

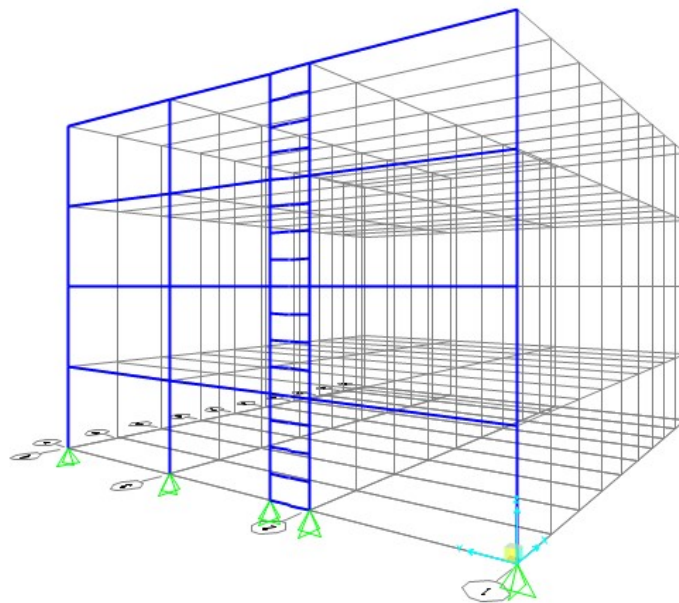


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Ανάλυση και Διαστασιολόγηση Κτιρίου με Χρήση του Συστήματος Απόσβεσης FUSEIS



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Σδόνας Χαράλαμπος-Ορέστης

Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας

Αθήνα, Μάιος 2017

EMK ME 2017/05

Σδόνας Χ. Ο. (2017).
Ανάλυση και Διαστασιολόγηση Κτιρίου με Χρήση του Συστήματος Απόσβεσης FUSEIS
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2017/05
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Sdonas Ch. O. (2017).
Analysis and Design of Building using the FUSEIS Damping System
Diploma Thesis ΕΜΚ ΜΕ 2017/05
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	4
Ευχαριστίες	5
1 Εισαγωγή	6
1.1 Περιγραφή της πορείας της διπλωματικής	6
1.2 Γενικά στοιχεία του υπό μελέτη έργου	7
1.2.1 Συνοπτική περιγραφή του κτιρίου	7
1.2.2 Το σύστημα FUSEIS 1-2 που τοποθετήθηκε	9
1.2.3 Δοκοί και Υποστυλώματα που τοποθετήθηκαν	11
1.3 Υλικά	13
1.3.1 Δομικός Χάλυβας	13
1.3.2 Σκυρόδεμα	13
1.3.3 Χάλυβες σκυροδέματος	14
1.3.4 Διατμητικοί ήλοι	14
1.4 Δράσεις επί της κατασκευής	14
1.4.1 Γενικά	14
1.4.2 Μόνιμες δράσεις	15
1.4.3 Μεταβλητές δράσεις	15
1.4.4 Δράσεις ανέμου	16
1.4.5 Φορτίο χιονιού	16
1.4.6 Σεισμικές δράσεις	16
1.5 Οριακές καταστάσεις	21
1.5.1 Συνδυασμοί δράσεων	21
1.5.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας	22
1.5.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	23
2 Διαστασιολόγηση σύμμικτων στοιχείων	25
2.1 Διαστασιολόγηση σύμμικτων πλακών	25
2.1.1 Έλεγχοι στην Φάση Κατασκευής	27
2.1.2 Έλεγχοι στη Φάση Λειτουργίας	27
2.2 Τοποθέτηση διατμητικών ήλων	28
2.3 Διαστασιολόγηση σύμμικτων δοκών με ακριβή υπολογισμό ήλων με χρήση του προγράμματος ArcelorMittal Beams Calculator	29
3 Έλεγχοι κτιρίων με ελαστική ανάλυση	38
3.1 Επιρροή αρχικών ατελειών	38
3.2 Έλεγχος περιορισμού βλαβών (έλεγχος μεγίστων μετακινήσεων)	39
3.3 Έλεγχος επιρροών 2 ^{ης} τάξης	40
3.4 Ικανοτικός σχεδιασμός	42
3.4.1 Ικανοτικός έλεγχος υποστυλωμάτων	42
3.4.2 Ικανοτικός σχεδιασμός της διεύθυνσης x του κτιρίου (πλαισιωτή λειτουργία)	44
3.5 Έλεγχος μεγίστων βελών	45
4 Αποτελέσματα ανάλυσης του φορέα	46
4.1 Ιδιομορφές του κτιρίου	46
5 Μη γραμμικές στατικές αναλύσεις	49
5.1 Γενικά	49
5.2 Υπολογισμός ανελαστικής απόκρισης	51

5.2.1	Διαγράμματα M-θpl	51
5.2.2	Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής (capacity curve)	54
5.2.3	Κατασκευή φάσματος ικανότητας (capacity spectrum) με τη μεθοδολογία ATC-40..	60
5.2.4	Μεγέθη ανελαστικής απόκρισης.....	64
6	Βιβλιογραφία.....	68

**Ανάλυση και Διαστασιολόγηση Κτιρίου με Χρήση του Συστήματος
Απόσβεσης FUSEIS**

Σδόνας Χ. Ο. (Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

Περίληψη

Σκοπός αυτής της εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η μελέτη ενός τετραόροφου κτιρίου με φέροντα οργανισμό από χάλυβα με έμφαση στην αντισεισμική συμπεριφορά που προσφέρεται από τα συστήματα δυσκαμψίας FUSEIS 1-2.

Πρόκειται για μια καινοτόμο αντισεισμική μέθοδο, η οποία αποτελεί αντικείμενο μελέτης και πειραματικής εφαρμογής του Εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.

Η υπεροχή του συστήματος FUSEIS έναντι των άλλων σύνηθων συστημάτων δυσκαμψίας έγκειται στο γεγονός ότι οι ανελαστικές παραμορφώσεις περιορίζονται αυστηρά στα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας τα οποία είναι εύκολο να αντικατασταθούν, δεδομένου ότι είναι μικρά τμήματα και δεν αποτελούν μέρος του συστήματος παραλαβής των φορτίων βαρύτητας της κατασκευής. Επιπρόσθετα τα συστήματα FUSEIS μπορούν να τοποθετηθούν σε μικρές περιοχές του κτιρίου έτσι ώστε να μην παρεμποδίζεται ο αρχιτεκτονικός σχεδιασμός του.

Θα εξετάσουμε μία περίπτωση σχεδιασμού όπου κατά τον άξονα y θα έχουμε τοποθετήσει τα συστήματα δυσκαμψίας τύπου FUSEIS 1-2 και κατά τον άξονα x το κτίριο μας θα παραλαμβάνει την σεισμική διέγερση με πλαισιακή λειτουργία καθώς θα έχουμε συνδέσεις ροπής κατά τον εν λόγω άξονα περιμετρικά.

Το κτίριο μελετήθηκε ώστε να καλύπτει τις απαιτήσεις τόσο του ελαστικού όσο και του ανελαστικού σχεδιασμού για τα φορτία σεισμικής δράσης. Ακολούθησε η μη γραμμική στατική ανάλυση του κτιρίου (Push over analysis), βάση της οποίας εξετάζεται η απόκριση της κατασκευής.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

DIPLOMA THESIS
EMK ME 2017/05

Analysis and Design of Building using the FUSEIS Damping System

Sdonas Ch. O. (supervised by Vayas I.)

Abstract

The aim of the current thesis is the design and study of a four – storey steel building with emphasis on seismic behavior offered by the damping system FUSEIS 1-2.

This is an innovative seismic method which constitutes a subject of study and experimentation of the Steel Structures Laboratory of the National Technical University of Athens.

The superiority of FUSEIS system over other systems is that the inelastic deformations are strictly limited to the energy absorbing elements which are easy to replace as they are small parts and are not part of the receiving system of the construction gravity loads.

Additionally the FUSEIS systems can be installed in small areas of the building so as not to impede the architectural design.

We will examine a case where the design at the y – axis will have fuseis system and at the x – axis the building will receive the seismic load with moments at the frames.

The building has been studied to meet the requirements of both the elastic and inelastic design for seismic loads.

A push over analysis has been followed in order to examine the response of the structure.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κύριο καθηγητή Βάγια Ιωάννη για την ανάθεση της διπλωματικής εργασίας, την πολύτιμη βοήθεια και τις απαραίτητες συμβουλές που μου προσέφερε.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες θα ήθελα να αποδώσω στην οικογένεια μου που μου στάθηκε και στους φίλους μου για την υποστήριξη τους.

1 Εισαγωγή

1.1 Περιγραφή της πορείας της διπλωματικής

Η μελέτη που πραγματοποιήθηκε περιλαμβάνει αρχικά το σχεδιασμό και στη συνέχεια την αναλυτικότερη και ακριβέστερη αποτίμηση του κτιρίου. Η όλη διαδικασία μπορεί να διαχωριστεί σε τρία βασικά στάδια τα οποία παρουσιάζονται ακολούθως.

Στο πρώτο στάδιο της μελέτης (κεφάλαιο 2) διαστασιολογούνται οι σύμμικτες πλάκες και ελέγχεται η στατική επάρκεια των σύμμικτων δοκάρων βάσει των στατικών φορτίων. Τα κατακόρυφα φορτία (μόνιμα και κινητά) διαφοροποιούνται ελαφρώς από όροφο σε όροφο, όπως θα αναπτυχθεί λεπτομερέστερα στη συνέχεια, και επομένως ο αριθμός των στοιχείων προς διαστασιολόγηση περιορίζεται σε εκείνον ενός ορόφου, του δυσμενέστερα εντατικά καταπονούμενου.

Στο δεύτερο στάδιο της μελέτης (κεφάλαια 3,4) πραγματοποιείται μέσω των ιδιομορφικών αναλύσεων ο σχεδιασμός των υποστυλωμάτων και του συστήματος FUSEIS για τα σεισμικά φορτία. Σημειώνεται ότι οι μετακινήσεις αποτελούν και τον κρισιμότερο παράγοντα σχεδιασμού στα εξεταζόμενα κτίρια, δεδομένου ότι τα σεισμικά φορτία σχεδιασμού είναι σχετικά μικρά ($a_g=0.20g$, $q=5$).

Στο τρίτο στάδιο (κεφάλαιο 5) πραγματοποιούνται αναλύσεις Pushover για το κτίριο και σε κάθε διεύθυνση, οπότε και προσδιορίζονται οι τιμές των βασικών μεγεθών απόκρισης στα αναμενόμενα σεισμικά φορτία με βάση τη μέθοδο ATC40. Απ'τα αποτελέσματα των αναλύσεων Pushover, προκύπτουν εκτός απ'τα δεδομένα απόκρισης και άλλες πληροφορίες, σημαντικές για την αποτίμηση των κτιρίων.

Στο κεφάλαιο 1 παρουσιάζεται η γεωμετρία των εξεταζομένων κτιρίων, οι ποιότητες των υλικών που κατά περίπτωση χρησιμοποιήθηκαν και τα φορτία που επιβλήθηκαν καθώς και ο συνδυασμός αυτών.

Η στατική προσέγγιση έγινε με την χρήση του στατικού προγράμματος ηλεκτρονικού υπολογιστή SAP2000, ενώ κατά περίπτωση χρησιμοποιήθηκαν τα προγράμματα Microsoft EXCEL, AutoCad, Arcelormittal Beams Calculator.

Για τη διαστασιολόγηση των σύμμικτων πλακών χρησιμοποιήθηκαν οι κατάλληλοι πίνακες και το λογισμικό Symdeck Designer της κατασκευάστριας εταιρίας του χαλυβδόφυλλου που επιλέχθηκε.

Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση του κτιρίου πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τους ισχύοντες Ευρωκώδικες:

- Ευρωκώδικας 1 : Βασικές Αρχές Σχεδιασμού και Δράσεις στις κατασκευές (απ' τον EC1 δεν έχουν ληφθεί υπόψη τα φορτία ανέμου και τα φορτία λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών δεδομένου ότι κύριο στόχο της εργασίας αποτελεί ο αντισεισμικός σχεδιασμός).
- Ευρωκώδικας 3 : Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα
- Ευρωκώδικας 4 : Σχεδιασμός Σύμμικτων Κατασκευών
- Ευρωκώδικας 8 : Αντισεισμικός Σχεδιασμός

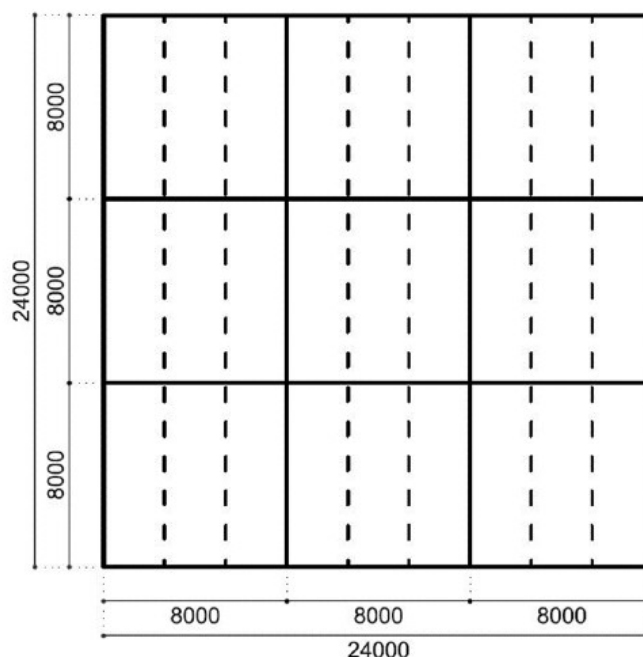
Στα επόμενα κεφάλαια επιδιώκεται η σύντομη αλλά περιεκτική περιγραφή, των βασικών βημάτων που εκτελέστηκαν κατά τη διαδικασία του σχεδιασμού, και των συμπερασμάτων που προέκυψαν από την αποτίμηση του κτιρίου.

1.2 Γενικά στοιχεία του υπό μελέτη έργου

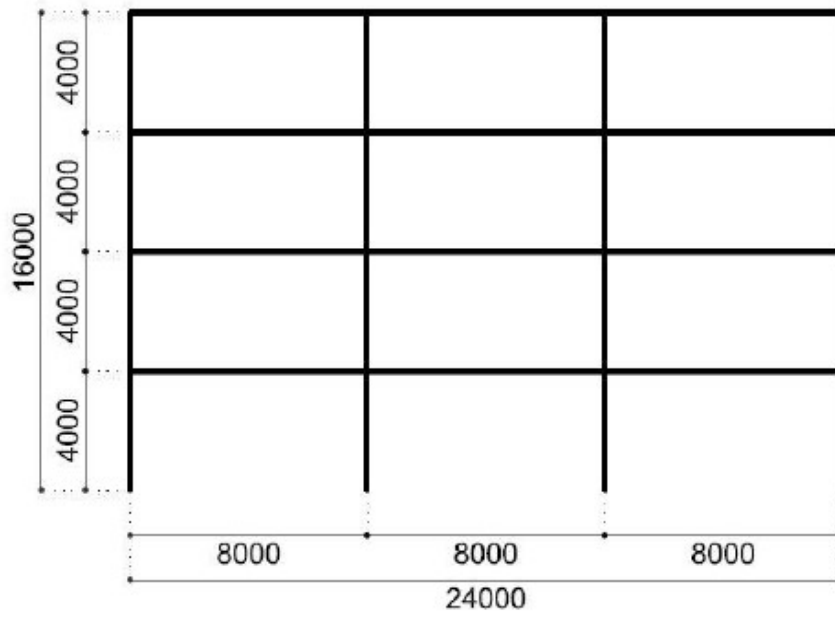
1.2.1 Συνοπτική περιγραφή του κτιρίου

Το κτίριο είναι τετραγωνικής κάτοψης 24m x 24m κατά x και y αντίστοιχα, τεσσάρων ορόφων και συνολικού ύψους 16m.

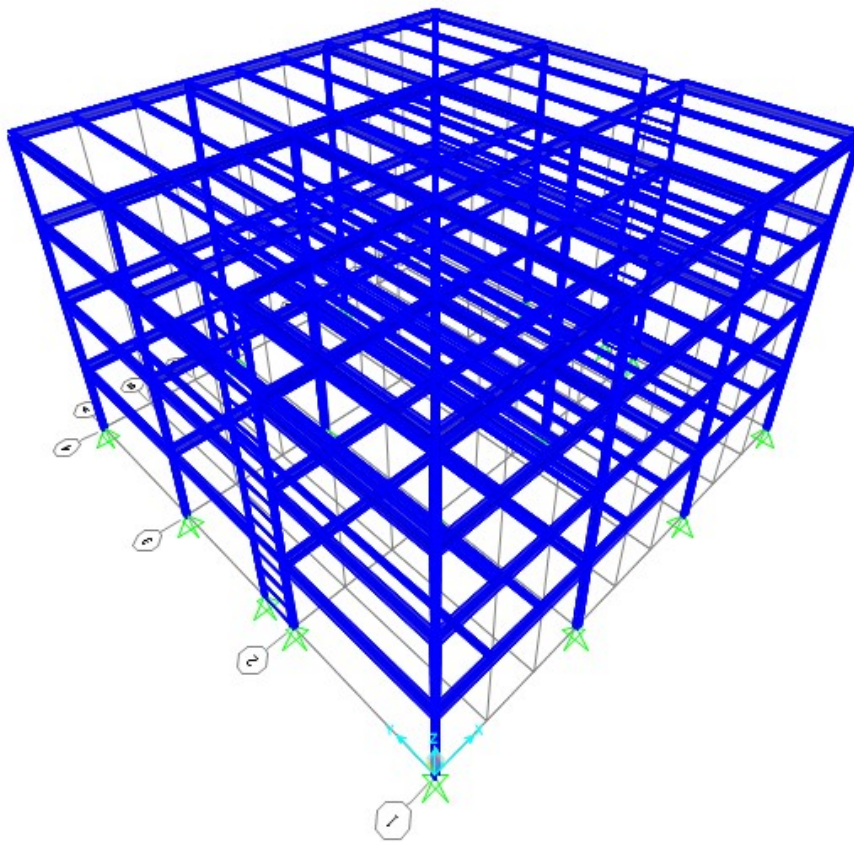
Σε κάθε όροφο τα κατακόρυφα φορτία των σύμμικτων πλακών μεταφέρονται στις διαδοκίδες (δευτερεύουσες δοκούς) και μέσω αυτών στις κύριες δοκούς από όπου καταλήγουν στα υποστυλώματα.. Οι διαδοκίδες είναι σύμμικτες και αμφίεριστες ενώ οι κύριες δοκοί δεν είναι σύμμικτες (δεν έχουν τοποθετηθεί διατμητικοί ήλοι) και σε αυτές εφαρμόζονται ανάλογα με τον προσανατολισμό των υποστυλωμάτων απλές συνδέσεις τέμνουσας ή ημιάκαμπτες συνδέσεις. Ο προσανατολισμός των διαδοκίδων είναι κάθετος επί των κυρίων δοκών.



Εικόνα 1.1: Κάτοψη τυπικού ορόφου



Εικόνα 1.2: Όψη υπό μελέτη κτιρίου

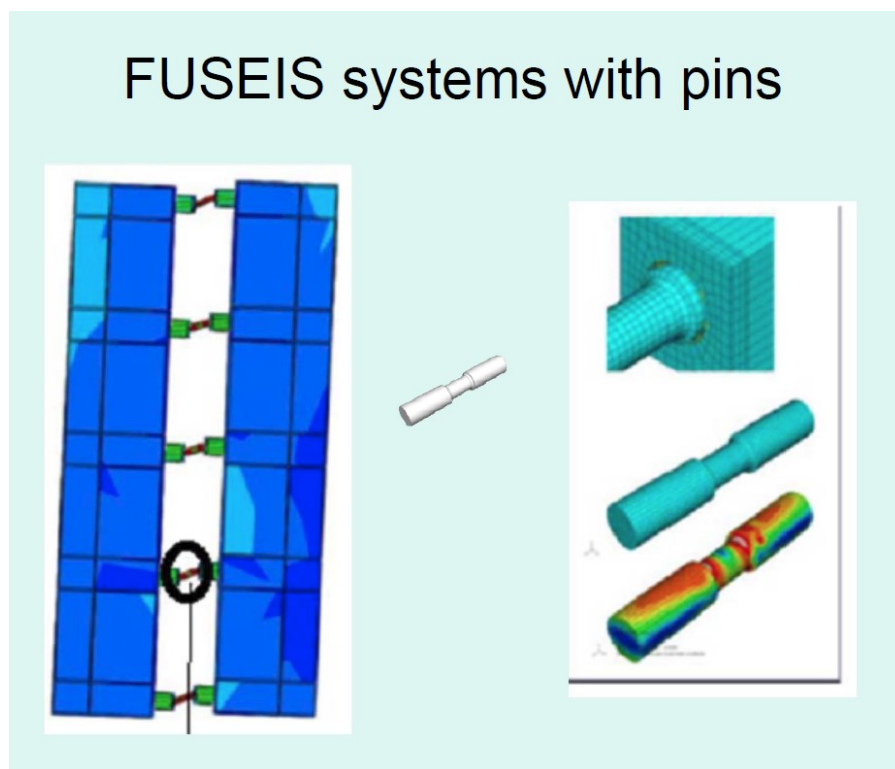


Εικόνα 1.3: Τρισδιάστατη μορφή του υπό μελέτη κτιρίου

1.2.2 Το σύστημα FUSEIS 1-2 που τοποθετήθηκε

Η αντιμετώπιση των σεισμικών και όλων των πιθανών πλευρικών φορτίων επιτυγχάνεται μέσω των διατάξεων του συστήματος FUSEIS 1-2.

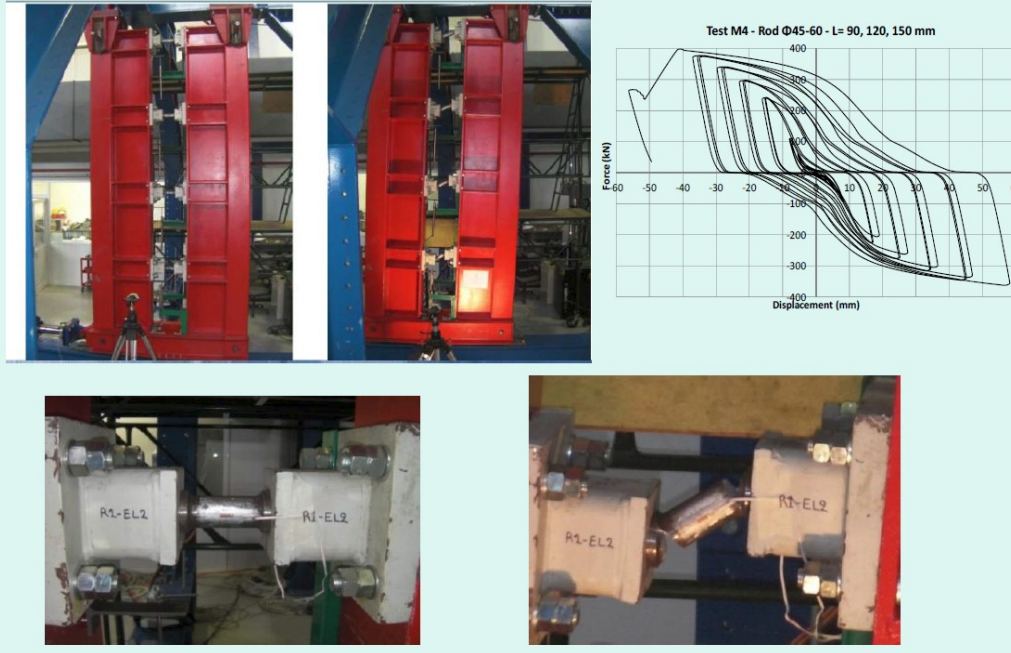
Η κάθε διάταξη του εν λόγω συστήματος αποτελείται από δύο υποστυλώματα τοποθετημένα σε σχετικά μικρές αποστάσεις και τα οποία συνδέονται σε κάθε όροφο, με ορισμένο αριθμό δοκών (με συνδέσεις ροπής). Στην προκειμένη περίπτωση τα υποστυλώματα απέχουν δύο (2) μέτρα και συνδέονται με τέσσερα (4) δοκάρια σε κάθε όροφο. Στο κτίριο έχουμε δύο (2) συστήματα FUSEIS 1-2 κατά την διεύθυνση Υ.



