



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

2 Μαΐου 2018

Περιεχόμενα

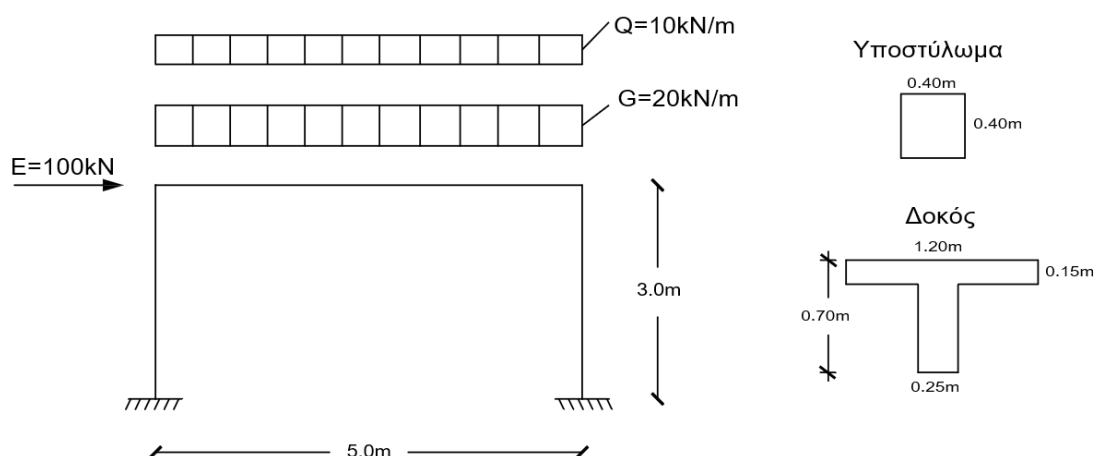
1	Δυναμική ανάλυση μονώροφου πλαισίου	1
1.1	Γεωμετρία φορέα - Δεδομένα	1
	Πρόσθετα δεδομένα	1
	Ζητούνται	1
1.2	Υπολογισμός μάζας	2
1.3	Ιδιομορφική ανάλυση	3
1.4	Υπολογισμός επιτάχυνσης σχεδιασμού	5
1.5	Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης	5
1.6	Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης	8
1.7	Υπολογισμός 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 σπλισμού	52
6.5.1.1	Δοκός ισογείου	52
6.5.1.2	Στύλοι ισογείου	53
6.5.2	Υπολογισμός λ σε όρους εντατικών μεγεθών	53
	Βιβλιογραφία	54
A'	Τυπολόγιο	57
A'.1	Σεισμικές διεγέρσεις Ευρωκώδικα 8	57
A'.1.1	Φάσματα απόκρισης	57
	Οριζόντιο ελαστικό φάσμα απόκρισης	57
	Φάσμα σχεδιασμού	57
	Παράμετροι φασμάτων	58
A'.1.2	Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης	60
	Τέμνουσα βάσης	60
	Κατανομή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων	61
A'.2	Υπολογισμός στοχευόμενης μετακίνησης	62
B'	Εργασία εξαμήνου	65
	Μεταβλητές για τον υπολογισμό των δεδομένων κάθε φοι- τητή	65
	Γεωμετρία φορέα	65
	Ζήτημα 1ο. Ελαστική προσομοίωση του φορέα	65
	Ζήτημα 2ο. Δυναμικά χαρακτηριστικά - Σεισμικές φορτί- σεις	67
	Ζήτημα 3ο. Ανελαστική στατική ανάλυση βάσει προεπι- λογών SAP2000 (FEMA)	68

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:

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

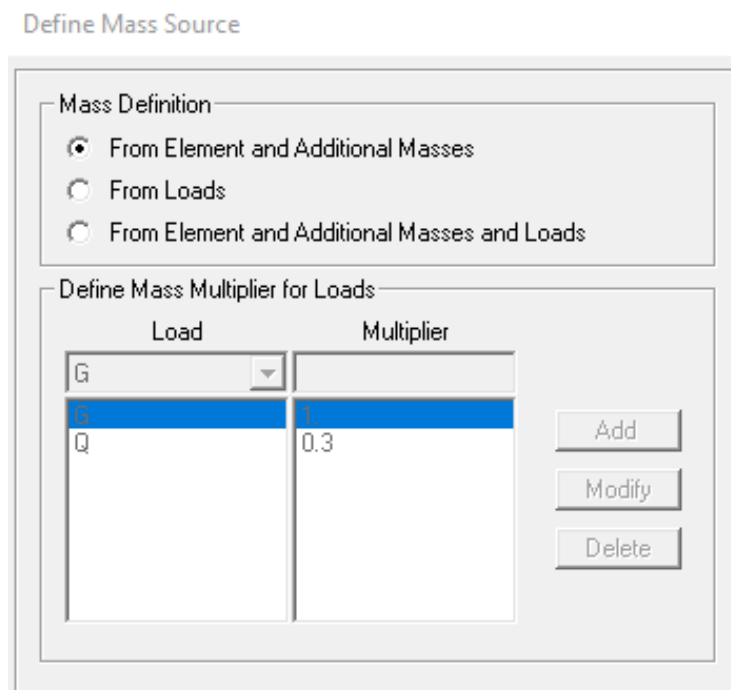
όπου:

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

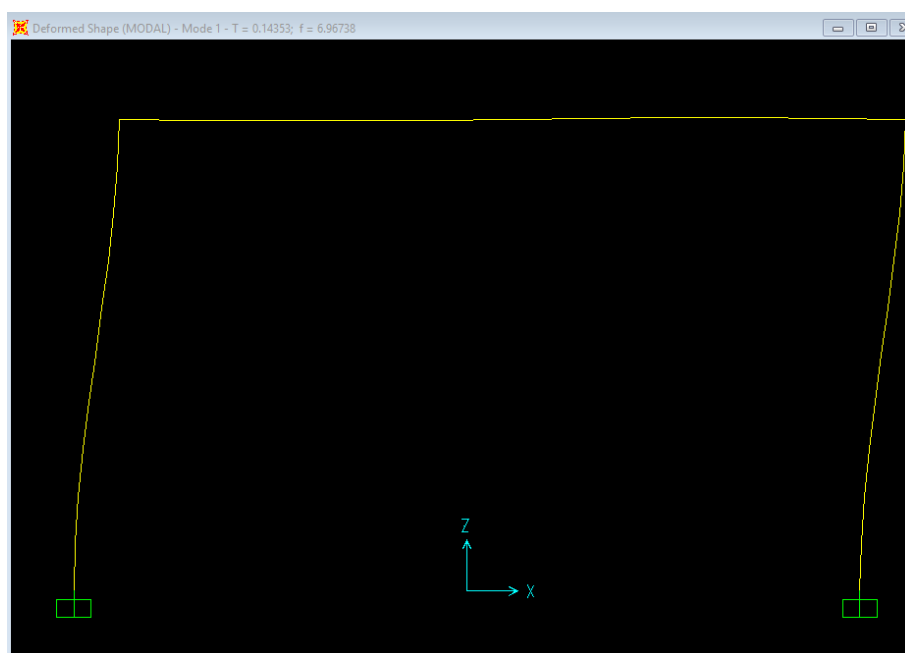
1.3 Ιδιομορφική ανάλυση

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

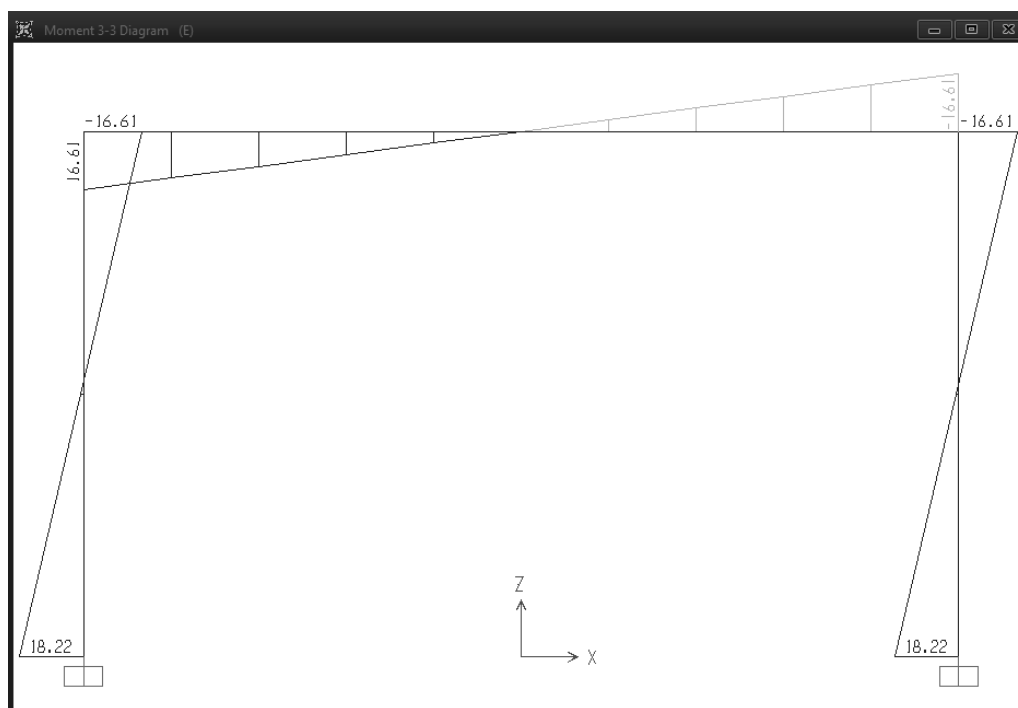
Από τα παραπάνω προκύπτει: $F_b = 23.22kN$

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:

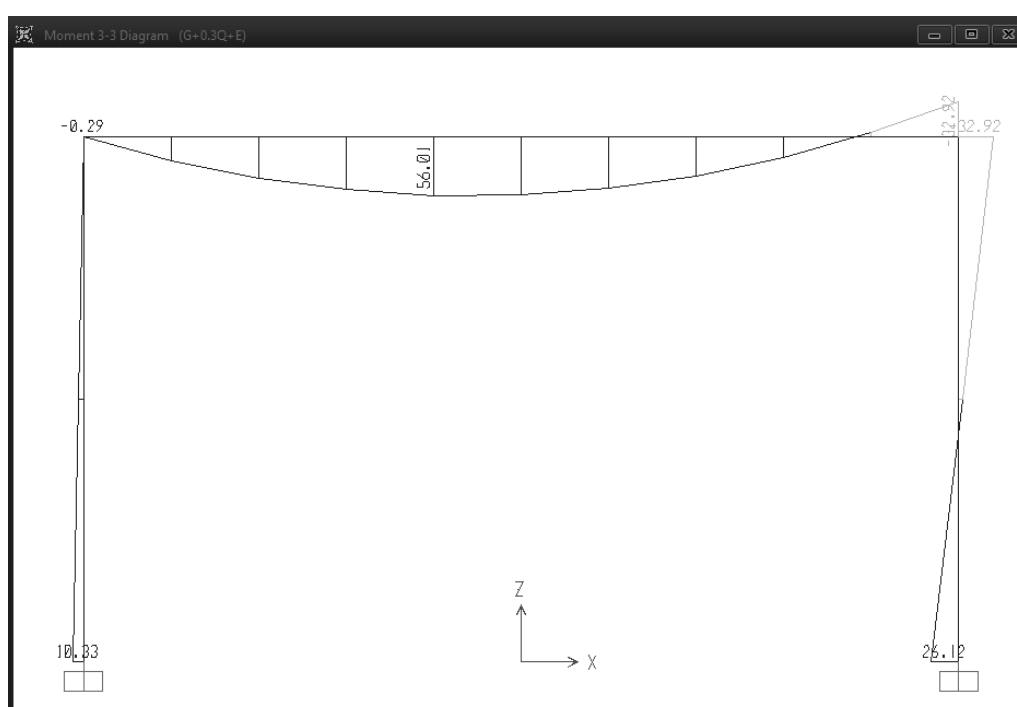
$$F_1 = F_b = 23.22kN \quad (1.4)$$

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).

