

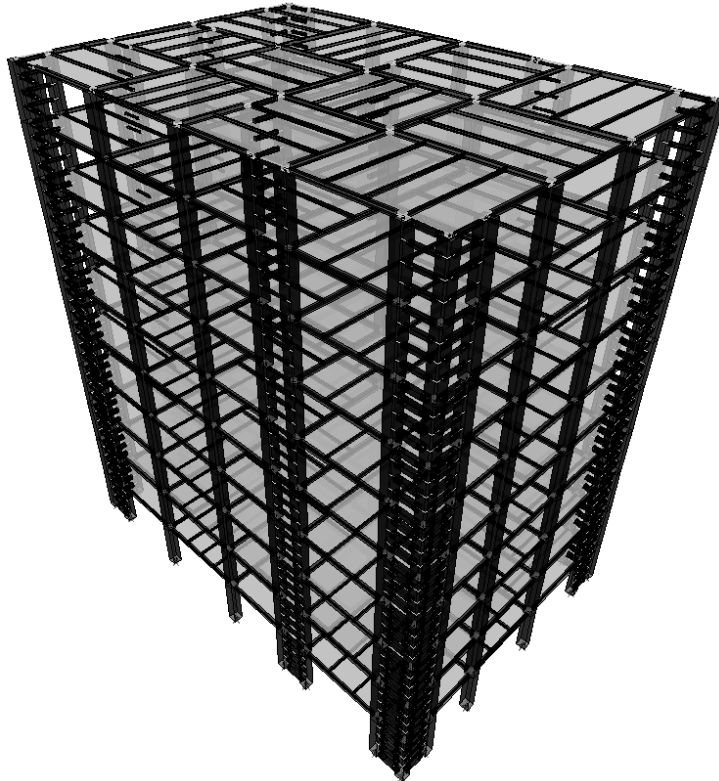


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

**ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ**

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



**ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΕΚΑΩΡΟΦΟΥ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΜΕ ΣΥΣΤΗΜΑ FUSEIS ΤΥΠΟΥ DOGBONE**

**ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΓΕΩΡΓΙΟΣ ΤΑΤΣΗΣ**

**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΙΩΑΝΝΗΣ ΒΑΓΙΑΣ
ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.**

ΑΘΗΝΑ, ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2013

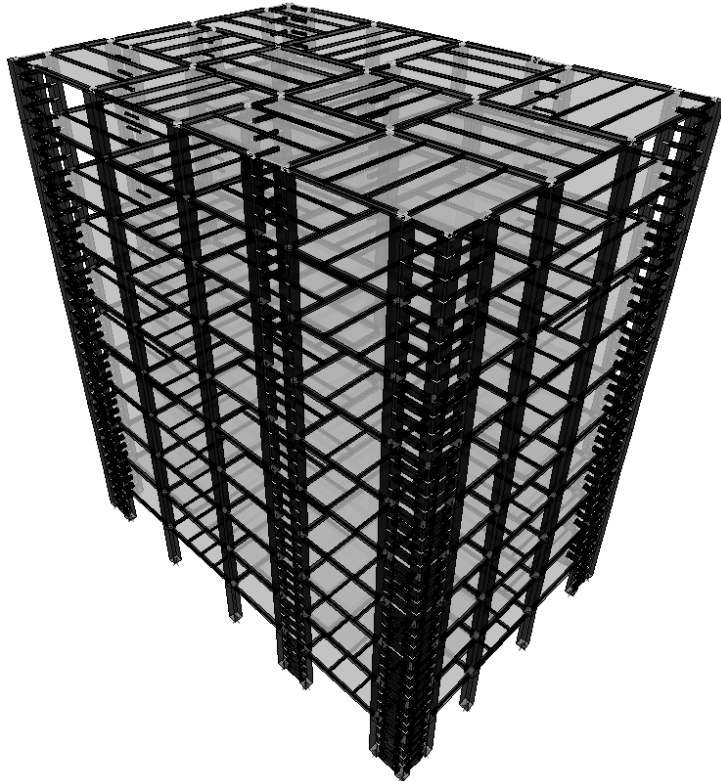


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

**ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ**

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



**ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΕΚΑΩΡΟΦΟΥ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ
ΜΕ ΣΥΣΤΗΜΑ FUSEIS ΤΥΠΟΥ DOGBONE**

**ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΓΕΩΡΓΙΟΣ ΤΑΤΣΗΣ**

**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΙΩΑΝΝΗΣ ΒΑΓΙΑΣ
ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.**

ΑΘΗΝΑ, ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2013

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον καθηγητή Ιωάννη Βάγια για την ανάθεση της συγκεκριμένης εργασίας και τη συμβολή του στην ολοκλήρωση της.

Οφείλω επίσης να ευχαριστήσω τις υποψήφιες διδάκτορες του Εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών Δανάη Δημακογιάννη και Γιούλη Δούγκα, για την πολύτιμη συνεισφορά τους.

Στην οικογένια μου και στους φίλους μου, αποδίδω ιδιαίτερες ευχαριστίες για την υποστήριξη τους.

Περιεχόμενα

Περίληψη	1
1 Εισαγωγή	3
2 Συνοπτική περιγραφή κτιρίων	5
3 Υλικά	9
4 Φορτία	11
4.1 Κατηγορίες φορτίσεων.....	11
4.2 Συνδυασμοί φορτίσεων	12
5 Σύμμικτες πλάκες	13
5.1 Γενικά	13
5.2 Σχεδιασμός	14
6 Σύμμικτες δοκοί	15
6.1 Γενικά	15
6.2 Διαστασιολόγηση κύριων σύμμικτων δοκών	15
6.2.1 Χαρακτηριστικά κύριων σύμμικτων δοκών.....	15
6.2.2 Έλεγχος βελών	16
6.2.3 Έλεγχος αντοχών σε καμπτική ροπή και τέμνουσα	17
6.2.4 Υπολογισμός ήλων.....	17
6.2.5 Πρόβλεψη ρηγματώσεων.....	18
6.2.6 Έλεγχος διατμητικής κάλυψης πλάκας σκυροδέματος.....	18
6.3 Διαστασιολόγηση διαδοκίδων.....	18
6.3.1 Χαρακτηριστικά διαδοκίδων	18
6.3.2 Έλεγχος βελών	20
6.3.3 Έλεγχος αντοχών σε καμπτική ροπή και τέμνουσα	20
6.3.4 Υπολογισμός ήλων.....	21
6.3.5 Πρόβλεψη ρηγματώσεων.....	21
6.3.6 Έλεγχος διατμητικής κάλυψης πλάκας σκυροδέματος.....	21
6.4 Υπολογισμός ενιαίου οπλισμού πλάκας ορόφου	22
7 Μέλη από χάλυβα.....	25
8 Σύστημα Fuseis	29
8.1 Γενικά	29
8.2 Περιγραφή τυπικής διάταξης συστήματος Fuseis	29
8.3 Τμήματα απομειωμένης διατομής-dogbones	31
8.3.1 Γενικά.....	31

8.3.2	Χαρακτηριστικά των dogbones-προσομείωση στο Etabs	32
8.3.3	Προσδιορισμός χαρακτηριστικών των dogbones	33
9	Σχεδιασμός με ελαστική ανάλυση	37
9.1	Επιρροή αρχικών ατελειών	37
9.2	Φαινόμενα 2 ^{ος} τάξεως.....	38
9.3	Ιδιομορφική ανάλυση	40
9.4	Έλεγχος μετακινήσεων	46
9.5	Ποσοστά εκμετάλευσης	50
9.6	Διαγράμματα εντατικών μεγεθών	52
9.7	Βασικές παραδοχές	55
10	Απαιτήσεις ανελαστικού σχεδιασμού	59
10.1	Γενικά	59
10.2	Ικανοτικός έλεγχος υποστυλωμάτων.....	59
10.3	Διασφάλιση πλαστιμότητας.....	60
10.4	Έλεγχος ικανότητας πλαστικής στρόφης	61
11	Μη γραμμικές στατικές αναλύσεις	63
11.1	Γενικά	63
11.2	Υπολογισμός ανελαστικής απόκρισης	63
11.3	Μεγέθη ανελαστικής απόκρισης	66
11.4	Παραδοχές	66
11.5	Διαγράμματα M-θ _{pl}	67
11.6	Pushover ανάλυση στα εξεταζόμενα κτίρια	69
11.6.1	Εισαγωγή	69
11.6.2	Αποτελέσματα αναλύσεων	69
11.7	Επεξεργασία των αποτελεσμάτων.....	77
12	Σύγκριση εναλλακτικών εκδοχών σχεδιασμού	81
12.1	Σύγκριση κτιρίων.....	81
12.2	Επιλογή κτιρίου	82
13	Μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις.....	83
13.1	Γενικά	83
13.2	Δεδομένα.....	83
13.3	Μεγέθη ανελαστικής απόκρισης	87
13.4	Αποτελέσματα.....	88

13.5 Επεξεργασία αποτελεσμάτων.....	95
14 Συμπεράσματα.....	99
15 Βιβλιογραφία.....	101

Περίληψη

Σκοπός αυτής της εργασίας είναι η μελέτη, με έμφαση στον αντισεισμικό σχεδιασμό, ενός δεκαώροφου κτιρίου με φέροντα οργανισμό από χάλυβα. Αντί των συνηθισμένων συστημάτων δυσκαμψίας μεταλλικών κτιρίων όπως οι διαγώνιοι και έκκεντροι σύνδεσμοι ή τα πλαίσια, για την πλευρική ευστάθεια και την προστασία έναντι σεισμικών φορτίων έχει επιλεγεί να χρησιμοποιηθεί σύστημα δυσκαμψίας fuseis τύπου dogbone. Το εν λόγω σύστημα δυσκαμψίας, το οποίο αποτελεί ακόμα πεδίο έρευνας, παρέχει τη δυνατότητα επισκευής του έπειτα από ένα επιβλαβές σεισμικό γεγονός, κάτι που γενικά δεν είναι εύκολα εφικτό στα άλλα συστήματα δυσκαμψίας.