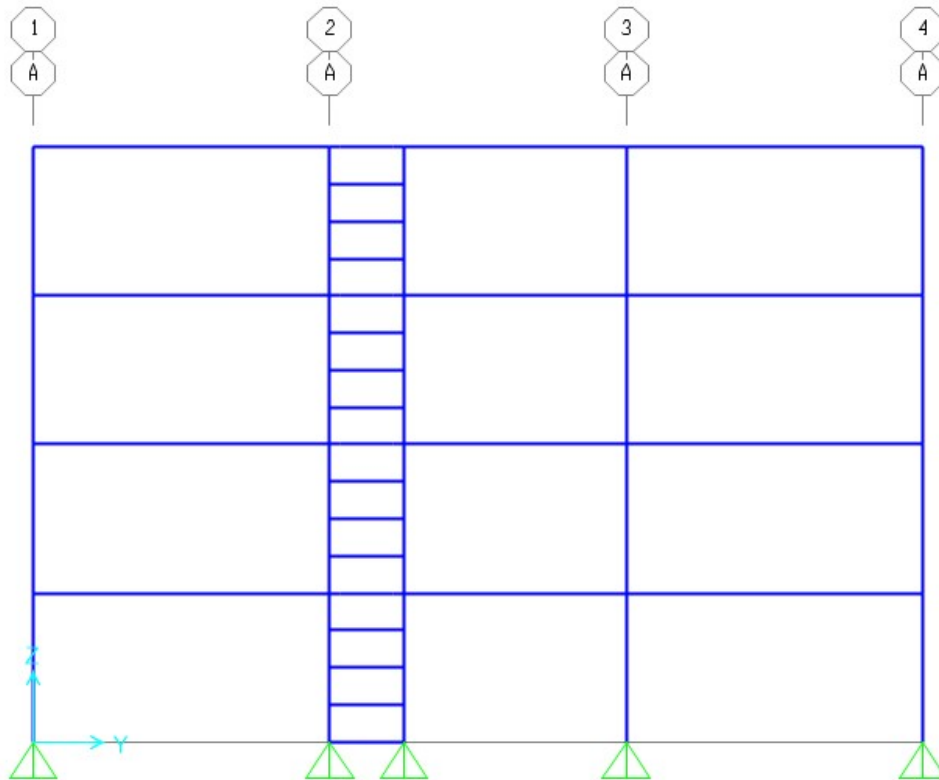
Σχήμα 1.1: Σύστημα FUSEIS 1-2 (σύστημα με pins)

Οι συνδέσεις των δοκών FUSEIS-υποστυλώματος σχηματίζονται ως άκαμπτες για να επιτρέψει τη δράση του μηχανισμού Vierendeel και έχουν σχεδιαστεί να έχουν επαρκή υπεραντοχή, προκειμένου να επιτευχθεί η απορρόφηση της ενέργειας μόνο στις δοκούς FUSEIS. Θα πρέπει να χρησιμοποιούνται κοχλιωτές συνδέσεις με μετωπικές πλάκες, οι οποίες επιτρέπουν την εύκολη αντικατάσταση των δοκών. Οι όποιες αναμενόμενες πλαστικές αρθρώσεις, επιθυμούμε να αναπτύσσονται στα άκρα αυτών των δοκών και όχι στα υποστυλώματα του συστήματος FUSEIS, τα οποία για αυτόν το λόγο ελέγχονται ικανοτικά. Επιπλέον επιδιώκεται η απομάκρυνση των πλαστικών αρθρώσεων απ' τις ακραίες διατομές των δοκών των FUSEIS η οποία επιτυγχάνεται με απομείωση των διατομών σε ορισμένη απόσταση απ' τα άκρα των δοκών. Η απομάκρυνση των πλαστικών αρθρώσεων από τα άκρα των δοκών αποτελεί προϋπόθεση για τη δυνατότητα αντικατάστασης των τελευταίων έπειτα από κάποιο επιβλαβές σεισμικό γεγονός.

FUSEIS systems with pins



Σχήμα 1.2: Σύστημα FUSEIS 1-2



Εικόνα 1.4: Διάταξη συστήματος FUSEIS 1-2 που θα τοποθετήθηκε

1.2.3 Δοκοί και Υποστυλώματα που τοποθετήθηκαν

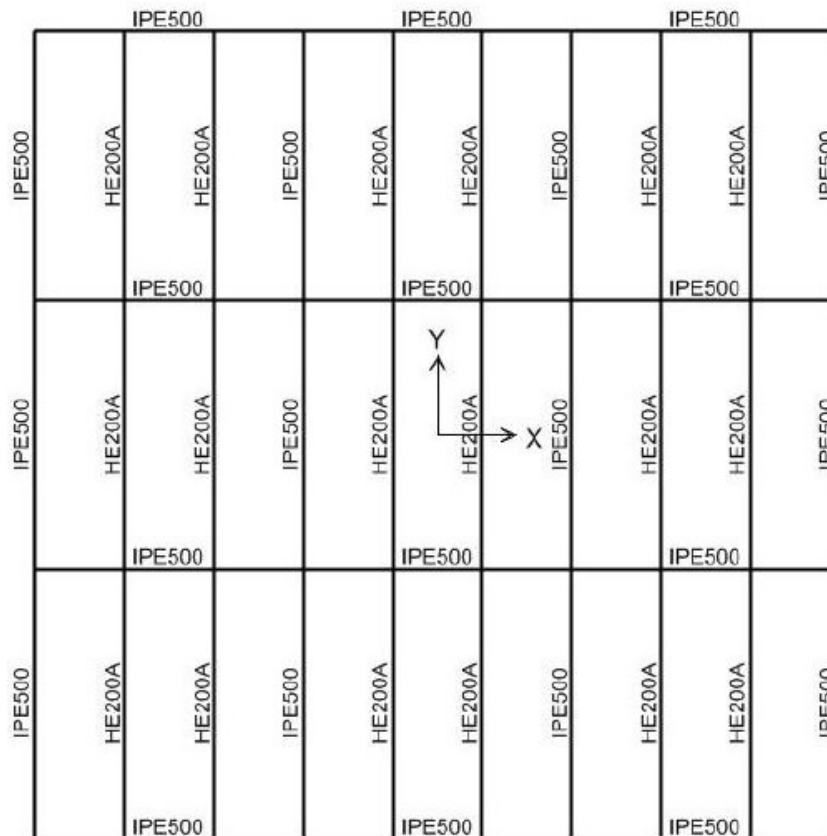
Για τις διαδοκίδες χρησιμοποιούνται διατομές HEA200 ενώ για τις κύριες δοκούς χρησιμοποιούνται διατομές IPE500, IPE400 και IPE300.

Για τα υποστυλώματα χρησιμοποιούνται διατομές HEB700, HEB280, HEB220 και HEB200. Πιο συγκεκριμένα τα περιμετρικά υποστυλώματα των δύο πρώτων ορόφων είναι HEB220 και HEB700 και τα κεντρικά υποστυλώματα HEB280. Τα περιμετρικά υποστυλώματα του τρίτου και του τέταρτου ορόφου είναι HEB200 και HEB700 και τα κεντρικά υποστυλώματα των εν λόγω δύο ορόφων HEB220.

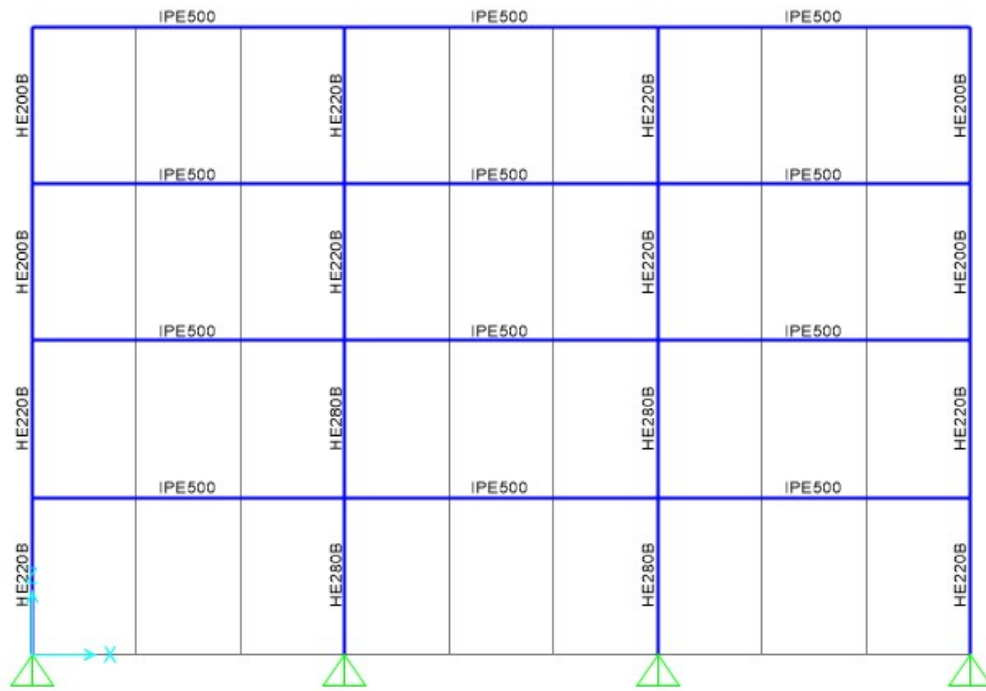
Για τα υποστυλώματα του συστήματος FUSEIS χρησιμοποιούνται διατομές RHS400X280X25 σε όλο το ύψος.

Για τα δοκάρια των FUSEIS χρησιμοποιούνται κοίλες κυκλικές διατομές, οι οποίες διαφέρουν από όροφο σε όροφο εξαιτίας της αύξησης της διάτμησης των ορόφων από την κορυφή προς την βάση του κτιρίου. Οι διατομές αυτές είναι από Rod55 έως Rod65 (συμπαγής μεταλική διατομή με διάμετρο $d=55\text{mm}$ έως $d=65\text{mm}$ αντίστοιχα).

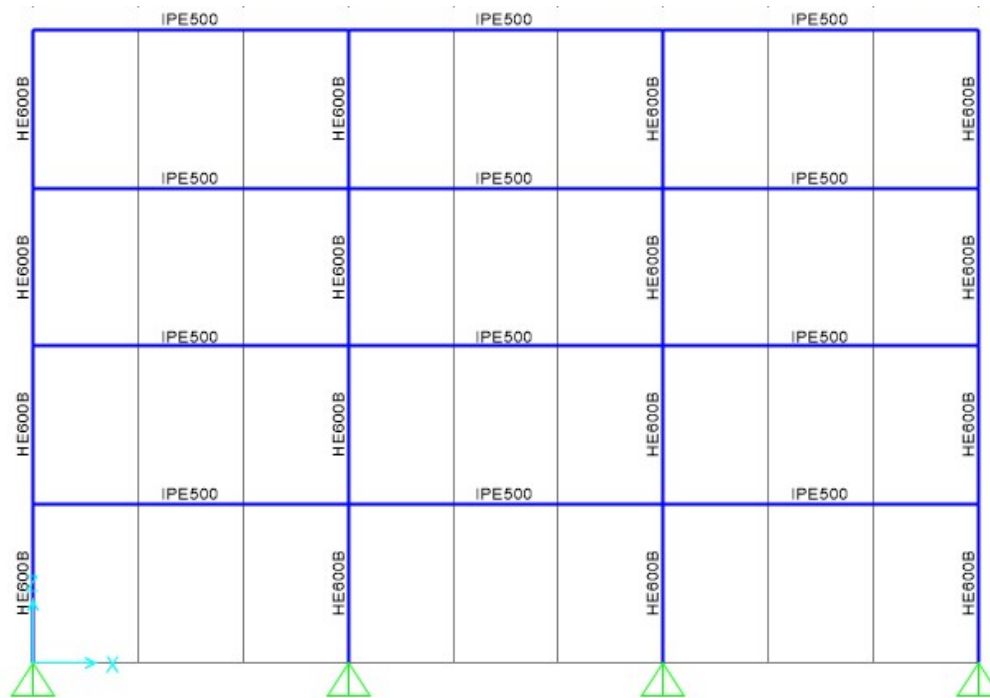
Στο κτίριο συνδέουμε τα συστήματα FUSEIS με ισχυρές δοκούς κοίλης ορθογωνικής διατομής RHS240X240X20.



Εικόνα 1.5: Διατομές που τοποθετήθηκαν (κάτοψη του κτιρίου)



Εικόνα 1.6: Εσωτερικές διατομές που τοποθετήθηκαν



Εικόνα 1.7: Εξωτερικές διατομές που τοποθετήθηκαν

1.3 Υλικά

1.3.1 Δομικός Χάλυβας

Οι ποιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών χαλύβων δίνονται στην ευρωπαϊκή προδιαγραφή EN 1025. Στις δοκούς και στα υποστυλώματα της κατασκευής μας χρησιμοποιήθηκε χάλυβας ποιότητας S355 ενώ στις δοκούς FUSEIS 1-2 χρησιμοποιήθηκε χάλυβας ποιότητας S235. Οι χαρακτηριστικές τιμές του ορίου διαρροής f_y και της εφελκυστικής αντοχής (όριο θραύσης) f_u του δομικού χάλυβα δίνονται στον Πίνακα 1.1. Για το δομικό χάλυβα ως συντελεστή υπεραντοχής λαμβάνουμε $\gamma_{ov}=1.25$ (προτεινόμενη τιμή του EC8). Ισχύει πάντα $f_{y,max} \leq 1.1 * \gamma_{ov} * f_{yk}$.

Μέτρο Ελαστικότητας	$E=210\ 000\text{MPa}$
Μέτρο διάτμησης	$G=80\ 769\text{MPa}$
Ειδικό βάρος	$\gamma_a=78,5\text{kN/m}^3$
Σταθερά Poisson	$\nu_a=0,3$
Τάση σχεδιασμού	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M, \gamma_M=1,0$

Πίνακας 1.1: Μηχανικά χαρακτηριστικά δομικού χάλυβα S235 και S355

Ποιότητα κατά EN 10025-2	Πάχος στοιχείου t		Πάχος στοιχείου t	
	t≤40mm		40mm < t ≤ 80mm	
	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
S235	235	360	215	360
S355	355	510	335	470

1.3.2 Σκυρόδεμα

Οι ποιότητες του σκυροδέματος βασίζονται στην χαρακτηριστική αντοχή κυλινδρικών δοκιμίων 28 ημερών. Η ποιότητα που χρησιμοποιήθηκε για τον υπολογισμό των φορτίων της σύμμεικτης πλάκας είναι C25/30, που αντιστοιχεί σε αντοχή κυλίνδρου 25MPa.

Μέση τιμή επιβατικού μέτρου Ελαστικότητας	$E_{cm}=30\ 500\text{MPa}$
Ειδικό βάρος για οπλισμένο σκυρόδεμα	$\gamma_c=25\text{kN/m}^3$
Λόγος Poisson:	
1.για ελαστικές παραμορφώσεις	$\nu=0,2$
2.για ρηγματωμένο σκυρόδεμα	$\nu=0$
Τάση σχεδιασμού	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c, \gamma_c=1,5$

Κατά τους υπολογισμούς των αντοχών λαμβάνουμε υπόψη την μείωση της θλιπτικής αντοχής λόγω μακροχρόνιων επιδράσεων της φόρτισης.

Έτσι η οριακή θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος είναι $0,85f_{cd}$.

Στους υπολογισμούς βελών στα σύμμικτα δοκάρια θεωρούμε ότι η μακροχρόνια τιμή του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος είναι $E=E_{cm}/2$.

Πίνακας 1.2 : Τιμές αντοχών σε MPa σκυροδέματος C25/30

Ποιότητα σκυροδέματος	f_{ck}	f_{cm}	f_{ctm}	$f_{ctk,0.05}$	$f_{ctk,0.95}$
C25/30	25	33	2,36	1,8	3,3

1.3.3 Χάλυβες σκυροδέματος

Οι χάλυβες που χρησιμοποιήθηκαν κατά τον σχεδιασμό των σύμμεικτων δοκών είναι ποιότητας B500C με όριο διαρροής $f_{ys}=500\text{MPa}$. Τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά των χαλύβων σκυροδέματος είναι τα ίδια με αυτά του δομικού χάλυβα.

Τάση σχεδιασμού

$$f_{sd} = f_{ys} / \gamma_s, \gamma_s=1,15$$

1.3.4 Διατμητικοί ήλοι

Η διατμητική σύνδεση μεταξύ σιδηροδοκού και σκυροδέματος στις σύμμικτες δοκούς της κατασκευής εξασφαλίζεται μέσω κατάλληλης διάταξης διατμητικών συνδέσμων. Χρησιμοποιήθηκαν διατμητικοί ήλοι κεφαλής TRW Nelson KB $\frac{3}{4}$ ''-150 που αποτελούν και τον συνηθέστερο τύπο, με διάμετρο $d=19\text{mm}$ και εφελκυστική αντοχή $f_u=450\text{MPa}$ με συντελεστή ασφάλειας $\gamma_v=1.25$.

1.4 Δράσεις επί της κατασκευής

1.4.1 Γενικά

Μία κατασκευή πρέπει να σχεδιάζεται έτσι ώστε να εξασφαλίζεται ένας κατάλληλος βαθμός αξιοπιστίας σε συνάρτηση της οικονομικότητας. Θα πρέπει να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις αλλά και τις επιδράσεις από το περιβάλλον, που μπορεί να εμφανιστούν κατά την κατασκευή και τη διάρκεια ζωής της και να παραμένει κατάλληλη για χρήση.

Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση αλλά και τη μορφή του έργου προσδιορίζονται οι δράσεις (φορτία) βάση των οποίων θα γίνει η ανάλυση του φορέα, με σκοπό τον προσδιορισμό των δυσμενέστερων εντατικών μεγεθών των δομικών στοιχείων-μελών.

Οι δράσεις καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 1 ο οποίος παρέχει για κάθε χώρα ιδιαίτερες πληροφορίες (π.χ. για τον άνεμο, το χιόνι κλπ) βάση των επιμέρους συνθηκών.

Γίνεται διαχωρισμός των δράσεων βάση τις διακυμάνσεις τους στον χρόνο στις εξής κατηγορίες:

1. Μόνιμες δράσεις (G), ίδιο βάρος φορέα, σταθερός εξοπλισμός, επιστρώσεις, έμμεσες δράσεις από συστολή ξήρανσης και διαφορικές καθιζήσεις.
2. Μεταβλητές δράσεις (Q), επιβαλλόμενα φορτία στα πατώματα, πίεςεις ανέμου, φορτία χιονιού και φορτία από γερανογέφυρες.
3. Τυχηματικές δράσεις (A), εκρήξεις, πρόσκρουση οχήματος, πυρκαγιά.

Επιπρόσθετα οι δράσεις μπορούν να κατηγοριοποιηθούν βάση:

1. Την προέλευση τους (άμεσες και έμμεσες)
2. Την χωρική τους μεταβολή (σταθερές ή ελεύθερες)
3. Την φύση του και/ή την απόκριση της κατασκευής (στατικές ή δυναμικές)

1.4.2 Μόνιμες δράσεις

Με τον όρο αυτό νοούνται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν κατά τη διάρκεια μίας δεδομένης περιόδου αναφοράς (διάρκεια ζωής του έργου, π.χ. κτίρια 50 χρόνια) και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους είναι αμελητέα. Αυτά είναι τα ίδια βάρη των φερόντων στοιχείων, επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων, τοίχοι πληρώσεως, ψευδοροφές, επικαλύψεις και επενδύσεις, υδραυλικά και ηλεκτρικά δίκτυα, κλιματιστικά συστήματα. Περιπτώσεις όπου προβλέπονται μελλοντικές τροποποιήσεις στις μόνιμες δράσεις θα πρέπει να λαμβάνονται υπ' όψη στην μελέτη.

Τα μόνιμα φορτία που λήφθηκαν στην παρούσα διπλωματική είναι:

1. Ίδιο βάρος φερόντων μεταλλικών στοιχείων (υπολογίζονται από το πρόγραμμα SAP2000)
2. Ίδιο βάρος σύμμικτων πλακών $2,75 \text{ kN/m}^2$
3. Πρόσθετα μόνιμα φορτία (ενδιάμεσοι όροφοι) $0,7 \text{ kN/m}^2$
4. Πρόσθετα μόνιμα φορτία (τελευταίος όροφος) $1,0 \text{ kN/m}^2$
5. Περιμετρικοί τοίχοι στους ενδιάμεσους ορόφους $4,0 \text{ kN/m}$

1.4.3 Μεταβλητές δράσεις

Περιλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, αποθηκευμένα αγαθά, οχήματα κλπ. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους γι' αυτό προσδιορίζονται στατιστικά. Οι τιμές τους δίνονται από τους κανονισμούς.

Οι μεταβλητές δράσεις πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στον φορέα και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους. Επειδή όμως η πιθανότητα ταυτόχρονης φόρτισης όλου του φορέα με μεταβλητές δράσεις είναι μικρή, προβλέπονται κάποιοι συντελεστές απομείωσης.

Καθώς έχουμε κτίρια γραφείων (κατηγορία Β) οι μεταβλητές δράσεις που ασκούνται επί της κατασκευής είναι:

1. Κτίρια γραφείων ενδιάμεσοι ορόφοι: $3,00 \text{ kN/m}^2$
2. Μεταβλητά χωρίσματα ενδιάμεσοι ορόφοι: $0,8 \text{ kN/m}^2$

Συγκεντρωμένο φορτίο Q_k πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ότι δρα μόνο του σε οποιοδήποτε σημείο του χώρου (δάπεδο, εξώστη, κλιμακοστάσιο κλπ.)

Στην παρούσα διπλωματική δεν θα ληφθεί υπόψη το συγκεντρωμένο φορτίο Q_k καθώς θεωρήσαμε ότι επιβάλλονται αυξημένα πρόσθετα μόνιμα φορτία.

1.4.4 Δράσεις ανέμου

Οι δράσεις λόγω ανέμου παίζουν σημαντικό ρόλο κυρίως στις ελαφριές μεταλλικές κατασκευές και αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις τη βασική φόρτιση. Το μέγεθος των δράσεων αυτών μεταβάλλεται ανάλογα την τοποθεσία της κατασκευής, το ύψος της, το είδος του περιβάλλοντος χώρου κλπ.

Οι δυνάμεις λόγω του ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Για τις δύσκαμπτες κατασκευές η δυναμική επίδραση αυτή είναι μικρή ειδικά σε σύγκριση με τα σεισμικά φορτία.

Σύμφωνα με τα παραπάνω θεωρήθηκε αμελητέα η όποια επίδραση του ανέμου.

1.4.5 Φορτίο χιονιού

Ο προσδιορισμός των φορτίων λόγω χιονιού επιτυγχάνεται με την χρησιμοποίηση κατάλληλου χάρτη, που δίνει τις βασικές εντάσεις των φορτίων χιονιού για ένα συγκεκριμένο υψόμετρο και περίοδο αναφοράς. Η επιρροή της μορφής της στέγης λαμβάνεται υπόψη με την χρήση συντελεστών μορφής.

Το φορτίο χιονιού προκαλείται από την εναπόθεση του στις στέγες. Η ποσότητα χιονιού που εναποτίθεται εξαρτάται: από την κλίση της στέγης και την τοποθεσία του έργου (υψόμετρο, προσανατολισμός κλπ). Σημαντικό ρόλο παίζει η πυκνότητα του χιονιού βάση της οποίας προσδιορίζεται το αντίστοιχο φορτίο.

Για την κατασκευή θεωρήθηκε ότι το κινητό φορτίο της στέγης που είναι προσβάσιμη για χρήση υπερκαλύπτει το φορτίο χιονιού.

1.4.6 Σεισμικές δράσεις

«Κατά την διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές χωρίς αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορεί να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου.

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων καθορίζεται βάση της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού a_{gR} ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα υποδιαιρείται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας τα όρια των οποίων καθορίζονται στο χάρτη της Εικόνας 19. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μία τιμή σεισμικής επιτάχυνσης αναφοράς, εδάφους Α (βραχώδες έδαφος) η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (συνήθης διάρκεια ζωής μίας κατασκευής).

Η εδαφική επιτάχυνση σε κατηγορία C, για περίοδο επαναφοράς διαφορετική από αυτή που αντιστοιχεί στην επιτάχυνση αναφοράς δίνεται από την σχέση $a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$. Όπου γ_I ο συντελεστής σπουδαιότητας.

Η κατασκευή μας ανήκει στην κατηγορία συνήθους σπουδαιότητας II και θεωρούμε μια μέση αντιπροσωπευτική εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού $a_g = 0,20g$, οπότε έχουμε $a_{gR} \cdot \gamma_I = 0,20g \cdot 1,00 = 0,20g$.