Response Spectrum EuroCode 8 - 2004 Function Definition

Function Name: EC8_SPEC

Function Damping Ratio: 0.05

Parameters:

- Country: CEN Default
- Direction: Horizontal
- Horizontal Ground Accel., ag/g: 2.3544
- Spectrum Type: 1
- Ground Type: C
- Soil Factor, S: 1.15
- Acceleration Ratio, Avg/Ag:
- Spectrum Period, Tb: 0.2
- Spectrum Period, Tc: 0.6
- Spectrum Period, Td: 2
- Lower Bound Factor, Beta: 0.2
- Behavior Factor, q: 3.3

Define Function:

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

Function Graph:

Display Graph: [4.21 , 0.4709]

Buttons: Convert to User Defined, Display Graph, OK, Cancel

Σχήμα 1.8: Εισαγωγή του φάσματος σχεδιασμού του EC8 στο SAP2000

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: EC8_SPEC

Load Case Type: Response Spectrum

Modal Combination:

- ☒ CQC
- ☐ SRSS
- ☐ Absolute
- ☐ GMC
- ☐ NRC 10 Percent
- ☐ Double Sum

Directional Combination:

- ☒ SRSS
- ☐ CQC3
- ☐ Absolute

Modal Load Case:

Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	EC8_SPEC	1

Other Parameters:

Modal Damping: Constant at 0.05

Buttons: Set Def Name, Modify/Show..., Add, Modify, Delete, Show Advanced Load Parameters, Modal Damping, Constant at 0.05, Modify/Show..., OK, Cancel

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

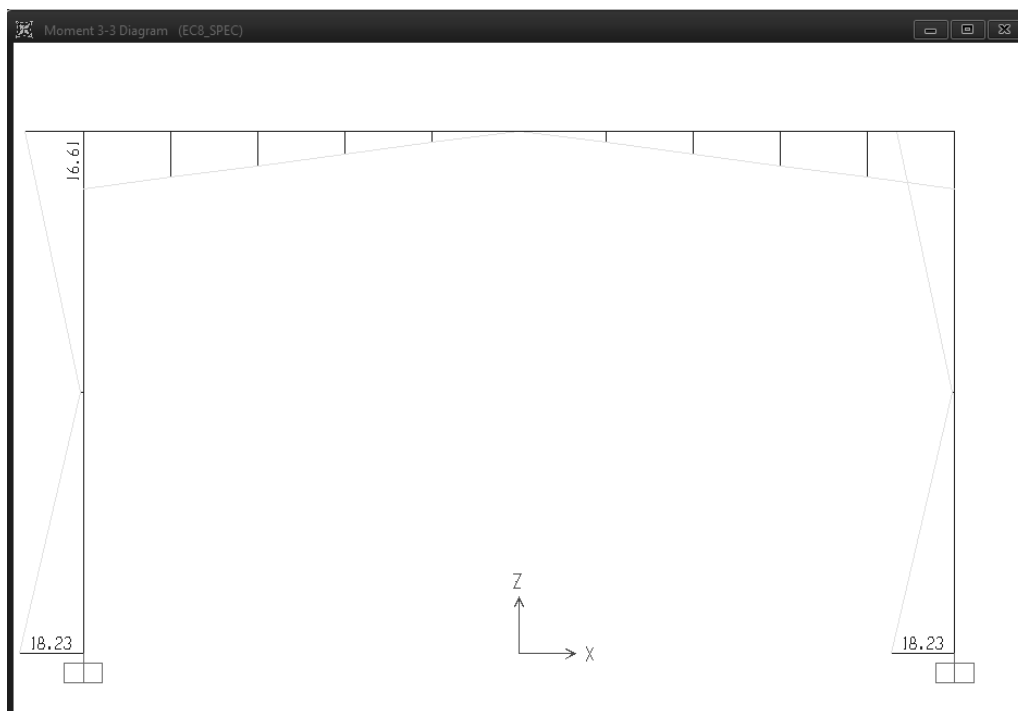
Load Combination Type

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.

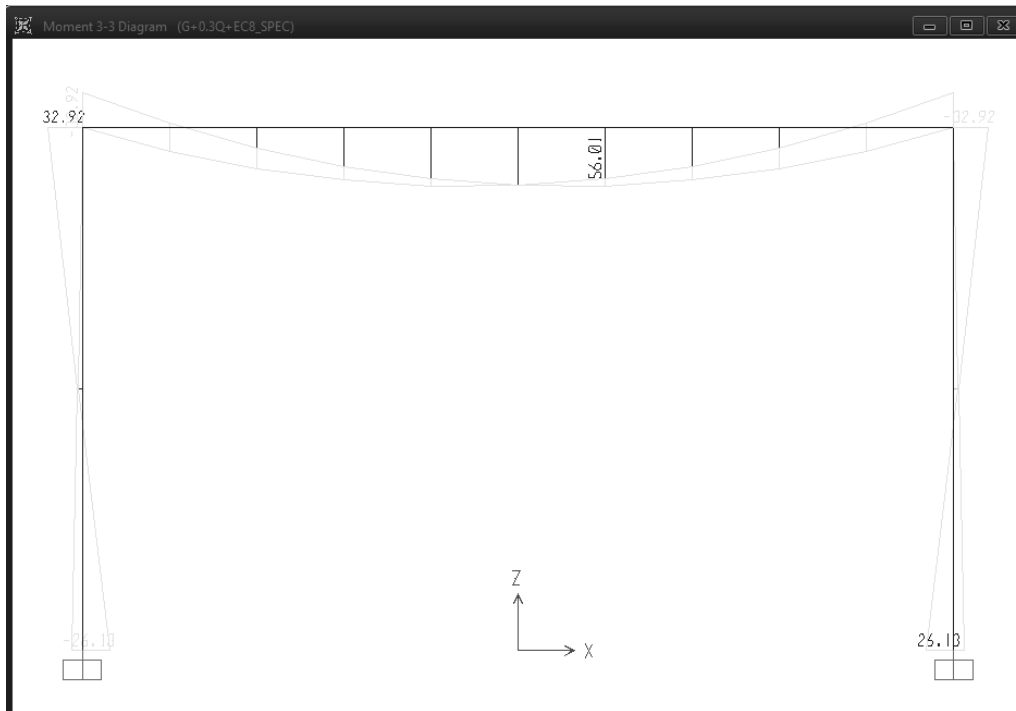
Σχήμα 1.10: Σεισμικός συνδυασμός $G+0.3Q+EC8SPEC$



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

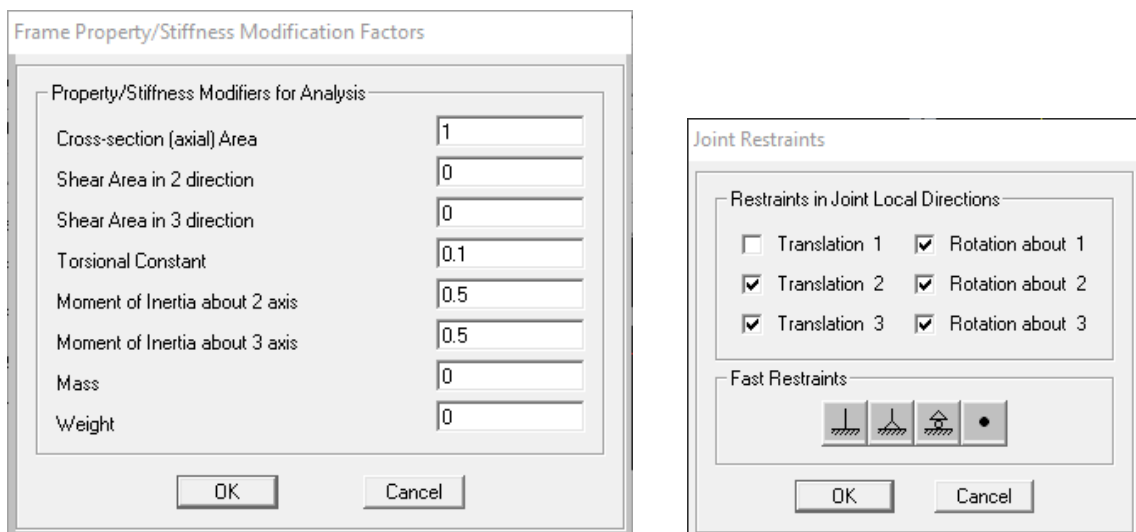
Αντικαθιστώντας στις παραπάνω σχέσεις ($E = 28GPa$, $b = 0.40m$, $H = 3m$ και $m = 11.72t$) προκύπτουν:

- $I = 2.133 \cdot 10^{-3} m^4$
- $K_{v\pi} = 26548.15 kN/m$
- $K_{cr} = 0.5 \cdot K_{v\pi} = 13274.07 kN/m$ (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 $T = 0.132 sec$

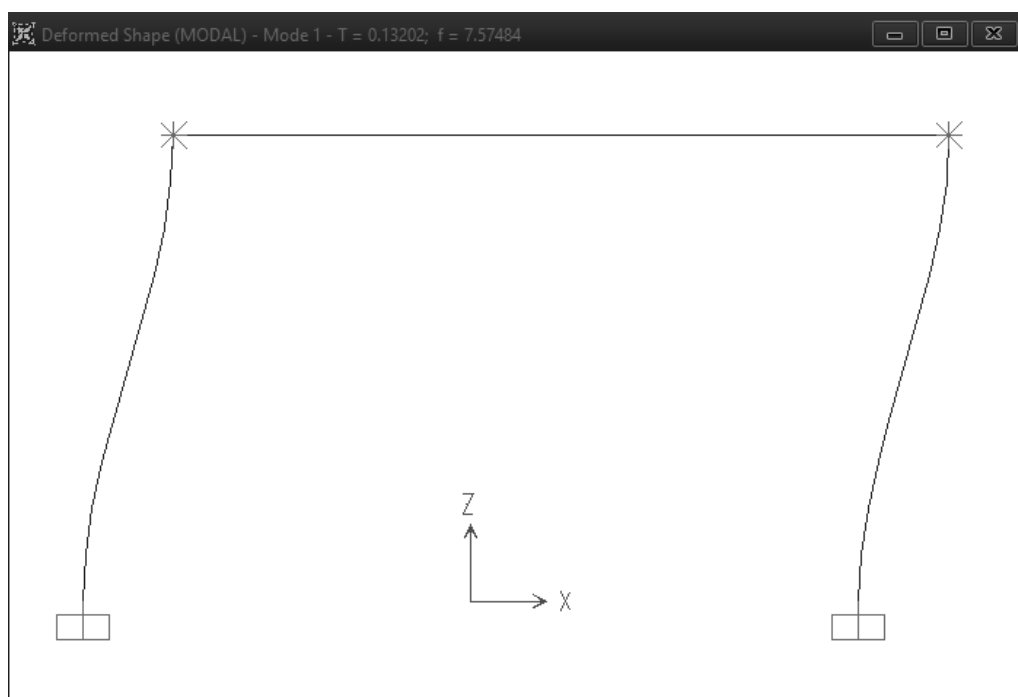
Παρατηρείται ότι η τιμή της ιδιοπεριόδου δεν ταυτίζεται με αυτήν που υπολογίστηκε από το πρόγραμμα (ήταν $T = 0.1435 sec$). Για να προκύψουν οι ίδιες τιμές και από την ανάλυση με το SAP2000 [2] πρέπει να γίνουν τα εξής ώστε οι δύο υπολογισμοί να είναι πλήρως συμβατοί:

