέδου του. Ένας τέτοιος όροφος ονομάζεται στρεπτικώς ασθενής όροφος.

Για το κτίριο που εξετάζεται οι συνθήκες του ΕΚ 8-1 πληρούνται στο σύνολό τους.

Από τις συνθήκες του ΚΑΝ.ΕΠΕ. οι α, β προφανώς πληρούνται για το κτίριο που εξετάζεται, ομοίως και η δ λόγω της συμμετρίας του φορέα.

Για τη συνθήκη γ χρησιμοποιούνται τα αποτελέσματα της προκαταρκτικής ανάλυσης (ελαστική ανάλυση με χρήση του ελαστικού φάσματος του ΕΚ 8-1). Στη σχέση του $\overline{\lambda}_k$ μπαίνουν όλα τα κύρια δομικά στοιχεία του κτιρίου, ενώ οι τέμνουσες δυνάμεις μπαίνουν σε απόλυτη τιμή (χωρίς το πρόσημό τους). Στο πλαίσιο του παραδείγματος που εξετάζεται και με δεδομένο ότι ορισμένα μεγέθη (πχ το ω στα υποστυλώματα) λαμβάνονται από πίνακες και όχι αυτόματα με τη βοήθεια Η/Υ επιλέγεται να ελεγχθούν μόνο οι τα δομικά στοιχεία που χρησιμοποιήθηκαν στους πίνακες 6.4 και 6.5.

Πίνακας 7.1: Έλεγχος μορφολογικής κανονικότητας

Θέση	Όροφος	λ_i	V_{si}	$\lambda_i \cdot V_{si}$
Ακρ. στηρ. ισογείου M- (οπλ. άνω)	1	2.94	235.98	694.47
Ακρ. στηρ. ισογείου M+ (οπλ. κάτω)	1	2.67	37.35	99.59
Εσωτερικό υποστυλώμα ισογείου	1	3.61	248.37	895.99
Εξωτερικά υποστυλώματα ισογείου	1	2.97	145.58	432.51
Μεσ. στηρ. ισογείου M- (οπλ. άνω)	1	1.78	246.63	438.42
Μεσ. στηρ. ισογείου M+ (οπλ. κάτω)	1	1.40	26.71	37.31
Εσωτερικό υποστυλώμα 2ου ορόφου	2	2.97	225.00	668.47
Εξωτερικά υποστυλώματα 2ου ορόφου	2	1.36	96.95	131.67
Μεσ. στηρ. 2ου ορόφου M+ (οπλ. κάτω)	2	1.03	17.86	18.35
Μεσ. στηρ. 2ου ορόφου M- (οπλ. άνω)	2	1.85	195.59	361.18
Ακρ. στηρ. 2ου ορόφου M+ (οπλ. κάτω)	2	1.80	13.69	24.63
Ακρ. στηρ. 2ου ορόφου M- (οπλ. άνω)	2	3.04	191.41	581.92
Μεσ. στηρ. 3ου ορόφου M- (οπλ. άνω)	3	1.16	160.80	186.63
Μεσ. στηρ. 2ου ορόφου M+ (οπλ. κάτω)	3	0.16	61.94	10.17
Ακρ. στηρ. 2ου ορόφου M+ (οπλ. κάτω)	3	0.72	48.47	34.89
Ακρ. στηρ. 3ου ορόφου M- (οπλ. άνω)	3	1.67	147.33	245.41
Εξωτερικά υποστυλώματα 3ου ορόφου	3	1.91	109.03	208.23
Εσωτερικό υποστυλώμα 3ου ορόφου	3	2.33	138.66	323.68

Με τις παραπάνω τιμές υπολογίζονται τα αθροίσματα της σχέσης της συνθήκης γ και στη συνέχεια οι μέσοι δείκτες ανεπάρκειας των ορόφων, σύμφωνα με τον πίνακα 7.2.

Πίνακας 7.2: Υπολογισμός μέσων δεικτών ανεπάρκειας ορόφων

Όροφος	$\sum_1^n V_{si}$	$\sum_1^n \lambda_i \cdot V_{si}$	$\overline{\lambda}_k$
1	940.62	2598.29	2.76
2	740.50	1786.21	2.41
3	666.24	1009.01	1.51

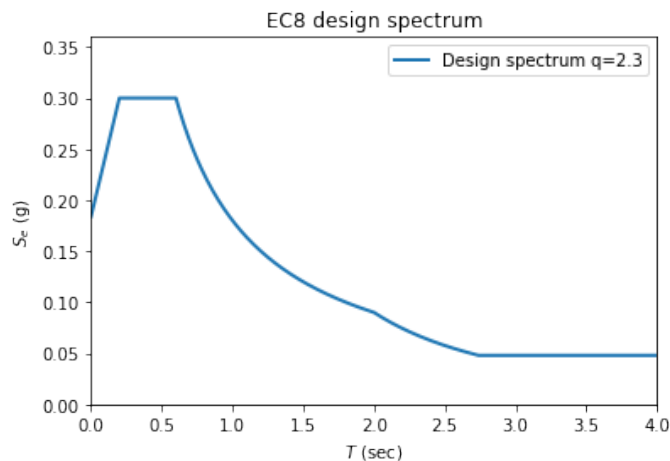
Παρατηρείται ότι $\overline{\lambda}_2 > 1.5 \cdot \overline{\lambda}_3$, κάτι που σημαίνει ότι ο 2ος όροφος προκύπτει *καμπτοδιατμητικώς ασθενής*. Βέβαια, υπενθυμίζεται ότι ο υπολογισμός των $\overline{\lambda}_k$ στα υποστυλώματα έγινε μόνο για τις θέσεις οι οποίες θεωρήθηκαν οι δυσμενέστερες (μεγαλύτεροι δείκτες ανεπάρκειας) και όχι για όλες, όπως θα έπρεπε. Στην περίπτωση εκείνη το πιθανότερο είναι ο φορέας που εξετάζεται να προκύψει μορφολογικά κανονικός.

7.2.2 Απόφαση για τη χρήση ελαστικής στατικής ανάλυσης

Βάσει των παραπάνω προκύπτει ότι, είτε χρησιμοποιώντας τα κριτήρια κανονικότητας του ΕΚ 8-1, είτε τις συνθήκες του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (για όλα όμως τα στοιχεία και όχι μόνο αυτά που εξετάστηκαν στην προηγούμενη παράγραφο), το κτίριο προκύπτει μορφολογικά κανονικό και επιτρέπεται η εφαρμογή ελαστικής στατικής ανάλυσης. Ωστόσο, με την επιφύλαξη της ενδεχόμενης περίπτωσης του καμπτοδιατμητικώς ασθενούς 2ου ορόφου επιλέγεται να γίνει χρήση της §5.5.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. οπότε οι συντελεστές ασφάλειας προσομοιώματος να αυξηθούν κατά 0.15. Έτσι, $\gamma_{sd} = 1.00 + 0.15 = 1.15$.

7.3 Σεισμικές δράσεις - Συνδυασμός φόρτισης

Από τον πίνακα Σ4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. θεωρώντας ότι δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες στα πρωτεύοντα στοιχεία, ότι υπάρχει ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων, καθώς και ότι το κτίριο σχεδιάστηκε με τα πρόσθετα άρθρα του 1985, λαμβάνεται $q' = 2.3$. Για στάθμη επιτελεστικότητας Β (Σημαντικές βλάβες) και για πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη, από τον πίνακα Π.4.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., ο λόγος $q \cdot q' = 1.0$. Οπότε τελικά $q = 2.3$.



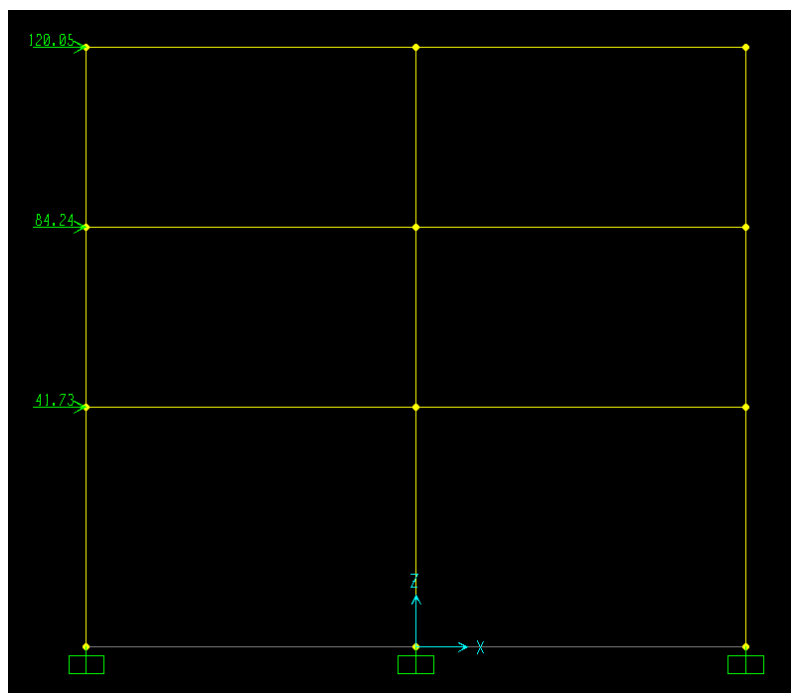
Σχήμα 7.1: Φάσμα σχεδιασμού EC8 για $q=2.3$

Για $T = 0.7614\text{sec}$ από το ελαστικό φάσμα προκύπτει $S_d = 0.2364g = 2.32\text{m/sec}^2$

Πίνακας 7.3: Κατανομή της τέμνουσας βάσης καθύψος του κτιρίου

Όροφος	m_i	s_i	$m_i \cdot s_i$	F_i
1	41.07	0.0432	1.775	41.74
2	41.07	0.0872	3.583	84.25
3	42.67	0.1196	5.104	120.02
Σύνολο	124.80		10.94	246.02

Υπολογίζεται η τιμή της τέμνουσας βάσης από τη σχέση $F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda$ και για $T_1 < 2 \cdot T_c$ ισχύει $\lambda = 0.85$. Προκύπτει: $F_b = 246.02\text{kN}$. Στη συνέχεια κατανέμεται καθύψος του κτιρίου.



Σχήμα 7.2: Κατανομή της τέμνουσας βάσης καθύψους του κτιρίου

Όπως προαναφέρθηκε, θα χρησιμοποιηθεί συντελεστής ασφάλειας προσομοιώματος $\gamma_{sd} = 1.15$. Ο απλούστερος τρόπος για να γίνει αυτό στο SAP2000 είναι μέσω ενός νέου συνδυασμού φόρτισης (load combination), ως εξής:

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
1.1G+0.3Q+Fi	Combination	1.15
1.1G+0.3Q+Fi	Combination	1.15

Σχήμα 7.3: Συνδυασμός φόρτισης για την εισαγωγή του συντελεστή προσομοιώματος

7.4 Υλικά - Συντελεστές ασφάλειας

Σύμφωνα με το Παράρτημα 4.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ., όταν πραγματοποιείται ελαστική ανάλυση με ενιαίο δείκτη συμπεριφοράς q , οι έλεγχοι γίνονται σε όρους δυνάμεων. Για τα υφιστάμενα υλικά χρησιμοποιούνται ως αντιπροσωπευτικές τιμές οι μέσες τιμές των αντοχών των υλικών μειωμένες κατά μία τυπική απόκλιση ($\bar{X} - s$). Στην §4.2 του Παραρτήματος 4.1 αναφέρεται ότι, όταν δεν διατίθενται ακριβέστερα στοιχεία και ανεξαρτήτως της ΣΑΔ, οι τυπικές αποκλίσεις αντοχών των υλικών (ανηγμένες ως προς τις μέσες τιμές) μπορούν να εκτιμηθούν ως εξής:

- Τοιχοπληρώσεις: $s/f_m = 0.20 \div 0.40$
- Σκυροδέματα: $s/f_m = 0.10 \div 0.20$
- S220: $s/f_m = 0.10$
- Παλαιότεροι νευροχάλυβες $s/f_m = 0.08$
- Νεότεροι νευροχάλυβες $s/f_m = 0.06$

Για τις ανάγκες του παραδείγματος που εξετάζεται λαμβάνεται για το σκυρόδεμα $s = 0.15 \cdot f_{cm}$ και θεωρείται ότι χρησιμοποιήθηκαν παλαιότεροι νευροχάλυβες οπότε $s = 0.08 \cdot f_{ym}$. Έτσι, προκύπτει ότι:

- $f_{ck} = f_{cm} - 0.15 \cdot f_{cm} = 0.85 \cdot f_{cm} = 0.85 \cdot 16 = 13.6 \text{ MPa}$
- $f_{yk} = f_{ym} - 0.08 \cdot f_{ym} = 0.92 \cdot f_{ym} = 0.92 \cdot 500 = 460.0 \text{ MPa}$

Σημειώνεται ότι στο Παράρτημα 3.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. δίνονται "ερήμην" αντιπροσωπευτικές τιμές αντοχής των υλικών, στην περίπτωση όμως που χρησιμοποιούνται οι τιμές αυτές η ΣΑΔ λαμβάνεται "ανεκτή".

Οι επιμέρους συντελεστές ασφάλειας των υλικών προκύπτουν, ανάλογα με τη στάθμη αξιοπιστίας των δεδομένων, σύμφωνα με την §4.5.3.1, όπου στον Πίνακα Π4.1, για ικανοποιητική ΣΑΔ, δίνεται $\gamma_c = 1.30$ και $\gamma_s = 1.15$.

Έτσι, οι τιμές που θα χρησιμοποιηθούν για τους ελέγχους θα είναι τελικά:

- $f_c = f_{ck}/\gamma_c = 13.6/1.3 = 10.46 \text{ MPa}$
- $f_y = f_{yk}/\gamma_s = 460.0/1.15 = 400.0 \text{ MPa}$

7.5 Υπολογισμός δεικτών ανεπάρκειας

7.5.1 Δείκτες ανεπάρκειας δομικών στοιχείων σε κάμψη

Με την ίδια ακριβώς διαδικασία που περιγράφηκε στην παράγραφο 6.5.1 υπολογίζονται οι δείκτες ανεπάρκειας σε κάμψη, βάσει του λόγου απαιτούμενου προς υφιστάμενο οπλισμό σε δοκούς (πίνακας 7.4) και σε υποστυλώματα (πίνακας 7.5). Παρατηρείται ότι στις δοκούς του τελευταίου ορόφου δεν εμφανίζονται θετικές ροπές στις στηρίξεις λόγω των μειωμένων σεισμικών δράσεων μέσω της χρήσης του συντελεστή συμπεριφοράς q .

Πίνακας 7.4: Υπολογισμός δεικτών ανεπάρκειας δοκών σε κάμψη

Θέση	M	N	μ	ω	$A_{s,απ}$	$A_{s,διαθ}$	λ
Ακρ. στηρ. ισογείου M- (οπλ. άνω)	-281.37	0.0	0.352	0.459	16.59	7.63	2.17
Ακρ. στηρ. ισογείου M+ (οπλ. κάτω)	107.89	0.0	0.135	0.144	5.20	5.09	1.02
Ακρ. στηρ. 2ου ορόφου M- (οπλ. άνω)	-224.75	0.0	0.423	0.586	15.46	6.03	2.56
Ακρ. στηρ. 2ου ορόφου M+ (οπλ. κάτω)	23.78	0.0	0.045	0.046	1.21	4.02	0.30
Ακρ. στηρ. 3ου ορόφου M- (οπλ. άνω)	-151.11	0.0	0.284	0.349	9.20	6.03	1.52
Ακρ. στηρ. 3ου ορόφου M+ (οπλ. κάτω)	-10.02	0.0	-	-	-	-	-
Μεσ. στηρ. ισογείου M- (οπλ. άνω)	-301.58	0.0	0.377	0.503	18.18	12.72	1.43
Μεσ. στηρ. ισογείου M+ (οπλ. κάτω)	60.77	0.0	0.076	0.078	2.80	7.63	0.37
Μεσ. στηρ. 2ου ορόφου M- (οπλ. άνω)	-233.75	0.0	0.440	0.619	16.31	10.05	1.62
Μεσ. στηρ. 2ου ορόφου M+ (οπλ. κάτω)	6.38	0.0	0.012	0.015	0.39	6.03	0.07
Μεσ. στηρ. 3ου ορόφου M- (οπλ. άνω)	-188.53	0.0	0.355	0.464	12.23	10.05	1.22
Μεσ. στηρ. 3ου ορόφου M+ (οπλ. κάτω)	-57.81	0.0	-	-	-	-	-

Πίνακας 7.5: Υπολογισμός δεικτών ανεπάρκειας υποστυλωμάτων

Θέση	M	N	μ	ν	ω	$A_{s,απ}$	$A_{s,διαθ}$	λ
Εξωτερικά υποστ. ισογείου	194.99	-207.27	0.205	0.098	0.40	21.18	15.27	1.39
Εσωτερικό υποστ. ισογείου	308.93	-754.54	0.324	0.356	0.53	28.07	15.27	1.84
Εξωτερικά υποστ. 2 ^{ου} ορόφου	-49.77	-161.38	0.074	0.096	0.10	4.18	12.06	0.35
Εσωτερικό υποστ. 2 ^{ου} ορόφου	174.58	-501.63	0.261	0.300	0.40	16.74	12.06	1.39
Εξωτερικά υποστ. 3 ^{ου} ορόφου	-151.11	-137.30	0.226	0.082	0.45	18.83	12.06	1.56
Εσωτερικό υποστ. 3 ^{ου} ορόφου	-130.72	-256.16	0.195	0.153	0.35	14.65	12.06	1.21

7.5.2 Δείκτες ανεπάρκειας δομικών στοιχείων σε διάτμηση

Αντίστοιχα, υπολογίζονται και οι δείκτες ανεπάρκειας σε διάτμηση. Θεωρώντας (ο έλεγχος θα γίνει σε επόμενο κεφάλαιο), ότι τα στοιχεία είναι οιονεί-πλάστιμα (όχι ψαθυρά), ο έλεγχος σε διάτμηση γίνεται χωρίς ικανοτικό σχεδιασμό.