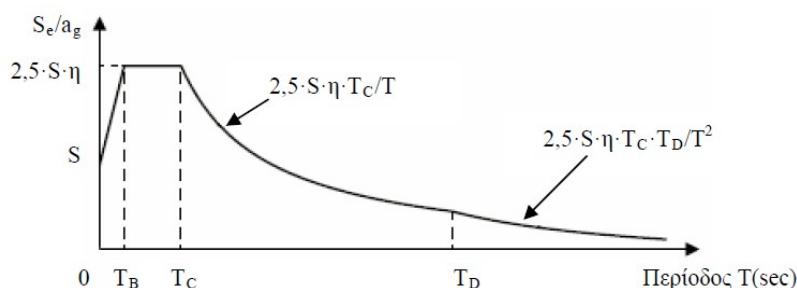
Πίνακας 1.3: Τιμές του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I .

Κατηγορία σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής σπουδαιότητας γ_I	0,8	1,0	1,2	1,4

Οι σεισμικές διεγέρσεις στην επιφάνεια του εδάφους ορίζονται από δύο οριζόντιες (κάθετες μεταξύ τους) και μία κατακόρυφη συνιστώσα στατικά ανεξάρτητες μεταξύ τους και καθορίζονται με την βοήθεια φασμάτων απόκρισης. Το φάσμα απόκρισης είναι ένα διάγραμμα που μας δίνει την μέγιστη απόλυτη επιτάχυνση όλων των μονοβάθμιων ταλαντωτών, ανάλογα την ιδιοπερίοδό τους, με συγκεκριμένη απόσβεση ($\zeta=5\%$) και για μία δεδομένη σεισμική διέγερση.

Τα φάσματα απόκρισης που έχουν καταγραφεί παρουσιάζουν μεγάλες διαφορές που οφείλονται στα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης αλλά και στους διάφορους τύπους εδαφών. Έτσι κατά τον σχεδιασμό μίας νέας κατασκευής η σεισμική διέγερση στην επιφάνεια του εδάφους προσομοιώνεται με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού που καλύπτει τις μορφές των φασμάτων πιθανών σεισμών που μπορεί να εκδηλωθούν στην υπό εξέταση περιοχή. Η επιλογή της μορφής του ελαστικού φάσματος απόκρισης που πρέπει να χρησιμοποιηθεί καθορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα της κάθε χώρας, έτσι για την περίπτωση της κατασκευής μας χρησιμοποιήθηκε το οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης τύπου 1.

Οι τιμές των περιόδων T_B , T_C και T_D καθώς και αυτή του συντελεστή εδάφους S εξαρτώνται από την κατηγορία του εδάφους.



Σχήμα 1.1: Μορφή ελαστικού φάσματος απόκρισης, τύπου 1

Πίνακας 1.4 : Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστάμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης, τύπου 1.

Κατηγορία Εδάφους	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)	S
A	0,15	0,40	2,00	1,00
B	0,15	0,50	2,00	1,20
C	0,20	0,60	2,00	1,15
D	0,20	0,80	2,00	1,35
E	0,15	0,50	2,00	1,40

«Η ικανότητα των φορέων να παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στην μη-γραμμική περιοχή, επιτρέπει γενικά τον σχεδιασμό τους για ανάληψη σεισμικών δυνάμεων μικρότερων από εκείνες που αντιστοιχούν σε γραμμική ελαστική απόκριση.

Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στην μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται εφεξής "φάσμα σχεδιασμού". Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q .

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα.

Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q , που περιλαμβάνουν επίσης την επιρροή ιξώδους απόσβεσης διαφορετικής από 5%, δίνονται για διάφορα υλικά και στατικά συστήματα σε εξάρτηση από τις σχετικές κατηγορίες πλαστιμότητας στα διάφορα μέρη του EN 1998. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q μπορεί να είναι διαφορετική σε διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας θα είναι η ίδια σε όλες τις διευθύνσεις.»

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$, ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right],$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q},$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right], \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases},$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right], \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases},$$

όπου:

$S_d(T)$	είναι το φάσμα σχεδιασμού
T	είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης
a_g	είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας Α ($a_g = \gamma_I a_{gR}$)
T_B	είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
T_C	είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

- T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος
- q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς
- β είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού. Η τιμή που λαμβάνεται σε μια χώρα μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή είναι 0,2.
- η είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης όπου για $\zeta=5\%$, $\eta=1$ και μπορεί να ληφθεί από την έκφραση :

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5+\zeta)}} \geq 0,55 ,$$

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q , λαμβάνει υπόψη την ικανότητα απόδοσης ενέργειας του φορέα. Για κανονικά συστήματα φορέων, ο συντελεστής συμπεριφοράς q θα πρέπει να λαμβάνεται με βάση τις ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς που δίδονται στον Πίνακα 1.5.

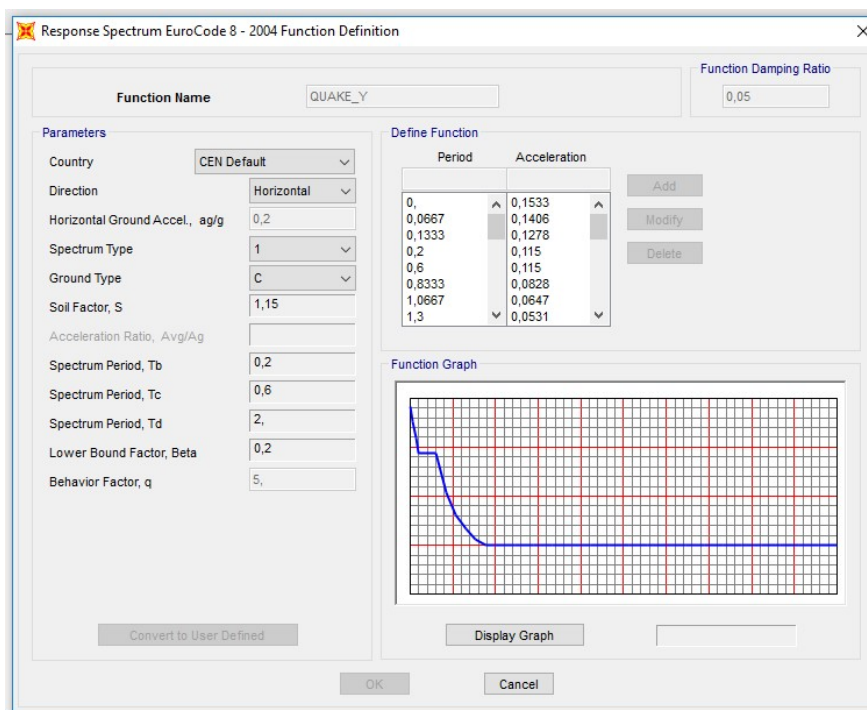
Πίνακας 1.5: Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη.

Στατικός Τύπος	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	KΠΜ	KΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5\alpha_u / \alpha_{u1}$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V	4 2	4 2,5
γ) Πλαίσια με εκκεντρους συνδέσμους	4	$5\alpha_u / \alpha_{u1}$
δ) Ανεστραμμένο εκκρεμές	2	$2\alpha_u / \alpha_{u1}$
ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 5 του EC8	
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4\alpha_u / \alpha_{u1}$
ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις		
Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο	2	2
Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 7 του EC8	
Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)	4	$5\alpha_u / \alpha_{u1}$

Για το κτίριο επιλέχθηκε Κατηγορία Μέσης Πλαστιμότητας και ο συντελεστής συμπεριφοράς για τον φορέα με πλαίσια παραλαβής ροπών είναι $q=4$, για τον φορέα με το σύστημα FUSEIS 1-2 είναι $q=5$. Οπότε επιλέγεται κατά την κάθε διεύθυνση να θεωρήσουμε και τον αντίστοιχο συντελεστή συμπεριφοράς.

Το κτίριο αποτελεί κοχλιωτή κατασκευή. Θα θεωρήσουμε ότι το ζ για την κατασκευή αυτή είναι $\zeta=5\%$

Παρακάτω παρατίθενται τα στοιχεία που εισήχθησαν στο υπολογιστικό πρόγραμμα SAP2000:



Σχήμα 1.2 : Δημιουργία φάσματος απόκρισης στο SAP2000

Για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης προβλέπεται από τον Ευρωκώδικα 8 η εφαρμογή της δυναμικής φασματικής μεθόδου για την οποία ακολουθούμε τα εξής βήματα:

- (1) Υπολογισμός ιδιοσυχνοτήτων (ω_i) - ιδιομορφών (φ_i).
- (2) Υπολογισμός γενικευμένης μάζας (m_i), συντελεστή συμμετοχής (Γ_i) και δρώσας μάζας (M_i) της i ιδιομορφής. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 το άθροισμα των δρώσων μαζών, για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη, πρέπει να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας, ενώ λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσα ιδιομορφική μάζα μεγαλύτερη του 5% της συνολικής μάζας.
- (3) Βάση του φάσματος σχεδιασμού υπολογίζονται οι μέγιστες αποκρίσεις για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης.
- (4) Επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων με την μέθοδο CQC Πλήρους Τετραγωνικής Επαλληλίας.
- (5) Χωρικός συνδυασμός $A_{Ed} = \pm E_X \pm 0,3 \cdot E_Y$ και $A_{Ed} = \pm E_Y \pm 0,3 \cdot E_X$.

1.5 Οριακές καταστάσεις

« Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα του φορέα δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες.

1. Οριακές καταστάσεις αστοχίας (Ultimate Limit States-ULS, πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κλπ), που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματος αυτού.

2. Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Serviceability Limit States-SLS, μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κλπ), που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού.

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων, την ασφάλεια του φορέα και την προστασία των περιεχομένων του, αφορούν δε τις παρακάτω καταστάσεις:

- a) απώλεια ισορροπίας του φορέα θεωρούμενου ως άκαμπτου σώματος ή οποιουδήποτε μέρους του.
- b) αστοχία λόγω υπερβάλλουσας παραμόρφωσης, μετατροπής του φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του σε μηχανισμό, θραύση απώλεια ευστάθειας του φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του, συμπεριλαμβανομένων των στηρίξεων και των θεμελίων.
- c) Αστοχία η οποία προκαλείται από κόπωση ή άλλες επιδράσεις που εξαρτώνται από το χρόνο.

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αφορούν τις λειτουργικές απαιτήσεις από φορέα ή ένα δομικό μέλος, την άνεση των χρηστών και την εξωτερική εμφάνιση των δομικών στοιχείων.»

1.5.1 Συνδυασμοί δράσεων

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση μίας κατασκευής προσδιορίζονται οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων που δρουν επί αυτής. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιασμένες με τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ , συνδυάζονται μεταξύ τους, με τους κατάλληλους συντελεστές συνδυασμού ψ_0, ψ_1, ψ_2 , για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας.

Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μέγιστων τιμών για διάφορες ανεξάρτητες μεταβλητές δράσεις είναι μικρή. Έτσι κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται συντελεστές συνδυασμού ψ , οι οποίοι εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο, για την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση, έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με άλλες δράσεις.

Πίνακας 1.6: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ για κτίρια

Δράσεις	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Κατηγορία Β: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3

1.5.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας, είναι οι ακόλουθοι:

1. Βασικοί συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} ,$$

2. Τυχηματικοί συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} ,$$

3. Σεισμικοί συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} ,$$

Όπου $P=p=0$, είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

1.5.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, είναι οι ακόλουθοι:

1. Χαρακτηριστικοί συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} ,$$

2. Συγχοί συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} ,$$

3. Οιονεί μόνιμοι συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} ,$$

όπου:

+	"Επαλληλία με"
$G_{k,j}$	χαρακτηριστική τιμή μόνιμων δράσεων
$Q_{k,i}$	χαρακτηριστική τιμή επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
$Q_{k,i}$	χαρακτηριστική τιμή λοιπών μεταβλητών δράσεων i
A_{Ed}	τιμή σχεδιασμού σεισμικής δράσης
A_d	τιμή σχεδιασμού τυχηματικής δράσης
P	χαρακτηριστική τιμή προέντασης
$\gamma_{G,j}$	επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση
$\gamma_{Q,i}$	επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση
γ_p	επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση

Και οι τιμές του γ που προτείνονται είναι:

1. Οριακή κατάσταση αστοχίας

$\gamma_{G,j}$	1,35 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή
$\gamma_{Q,1}$	1,50 όπου είναι δυσμενής και 0,00 όπου είναι ευνοϊκή
$\gamma_{Q,i}$	1,50 όπου είναι δυσμενής και 0,00 όπου είναι ευνοϊκή

2. Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

$\gamma_{G,j}$	1,00 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή
$\gamma_{Q,1}$	1,00 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή
$\gamma_{Q,i}$	1,00 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή

Κατά την εξέταση μίας οριακής κατάστασης θα πρέπει να ικανοποιείται για όλα τα φέροντα στοιχεία συμπεριλαμβανομένων και των συνδέσεων η ακόλουθη σχέση:

$$E_d \leq R_d$$

E_d είναι η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος δράσεων, π.χ. εντατικό μέγεθος (M, N, V).

R_d είναι η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντοχής.

2 Διαστασιολόγηση σύμμικτων στοιχείων

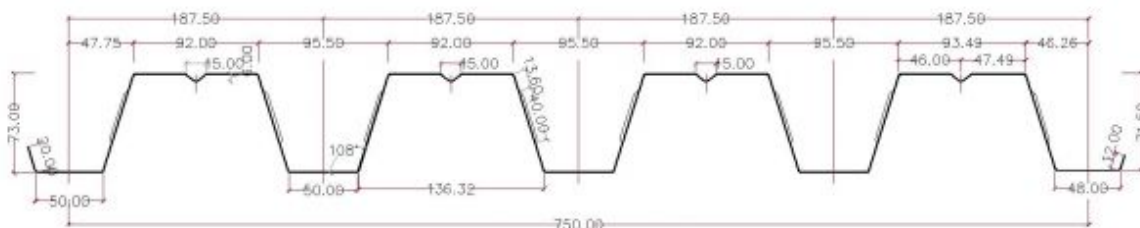
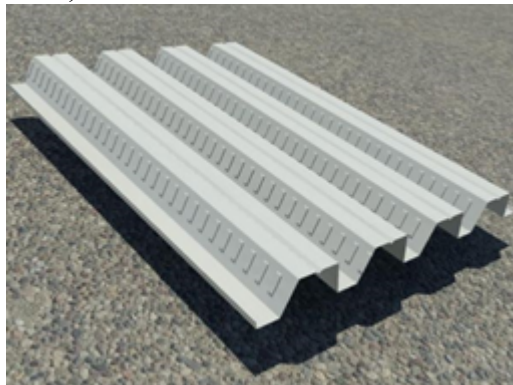
2.1 Διαστασιολόγηση σύμμικτων πλακών

Θα χρησιμοποιήσουμε χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 το οποίο είναι ένα γαλβανισμένο προφίλ τραπεζοειδούς σχήματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή σύμμικτων πλακών μεγάλων ανοιγμάτων. Επίσης μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως αμιγώς μεταλλικός φορέας ικανός να καλύψει μεγάλα ανοίγματα.

Το άνω πέλμα του χαλυβδόφυλλου είναι ενισχυμένο έναντι τοπικού λυγισμού με μια ενδιάμεση ενίσχυση στο μέσο του. Στον κορμό υπάρχουν ειδικές νευρώσεις (εντυπώματα) μήκους 40mm, τα οποία προσδίδουν την επιπλέον συνάφεια που απαιτείται μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος ούτως ώστε να μεταφέρονται οι δυνάμεις διαμήκους διάτμησης που αναπτύσσονται μεταξύ των δύο υλικών.

Τα χαλυβδόφυλλα παράγονται πάντα με τα υψηλά επίπεδα ποιότητας του εργοστασίου σε πάχη από 0,75 ως 1,25mm. Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται είναι υψηλής ποιότητας S320 σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, γαλβανισμένος, με δυνατότητα επιλογής βαφής σε μια μεγάλη γκάμα χρωμάτων.

- ΑΝΑΠΤΥΓΜΑ: 1250mm
- ΠΑΧΟΣ: 0,75mm ~ 1,25mm ($\pm 0,02$)
- ΚΑΛΥΨΗ: 750 $\pm 5,0$ mm
- ΒΑΘΟΣ: 73 $\pm 1,0$ mm
- ΠΑΤΗΜΑ: 187,5 ± 2 mm



Σχήμα 2.1 : Χαλυβδόφυλλο Symdeck73

Θα σχεδιάσουμε και θα υπολογίσουμε τις σύμμικτες πλάκες της κατασκευής μας με την βοήθεια πινάκων που βρίσκουμε στην ιστοσελίδα της ΕΛΑΣΤΡΟΝ.

Οι πίνακες είναι κατασκευασμένοι βάση των κανονισμών:

I. Ο Ευρωκώδικας 3 – Μέρος 1.3

II. Ο Ευρωκώδικας 4 – Μέρος 1.1

III. Ο ΕΚΩΣ 2000

Για τον έλεγχο και την διαστασιολόγηση των πλακών θα επιλεγεί τυχαία ένα επίπεδο στην κατασκευή καθώς όλα τα ανοίγματα είναι ίδια.

Παρακάτω βλέπουμε τον πίνακα από όπου έγινε η τελική επιλογή του οπλισμού και του χαλυβδόφυλλου που θα χρησιμοποιηθεί.

Reinforcement at the positions of hogging moments

h _c (m)	0.13	0.14	0.15	0.16	0.17	0.18	0.19	0.20
Reinforcement	Φ8/20	Φ8/20	Φ8/15	Φ8/15	Φ10/20	Φ10/20	Φ10/15	Φ10/15

Slab Thickness h _c (m)	Span L(m)																		
	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00	3.25	3.50	3.75	4.00	4.25	4.50	4.75	5.00	5.25	5.50
0.13	25.76	20.20	16.49	13.85	11.86	9.88	7.61	5.94	4.67	3.68	2.89	2.26	1.74	1.31	0.95	0.64			
0.14	27.29	21.38	17.44	14.63	12.52	10.88	8.55	6.68	5.25	4.14	3.26	2.55	1.97	1.48	1.08	0.74			
0.15	28.80	22.55	18.37	15.40	13.16	11.42	10.03	8.21	6.54	5.24	4.20	3.37	2.68	2.11	1.63	1.22	0.88	0.58	
0.16	30.28	23.69	19.29	16.15	13.79	11.96	10.49	8.98	7.15	5.73	4.60	3.68	2.93	2.31	1.79	1.34	0.96	0.64	
0.17	31.74	24.81	20.18	16.88	14.41	12.48	10.94	9.68	7.77	6.22	5.00	4.00	3.19	2.51	1.95	1.46	1.05	0.70	
0.18	33.17	25.91	21.06	17.60	15.01	12.99	11.38	10.06	8.38	6.72	5.39	4.32	3.44	2.72	2.10	1.58	1.14	0.76	
0.19	34.76	26.99	21.93	18.31	15.56	13.49	11.80	10.42	9.00	7.21	5.79	4.64	3.70	2.92	2.26	1.70	1.23	0.82	
0.20	35.96	28.05	22.77	19.00	16.18	13.98	12.22	10.78	9.58	7.70	6.19	4.96	3.96	3.12	2.42	1.82	1.31	0.88	

Maximum values of the variable load Q (kN/m²)

	One intermediate support is required
	Two intermediate supports are required

Σχήμα 2.2: Πίνακας αντοχής σύμμικτης πλάκας με χαλυβδόφυλλο Symdeck 73 πάχους 1,25mm, 3 ίσων ανοιγμάτων με ομοιόμορφο καταναμημένο φορτίο.

Συνολικό επιβαλλόμενο καταναμημένο φορτίο στην ΟΚΑ:

$$(2.75+0.7)*1.35+(3+0.8)*1.5=4.6575+5.7=10.3575\text{KN/m}^2$$

Επιλέγεται χαλυβδόφυλλο πάχους 1.25mm και πάχος πλάκας 0.19m.

2.1.1 Έλεγχοι στην Φάση Κατασκευής

Στη φάση κατασκευής ο σχεδιασμός γίνεται με βάση τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Ειδικότερα ελέγχεται η δυνατότητα παραλαβής της ροπής κάμψης που προκαλούν τα δρόντα φορτία από το χαλυβδόφυλλο με το δεδομένο στατικό σύστημα. Η οριακή κατάσταση αστοχίας διεξάγεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 που αφορούν στις λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης. Στην περίπτωση όπου για δεδομένο πάχος χαλυβδόφυλλου ο έλεγχος δεν ικανοποιείται, προβλέπονται ενδιάμεσες στηρίξεις στο χαλυβδόφυλλο. Επίσης θα πρέπει τα βέλη κάμψης που δημιουργούνται, να είναι εντός των ορίων που καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 4.

Ο έλεγχος των ροπών κάμψης πραγματοποιείται.

Ο έλεγχος των βελών κάμψης ικανοποιείται (όρια για τον έλεγχο των βελών κάμψης: $l/180$ ή 20mm).

2.1.2 Έλεγχοι στη Φάση Λειτουργίας

Τα φορτία που δρουν στη φάση λειτουργίας στη σύμμικτη πλάκα είναι τα ίδιο βάρος G και το ωφέλιμο φορτίο Q . Για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών του σύμμικτου φορέα λόγω των παραπάνω δράσεων, θεωρείται η επιβολή του ωφέλιμου φορτίου Q σ' όλη την επιφάνεια του φορέα.

Διενεργούνται δύο έλεγχοι:

- Έλεγχος οριακής κατάστασης αστοχίας
 $1,35G+1,5Q$
- Έλεγχος οριακής κατάστασης λειτουργικότητας
 $1G+1Q$

➤ Έλεγχος καμπτικής αντοχής:

Ο συνδυασμός φόρτισης είναι:

$$\gamma_G(g+g_{\text{πρόσθετα}}) + \gamma_Q q$$

Ο έλεγχος των ροπών κάμψης πραγματοποιείται.

➤ Έλεγχος έναντι εγκάρσιας διάτμησης

Ο συνδυασμός φόρτισης είναι:

$$\gamma_G(g+g_{\text{πρόσθετα}}) + \gamma_Q q$$

Ο έλεγχος έναντι εγκάρσιας διάτμησης πραγματοποιείται.

➤ Έλεγχος έναντι διαμήκου διάτμησης

Ο συνδυασμός φόρτισης είναι:

$$\gamma_G(g+g_{\text{πρόσθετα}}) + \gamma_Q q$$

Ο έλεγχος έναντι διαμήκους διάτμησης πραγματοποιείται.

➤ Έλεγχος βελών κάμψης

Ο συνδυασμός φόρτισης είναι:

$$g+g_{\text{πρόσθετα}}+q$$

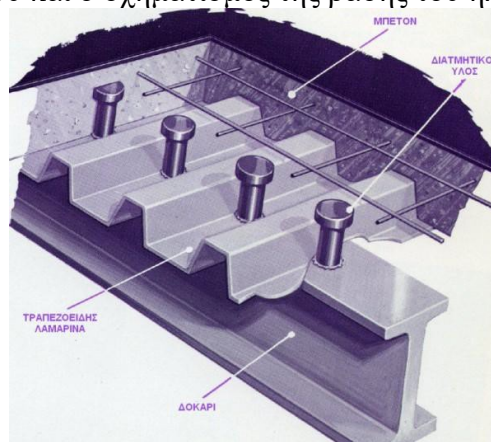
Όρια για τον έλεγχο των βελών κάμψης είναι: 1/250

Ο έλεγχος των βελών κάμψης ικανοποιείται.