- 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



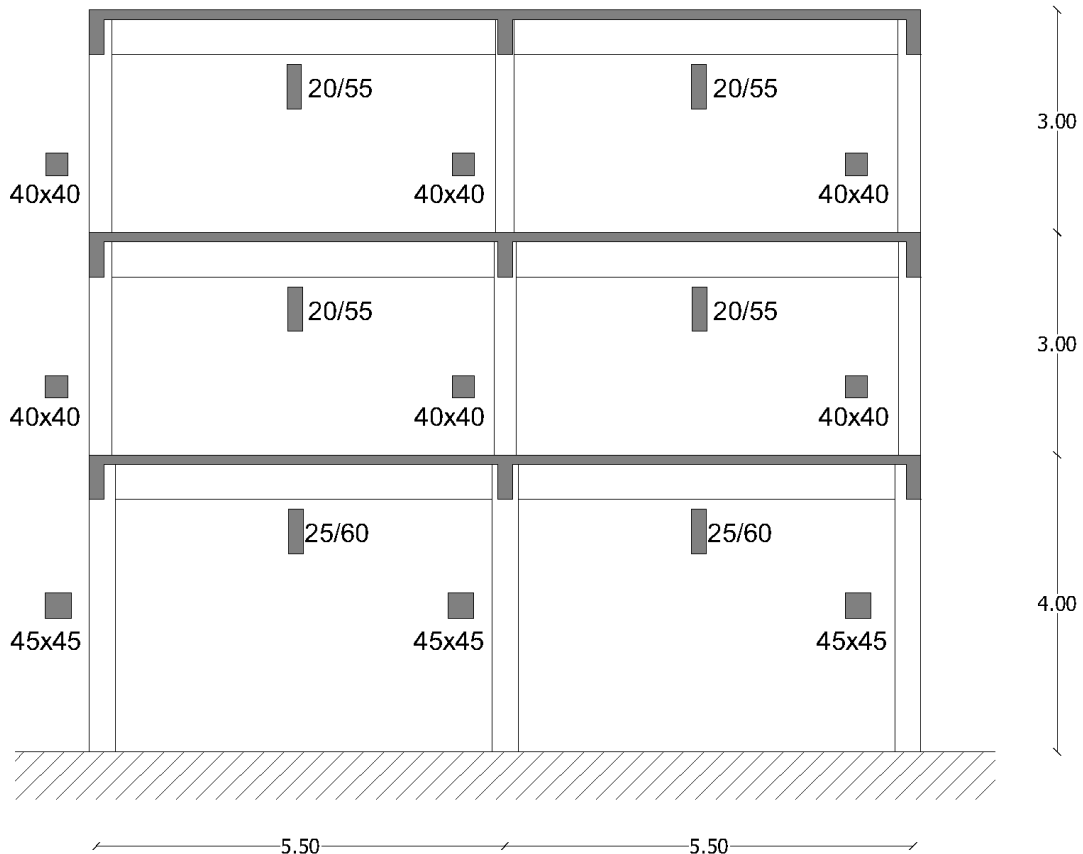
Σχήμα 1.14: Ιδιομορφή του φορέα ώστε να προσομοιώνεται η επίλυση "με το χέρι"

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).

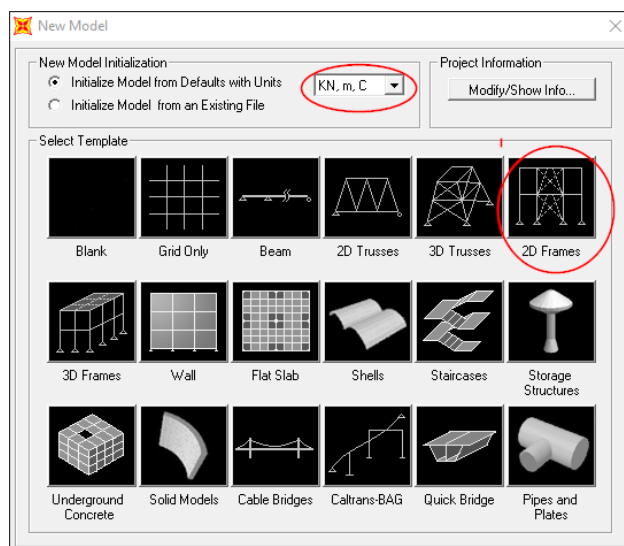
2.6 Δεδομένα για την αποτίμηση του φορέα

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

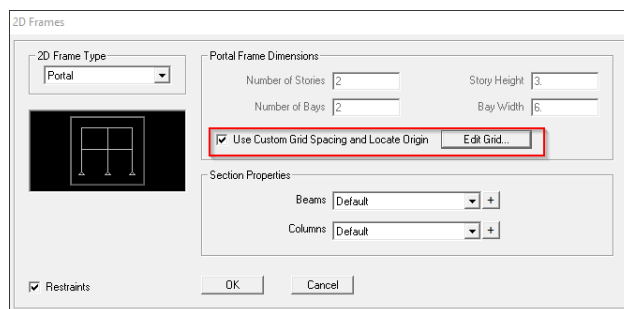
3.1 Γεωμετρία φορέα

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



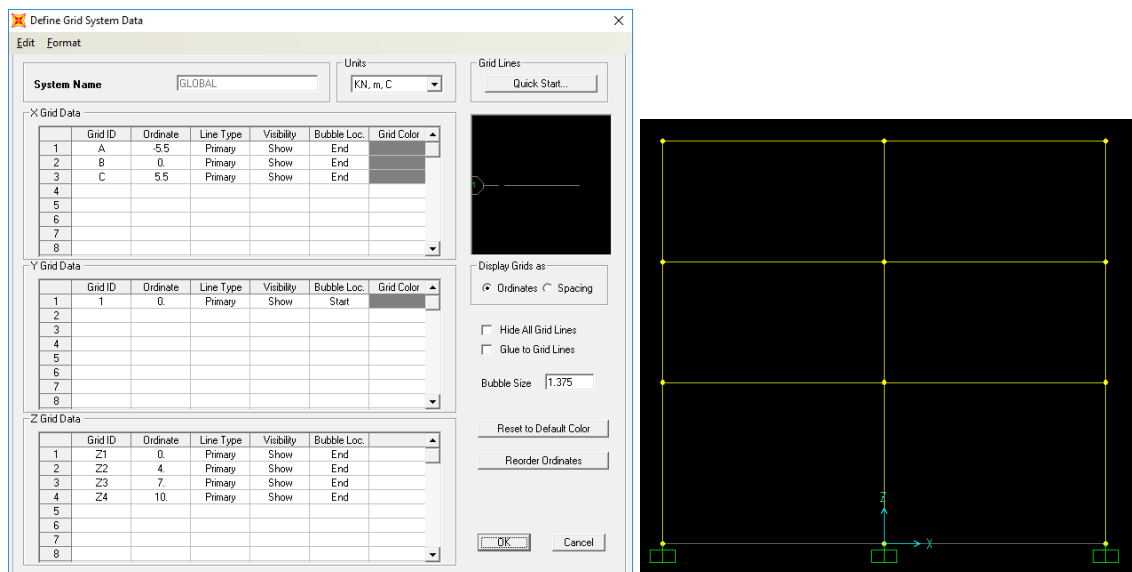
Σχήμα 3.1: Έναρξη νέου προσομοιώματος

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

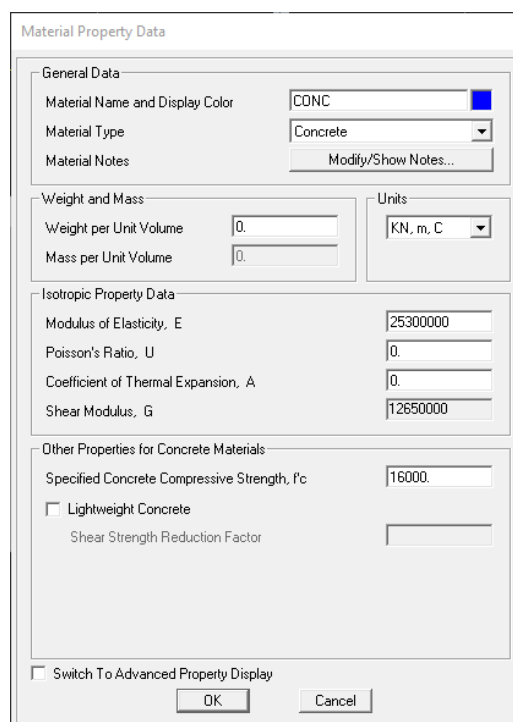


Σχήμα 3.3: Δεδομένα καννάβου και αρχικός φορέας

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

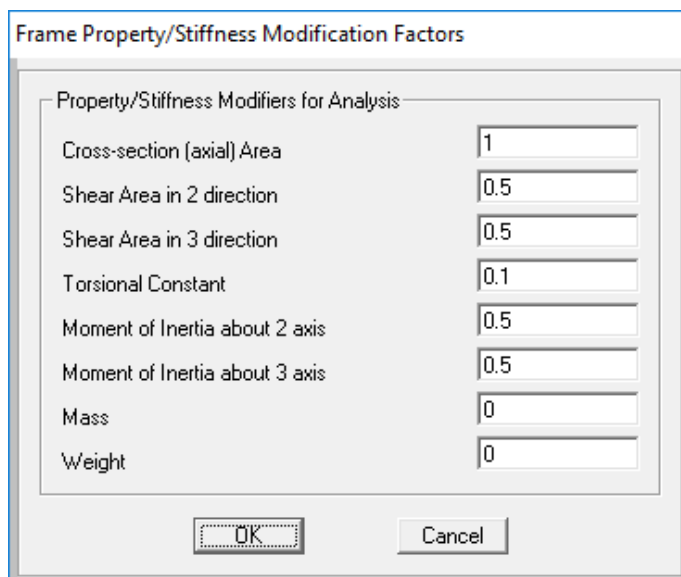
Display Color: [Grey]

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:

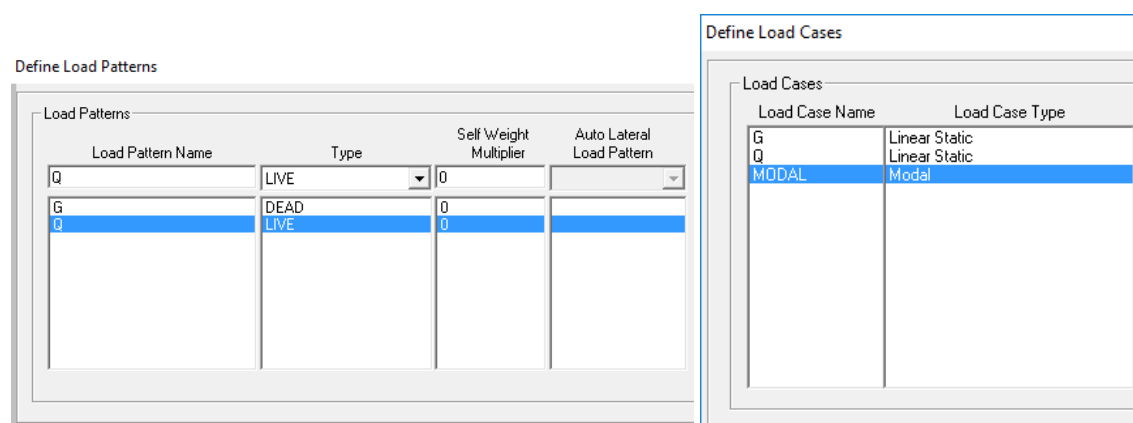


Σχήμα 3.7: Μειώσεις γεωμετρικών ιδιοτήτων για την προσομοίωση των ρηγματωμένων διατομών

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:



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

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

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

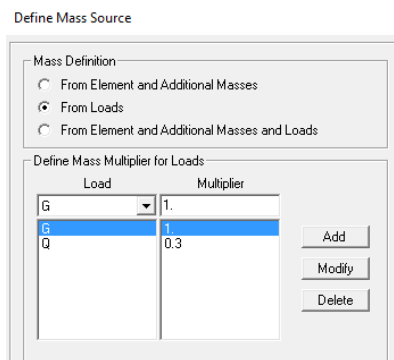
Σχήμα 3.10: Ιδιομορφική φορτιστική κατάσταση

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.