Εξετάζονται ενδεικτικά τρεις διαφορετικές ως προς τον αριθμό των διατάξεων του συστήματος fuseis εκδοχές σχεδιασμού, ώστε κατόπιν σύγκρισης τους να προσδιοριστεί η ιδανικότερη. Διαστασιολογούνται επομένως τρία διαφορετικά κτίρια.

Επιδιώκεται οι μετακινήσεις των τριών κτιρίων (οι οποίες αποτελούν το κρίσιμο στοιχείο του σχεδιασμού κάθε κτιρίου) να είναι περίπου ίσες ώστε για ένα κοινό δεδομένο απόκρισης, να συγκριθούν οι τρεις περιπτώσεις σχεδιασμού ως προς το συνολικό βάρος χάλυβα, τις αναπτυσσόμενες πλαστιμότητες, τον αριθμό των συνδέσεων και άλλους παράγοντες που ενδιαφέρουν το μηχανικό. Το ένα απ' τα τρία κτίρια που επιλέγεται απ' τη σύγκριση, μελετάται περαιτέρω με εφαρμογή μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας.

Τα τρία κτίρια διαστασιολογούνται μέσω ιδιομορφικών αναλύσεων και η ενδεχόμενη ανελαστική απόκριση τους προσδιορίζεται μέσω μη γραμμικών στατικών αναλύσεων. Επόμενως, η σύγκριση πραγματοποιείται με γνώση ενός σημαντικού όγκου πληροφοριών σχετικά με τις αποκρίσεις τους και άλλα χαρακτηριστικά τους.

Με τις δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας για το ένα εκ' των τριών κτιρίων, προκύπτουν περισσότερα αλλά κυρίως ακριβέστερα δεδομένα σχετικά με την ανελαστική του απόκριση. Τα δεδομένα αυτά, όντας συμβατά με τα αποτελέσματα των προηγούμενων αναλύσεων, διαμορφώνουν την τελική εικόνα σχετικά με την απόκριση του κτιρίου στα αναμενόμενα σεισμικά φορτία.

1.Εισαγωγή

Η μελέτη που πραγματοποιήθηκε περιλαμβάνει αρχικά το σχεδιασμό και τη σύγκριση τριών κτιρίων, και στη συνέχεια την αναλυτικότερη και ακριβέστερη αποτίμηση ενός εξ'αυτών. Βασική προϋπόθεση για τη σύγκριση είναι η ισότητα των μετακινήσεων στα τρία κτίρια, ώστε για ικανοποίηση μιας δεδομένης απαίτησης απόκρισης, να διερευνηθεί η επιρροή του αριθμού των διατάξεων του συστήματος fuseis σε ορισμένα μεγέθη που παίζουν καθοριστικό ρόλο κατά την αξιολόγηση της αποτίμησης ενός κτιρίου (όπως για παράδειγμα το συνολικό βάρος χάλυβα). Η όλη διαδικασία μπορεί να διαχωριστεί σε έξι βασικά στάδια τα οποία παρουσιάζονται ακολούθως.

Στο πρώτο στάδιο της μελέτης (κεφάλαια 5,6) διαστασιολογούνται οι σύμμικτες πλάκες και τα σύμμικτα δοκάρια βάσει των στατικών φορτίων. Τα κατακόρυφα φορτία και η μόρφωση των διαφραγμάτων, δεν διαφοροποιούνται από όροφο σε όροφο και επομένως ο αριθμός των στοιχείων προς διαστασιολόγηση περιορίζεται σε εκείνον ενός ορόφου.

Στο δεύτερο στάδιο της μελέτης (κεφάλαια 7,8,9,10) πραγματοποιείται μέσω των ιδιομορφικών αναλύσεων ο σχεδιασμός των υποστυλωμάτων και του συστήματος fuseis για τα σεισμικά φορτία. Στο σημείο αυτό όπως αναφέρθηκε, αναλύονται τρεις περιπτώσεις στατικών συστημάτων, διαφοροποιούμενων ως προς τον αριθμό των διατάξεων fuseis, στις οποίες όμως επιδιώκεται οι μέγιστες μετακινήσεις να είναι περίπου ίσες. Σημειώνεται ότι οι μετακινήσεις αποτελούν και τον κρισιμότερο παράγοντα σχεδιασμού στα εξεταζόμενα κτίρια, δεδομένου ότι τα σεισμικά φορτία σχεδιασμού είναι σχετικά μικρά ($a_g=0.25g, q=5$).

Στο τρίτο στάδιο (κεφάλαιο 11) πραγματοποιούνται αναλύσεις Pushover για κάθε 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 τέταρτο στάδιο (κεφάλαιο 12), με βάση τα αποτελέσματα αποτίμησης του κάθε κτιρίου που έχουν προκύψει απ'τις ιδιομορφικές και Pushover αναλύσεις, επιλέγεται κατόπιν σύγκρισης το ένα απ'τα τρία κτίρια το οποίο θα αναλυθεί περαιτέρω με μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας.

Στο πέμπτο στάδιο της μελέτης (κεφάλαιο 13), πραγματοποιούνται στο κτίριο που επιλέχθηκε, μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας σε κάθε μια απ'τις δύο κύριες διευθύνσεις, για δέκα διαφορετικές διεγέρσεις. Για κάθε μια διεγερση καταγράφονται οι μέγιστες τιμές πλαστιμοτήτων και μετακινήσεων, οι χρονοϊστορίες ορισμένων μεγεθών απόκρισης και άλλα χαρακτηριστικά αποτίμησης του κτιρίου. Από τα αποτελέσματα τα οποία είναι παρόμοια εκείνων που προέκυψαν απ'τις προηγούμενες αναλύσεις, διαμορφώνεται μια πληρέστερη και ακριβέστερη εικόνα για την απόκριση της κατασκευής στα αναμενόμενα σεισμικά φορτία.

Στο έκτο και τελευταίο στάδιο (κεφάλαιο 14) καταγράφονται και σχολιάζονται τα συμπεράσματα που προκύπτουν για το σχεδιασμό και τη σύγκριση των εξεταζόμενων κτιρίων, καθώς και για την απόκριση του επιλεγέντος κτιρίου που ως προτιμότερο απ'τα άλλα δύο, μελετήθηκε αναλυτικότερα.

Οι ποιότητες των χρησιμοποιούμενων υλικών δίνονται στο κεφάλαιο 3. Τα επιβαλλόμενα φορτία και οι συνδυασμοί των διάφορων φορτίσεων που χρησιμοποιήθηκαν δίνονται στο κεφάλαιο 4. Στο κεφάλαιο 8 δίνεται μια συνοπτική περιγραφή του συστήματος fuseis.

Όλες οι αναλύσεις και τα αποτελέσματα πραγματοποιήθηκαν στα λογισμικά Etabs και Sap. Συγκεκριμένα, στο Etabs πραγματοποιήθηκαν οι ιδιομορφικές αναλύσεις και οι αναλύσεις Pushover, ενώ στο Sap υπολογίστηκαν οι ιδιομορφικοί συντελεστές λυγισμού και εκτελέστηκαν οι μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας. Για τη διαστασιολόγηση των σύμμικτων πλακών χρησιμοποιήθηκαν κατάλληλοι πίνακες της κατασκευάστριας εταιρίας του χαλυβδόφυλλου που επιλέχθηκε. Η μελέτη ακολουθεί τις διατάξεις των Ευρωκωδίκων EC1, EC3, EC4 και EC8 (από 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).

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 των κτιρίων.

2.Συνοπτική περιγραφή κτιρίων

Το κάθε κτίριο είναι ορθογωνικής κάτοψης 20x30m κατα x και y αντίστοιχα,δέκα ορόφων και συνολικού ύψους 34m.Σε κάθε όροφο τα κατακόρυφα φορτία των σύμμικτων πλακών μεταφέρονται στις διαδοκίδες και μέσω αυτών στις κύριες δοκούς απ'όπου καταλήγουν στα υποστυλώματα.Οι εδράσεις όλων των στύλων είναι αρθρωτές.Οι διαδοκίδες και οι κύριες δοκοί είναι σύμμικτες και αμφιέρειστες και υποστηρίζονται κατα τη φάση κατασκευής.