2.2 Τοποθέτηση διατμητικών ήλων

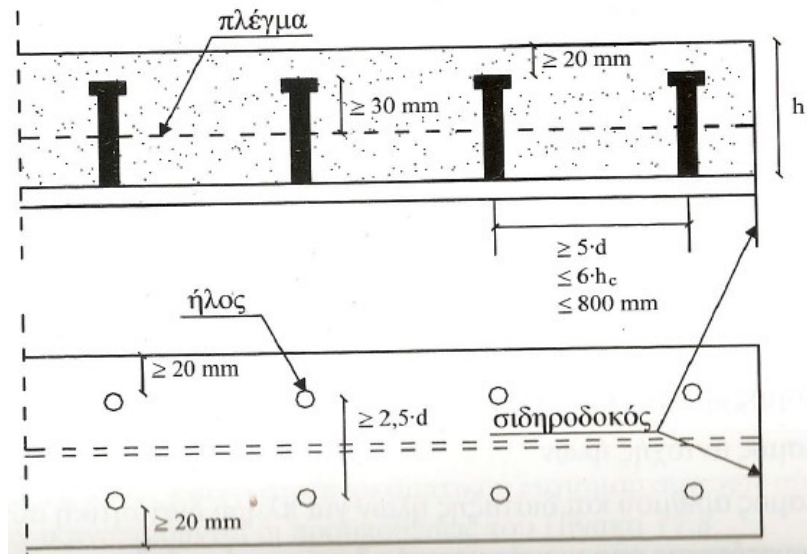
Η συγκόλληση των ήλων προδιαγράφεται στο EN 14555. Η συγκόλληση γίνεται με τη βοήθεια ειδικής μηχανής σε 4 φάσεις:

- Προσαρμογή κεφαλής του ήλου στο πιστόλι συγκόλλησης και εφαρμογή κεραμικού δακτυλίου στην βάση του.
- Με την πίεση την σκανδάλης του πιστολιού ανυψώνεται λίγο ο ήλος και με την διοχέτευση υψηλού ρεύματος δημιουργείται ηλεκτρικό τόξο μεταξύ της βάσης του ήλου και του μητρικού μετάλλου, το οποίο περιορίζεται εντός του κεραμικού δακτυλίου.
- Το μητρικό μέταλλο και η βάση του δακτυλίου λιώνουν υπό την επίδραση του ηλεκτρικού τόξου και μετά το τέλος του χρόνου συγκόλλησης πιέζεται ο ήλος στο τήγμα.
- Απομάκρυνση του πιστολιού και του κεραμικού δακτυλίου. Η βάση του ήλου στην τελική κατάσταση είναι εξογκωμένη λόγω υπερχειλίσης του τήγματος. Ο ρόλος του κεραμικού δακτυλίου είναι συνεπώς ο προσδιορισμός του ηλεκτρικού τόξου και ο σχηματισμός της βάσης του ήλου.



Σχήμα 2.3: Εσωτερικό σύμμικτης πλάκας με διατμητικούς ήλους

Ο υπολογισμός των απαιτούμενων διατμητικών ήλων θα γίνει με την βοήθεια του προγράμματος AccelorMital Beams Calculator, πρόγραμμα το οποίο θα χρησιμοποιήσουμε στη συνέχεια για τον υπολογισμό των σύμμικτων δοκών.



Σχήμα 2.4 : Περιορισμοί στον τρόπο τοποθέτησης των διατμητικών ύλων

Θα χρησιμοποιήσουμε διατμητικούς ήλους κεφαλής TRW Nelson KB.

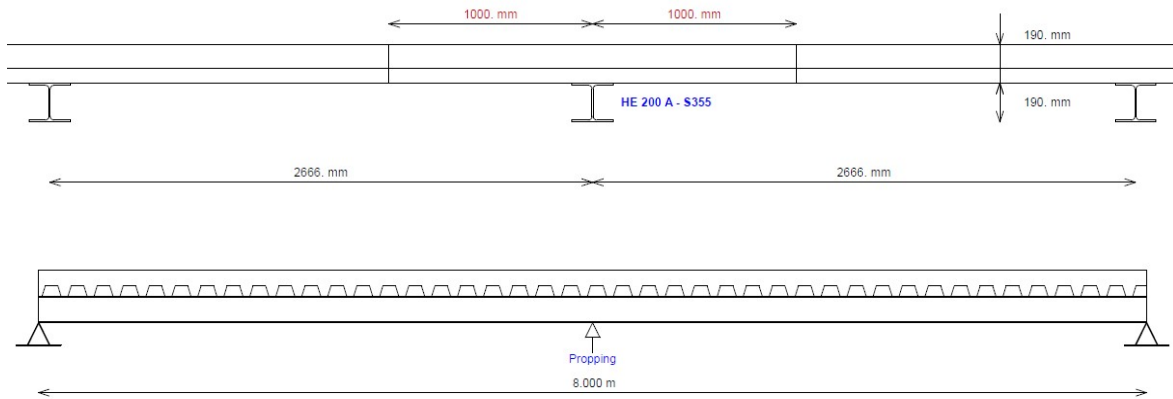
Ο αριθμός, η διάταξη καθώς και τα χαρακτηριστικά των διατμητικών ήλων καθορίστηκαν σύμφωνα με τα παρακάτω:

- Το ύψος h του κάθε διατμητικού ήλου θα πρέπει να απέχει απόσταση μεγαλύτερη των 20mm από την επιφάνεια του σκυροδέματος, μεγαλύτερη των 30mm από το υψηλότερο σημείο του χαλυβδόφυλλου και επίσης να βρίσκεται κατά το δυνατόν σε θλιβόμενο σκυρόδεμα (δηλαδή να έχει κατά το δυνατόν μεγαλύτερο h). Άρα $190 - 73 = 117\text{mm} < h < 170\text{mm} = 190 - 20$. Επιλέγουμε ύψος $h = 150\text{mm}$
- Ως πάχος διατμητικών ήλων επιλέξαμε $d = 19\text{mm}$.

2.3 Διαστασιολόγηση σύμμικτων δοκών με ακριβή υπολογισμό ήλων με χρήση του προγράμματος ArcelorMittal Beams Calculator.

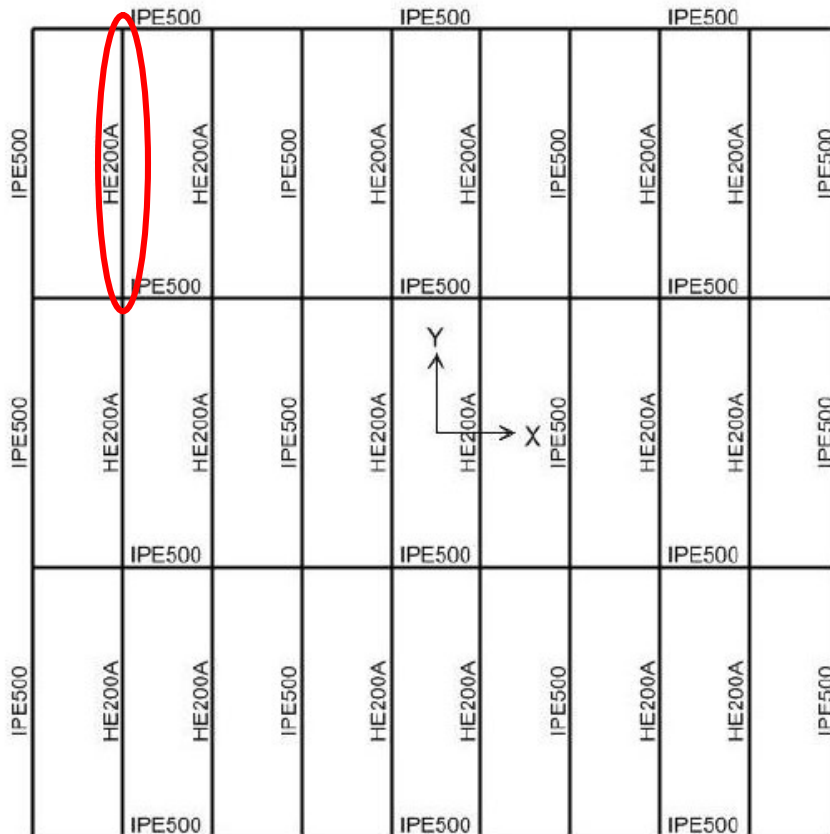
Η διαστασιολόγηση των δοκών έγινε με την βοήθεια του προγράμματος ArcelorMittal Beams Calculator. Εδώ έγινε η πρώτη προσέγγιση των κατάλληλων διατομών των σύμμικτων δοκών της κατασκευής μας και υπολογίστηκαν με ακρίβεια και οι διατμητικοί ήλοι που απαιτούνται. Πραγματοποιήθηκε επίσης έλεγχος για φωτιά. Φυσικά έλεγχος των επάρκειας των δοκών έγινε και στο SAP2000.

Παρακάτω παραθέτουμε τον υπολογισμό μιας σύμμικτης δευτερεύουσας δοκού.



Σχήμα 2.5 :Δύο κάθετες τομές της σύμμικτης δοκού (κάτοψη της δοκού φαίνεται στο Σχήμα 2.6)

Η δοκός που θα εξετάσουμε είναι η παρακάτω και είναι η ίδια και στους τέσσερης ορόφους του κτιρίου:



Σχήμα 2.6 : Κάτοψη της εξεταζόμενης σύμμικτης δοκού

Παρατίθενται στοιχεία από τον έλεγχο της επιλεγμένης σύμμικτης πλάκας όπως προέκυψαν από το πρόγραμμα ArcelorMittal Beams Calculator.

Preliminary Design Note

DATA

General parameters

COMPOSITE BEAM

Main span

$$L = 8.000 \text{ m}$$

Intermediate beam

Width on the left

$$L_1 = 2.666 \text{ m} \quad \text{Max. participating width} \quad L_1 = 1.333 \text{ m}$$

Width on the right

$$L_2 = 2.666 \text{ m} \quad \text{Max. participating width} \quad L_2 = 1.333 \text{ m}$$

Slab

Slab with profiled sheeting

Total thickness = 19.00 cm

Profiled steel sheeting "" , perpendicular to the beam

$$(h = 73.0 \text{ mm} ; e = 187.5 \text{ mm} ; b_1 = 50.0 \text{ mm} ; b_2 = 95.5 \text{ mm} ; t = 1.3 \text{ mm} ; f_y = 320 \text{ N/mm}^2 ; M = 0.00 \text{ kg/m}^2)$$

Section

HE 200 A - S355 JR/J0/J2/K2

$$\begin{aligned} h_t &= 190.0 \text{ mm} \\ b_f &= 200.0 \text{ mm} \\ t_w &= 6.5 \text{ mm} \\ t_f &= 10.0 \text{ mm} \\ r &= 18.0 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= 53.83 \text{ cm}^2 \\ A_w &= 18.08 \text{ cm}^2 \\ I_y &= 3692.16 \text{ cm}^4 \\ I_z &= 1335.51 \text{ cm}^4 \\ I_t &= 20.98 \text{ cm}^6 \\ I_w &= 108000.00 \text{ cm}^3 \\ W_{el,y} &= 388.65 \text{ cm}^3 \\ W_{pl,y} &= 429.48 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Materials

Steel

$$\begin{aligned} E &= 210000 \text{ N/mm}^2 \\ \rho &= 7850 \text{ kg/m}^3 \end{aligned}$$

Steel grade S355 JR/J0/J2/K2 - Reduction of f_y with thickness according to EC3

Databases 2016_02

Flanges $f_{yf} = 355 \text{ N/mm}^2$

Web $f_{yw} = 355 \text{ N/mm}^2$

Section $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$

$$s = 0.814$$

Concrete slab C25/30

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 31476 \text{ N/mm}^2$$

Modular ratio for LONG TERM

$$C_{eq} = 23.34$$

Modular ratio for SHORT TERM

$$C_{eq} = 6.67$$

Shrinkage (R) - Long term $\epsilon = 300.10^{-6}$
 Density of the concrete (slab) $\rho = 25.00 \text{ kN/m}^3$
 Reinforcement steel $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

Connection

Connectors TRW Nelson KB 3/4"-150

$\phi = 19.0 \text{ mm}$
 $h = 150.0 \text{ mm}$
 $f_y = 350.0 \text{ N/mm}^2$
 $f_u = 450.0 \text{ N/mm}^2$

Main span $L = 8.000 \text{ m}$ $e = 0.188 \text{ m}$ $n = 2 \text{ row(s)}$

Total number of connectors : 88

Lateral restraint of the beam : Continuous lateral restraint of the beam (no LTB check)

Propping in the construction stage Number of proppings in the span : 1

Loads

Loads at construction stage

Permanent loads (g)	Dead weight of the profile	0.42 kN/m
	Dead weight of the slab (3.63 kN/m^2)	9.68 kN/m
Construction load (Q_c)	$Q_c = 0.75 \text{ kN/m}^2$	2.00 kN/m

Loads at final stage

Permanent loads	Dead weight of the profile	0.42 kN/m
	Dead weight of the slab (3.63 kN/m^2)	9.68 kN/m

Span	Line load :	$x_o = 0.00 \text{ m}$	$q_o = 9.20 \text{ kN/m}$
		$x_e = 8.00 \text{ m}$	$q_e = 9.20 \text{ kN/m}$

Live load case n° 1 ($\psi_0 = 0.70$ $\psi_1 = 0.60$ $\psi_2 = 0.50$)

Span	Line load :	$x_o = 0.00 \text{ m}$	$q_o = 10.00 \text{ kN/m}$
		$x_e = 8.00 \text{ m}$	$q_e = 10.00 \text{ kN/m}$

Calculation of fire resistance

Number of sides exposed to fire : automatically determined

Beam without additional fire protection

Estimation of the fire resistance duration

Thermal convection factor : $25 \text{ W/(m}^2 \text{ K)}$

Partial Factors

Permanent loads	$\gamma_{G,sup} = 1.35$	Structural steel	$\gamma_{M0} = 1.00$
	$\gamma_{G,inf} = 1.00$	Structural steel (instabilities)	$\gamma_{M1} = 1.00$
Live loads	$\gamma_Q = 1.50$	Fire resistance	$\gamma_{M,f} = 1.00$
		Fire resistance	$\gamma_{M,fs} = 1.00$
		Fire resistance	$\gamma_{M,fc} = 1.00$
		Concrete	$\gamma_c = 1.50$
		Reinforcement bars	$\gamma_s = 1.15$
		Connectors	$\gamma_v = 1.25$
		Shear resistance of the steel sheeting	$\gamma_{ap} = 1.10$

Combinations of actions

ULS combination (construction stage)	$1.35 G + 1.50 Q_0$
ULS combination(s)	$1.35 G + 1.50 Q_1$
FIRE Combination(s)	$1.00 G + 1.00 (\psi_{1,1} = 0.80) Q_1$
	$1.00 G + 1.00 (\psi_{2,1} = 0.50) Q_1$
SLS combination(s)	$G + R + Q_1$

CONSTRUCTION stage

Moment resistance Section Class 2 $M_{Rd} = 152.47 \text{ kN.m}$

Plastic shear force resistance $V_{pl,Rd} = 370.59 \text{ kN}$ ($\eta = 1.20$)

No risk of shear buckling ($h_w / t_w < 72 \epsilon / \eta$ EN 1993-1-1 § 6.2.6(6))

ULS combination (construction stage) : $1.35 G + 1.50 Q_0$

		Support reactions	$R_{V1} = 24.93 \text{ kN}$	
			$R_{V2} = 83.13 \text{ kN}$	
			$R_{V3} = 24.93 \text{ kN}$	
$M_{Ed,max(+)} =$	18.69 kN.m	$M_{Ed,max(-)} =$	-33.26 kN.m	$\Gamma_M = 0.218$ (x = 4.000 m)
$V_{Ed,max} =$	41.58 kN			$\Gamma_V = 0.112$ (x = 4.000 m)
				$\Gamma_{MV} = 0.218$ (x = 4.000 m)

		Support reactions	$R_{V1} = 25.68 \text{ kN}$	
			$R_{V2} = 75.63 \text{ kN}$	
			$R_{V3} = 19.69 \text{ kN}$	
$M_{Ed,max(+)} =$	19.82 kN.m	$M_{Ed,max(-)} =$	-30.26 kN.m	$\Gamma_M = 0.198$ (x = 4.000 m)
$V_{Ed,max} =$	40.81 kN			$\Gamma_V = 0.110$ (x = 4.000 m)
				$\Gamma_{MV} = 0.198$ (x = 4.000 m)

Maximum criterion for bending resistance	$\Gamma_{M,max} =$	0.218
Maximum criterion for shear force resistance	$\Gamma_{V,max} =$	0.112
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction	$\Gamma_{MV,max} =$	0.218

Serviceability Limit States
(CONSTRUCTION stage)

Deflections per load case

Case 'Dead weight' Span $v_{max} = 1.8 \text{ mm (L / 4436)}$

Case 'Construction load' (Q_c) Arrangement n° 1
Span $v_{max} = 0.4 \text{ mm}$
Total deflection $v_{max} = 2.2 \text{ mm (L / 3702)}$

Case 'Construction load' (Q_c) Arrangement n° 2
Span $v_{max} = 0.6 \text{ mm}$
Total deflection $v_{max} = 2.4 \text{ mm (L / 3329)}$

FINAL stage

Participating width

on left support	1.500 m
L / 4 (= 2.000 m)	2.000 m
3 L / 4 (= 6.000 m)	2.000 m
on right support	1.500 m

Moments of inertia ...at mid-span

Long-term	22804 cm ⁴
Short-term	31381 cm ⁴

Resistance of the connectors $P_{Rd} = 38.66 \text{ kN}$

Verification of the degree of connection

Minimum degree of connection = 0.490

$F_{Steel} = 1911.01 \text{ kN}$

$F_{Concrete} = 3315.00 \text{ kN}$

Degree of connection = 0.850 > 0.490

The degree of connection is calculated for the section with maximum bending moment

Plastic resistance with partial connection

Plastic shear force resistance $V_{pl,Rd} = 370.59 \text{ kN (}\eta = 1.20\text{)}$

No risk of shear buckling ($h_w / t_w < 72 \varepsilon / \eta$)

ULS combination : 1.35 G + 1.50 Q₁

Support reactions $R_{V1} = 164.17 \text{ kN}$

$R_{V2} = 164.18 \text{ kN}$

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab : $A_t > 0.94 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_t + A_b > 2.46 \text{ cm}^2/\text{m}$

$M_{Ed,max(+)} = 328.36 \text{ kN.m}$ $\Gamma_M = 0.802$ (x = 5.333 m)

$V_{Ed,max} = -164.18 \text{ kN}$ $\Gamma_V = 0.443$ (x = 0.000 m)

$\Gamma_{Mv} = 0.802$ (x = 5.333 m)

$\Gamma_{Vh} = 0.449$

Longitudinal shear resistance of the slab - Transverse reinforcing bars

Minimum transverse reinforcement ratio :
(EN 1994-1-1 §6.6.6.3 & EN 1992-1-1 §9.2.2(5))

$$\rho_{w,min} = 0.08 \%$$

Reinforcement ratio (EN 1992-1-1 §8.2.4) :

$$A_t > 0.94 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_t + A_b > 2.46 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Note: this result is provided as an indication.

Calculations must be performed in order to take into account specific conceptual details.

Note particularly that the calculations do not include the design of the slab.

Plastic moment in span	$M_{pl,Rd} =$	443.21 kN.m
Maximum criterion for bending resistance	$\Gamma_{M,max} =$	0.802
Maximum criterion for shear force resistance	$\Gamma_{V,max} =$	0.443
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction	$\Gamma_{MV,max} =$	0.802
Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab	$\Gamma_{Vh,max} =$	0.449

Design in fire situation

Load combination in fire situation : 1.00 G + 1.00 ($\psi_{1,1} = 0.60$) Q₁

Support reactions $R_{V1} = 101.17$ kN
 $R_{V2} = 101.17$ kN

$M_{f,d,max(+)} = 202.34$ kN.m

$V_{f,d,max} = 101.17$ kN

Number of sides exposed to fire 4

Duration of fire resistance for the given configuration 16 minutes

Heating of the beam section

	Section factor (m^{-1})	Temperature (°C) at 16 minutes	Reduction factor
Lower flange	210	618	0.428
Web	308	618	0.428
Upper flange	210	618	0.428

$M_{f,Rd,max(+)} = 214.89$ kN.m $\Gamma_{M,f} = 0.942$ OK (x = 4.000 m)

$V_{f,Rd,max} = 158.50$ kN $\Gamma_{V,f} = 0.638$ OK (x = 0.000 m)

$\Gamma_{MV,f} = 0.942$ OK (x = 4.000 m)

Load combination in fire situation : 1.00 G + 1.00 ($\psi_{2,1} = 0.50$) Q₁

Support reactions $R_{V1} = 97.17$ kN
 $R_{V2} = 97.17$ kN

$M_{f,d,max(+)} = 194.34$ kN.m

$V_{f,d,max} = 97.17$ kN

Number of sides exposed to fire 4

Duration of fire resistance for the given configuration 16 minutes

Heating of the beam section

	Section factor (m^{-1})	Temperature (°C) at 16 minutes	Reduction factor
Lower flange	210	618	0.428
Web	308	618	0.428
Upper flange	210	618	0.428

$M_{f,Rd,max(+)} = 214.89$ kN.m $\Gamma_{M,f} = 0.904$ OK (x = 4.000 m)

$V_{f,Rd,max} = 158.50$ kN $\Gamma_{V,f} = 0.613$ OK (x = 0.000 m)

$\Gamma_{MV,f} = 0.904$ OK (x = 4.000 m)

Maximum criterion for bending resistance (16 min of fire resistance)

$\Gamma_{M,f,max} = 0.942$

Maximum criterion for shear force resistance (16 min of fire resistance)

$\Gamma_{V,f,max} = 0.638$

Maximum criterion for bending moment - shear force interaction (16 min of fire resistance)

$\Gamma_{MV,f,max} = 0.942$

Serviceability Limit States

Deflections per load case

Case 'Dead weight'	$v_{\max} =$	11.3 mm (L / 709)
Case 'Other permanent loads'	$v_{\max} =$	10.3 mm (L / 778)
Case 'Q ₁ '	$v_{\max} =$	8.1 mm (L / 986)
Case 'Shrinkage (R) - Long term'	$v_{\max} =$	9.1 mm (L / 884)

Deflections per combination

Combination SLS 'G + R + Q ₁ '	$v_{\max} =$	38.7 mm (L / 207)
---	--------------	-------------------

Estimation of the first natural frequency

G + 0.00 Q ₁	: 4.49 Hz
G + 0.10 Q ₁	: 4.38 Hz
G + 0.20 Q ₁	: 4.27 Hz
G + 0.30 Q ₁	: 4.18 Hz
G + 0.40 Q ₁	: 4.08 Hz
G + 0.50 Q ₁	: 4.00 Hz
G + 0.60 Q ₁	: 3.92 Hz
G + 0.70 Q ₁	: 3.84 Hz
G + 0.80 Q ₁	: 3.77 Hz
G + 0.90 Q ₁	: 3.71 Hz
G + 1.00 Q ₁	: 3.64 Hz

Resistance criteria satisfied in the CONSTRUCTION stage

Resistance criteria satisfied in the FINAL stage, for the design at normal temperature

All the fire resistance criteria are satisfied

3 Έλεγχοι κτιρίων με ελαστική ανάλυση

3.1 Επιρροή αρχικών ατελειών

Στα φορτία του βασικού στατικού συνδυασμού ($1.35G + 1.35G\pi + 1.5Q$) θα πρέπει να προστεθούν στις στάθμες των ορόφων ορισμένα οριζόντια φορτία H_i (και στις δύο διευθύνσεις) ώστε να ληφθούν υπόψη οι αρχικές ατέλειες της κατασκευής. Τα φορτία αυτά υπολογίζονται ως εξής:

$$H_i = V_i \cdot \varphi$$

Όπου:

V_i είναι τα κατακόρυφα φορτία του ορόφου i για τον βασικό στατικό συνδυασμό

$$\varphi = k_c \cdot k_s \cdot \varphi_0 \leq 0.0025$$

$$k_c = \sqrt{0.5 + 1/n_c} \leq 1$$

$$k_s = \sqrt{0.5 + 1/n_s} \leq 1$$

n_c ο αριθμός των υποστυλωμάτων

n_s ο αριθμός των ορόφων

$$\varphi_0 = 1/200$$

Προκύπτει τελικά $\varphi = 0.0025$

Στον παρακάτω πίνακα εμφανίζεται η οριζόντια δύναμη που θα ασκηθεί σε κάθε όροφο του κτιρίου και στις δύο διευθύνσεις για την επιρροή αρχικών ατελειών.

Πίνακας 3.1: Κατακόρυφα φορτία V_i και ισοδύναμα φορτία H_i λόγω αρχικών ατελειών

Δυνάμεις για το βασικό στατικό συνδυασμό			
ΟΡΟΦΟΣ	Κατακόρυφες	φ	Οριζόντιες
ΙΣΟΓΕΙΟ	24890	0,0025	62
ΠΡΩΤΟΣ	17960	0,0025	45
ΔΕΥΤΕΡΟΣ	11000	0,0025	28
ΤΡΙΤΟΣ	4075	0,0025	10

Βάσει των παραπάνω φορτίων αντιστοιχεί στη βάση του κτιρίου ροπή

$M = 62 \cdot 4 + 45 \cdot 8 + 28 \cdot 12 + 10 \cdot 16 = 1104 \text{ kNm}$ (για κάθε μια διεύθυνση) η οποία παραλαμβάνεται από το εκάστοτε σύστημα παραλαβής οριζόντιων φορτίων της κάθε διεύθυνσης. Βάσει των $\varphi = 0.0025$, η οριζόντια μετακίνηση οροφής είναι ίση με $\delta = H \cdot \varphi = 16 \cdot 0.0025 = 0.04 \text{ m}$.