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

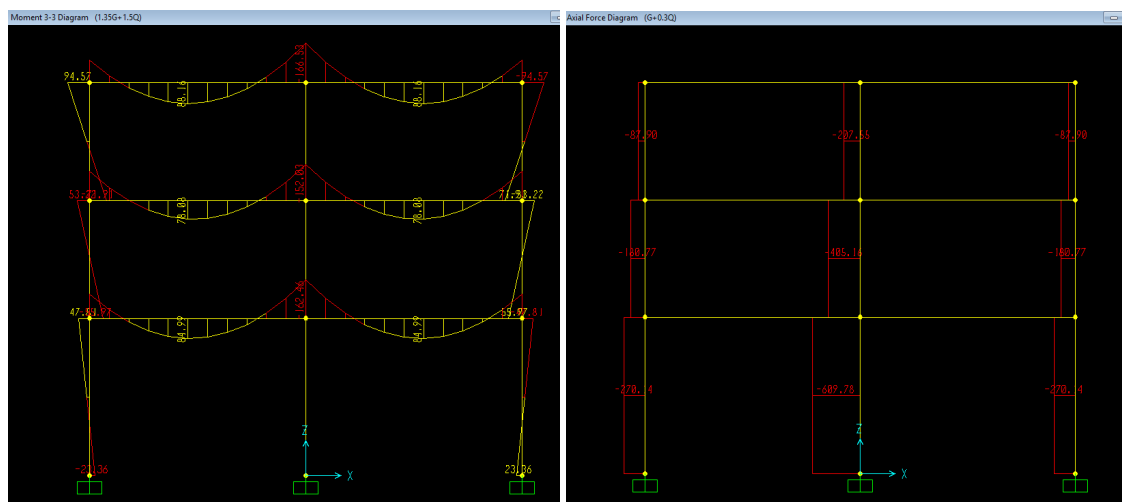
Οι μάζες θα μπορούσαν να τοποθετηθούν από το χρήστη σε οποιοδήποτε κόμβο του κάθε ορόφου καθώς υπάρχει η διαφραγματική λειτουργία. Εναλλακτικά, στο ίδιο αποτέλεσμα καταλήγουμε αν ζητήσουμε από το πρόγραμμα να υπολογίσει αυτόματα τις μάζες από τα φορτία ως εξής. Η συνέχεια του παραδείγματος θα ακολουθεί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



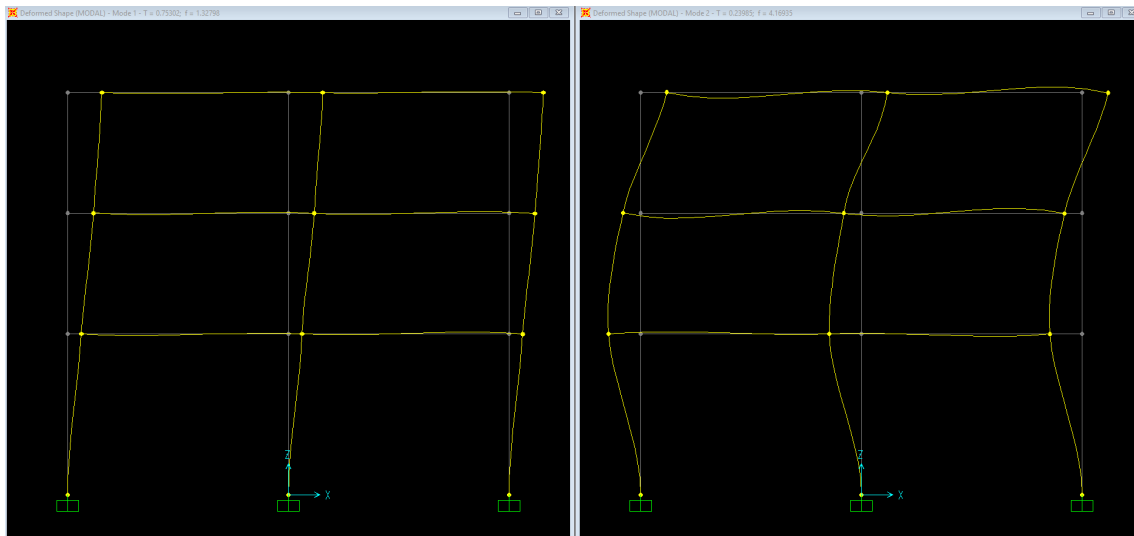
Σχήμα 3.12: Διάγραμμα ροπών για $1.35G+1.50Q$ και αξονικών φορτίων για $G+0.3Q$

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	0.03954	1	0	0.95906	0	0	0	0	0.98267	0
	MODAL	Mode	8	0.013678	0.0000008725	0	1.261E-16	1	0	0.95906	0	0.01524	0	0	0.99791	0
	MODAL	Mode	9	0.013675	0	0	0.03638	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	0.0000001696	0	2.92E-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 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	0.048264	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 Ζ2 από τον πίνακα Α'.1 είναι $a_{gR} = 0.24g$ και για κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙ 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:

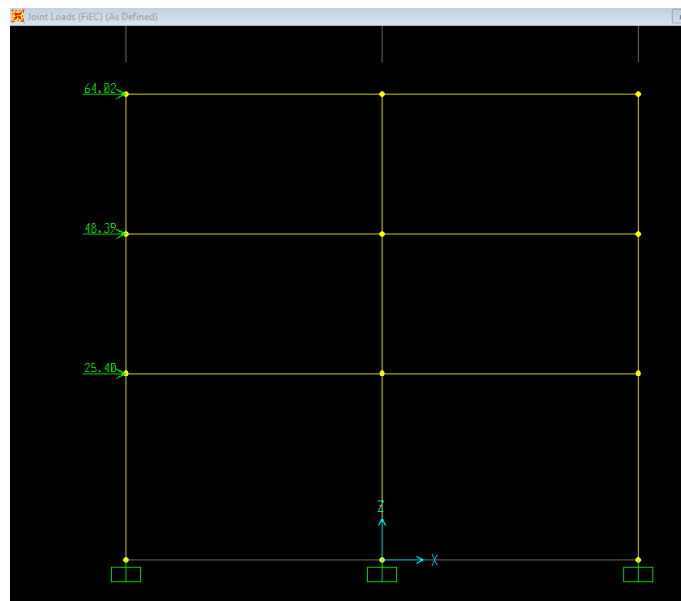
$$F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda = 1.383 \cdot 117.23 \cdot 0.85 = 137.81 \text{ kN} \quad (4.2)$$

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.



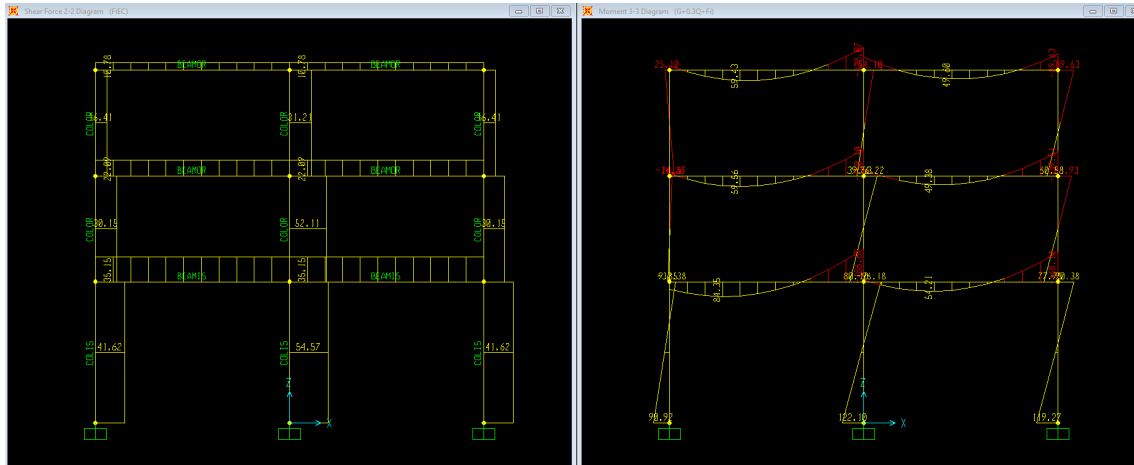
Σχήμα 4.6: Εισαγωγή οριζόντιων δυνάμεων στο SAP2000

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.

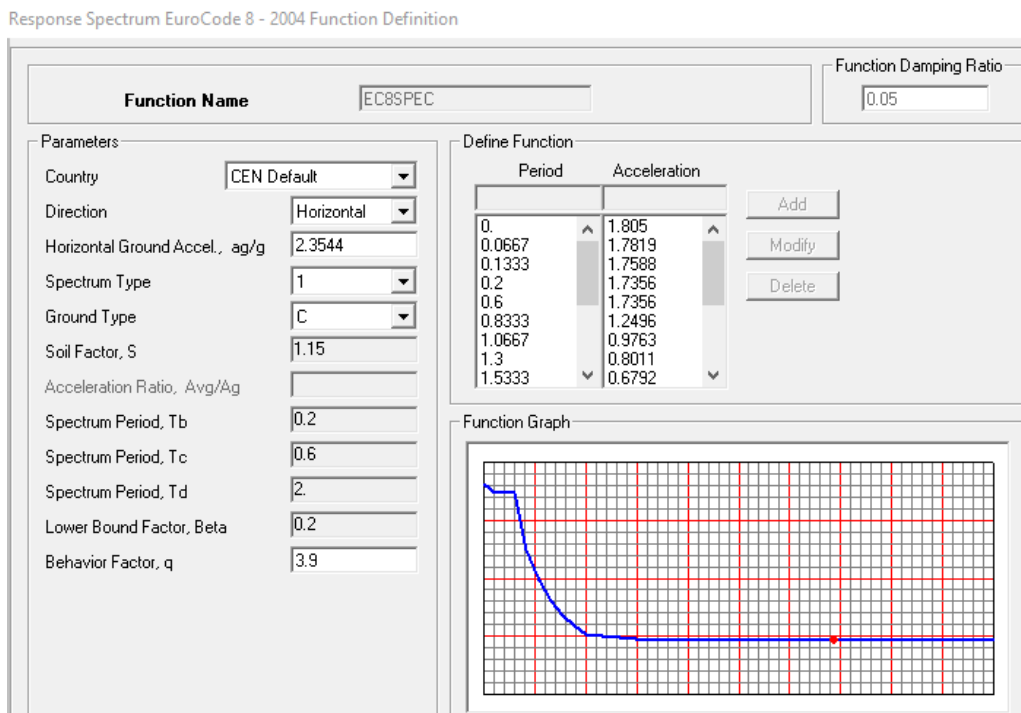


Σχήμα 4.8: Διάγραμμα τεμνουσών για τη φόρτιση αποκλειστικά με τις οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις (αριστερά) και ροπών κάμψης για το σεισμικό συνδυασμό $G + 0.3Q + F_i$ (δεξιά)

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:

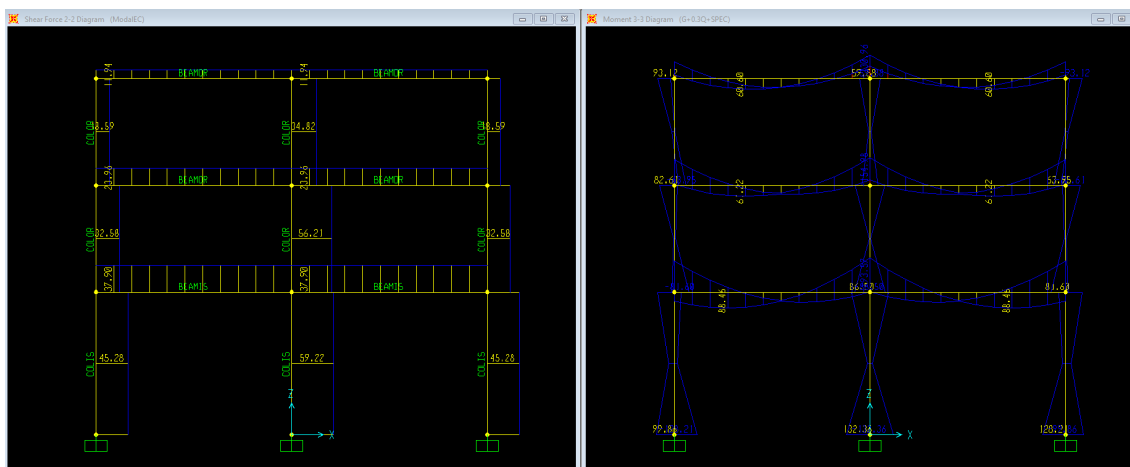
Σχήμα 4.10: Φορτιστική κατάσταση με το φάσμα σχεδιασμού

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
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

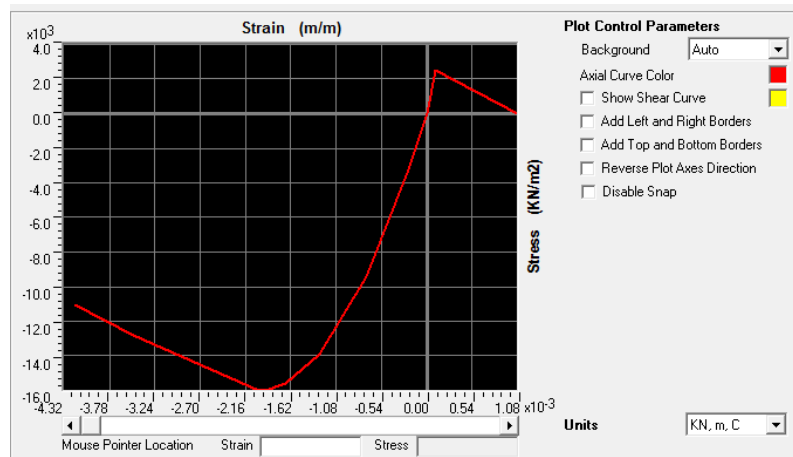
Για τον αυτόματο υπολογισμό των διαγραμμάτων ροπών-στροφών από το SAP2000 θα πρέπει να ενημερωθούν οι ιδιότητες των υλικών ώστε να περιλαμβάνουν τα πλήρη διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων, για να μπορεί να γίνει η ανάλυση των διατομών. Στη φόρμα επιλογής των υλικών επιλέγεται το *Show advanced properties*

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

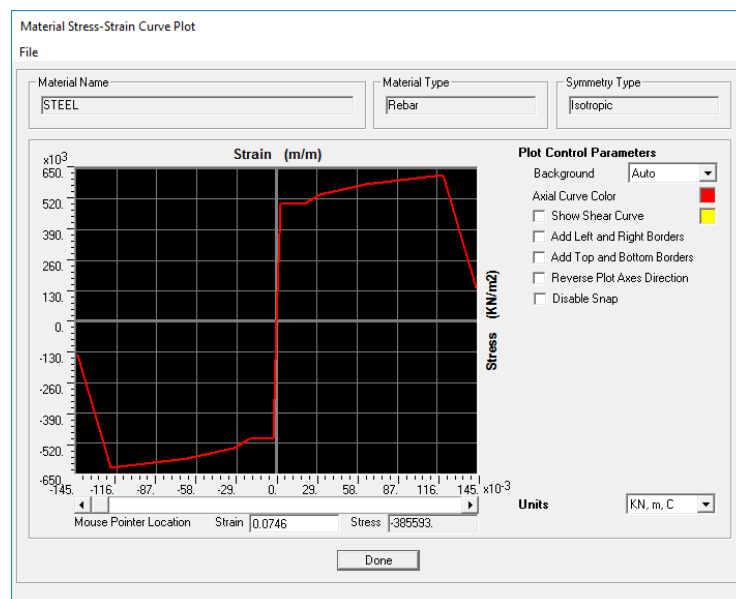
Ομοίως, για τις τιμές που υπολογίζονται σύμφωνα με τα δεδομένα της εκφώνησης, δίνονται οι παράμετροι και για τον χάλυβα οπλισμού. Προσοχή δίνεται στο σημείο ότι ως *Material Type* επιλέγεται *Rebar* (Reinforcement bars) και όχι *Steel* που αντιστοιχεί σε μεταλλικές κατασκευές.

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.

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

	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:

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

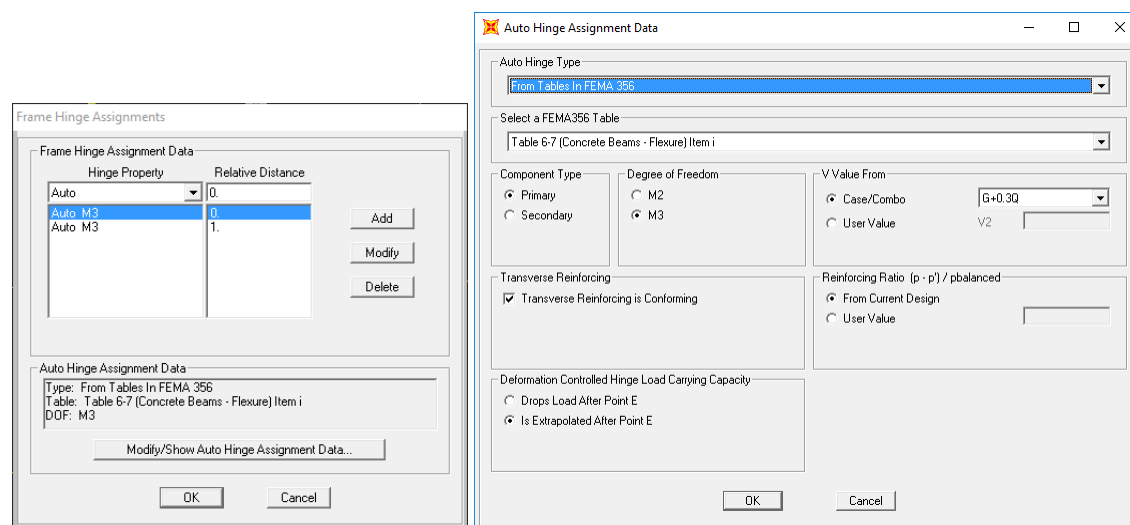
Ο διαμήκης οπλισμός δίνεται ως το συνολικό εμβαδόν των ράβδων στην άνω και κάτω ίνα των στηρίξεων. Έτσι για $3\varnothing 18$ έχουμε $A_s = 7.63cm^2 = 7.63 \cdot 10^{-4}m^2$

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

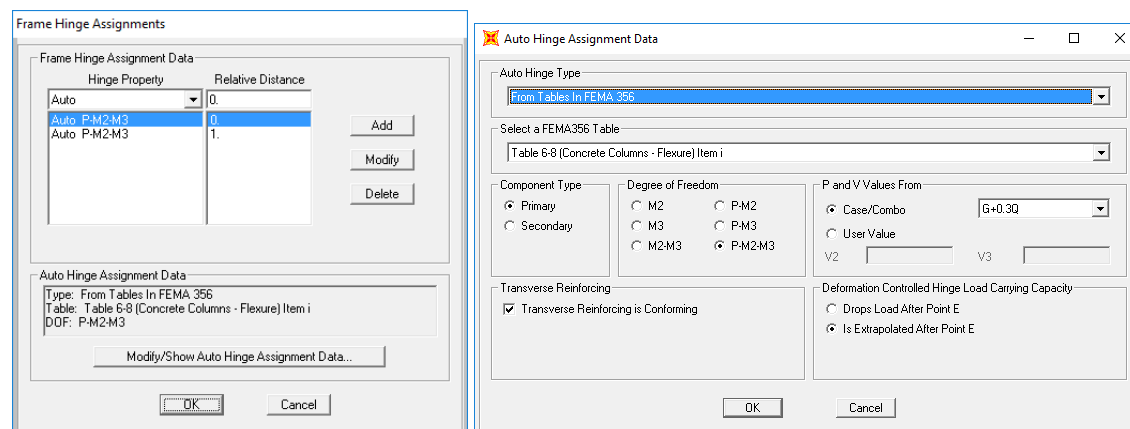
Assign->Frame->Hinges και *Auto M3* στην αρχή και στο τέλος του στοιχείου σύμφωνα με το σχήμα 5.7.



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.

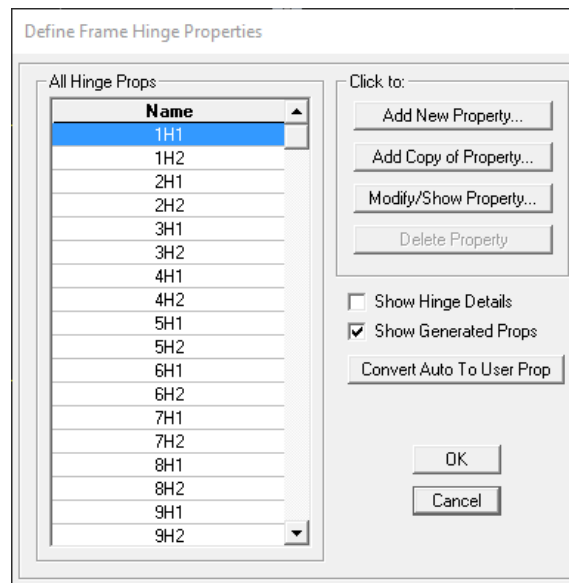


Σχήμα 5.8: Εισαγωγή αυτόματων πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα

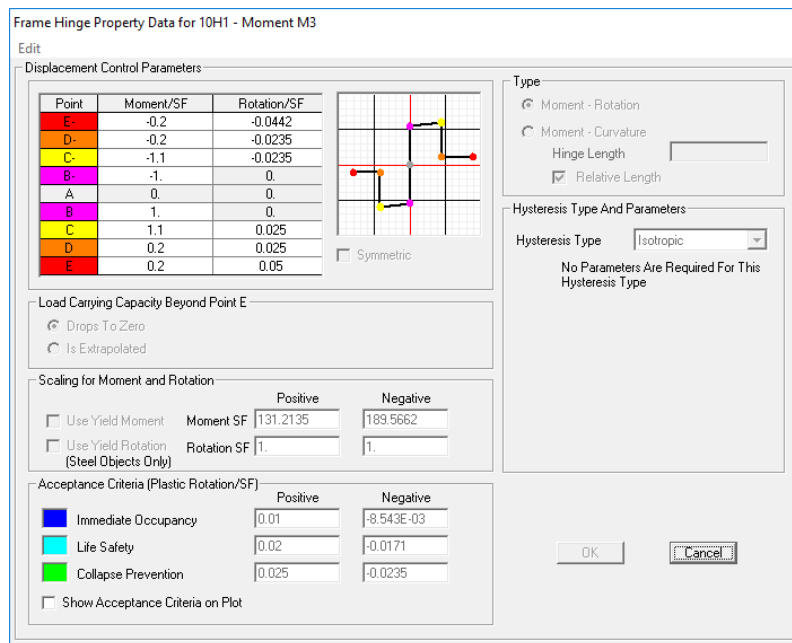
5.1.6 Εμφάνιση αυτόματων πλαστικών αρθρώσεων