Η αντιμετώπιση των σεισμικών και όλων των πιθανών πλευρικών φορτίων επιτυγχάνεται μέσω των διατάξεων του συστήματος fuseis.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 μέτρα και συνδέονται με 4 δοκάρια σε κάθε όροφο.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 απ'τα άκρα των δοκών αποτελεί προϋπόθεση για τη δυνατότητα αντικατάστασης των τελευταίων έπειτα απο κάποιο επιβλαβές σεισμικό γεγονός.

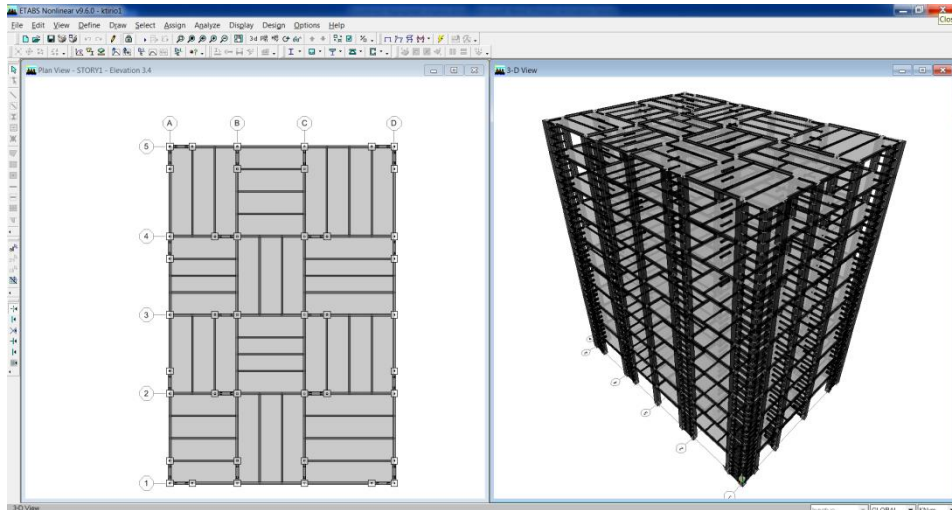
Για τις διαδοκίδες χρησιμοποιούνται διατομές HEA140 ενώ για τις κύριες δοκούς χρησιμοποιούνται διατομές HEA220.Για όλα τα υποστυλώματα χρησιμοποιούνται κοίλες τετραγωνικές διατομές TUBO600x600x25, TUBO600x600x30, TUBO600x600x35, TUBO600x600x45 και TUBO600x600x50 ανάλογα με το κτίριο.Για τα δοκάρια των fuseis χρησιμοποιούνται επίσης κοίλες τετραγωνικές και κοίλες ορθογωνικές διατομές,οι οποίες διαφέρουν απο όροφο σε όροφο και είναι οι εξής:
TUBO120x120x20, TUBO140x140x20, TUBO160x160x20, TUBO180x180x20, TUBO200x200x20,
TUBO220x220x20, TUBO240x240x20, TUBO260x260x20, TUBO280x280x20, TUBO310x250x22,
TUBO340x250x22, TUBO340x250x26.

Οι σύμμικτες πλάκες οι οποίες έχουν διαφορετικό προσανατολισμό ανάλογα με την περιοχή της κάτοψης, έχουν πάχος 0.13m(άνω του χαλυβδόφυλλου)και περιλαμβάνουν χαλυβδόφυλλο Symdeck73 πάχους 0.75mm της εταιρείας Elastron.Χρησιμοποιούνται πλάστιμοι ήλοι ύψους 0.15m,διαμέτρου κορμού $d=0.019m$ και διαμέτρου κεφαλής $d_0=0.032m$.

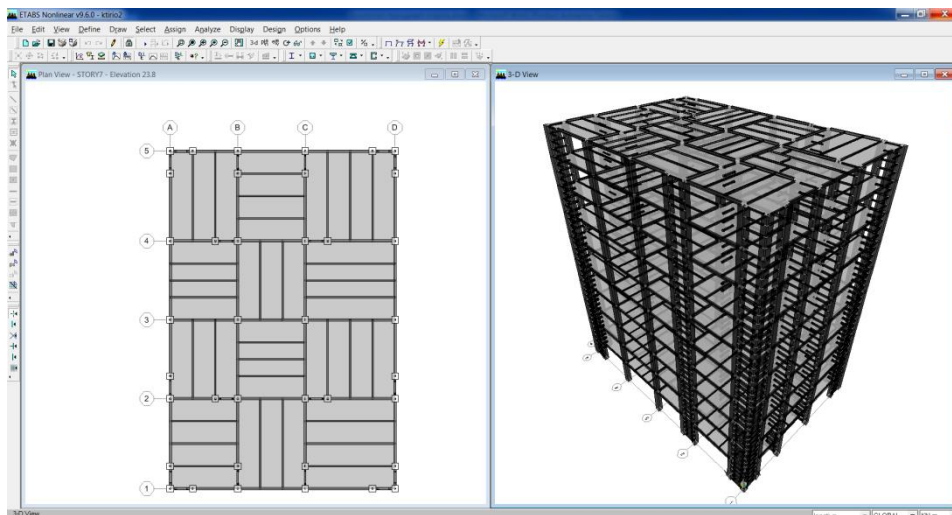
Όπως αναφέρθηκε, οι τρεις περιπτώσεις σχεδιασμού διαφοροποιούνται εξ'αρχής ως προς τον αριθμό των διατάξεων fuseis.Συγκεκριμένα για κάθε περίπτωση ισχύουν τα εξής:

- Κτίριο 1: 12 διατάξεις fuseis κατα y και 10 διατάξεις fuseis κατα x
- Κτίριο 2: 10 διατάξεις fuseis κατα y και 8 διατάξεις fuseis κατα x
- Κτίριο 3: 8 διατάξεις fuseis κατα y και 6 διατάξεις fuseis κατα x

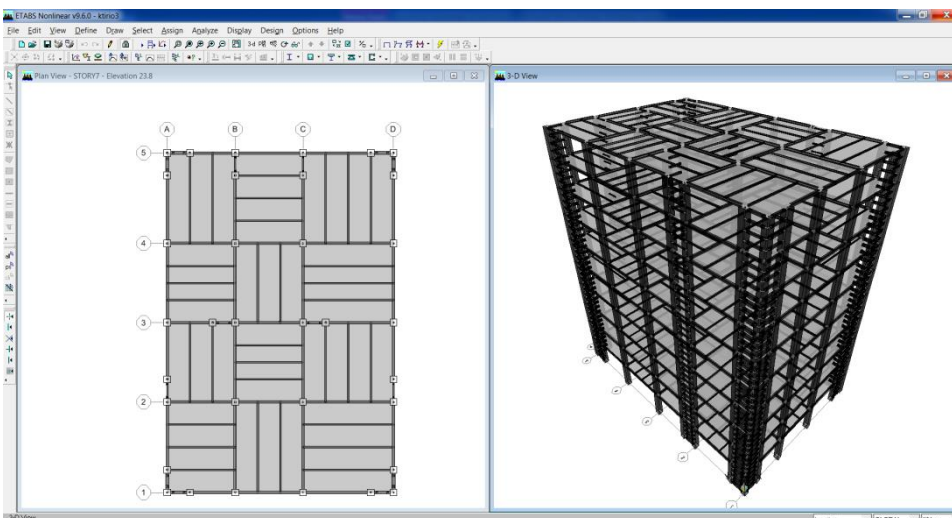
Στα σχήματα 2.1 έως 2.8 φαίνονται τα τρία κτίρια μοντελοποιημένα στο πρόγραμμα Etabs.Διακρίνονται οι διατάξεις του συστήματος fuseis και οι θέσεις τους.