Παρόλα αυτά, για πλαίσια κτιρίων οι καθολικές ατέλειες μπορούν να αγνοούνται αν ισχύει: $H E d \geq 0.15 V E d$ (το οποίο ισχύει) γεγονός που για τις σεισμικές δράσεις στη χώρα μας είναι σύνηθες.

3.2 Έλεγχος περιορισμού βλαβών (έλεγχος μεγίστων μετακινήσεων)

Ο έλεγχος περιορισμού βλαβών είναι ιδιαίτερα σημαντικός στα μεταλλικά κτίρια λόγω της πλευρικής ευκαμψίας τους. Η απαίτηση περιορισμού βλαβών θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν υπό τη σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων περιορίζονται σύμφωνα με τη σχέση:

$$\gamma = ((\delta_0 - \delta_u) * q) / (h * 2) \leq \gamma_{\max}$$

όπου,

- γ η γωνιακή παραμόρφωση του ορόφου
- δ_0 η μετακίνηση της πλάκας του υπερκείμενου προς τον εξεταζόμενο όροφο
- δ_u η μετακίνηση της πλάκας του εξεταζόμενου ορόφου
- h το ύψος του ορόφου
- q ο συντελεστής συμπεριφοράς
- $\gamma_{\max} = 0,75\%$ για κτίρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία

Πίνακας 3.2 : Αποτελέσματα για σεισμική διέγερση κατά x και y αντίστοιχα του κτιρίου

	οροφή	βασή			
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ X - G+0,3Q+RSP_X					
ΟΡΟΦΟΣ	$\delta_{i+1,elastic}$ (m)	$\delta_{i,elastic}$ (m)	h (m)	γ	ΕΛΕΓΧΟΣ
ΙΣΟΓΕΙΟ	0,0552	0	4,00	0,69%	OK
ΠΡΩΤΟΣ	0,0926	0,0552	4,00	0,47%	OK
ΔΕΥΤΕΡΟΣ	0,1175	0,0926	4,00	0,31%	OK
ΤΡΙΤΟΣ	0,1328	0,1175	4,00	0,19%	OK
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y - G+0,3Q+RSP_Y					
ΟΡΟΦΟΣ	$\delta_{i+1,elastic}$ (m)	$\delta_{i,elastic}$ (m)	h (m)	γ	ΕΛΕΓΧΟΣ
ΙΣΟΓΕΙΟ	0,0418	0	4,00	0,52%	OK
ΠΡΩΤΟΣ	0,0896	0,0418	4,00	0,60%	OK
ΔΕΥΤΕΡΟΣ	0,1368	0,0896	4,00	0,59%	OK
ΤΡΙΤΟΣ	0,179	0,1368	4,00	0,53%	OK

3.3 Έλεγχος επιρροών 2^{ης} τάξης

Θα πρέπει για κάθε συνδυασμό να εξεταστεί το ενδεχόμενο προσαύξησης των εντατικών μεγεθών λόγω των φαινομένων 2^{ης} τάξης.

Θα εξεταστούν:

- Ο βασικός στατικός συνδυασμός:

$$1.35G + 1.35 G_{\text{mov}} + 1.5L_{\text{storey}}$$

- Ο σεισμικός συνδυασμός:

$$G + G_{\text{mov}} + 0.3 \cdot \varphi \cdot L_{\text{storey}} + E$$

Για κάθε περίπτωση η διερεύνηση της επιρροής των φαινομένων 2^{ης} τάξης πραγματοποιείται με διαφορετικό τρόπο.

➔ Βασικός στατικός συνδυασμός:

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, ανάλυση 1ης τάξης μπορεί να χρησιμοποιείται με την προϋπόθεση ότι η αύξηση των σχετικών εντατικών μεγεθών ή οποιαδήποτε άλλη αλλαγή της συμπεριφοράς του φορέα, που οφείλεται σε παραμορφώσεις, μπορεί να αμεληθεί. Η απαίτηση αυτή μπορεί να θεωρηθεί ότι ικανοποιείται, εάν ισχύει το παρακάτω κριτήριο:

$$\alpha_{\text{cr}} = F_{\text{cr}} / F_{\text{Ed}} \geq 10 \text{ για ελαστική ανάλυση}$$

$$\alpha_{\text{cr}} = F_{\text{cr}} / F_{\text{Ed}} \geq 15 \text{ για πλαστική ανάλυση}$$

όπου

α_{cr}	συντελεστής με τον οποίο θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί η φόρτιση σχεδιασμού, ώστε να προκληθεί καθολική ελαστική αστάθεια.
F_{Ed}	το φορτίο σχεδιασμού του φορέα
F_{cr}	το ελαστικό οριακό φορτίο λυγισμού για καθολική αστάθεια, που βασίζεται στις αρχικές ελαστικές δυσκαμψίες.

Η αυξημένη τιμή του α_{cr} για την πλαστική ανάλυση οφείλεται στο γεγονός ότι η συμπεριφορά του φορέα μπορεί να επηρεάζεται σημαντικά από μη γραμμικές ιδιότητες του υλικού στην οριακή κατάσταση αστοχίας (π.χ. όπου ένα πλαίσιο σχηματίζει πλαστικές αρθρώσεις με ανακατανομές ροπών, ή όπου συμβαίνουν σημαντικές μη γραμμικές παραμορφώσεις σε θέσεις ημιάκαμπτων συνδέσεων).

Για πολυώροφα πλαίσια, οι επιρροές 2^{ης} τάξης λόγω πλευρικής μετάθεσης υπολογίζονται αυξάνοντας τα οριζόντια φορτία H_{Ed} (π.χ. άνεμο) και τα ισοδύναμα φορτία φV_{Ed} λόγω ατελειών, καθώς και άλλες πιθανές επιρροές λόγω μετάθεσης σύμφωνα με τη θεωρία πρώτης τάξης, μέσω του μεγθυντικού συντελεστή: $1/(1-1/\alpha_{\text{cr}})$ υπό την προϋπόθεση ότι $\alpha_{\text{cr}} \geq 3$. Δεδομένου, όμως, ότι η επιρροή αρχικών ατελειών καθώς και τα φορτία ανέμου αμελούνται στην παρούσα εργασία δεν χρειάζεται να γίνει επαύξηση των εντατικών μεγεθών.

→ Σεισμικός συνδυασμός:

Οι διατομές των δοκών και των υποστυλωμάτων του συστήματος δεν μπορούν να υπολογιστούν μονάχα βάση κριτηρίων αντοχής. Οι παραμορφώσεις πρέπει να είναι ελεγχόμενες έτσι ώστε να περιοριστούν όσο το δυνατόν γίνεται τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως. Αυτό γίνεται υπολογίζοντας το συντελεστή ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου θ .

Τα αποτελέσματα δευτέρας τάξης δε χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη αν ικανοποιείται η ακόλουθη σχέση:

$$\theta = P_{tot} \cdot d_r / (V_{tot} \cdot h) \leq 0,10$$

όπου:

θ είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου

d_r είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου

P_{tot} είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων

V_{tot} είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου.

h είναι το ύψος του ορόφου.

Πίνακας 3.3 : Αποτελέσματα για σεισμική διέγερση κατά x του κτιρίου

	Pror(KN)	Vror(KN)	($\delta\sigma - \delta u$)*q(m)	h(m)	θ	1/(1- θ)
0	12794	838	0,0502	4	0,19	1,237
1	9408	704	0,0374	4	0,12	1,1428
2	6022	515	0,0249	4	0,07	1,0785
3	2641	263	0,0153	4	0,04	1,0399

Πίνακας 3.4 : Αποτελέσματα για σεισμική διέγερση κατά y του κτιρίου

	Pror(KN)	Vror(KN)	($\delta\sigma - \delta u$)*q(m)	h(m)	θ	1/(1- θ)
0	12798	720	0,0418	4	0,19	1,23
1	9412	597	0,0478	4	0,19	1,23
2	6032	473	0,0472	4	0,15	1,18
3	2650	295	0,0422	4	0,09	1,10

3.4 Ικανοτικός σχεδιασμός

Ο ικανοτικός σχεδιασμός επιδιώκει να εξασφαλιστεί στη κατασκευή η ικανότητα για τη μεγαλύτερη δυνατή απορρόφηση ενέργειας χωρίς ολική ή μερική αστοχία. Βασίζεται στην ιεράρχηση βλαβών και εξασφάλιση εκδήλωσής τους με την επιθυμητή σειρά, στην κατανομή των βλαβών σε όσο το δυνατόν περισσότερα δομικά στοιχεία καθώς και στη χρήση αποθεμάτων αντοχής της κατασκευής προκειμένου να αποφευχθεί ψαθυρή αστοχία.

3.4.1 Ικανοτικός έλεγχος υποστυλωμάτων

Το υποστύλωμα θα πρέπει να πληρεί την ακόλουθη απαίτηση ελάχιστης αντοχής:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E}$$

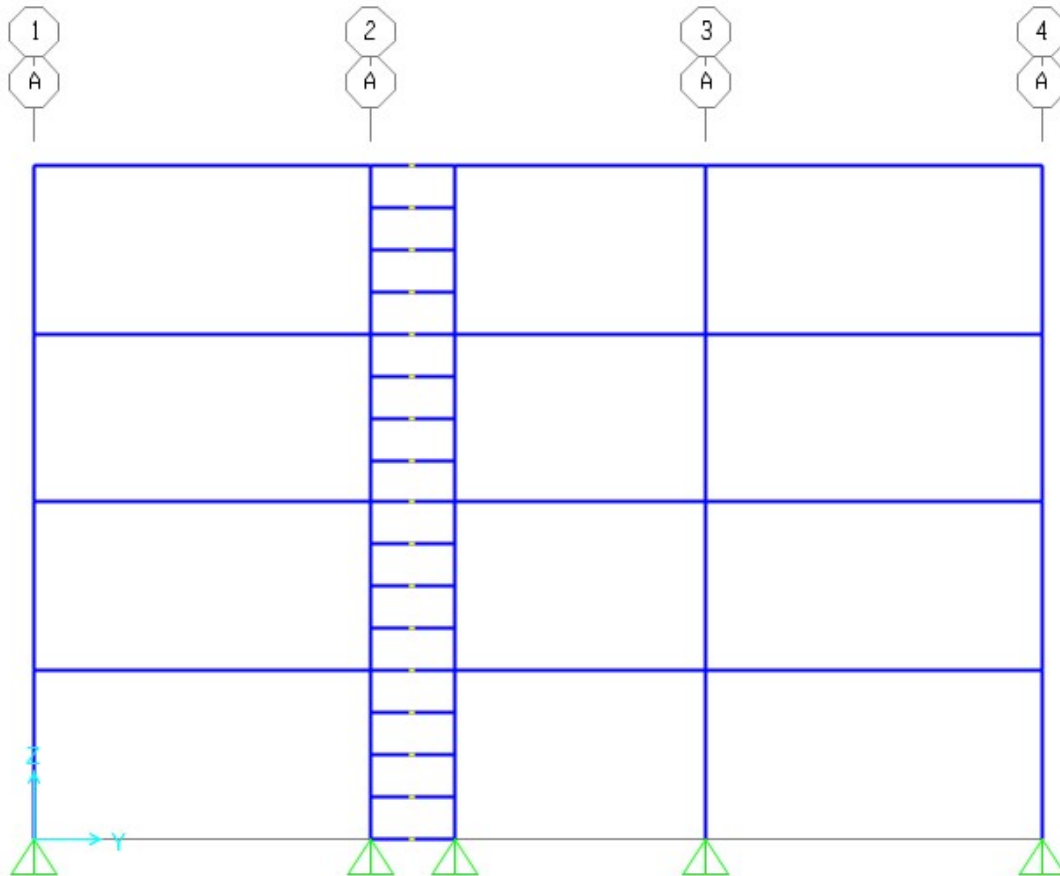
όπου:

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$	είναι η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό της δοκού/υποστυλώματος σύμφωνα με τον EN1993, η οποία λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση της αντοχής σε λυγισμό με τη ροπή κάμψης M_{Ed} , τη ροπή σχεδιασμού στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού
$N_{Ed,G}$	είναι η αξονική δύναμη στη δοκό/υποστύλωμα που οφείλεται σε μη σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό δράσεων για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού
$N_{Ed,E}$	είναι η αξονική δύναμη στη δοκό/υποστύλωμα που οφείλεται στη σεισμική δράση σχεδιασμού
$\gamma_{ov}=1,25$	είναι ο συντελεστής υπεραντοχής
Ω_{min}	είναι η ελάχιστη τιμή του $\Omega_i=N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$ για όλες τις δοκούς FUSEIS.
$N_{pl,Rd,i}$	είναι η αντοχή σχεδιασμού της διαγωνίου i
$N_{Ed,i}$	είναι η τιμή σχεδιασμού της αξονικής δύναμης στην ίδια διαγώνιο i στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

Ο ικανοτικός έλεγχος των υποστυλωμάτων έγινε με το πρόγραμμα Sap2000 αυξάνοντας την σεισμική δύναμη QUAKEX και QUAKEY κατά $1,1 * 1,25 * \Omega_{minx}$ και $1,1 * 1,25 * \Omega_{miny}$ αντίστοιχα.

Στη συνέχεια τοποθετήσαμε τα δυσμενέστερα υποστυλώματα στο αρχικό μας μοντέλο.

Ο έλεγχος περιορισμού βλαβών, ο έλεγχος επιρροών 2ας τάξης και ο ικανοτικός σχεδιασμός των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων υπολογίστηκαν ξανά και παραπάνω είδαμε τους τελικούς ελέγχους.



Σχήμα 3.1: τα μέλη που διαρρέουν έπειτα από την επάυξηση των σεισμικών δυναμεων κατά $1,1*1,25*\Omega_{min}$ και στις δύο διευθύνσεις

Πίνακας 3.5 : Ένδειξη ότι τα υποστυλώματα διαθέτουν επαρκή αντοχή έπειτα από την επάυξηση του σεισμικού συνδυασμού κατά $1,1*1,25*\Omega_{min}$ και στις δύο διευθύνσεις

Frame Text	DesignSect Text	DesignType Text	Status Text	Ratio Unitless	RatioType Text	Combo Text
224	HE280B	Column	No Messages	0,776644	PMM	OKA
220	HE280B	Column	No Messages	0,776643	PMM	OKA
236	HE280B	Column	No Messages	0,776643	PMM	OKA
240	HE280B	Column	No Messages	0,776643	PMM	OKA
232	HE220B	Column	No Messages	0,723038	PMM	OKA
244	HE220B	Column	No Messages	0,723038	PMM	OKA
204	HE700B	Column	No Messages	0,637256	Major CBC Ratio	SpectrumX
208	HE700B	Column	No Messages	0,637256	Major CBC Ratio	SpectrumX
252	HE700B	Column	No Messages	0,637255	Major CBC Ratio	SpectrumX
256	HE700B	Column	No Messages	0,637255	Major CBC Ratio	SpectrumX
203	HE700B	Column	No Messages	0,624398	Major CBC Ratio	SpectrumX
207	HE700B	Column	No Messages	0,624398	Major CBC Ratio	SpectrumX
251	HE700B	Column	No Messages	0,624397	Major CBC Ratio	SpectrumX
255	HE700B	Column	No Messages	0,624397	Major CBC Ratio	SpectrumX
202	HE700B	Column	No Messages	0,612174	Major CBC Ratio	SpectrumX

3.4.1.1 Έλεγχος δοκών

Οι δοκοί μας δεν εντείνονται από αξονικές δυνάμεις καθώς τα αξονικά φορτία κατανέμονται στη πλάκα του εκάστοτε ορόφου η οποία παραμορφώνεται σαν στερεό σώμα μέσω της διαφραγματικής της λειτουργίας. Άρα δεν απαιτείται ικανοτικός σχεδιασμός τους ($N_{Ed} = 0$).

3.4.2 Ικανοτικός σχεδιασμός της διεύθυνσης x του κτιρίου (πλαισιωτή λειτουργία)

3.4.2.1 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα θα ελέγχονται σε θλίψη λαμβάνοντας υπόψη τον πιο δυσμενή συνδυασμό αξονικής δύναμης και ροπών κάμψης. Στους ελέγχους τα N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} θα υπολογίζονται ως:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega M_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E}$$

Όπου

$N_{Ed,G}$ ($M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$)	είναι η θλιπτική δύναμη (αντίστοιχα η ροπή κάμψης και η τέμνουσα) στο υποστυλώμα, οφειλόμενη στις μη-σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,
$N_{Ed,E}$ ($M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$)	είναι η θλιπτική δύναμη (αντίστοιχα η ροπή κάμψης και η τέμνουσα) στο υποστυλώμα, οφειλόμενη στη σεισμική δράση σχεδιασμού

γ_{ov} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής.
 Ω είναι η ελάχιστη τιμή του $\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$ για όλες τις δοκούς στις οποίες υπάρχουν πλαστικές ζώνες. $M_{Ed,i}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης στη δοκό i στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και $M_{pl,Rd,i}$ είναι η αντίστοιχη πλαστική ροπή.

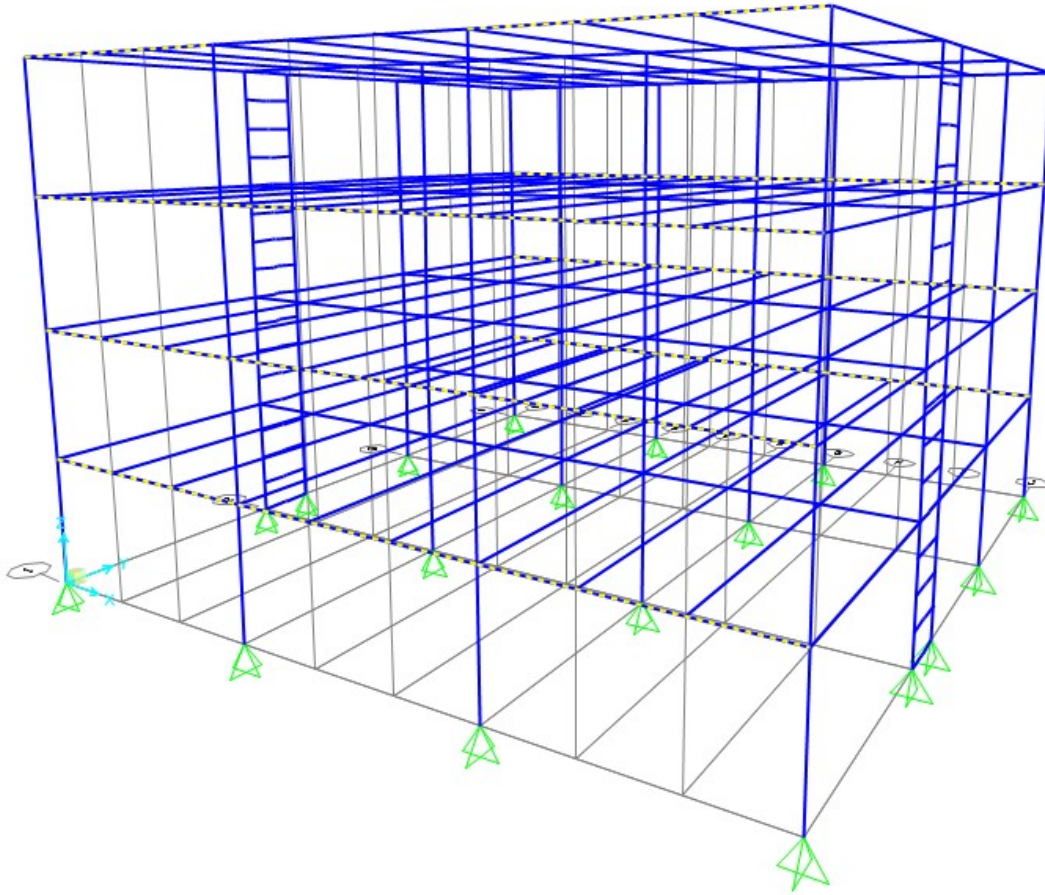
$$\Omega_{\min x} = 1/0,642 = 1,56$$

$$\Omega_{\min y} = 1/0,662 = 1,51$$

Ο έλεγχος θα γίνει στο sap2000 αυξάνοντας την σεισμική δύναμη κατά x κατά $1,1*1,25* 1,19$ και κατά y κατά $1,1*1,25* 1,55$, ελεγχοντας αν όλα τα υποστυλώματα διαθέτουν επαρκή αντοχή έπειτα από την επαύξηση αυτήν.

Τα υποστυλώματα επαρκούν έπειτα από την επαύξηση των δυνάμεων αυτών όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα με τα ratio των υποστυλωμάτων αυτών κατανεμημένων σε φθίνουσα σειρά (όλα τα ratio είναι μικρότερα της μονάδος, άρα επαρκούν οι διατομές

των υποστυλωμάτων την επαύξηση του σεισμικού φορτίου λόγω του ικανοτικού ελέγχου).



Εικόνα 8: Οι δοκοί του κτιρίου που έχουν διαρεύσει έπειτα από την αύξηση της σεισμικής διεγερσης κατά x κατά $1,1*1,25*\Omega$

3.5 Έλεγχος μέγιστων βελών

Ο έλεγχος των βελών των δοκών της κατασκευής μας έχει πραγματοποιηθεί κατά την διαδικασία διαστασιολόγησης των σύμμικτων δοκών με την βοήθεια του προγράμματος ArcelorMittal Beams Calculator.

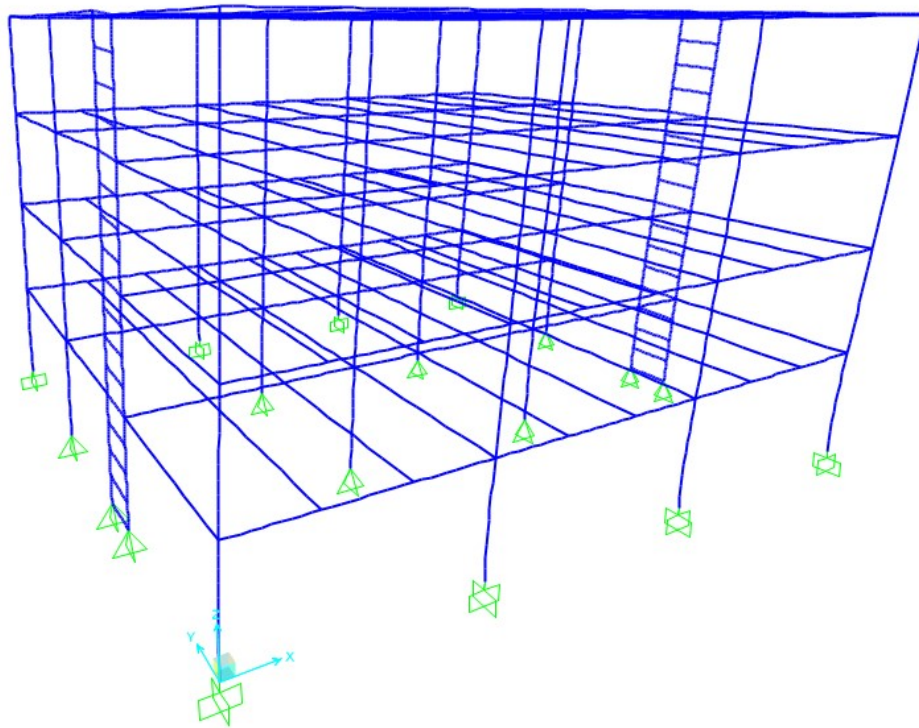
4 Αποτελέσματα ανάλυσης του φορέα

4.1 Ιδιομορφές του κτιρίου

Μετά την προσομοίωση των δύο κτιρίων ερχόμαστε να δούμε την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο των κτιρίων αυτών καθώς και μερικές από τις υπόλοιπες ιδιοπεριόδους τους.