Από την επίλυση με το SAP2000 υπολογίζονται οι τέμνουσες δυνάμεις σε κάθε θέση του κτιρίου και για ευκολία στο παρόν παράδειγμα χρησιμοποιούνται μόνο οι θέσεις στις οποίες έγινε ο έλεγχος σε κάμψη. Οι τέμνουσες αυτές θα συγκριθούν με τις τέμνουσες αντοχής των διατομών και συγκεκριμένα τις $V_{Rd,max}$ και $V_{Rd,s}$, σύμφωνα με τον EC2 [4]. Επιπλέον, για διευκόλυνση των υπολογισμών (και φυσικά προς την πλευρά της ασφάλειας), θεωρείται στο παράδειγμα ότι ως τέμνουσες ελέγχου λαμβάνονται αυτούσιες οι τιμές που υπολογίζονται από το SAP2000 χωρίς να γίνεται (στις δοκούς) η μείωση παρειάς στις τέμνουσες παρειάς ή σε απόσταση d από αυτήν. Ουσιαστικά δηλαδή, συγκρίνεται η τέμνουσα δύναμη που υπολογίζεται σε κάθε θέση ελέγχου με την ελάχιστη των $V_{Rd,max}$ (σχέση 7.1) και $V_{Rd,s}$ (σχέση 7.2).

Η τέμνουσα αντοχής σε λοξή θλίψη του σκυροδέματος στον κορμό της διατομής υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (7.1)$$

όπου:

- α_{cw} συντελεστής για συνεκτίμηση εντατικής κατάστασης στο θλιβόμενο πέλμα ίσος με 1 για μη προεντεταμένες κατασκευές

- v_1 δείκτης μείωσης αντοχής σκυροδέματος ρηγματωμένου από διάτμηση που λαμβάνει γενικά τιμή $v_1 = 0.6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$

Εάν η τάση σχεδιασμού του οπλισμού διάτμησης είναι μικρότερη του 80% της χαρακτηριστικής τιμής της τάσης διαρροής (του διαμήκους οπλισμού) f_{yk} , τότε μπορεί να λαμβάνεται $v_1 = 0.6$ (για $f_{ck} \leq 60\text{MPa}$). Αυτό ενδέχεται να συμβαίνει στην περίπτωση που δε χρησιμοποιούνται ίδιες ποιότητες διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού.

- $z = 0.9 \cdot d$ ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων της διατομής
- θ γωνία κλίσης θλιβόμενων διαγωνίων σκυροδέματος

Η τέμνουσα αντοχής σε λοξή ρηγμάτωση λόγω του οπλισμού διάτμησης (συνδετήρες) υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (7.2)$$

όπου:

- $A_{sw} = n \cdot A_{\rho\alpha\beta\delta\omega\nu}$ με $n = 2$ για μονούς συνδετήρες (δίτημτους), $n = 4$ για διπλούς (τετράτημτους) κτλ.
- s η απόσταση μεταξύ των συνδετήρων
- $f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_s}$ η τιμή σχεδιασμού της αντοχής του οπλισμού διάτμησης

Αν η τάση σχεδιασμού του οπλισμού διάτμησης είναι μικρότερη του 80% της χαρακτηριστικής τιμής της τάσης διαρροής (βλ. εξ. 7.1) τότε $f_{ywd} = 0.8 \cdot f_{ywk}$

Παράδειγμα υπολογισμού

Στην ακραία στήριξη του ισογείου η τέμνουσα δύναμη προκύπτει από την επίλυση με το SAP2000 $V = 182.54\text{kN}$. Η διατομή στη θέση αυτή είναι 25/60, έχουν τοποθετηθεί 3Φ18 (7.63cm^2) και ο εγκάρσιος οπλισμός είναι 2τμητοι Φ8/150mm. Το στατικό ύψος είναι $d = 55.3\text{cm}$.

Η γωνία θ λαμβάνεται ότι είναι 45° οπότε $\cot \theta = \tan \theta = 1.0$.

Σύμφωνα με την 7.1, προκύπτει: $\alpha_{cw} = 1.0$, $z = 0.9 \cdot d = 0.498\text{m}$, $v_1 = 0.6 \cdot \left[1 - \frac{13.6}{250} \right] = 0.567$. Λαμβάνεται ως $f_{cd} = 10.46\text{MPa}$, όπως υπολογίστηκε παραπάνω.

Τελικά $V_{Rd,max} = 369.26\text{kN} > V$.

Σύμφωνα με την 7.2, προκύπτει $A_{sw} = 1.01\text{cm}^2$, $s = 15\text{cm}$ και λαμβάνεται ως $f_{ywd} = 400.0\text{MPa} = 40.0\text{kN/cm}^2$, όπως υπολογίστηκε παραπάνω, θεωρώντας ότι οι συνδετήρες έχουν την ίδια ποιότητα με το διαμήκη οπλισμό (βολεύει σε αυτή τη σχέση να τα μεγέθη να μπαίνουν σε kN και cm).

Τελικά $V_{Rd,s} = 133.42\text{kN} < V$.

Προκύπτει ότι $\min(V_{Rd,max}, V_{Rd,s}) = 133.42\text{kN}$ και ο δείκτης ανεπάρκειας σε διάτμηση είναι $\lambda_V = 182.54/133.42 = 1.37$

Με την ίδια διαδικασία υπολογίζονται οι δείκτες ανεπάρκειας σε τέμνουσα στις κρίσιμες θέσεις των δοκών και των υποστυλωμάτων (στις "όμοιες" λόγω της συμμετρίας του φορέα θέσεις λαμβάνεται η μέγιστη, σε απόλυτη τιμή, τέμνουσα).

Πίνακας 7.6: Υπολογισμός δεικτών ανεπάρκειας δοκών σε διάτμηση

Θέση	V	$V_{Rd,max}$	$V_{Rd,s}$	λ_V
Ακρ. στηρ. ισογείου	182.54	369.26	133.42	1.37
Μεσ. στηρ. ισογείου	194.78	369.26	133.42	1.46
Ακρ. στηρ. 2ου ορόφου	162.36	269.23	121.60	1.34
Μεσ. στηρ. 2ου ορόφου	167.16	269.23	121.60	1.37
Ακρ. στηρ. 3ου ορόφου	137.30	269.23	121.60	1.13
Μεσ. στηρ. 3ου ορόφου	152.79	269.23	121.60	1.26

Πίνακας 7.7: Υπολογισμός δεικτών ανεπάρκειας υποστυλωμάτων σε διάτμηση

Θέση	V	$V_{Rd,max}$	$V_{Rd,s}$	λ_V
Εξωτερικά υποστυλώματα ισογείου	94.50	484.38	182.31	0.52
Εσωτερικό υποστυλώμα ισογείου	124.18	484.38	182.31	0.68
Εξωτερικά υποστυλώματα 2ου ορόφου	90.52	378.21	128.12	0.71
Εσωτερικό υποστυλώμα 2ου ορόφου	112.49	378.21	128.12	0.88
Εξωτερικά υποστυλώματα 3ου ορόφου	80.70	378.21	128.12	0.63
Εσωτερικό υποστυλώμα 3ου ορόφου	69.32	378.21	128.12	0.54

Αποτίμηση με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. - Ανελαστική στατική ανάλυση

Η διαδικασία που παρουσιάζεται στο παρόν κεφάλαιο βασίζεται στην εφαρμογή των διατάξεων της 2ης Αναθεώρησης του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) [7] που έγινε το 2017.

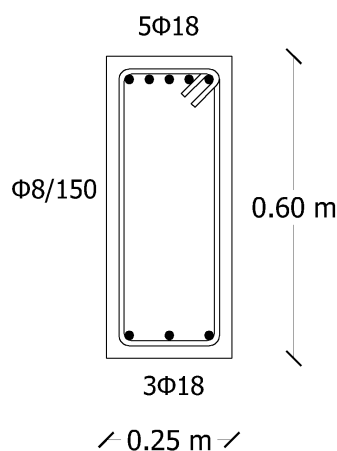
8.1 Διαγράμματα ροπών-στροφών

Θα παρουσιαστεί η διαδικασία υπολογισμού σε μία δοκό και σε ένα υποστύλωμα του φορέα, συγκεκριμένα:

- Στη μεσαία στήριξη των δοκών του ισογείου
- Στα ακραία υποστυλώματα του ισογείου

8.1.1 Παράδειγμα υπολογισμού δοκού - Αρνητικές ροπές

Η διατομή της δοκού φαίνεται στο σχήμα 8.1



Σχήμα 8.1: Διατομή μεσαίας στήριξης των δοκών του ισογείου

Σε πρώτη φάση παρουσιάζεται αναλυτικά ο υπολογισμός του διαγράμματος Μ-θ για τις αρνητικές ροπές (εφελκυσμός του άνω οπλισμού) ενώ στη συνέχεια θα πα-

ρατεθούν με συντομία και τα αποτελέσματα για τις θετικές ροπές (εφελκυσμός του κάτω οπλισμού)

8.1.1.1 Δεδομένα διατομής

Διαστάσεις της διατομής

$b = 0.25m$: το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης της διατομής

$h = 0.60m$: το ύψος της διατομής

Υλικά

$f_c = 16MPa = 16000kN/m^2$: η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος

$E_c = 25.3GPa = 25300000kN/m^2$: το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος

$f_y = 500MPa = 500000kN/m^2$: το όριο διαρροής του χάλυβα

$E_s = 200GPa = 200000000kN/m^2$: το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα

$f_{yw} = 500MPa = 500000kN/m^2$: το όριο διαρροής του χάλυβα των συνδετήρων

Οπλισμός

$c_{nom} = 30mm = 0.03m$: η επικάλυψη των οπλισμών (ονομαστική τιμή)

$\varnothing_L = 18mm = 0.018m$: η διάμετρος των εφελκυσμένων ράβδων (ή d_b ή \varnothing_{L1})

$A_s = 0.001272m^2 = 12.72cm^2$: το εμβαδόν του εφελκυσμένου οπλισμού (ή A_{s1})

$\varnothing'_L = 18mm = 0.018m$: η διάμετρος των ράβδων του θλιβόμενου οπλισμού (ή \varnothing_{L2})

$A'_s = 0.000763m^2 = 7.63cm^2$: το εμβαδόν του θλιβόμενου οπλισμού (ή A_{s2})

$\varnothing_{Lv} = 0$: η διάμετρος των ράβδων του ενδιάμεσου οπλισμού

$A_{sv} = 0$: το εμβαδόν του ενδιάμεσου οπλισμού

$\varnothing_d = 0$: η διάμετρος των ράβδων του δισδιαγώνιου οπλισμού

$A_{sd} = 0$: το εμβαδόν του δισδιαγώνιου οπλισμού

$\varnothing_w = 8mm = 0.008m$: η διάμετρος των συνδετήρων (ή d_w)

$A_{sh} = 0.000101m^2 = 1.01cm^2$: το εμβαδόν των συνδετήρων για 2μητους $\varnothing 8$ (ή A_{sw})

$s = 150mm = 0.150m$: η απόσταση μεταξύ των συνδετήρων

8.1.1.2 Στοιχεία διατομής που χρησιμοποιούνται στους υπολογισμούς

Γεωμετρικά στοιχεία

Σε δοκούς που συνδέονται και στα δύο άκρα με κατακόρυφα στοιχεία, το μήκος διάτμησης L_s μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το μισό του καθαρού ανοίγματος της δοκού.

$$L_s = \frac{1}{2} \cdot \left(L - \frac{h_{\nu\pi,\alpha\rho}}{2} - \frac{h_{\nu\pi,\delta\epsilon\xi}}{2} \right) = \frac{1}{2} \cdot \left(5.50 - \frac{0.45}{2} - \frac{0.45}{2} \right) = 2.525m \quad (8.1)$$

Οι σχέσεις υπολογισμού δίνονται στο Παράρτημα Α΄.3.2.

$$\begin{aligned}
\alpha_s &= \frac{L_s}{h} = \frac{2.525}{0.60} = 4.21 \\
d_1 &= c_{nom} + \varnothing_w + 0.5 \cdot \varnothing_L = 30mm + 8mm + 0.5 \cdot 18mm = 47mm = 0.047m \\
d_2 &= c_{nom} + \varnothing_w + 0.5 \cdot \varnothing'_L = 30mm + 8mm + 0.5 \cdot 18mm = 47mm = 0.047m \\
d &= h - d_1 = 0.60m - 0.047m = 0.553m \\
\delta' &= \frac{d'}{d} = \frac{0.047}{0.553} = 0.085 \\
s_h &= s = 0.150m \\
z &= d - d' = 0.506m
\end{aligned} \tag{8.2}$$

Παρατήρηση: Σε παλιότερες εκδόσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ως s_h ορίζονταν η καθαρή απόσταση μεταξύ των συνδετήρων δηλαδή $s_h = s - \varnothing_w$

Ποσοστά οπλισμού

- Εφελκυσμένος οπλισμός

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{12.72cm^2}{25cm \cdot 55.3cm} = 0.00920$$

$$\omega = \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot \frac{f_y}{f_c} = 0.288$$

- Θλιβόμενος οπλισμός

$$\rho' = \frac{A'_s}{b \cdot d} = \frac{7.63cm^2}{25cm \cdot 55.3cm} = 0.00552$$

$$\omega' = \frac{A'_s}{b \cdot d} \cdot \frac{f_y}{f_c} = 0.173$$

- Ενδιάμεσος οπλισμός

$$\rho_v = \frac{A_{sv}}{b \cdot d} = 0.0$$

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{b \cdot d} \cdot \frac{f_y}{f_c} = 0.0$$

- Σύνολο διαμήκους οπλισμού

$$\rho_{tot} = \rho + \rho' + \rho_v = 0.01473$$

$$\omega_{tot} = \omega + \omega' + \omega_v = 0.460$$

- Εγκάρσιος οπλισμός

$$\rho_s = \frac{A_{sh}}{b \cdot s_h} = \frac{1.01cm^2}{25cm \cdot 15.0cm} = 0.00268 \text{ (σχέση ΚΑΝ.ΕΠΕ.)}$$

$$\rho_w = \frac{A_{sh}}{b \cdot s \cdot \sin \alpha} = \frac{1.01cm^2}{25cm \cdot 15cm \cdot 1.0} = 0.00268 \text{ (σχέση EC2)}$$

Παρατήρηση: Μετά την αλλαγή στον ορισμό του s_h στη 2η αναθεώρηση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. τα ρ_s και ρ_w πρακτικά ταυτίζονται για συνδετήρες κάθετους στον άξονα των δομικών στοιχείων.

8.1.1.3 Υπολογισμός της καμπυλότητας και της ροπής διαρροής

Χρησιμοποιούνται οι σχέσεις υπολογισμού του παραρτήματος Α΄.3.3. Γίνεται ο έλεγχος αν η διαρροή της διατομής οφείλεται στη διαρροή του εφελκυσμένου οπλισμού ή σε μη-γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος. Έτσι, υπολογίζεται η καμπυλότητας διαρροής φ_y και για τις δύο περιπτώσεις και λαμβάνεται η μικρότερη τιμή.

$$\text{Ο λόγος } \alpha = \frac{E_s}{E_c} = 7.905$$

Διαρροή του εφελκυσμένου οπλισμού

$$\begin{aligned} A &= \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{b \cdot d \cdot f_y} = 0.01473 \\ B &= \rho + \rho' \cdot \delta' + 0.5 \cdot \rho_v \cdot (1 + \delta') + \frac{N}{b \cdot d \cdot f_y} = 0.00967 \\ \xi_y &= (\alpha^2 \cdot A^2 + 2 \cdot \alpha \cdot B)^{0.5} - \alpha \cdot A = 0.292 \\ \varphi_y &= \frac{f_y}{E_s \cdot (1 - \xi_y) \cdot d} = 0.00638 m^{-1} \end{aligned}$$

Μη-γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος

$$\begin{aligned} A &= \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{\varepsilon_c \cdot E_s \cdot b \cdot d} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1.8 \cdot \alpha \cdot b \cdot d \cdot f_c} = 0.01473 \\ B &= \rho + \rho' \cdot \delta' + 0.5 \cdot \rho_v \cdot (1 + \delta') = 0.00967 \\ \xi_y &= (\alpha^2 \cdot A^2 + 2 \cdot \alpha \cdot B)^{0.5} - \alpha \cdot A = 0.292 \\ \varphi_y &= \frac{\varepsilon_c}{\xi_y \cdot d} \approx \frac{1.8 \cdot f_c}{E_c \cdot \xi_y \cdot d} = 0.00706 m^{-1} \end{aligned}$$

Τελικές τιμές στη διαρροή

Παρατηρείται ότι προηγείται η διαρροή λόγω χάλυβα, οπότε τελικά:

$$\begin{aligned} \xi_y &= 0.292 \\ x_y &= \xi_y \cdot d = 0.161 m \text{ (Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή)} \\ \varphi_y &= 0.00638 m^{-1} \\ \frac{M_y}{bd^3} &= \varphi_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0.5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[(1 - \xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1 - \delta') \right] \cdot (1 - \delta') \frac{E_s}{2} \right\} \Rightarrow \\ M_y &= 318.36 kNm \end{aligned}$$

8.1.1.4 Υπολογισμός της στροφής διαρροής

Για δοκούς ή υποστυλώματα η γωνία στροφής χορδής θ_y στην καμπτική διαρροή μπορεί να εκτιμηθεί από την ακόλουθη έκφραση (μονάδες: m, MPa), σύμφωνα με το παράστημα Α΄.3.4:

$$\theta_y = \varphi_y \cdot \frac{L_s + a_V \cdot z}{3} + 0.0014 \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{h}{L_s}\right) + \frac{\varphi_y \cdot d_b \cdot f_y}{8 \cdot \sqrt{f_c}} \quad (8.3)$$

Στην παραπάνω σχέση ο 1^{ος} όρος εκφράζει την συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων, ο 2^{ος} όρος εκφράζει τις μέσες διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος L_s , ενώ ο 3^{ος} όρος εκφράζει την επιρροή της εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου.