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 $F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}$

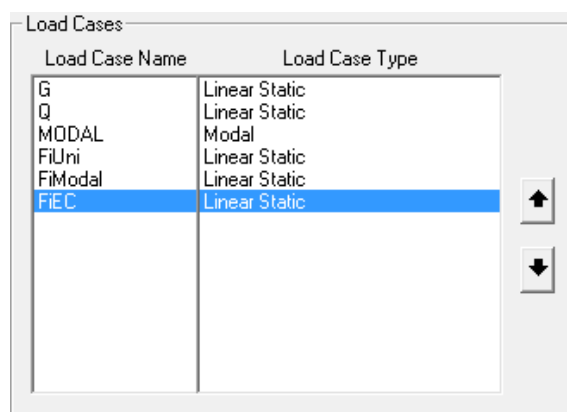
όπου:

- 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]

Analysis Type:

- ☐ Linear
- ☒ Nonlinear
- ☐ Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters:

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

Other Parameters:

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

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

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

[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*

The dialog box is titled 'Load Case Data - Nonlinear Static' and contains a section for 'Nonlinear Parameters'. It is divided into four main areas:

- 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

At the bottom, there are buttons for 'Reset To Defaults', 'OK', and '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

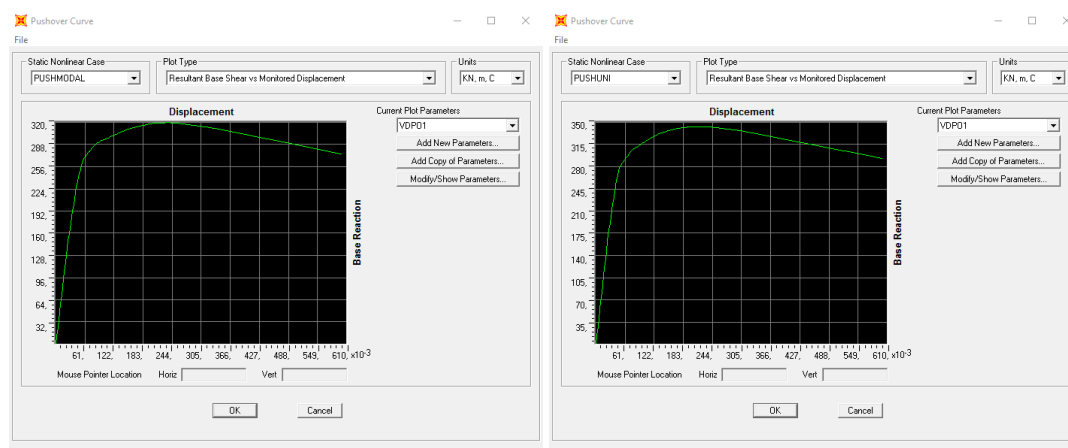
OK Cancel

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.

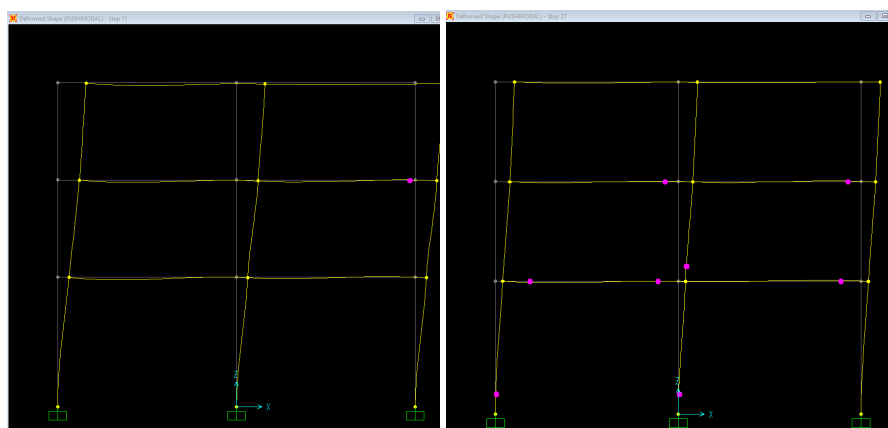


Σχήμα 5.19: Καμπύλες αντίστασης για την ιδιομορφική (αριστερά) και την ομοιόμορφη (δεξιά) κατανομή των φορτίων

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.

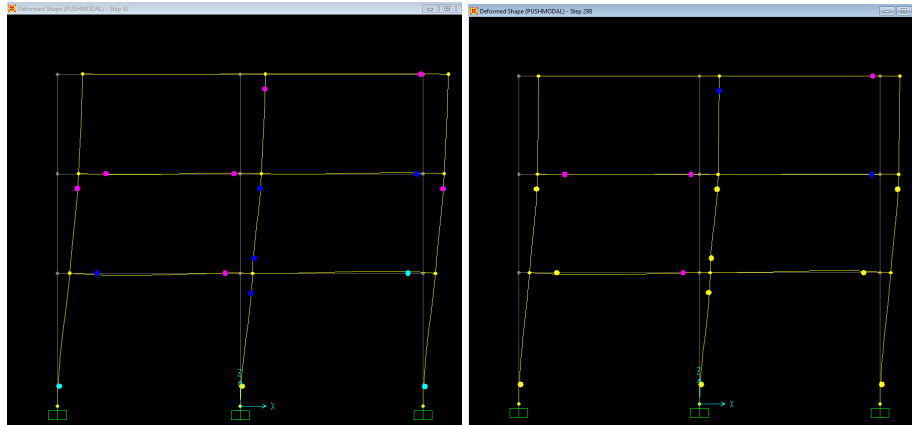
5.3.2 Πλαστικός μηχανισμός

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.

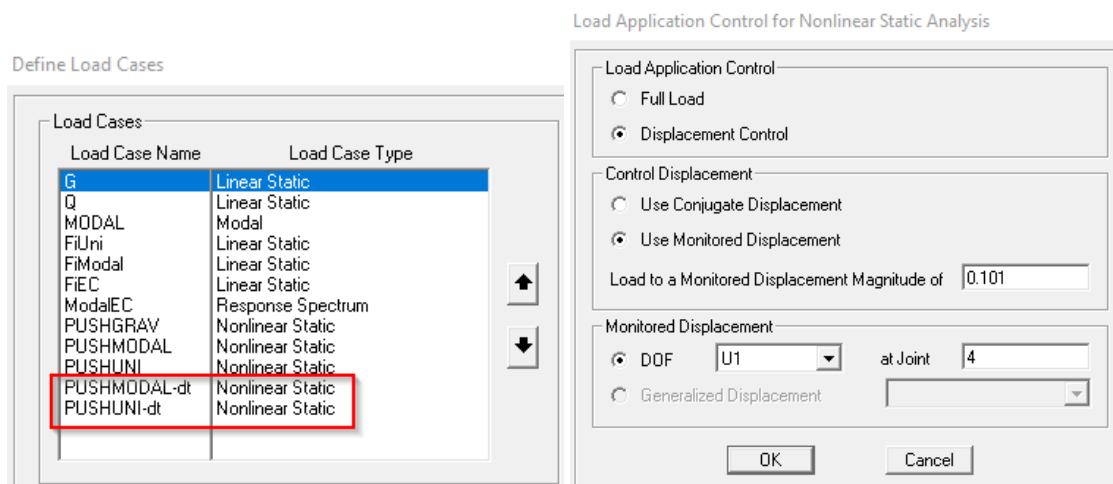
$$S_e(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} = 0.24 \cdot 9.81 \cdot 1.15 \cdot 1.0 \cdot 2.5 \cdot \frac{0.60}{0.753} = 5.39 \text{ m/sec}^2 \quad (5.3)$$

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 .

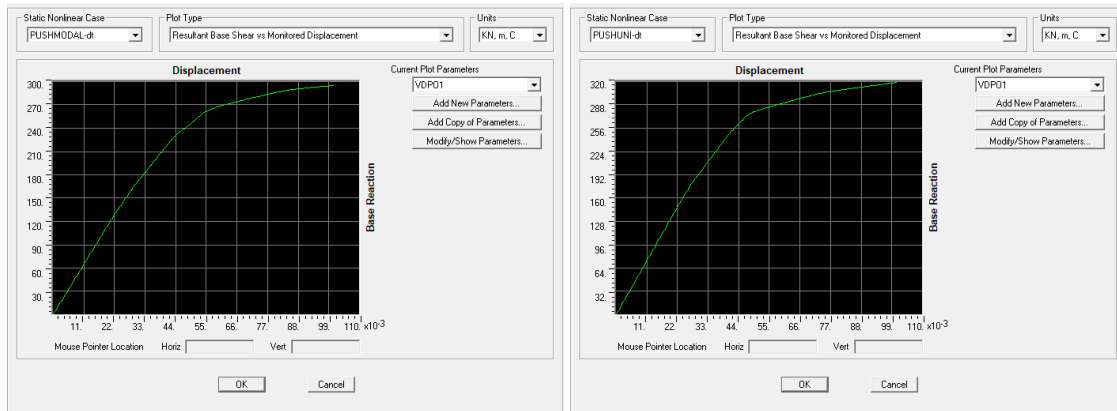


Σχήμα 5.22: Φορτιστικές καταστάσεις μέχρι τη στοχευόμενη μετακίνηση

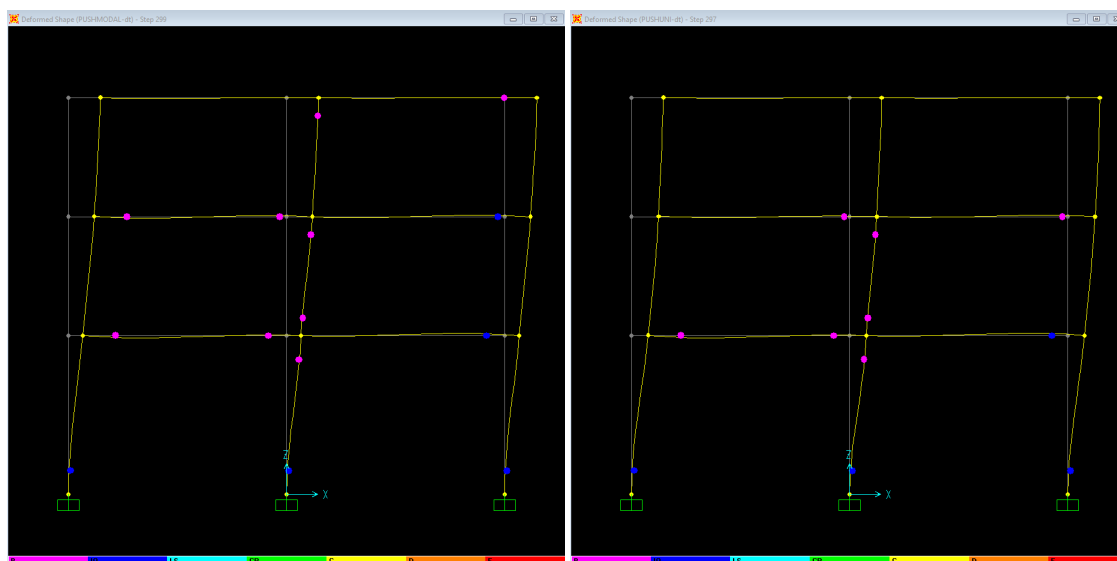
Από τις νέες pushover αναλύσεις οι καμπύλες αντίστασης που προκύπτουν με όριο το δ_t παρουσιάζονται στο σχήμα 5.23 (για την ακρίβεια αποτελούν τα αρχικά τμήματα των συνολικών καμπυλών αντίστασης που υπολογίστηκαν νωρίτερα) και φαίνεται ότι ο φορέας βρίσκεται στα πρώτα στάδια της ανελαστικής του απόκρισης.