Σχήμα 2.1: Κτίριο 1

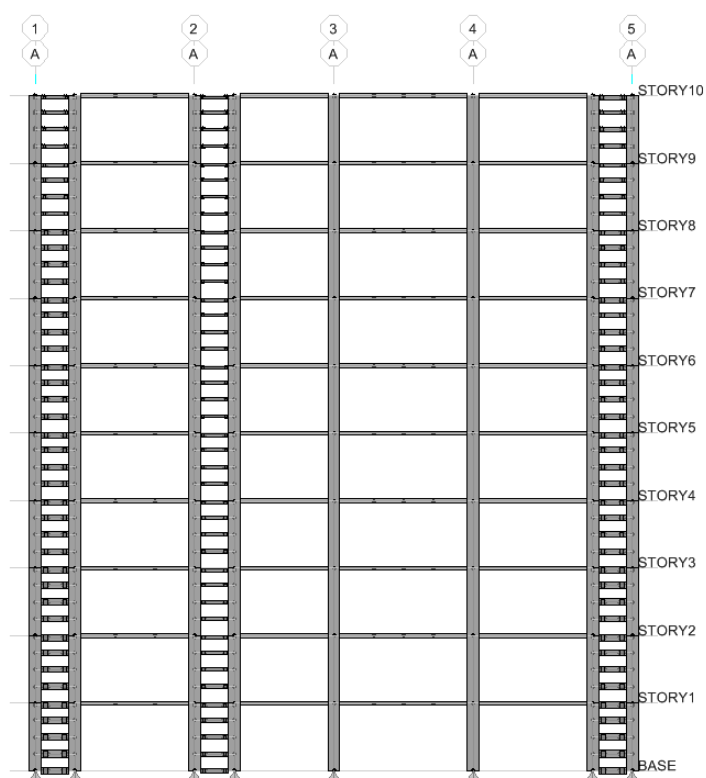


Σχήμα 2.2: Κτίριο 2

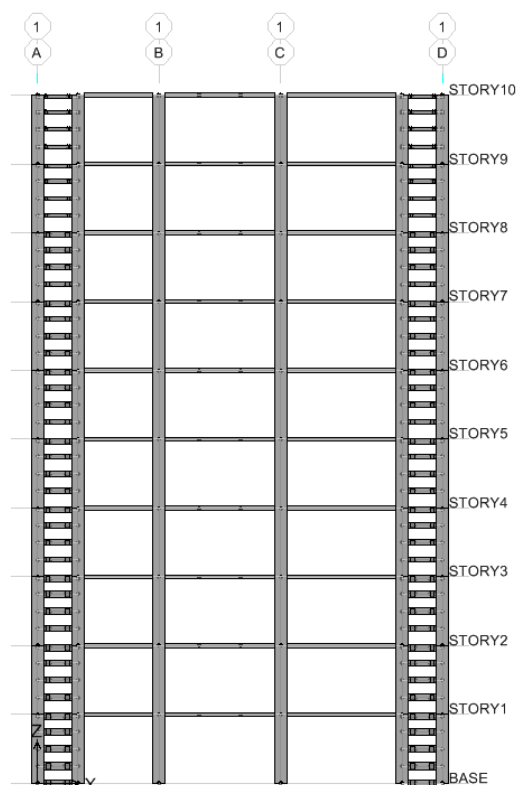


Σχήμα 2.3: Κτίριο 3

Τυπικές όψεις κτιρίων

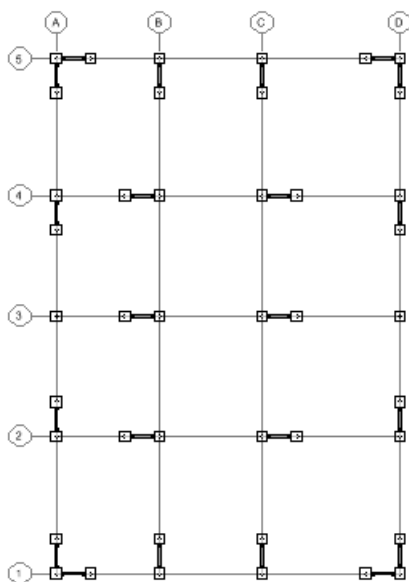


Σχήμα 2.4: Τυπική όψη κτιρίων κατα γ

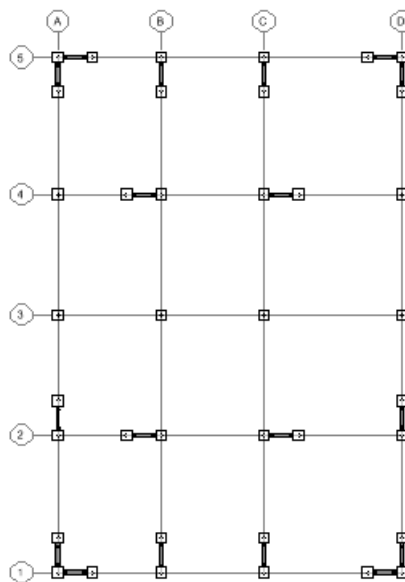


Σχήμα 2.5: Τυπική όψη κτιρίων κατα x

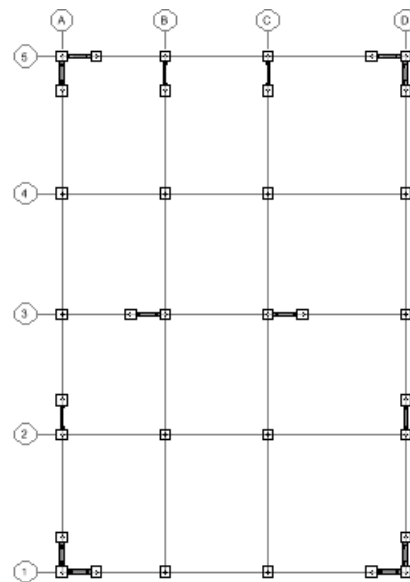
Τυπικές κατόψεις στύλων και διατάξεων συστήματος fuseis στα εξεταζόμενα κτίρια



Σχήμα 2.6: Κτίριο 1



Σχήμα 2.7: Κτίριο 2



Σχήμα 2.8: Κτίριο 3

Κτίριο 1	Κτίριο 2	Κτίριο 3
10 διατάξεις κατα x	8 διατάξεις κατα x	6 διατάξεις κατα x
12 διατάξεις κατα γ	10 διατάξεις κατα γ	8 διατάξεις κατα γ

Πίνακας 2.1: Αριθμός διατάξεων συστήματος fuseis στα εξεταζόμενα κτίρια

3.Υλικά

Δίνονται οι ποιότητες του χάλυβα και του σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκαν κατα την ανάλυση, οι αντίστοιχοι συντελεστές ασφάλειας καθώς και τα ειδικά βάρη για κάθε περίπτωση.

Δομικός Χάλυβας για όλα τα μέλη πλήν των δοκών των fuseis:

S355, $E=210\text{Gpa}$, $\gamma_{M0}=\gamma_{M1}=1$, $\gamma_{M2}=1.25$ ($\gamma=76.81\text{KN/m}^3$)

Δομικός Χάλυβας για τις δοκούς των fuseis:

S235, $E=210\text{Gpa}$, $\gamma_{M0}=\gamma_{M1}=1$, $\gamma_{M2}=1.25$ ($\gamma=76.81\text{KN/m}^3$)

Χάλυβας σπλισμού:

B500C, $\gamma_s=1.15$

Σκυρόδεμα:

C25/30, $E_{cm}=30.5\text{Gpa}$, $\gamma_c=1.5$ ($\gamma=23.56\text{KN/m}^3$)

Για τους ήλους χρησιμοποιείται χάλυβας ονομαστικής εφελκυστικής αντοχής $f_u=500\text{Mpa}$ με συντελεστή ασφάλειας $\gamma_v=1.25$

Για το δομικό χάλυβα ως συντελεστή υπεραντοχής λαμβάνουμε $\gamma_{ov}=1.25$ (προτεινόμενη τιμή του EC8). Ισχύει πάντα $f_{y\max} \leq 1.1 * \gamma_{ov} * f_{yk}$.

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

4. Φορτία

4.1 Κατηγορίες φορτίσεων

Τα φορτία που επιβάλλονται στην κατασκευή είναι τα παρακάτω:

i) Φορτία λόγω ίδιου βάρους: G

ii) Ωφέλιμα φορτία (ίδια για όλους τους ορόφους): $Q=L_{storey}=L_{roof}=3Kpa$

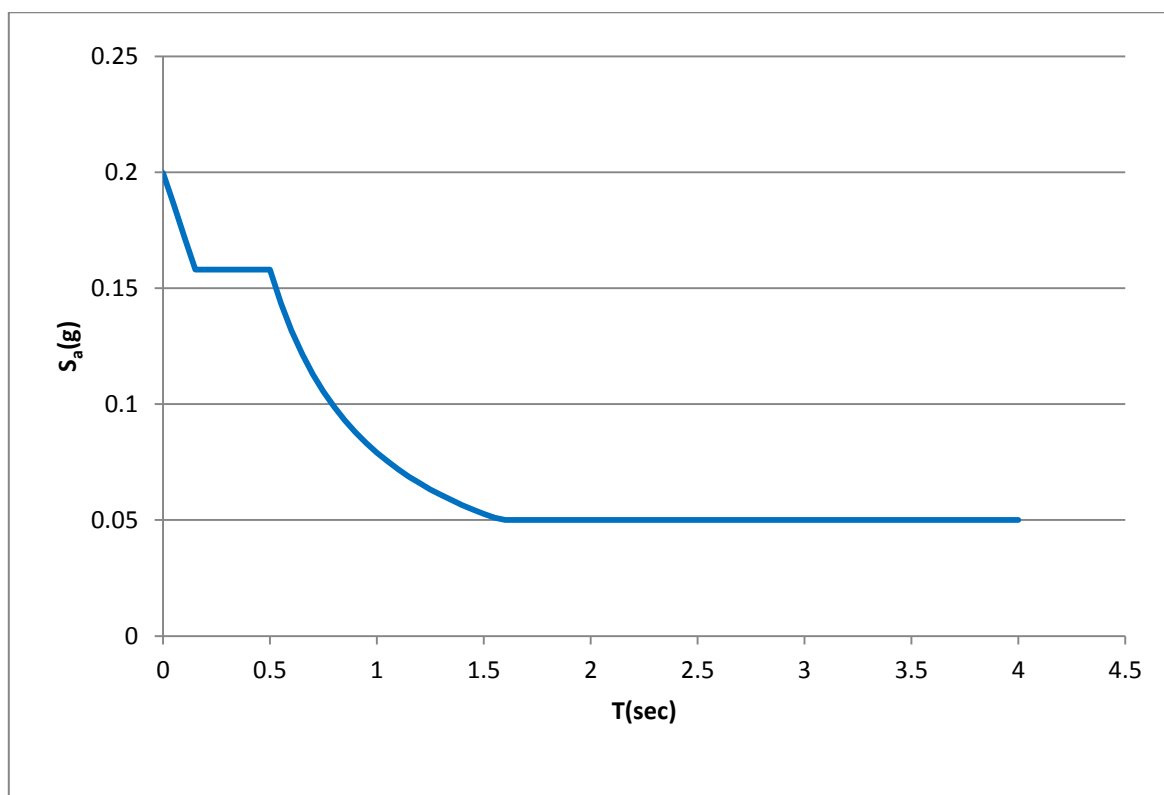
iii) Επιπλέον μόνιμα φορτία: $SDL=2Kpa$

iv) Σεισμικά φορτία Ε-φάσμα σχεδιασμού του EC8:

- Type 1 elastic spectrum
- Ground type B: $S=1.2, T_B=0.15sec, T_C=0.5sec, T_D=2sec$
- $a_g=0.25g$
- Damping factor $n=1.054(\xi=0.04)$
- $\beta=0.2$
- $q=5$
- $\phi=0.8$ (μειωτικός συντελεστής για τα ωφέλιμα φορτία του τελευταίου ορόφου)

Η σεισμική μάζα προκύπτει απ' τον εξής συνδυασμό φορτίων: $G+SDL+0.3L_{storey}+0.3\phi L_{roof}$

Όπως ήδη αναφέρθηκε στην εισαγωγή σε αυτήν την εργασία δεν λαμβάνονται υπόψη θερμοκρασιακά φορτία και φορτία ανέμου δεδομένου ότι δίνεται έμφαση στον αντισεισμικό σχεδιασμό.



Σχήμα 4.1: Φάσμα σχεδιασμού για τα εξεταζόμενα κτίρια

4.2 Συνδυασμοί φορτίσεων

Για την ανάλυση του φορέα του κτιρίου χρησιμοποιούνται οι εξής συνδυασμοί φορτίσεων:

i) Βασικός στατικός συνδυασμός:

$$1.35G+1.35SDL+1.5L_{storey}+1.5L_{roof}$$

ii) Για έλεγχο λειτουργικότητας σύμμικτων δοκών:

$$G+SDL+L_{storey}+L_{roof}$$

iii) Σεισμικός συνδυασμός:

$$G+SDL+0.3L_{storey}+0.3*\phi*L_{roof}+E$$

iv) Οι συνδυασμοί φορτίσεων για τις πλάκες δίνονται στο αντίστοιχο κεφάλαιο

Δεδομένου ότι απ'τη δράση E προκύπτουν ακραίες μή προσημασμένες τιμές εντατικών μεγεθών οι οποίες μάλιστα δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα, ο σεισμικός συνδυασμός δίνει σε κάθε διατομή ένα σύνολο συνδυασμών εντατικών μεγεθών προς εξέταση.

Στο στατικό συνδυασμό προστίθενται και τα ισοδύναμα φορτία λόγω αρχικών ατελειών (βλ. κεφάλαιο 11).

5.Σύμμικτες πλάκες

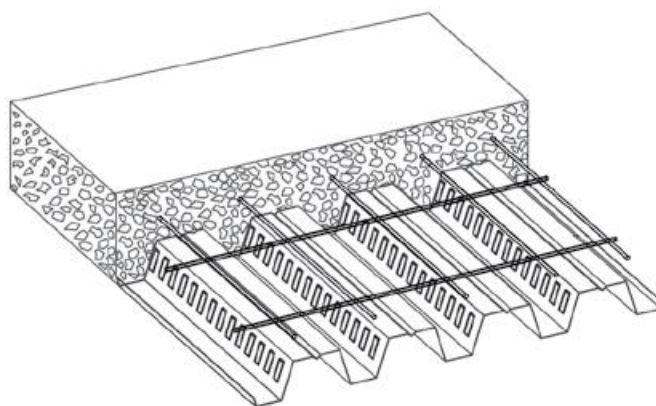
5.1 Γενικά

Τα ανοίγματα μεταξύ των διαδοκίδων είναι μήκους $L=2m$. Δεδομένου ότι οι σύμμικτες αμφιέριστες πλάκες δεν υποστυλώνονται στη φάση κατασκευής, οι έλεγχοι που θα πρέπει να ικανοποιούνται είναι οι εξής:

i) Φάση κατασκευής:

Έλεγχος αντοχής του χαλυβδόφυλλου σε ροπή στο μέσο του ανοίγματος (οι πλάκες είναι αμφιέριστες) και σε τέμνουσα στη στήριξη, για τα ίδια βάρη του σκυροδέματος και του χαλυβδόφυλλου λαμβάνοντας υπόψη και τα φορτία διάστρωσης. Δεδομένου ότι το φύλλο είναι αμφιέριστο δεν απαιτείται έλεγχος σε αλληλεπίδραση ροπής και τέμνουσας. Σε περίπτωση που το βέλος δ_G ξεπερνά την τιμή $\min\{L/250, 20mm\}$ για τα ίδια βάρη σκυροδέματος και χαλυβδόφυλλου, τότε κατά τη φάση λειτουργίας θεωρούμε το πάχος της σύμμικτης πλάκας προσαυξημένο κατά $0.7 \delta_G$.

Για τον υπολογισμό των βελών και των αντοχών του χαλυβδόφυλλου σε θετική ροπή και σε τέμνουσα προηγείται ο προσδιορισμός της ενεργού διατομής και των ροπών αδράνειας και αντίστασης της ενεργού διατομής.



Σχήμα 5.1: Τυπική μορφή σύμμικτης πλάκας

ii) Φάση λειτουργίας:

α) Για το συνδυασμό $1.35(G+SDL)+1.5Q$ όπου G τα μόνιμα SDL τα επιπλέον μόνιμα και Q τα ωφέλιμα φορτία, πραγματοποιείται ο έλεγχος αντοχής σε ροπή και τέμνουσα στο μέσο του ανοίγματος και στη στήριξη αντίστοιχα. Θα πρέπει επίσης να γίνει ο έλεγχος σε διαμήκη διάτμηση (λαμβάνοντας υπόψη αν το χαλυβδόφυλλο αγκυρώνεται ή όχι μέσω των ήλων στο πέλμα της δοκού) καθώς και ο έλεγχος διατμητικής κάλυψης της πλάκας σκυροδέματος.

β) Για το συνδυασμό $SDL+Q$ υπολογίζονται τα βέλη:

- δ_{SDL}
- δ_Q

και θα πρέπει να ισχύει:

$$\delta_Q \leq \min(L/350, 20)mm$$

$$\delta_G + \delta_{SDL} + \delta_Q \leq \min(L/250, 30)mm \text{ (το } \delta_G \text{ έχει προκύψει απ' τη φάση κατασκευής)}$$

γ) Θα πρέπει για την προστασία έναντι ταλαντώσεων η πρώτη ιδιοσυχνότητα της σύμμικτης πλάκας να μην υπερβαίνει τα 4 Hz.

Για τους ελέγχους (α),(β) και (γ)προηγείται ο υπολογισμός των παρακάτω μεγεθών της διατομής της σύμμικτης πλάκας:

- Αντοχή έναντι θετικών ροπών κάμψης
- Αντοχή έναντι τέμνουσας
- Αντοχή έναντι διαμήκους διάτμησης
- Θετική ροπή αδράνειας

5.2 Σχεδιασμός

Το χαλυβδόφυλλο που χρησιμοποιήθηκε είναι το symdeck73 της Elastron.Η εν λόγω εταιρεία παρέχει πίνακες μέσω των οποίων για δεδομένο άνοιγμα πλάκας,δεδομένη αντοχή σκυροδέματος, και δεδομένο πάχος πλάκας προκύπτει το μέγιστο ωφέλιμο φορτίο με βάση τους ελέγχους αντοχής και λειτουργικότητας που προαναφέρθηκαν.

Δεδομένου ότι έχουμε:

- Φάση κατασκευής χωρίς μέτρα υποστήλωσης
- $L=2m$
- $f_{ck}=25MPa > 20MPa$ (αντοχή που θεωρούν οι πίνακες)
- $Q=3kpa$
- $SDL=2kpa$

και λογίζοντας το επιπλέον μόνιμο φορτίο ως ωφέλιμο(υπέρ της ασφάλειας)ώστε να είναι δυνατή η χρήση των πινάκων, προκύπτει ότι για χαλυβδόφυλλο symdeck73 πάχους $t=0.75mm$ το πάχος σύμμικτης πλάκας $h=0.13m$ είναι υπερεπαρκές για τα επιβαλλόμενα φορτία.