Ο συντελεστής a_V ισούται με 1 εάν η τέμνουσα, $V_{R,c}$, που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου, υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή $V_{Mu} = M_y/L_s$, και με 0 αν είναι μεγαλύτερη.

Η $V_{R,c}$ προκύπτει από τη σχέση Α.18

$$V_{R,c} = \left[\max \left(180(100 \cdot \rho_{tot})^{1/3}, 35 \sqrt{1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}} \cdot f_c^{1/6}} \right) \left(1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}} \right) f_c^{1/3} + 0.15 \frac{N}{A_c} \right] \cdot b \cdot d \quad (8.4)$$

$$\text{Παρατηρείται ότι: } V_{R,c} = 114.24 < V_{Mu} = \frac{M_y}{L_s} = \frac{318.36 \text{ kNm}}{2.525 \text{ m}} = 126.08 \text{ kN}.$$

Συνεπώς: $a_V = 1.0$.

Τελικά προκύπτει $\theta_y = 0.0101$

8.1.1.5 Υπολογισμός της στροφής αστοχίας

Η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία δοκών ή υποστυλωμάτων που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα μπορεί να εκτιμηθεί από την εμπειρική σχέση (μονάδες: MPa):

$$\theta_{um} = 0.016 \cdot (0.3^v) \cdot \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, (\omega_{tot} - \omega'))} \cdot f_c \right]^{0.225} \cdot (\alpha_s)^{0.35} \cdot 25 \left(\alpha_s \cdot \rho_s \cdot \frac{f_{yw}}{f_c} \right) \cdot (1.25^{100\rho_d}) \quad (8.5)$$

όπου:

$$v = \frac{N}{b h f_c} = 0$$

$$\omega' = 0.173$$

$$\omega_{tot} = 0.460$$

$$\alpha_s = 4.21$$

$$\rho_s = \frac{A_{sh}}{b \cdot s_h} = 0.00268$$

$$\rho_d = 0.0$$

α : Σύμφωνα με τα παρακάτω

Συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιξης

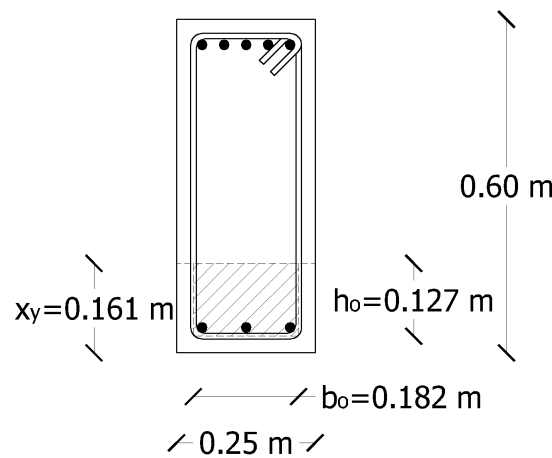
Ο συντελεστής α υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_o}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6 \cdot b_o \cdot h_o}\right) \quad (8.6)$$

Οι διαστάσεις του πυρήνα υπολογίζονται αρχικά ως:

$$h_o = h - 2 \cdot (c_{nom} + 0.5 \cdot \varnothing_w) = 0.60 - 2 \cdot (0.030 + 0.5 \cdot 0.008) = 0.532m \quad (8.7)$$

$$b_o = b - 2 \cdot (c_{nom} + 0.5 \cdot \varnothing_w) = 0.25 - 2 \cdot (0.030 + 0.5 \cdot 0.008) = 0.182m \quad (8.8)$$



Σχήμα 8.2: Περίσφιξη στη θλιβόμενη ζώνη της διατομής

Παρατηρείται ότι $h_o/b_o = 2.92 > 2.0$, οπότε χρησιμοποιείται ως h_o , αντί για την τιμή που υπολογίστηκε παραπάνω, το ύψος της θλιβόμενης ζώνης εντός του περισφιγμένου πυρήνα (σχήμα 8.2), δηλαδή:

$$h_o = x_y - (c_{nom} + 0.5 \cdot \varnothing_w) = 0.161 - (0.030 + 0.5 \cdot 0.008) = 0.127m \quad (8.9)$$

Οι αποστάσεις b_i είναι τελικά οι εξής: (0.182, 0.127m, 0.182, 0.127m). Οπότε,

$$\sum b_i^2 = 0.0986m^2 \quad (8.10)$$

Αντικαθιστώντας όλα τα μεγέθη στην 8.6 προκύπτει:

$$\alpha = 0.0701$$

και τελικά η μέση τιμή της στροφής αστοχίας είναι:

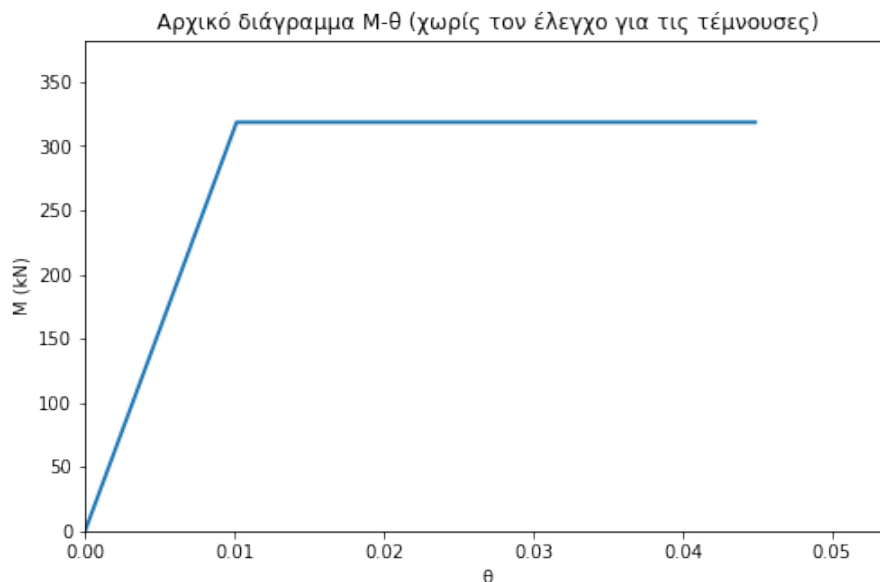
$$\theta_{um} = 0.0449$$

Με την τιμή αυτή η διαθέσιμη πλαστιμότητα στροφών υπολογίζεται ως

$$\mu_{\theta, \delta i a \theta} = \frac{\theta_{um}}{\theta_y} = 4.42 \quad (8.11)$$

8.1.1.6 Αρχικό διάγραμμα M-θ

Από τους παραπάνω υπολογισμούς προκύπτει το διάγραμμα ροπών-στροφών που παρουσιάζεται στο σχήμα 8.3. Το διάγραμμα αυτό ενδέχεται να τροποποιηθεί σε περίπτωση που οι διατμητικές βλάβες προηγούνται των καμπτικών. Έτσι, απαιτείται ο υπολογισμός της διατμητικής αντοχής και οι έλεγχοι που περιγράφονται στις επόμενες παραγράφους.



Σχήμα 8.3: Αρχικό διάγραμμα M-θ (χωρίς τον έλεγχο για τις τέμνουσες)

8.1.1.7 Υπολογισμός διατμητικής αντοχής

Ο υπολογισμός γίνεται σύμφωνα με το παράρτημα Α΄.3.6. Η τέμνουσα αντοχής V_R δίνεται από τη σχέση (μονάδες MN, m):

$$V_R = \frac{h - x_y}{2L_s} \cdot \min(N, 0.55 \cdot A_c \cdot f_c) + (1 - 0.05 \cdot \min(5, \mu_{\theta}^{pl})) \cdot \left[0.16 \cdot \max(0.5, 100\rho_{tot}) (1 - 0.16 \cdot \min(5, a_s)) \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_c + V_w \right] \quad (8.12)$$

όπου,

$$x_y = 0.161m$$

$$N = 0MN$$

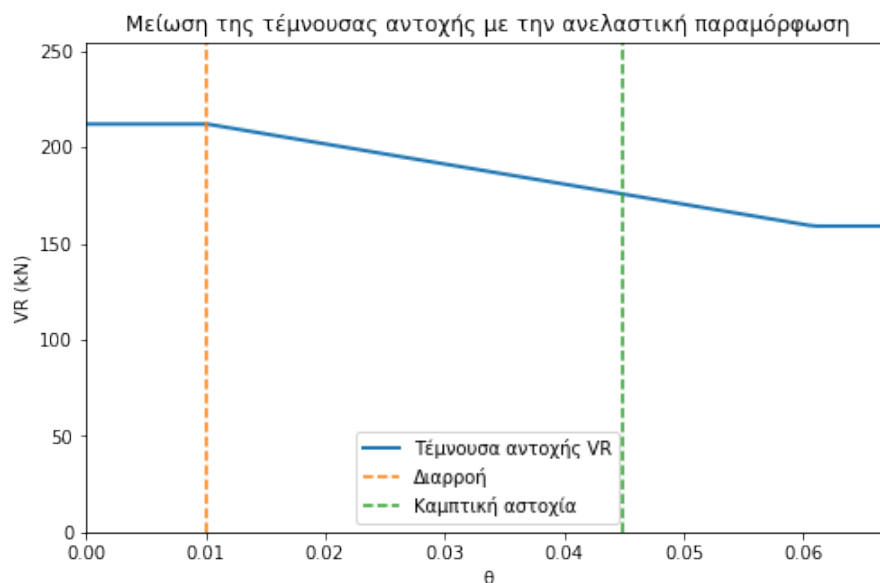
$$A_c = b \cdot d = 0.138m^2$$

$$\rho_{tot} = 0.01473$$

$$V_w = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw} = 0.00268 \cdot 0.25m \cdot 0.506m \cdot 500000kN/m^2 = 169.56kN = 0.16956MN$$

$$\mu_{\theta}^{pl} = \frac{\theta_{pl}}{\theta_y} = \frac{\theta - \theta_y}{\theta_y} = \frac{\theta}{\theta_y} - 1 = \mu_{\theta} - 1$$

Σχεδιάζεται το διάγραμμα $\theta - V_R$ και παρουσιάζεται στο σχήμα 8.4



Σχήμα 8.4: Μείωση της διατμητικής αντοχής με την αύξηση της πλαστικής στρώφης

8.1.1.8 Έλεγχος σειράς εμφάνισης αστοχιών

Υπολογίζονται οι καμπτικές ροπές που αντιστοιχούν στις τέμνουσες αντοχής για κάθε τιμή της γωνίας θ (ή της μ_{θ}^{pl}) από τη σχέση $M = V_R \cdot L_s$. Οι τιμές αυτές συγκρίνονται με το αρχικό διάγραμμα $M - \theta$, όπως φαίνεται στο σχήμα 8.5.

Παρατηρείται ότι σε όλο το εύρος των στρώφης θ , η ροπή που αντιστοιχεί στη τέμνουσα αστοχίας υπερβαίνει το αρχικό διάγραμμα $M - \theta$. Αυτό σημαίνει ότι η διατομή διαθέτει αντοχή σε διάτμηση, τέτοια ώστε πάντα να προηγείται η αστοχία από κάμψη. Άρα, οι αρχικά υπολογισμένες τιμές των στρώφης διαρροής και αστοχίας παραμένουν αμετάβλητες.

Οι τελικές τιμές του διαγράμματος είναι:

$$M_y = M_u = 318.36 \text{ kNm}, \theta_y = 0.0101, \theta_{um} = 0.0449$$

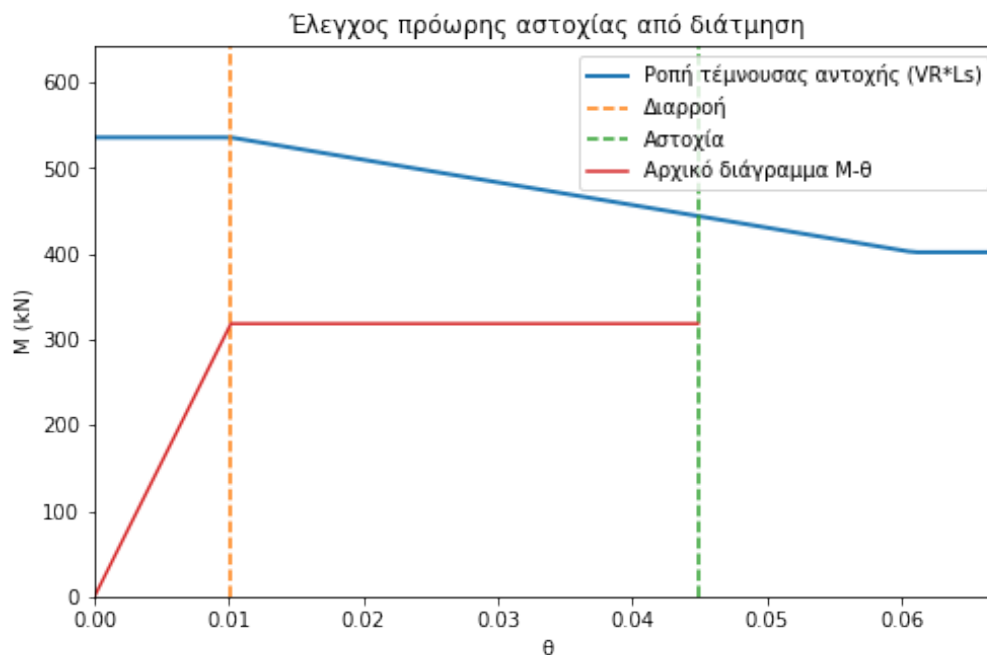
8.1.1.9 Δεδομένα για το SAP2000

Ενεργός δυσκαμψία - Μειωτικός συντελεστής

Στο SAP2000 απαιτείται να οριστεί ο μειωτικός συντελεστής με τον οποίο προσομοιώνονται οι ρηγματωμένες διατομές των δομικών στοιχείων. Η ενεργός δυσκαμψία υπολογίζεται με τη βοήθεια του διαγράμματος $M - \theta$ από τη σχέση:

$$K = \frac{M_y \cdot L_s}{3 \cdot \theta_y} \quad (8.13)$$

Η ενεργός δυσκαμψία K του συνολικού μήκους του στοιχείου μπορεί να λαμβάνεται ίση με τον μέσο όρο των τιμών που υπολογίζονται από τη σχέση 8.13 στις δύο ακραίες διατομές του στοιχείου. Αν οι διατομές αυτές έχουν μη-συμμετρικό σχήμα ή οπλισμό (δηλαδή, διαφορετικό για θετική ή αρνητική ροπή κάμψης), λαμβάνονται



Σχήμα 8.5: Έλεγχος πρόωρης αστοχίας από διάτμηση

οι μέσοι όροι των τιμών του K από τη σχέση 8.13 για τις δύο φορές της κάμψης (θετική ή αρνητική).

Για την αρνητική φορά της κάμψης (εφελκυσμός του άνω τμήματος της δοκού) η σχέση 8.13 δίνει $K = 26421.0 \text{ kNm}^2$.

Η δυσκαμψία της πλήρους (μη ρηγματωμένης) διατομής δίνεται από τη σχέση

$$K_0 = E_c \cdot I \quad (8.14)$$

όπου $I = b \cdot h^3/12$, η ροπή αδράνειας για ορθογωνικές διατομές και E_c το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος.

Προκύπτει: $K_0 = 113850.0 \text{ kNm}^2$

Από τον λόγο των παραπάνω τιμών υπολογίζεται ότι ο μειωτικός συντελεστής που θα χρησιμοποιηθεί για την κάμψη στο SAP2000 θα είναι $\frac{K}{K_0} = 0.232$

Ιδιότητες πλαστικής άρθρωσης

Στο SAP2000 δε δίνεται η συνολική διαθέσιμη στροφή της διατομής αλλά μόνο το πλαστικό μέρος αυτής, δηλαδή $\theta_{pl} = \theta_{um} - \theta_y = 0.0347$ καθώς οι πλαστικές αρθρώσεις ενεργοποιούνται μόνο όταν η ροπή στο δομικό στοιχείο φτάσει τη ροπή διαρροής (μέχρι τότε λειτουργούν στην ελαστική περιοχή οπότε υπολογίζονται από το πρόγραμμα οι ελαστικές παραμορφώσεις τους).