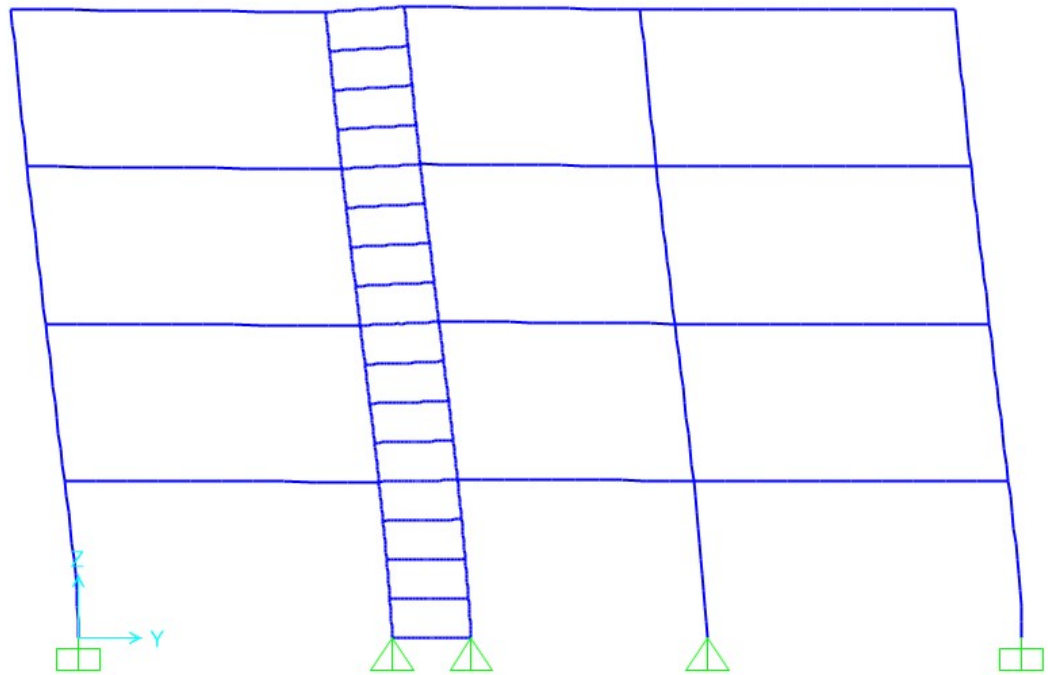
Στο κτίριο η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου έχει τιμή $T_{\text{Ακτιρίου}}=1,44 \text{ sec}$. Παρακάτω βλέπουμε τις ιδιομορφές του κτηρίου στο SAP2000.

Mode 1; T = 1,44061; f = 0,69415



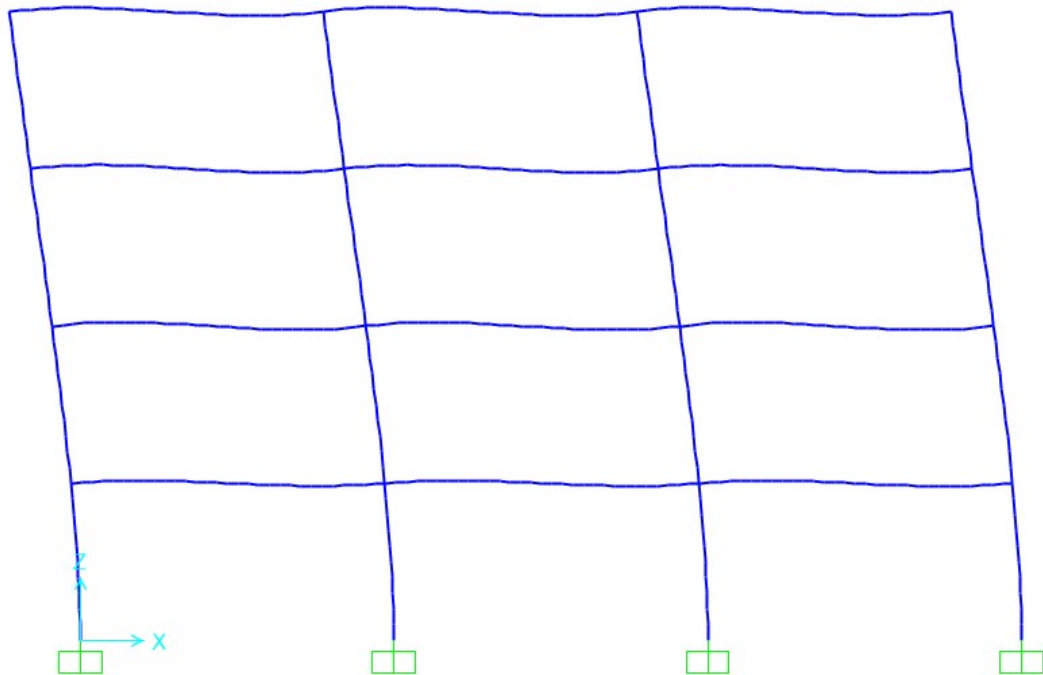
Σχήμα 4.1: Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτηρίου A

Mode 1; T = 1,44061; f = 0,69415



Σχήμα 4.2: Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου, τομή κατά τον άξονα yy

Mode 2; T = 1,34705; f = 0,74236



Σχήμα 4.3: Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου B

Πέρα όμως από την πρώτη ιδιομορφή θα παρουσιάσουμε παρακάτω και τις υπόλοιπες ιδιομορφές σε πίνακα.

Πίνακας 4.1: Ιδιομορφικά ποσοστά συμμετοχής της μάζας της κατασκευής στο κτήριο Α

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless
MODAL	Mode	1	1,440613	2,426E-09	0,80221	1,328E-05	2,426E-09	0,80221	1,328E-05	0,04783
MODAL	Mode	2	1,347053	0,73604	2,58E-09	1,379E-13	0,73604	0,80221	1,328E-05	1,523E-10
MODAL	Mode	3	0,875445	2,89E-06	8,915E-12	1,812E-14	0,73604	0,80221	1,328E-05	3,253E-13
MODAL	Mode	4	0,421726	6,675E-12	0,15414	0,00013	0,73604	0,95636	0,00014	0,15081
MODAL	Mode	5	0,335345	0,17959	7,805E-12	8,343E-12	0,91563	0,95636	0,00014	1,024E-11
MODAL	Mode	6	0,275776	3,803E-15	1,264E-14	0,19084	0,91563	0,95636	0,19098	0,0372
MODAL	Mode	7	0,273455	4,645E-13	1,12E-05	0,1702	0,91563	0,95637	0,36118	0,02945
MODAL	Mode	8	0,270212	3,446E-14	1,273E-14	3,87E-16	0,91563	0,95637	0,36118	1,395E-14
MODAL	Mode	9	0,265729	2,596E-07	6,695E-14	3,518E-14	0,91563	0,95637	0,36118	1,801E-13
MODAL	Mode	10	0,26353	2,556E-13	3,592E-14	0,00252	0,91563	0,95637	0,3637	0,00049
MODAL	Mode	11	0,262487	5,573E-15	4,734E-16	0,01316	0,91563	0,95637	0,37686	0,00257
MODAL	Mode	12	0,262275	2,992E-14	5,047E-06	0,01372	0,91563	0,95637	0,39057	0,00278

Παρατηρούμε ότι για να ικανοποιήσουμε την απαίτηση η οποία λέει ότι το άθροισμα των δρώσων μαζών, για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη, πρέπει να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας, ενώ λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσα ιδιομορφική μάζα μεγαλύτερη του 5% της συνολικής μάζας, θα πρέπει να λάβουμε υποχρωτικά υπόψη τουλάχιστον τις πρώτες 5 ιδιομορφές του κτιρίου.

Εμείς θα λάβουμε υπόψη τον αριθμό αυτόν των ιδιομορφών που ορίζει ο κανονισμός του Ευρωκώδικα 8.

Παρατηρούμε ότι η διεύθυνση της βασικής ιδιοπεριόδου του κτιρίου είναι κατά τον άξονα y.

5 Μη γραμμικές στατικές αναλύσεις

5.1 Γενικά

Μέσω της ιδιομορφικής ανάλυσης είναι εφικτός ο ακριβής υπολογισμός της απόκρισης του κτιρίου μόνο εφόσον αυτό αποκρίνεται ελαστικά. Οι μέγιστες ανελαστικές μετακινήσεις υπολογίζονται προσεγγιστικά, βάσει της παραδοχής ότι είναι ίσες με τις μετακινήσεις που θα είχε το κτίριο αν αποκρινόταν ελαστικά ανάλογα με τον συντελεστή συμπεριφοράς q .

Στην περίπτωση που αντικείμενο της μελέτης είναι ο υπολογισμός της αντοχής σε σεισμό μιας υφιστάμενης κατασκευής ή γενικά για να αξιολογηθεί με μεγαλύτερη ακρίβεια η αντοχή και η ανελαστική σεισμική συμπεριφορά ενός κτιρίου στις σεισμικές διεγέρσεις, οι σύγχρονοι κανονισμοί εν γένει αποδέχονται δύο μεθόδους μη γραμμικής ανάλυσης:

- Την ανελαστική στατική ανάλυση ή στατική υπερωθητική ανάλυση, η οποία μπορεί να εφαρμοστεί σε μια ευρεία κατηγορία κτιρίων, τα οποία όμως πρέπει να ικανοποιούν συγκεκριμένα κριτήρια. Ο βασικός σκοπός της μεθόδου είναι η σημαντική μείωση του υπολογιστικού κόστους, χωρίς ταυτόχρονη μείωση της αξιοπιστίας των αποτελεσμάτων. Στα αγγλικά είναι γνωστή με τον όρο “Non-linear Static Analysis (NSA)”, “Static Pushover” ή απλά “Pushover”.

- Την ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας ή για συντομία ανελαστική δυναμική ανάλυση, η οποία μπορεί να εφαρμοστεί σε όλες ανεξαιρέτως τις κτιριακές κατασκευές. Στα αγγλικά είναι γνωστή με τον όρο “Non-linear Dynamic Analysis (NDA)” ή “Time-History” για συντομία.

Σε αυτήν την εργασία επιλέγουμε την μέθοδο Static PushOver επειδή είναι πιο εύχρηστη και απαιτεί σημαντικά μικρότερο υπολογιστικό χρόνο αν και προκύπτουν αποτελέσματα μικρότερης ακρίβειας σε σχέση με την ανάλυση χρονοϊστορίας. Και στις δύο επιλογές λαμβάνονται υπόψη τα φαινόμενα P- Δ .

Ανελαστική στατική ανάλυση (Pushover).

Στη στατική ανελαστική ανάλυση χρησιμοποιείται ένα προσομοίωμα του φορέα το οποίο λαμβάνει υπόψη ανελαστικούς νόμους φορτίου – παραμόρφωσης για τα επιμέρους δομικά στοιχεία του κτιρίου. Στην στατική ανελαστική ανάλυση η κατασκευή φορτίζεται με σταθερά κατακόρυφα φορτία (μόνιμα και κινητά του σεισμικού συνδυασμού) και με μονοτονικά επιβαλλόμενα στατικά πλευρικά φορτία που αντιπροσωπεύουν τις σεισμικές δυνάμεις και αυξάνονται βαθμιαία μέχρι την τελική κατάρρευση ή έως η κατασκευή να παραλάβει μία προκαθορισμένη μετακίνηση οροφής. Η ανάλυση Pushover διενεργείται μέχρι να σημειωθεί αστοχία του φορέα. Η συνήθης μορφή αστοχίας είναι η αστοχία σε κάμψη μιας κρίσιμης διατομής (ο ικανοτικός σχεδιασμός που επιβάλλουν οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί εξασφαλίζει η καμπτική αστοχία να προηγείται πάντοτε της διατμητικής) ή η μετατροπή του φορέα σε μηχανισμό, τοπικά ή συνολικά.

Η μέθοδος Pushover τελεί υπό συνεχή αναθεώρηση, ενώ στους σύγχρονους κανονισμούς (FEMA 356, 2000), (Eurocode 8, 2002) επί του παρόντος χρησιμοποιείται η μέθοδος με βάση τις μετακινήσεις (Displacement Coefficient Method).

Η Pushover ανάλυση, ως μια απλοποιημένη ανελαστική μέθοδος που στηρίζεται στον έλεγχο των μετακινήσεων, απαιτεί τον προσδιορισμό τριών βασικών παραμέτρων, δηλαδή της ικανότητας, της απαίτησης σε μετακίνηση και της συμπεριφοράς:

1. Ικανότητα: Η συνολική ικανότητα της κατασκευής εξαρτάται από την επιμέρους ικανότητα των δομικών στοιχείων που συνθέτουν το φέροντα οργανισμό. Προκειμένου να προσδιοριστεί η ικανότητα πέρα από το όριο διαρροής, απαιτείται κάποιας μορφής ανελαστική ανάλυση (static pushover). Με βάση τη διαδικασία που αναλύθηκε στα προηγούμενα και λαμβάνοντας υπόψη και φαινόμενα 2ης τάξης (P- Δ), υπολογίζεται η καμπύλη ικανότητας που έχει ως άξονες την τέμνουσα βάσης που ασκείται στο φορέα (V) και την ανελαστική μετακίνηση κορυφής της κατασκευής (δ). Για τον υπολογισμό της καμπύλης ικανότητας πρέπει να εφαρμόζονται τουλάχιστον δύο καθ' ύψος κατανομές των οριζοντίων φορτίων: η ομοιόμορφη κατανομή που είναι βασισμένη σε οριζόντια φορτία που είναι ανάλογα προς τη μάζα ανεξάρτητα από την στάθμη (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης) και η ιδιομορφική κατανομή που είναι ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζοντίων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση όπως προκύπτει από την ελαστική ανάλυση.

2. Απαίτηση σε μετακίνηση: Η μετακίνηση του εδάφους κατά τη διάρκεια ενός σεισμού προκαλεί στις κατασκευές σύνθετες οριζόντιες μετακινήσεις που μεταβάλλονται με το χρόνο. Η παρακολούθηση των μετακινήσεων σε κάθε χρονικό βήμα είναι πολύ δύσκολη. Έτσι στις ανελαστικές μεθόδους για μια δεδομένη κατασκευή και εδαφική κίνηση, η απαίτηση σε μετακίνηση αποτελεί εκτίμηση της μέγιστης αναμενόμενης σεισμικής απόκρισης του φορέα. Για τον προσδιορισμό της απαίτησης σε μετακίνηση χρησιμοποιούμε τη μέθοδο φασματικής ικανότητας.

3. Συμπεριφορά της κατασκευής: Δεδομένης της ικανότητας και της απαίτησης σε μετακίνηση του φορέα ελέγχεται η συμπεριφορά της κατασκευής ώστε να διαπιστωθεί κατά πόσο τα στοιχεία της έχουν υποστεί βλάβες μικρότερες από τα επιτρεπτά όρια για τη δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας. Προκειμένου να γίνει σύγκριση της διατιθέμενης με την απαιτούμενη αντοχή, τόσο η καμπύλη P- δ όσο και το φάσμα σχεδιασμού μετατρέπονται στο διάγραμμα φασματικών συντεταγμένων Sa-Sd.

5.2 Υπολογισμός ανελαστικής απόκρισης

5.2.1 Διαγράμματα M-θρl

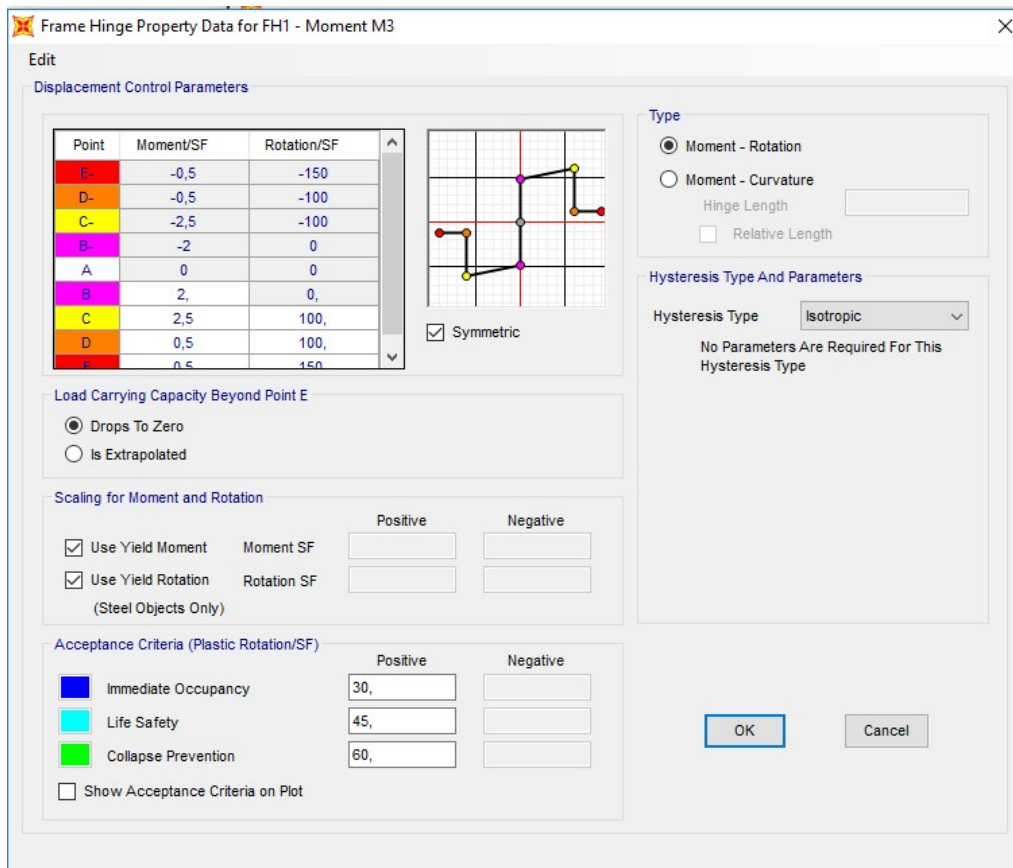
Τοποθετούνται πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς του συστήματος FUSEIS, τα οποία είναι και τα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας, στις ημιάκαμπτες συνδέσεις των κύριων δοκών που συνδέονται με τα υποστυλώματα του κτιρίου, καθώς και στα άκρα όλων των υποστυλωμάτων.

Στις δοκούς του συστήματος FUSEIS οι πλαστικές αρθρώσεις τοποθετούνται σε απόσταση 0,05l από την περιοχή της σύνδεσης με τις δοκούς υποδοχής και είναι τύπου M3, στις κύριες δοκούς του κτιρίου τοποθετούνται επίσης τύπου M3 σε απόσταση 0,05l από την περιοχή της σύνδεσης με τα υποστυλώματα, ενώ στα υποστυλώματα τοποθετούνται πλαστικές αρθρώσεις τύπου P-M2-M3 σε αποστάσεις 0,05l από τους κόμβους σύνδεσης με τις επιμέρους δοκούς. Οι πλαστικές αρθρώσεις τύπου M3 αφορούν δηλαδή διατομές όπου οι αξονικές και τέμνουσες δυνάμεις είναι αρκετά μικρές ώστε να μην επιρρεάζουν την πλαστική ροπή αντοχής, ενώ οι πλαστικές αρθρώσεις τύπου P-M2-M3 λαμβάνουν υπόψη την αλληλεπίδραση αξονικών θλιπτικών δυνάμεων και διαξονικών ροπών κάμψης.

Οι ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων για τις δοκούς του κτιρίου και του συστήματος FUSEIS ορίστηκαν από τον μηχανικό, ενώ οι πλαστικές αρθρώσεις στα υποστυλώματα διαμορφώθηκαν από το πρόγραμμα SAP βάση του κανονισμού FEMA 356. Για κάθε πλαστική άρθρωση θα πρέπει να είναι γνωστό το διάγραμμα ροπών-πλαστικών στρωφών, καθώς και τα σημεία επί του διαγράμματος που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας.

Πίνακας 5.1: Μη γραμμικές παραμέτροι άρθρωσης για IPE,SHS,CHS & PINS

HINGE PROPERTIES (α_{pl} =shape factor)								
	IPE		SHS		CHS		PIN	
Point	M/SF	Rot./SF	M/SF	Rot./SF	M/SF	Rot./SF	M/SF	Rot./SF
E-	-0,6	-45	-0,4	-30	-0,2	-30	-0,5	-150
D-	-0,6	-40	-0,4	-25	-0,2	-25	-0,5	-100
C-	- α_{pl}	-40	- α_{pl}	-25	- α_{pl}	-25	-2,5	-100
B-	1	0	-0,6	0	-1	0	-2	0
A	0	0	0	0	0	0	0	0
B	1	0	0,6	0	1	0	2	0
C	α_{pl}	40	α_{pl}	25	α_{pl}	25	2,5	100
D	0,6	40	0,4	25	0,2	25	0,5	100
E	0,6	45	0,4	30	0,2	30	0,5	150
ACCEPTANCE CRITERIA								
	IPE		SHS		CHS		PIN	
IO	15		5		6		30	
LS	25		12		10		45	
CP	35		18		16		60	



Σχήμα 5.1: Τυπικό διαγράμμα ροπών-πλαστικών στροφών των PINS διατομών

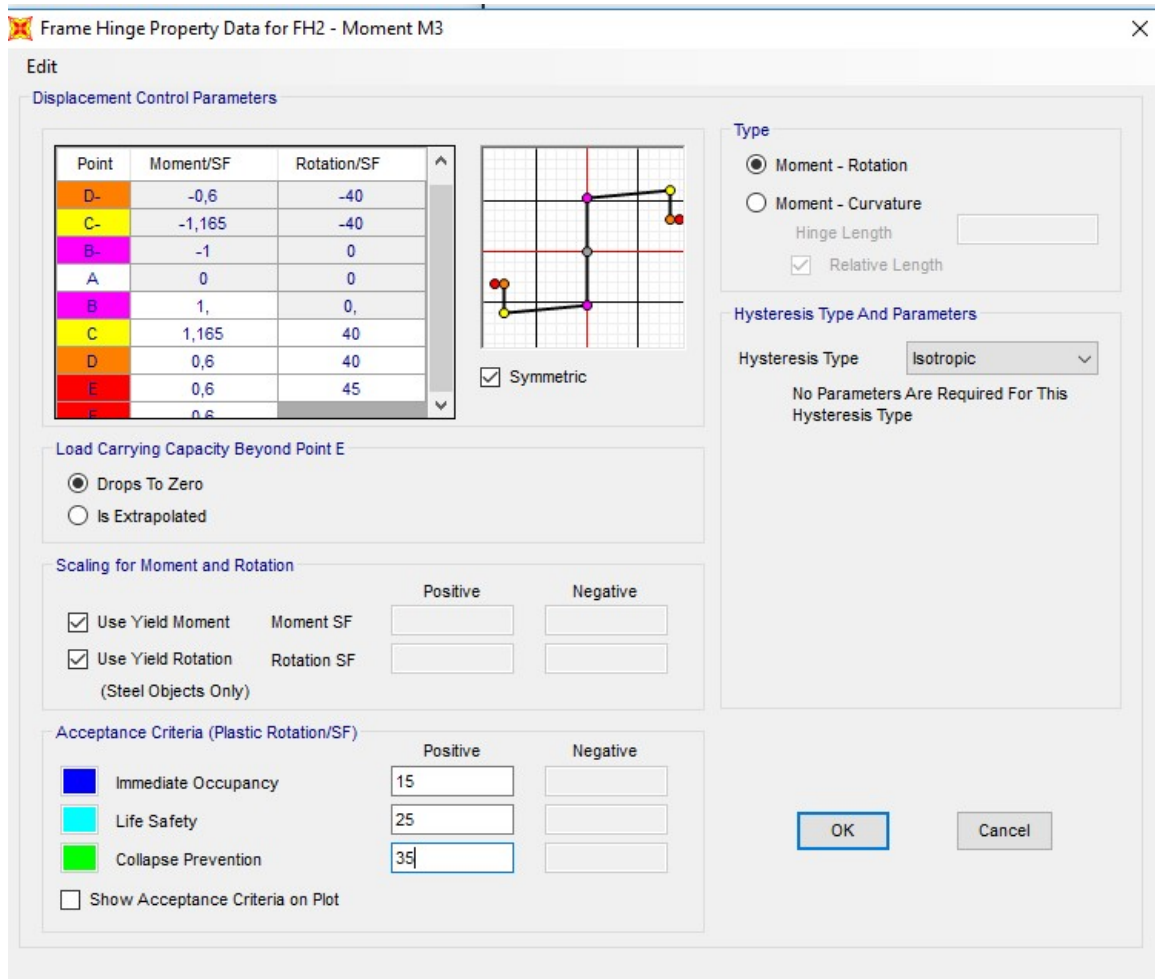
Το διάγραμμα ροπών-πλαστικών στροφών των PINS διατομών είναι συμμετρικό και καθορίζεται από 5 σημεία:

- Σημείο A: $M=0, \theta_{pl}=0$
- Σημείο B: $M=2 \cdot M_y$ (ελαστική ροπή αντοχής), $\theta_{pl}=0$
- Σημείο C: $M=2,5 \cdot M_y = M_{pl}$ (πλαστική ροπή αντοχής), $\theta_{pl}=100 \cdot \theta_{sf}$
- Σημείο D: $M=0,5 \cdot M_y$, $\theta_{pl}=100 \cdot \theta_{sf}$
- Σημείο E: $M=0,5 \cdot M_y$, $\theta_{pl}=150 \cdot \theta_{sf}$

Όπου

$$\theta_{sf} = W_{pl} \cdot f_y \cdot L / (6 \cdot E \cdot I)$$

Οι στάθμες επιτελεστικότητας άμεσης χρήσης (IO), προστασίας ζωής (LS) και οιονεί κατάρρευσης (CP) σε όρους πλαστικών στροφών διατομών, αντιστοιχούν στις πλαστικές στροφές $\theta_{IO}=30 \theta_{sf}$, $\theta_{LS}=45 \theta_{sf}$, $\theta_{CP}=60 \theta_{sf}$.