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																			
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	Plastic Plastic	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.

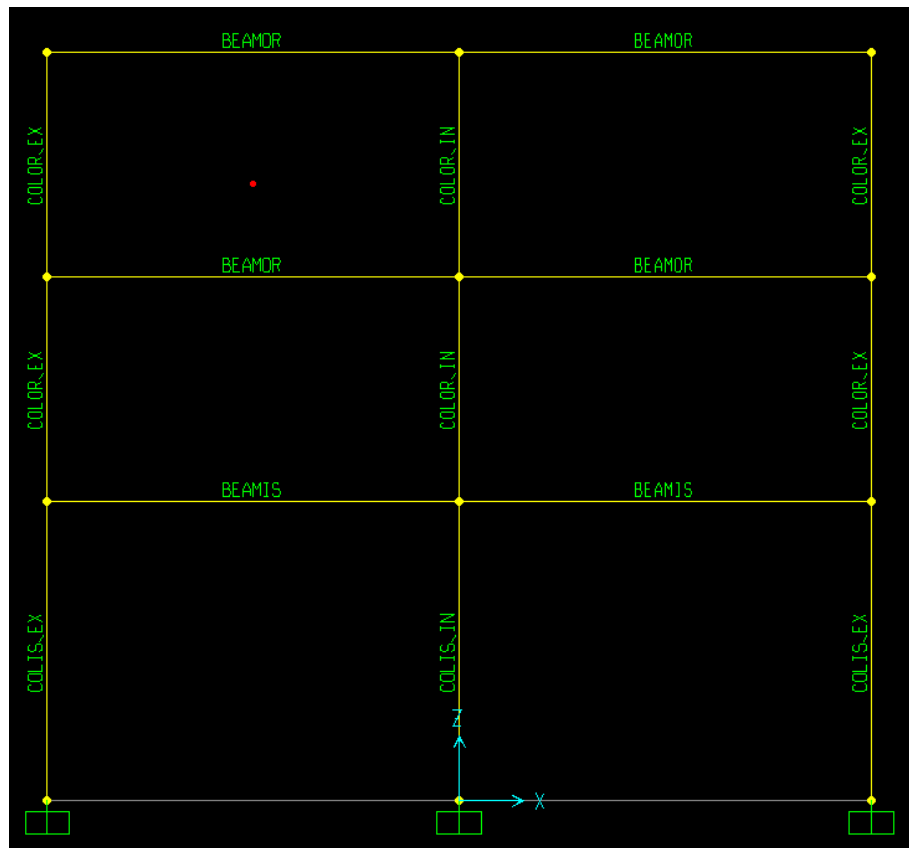
Η δυσστησία και η δυστένεια των δομικών στοιχείων θα εκτιμώνται κατά την κλασική μηχανική. Σχετικώς, επιτρέπεται χρήση των τιμών $0.4E_c A_w$ και $E_c A_g$, αντιστοίχως, όπου:

- 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)

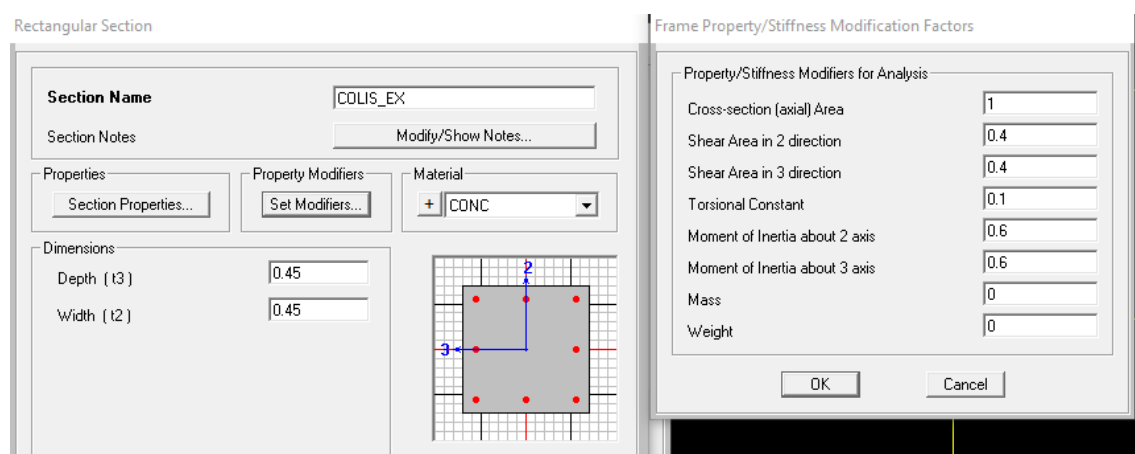
Για τη δυστρεψία, μπορεί να ληφθεί υπόψη τιμή της τάξεως του 10% αυτής για μη ρηγματωμένα στοιχεία.

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 $1.10G + 0.3Q$

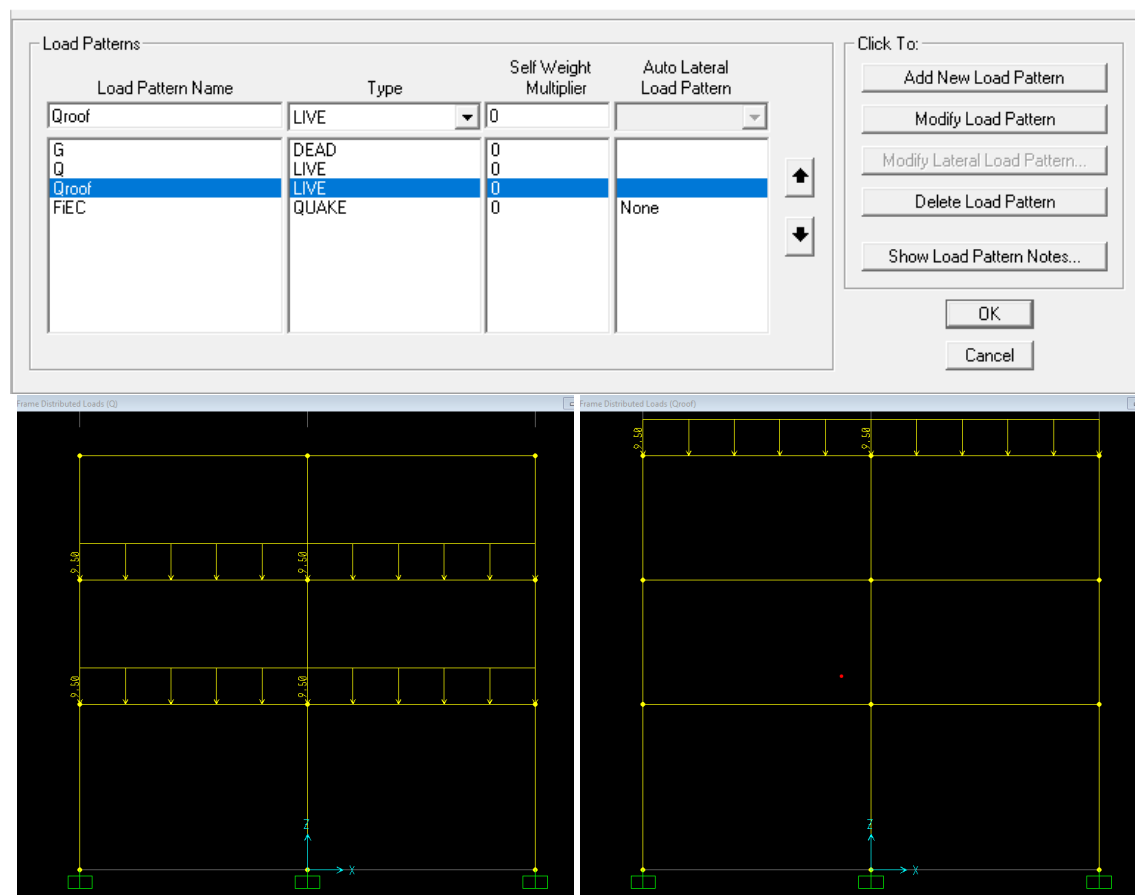
Ο υπολογισμός των μαζών μπορεί να γίνει "με το χέρι", σύμφωνα με τις σχέσεις:

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

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

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.

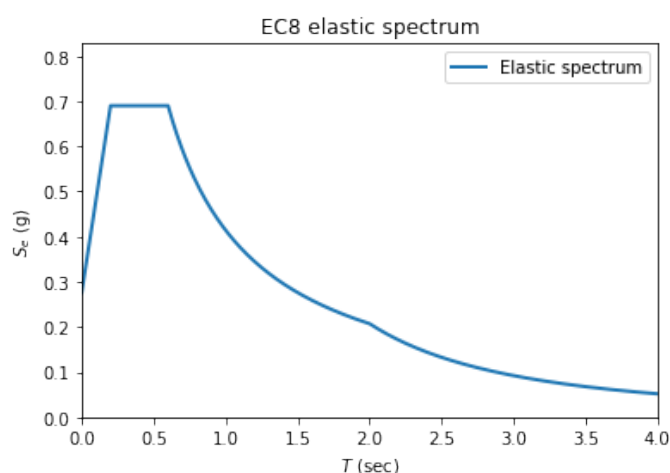
Σχήμα 6.4: Σεισμικός συνδυασμός για την προκαταρκτική στατική ανάλυση στο SAP2000

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).



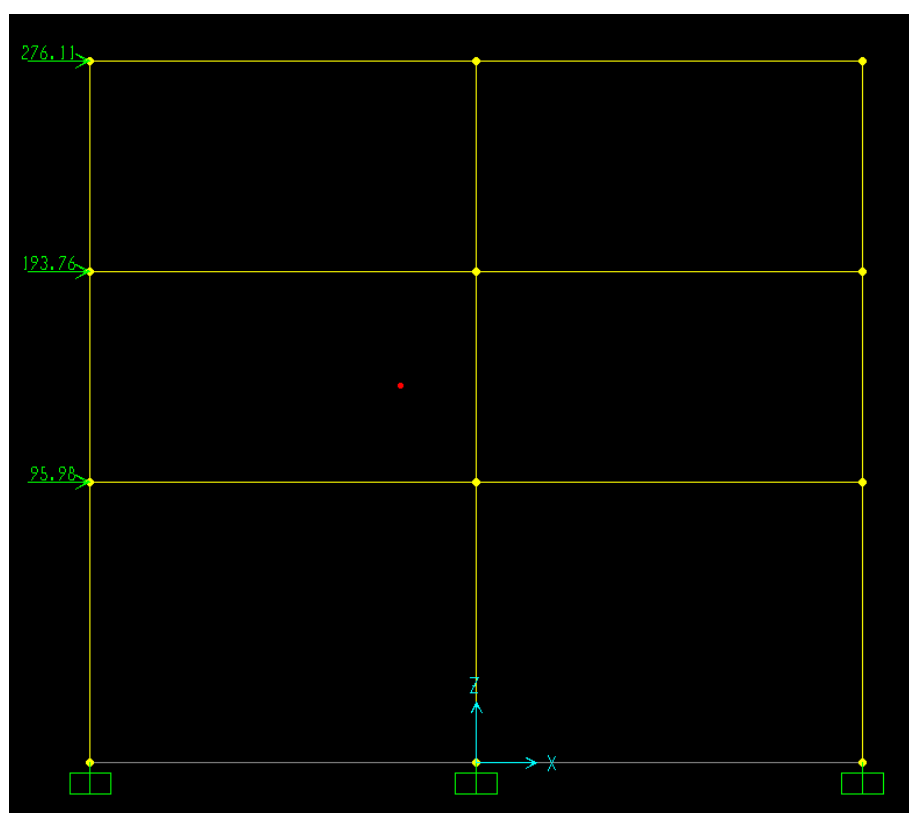
Σχήμα 6.5: Σεισμικός συνδυασμός για την προκαταρκτική στατική ανάλυση στο SAP2000