Γίνεται η παραδοχή ότι στο σημείο της θεωρητικής αστοχίας (όταν $\theta = \theta_{um}$) υπάρχει πτώση αντοχής 80% οπότε η ροπή πέφτει στο $0.2M_y$. Στη συνέχεια η τιμή αυτή παραμένει σταθερή έως ότου η πλαστική στροφή γίνει ίση με 5 φορές τη διαθέσιμη

πλαστική στρόφη της διατομής $5 \cdot \theta_{pl,διαθ}$. Τα σημεία A, B, C, D & E ορίζονται στον πίνακα 8.1

Πίνακας 8.1: Ιδιότητες πλαστικής άρθρωσης για τις αρνητικές ροπές

	M	θ
A	0.00	0.0000
B	318.36	0.0000
C	318.36	0.0347
D	63.67	0.0347
E	63.67	0.1735

8.1.2 Παράδειγμα υπολογισμού δοκού - Θετικές ροπές

Τα δεδομένα της διατομής παραμένουν ακριβώς τα ίδια, με τη μόνη διαφορά ότι ως εφελκυσμένος οπλισμός είναι αυτή τη φορά 3 \varnothing 18 (οι ράβδοι του κάτω τμήματος) και θλιβόμενος 5 \varnothing 18 (οι ράβδοι του άνω τμήματος). Εφαρμόζοντας την ίδια διαδικασία προκύπτουν οι τιμές του πίνακα 8.2.

Πίνακας 8.2: Ιδιότητες πλαστικής άρθρωσης για τις αρνητικές ροπές

	M	θ
A	0.00	0.0000
B	194.89	0.0000
C	194.89	0.0472
D	38.98	0.0472
E	38.98	0.2358

Η ενεργός δυσκαμψία υπολογίζεται αυτή τη φορά $K = 19509.0 kNm^2$, οπότε ο μειωτικός συντελεστής για το SAP2000 είναι $\frac{K}{K_0} = 0.171$

Το διάγραμμα $M - \theta$ καθώς και ο έλεγχος πρόωρης αστοχίας της διατομής από διάτμηση παρουσιάζονται στο σχήμα 8.6

8.1.3 Παράδειγμα υπολογισμού υποστυλώματος

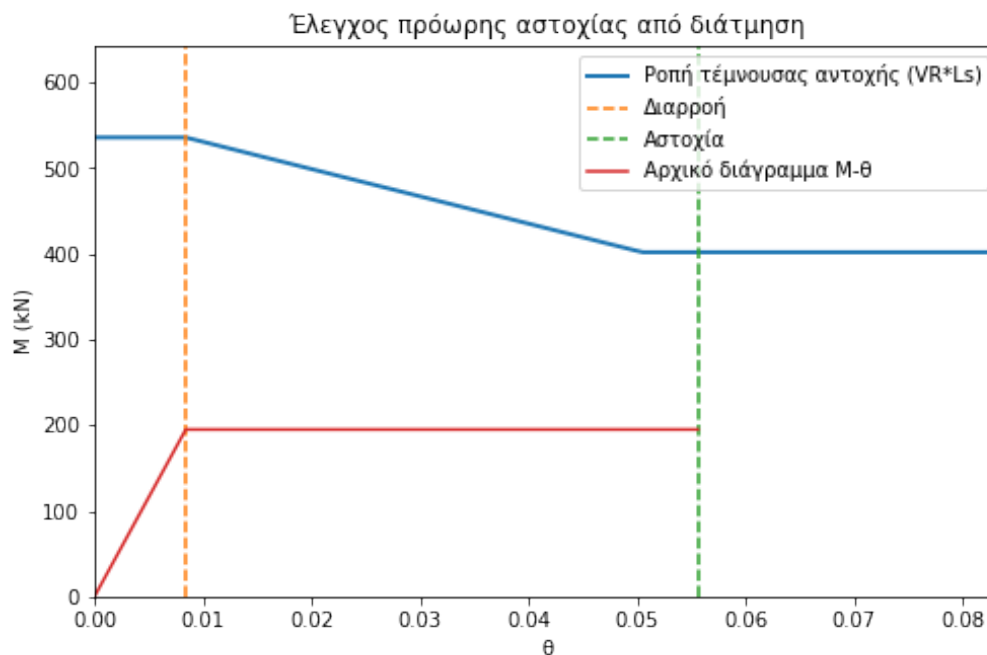
Η διατομή του υποστυλώματος φαίνεται στο σχήμα 8.7

8.1.3.1 Δεδομένα διατομής

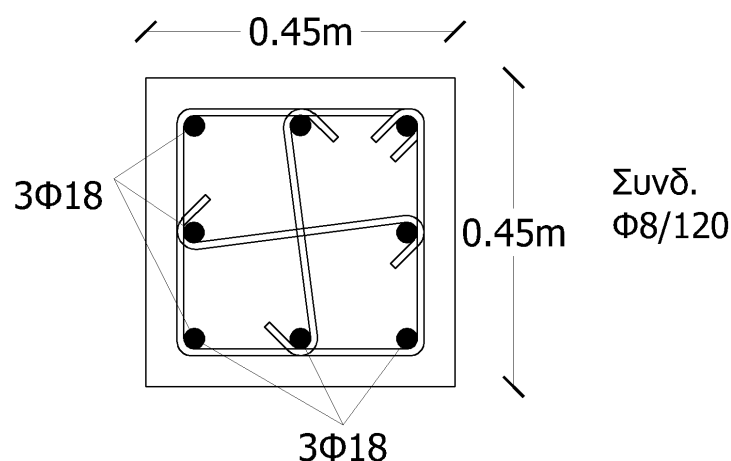
Διαστάσεις της διατομής

$b = 0.45m$: το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης της διατομής

$h = 0.45m$: το ύψος της διατομής



Σχήμα 8.6: Έλεγχος πρόωρης αστοχίας από διάτμηση για τις θετικές ροπές



Σχήμα 8.7: Διατομή ακραίων στύλων του ισογείου

Υλικά

$f_c = 16\text{MPa} = 16000\text{kN/m}^2$: η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος
 $E_c = 25.3\text{GPa} = 25300000\text{kN/m}^2$: το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος
 $f_y = 500\text{MPa} = 500000\text{kN/m}^2$: το όριο διαρροής του χάλυβα
 $E_s = 200\text{GPa} = 200000000\text{kN/m}^2$: το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα
 $f_{yw} = 500\text{MPa} = 500000\text{kN/m}^2$: το όριο διαρροής του χάλυβα των συνδετήρων

Οπλισμός

$c_{nom} = 30mm = 0.03m$: η επικάλυψη των οπλισμών (ονομαστική τιμή)
$\varnothing_L = 18mm = 0.018m$: η διάμετρος των εφελκυσμένων ράβδων (ή d_b ή \varnothing_{L1})
$A_s = 0.000763m^2 = 7.63cm^2$: το εμβαδόν του εφελκυσμένου οπλισμού (ή A_{s1})
$\varnothing'_L = 18mm = 0.018m$: η διάμετρος των ράβδων του θλιβόμενου οπλισμού (ή \varnothing_{L2})
$A'_s = 0.000763m^2 = 7.63cm^2$: το εμβαδόν του θλιβόμενου οπλισμού (ή A_{s2})
$\varnothing_{Lv} = 18mm = 0.018m$: η διάμετρος των ράβδων του ενδιάμεσου οπλισμού
$A_{sv} = 0.000509m^2 = 5.09cm^2$: το εμβαδόν του ενδιάμεσου οπλισμού
$\varnothing_d = 0$: η διάμετρος των ράβδων του δισδιαγώνιου οπλισμού
$A_{sd} = 0$: το εμβαδόν του δισδιαγώνιου οπλισμού
$\varnothing_w = 8mm = 0.008m$: η διάμετρος των συνδετήρων (ή d_w)
$A_{sh} = 0.000151m^2 = 1.51cm^2$: το εμβαδόν των συνδετήρων για 3μητους $\varnothing 8$ (ή A_{sw})
$s = 120mm = 0.120m$: η απόσταση μεταξύ των συνδετήρων

Αξονικό φορτίο

$N = 299.77kN$: Αξονικό φορτίο στη διατομή (θετική η θλίψη). Λαμβάνεται το αξονικό φορτίο που αντιστοιχεί στο συνδυασμό $G+0.3Q$

8.1.3.2 Στοιχεία διατομής που χρησιμοποιούνται στους υπολογισμούς

Γεωμετρικά στοιχεία

Σε δοκούς που συνδέονται και στα δύο άκρα με κατακόρυφα στοιχεία, το μήκος διάτμησης L_s μπορεί να λαμβάνεται ίσο με το μισό του καθαρού ανοίγματος της δοκού.

$$L_s = \frac{1}{2} \cdot (H - h_{\delta\sigma\kappa, \alpha\nu\omega}) = \frac{1}{2} \cdot (4.00 - 0.60) = 1.70m \quad (8.15)$$

Οι σχέσεις υπολογισμού δίνονται στο Παράρτημα Α΄.3.2.

$$\begin{aligned} \alpha_s &= \frac{L_s}{h} = \frac{1.70}{0.45} = 3.78 \\ d_1 &= c_{nom} + \varnothing_w + 0.5 \cdot \varnothing_L = 30mm + 8mm + 0.5 \cdot 18mm = 47mm = 0.047m \\ d_2 &= c_{nom} + \varnothing_w + 0.5 \cdot \varnothing'_L = 30mm + 8mm + 0.5 \cdot 18mm = 47mm = 0.047m \\ d &= h - d_1 = 0.45m - 0.047m = 0.403m \\ \delta' &= \frac{d'}{d} = \frac{0.047}{0.403} = 0.117 \\ s_h &= s = 0.120m \\ z &= d - d' = 0.356m \end{aligned} \quad (8.16)$$

Παρατήρηση: Σε παλιότερες εκδόσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ως s_h ορίζονταν η καθαρή απόσταση μεταξύ των συνδετήρων δηλαδή $s_h = s - \varnothing_w$

Ποσοστά οπλισμού

- Εφελκούμενος οπλισμός

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{7.63 \text{ cm}^2}{45 \text{ cm} \cdot 40.3 \text{ cm}} = 0.00421$$

$$\omega = \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot \frac{f_y}{f_c} = 0.132$$

- Θλιβόμενος οπλισμός

$$\rho' = \frac{A'_s}{b \cdot d} = \frac{7.63 \text{ cm}^2}{45 \text{ cm} \cdot 40.3 \text{ cm}} = 0.00421$$

$$\omega' = \frac{A'_s}{b \cdot d} \cdot \frac{f_y}{f_c} = 0.132$$

- Ενδιάμεσος οπλισμός

$$\rho_v = \frac{A_{sv}}{b \cdot d} = \frac{5.09 \text{ cm}^2}{45 \text{ cm} \cdot 40.3 \text{ cm}} = 0.00281$$

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{b \cdot d} \cdot \frac{f_y}{f_c} = 0.088$$

- Σύνολο διαμήκους οπλισμού

$$\rho_{tot} = \rho + \rho' + \rho_v = 0.01123$$

$$\omega_{tot} = \omega + \omega' + \omega_v = 0.351$$

- Εγκάρσιος οπλισμός

$$\rho_s = \frac{A_{sh}}{b \cdot s_h} = \frac{1.51 \text{ cm}^2}{45 \text{ cm} \cdot 12.0 \text{ cm}} = 0.00279 \text{ (σχέση ΚΑΝ.ΕΠΕ.)}$$

$$\rho_w = \frac{A_{sh}}{b \cdot s \cdot \sin \alpha} = \frac{1.51 \text{ cm}^2}{45 \text{ cm} \cdot 12 \text{ cm} \cdot 1.0} = 0.00279 \text{ (σχέση EC2)}$$

Παρατήρηση: Μετά την αλλαγή στον ορισμό του s_h στη 2η αναθεώρηση του ΚΑΝ.ΕΠΕ. τα ρ_s και ρ_w πρακτικά ταυτίζονται για συνδετήρες κάθετους στον άξονα των δομικών στοιχείων.

8.1.3.3 Υπολογισμός της καμπυλότητας και της ροπής διαρροής

Χρησιμοποιούνται οι σχέσεις υπολογισμού του παραρτήματος Α΄.3.3. Γίνεται ο έλεγχος αν η διαρροή της διατομής οφείλεται στη διαρροή του εφελκούμενου οπλισμού ή σε μη-γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος. Έτσι, υπολογίζεται η καμπυλότητας διαρροής φ_y και για τις δύο περιπτώσεις και λαμβάνεται η μικρότερη τιμή.

$$\text{Ο λόγος } \alpha = \frac{E_s}{E_c} = 7.905$$

Διαρροή του εφελκυσμένου οπλισμού

$$A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{b \cdot d \cdot f_y} = 0.01453$$

$$B = \rho + \rho' \cdot \delta' + 0.5 \cdot \rho_v \cdot (1 + \delta') + \frac{N}{b \cdot d \cdot f_y} = 0.00957$$

$$\xi_y = (\alpha^2 \cdot A^2 + 2 \cdot \alpha \cdot B)^{0.5} - \alpha \cdot A = 0.291$$

$$\varphi_y = \frac{f_y}{E_s \cdot (1 - \xi_y) \cdot d} = 0.00875 m^{-1}$$

Μη-γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος

$$A = \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{\varepsilon_c \cdot E_s \cdot b \cdot d} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1.8 \cdot \alpha \cdot b \cdot d \cdot f_c} = 0.00397$$

$$B = \rho + \rho' \cdot \delta' + 0.5 \cdot \rho_v \cdot (1 + \delta') = 0.00627$$

$$\xi_y = (\alpha^2 \cdot A^2 + 2 \cdot \alpha \cdot B)^{0.5} - \alpha \cdot A = 0.285$$

$$\varphi_y = \frac{\varepsilon_c}{\xi_y \cdot d} \approx \frac{1.8 \cdot f_c}{E_c \cdot \xi_y \cdot d} = 0.00991 m^{-1}$$

Τελικές τιμές στη διαρροή

Παρατηρείται ότι προηγείται η διαρροή λόγω χάλυβα, οπότε τελικά:

$$\xi_y = 0.291$$

$$x_y = \xi_y \cdot d = 0.117 m \text{ (Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή)}$$

$$\varphi_y = 0.00875 m^{-1}$$

$$\frac{M_y}{bd^3} = \varphi_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0.5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[(1 - \xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1 - \delta') \right] \cdot (1 - \delta') \frac{E_s}{2} \right\} \Rightarrow$$

$$M_y = 221.16 kNm$$

8.1.3.4 Υπολογισμός της στροφής διαρροής

Για δοκούς ή υποστυλώματα η γωνία στροφής χορδής θ_y στην καμπτική διαρροή μπορεί να εκτιμηθεί από την ακόλουθη έκφραση (μονάδες: m, MPa), σύμφωνα με το παράρτημα Α'3.4:

$$\theta_y = \varphi_y \cdot \frac{L_s + a_V \cdot z}{3} + 0.0014 \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{h}{L_s} \right) + \frac{\varphi_y \cdot d_b \cdot f_y}{8 \cdot \sqrt{f_c}} \quad (8.17)$$

Στην παραπάνω σχέση ο 1^{ος} όρος εκφράζει την συμβολή των καμπτικών παραμορφώσεων, ο 2^{ος} όρος εκφράζει τις μέσες διατμητικές παραμορφώσεις στο μήκος L_s , ενώ ο 3^{ος} όρος εκφράζει την επιρροή της εξόλκευσης του τμήματος των ράβδων πέραν της ακραίας διατομής του στοιχείου.

Ο συντελεστής a_V ισούται με 1 εάν η τέμνουσα, $V_{R,c}$, που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου, υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή $V_{Mu} = M_y/L_s$, και με 0 αν είναι μεγαλύτερη.

Η $V_{R,c}$ προκύπτει από τη σχέση Α'.18

$$V_{R,c} = \left[\max \left(180(100 \cdot \rho_{tot})^{1/3}, 35 \sqrt{1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}} \cdot f_c^{1/6}} \right) \left(1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}} \right) f_c^{1/3} + 0.15 \frac{N}{A_c} \right] \cdot b \cdot d \quad (8.18)$$

Παρατηρείται ότι: $V_{R,c} = 185.98kN > V_{Mu} = \frac{M_y}{L_s} = \frac{221.16kNm}{1.7m} = 130.10kN$.