Πάχος πλάκας h_z (m)	Άνοιγμα 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	26,22	20,58	16,82	12,06	8,85	6,64	5,06	3,88	2,98	2,28	1,72	1,26	0,89	0,58					
0,14	28,14	22,07	18,02	13,44	9,87	7,40	5,64	4,32	3,32	2,54	1,91	1,41	0,99	0,65					
0,15	30,00	23,54	19,21	14,82	10,88	8,17	6,22	4,77	3,66	2,80	2,11	1,55	1,10	0,71					
0,16	31,89	24,98	20,37	16,02	11,89	8,93	6,80	5,21	4,00	3,06	2,31	1,70	1,20	0,78					
0,17	33,72	26,40	21,52	17,58	12,90	9,69	7,37	5,66	4,35	3,32	2,51	1,85	1,30	0,85					
0,18	35,52	27,79	22,64	18,96	13,93	10,45	7,95	6,10	4,69	3,58	2,70	1,99	1,41	0,92	0,51				
0,19	37,28	29,16	23,74	19,87	14,93	11,21	8,53	6,55	5,03	3,85	2,90	2,14	1,51	0,99	0,55				
0,20	39,02	30,50	24,82	20,77	15,94	11,97	9,11	6,99	5,37	4,11	3,10	2,28	1,61	1,06	0,59				

Μέγιστες τιμές του ωφέλιμου φορτίου Q (kN/m²)

Σχήμα 5.2: Πίνακας κατασκευάστριας εταιρίας για τη διαστασιολόγηση του χαλυβδόφυλλου

Προς αποφυγή ρηγματώσεων απαιτείται η τοποθέτηση ποσοστού άνω οπλισμού $\rho=0.2\%$ και στις δύο διευθύνσεις,εκατέρωθεν των στηρίξεων και σε αποστάσεις έως 1.2m από αυτές.Στην περίπτωση μας που το άνοιγμα είναι 2m η απαίτηση οπλισμού αναφέρεται σε όλο το μήκος της πλάκας.Ο οπλισμός που αντιστοιχεί σε $\rho=0.2\%$ είναι $A_s=2.6cm^2/m$.

Το ελάχιστο πλάτος έδρασης των χαλυβδόφυλλων είναι 50mm , τιμή μικρότερη του ημιπλάτους του πέλματος της διατομής HEA140 των διαδοκίδων.

6.Σύμμικτες δοκοί

6.1 Γενικά

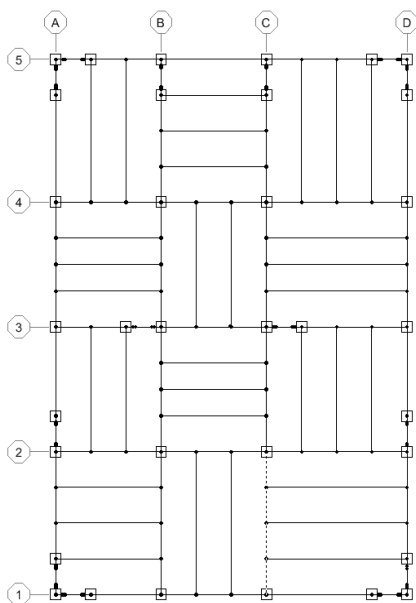
Η διαστασιολόγηση των σύμμικτων στοιχείων πραγματοποιήθηκε με βάση τις διατάξεις του EC4. Δεδομένου ότι το Etabs δεν έχει τη δυνατότητα ελέγχου των σύμμικτων δοκών με EC4 οι υπολογισμοί πραγματοποιήθηκαν επιλεκτικά για τις δυσμενέστερες περιπτώσεις κύριων και δευτερευουσών δοκών.

Οι σύμμικτες δοκοί του εξεταζόμενου κτιρίου όπως ήδη έχει αναφερθεί, υποστυλώνονται στη φάση κατασκευής. Ο προσανατολισμός των χαλυβδόφυλλων ως προς τις κύριες δοκούς διαφέρει ανάλογα με την περίπτωση. Το σκυρόδεμα εντός των αυλακώσεων ο σπλισμός και το χαλυβδόφυλλο αγνοούνται στους υπολογισμούς των ροπών αντοχής και ροπών αδράνειας αλλά λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό του βάρους. Ο υπολογισμός της ροπής αδράνειας της σύμμικτης διατομής μπορεί να επιτευχθεί με τη μέθοδο της ισοδύναμης διατομής ή με τη μέθοδο των επιμέρους διατομών. Στην προκειμένη περίπτωση επιλέχθηκε η πρώτη μέθοδος. Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται κατά τον υπολογισμό του κέντρου βάρους της διατομής δεδομένου ότι στις εξεταζόμενες διατομές μέρος της πλάκας σκυροδέματος εφελκύεται.

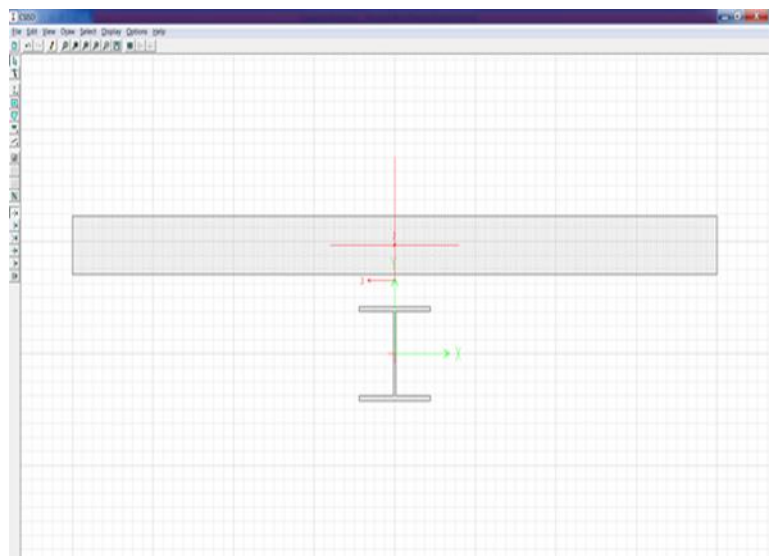
6.2 Διαστασιολόγηση κύριων σύμμικτων δοκών

6.2.1 Χαρακτηριστικά κύριων σύμμικτων δοκών

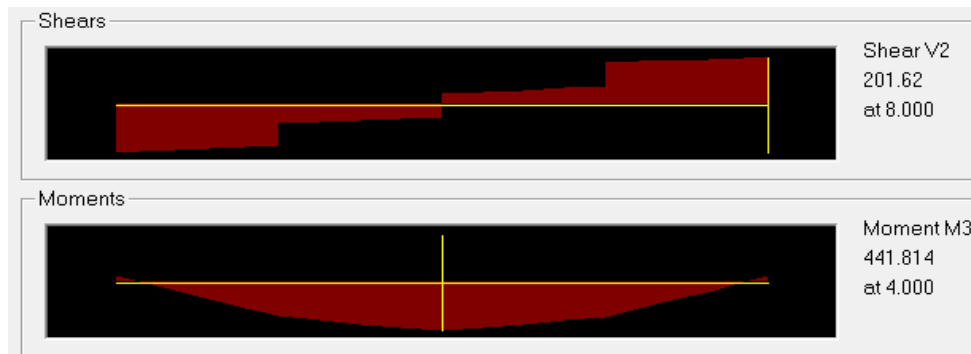
Στα σχήματα 6.1 έως 6.3 απεικονίζονται, η κύρια σύμμικτη δοκός (με διαγράμμιση στην κάτοψη) η οποία αποτελεί τη δυσμενέστερη περίπτωση από όλες τις κύριες σύμμικτες δοκούς του ορόφου, η διατομή της (με το τμήμα της πλάκας άνω του φύλλου και χωρίς τον σπλισμό) καθώς επίσης και ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών της δοκού για τον βασικό στατικό συνδυασμό.