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

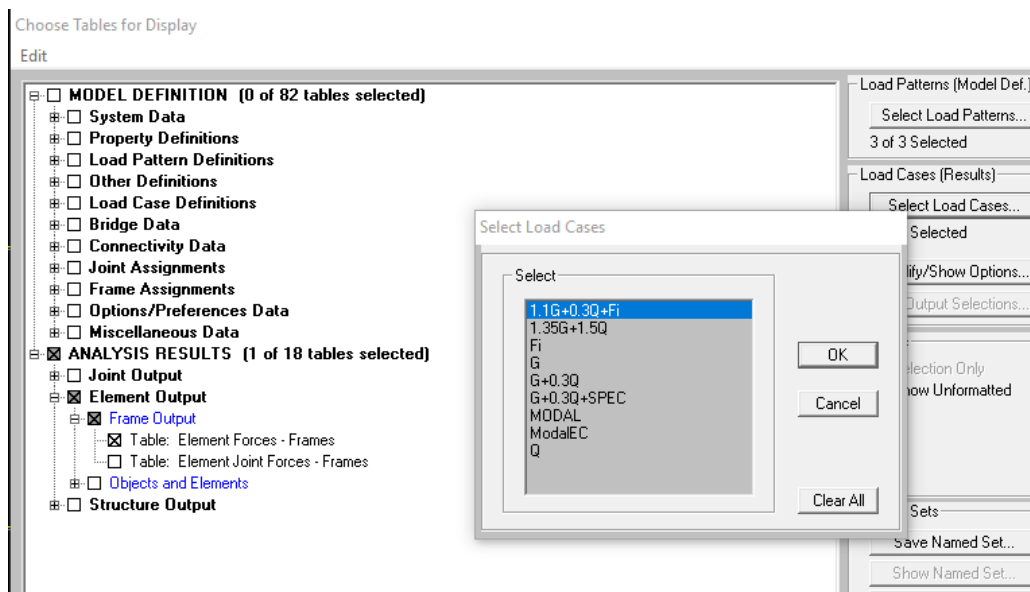
Όροφος	m_i	s_i	$m_i \cdot s_i$	F_i
1	41.07	0.04518	1.855	95.98
2	41.07	0.09121	3.746	193.76
3	42.67	0.12511	5.338	276.11
Σύνολο	124.80		10.94	565.84



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:

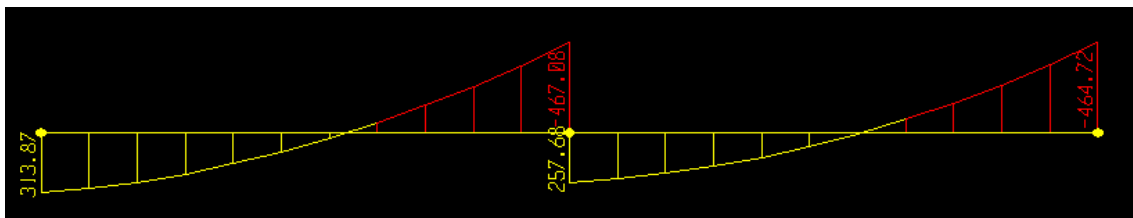
- S : εντατικό μέγεθος (ροπή) λόγω σεισμικού συνδυασμού όπου η σεισμική δράση λαμβάνεται δίχως μείωση (ελαστικό φάσμα του EC8-1)
 R_m : διαθέσιμη αντίσταση του στοιχείου (μέσες τιμές αντοχής υλικών)

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

6.5.1.1 Δοκός ισογείου

Το διάγραμμα ροπών για τις δοκούς του ισογείου 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 $M^+ = -257.68 \text{ kNm}$. Στη θέση αυτή ο υφιστάμενος οπλισμός είναι 5Φ18(άνω) $A_s^- = 12.72 \text{ cm}^2$ και 3Φ18(κάτω) $A_s^+ = 7.63 \text{ cm}^2$.

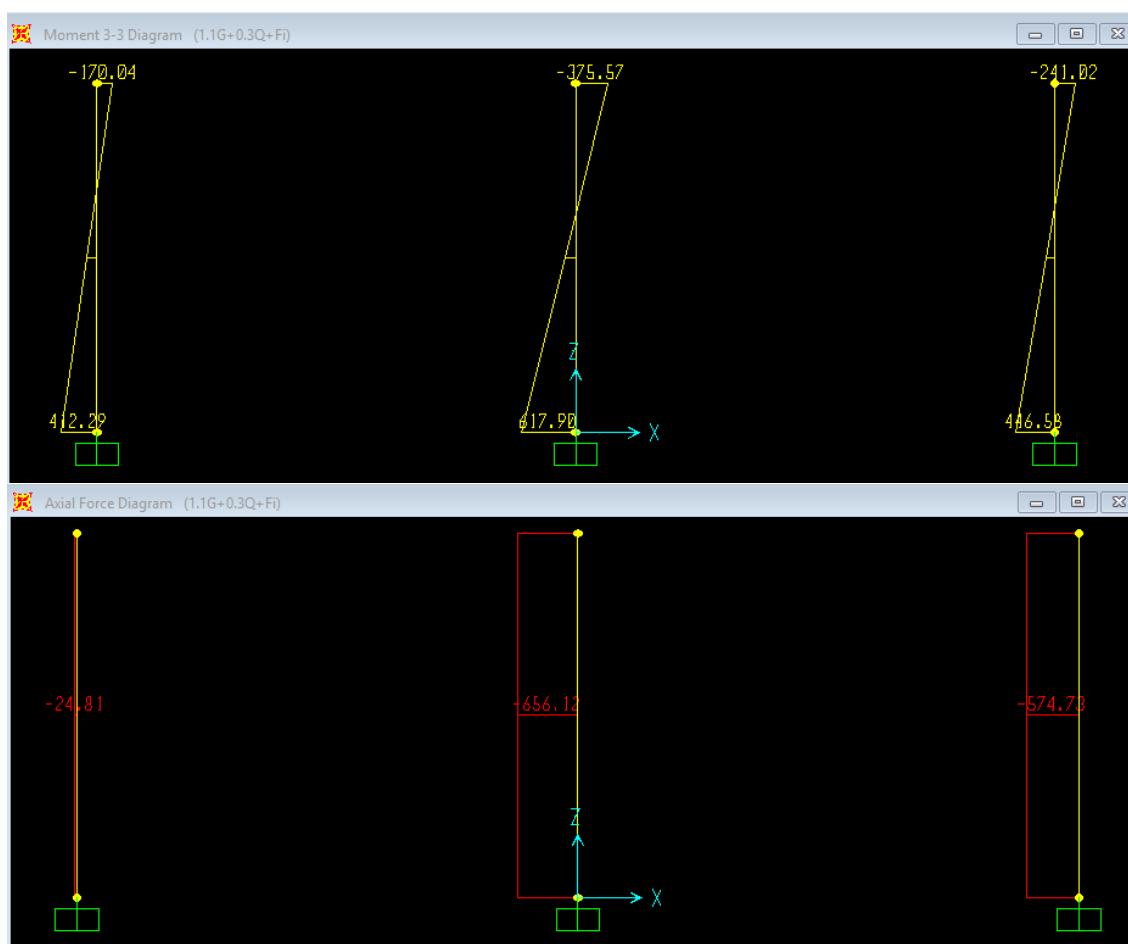
Υπολογίζεται η απαίτηση όπλισης χρησιμοποιώντας τα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης και μέσες τιμές (χωρίς συντελεστές ασφάλειας) για τις αντοχές των υλικών, οπότε στη συνέχεια αυτή συγκρίνεται με τον υφιστάμενο οπλισμό των δομικών στοιχείων (μπορεί να χρησιμοποιηθεί ο πίνακας 6.1 από τις σημειώσεις 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).

Ο απαιτούμενος οπλισμός για τις αρνητικές ροπές είναι $A_{s, \alpha\pi} = 21.98 \text{ cm}^2$. Οπότε στη θέση αυτή ο συντελεστής ανεπάρκειας λ ορίζεται ως $\lambda = \frac{21.98}{12.72} = 1.73$

Αντίστοιχα, ο απαιτούμενος οπλισμός για τις θετικές ροπές είναι $A_{s, \alpha\pi} = 10.82 \text{ cm}^2$. Οπότε στη θέση αυτή ο συντελεστής ανεπάρκειας λ ορίζεται ως $\lambda = \frac{10.63}{7.63} = 1.39$

6.5.1.2 Στύλοι ισογείου

Για τον ίδιο συνδυασμό φόρτισης υπολογίζεται ο απαιτούμενος οπλισμός και στα υποστυλώματα, για μονοαξονική κάμψη (συνδυασμός $M+N$). Στο σχήμα 6.10 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τους στύλους του ισογείου.



Σχήμα 6.10: Διαγράμματα ροπών και αξονικών για το σεισμικό συνδυασμό στους στύλους του ισογείου

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 οπλισμός για $N = 0$.

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.

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.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α'

Τυπολόγιο

Α'.1 Σεισμικές διεγέρσεις Ευρωκώδικας 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.

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

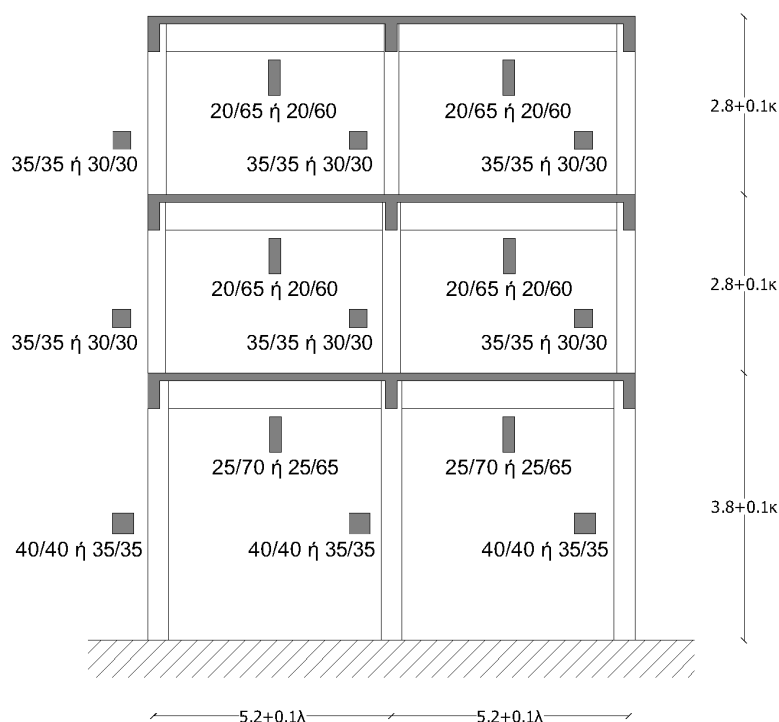
Δίνεται το παρακάτω πλαίσιο που αποτελεί τμήμα κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα. Να θεωρηθεί ότι για τα **κ** και **λ** που προκύπτουν από τον αριθμό του κάθε φοιτητή τα δεδομένα τροποποιούνται σύμφωνα με τα παρακάτω:

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.