Συνεπώς: $a_V = 0.0$

Τελικά προκύπτει $\theta_y = 0.0094$

8.1.3.5 Υπολογισμός της στροφής αστοχίας

Η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία δοκών ή υποστυλωμάτων που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα μπορεί να εκτιμηθεί από την εμπειρική σχέση (μονάδες: MPa):

$$\theta_{um} = 0.016 \cdot (0.3^v) \cdot \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, (\omega_{tot} - \omega'))} \cdot f_c \right]^{0.225} \cdot (\alpha_s)^{0.35} \cdot 25^{\left(\alpha \cdot \rho_s \cdot \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \cdot (1.25^{100\rho_d}) \quad (8.19)$$

όπου:

$$v = \frac{N}{bh f_c} = 0.093$$

$$\omega' = 0.132$$

$$\omega_{tot} = 0.351$$

$$\alpha_s = 3.78$$

$$\rho_s = \frac{A_{sh}}{b \cdot s_h} = 0.00279$$

$$\rho_d = 0.0$$

α : Σύμφωνα με τα παρακάτω

Συντελεστής αποδοτικότητας της περίσφιξης

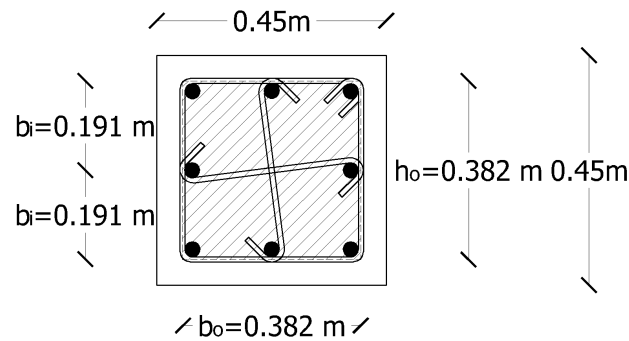
Ο συντελεστής α υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_o} \right) \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_o} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6 \cdot b_o \cdot h_o} \right) \quad (8.20)$$

Οι διαστάσεις του πυρήνα υπολογίζονται αρχικά ως:

$$h_o = h - 2 \cdot (c_{nom} + 0.5 \cdot \varnothing_w) = 0.45 - 2 \cdot (0.030 + 0.5 \cdot 0.008) = 0.382m \quad (8.21)$$

$$b_o = b - 2 \cdot (c_{nom} + 0.5 \cdot \varnothing_w) = 0.45 - 2 \cdot (0.030 + 0.5 \cdot 0.008) = 0.382m \quad (8.22)$$



Σχήμα 8.8: Περίσφιξη υποστυλώματος

Παρατηρείται ότι $h_o/b_o = 1.00 < 2.0$, οπότε χρησιμοποιούνται οι τιμές αυτές και τα b_i (8 αποστάσεις) σύμφωνα με το σχήμα 8.8 και έχουν τιμή ίση με 0.191m. Οπότε,

$$\sum b_i^2 = 0.2918m^2 \quad (8.23)$$

Αντικαθιστώντας όλα τα μεγέθη στην 8.20 προκύπτει:

$$\alpha = 0.4737$$

και τελικά η μέση τιμή της στροφής αστοχίας

$$\theta_{um} = 0.0433$$

Με την τιμή αυτή η διαθέσιμη πλαστιμότητα στροφών υπολογίζεται ως

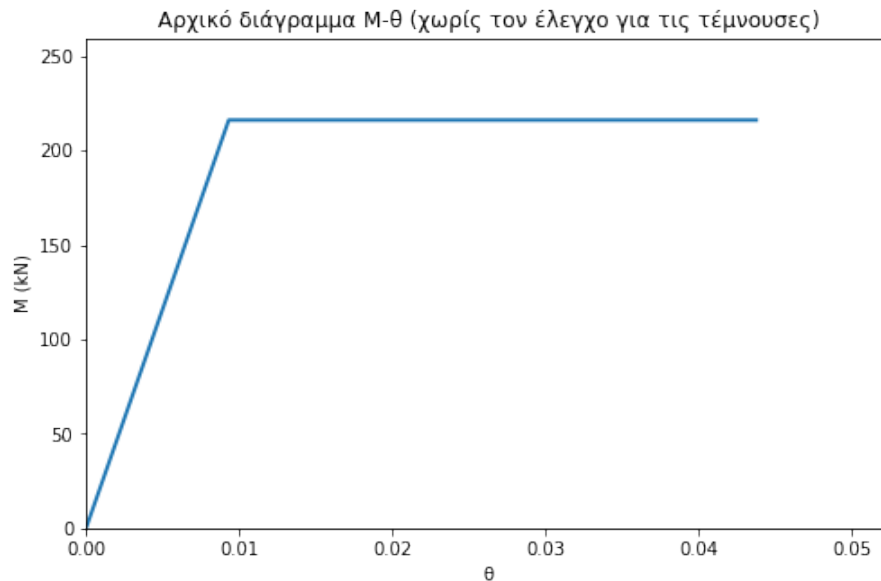
$$\mu_{\theta,διαθ} = \frac{\theta_{um}}{\theta_y} = 4.62 \quad (8.24)$$

8.1.3.6 Αρχικό διάγραμμα Μ-θ

Από τους παραπάνω υπολογισμούς προκύπτει το διάγραμμα ροπών-στροφών που παρουσιάζεται στο σχήμα 8.9. Το διάγραμμα αυτό ενδέχεται να τροποποιηθεί σε περίπτωση που οι διατμητικές βλάβες προηγούνται των καμπτικών. Έτσι, απαιτείται ο υπολογισμός της διατμητικής αντοχής και οι έλεγχοι που περιγράφονται στις επόμενες παραγράφους.

8.1.3.7 Υπολογισμός διατμητικής αντοχής

Ο υπολογισμός γίνεται σύμφωνα με το παράρτημα Α'3.6. Η τέμνουσα αντοχής V_R δίνεται από τη σχέση (μονάδες MN, m):



Σχήμα 8.9: Αρχικό διάγραμμα Μ-θ (χωρίς τον έλεγχο για τις τέμνουσες)

$$V_R = \frac{h - x_y}{2L_s} \cdot \min(N, 0.55 \cdot A_c \cdot f_c) + (1 - 0.05 \cdot \min(5, \mu_{\theta}^{pl})) \cdot \left[0.16 \cdot \max(0.5, 100\rho_{tot}) (1 - 0.16 \cdot \min(5, a_s)) \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_c + V_w \right] \quad (8.25)$$

όπου,

$$\begin{aligned} x_y &= 0.115m \\ N &= 299.77kN = 0.29977MN \\ A_c &= b \cdot d = 0.181m^2 \\ \rho_{tot} &= 0.01123 \\ V_w &= \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw} = 0.00279 \cdot 0.45m \cdot 0.356m \cdot 500000kN/m^2 = 223.68kN = 0.22368MN \\ \mu_{\theta}^{pl} &= \frac{\theta_{pl}}{\theta_y} = \frac{\theta - \theta_y}{\theta_y} = \frac{\theta}{\theta_y} - 1 = \mu_{\theta} - 1 \end{aligned}$$

Σχεδιάζεται το διάγραμμα $\theta - V_R$ και παρουσιάζεται στο σχήμα 8.10

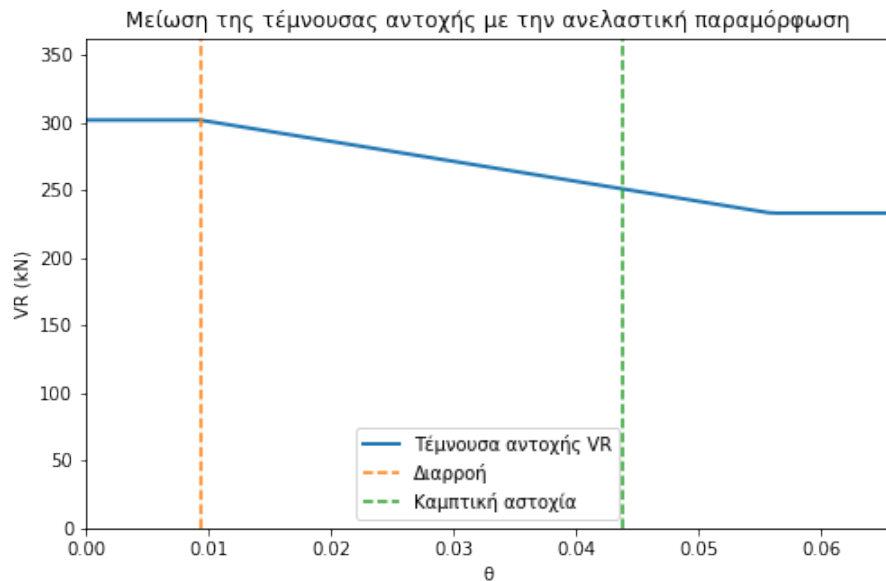
8.1.3.8 Έλεγχος σειράς εμφάνισης αστοχιών

Υπολογίζονται οι καμπτικές ροπές που αντιστοιχούν στις τέμνουσες αντοχής για κάθε τιμή της γωνίας θ (ή της μ_{θ}^{pl}) από τη σχέση $M = V_R \cdot L_s$. Οι τιμές αυτές συγκρίνονται με το αρχικό διάγραμμα $M - \theta$, όπως φαίνεται στο σχήμα 8.11.

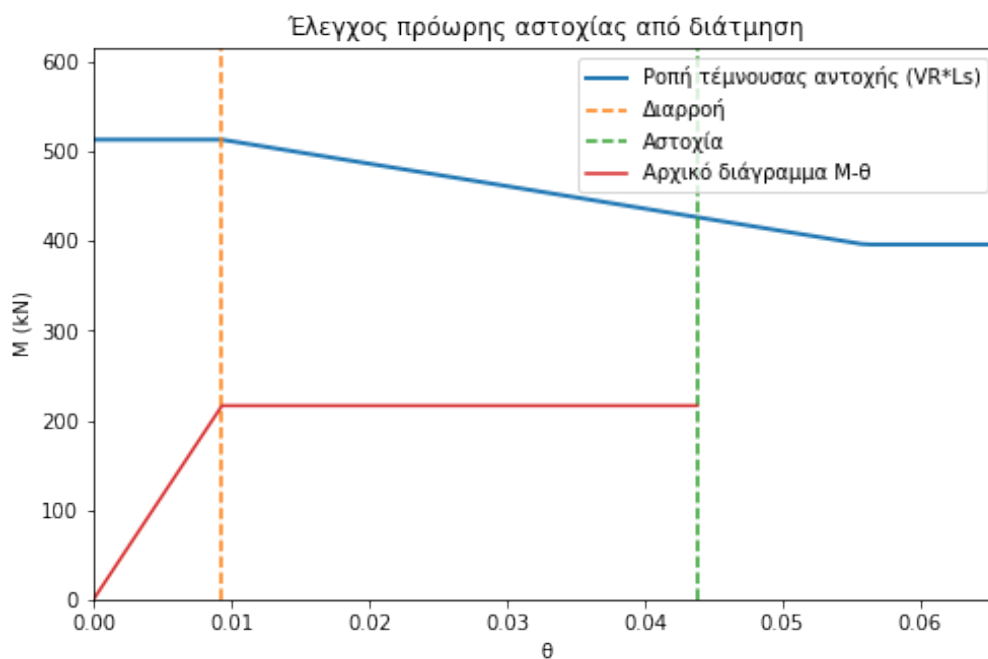
Παρατηρείται ότι σε όλο το εύρος των στρωφών θ , η ροπή που αντιστοιχεί στη τέμνουσα αστοχίας υπερβαίνει το αρχικό διάγραμμα $M - \theta$. Αυτό σημαίνει ότι η διατομή διαθέτει αντοχή σε διάτμηση, τέτοια ώστε πάντα να προηγείται η αστοχία από κάμψη. Άρα, οι αρχικά υπολογισμένες τιμές των στρωφών διαρροής και αστοχίας παραμένουν αμετάβλητες.

Οι τελικές τιμές του διαγράμματος είναι:

$$M_y = M_u = 221.16kNm, \theta_y = 0.0094, \theta_{um} = 0.0433$$



Σχήμα 8.10: Μείωση της διατμητικής αντοχής με την αύξηση της πλαστικής στρώφης



Σχήμα 8.11: Έλεγχος πρόωρης αστοχίας από διάτμηση

8.1.3.9 Δεδομένα για το SAP2000

Ενεργός δυσκαμψία - Μειωτικός συντελεστής

Στο SAP2000 απαιτείται να οριστεί ο μειωτικός συντελεστής με τον οποίο προσομοιώνονται οι ρηγματωμένες διατομές των δομικών στοιχείων. Η ενεργός δυσκαμψία υπολογίζεται με τη βοήθεια του διαγράμματος $M - \theta$ από τη σχέση:

$$K = \frac{M_y \cdot L_s}{3 \cdot \theta_y} \quad (8.26)$$

Η ενεργός δυσκαμψία K του συνολικού μήκους του στοιχείου μπορεί να λαμβάνεται ίση με τον μέσο όρο των τιμών που υπολογίζονται από τη σχέση 8.26 στις δύο ακραίες διατομές του στοιχείου. Αν οι διατομές αυτές έχουν μη-συμμετρικό σχήμα ή οπλισμό (δηλαδή, διαφορετικό για θετική ή αρνητική ροπή κάμψης), λαμβάνονται οι μέσοι όροι των τιμών του K από τη σχέση 8.26 για τις δύο φορές της κάμψης (θετική ή αρνητική). Στα υποστυλώματα υπάρχει συμμετρία οπότε ο υπολογισμός γίνεται μόνο μια φορά.

Η σχέση 8.26 δίνει $K = 13371.6 \text{ kNm}^2$.

Η δυσκαμψία της πλήρους (μη ρηγματωμένης) διατομής δίνεται από τη σχέση

$$K_0 = E_c \cdot I \quad (8.27)$$

όπου $I = b \cdot h^3/12$, η ροπή αδράνειας για ορθογωνικές διατομές και E_c το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος.

Προκύπτει: $K_0 = 86454.8 \text{ kNm}^2$

Από τον λόγο των παραπάνω τιμών υπολογίζεται ότι ο μειωτικός συντελεστής που θα χρησιμοποιηθεί για την κάμψη στο SAP2000 θα είναι $\frac{K}{K_0} = 0.155$

Ιδιότητες πλαστικής άρθρωσης

Στο SAP2000 δε δίνεται η συνολική διαθέσιμη στροφή της διατομής αλλά μόνο το πλαστικό μέρος αυτής, δηλαδή $\theta_{pl} = \theta_{um} - \theta_y = 0.0344$ καθώς οι πλαστικές αρθρώσεις ενεργοποιούνται μόνο όταν η ροπή στο δομικό στοιχείο φτάσει τη ροπή διαρροής (μέχρι τότε λειτουργούν στην ελαστική περιοχή οπότε υπολογίζονται από το πρόγραμμα οι ελαστικές παραμορφώσεις τους).

Γίνεται η παραδοχή ότι στο σημείο της θεωρητικής αστοχίας (όταν $\theta = \theta_{um}$) υπάρχει πτώση αντοχής 80% οπότε η ροπή πέφτει στο $0.2M_y$. Στη συνέχεια η τιμή αυτή παραμένει σταθερή έως ότου η πλαστική στροφή γίνει ίση με 5 φορές τη διαθέσιμη πλαστική στροφή της διατομής $5 \cdot \theta_{pl, διαθ}$. Τα σημεία A, B, C, D & E ορίζονται στον πίνακα 8.3

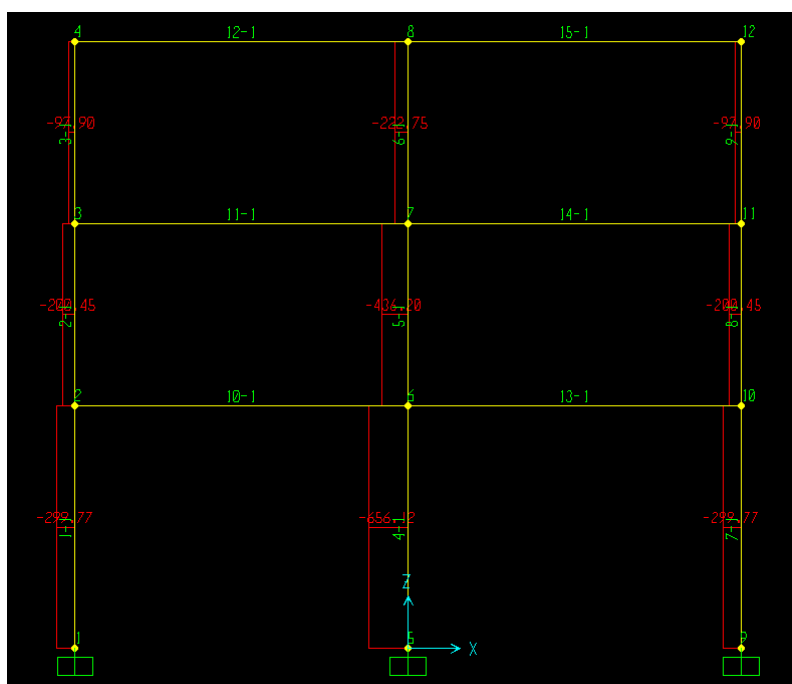
Πίνακας 8.3: Ιδιότητες πλαστικής άρθρωσης για τις αρνητικές ροπές