Σχήμα 5.2: Τυπικό διαγραμμα ροπών-πλαστικών στροφών των IPE διατομών

Για το διάγραμμα ροπών – πλαστικών στροφών των IPE διατομών απαραίτητος επιπλέον υπολογισμός είναι ο υπολογισμός του συντελεστή σχήματος $a_{pl} = W_{pl}/W_{el}$.

Υπολογίζεται για κάθε δοκό των πλαισίων ξεχωριστά (στο παραπάνω σχήμα 5.2. παρουσιάζεται ο ενδεικτικός υπολογισμός για μία δοκό)

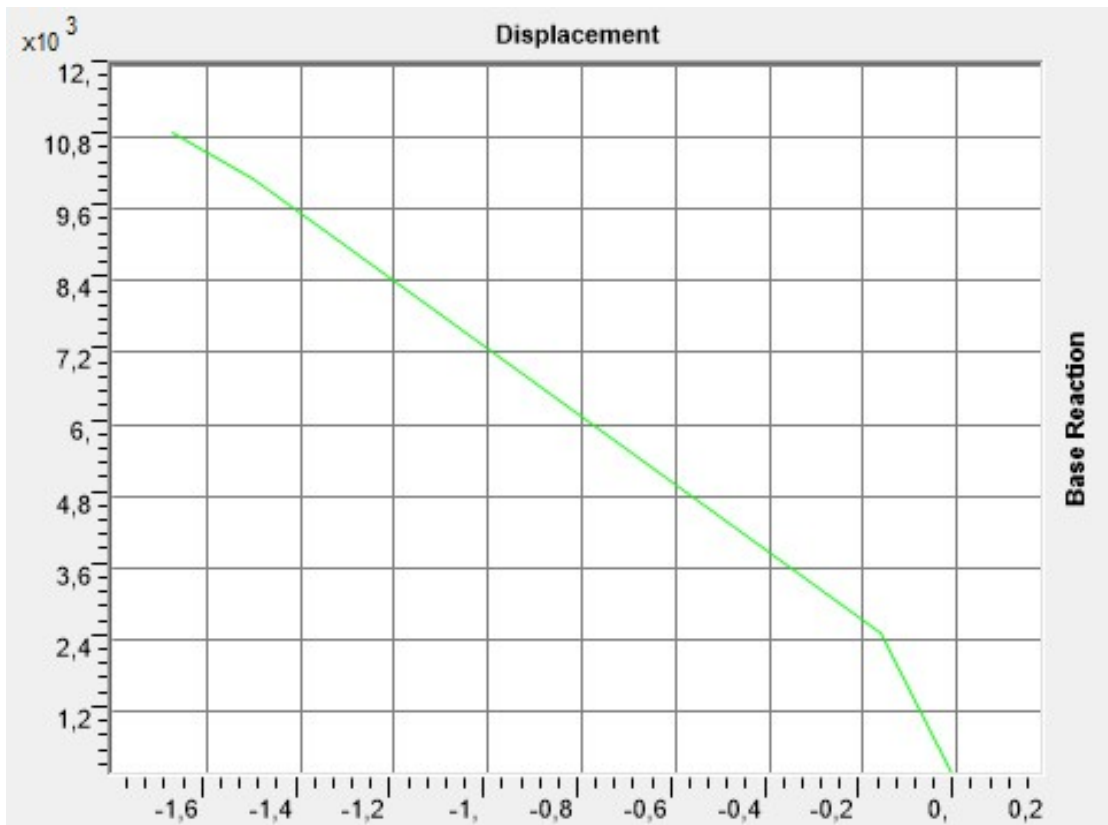
5.2.2 Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής (capacity curve)

Ο καθορισμός των διάφορων σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται πάνω στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής. Η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας γίνεται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου, με δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους.

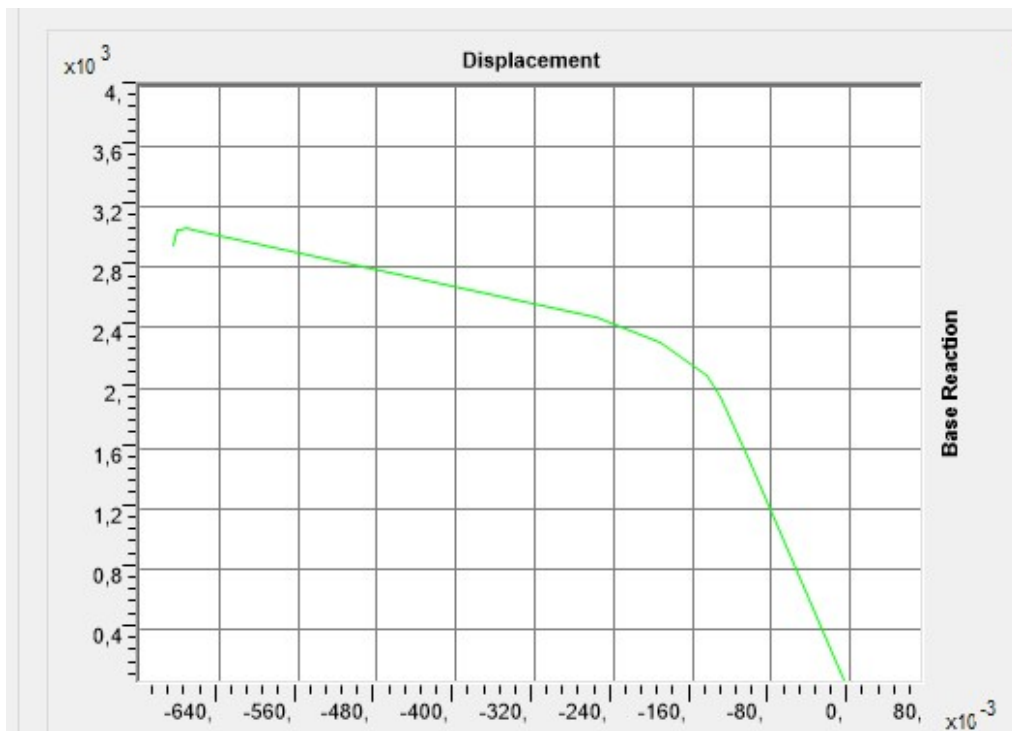
Εφαρμόζουμε στην κατασκευή, πλευρική φόρτιση της οποίας η κατανομή θα είναι είτε κατανομή ιδιομορφική, είτε ομοιόμορφη. Η ιδιομορφική κατανομή είναι όμοια της κατανομής των φορτίων της πρώτης ή της δεύτερης ιδιομορφής του κτιρίου ανάλογα με τη διεύθυνση της φόρτισης. Στη ομοιόμορφη κατανομή τα φορτία στους βαθμούς ελευθερίας είναι ανάλογα της μάζας των βαθμών ελευθερίας, ανεξάρτητα από την στάθμη, στη διεύθυνση της φόρτισης. Τα φορτία της κατανομής θα πρέπει να είναι στη διεύθυνση της σεισμικής διέγερσης που προκαλεί τη ζητούμενη απόκριση. Σταδιακά το μέγεθος της φόρτισης αυξάνεται, το ίδιο και η μετακίνηση κορυφής η οποία αντιστοιχεί σε κάποιο σημείο του τελευταίου ορόφου. Καθώς αυξάνεται η φόρτιση, δημιουργούνται στην κατασκευή πλαστικές αρθρώσεις σε προκαθορισμένες διατομές στις οποίες έχουμε προσδώσει τα αντίστοιχα διαγράμματα $M-\theta_{pl}$ (ροπή συναρτήσει πλαστικής στροφής). Οι πλαστικές αρθρώσεις σταδιακά αυξάνονται σε αριθμό και οι πλαστικές στροφές γίνονται ολοένα και μεγαλύτερες. Σε κάποια στάθμη φόρτισης έχουμε την πρώτη αστοχία πλαστικής άρθρωσης, η οποία ακολουθείται από άλλες αστοχίες γειτονικών πλαστικών αρθρώσεων λόγω ανακατανομής της έντασης. Σε αυτό το σημείο, ενδεχομένως και με μικρή προσαύξηση της φόρτισης, δημιουργείται μηχανισμός αστοχίας. Καταγράφοντας τα ζεύγη τιμών τέμνουσας βάσης-μετακίνησης κορυφής ($V-\Delta$), απ'την έναρξη της φόρτισης μέχρι το σχηματισμό μηχανισμού κατάρρευσης προκύπτει η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου.

Θεωρούμε ότι η απόκριση του κτιρίου, σε όρους τέμνουσας βάσης-μετακίνησης κορυφής, για τα όποια σεισμικά φορτία, προσδιορίζεται από κάποιο σημείο πάνω σε αυτήν τη καμπύλη. Το σημείο αυτό ονομάζεται σημείο επιτελεστικότητας.

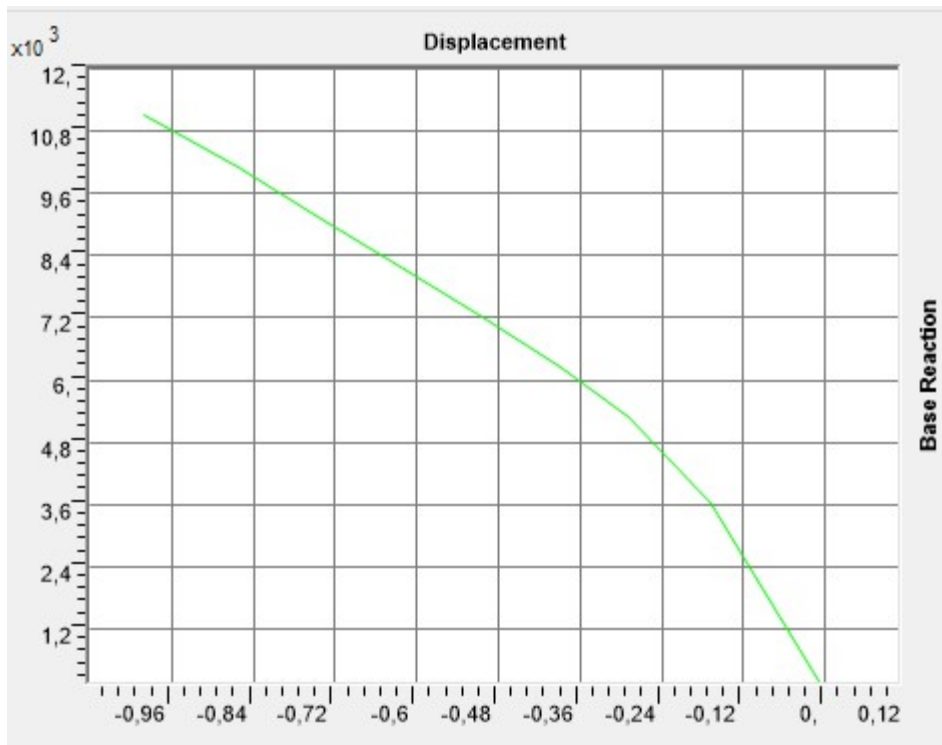
Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται οι καμπύλες ικανότητας για φόρτιση κατά x και y ιδιομορφικής κατανομής, καθώς και οι καμπύλες ικανότητας για ομοιόμορφη φόρτιση κατά x και y του κτιρίου.



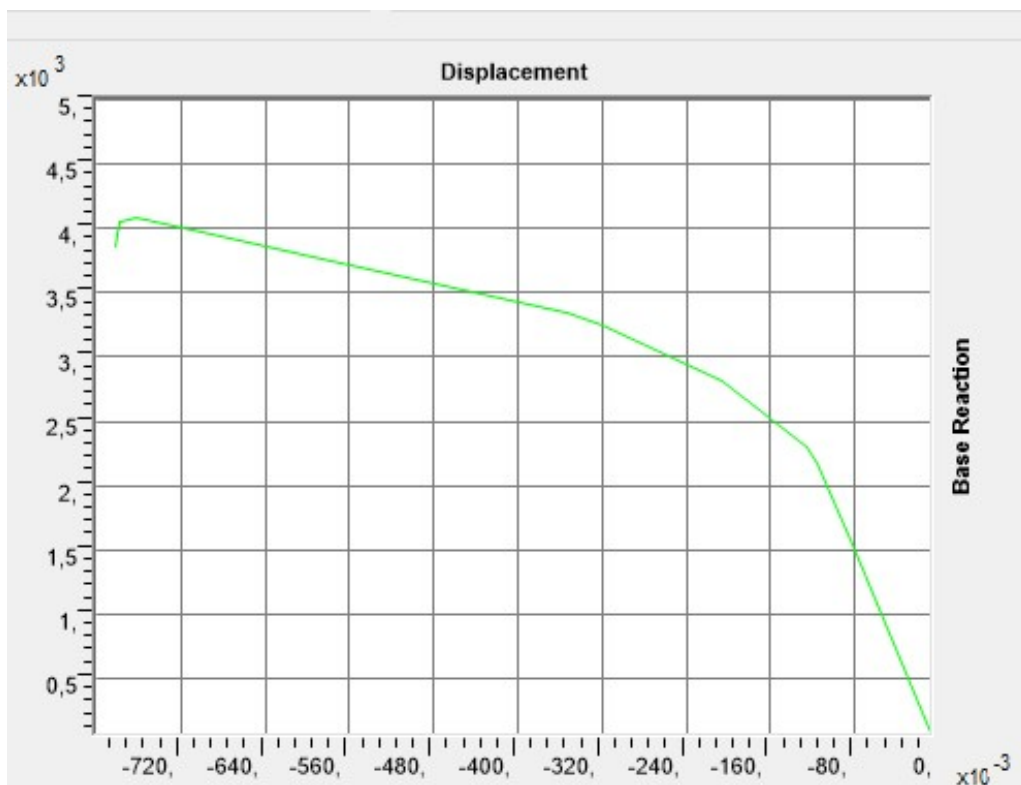
Σχήμα 5.3: Καμπύλη ικανότητας για φόρτιση x ιδιομορφικής κατανομής.



Σχήμα 5.4: Καμπύλη ικανότητας για φόρτιση y ιδιομορφικής κατανομής.



Σχήμα 5.5: Καμπύλη ικανότητας για φόρτιση x ομοιόμορφης κατανομής.



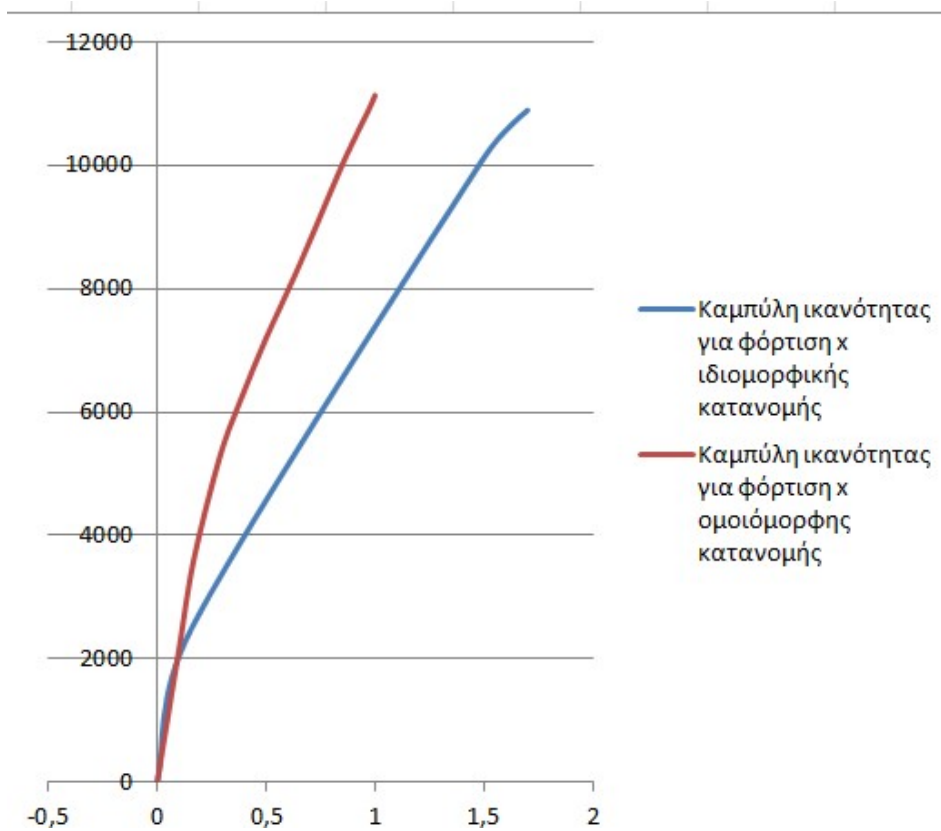
Σχήμα 5.6: Καμπύλη ικανότητας για φόρτιση y ομοιόμορφης κατανομής.

Πίνακας 5.2: Στοιχεία της καμπύλης ικανότητας για φόρτιση x ιδιομορφικής κατανομής

Step Unitless	Displacement	BaseForce KN
0	-1,147E-07	0
1	-0,16359	2511,368
2	-1,503024	10121,392
3	-1,673601	10893,166

Πίνακας 5.3: Στοιχεία της καμπύλης ικανότητας για φόρτιση x ομοιόμορφης κατανομής

LoadCase Text	Step Unitless	Displacement m	BaseForce KN
PUSH_X+0,...	0	-1,147E-07	0
PUSH_X+0,...	1	-0,1	2159,03
PUSH_X+0,...	2	-0,168752	3643,396
PUSH_X+0,...	3	-0,289954	5305,356
PUSH_X+0,...	4	-0,390293	6259,514
PUSH_X+0,...	5	-0,502418	7200,539
PUSH_X+0,...	6	-0,632794	8262,621
PUSH_X+0,...	7	-0,743391	9154,46
PUSH_X+0,...	8	-0,861541	10091,943
PUSH_X+0,...	9	-0,966972	10892,101
PUSH_X+0,...	10	-1	11130,693



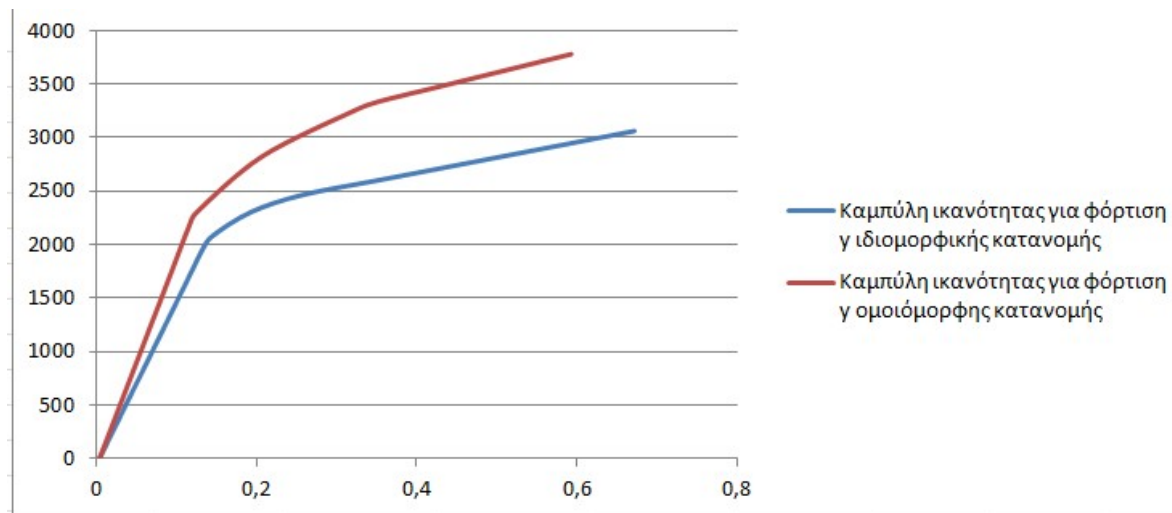
Σχήμα 5.7: Καμπύλες ικανότητας για την ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή κατά τη διεύθυνση x

Πίνακας 5.4: Στοιχεία της καμπύλης ικανότητας για φόρτιση γ ιδιομορφικής κατανομής

LoadCase Text	Step Unitless	Displacement	BaseForce KN
PUSH_Y+0,3X	0	-0,003191	0
PUSH_Y+0,3X	1	-0,103191	1516,496
PUSH_Y+0,3X	2	-0,131572	1946,895
PUSH_Y+0,3X	3	-0,144991	2082,41
PUSH_Y+0,3X	4	-0,193027	2304,787
PUSH_Y+0,3X	5	-0,25809	2465,392
PUSH_Y+0,3X	6	-0,35809	2609,227
PUSH_Y+0,3X	7	-0,45809	2753,06
PUSH_Y+0,3X	8	-0,55809	2896,89
PUSH_Y+0,3X	9	-0,65809	3040,717
PUSH_Y+0,3X	10	-0,67224	3061,07
PUSH_Y+0,3X	11	-0,67224	3061,07
PUSH_Y+0,3X	12	-0,681646	3045,721
PUSH_Y+0,3X	13	-0,681646	3045,721
PUSH_Y+0,3X	14	-0,681647	3045,723

Πίνακας 5.5: Στοιχεία της καμπύλης ικανότητας για φόρτιση γ ομοιόμορφης κατανομής

LoadCase Text	Step Unitless ▲	Displacement m	BaseForce KN
PUSH_Y+0,...	0	-0,003191	0
PUSH_Y+0,...	1	-0,083191	1550,392
PUSH_Y+0,...	2	-0,115149	2169,744
PUSH_Y+0,...	3	-0,125084	2303,782
PUSH_Y+0,...	4	-0,206305	2821,082
PUSH_Y+0,...	5	-0,320216	3245,628
PUSH_Y+0,...	6	-0,353253	3337,244
PUSH_Y+0,...	7	-0,433253	3484,767
PUSH_Y+0,...	8	-0,513253	3632,289
PUSH_Y+0,...	9	-0,593253	3779,81
PUSH_Y+0,...	10	-0,673253	3927,329
PUSH_Y+0,...	11	-0,753253	4074,848
PUSH_Y+0,...	12	-0,762132	4091,22
PUSH_Y+0,...	13	-0,762132	4091,22
PUSH_Y+0,...	14	-0,778495	4053,263



Σχήμα 5.8: Καμπύλες ικανότητας για την ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή κατά τη διεύθυνση y

5.2.3 Κατασκευή φάσματος ικανότητας (capacity spectrum) με τη μεθοδολογία ATC-40

Εφόσον κατασκευαστεί η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου είναι δυνατός ο προσδιορισμός ενός ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος η απόκριση του οποίου συσχετίζεται με την απόκριση του κτιρίου. Στο χρησιμοποιούμενο λογισμικό η συσχέτιση αυτή βασίζεται στις διατάξεις του κανονισμού ATC40. Οι τιμές των σεισμικών παραμέτρων C_a και C_v ελέγχουν το σχήμα του ελαστικού φάσματος απόκρισης. Για κάθε επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας, αποδίδεται στην κατασκευή μία ορισμένη τιμή των σεισμικών συντελεστών σύμφωνα με κάποιους πίνακες του κανονισμού ATC-40. Οι πίνακες αυτοί όμως δεν έχουν εφαρμογή στην ελληνική (και γενικά στην ευρωπαϊκή) πραγματικότητα και έτσι για τον υπολογισμό των συντελεστών χρησιμοποιείται ένας εναλλακτικός τρόπος. Σύμφωνα με τον κανονισμό ATC-40 ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης βασίζεται στις σεισμικές παραμέτρους της περιοχής C_a και C_v , για κάθε επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας. Εξισώνοντας το φάσμα του αμερικάνικου κανονισμού (ATC-40) με το ελαστικό φάσμα απόκρισης (και όχι με το ελαστοπλαστικό φάσμα απόκρισης) του Ευρωκώδικα 8 υπολογίζουμε τις σεισμικές παραμέτρους ως εξής:

- $2,5 \cdot C_a = 2,5 \cdot a_g \cdot S_n \rightarrow C_a = 0,3$
- $C_v / T = 2,5 \cdot a_g \cdot S_n \cdot T_c / T \rightarrow C_v = 0,375$

Parameters For ATC-40 Capacity Spectrum

Pushover Parameters Name
Name A40PO1 **Units** KN, m, C

Plot Axes
 Sa - Sd Sa - T Sd - T **Axis Labels and Range** Set Axis Data...