Σχήμα 6.1: Θέση εξεταζόμενης κύριας δοκού



Σχήμα 6.2: Διατομή εξεταζόμενης κύριας δοκού



Σχήμα 6.3: Διαγράμματα ροπών και τεμνουσών εξεταζόμενης κύριας δοκού για τα φορτία του στατικού συνδυασμού

Η κύρια σύμμικτη δοκός μήκους 8m, αποτελείται από σιδηροδοκό HEA220 χάλυβα ποιότητας S355 ($E_s=210\text{GPa}$) και πλάκα σκυροδέματος ποιότητας C25/30 ($E_{cm}=30.5\text{GPa}$), πάχους 0.13m πάνω απ'το χαλυβδόφυλλο, συνεργαζόμενου πλάτους 2m. Οι ήλοι είναι ονομαστικής εφελκυστικής αντοχής $f_u=500\text{MPa}$, ύψους 0.15m και διαμέτρου κορμού $d=0.019\text{m}$. Ο αριθμός των ήλων στη δοκό εξασφαλίζει πλήρη διατμητική σύνδεση. Η μακροχρόνια τιμή του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος λαμβάνεται ως $E=E_{cm}/2=15.25\text{GPa}$ ώστε να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα ερπυσμού και συστολής ξήρανσης. Παρακάτω δίνονται τα βασικά χαρακτηριστικά της σιδηροδοκού και της σύμμικτης δοκού που απαιτούνται για τους ελέγχους αντοχής και λειτουργικότητας:

Σιδηροδοκός(HEA220):

- $h=0.21\text{m}, b=0.22\text{m}$
- $A=64.34\text{ cm}^2$
- $I=5410\text{ cm}^4$
- $A_{vz}=20.67\text{ cm}^2$
- $W_{pl}=568.5\text{ cm}^3, M_{a,pl}=201\text{KNm}$

Σύμμικτη δοκός-βραχυχρόνια κατάσταση:

- $A_e=0.0344\text{ m}^2$
- $Z_e=0.3151\text{ m}$
- $I_e=424.7*10^{-6}\text{ m}^4$

Σύμμικτη δοκός-μακροχρόνια κατάσταση:

- $A_e=0.0248\text{ m}^2$
- $Z_e=0.2852\text{ m}$
- $I_e=360.4*10^{-6}\text{ m}^4$

6.2.2 Έλεγχος βελών

Τα βέλη υπολογίζονται για το συνδυασμό λειτουργικότητας. Στους υπολογισμούς δεδομένου ότι το ποσοστό διατμητικής σύνδεσης είναι $PCC=100\%$ δεν απαιτείται η προσαύξηση των βελών που ακολουθείται για τις περιπτώσεις που έχουμε σχετική ολίσθηση λόγω μερικής διατμητικής σύνδεσης.

Βέλος λόγω ίδιων βαρών-βραχυπρόθεσμα: $\delta_G=0.009\text{m}$

Βέλος λόγω ίδιων βαρών- μακροπρόθεσμα: $\delta_{G'}=0.01\text{m}$

Βέλος λόγω επιπλέον μόνιμων φορτίων-βραχυπρόθεσμα: $\delta_{SDL}=0.004\text{m}$

Βέλος λόγω επιπλέον μόνιμων φορτίων-μακροπρόθεσμα: $\delta_{SDL'}=0.005\text{m}$

Βέλος λόγω ωφέλιμων φορτίων: $\delta_Q=0.007\text{m}$

Συνολικό βέλος: $\delta_1= \delta_{G'}+ \delta_{SDL'}+ \delta_Q=0.022\text{m} < L/250=0.032\text{m}$

Βέλος λόγω ωφέλιμων φορτίων και χρόνιων παραμορφώσεων: $\delta_2= \delta_Q+(\delta_{G'}+ \delta_{SDL'})-(\delta_G+ \delta_{SDL})=0.009\text{m} < L/300=0.026\text{m}$

Για τον περιορισμό των ταλαντώσεων σε συνήθη οικοδομικά έργα αρκεί να ισχύει $\delta_1 < 0.028\text{m}$ συνθήκη που ικανοποιείται.

6.2.3 Έλεγχος αντοχών σε καμπτική ροπή και τέμνουσα

Τα εντατικά μεγέθη υπολογίζονται για το βασικό στατικό συνδυασμό.

Προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα:

Μέγιστη καμπτική ροπή: $M_{\max}=442\text{KNm}$ στο μέσο της δοκού

Μέγιστη τέμνουσα δύναμη: $V_{\max}=202\text{KN}$ στη στήριξη

Η αντοχή σε καμπτική ροπή της σύμμικτης δοκού για πλήρη διατμητική σύνδεση είναι $M_{pl,rd,f}=608\text{KNm} > 442\text{KNm}=M_{\max}$. (Η HEA220 είναι κατηγορίας 3 σε κάμψη αλλά στην προκειμένη περίπτωση βρίσκεται ολόκληρη σε εφελκυσμό).

Η αντοχή σε τέμνουσα δύναμη της σύμμικτης δοκού είναι $V_{rd}=423\text{KN} > 202\text{KN}=V_{\max}$

6.2.4 Υπολογισμός ήλων

Η δύναμη στην πλάκα σκυροδέματος της σύμμικτης δοκού για $M=M_{pl,rd,f}$ είναι $N=2284\text{KN}$.

Επομένως η απαιτούμενη διαμήκης διατμητική αντοχή για πλήρη διατμητική σύνδεση,στη διεπιφάνεια σιδηροδοκού-σκυροδέματος,απ'το μέσο της δοκού έως τη στήριξη είναι $V_f=N=2284\text{KN}$.

Η αντοχή των ήλων είναι $P_{rd}=73\text{KN}$ (καταπονούνται μόνο σε μία διεύθυνση)

Με βάση τα παραπάνω, ο αριθμός των ήλων που απαιτούνται για τη μισή δοκό είναι $n=32$.

Δεδομένου όμως ότι $M_{pl,rd,f}/M_{a,pl}=3 > 2.5$ (αλλά και επειδή η δοκός φορτίζεται και με συγκεντρωμένα φορτία εκ'των οποίων τα δύο απέχουν μόλις δύο μέτρα απ'τις στηρίξεις) η πλαστική κατανομή των ήλων δεν επιτρέπεται και έτσι επιλέγεται η ελαστοπλαστική κατανομή με 26 ήλους στα ακραία τρίτα του μήκους της δοκού και 13 ήλους στο ενδιάμεσο τρίτο του μήκους. Όλοι οι γεωμετρικοί περιορισμοί ικανοποιούνται.

6.2.5 Πρόβλεψη ρηγματώσεων

Δεδομένου ότι η δοκός υποστηρίζεται στη φάση κατασκευής, απαιτείται άνω διαμήκης οπλισμός $\rho=0.2\%$, δηλαδή $A_s=5.2\text{cm}^2$ εντός του συνεργαζόμενου πλάτους ή $A_s=2.6\text{cm}^2/\text{m}$ εντός του συνεργαζόμενου πλάτους. Ο οπλισμός προεκτείνεται έως δύο μέτρα από τις στηρίξεις.

6.2.6 Έλεγχος διατμητικής κάλυψης πλάκας σκυροδέματος

Η μέγιστη διατμητική ροή που δύναται να αναπτυχθεί στη διεπιφάνεια σιδηροδοκού-σύμμικτης πλάκας μέσω των ήλων είναι $V_{l,ed}=712\text{KN/m}$.

Για τον έλεγχο των διαγώνιων θλιπτήρων στην πλάκα σκυροδέματος απαιτούνται:

- ο υπολογισμός της διαμήκου διατμητικής ροής $V_{l,ed}$ βάσει της $V_{l,ed}$ σε τρεις διαφορετικές τομές στην πλάκα σκυροδέματος (b-b, c-c, d-d βάσει του EC4)
- ο υπολογισμός της διαμήκου διατμητικής αντοχής $V_{c,rd}$ σε κάθε μια απ' τις τρεις τομές
- η σύγκριση της $V_{l,ed}$ με την $V_{c,rd}$

Απ' τα αποτελέσματα που συνοψίζονται στον πίνακα 6.1 είναι εμφανές ότι δεν προκύπτει αστοχία:

Τομή	$V_{l,ed}$ (KN/m)	$V_{c,rd}$ (KN/m)
b-b	712	2041
c-c	712	1682
d-d	317	800

Πίνακας 6.1: Δρώσα διαμήκου διατμητική ροή και αντοχή σε διαμήκη διατμητική ροή εξεταζόμενης κύριας δοκού για τις τομές b-b, c-c, d-d

Υπολογισμός εγκάρσιου οπλισμού για επάρκεια των ελκυστήρων:

Θα πρέπει να ισχύει $V_{s,rd} > V_{l,ed}$ για κάθε μια απ' τις τρεις τομές. Στον πίνακα 6.2 δίνονται οι οπλισμοί που προέκυψαν απ' τους οποίους επιλέγεται ο μεγαλύτερος:

Τομή	A_t (cm ²)	A_b (cm ²)
b-b	-	6.822
c-c	-	6.822
d-d	3.05	3.05

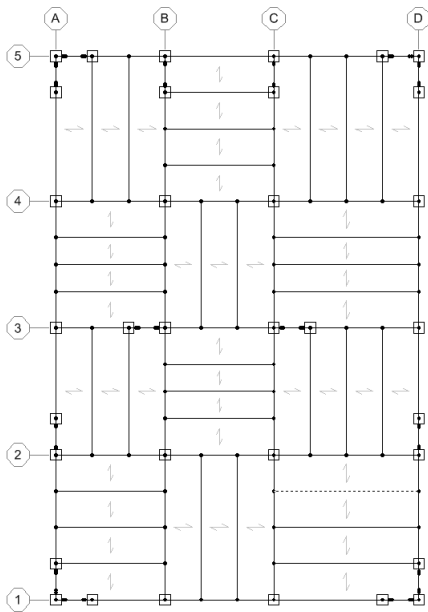
Πίνακας 6.2: Απαιτούμενοι άνω (A_t) και κάτω (A_b) οπλισμοί εξεταζόμενης κύριας δοκού για τις τομές b-b, c-c, d-d

Άρα απαιτείται κάτω οπλισμός $A_b=6.83\text{cm}^2$ και άνω οπλισμός $A_t=3.05\text{cm}^2$ εντός του συνεργαζόμενου πλάτους ή $A_b=3.42\text{cm}^2/\text{m}$ και $A_t=1.53\text{cm}^2/\text{m}$ εντός του συνεργαζόμενου πλάτους.