	M	θ
A	0.00	0.0000
B	221.16	0.0000
C	221.16	0.0339
D	44.23	0.0339
E	44.23	0.1697

8.2 Προσομοίωση στο SAP2000

8.2.1 Εισαγωγή πλαστικών αρθρώσεων

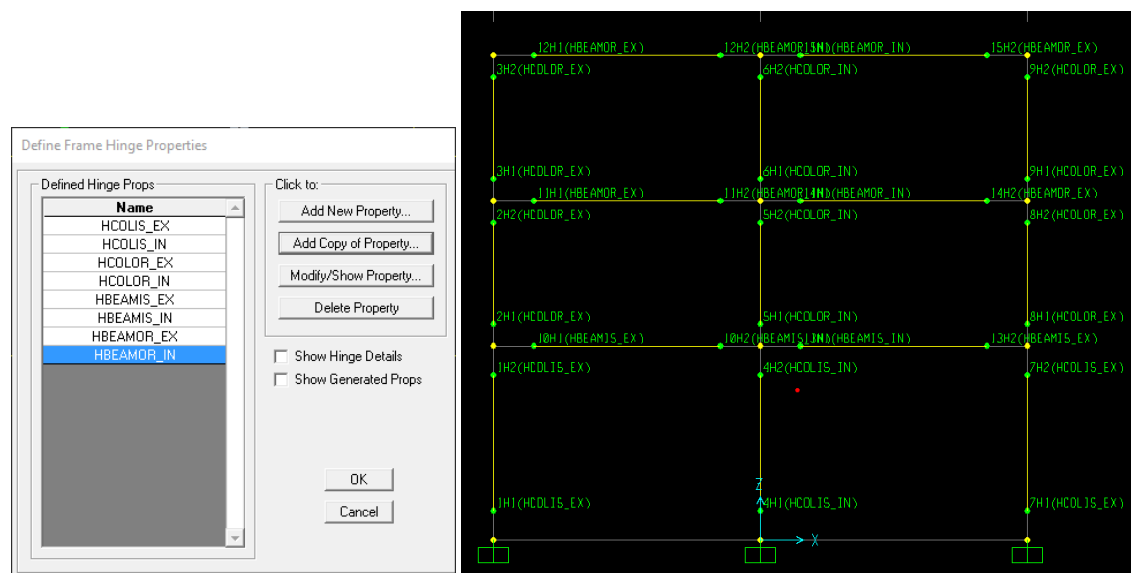
Με τη διαδικασία που αναλύθηκε παραπάνω μπορούν να υπολογιστούν τα διαγράμματα Μ-θ για όλες τις θέσεις του φορέα (συνιστάται να γίνει σε ένα νέο αρχείο του SAP2000). Είναι προφανές ότι για τις δοκούς που έχουν όμοιο οπλισμό οι ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων θα είναι επίσης όμοιες. Δεν ισχύει όμως απαραίτητα το ίδιο και για τα υποστυλώματα καθώς το επίπεδο του αξονικού φορτίου επηρεάζει την ανελαστική συμπεριφορά των διατομών. Για να μην απαιτηθεί υπερβολικά μεγάλο πλήθος υπολογισμών, η όλη διαδικασία θα τυποποιηθεί ώστε να απλοποιηθεί ως εξής:



Σχήμα 8.12: Αξονικά φορτία για 1.10G+0.3

- Οι πλαστικές αρθρώσεις σε δοκούς αλλά και στα υποστυλώματα θα είναι τύπου M3 (δε θα χρησιμοποιηθούν δηλαδή Hinges τύπου PMM).
- Ως αξονικό φορτίο για τον υπολογισμό των διαγραμμάτων Μ-θ στα υποστυλώματα θα χρησιμοποιηθεί αυτό που αντιστοιχεί (για ικανοποιητική ΣΑΔ) στο συνδυασμό 1.10G+0.3Q (σχήμα 8.12)
- Η ομαδοποίηση των πλαστικών αρθρώσεων θα ακολουθεί τα παρακάτω σχήματα, όπου:
 - *HCOLIS_EX*: Εξωτερικοί στύλοι ισογείου (άνω/κάτω). Αξονικό από βάση ισογείου
 - *HCOLIS_IN*: Εσωτερικοί στύλοι ισογείου (άνω/κάτω). Αξονικό από βάση ισογείου
 - *HCOLOR_EX*: Εξωτερικοί στύλοι ορόφων (άνω/κάτω). Αξονικό από βάση 2^{ου} ορόφου

- *HCOLOR_IN*: Εσωτερικοί στύλοι ορόφων (άνω/κάτω). Αξονικό από βάση 2^{ου} ορόφου
- *HBEAMIS_EX*: Εξωτερικές στηρίξεις δοκών ισογείου
- *HBEAMIS_IN* : Εσωτερικές στηρίξεις δοκών ισογείου
- *HBEAMOR_EX*: Εξωτερικές στηρίξεις δοκών ορόφων
- *HBEAMOR_IN*: Εσωτερικές στηρίξεις δοκών ορόφων



Σχήμα 8.13: User-defined πλαστικές αρθρώσεις στο SAP2000

8.2.2 Πλαστική άρθρωση δοκού

Για τη δοκό που αναλύθηκε στην παράγραφο 8.1.1 χρησιμοποιείται η πλαστική άρθρωση με την ονομασία *HBEAMIS_IN*, σύμφωνα με το σχήμα 8.13.

Χρησιμοποιείται πλαστική άρθρωση (hinge property τύπου M3), και δίνονται οι τιμές που έχουν υπολογιστεί στους πίνακες 8.1 και 8.2. Προσοχή στο γεγονός ότι τα στοιχεία που αφορούν τα αποτελέσματα για τον εφελκυσμό της άνω περιοχής της δοκού (αρνητικές ροπές) τοποθετούνται με αρνητικό πρόσημο. Επιπλέον, καθώς διαφέρουν τα αποτελέσματα για θετικές-αρνητικές ροπές, το διάγραμμα δεν είναι συμμετρικό οπότε πρέπει να οριστεί η αντίστοιχη επιλογή.

Η σχετική φόρμα του SAP2000 φαίνεται στο σχήμα 8.14.

8.2.3 Πλαστική άρθρωση υποστυλώματος

Ομοίως, για το υποστυλόμε που αναλύθηκε στην παράγραφο 8.1.3 χρησιμοποιείται η πλαστική άρθρωση με την ονομασία *HCOLIS_EX*, σύμφωνα με το σχήμα 8.13.

Η πλαστική άρθρωση θα είναι και πάλι τύπου M3 (αγνοώντας για ευκολία την αλληλεπίδραση ροπής-αξονικού φορτίου). Αυτή τη φορά το διάγραμμα θα είναι συμμετρικό καθώς στα υποστυλώματα τοποθετήθηκε συμμετρικός οπλισμός. Τα αποτε-

Frame Hinge Property Data for FH1 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-63.67	-0.1735
D-	-63.67	-0.0347
C-	-318.36	-0.0347
B-	-318.36	0
A	0	0
B	194.89	0
C	194.89	0.0472
D	38.98	0.0472
E	38.98	0.2358

☐ Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☐ Drops To Zero

☒ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

☐ Use Yield Moment

☐ Use Yield Rotation (Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

Type

☒ Moment - Rotation

☐ Moment - Curvature

Hinge Length

☒ Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

Σχήμα 8.14: User-defined πλαστική άρθρωση δοκού

λέσματα λαμβάνονται από τον πίνακα 8.3. Η σχετική φόρμα του SAP2000 φαίνεται στο σχήμα 8.15.

Frame Hinge Property Data for FH1 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-43.24	-0.1723
D-	-43.24	-0.0344
C-	-216.21	-0.0344
B-	-216.21	0
A	0	0
B	216.21	0
C	216.21	0.0344
D	43.24	0.0344
E	43.24	0.1723

☒ Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☐ Drops To Zero

☒ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

☐ Use Yield Moment

☐ Use Yield Rotation (Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

Type

☒ Moment - Rotation

☐ Moment - Curvature

Hinge Length

☒ Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

Σχήμα 8.15: User-defined πλαστική άρθρωση υποστυλώματος

8.2.4 Αλλαγές στο προσομοίωμα

Με τη διαδικασία που περιγράφηκε παραπάνω υπολογίζονται και δημιουργούνται οι πλαστικές αρθρώσεις για τις κρίσιμες διατομές όλων των δομικών στοιχείων του φορέα.

Επιπλέον, τροποποιούνται οι μειωτικοί συντελεστές (modification factors) που χρησιμοποιούνται για την προσομοίωση των ρηγματωμένων διατομών. Στα υποστυλώματα αυτό γίνεται απλά χρησιμοποιώντας άμεσα τις τιμές που υπολογίζονται από την ανάλυση μιας διατομής (συμμετρικός οπλισμός για θετικές-αρνητικές ροπές και όμοιος οπλισμός άνω-κάτω). Στις δοκούς όμως οι οποίες έχουν διαφορετικό οπλισμό στις δύο στηρίξεις τους και μάλιστα με διαφορετικά διαγράμματα $M - \theta$ για θετικές-αρνητικές ροπές, λαμβάνεται τελικά ο μέσος όρος των 4 τιμών που υπολογίζονται.

Η αλλαγή στις δυσκαμψίες των δομικών στοιχείων, μέσω των μειωτικών συντελεστών, οδηγεί σε τροποποίηση των δυναμικών χαρακτηριστικών του φορέα. Έτσι απαιτείται να επαναληφθούν τα παρακάτω βήματα:

- Υπολογισμός από το πρόγραμμα των νέων ιδιοπεριόδων και ιδιομορφών
- Λήψη των συνιστωσών της 1ης ιδιομορφής
- Επανακαθορισμός του ιδιομορφικού μοντέλου φόρτισης
- Υπολογισμός της νέας τιμής της στοχευόμενης μετακίνησης
- Εκτέλεση των νέων ανελαστικών στατικών (pushover) αναλύσεων

Βιβλιογραφία

- [1] Εμ. Κίρτας & Γ. Παναγόπουλος. *Προσομοίωση κατασκευών σε προγράμματα Η/Υ. [ηλεκτρ. βιβλ.]*. Σύνδεσμος Ελληνικών Ακαδημαϊκών Βιβλιοθηκών, Αθήνα, 2015.
<https://repository.kallipos.gr/handle/11419/1607>.
- [2] Computers and Structures Inc. *SAP2000, Integrated Software for Structural Analysis and Design*, 2010.
<https://www.csiamerica.com/products/sap2000>.
- [3] CEN. *EN 1998-1: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. European Committee for Standardisation, Brussels, 2004.
- [4] CEN. *EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings*. European Committee for Standardisation, Brussels, 2004.
- [5] Γ. Παναγόπουλος & Εμ. Κίρτας. *Κατασκευές Οπλισμένου Σκυροδέματος Ι*. ΤΕΙ Κεντρικής Μακεδονίας, Σέρρες, 2018.
http://teicm.panagop.com/?page_id=873.
- [6] Federal Emergency Management Agency. *FEMA-356: Prestandard and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington DC, 2000.
- [7] Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ). *Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) 2η Αναθεώρηση (2017)*. Αθήνα, 2012.
- [8] A. Campbell & M. Lopez. *Design of concrete structures*. *Seismic Design of Buildings to Eurocode* Α.Υ. Elghazouli, επιμελητής, κεφάλαιο 5, σελίδες 106–174. Spon Press, London and New York, 2009.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α'

Τυπολόγιο

Α'.1 Σεισμικές διεγέρσεις Ευρωκώδικα 8

Α'.1.1 Φάσματα απόκρισης

Οριζόντιο ελαστικό φάσμα απόκρισης

Η τιμή της ελαστικής φασματικής επιτάχυνσης στον EC8.1 [3] προκύπτει από τις σχέσεις

$$\begin{aligned} 0 \leq T \leq T_B: \quad S_e(T) &= \alpha_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \\ T_B \leq T \leq T_C: \quad S_e(T) &= \alpha_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \\ T_C \leq T \leq T_D: \quad S_e(T) &= \alpha_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} \\ T_D \leq T \leq 4s: \quad S_e(T) &= \alpha_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \end{aligned} \quad (Α'.1)$$

Φάσμα σχεδιασμού

Η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού προκύπτει από τις σχέσεις

$$\begin{aligned} 0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) &= \alpha_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\ T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) &= \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \\ T_C \leq T \leq T_D: \quad S_d(T) &= \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot \alpha_g \\ T_D \leq T \leq 4s: \quad S_d(T) &= \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot \alpha_g \end{aligned} \quad (Α'.2)$$

όπου:

$S_e(T)$: η ελαστική φασματική επιτάχυνση
$S_d(T)$: η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού
T	: η ιδιοπερίοδος ταλάντωσης ενός μονοβάθμιου συστήματος
$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$: όπου είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας Α. Ο συντελεστής σπουδαιότητας γ_I λαμβάνεται από τον πίνακα Α΄.2 και η επιτάχυνση αναφοράς a_{gR} ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας σύμφωνα με τον πίνακα Α΄.1
S	: ο συντελεστής εδάφους
T_B	: η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
T_C	: η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
T_D	: η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος
η	: ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης, με τιμή αναφοράς $\eta = 1$ για 5% ιξώδη απόσβεση. $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55$
q	: ο συντελεστής συμπεριφοράς
β	: ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού με συνιστώμενη τιμή $\beta = 0.2$

Παράμετροι φασμάτων

Πίνακας Α΄.1: Επιτάχυνση αναφοράς a_{gR}/g σε έδαφος Α ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	Z1	Z2	Z3
a_{gR}/g	0.16	0.24	0.36

Πίνακας Α΄.2: Τιμές του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I

Κατηγορία σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής σπουδαιότητας γ_I	0.80	1.00	1.20	1.40

Κατάταξη εδαφών

A Βραχώδη

B Αποθέσεις από πολύ πυκνά αμμοχάλικα ή πολύ σκληρές αργίλους μεγάλου πάχους

C Αποθέσεις από πυκνά αμμοχάλικα ή σκληρές αργίλους μεγάλου πάχους

D Αποθέσεις από χαλαρά έως μέτρια, μη συνεκτικά εδάφη ή μαλακά έως σκληρά συνεκτικά εδάφη

E Επιφανειακό αλλουβιακό στρώμα πάχους 5-20m με τιμή vs αντίστοιχη των εδαφών C ή D, που υπέρκειται σκληρού εδάφους

S1 Αποθέσεις που αποτελούνται ή περιλαμβάνουν στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m από μαλακές αργίλους και ιλύες με μεγάλο δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και μεγάλο ποσοστό υγρασίας

S2 Αποθέσεις από εδάφη επικίνδυνα για ρευστοποίηση ή ευαίσθητες αργίλους και εδάφη που δεν υπάγονται στις παραπάνω κατηγορίες

Πίνακας Α'.3: Τιμές των εδαφικών παραμέτρων για τα φάσματα απόκρισης τύπου I

Εδαφικός τύπος	S	T_B	T_C	T_D
A	1.00	0.15	0.40	2.0
B	1.20	0.15	0.50	2.0
C	1.15	0.20	0.60	2.0
D	1.35	0.20	0.80	2.0
E	1.40	0.15	0.50	2.0

Συντελεστής συμπεριφοράς q

Σε κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα η ανώτατη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q θα υπολογίζεται για κάθε διεύθυνση σχεδιασμού ως εξής

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1.5 \quad (\text{Α'.3})$$

όπου:

- q_0 : η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, που εξαρτάται από τον τύπο του στατικού συστήματος και από την κανονικότητά του σε όψη
 k_w : συντελεστής που εκφράζει την επικρατούσα μορφή αστοχίας σε στατικά συστήματα με τοιχώματα

Πίνακας Α'.4: Βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, q_0 , για συστήματα κανονικά σε όψη

Τύπος στατικού συστήματος	ΚΠΜ	ΚΠΥ
Πλαισιωτό σύστημα, διπλό σύστημα, σύστημα συζευγμένων τοιχωμάτων	$3.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$4.5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Σύστημα ασύζευκτων τοιχωμάτων	3.0	$4.0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα	2.0	3.0
Σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς	1.5	2.0

Όταν ο πολλαπλασιαστικός συντελεστής $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ δεν έχει υπολογιστεί με ειδικό υπολογισμό, μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι ακόλουθες προσεγγιστικές τιμές για κτίρια κανονικά σε κάτοψη.