Demand Spectrum Definition
 Function SF
 User Coeffs Ca 0,3 Cv 0,375

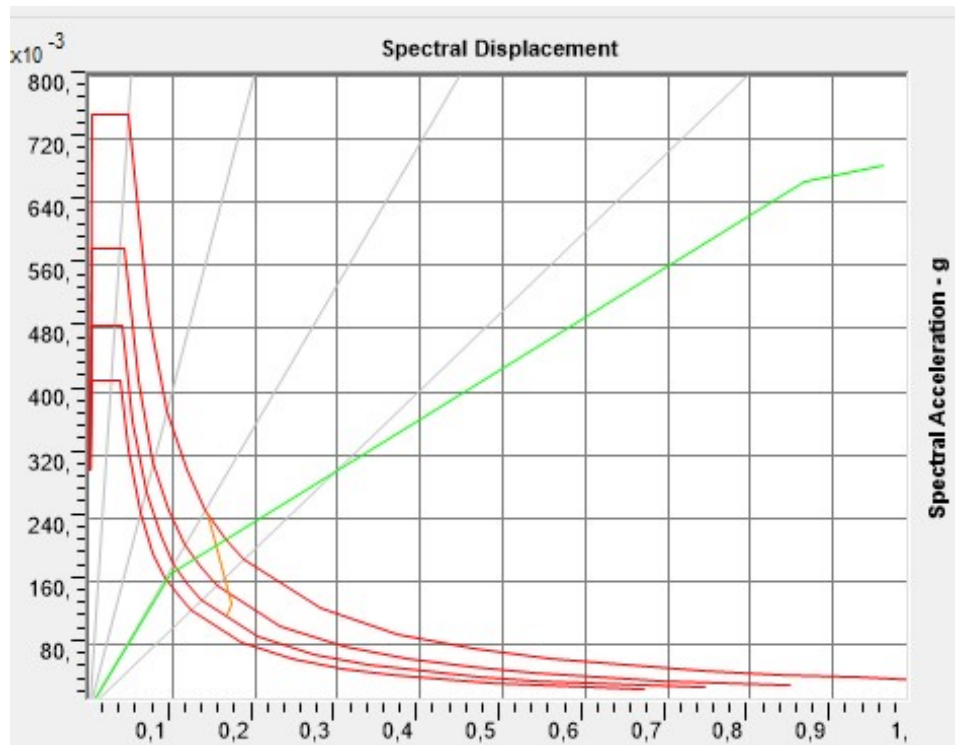
Damping Parameters Definition
 Inherent + Additional Damping 0,05
 Structural Behavior Type
 A B C User Modify/Show...

Items Visible On Plot
 Show Capacity Curve Color ■
 Show Family of Demand Spectra Color ■
 Damping Ratios
 0,05 0,1 0,15 0,2
 Show Single Demand Spectrum (ADRS) (Variable Damping) Color ■
 Show Constant Period Lines at Color ■
 0,5 1, 1,5 2,
 Reset Default Colors

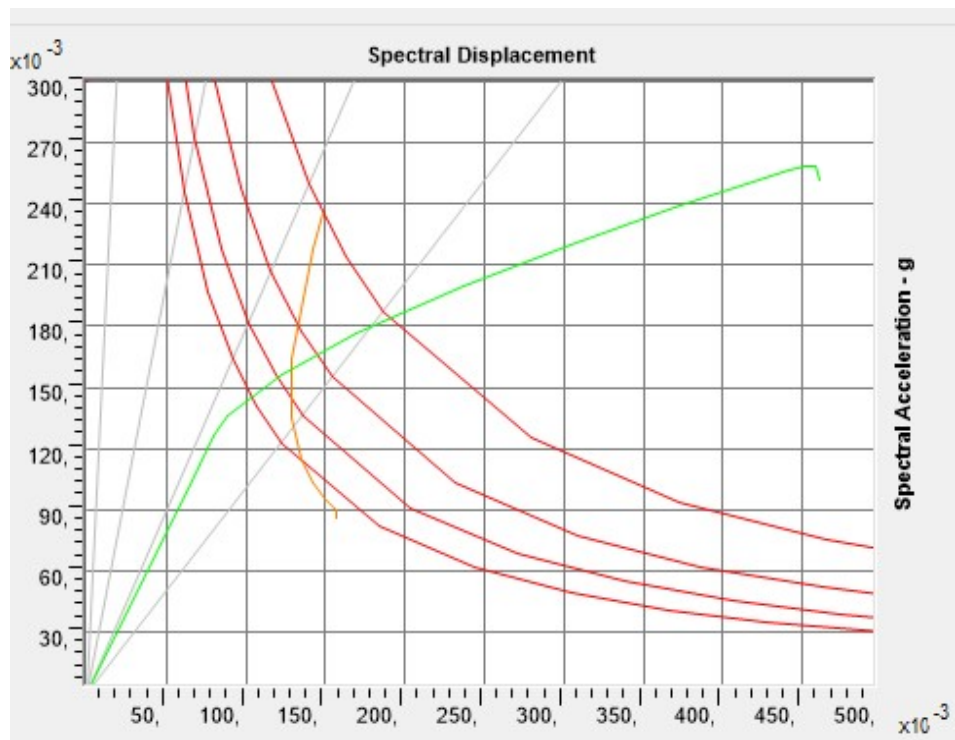
Update Plot
 OK Cancel

Σχήμα 5.9: Εισαγωγή των κατάλληλων παραμέτρων στο SAP2000 για την κατασκευή του φάσματος ATC-40.

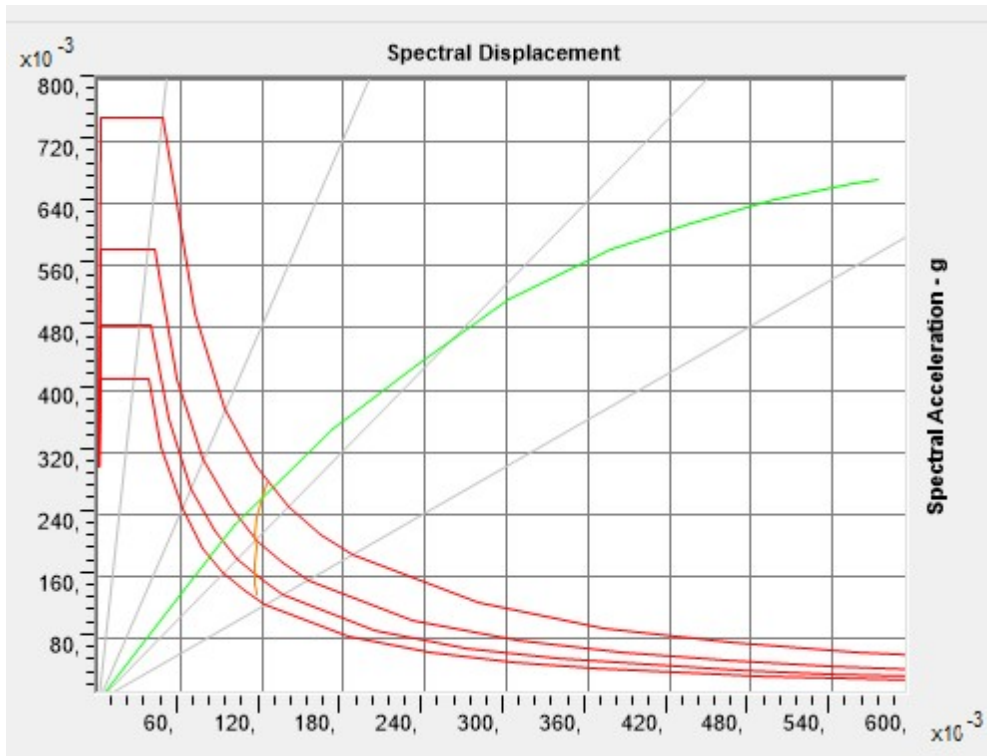
Ακολουθούν τα φάσματα ικανότητας και απαίτησης για τις ιδιομορφικές και ομοιόμορφες κατανομές κατά x και y για το κτίριο.



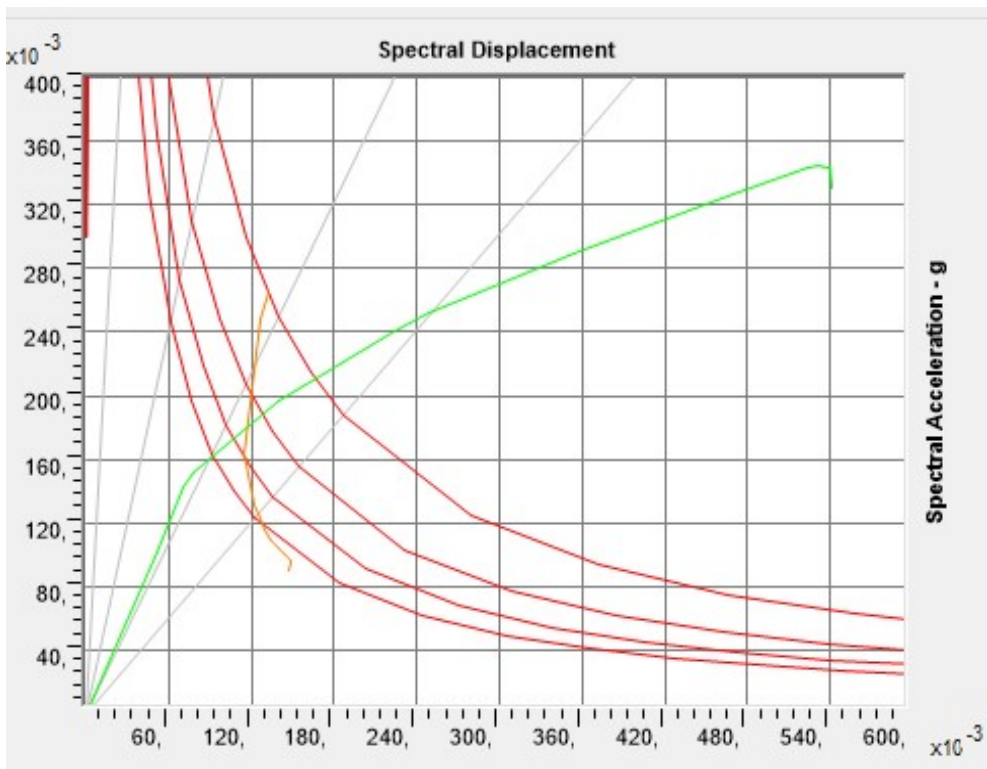
Σχήμα 5.10: Φάσμα ικανότητας και φάσμα απαίτησης για φόρτιση κατά x ιδιομορφικής κατανομής.



Σχήμα 5.11: Φάσμα ικανότητας και φάσμα απαίτησης για φόρτιση κατά y ιδιομορφικής κατανομής.



Σχήμα 5.12: Φάσμα ικανότητας και φάσμα απαίτησης για φόρτιση κατά x ομοιόμορφης κατανομής.



Σχήμα 5.13: Φάσμα ικανότητας και φάσμα απαίτησης για φόρτιση κατά y ομοιόμορφης κατανομής.

5.2.4 Μεγέθη ανελαστικής απόκρισης

Μέσω της διαδικασίας που περιγράφηκε για τον προσδιορισμό της ανελαστικής απόκρισης υπολογίζονται οι τιμές των παρακάτω μεγεθών οι οποίες αποτελούν χρήσιμες πληροφορίες κατά την αποτίμηση του κτιρίου:

- Μέγιστη μετακίνηση κορυφής: Δ_t
- Μέγιστη αναπτυσσόμενη πλαστιμότητα σε όρους μετακίνησης κορυφής: $\mu = \Delta_t / \Delta_y$
- Μέγιστες πλαστικές στροφές στις διατομές των πλαστικών αρθρώσεων: $\theta_{pl,max}$
- Έκταση μετελαστικού κλάδου της καμπύλης ικανότητας του κτιρίου: Δ_c / Δ_y
- Συντελεστής συμπεριφοράς κτιρίου: q (Παρακάτω τρόπος υπολογισμού)

όπου

Δ_y η μετακίνηση στην οποία αντιστοιχεί η δημιουργία της πρώτης πλαστικής άρθρωσης

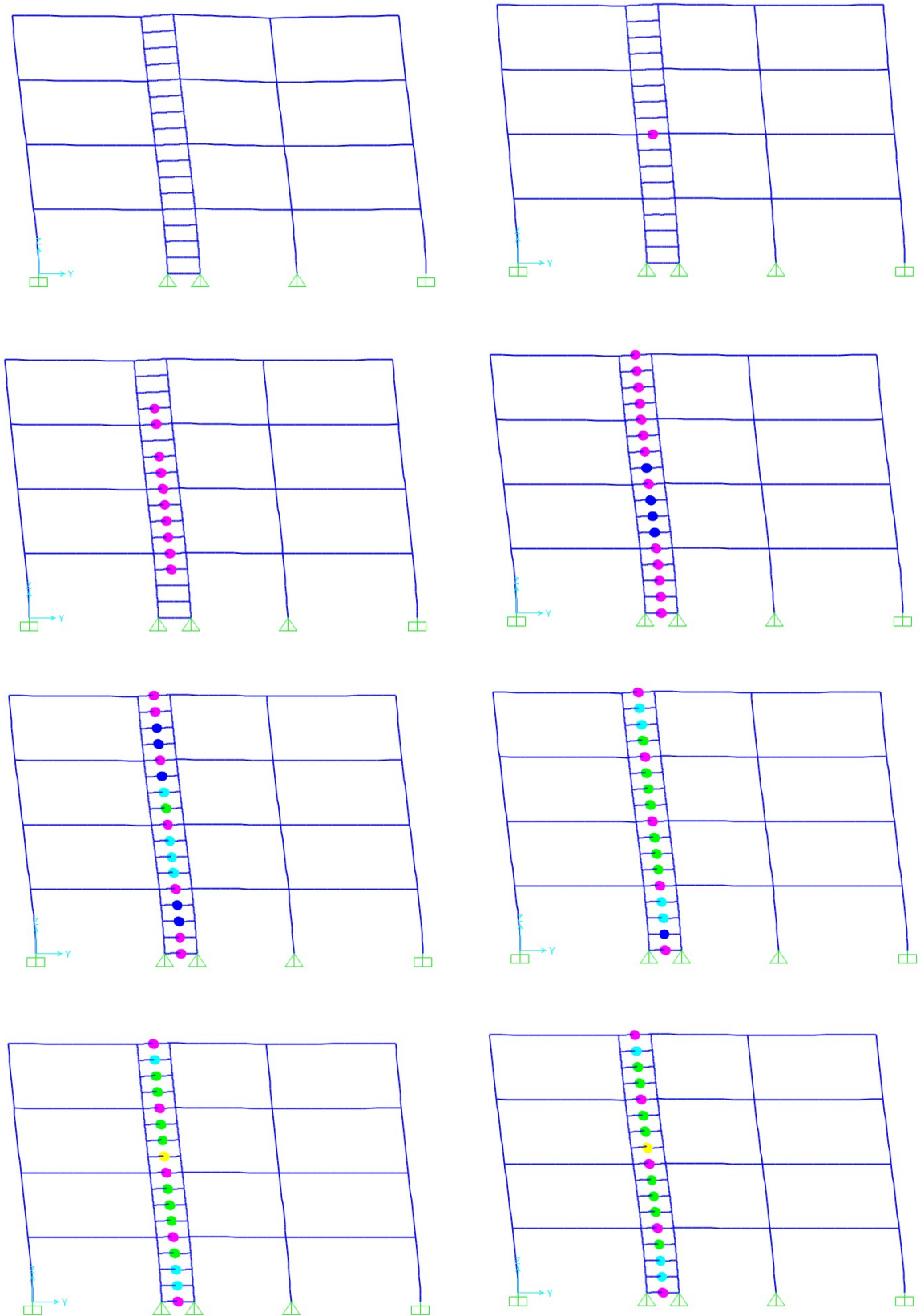
Δ_c η μετακίνηση που αντιστοιχεί στο σημείο δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης

V_1 μέγεθος της τέμνουσας που αντιστοιχεί στη δημιουργία της πρώτης πλαστικής άρθρωσης

V_y μέγεθος της τέμνουσας που αντιστοιχεί στη δημιουργία μηχανισμού κατάρρευσης

Εκτός απ'τη μέγιστη ανελαστική μετακίνηση κορυφής υπολογίζεται με pushover ανάλυση και η μέγιστη μετακίνηση κορυφής $\Delta_{t,el}$ θεωρώντας ότι το κτίριο αποκρίνεται πλήρως ελαστικά.

Απ'τις αναλύσεις Pushover μπορούν να προσδιοριστούν επίσης οι μέγιστες ανελαστικές σχετικές μετακινήσεις των ορόφων ενώ είναι δυνατή η παρακολούθηση της βήμα προς βήμα εξέλιξης του μηχανισμού των πλαστικών αρθρώσεων.



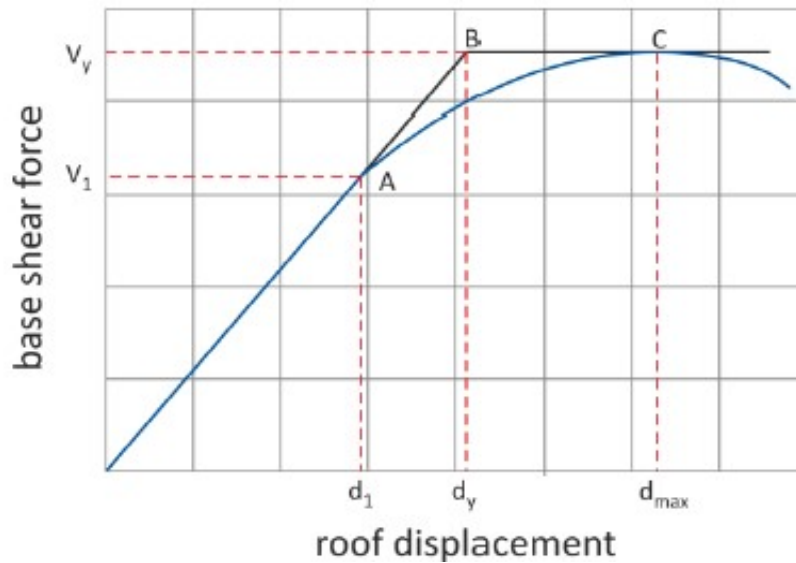
Σχήμα 5.14: Βήμα προς βήμα εξέλιξης του μηχανισμού των πλαστικών αρθρώσεων κατά την διεύθυνση y (το σύστημα FUSEIS αποτελεί το σύστημα παραλαβής των οριζόντιων φορτίων)

Παρατίθενται και τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα στους παρακάτω πίνακες για το κτίριο:

Πίνακας 5.6: Εκτιμώμενος συντελεστής συμπεριφοράς q

	Ιδιομορφική κατα x	Ομοιόμορφη κατά x	Ιδιομορφική κατά y	Ομοιόμορφη κατά y
Δy (m)	0,60	0,49	0,2	0,210
Δc (m)	1,70	1,00	0,7	0,782
$\mu = \Delta c / \Delta y$	2,83	2,04	4,3	3,725
V_y (κN)	10890,0	11130,0	3048,8	4054,9
V_1 (κN)	2511,0	4900,0	2100,0	2350,0
$\Omega = V_y / V_1$	4,3	2,3	1,5	1,7
$q = \Omega * \mu$	12,29	4,64	6,23	6,43

Ο παραπάνω πίνακας συνοψίζει τις τιμές του δείκτη πλαστιμότητας, της υπεραντοχής και του συντελεστή συμπεριφοράς των πλαισίων. Παρατηρείται ότι οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς είναι σε όλες τις περιπτώσεις μεγαλύτερες του 5 για τα συστήματα FUSEIS και μεγαλύτερες του 4 για τα πλαίσια ροπής, όπως θεωρήθηκε κατά το σχεδιασμό, λόγω υψηλής πλαστιμότητας q_{μ}



Σχήμα 5.15: Τυπική καμπύλη Push – over για υπολογισμό V_y , V_1 , d_y , d_{max} .

Υπολογίζονται σύμφωνα με τον FEMA695:

- Η διαθέσιμη πλαστιμότητα : $\mu = d_{max}/d_y$
- Η υπεραντοχή : $\Omega = V_y/V_1$
- λόγος συμπεριφοράς $q = \mu * \Omega$

Όπου:

d_{max} : η μετακίνηση Δ_c που αντιστοιχεί στο σημείο δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης

d_y : η μετακίνηση Δ_y στην οποία αντιστοιχεί η δημιουργία της πρώτης πλαστικής άρθρωσης

V_1 : μέγεθος της τέμνουσας που αντιστοιχεί στη δημιουργία της πρώτης πλαστικής άρθρωσης

V_y : μέγεθος της τέμνουσας που αντιστοιχεί στη δημιουργία μηχανισμού κατάρρευσης

6 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Aslani H., Miranda E. (2005). “Probabilistic earthquake loss estimation and loss disaggregation in buildings.” Report No. 157, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, CA.
5. Bazzurro P., and Luco N. (2007). “Does amplitude scaling of ground motion records result in biased nonlinear structural drift responses?” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36(13), 1813–1835.
6. Cornell C.A., Jalayer F., Hamburger R.O., Foutch D.A. (2002). “The probabilistic basis for the 2000 SAC/FEMA steel moment frame guidelines.” *ASCE Journal of Structural Engineering*, 128(4), 526–533.
7. Dolsek M. (2009). “Incremental dynamic analysis with consideration of modelling uncertainties.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38(6), 805–825.
8. Dolsek M., Fajfar, P. (2008). “The effect of masonry infills on the seismic response of a four storey reinforced concrete frame – A probabilistic assessment.” *Engineering Structures*, 30(11), 3186–3192.
9. Haselton C.B. (2006). “Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings.” PhD Thesis, Stanford University, Stanford, CA.
10. Jalayer F. (2003). “Direct Probabilistic Seismic Analysis: Implementing Non-linear Dynamic Assessments.” PhD Thesis, Stanford University, Stanford, CA.
11. Jalayer F., Cornell, C.A. (2009). “Alternative non-linear demand estimation methods for probability-based seismic assessments.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38(8), 951–1052.
12. Liel A.B., Haselton C.B., Deierlein G.G., Baker J.W. (2009). “Incorporating modeling uncertainties in the assessment of seismic collapse risk of buildings.” *Structural Safety*, 31(2), 197–211.
13. Luco N., Cornell C.A. (2007). “Structure-specific scalar intensity measures for near-source and ordinary earthquake ground motions.” *Earthquake Spectra*, 23(2), 357–392
14. NIST (2010). “Applicability of Nonlinear Multiple-Degree-of-Freedom Modeling for Design.” Report No NIST GCR 10-917-9, prepared for the National Institute of Standards by the NEHRP Consultants Joint Venture, CA.
15. PEER (2005). PEER NGA Database. Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA, <http://peer.berkeley.edu/nga/>.
16. SAC Joint Venture (2000a). “Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings.” Report No. FEMA-350, prepared for the Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
17. SAC Joint Venture (2000b). “Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment-frame buildings.” Report No. FEMA-351, prepared for the Federal Emergency Management Agency, Washington DC.

18. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2002). "Incremental Dynamic Analysis." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491–514.
19. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2004). "Applied Incremental Dynamic Analysis." *Earthquake Spectra*, 20(2), 523–553.
20. Vamvatsikos D., Fragiadakis M. (2010). "Incremental Dynamic Analysis for seismic performance uncertainty estimation." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39(2), 141–163.
21. Celarec D., Vamvatsikos D., Dolsek M. (2011). "Simplified estimation of seismic risk for buildings with consideration of the structural ageing process." In: Dolsek M. (ed), *Protection of Built Environment Against Earthquakes*. Springer: Dordrecht.
22. De Luca F., Vamvatsikos D., Iervolino I. (2011). "Near-optimal bilinear fit of capacity curves for equivalent SDOF analysis." *Proceedings of the COMPDYN2011 Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Corfu, Greece.