- Πλαισιωτά συστήματα ή ισοδύναμα προς πλαισιωτά διπλά συστήματα
 - μονώροφα κτίρια: $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.1$
 - πολυώροφα δίστυλα πλαισιωτά κτίρια: $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.2$

- πολυώροφα πολύστυλα πλαισιωτά κτίρια ή ισοδύναμα προς αυτά διπλά συστήματα: $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.3$
- Συστήματα τοιχωμάτων ή ισοδύναμα προς αυτά διπλά συστήματα
 - Συστήματα τοιχωμάτων με μόνον δύο ασύζευκτα τοιχώματα σε κάθε οριζόντια διεύθυνση: $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.0$
 - Άλλα συστήματα ασύζευκτων τοιχωμάτων: $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.1$
 - Ισοδύναμα προς τοιχώματα διπλά συστήματα ή συστήματα συζευγμένων τοιχωμάτων: $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.2$

Ο συντελεστής k_w που εκφράζει την κυρίαρχη μορφή αστοχίας σε στατικά συστήματα με τοιχώματα θα λαμβάνεται ως εξής (όπου α_0 είναι κυριαρχούσα τιμή του λόγου όψεως των τοιχωμάτων του στατικού συστήματος):

$$k_w = \begin{cases} 1.0 & \text{για πλαισιωτά και ισοδύναμα προς πλαισιωτά} \\ & \text{συστήματα τοιχωμάτων} \\ 0.5 \leq (1 + \alpha_0)/3 \leq 1.0 & \text{για συστήματα τοιχωμάτων, ισοδύναμα προς} \\ & \text{τοιχώματα διπλά συστήματα και στρεπτικά} \\ & \text{εύστρεπτα συστήματα} \end{cases} \quad (\text{Α΄.4})$$

Εάν οι λόγοι όψεως h_{wi}/l_{wi} όλων των τοιχωμάτων i του στατικού συστήματος δεν παρουσιάζουν σημαντικές διαφορές, η κυριαρχούσα τιμή του λόγου όψεως α_0 μπορεί να υπολογιστεί από την ακόλουθη έκφραση:

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} \quad (\text{Α΄.5})$$

όπου:

h_{wi} : το ύψος του τοιχώματος i

l_{wi} : το μήκος της διατομής του τοιχώματος i

Α΄.1.2 Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης

Τέμνουσα βάσης

Η σεισμική τέμνουσα δύναμη βάσης F_b (συχνά συμβολίζεται και ως V_0), για κάθε οριζόντια διεύθυνση κατά την οποία μελετάται το κτίριο, θα καθορίζεται με χρήση της ακόλουθης έκφρασης:

$$F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda \quad (\text{Α΄.6})$$

όπου:

- $S_d(T_1)$: η τετμημένη του φάσματος σχεδιασμού στην περίοδο T_1
 T_1 : η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ταλάντωσης του κτιρίου για οριζόντια κίνηση στην εξεταζόμενη διεύθυνση
 m : η συνολική μάζα του κτιρίου πάνω από την θεμελίωση ή πάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτης βάσης
 λ : συντελεστής διόρθωσης με τιμές $\lambda = 0.85$ εάν $T_1 \leq 2T_C$ και το κτίριο έχει πάνω από δύο ορόφους ή $\lambda = 1.00$ σε κάθε άλλη περίπτωση

Κατανομή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων

Τα σεισμικά εντατικά μεγέθη θα καθορίζονται (υπό την προϋπόθεση ότι οι πλάκες των ορόφων είναι άκαμπτες στο επίπεδό τους) με την εφαρμογή οριζόντιων φορτίων F_i σε όλους τους ορόφους

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (\text{Α'.7})$$

όπου:

- F_i : το οριζόντιο φορτίο που ασκείται στον όροφο i
 F_b : η σεισμική τέμνουσα βάσης σύμφωνα με την έκφραση Α'.6
 s_i, s_j : οι μετακινήσεις των μαζών m_i, m_j που αντιστοιχούν στην θεμελιώδη ιδιομορφή
 m_i, m_j : οι μάζες των ορόφων

Όταν η θεμελιώδης ιδιομορφή προσεγγίζεται από οριζόντιες μετακινήσεις που αυξάνονται γραμμικά με το ύψος, τα οριζόντια φορτία F_i μπορούν να λαμβάνονται από την έκφραση:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (\text{Α'.8})$$

όπου:

- z_i, z_j : τα ύψη των μαζών m_i, m_j πάνω από το επίπεδο εφαρμογής της σεισμικής δράσης (θεμελίωση ή άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου).

Α΄.2 Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης

Ο υπολογισμός της στοχευόμενης μετακίνησης για δεδομένη στάθμη της σεισμικής δράσης γίνεται με τον ίδιο τρόπο στη FEMA [6] και στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. [7], σύμφωνα με τη σχέση υπολογισμού:

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot \frac{T_e^2}{4\pi^2} \cdot S_e(T_e) \quad (\text{Α΄.9})$$

όπου:

- S_e : η ελαστική φασματική ψευδοεπιτάχυνση (από το φάσμα του EC8) που αντιστοιχεί στην ισοδύναμη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T_e , υπολογιζόμενη με βάση το σημείο καμψής της καμπύλης αντίστασης του φορέα, όπως προκύπτει από την εξιδανικευμένη (διγραμμική) καμπύλη αντίστασης
- C_0 : Συντελεστής που συσχετίζει τη φασματική μετακίνηση του ισοδύναμου ελαστικού φορέα με δυσκαμψία K_e ($S_d = [T_e^2/4\pi^2] \cdot S_e$), με την πραγματική μετακίνηση δ_t της κορυφής του ελαστοπλαστικά αποκρινόμενου φορέα. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται ίσες προς 1.0, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5, για αριθμό ορόφων 1, 2, 3, 5, και ≥ 10 , αντίστοιχα.
- C_1 : Ο λόγος $C_1 = \frac{\delta_{inel}}{\delta_{el}}$ της μέγιστης ανελαστικής μετακίνησης ενός κτιρίου προς την αντίστοιχη ελαστική επιτρέπεται να λαμβάνεται από τη σχέση Α΄.10
- C_2 : Συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή του σχήματος του βρόχου υστέρησης στη μέγιστη μετακίνηση. Οι τιμές του μπορεί να λαμβάνονται από τον Πίνακα Α΄.5. Για τιμές T μεταξύ 0.1s και T_c πρέπει να γίνεται γραμμική παρεμβολή.
- C_3 : λαμβάνει υπόψη την αύξηση των μετακινήσεων λόγω φαινομένων 2ας τάξεως (P-δ). Μπορεί να ληφθεί ίσος προς $1 + \frac{5 \cdot (\theta - 0.1)}{T}$, όπου θ ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας. Στη συνήθη (για κτίρια από ΟΣ και από τοιχοποιία) περίπτωση, όπου $\theta < 0.1$, λαμβάνεται $C_3 = 1.0$
- T_e : η ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος υπολογίζεται από τη σχέση
- $$T_e = T \cdot \sqrt{\frac{K_0}{K_e}}$$
- T : η ελαστική κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος υπολογίζεται από μια ελαστική ανάλυση
- K_0 : η ελαστική πλευρική δυσκαμψία
- K_e : η ισοδύναμη πλευρική δυσκαμψία όπως προκύπτει από την εξιδανικευμένη (διγραμμική) καμπύλη αντίστασης

Πίνακας Α΄.5: Τιμές του συντελεστή C_2

Στάθμη επιτελεστικότητας	$T_e \leq 0.1s$		$T_e > T_c$	
	τύπου 1	τύπου 2	τύπου 1	τύπου 2
Περιορισμένες βλάβες	1.0	1.0	1.0	1.0
Σημαντικές βλάβες	1.3	1.0	1.1	1.0
Οιονεί κατάρρευση	1.5	1.0	1.2	1.0

Ως φορείς τύπου 1 νοούνται οι φορείς χαμηλής πλαστιμότητας (π.χ. κτίρια πριν το 1985, ή κτίρια που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μικρότερη του 2), που αναμένεται να έχουν φτωχότερη υστερητική συμπεριφορά από εκείνους με υψηλή πλαστιμότητα (φορείς τύπου 2, π.χ. κτίρια από το 1985 και έπειτα, ή κτίρια που η καμπύλη αντίστασής τους χαρακτηρίζεται από διαθέσιμη πλαστιμότητα μετακινήσεων μεγαλύτερη του 2). Δεδομένου ότι η επιρροή της υστερητικής συμπεριφοράς είναι μεγαλύτερη για υψηλότερα επίπεδα μετελαστικής συμπεριφοράς του φορέα, γίνεται στον Πίνακα Α'.5 διαφοροποίηση του C_2 με τη στάθμη επιτελεστικότητας.

$$C_1 = \begin{cases} 1.0 & \text{για } T_e \geq T_C \\ \frac{1.0 + (R - 1) \cdot \frac{T_C}{T_e}}{R} & \text{για } T_e < T_C \end{cases} \quad (\text{Α'.10})$$

$$R = \frac{V_{el}}{V_y} = \frac{S_e/g}{V_y/W} \cdot C_m \quad (\text{Α'.11})$$

όπου:

- V_y : η τέμνουσα βάσης διαρροής, όπως προκύπτει από την εξιδανικευμένη (διγραμμική) καμπύλη αντίστασης
- W : το βάρος του φορέα
- C_m : Συντελεστής δρώσας μάζας (για συνεκτίμηση ανώτερων ιδιομορφών), που μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0.85 (αν δεν έχει υπολογιστεί με μεγαλύτερη ακρίβεια)

Απλοποιητικά (και προς το μέρος της ασφάλειας), ο λόγος V_y/W στη σχέση Α'.11 μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 0.15 για κτίρια με μικτό και 0.10 για κτίρια με αμιγώς πλαισιακό σύστημα.

Α΄.3 Διαγράμματα ροπών-στροφών σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Θα παρουσιαστεί η διαδικασία που προτείνεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. [7] για την περίπτωση διατομών με ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη.

Α΄.3.1 Στοιχεία που χρησιμοποιούνται στους υπολογισμούς

Διαστάσεις της διατομής

b : το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης της διατομής

h : το ύψος της διατομής

Υλικά

f_c : η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος

E_c : το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος

f_y : το όριο διαρροής του χάλυβα

E_s : το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα

f_{yw} : το όριο διαρροής του χάλυβα των συνδετήρων

Οπλισμός

c_{nom} : η επικάλυψη των οπλισμών (ονομαστική τιμή)

\varnothing_L : η διάμετρος των ράβδων του εφελκόμενου οπλισμού (ή d_b ή \varnothing_{L1})

A_s : το εμβαδόν του εφελκόμενου οπλισμού (ή A_{s1})

\varnothing'_L : η διάμετρος των ράβδων του θλιβόμενου οπλισμού (ή \varnothing_{L2})

A'_s : το εμβαδόν του θλιβόμενου οπλισμού (ή A_{s2})

\varnothing_{Lv} : η διάμετρος των ράβδων του ενδιάμεσου οπλισμού

A_{sv} : το εμβαδόν του ενδιάμεσου οπλισμού

\varnothing_d : η διάμετρος των ράβδων του δισδιαγώνιου οπλισμού

A_{sd} : το εμβαδόν του δισδιαγώνιου οπλισμού

\varnothing_w : η διάμετρος των συνδετήρων (ή d_w)

A_{sh} : το εμβαδόν των συνδετήρων (ή A_{sw})

s : η απόσταση μεταξύ των συνδετήρων (ή s_h)

Διαστάσεις του δομικού στοιχείου

L_s : το μήκος διάτμησης

Α΄.3.2 Βασικά μεγέθη της διατομής και του οπλισμού της

Γεωμετρικά στοιχεία

“Συνολική επικάλυψη” εφελκ. οπλισμού: $d_1 = c_{nom} + \varnothing_w + 0.5 \cdot \varnothing_L$

“Συνολική επικάλυψη” θλιβ. οπλισμού: $d' = d_2 = c_{nom} + \varnothing_w + 0.5 \cdot \varnothing'_L$

Στατικό ύψος: $d = h - d_1$

Λόγος δ': $\delta' = \frac{d'}{d}$

Μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων: $z = d - d'$

Λόγος διάτμησης: $\alpha_s = \frac{L_s}{h}$

Ποσοστά οπλισμού

$$\text{Γεωμετρικό ποσοστό οπλισμού: } \rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\text{Μηχανικό ποσοστό οπλισμού: } \omega = \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot \frac{f_y}{f_c}$$

$$\text{Γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού (ΚΑΝ.ΕΠΕ): } \rho_s = \frac{A_{sh}}{b \cdot s_h}$$

$$\text{Γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού (EC2): } \rho_w = \frac{A_{sh}}{b \cdot s \cdot \sin \alpha}$$

Α'.3.3 Υπολογισμός της καμπυλότητας και της ροπής διαρροής

Η ροπή διαρροής M_y υπολογίζεται αφού προηγηθεί ο υπολογισμός της καμπυλότητας διαρροής φ_y , στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. εμφανίζεται ως $\left(\frac{1}{r}\right)_y$, η οποία μπορεί να προέρχεται είτε από διαρροή του εφελκυσμένου οπλισμού, είτε από μη-γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος.

$$\frac{M_y}{bd^3} = \varphi_y \left\{ E_c \frac{\xi_y^2}{2} \left(0.5(1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left[(1 - \xi_y)\rho + (\xi_y - \delta')\rho' + \frac{\rho_v}{6}(1 - \delta') \right] \cdot (1 - \delta') \frac{E_s}{2} \right\} \quad (\text{Α'.12})$$

Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή, ξ_y , ανηγμένο στο στατικό ύψος d , είναι:

$$\xi_y = (\alpha^2 \cdot A^2 + 2 \cdot \alpha \cdot B)^{0.5} - \alpha \cdot A \quad (\text{Α'.13})$$

όπου $\alpha = \frac{E_s}{E_c}$ ο λόγος των μέτρων ελαστικότητας χάλυβα και σκυροδέματος, ενώ τα A, B υπολογίζονται από τις παρακάτω σχέσεις:

Διαρροή του εφελκυσμένου οπλισμού

$$\begin{aligned} \varphi_y &= \frac{f_y}{E_s \cdot (1 - \xi_y) \cdot d} \\ A &= \rho + \rho' + \rho_v + \frac{N}{b \cdot d \cdot f_y} \\ B &= \rho + \rho' \cdot \delta' + 0.5 \cdot \rho_v \cdot (1 + \delta') + \frac{N}{b \cdot d \cdot f_y} \end{aligned} \quad (\text{Α'.14})$$

Μη-γραμμικότητα των παραμορφώσεων του θλιβόμενου σκυροδέματος

$$\begin{aligned} \varphi_y &= \frac{\varepsilon_c}{\xi_y \cdot d} \approx \frac{1.8 \cdot f_c}{E_c \cdot \xi_y \cdot d} \\ A &= \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{\varepsilon_c \cdot E_s \cdot b \cdot d} \approx \rho + \rho' + \rho_v - \frac{N}{1.8 \cdot \alpha \cdot b \cdot d \cdot f_c} \\ B &= \rho + \rho' \cdot \delta' + 0.5 \cdot \rho_v \cdot (1 + \delta') \end{aligned} \quad (\text{Α'.15})$$

Α΄.3.4 Υπολογισμός της στροφής διαρροής

Η γωνία στροφής χορδής στην καμπτική διαρροή στοιχείων δίνεται για δοκούς ή υποστυλώματα από τη σχέση Α΄.16 ενώ για τοιχώματα από τη σχέση Α΄.17 (μονάδες: m, MPa).

$$\theta_y = \varphi_y \cdot \frac{L_s + a_V \cdot z}{3} + 0.0014 \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{h}{L_s}\right) + \frac{\varphi_y \cdot d_b \cdot f_y}{8 \cdot \sqrt{f_c}} \quad (\text{Α΄.16})$$

$$\theta_y = \varphi_y \cdot \frac{L_s + a_v \cdot z}{3} + 0.0013 + \frac{\varphi_y \cdot d_b \cdot f_y}{8 \cdot \sqrt{f_c}} \quad (\text{Α΄.17})$$

Ο όρος $\alpha_V \cdot z$ εκφράζει την επιρροή του «μήκους μετάθεσης» των ροπών κάμψης, z είναι ο μοχλοβραχίονας των εσωτερικών δυνάμεων, ο δε συντελεστής α_V ισούται με 1.0 εάν η τέμνουσα, $V_{R,c}$ που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου, υπολείπεται της τιμής της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή $V_{Mu} = M_y/L_s$, και με 0.0 αν είναι μεγαλύτερη. Ως $V_{R,c}$ μπορεί να λαμβάνεται η τέμνουσα που υπολογίζεται από τη σχέση ?? του EC2.

Τέμνουσα λοξής ρηγμάτωσης

Η τέμνουσα $V_{R,c}$ που προκαλεί λοξή ρηγμάτωση του στοιχείου, μπορεί να υπολογισθεί απ' την εξίσωση:

$$V_{R,c} = \left[\max \left(180(100 \cdot \rho_{tot})^{1/3}, 35 \sqrt{1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}}} \cdot f_c^{1/6} \right) \left(1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}} \right) f_c^{1/3} + 0.15 \frac{N}{A_c} \right] \cdot b \cdot d \quad (\text{Α΄.18})$$

όπου:

- ρ_{tot} : το συνολικό ποσοστό του διαμήκους οπλισμού
- f_c : η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος (MPa)
- d : το πλάτος της διατομής (m)
- d : το στατικό ύψος της διατομής (m)
- N : η αξονική δύναμη στη διατομή σε kN (θετική η θλίψη)
- A_c : το εμβαδόν της διατομής του σκυροδέματος σε m^2

Α΄.3.5 Υπολογισμός της στροφής αστοχίας

Η μέση τιμή της γωνίας στροφής χορδής κατά την αστοχία δοκών ή υποστυλωμάτων που έχουν διαστασιολογηθεί και κατασκευασθεί με τις μετά το 1985 διατάξεις για αντισεισμικότητα μπορεί να εκτιμηθεί από την εμπειρική σχέση (μονάδες: MPa):

$$\theta_{um} = 0.016 \cdot (0.3^v) \cdot \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, (\omega_{tot} - \omega'))} \cdot f_c \right]^{0.225} \cdot (\alpha_s)^{0.35} \cdot 25 \left(\alpha_s \cdot \rho_s \cdot \frac{f_{yw}}{f_c} \right) \cdot (1.25^{100\rho_d}) \quad (\text{Α΄.19})$$

όπου τα μεγέθη που χρησιμοποιούνται περιγράφονται στις Α΄.3.1 και Α΄.3.2

Ο όρος α της σχέσης Α΄.19 αντιστοιχεί στον συντελεστή αποδοτικότητας της περίσφιξης και δίνεται από τη σχέση Α΄.20. Προσοχή, δεν είναι το ίδιο α με τον λόγο των μέτρων ελαστικότητας που χρησιμοποιείται στο υπολογισμό του φ_y .

$$\alpha = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_o}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6 \cdot b_o \cdot h_o}\right) \quad (\text{Α΄.20})$$

όπου,

- b_o, h_o : οι διαστάσεις του πυρήνα (στις προηγούμενες εκδόσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. αναφέρονταν ως b_c, h_c)
 b_i : οι αποστάσεις μεταξύ διαμήκων ράβδων που συγκρατούνται από συνδετήρα ή άγκιστρο σιγμοειδούς εγκάρσιου συνδέσμου, κατά την περίμετρο της διατομής

Οι διαστάσεις του πυρήνα καθώς και οι αποστάσεις b_i μπορούν να λαμβάνονται σύμφωνα με το σχήμα Α΄.1 [8]. Έτσι, για παράδειγμα μπορεί να υπολογίζεται το ύψος του πυρήνα ως $h_o = h - 2 \cdot (c_{nom} + 0.5 \cdot \varnothing_w)$, θεωρώντας ότι αντιστοιχεί στο μήκος μεταξύ των μέσων των συνδετήρων (συχνά χρησιμοποιείται απλοποιητικά και $h_o = h - d_1 - d_2$). Οι b_i μπορούν να λαμβάνονται ίσες διαιρώντας τις αντίστοιχες διαστάσεις του πυρήνα με τον αριθμό των αποστάσεων μεταξύ συνδετήρων (πχ για 4 ράβδους έχουμε 3 αποστάσεις).

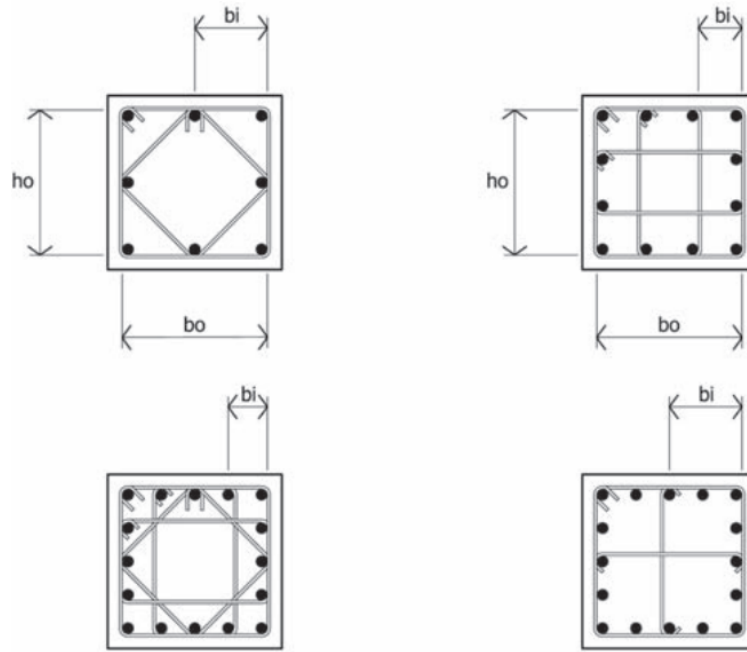
Η σχέση Α΄.20 προϋποθέτει ότι οι διαστάσεις της διατομής είναι παρόμοιες (διατομή που πλησιάζει την τετραγωνική και δεν είναι έντονα μακρόστενη, στις προηγούμενες εκδόσεις υπήρχε η αναφορά $h_c \leq 1.5 \div 2.0 b_c$). Εναλλακτικώς, μπορεί να χρησιμοποιηθεί αντί του h_o το ύψος της θλιβόμενης ζώνης εντός του περισφιγμένου πυρήνα, οπότε ως b_i θα λαμβάνονται οι αποστάσεις μεταξύ διαμήκων ράβδων κατά την εξωτερική περίμετρο της θλιβόμενης ζώνης, με αφετηρία τον ουδέτερο άξονα.

Αν οι συνδετήρες δεν κλείνουν με άγκιστρο προς το εσωτερικό του σκυροδέματος ($\geq 135^\circ$ στις γωνίες και $\geq 90^\circ$ στο ενδιάμεσο των πλευρών), συνιστάται να αμελείται η περίσφιξη (ο συντελεστής α να λαμβάνεται ίσος με 0).

Α΄.3.6 Υπολογισμός διατμητικής αντοχής

Η διατμητική αντοχή, V_R , ενός δομικού στοιχείου οπλισμένου σκυροδέματος (υποστυλώματος, δοκού, τοιχώματος) το οποίο υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενες παραμορφώσεις μειώνεται ανάλογα με το μέγεθος του πλαστικού τμήματος της γωνίας στροφής χορδής στη διατομή της μέγιστης ροπής $\mu_\theta^{pl} = \frac{\theta_{pl}}{\theta_y} = \frac{\theta_{um} - \theta_y}{\theta_y} = \mu_\theta - 1$ (συνολική γωνία μείον γωνία στην διαρροή) προς την υπολογιζόμενη γωνία στροφής στην διαρροή θ_y .

Η διατμητική αντοχή δομικού στοιχείου, όπως αυτή καθορίζεται από τη διαρροή των συνδετήρων, επιτρέπεται να θεωρείται ότι μειώνεται με την τιμή του μ_θ^{pl} ως ακολούθως (μονάδες MN και m):



Σχήμα Α΄.1: Τυπικές λεπτομέρειες πυρήνα σε διατομές υποστυλωμάτων [8]

$$V_R = \frac{h - x_y}{2L_s} \cdot \min(N, 0.55 \cdot A_c \cdot f_c) + (1 - 0.05 \cdot \min(5, \mu_{\theta}^{pl})) \cdot \left[0.16 \cdot \max(0.5, 100\rho_{tot}) (1 - 0.16 \cdot \min(5, a_s)) \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_c + V_w \right] \quad (A'.21)$$

όπου,

- x_y : $\xi_y \cdot d$ ύψος της θλιβόμενης ζώνης στη διαρροή της διατομής
- N : αξονικό φορτίο (θετικό για θλίψη, μηδενικό για εφελκυσμό)
- A_c : εμβαδόν της διατομής σκυροδέματος ίση με $b \cdot d$ σε διατομές με ορθογωνικό κορμό
- ρ_{tot} : συνολικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού (εφελκυσμένου, θλιβόμενου και ενδιάμεσου)
- V_w : συμβολή εγκάρσιου οπλισμού στη διατμητική αντοχή

Για διατομές με ορθογωνικό κορμό πάχους b_w η V_w υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_w = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw} \quad (A'.22)$$

όπου,

- ρ_w : το ποσοστό του εγκάρσιου οπλισμού
- z : ο μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων (ίσος με $d - d'$)
- f_{yw} : η τάση διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού

Α'3.7 Έλεγχος σειράς εμφάνισης αστοχιών

Για την τελική επιλογή του διαγράμματος ροπών-στροφών της διατομής, ελέγχεται αν η αστοχία από τέμνουσα προηγείται της καμπτικής αστοχίας. Έτσι, διακρίνονται οι εξής περιπτώσεις:

1. Εάν το στοιχείο αστοχεί από τέμνουσα προτού διαρρεύσει σε κάμψη, δηλαδή αν $V_R < V_{My}$, τότε επιτρέπεται να λαμβάνεται πλαστική γωνία στροφής στο άκρο του μετά την εξάντληση της διατμητικής αντοχής ίση με το 40% της αντίστοιχης γωνίας στροφής χορδής στην καμπτική διαρροή, θ_y , κατά την §Α'3.4.
2. Η σταδιακή εξασθένηση της αντίστασης V_R σε τέμνουσα κατά τις μετελαστικές ανακυκλίσεις, ενδέχεται να προκαλέσει αστοχία από τέμνουσα ακόμη και στην περίπτωση όπου αρχικώς ήταν $V_R > V_{My}$. Σε αυτή την περίπτωση υπολογίζεται η γωνία στροφής για την οποία προκύπτει $V_R = V_{My}$ και η τιμή αυτή λαμβάνεται ως η στροφή αστοχίας της διατομής.
3. Αν για κάθε τιμή της πλαστικής παραμόρφωσης προκύπτει $V_R > V_{My}$ τότε η διατμητική αντοχή της διατομής είναι τέτοια ώστε να προηγείται η καμπτική αστοχία, οπότε τελικά διατηρούνται οι τιμές των θ_y και θ_{um} που υπολογίστηκαν αρχικά.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β'

Εργασία εξαμήνου

Μεταβλητές για τον υπολογισμό των δεδομένων κάθε φοιτητή

Πίνακας Β'.1: Μεταβλητές φοιτητών

α/α	Ονοματεπώνυμο	κ	λ
1	ΑΛΜΠΑΝΗ ΑΝΤΙΓΟΝΗ	0	1
2	ΔΕΡΜΙΤΖΟΜΑΝΩΛΑΚΗ ΡΑΦΑΕΛΑ	0	2
3	ΘΕΟΔΩΡΟΥ ΧΡΗΣΤΟΣ	0	3
4	ΘΡΗΣΚΟΥ ΒΑΙΑ	1	4
5	ΚΑΡΑΓΙΑΝΝΗ ΕΛΕΝΗ	1	5
6	-		
7	ΚΟΥΡΟΠΑΛΑΤΗΣ ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ	1	6
8	ΜΟΥΣΤΑΚΛΗΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ	2	7
9	ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΣ ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ	2	1
10	ΠΕΛΙΒΑΝΙΔΗΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ	2	2
11	ΣΒΟΛΑΚΗ ΓΕΩΡΓΙΑ	3	3
12	ΣΤΑΥΡΙΑΝΟΣ ΓΡΗΓΟΡΙΟΣ	3	4
13	ΤΣΑΚΙΡΗΣ ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ	3	5
14	ΧΑΡΑΛΑΜΠΙΔΗΣ ΜΙΧΑΗΛ	4	6
15	ΧΥΤΗΡΗ ΣΠΥΡΙΔΟΥΛΑ	4	7

Γεωμετρία φορέα

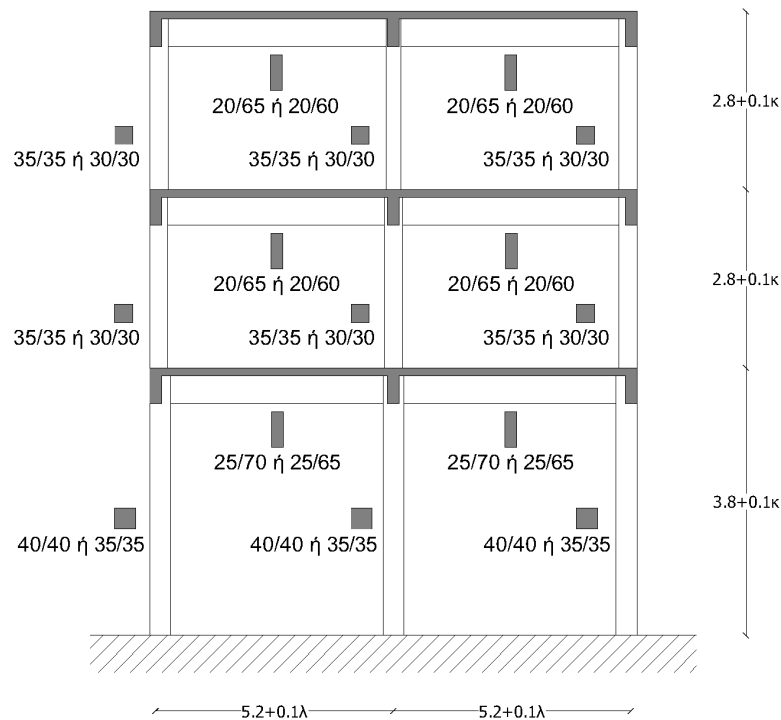
Δίνεται το παρακάτω πλαίσιο που αποτελεί τμήμα κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα. Να θεωρηθεί ότι για τα **κ** και **λ** που προκύπτουν από τον αριθμό του κάθε φοιτητή τα δεδομένα τροποποιούνται σύμφωνα με τα παρακάτω:

Ζήτημα 1ο. Ελαστική προσομοίωση του φορέα

Να γίνει η προσομοίωση του παραπάνω φορέα στο SAP2000.

Διαστάσεις δομικών στοιχείων

Οι διαστάσεις των δομικών στοιχείων να θεωρηθούν ως εξής:

**Σχήμα Β'.1:** Γεωμετρία φορέα εργασίας**Πίνακας Β'.2:** Διαστάσεις δομικών στοιχείων

	$\lambda \leq 3$	$\lambda \geq 4$
Στύλοι ισογείου	35/35	40/40
Στύλοι ορόφων	30/30	35/35
Δοκοί ισογείου	25/65	25/70
Δοκοί ορόφων	20/60	20/65

Φορτία

Τα φορτία των δοκών (σε kN/m) να θεωρηθούν ως εξής:

Πίνακας Β'.3: Φορτία δοκών

	$\lambda \leq 3$	$\lambda \geq 4$
Μόνιμα φορτία (g)	$30.00 + 0.5\lambda + 0.3\kappa$	$32.00 + 0.5\lambda + 0.3\kappa$
Ωφέλιμα φορτία (q)	$7.00 + 0.3\lambda + 0.2\kappa$	$8.00 + 0.3\lambda + 0.2\kappa$

Ποιότητα σκυροδέματος

- Μέση θλιπτική αντοχή $f_{cm} = 17 + \kappa + 0.5\lambda$ (MPa)
- Μέτρο ελαστικότητας $E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3}$ (όπου το f_{cm} σε MPa και το E_{cm} προκύπτει σε GPa). Να ληφθεί υπόψη μόνο ένα δεκαδικό ψηφίο στο E_{cm}

Ζήτημα 2ο. Δυναμικά χαρακτηριστικά - Σεισμικές φορτίσεις

- Να γίνει η κατανομή καθύψος των σεισμικών δυνάμεων για το ιδιομορφικό (βάσει της 1ης ιδιομορφής) και το ομοιόμορφο μοντέλο φόρτισης
- Να υπολογιστεί η τέμνουσα βάσης για το φάσμα σχεδιασμού του EC8 και στη συνέχεια να κατανεμηθούν οι σεισμικές δυνάμεις καθύψος του κτιρίου ώστε να εφαρμοστεί η μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- Να γίνει ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης για το φάσμα σχεδιασμού του EC8

Να θεωρηθούν τα εξής:

Πίνακας Β'.4: Επιτάχυνση εδάφους α_{gR}

$\lambda \leq 3$	$\lambda \geq 4$
0.24g	0.16g

Πίνακας Β'.5: Κατηγορία πλαστιμότητας

$\lambda \leq 3$	$\lambda \geq 4$
ΚΠΜ	ΚΠΥ

Πίνακας Β'.6: Κατηγορία εδάφους

$\lambda=1$	$2 \leq \lambda \leq 3$	$4 \leq \lambda \leq 5$	$6 \leq \lambda \leq 7$
C	D	A	B

Πίνακας Β'.7: Κατηγορία σπουδαιότητας

$\lambda=1$	$2 \leq \lambda \leq 3$	$4 \leq \lambda \leq 5$	$6 \leq \lambda \leq 7$
IV	III	II	I

Ζήτημα 3ο. Ανελαστική στατική ανάλυση βάσει προεπιλογών SAP2000 (FEMA)

Να γίνει ανελαστική στατική (pushover) ανάλυση για το ιδιομορφικό και το ομοιόμορφο μοντέλο φόρτισης, βάσει των διαγραμμάτων ροπών-στροφών που υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα. Να θεωρηθεί ο παρακάτω οπλισμός για τα δομικά στοιχεία.

Πίνακας Β'.8: Οπλισμός δομικών στοιχείων

	$\lambda \leq 3$		$\lambda \geq 4$	
	Διαμήκης	Εγκάρσιος	Διαμήκης	Εγκάρσιος
Στύλοι ισογείου	8Ø16	Ø8/140	8Ø20	Ø8/140
Στύλοι ορόφων	8Ø14	Ø8/160	8Ø18	Ø8/160
Δοκοί ισογείου. Ακρ. στηρίξεις	4Ø16	Ø8/180	4Ø18	Ø8/180
Δοκοί ισογείου. Μεσ. στηρίξεις	6Ø16	Ø8/150	6Ø18	Ø8/150
Δοκοί ορόφων. Ακρ. στηρίξεις	4Ø14	Ø8/180	4Ø16	Ø8/180
Δοκοί ορόφων. Μεσ. στηρίξεις	6Ø14	Ø8/150	6Ø16	Ø8/150

- Ο οπλισμός των στηρίξεων των δοκών να θεωρηθεί ότι αντιστοιχεί στην άνω ίνα ενώ στην κάτω να τοποθετηθεί το ήμισυ αυτού, της ίδιας διαμέτρου (πχ όπου υπάρχουν άνω 5Ø18 τότε κάτω να τοποθετηθούν 5/2=2.5 οπότε 3Ø18).
- Για το σκυρόδεμα να θεωρηθούν οι τιμές παραμόρφωσης από το σχήμα 12.5 του βιβλίου «Προσομοίωση κατασκευών σε προγράμματα HY»
- Για τον χάλυβα, να θεωρηθούν οι παράμετροι σύμφωνα με το σχήμα 12.9 του ίδιου βιβλίου, ως εξής:
 - $f_y = (450 + 10\lambda)MPa$
 - $f_u = 1.25 \cdot f_y$
 - $f_{ye} = 1.15 \cdot f_y$
 - $f_{ue} = 1.10 \cdot f_u$

Να υπολογιστεί η στοχευόμενη μετακίνηση και να αποτιμηθεί η απόκριση του φορέα για τη σεισμική δράση που αντιστοιχεί σε επιτάχυνση του εδάφους α_{gR} όπως αυτή υπολογίστηκε στο ζήτημα 2.