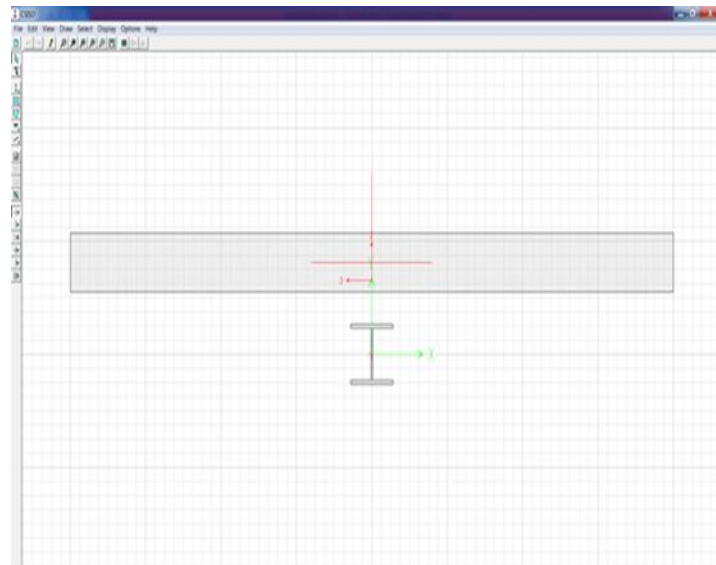
6.3 Διαστασιολόγηση διαδοκίδων

6.3.1 Χαρακτηριστικά διαδοκίδων

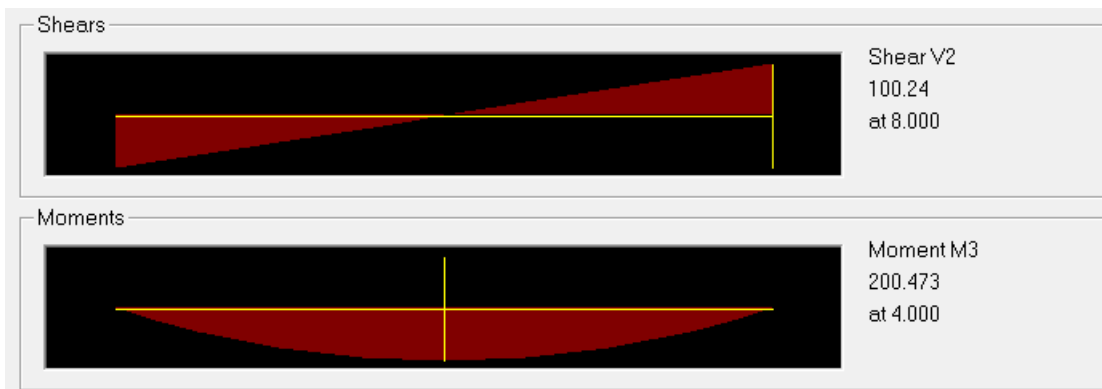
Στα σχήματα 6.4 έως 6.6 απεικονίζονται, (με διαγράμμιση στην κάτοψη) μια απ' τις δυσμενέστερα φορτιζόμενες διαδοκίδες του ορόφου, η διατομή αυτής της διαδοκίδας (με το τμήμα της πλάκας άνω του φύλλου και χωρίς τον οπλισμό) καθώς επίσης και ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών της διαδοκίδας για τον βασικό στατικό συνδυασμό.



Σχήμα 6.4: Θέση εξεταζόμενης διαδοκίδας



Σχήμα 6.5: Διατομή εξεταζόμενης διαδοκίδας



Σχήμα 6.6: Διαγράμματα ροπών και τεμνουσών εξεταζόμενης διαδοκίδας για τα φορτία του στατικού συνδυασμού

Η κύρια σύμμικτη διαδοκίδα μήκους 8m, αποτελείται από σιδηροδοκό HEA140 χάλυβα ποιότητας S355 ($E_s=210\text{GPa}$) και πλάκα σκυροδέματος ποιότητας C25/30 ($E_{cm}=30.5\text{GPa}$), πάχους 0.13m (πάνω απ' το χαλυβδόφυλλο) συνεργαζόμενου πλάτους 2m. Οι ήλοι είναι ονομαστικής εφελκυστικής αντοχής $f_u=500\text{MPa}$, ύψους 0.15m και διαμέτρου κορμού $d=0.019\text{m}$. Ο αριθμός των ήλων στη δοκό εξασφαλίζει πλήρη διατμητική σύνδεση. Η μακροχρόνια τιμή του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος λαμβάνεται ως $E'_{cm}=E_{cm}/2=15.25\text{GPa}$ ώστε να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα ερπυσμού και συστολής ξήρανσης. Παρακάτω δίνονται τα βασικά χαρακτηριστικά της σιδηροδοκού και της σύμμικτης δοκού που απαιτούνται για τους ελέγχους αντοχής και λειτουργικότητας:

Σιδηροδοκός (HEA140):

- $h=0.133\text{m}, b=0.14\text{m}$
- $A=31.42\text{ cm}^2$
- $I=1033\text{ cm}^4$
- $A_{vz}=10.12\text{ cm}^2$
- $W_{pl}=173.5\text{ cm}^3, M_{a,pl}=61.59\text{KNm}$

Σύμμικτη δοκός-βραχυχρόνια κατάσταση:

- $A_e=0.0223 \text{ m}^2$
- $Z_e=0.2684 \text{ m}$
- $I_e=166.3 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$

Σύμμικτη δοκός-μακροχρόνια κατάσταση:

- $A_e=0.0159 \text{ m}^2$
- $Z_e=0.2463 \text{ m}$
- $I_e=145.1 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$

6.3.2 Έλεγχος βελών

Τα βέλη υπολογίζονται για το συνδυασμό λειτουργικότητας. Στους υπολογισμούς δεδομένου ότι το ποσοστό διατμητικής σύνδεσης είναι $PCC=100\%$ δεν απαιτείται η προσαύξηση των βελών που ακολουθείται για τις περιπτώσεις που έχουμε σχετική ολίσθηση λόγω μερικής διατμητικής σύνδεσης.

Βέλος λόγω ίδιων βαρών-βραχυπρόθεσμα: $\delta_G=0.012 \text{ m}$

Βέλος λόγω ίδιων βαρών- μακροπρόθεσμα: $\delta_{G'}=0.0142 \text{ m}$

Βέλος λόγω επιπλέον μόνιμων φορτίων-βραχυπρόθεσμα: $\delta_{SDL}=0.0066 \text{ m}$

Βέλος λόγω επιπλέον μόνιμων φορτίων-μακροπρόθεσμα: $\delta_{SDL'}=0.00713 \text{ m}$

Βέλος λόγω ωφέλιμων φορτίων: $\delta_Q=0.0088 \text{ m}$

Συνολικό βέλος: $\delta_1= \delta_{G'}+ \delta_{SDL'}+ \delta_Q=0.03 \text{ m} < L/250=0.032 \text{ m}$

Βέλος λόγω ωφέλιμων φορτίων και χρόνιων παραμορφώσεων: $\delta_2= \delta_Q+(\delta_{G'}+ \delta_{SDL'})-(\delta_G+ \delta_{SDL})=0.012 \text{ m} < L/300=0.026 \text{ m}$

Για τον περιορισμό των ταλαντώσεων σε συνήθη οικοδομικά έργα αρκεί να ισχύει $\delta_1 < 0.028 \text{ m}$ (εμπειρικό κριτήριο) συνθήκη που οριακώς δεν ικανοποιείται. Δεδομένου όμως ότι το χαλυβδόφυλλο και ο σπλισμός δεν έχουν συμπεριληφθεί στον υπολογισμό των ροπών αδράνειας διατηρούμε τη διατομή HEA140.

6.3.3 Έλεγχος αντοχών σε καμπτική ροπή και τέμνουσα

Τα εντατικά μεγέθη υπολογίζονται για το βασικό στατικό συνδυασμό.

Προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα:

Μέγιστη καμπτική ροπή: $M_{\max}=200 \text{ KNm}$ στο μέσο της δοκού

Μέγιστη τέμνουσα δύναμη: $V_{\max}=100 \text{ KN}$ στη στήριξη

Η αντοχή σε καμπτική ροπή της σύμμικτης δοκού για πλήρη διατμητική σύνδεση είναι $M_{pl,rd,f}=277\text{KNm}>200\text{KNm}=M_{max}$

Η αντοχή σε τέμνουσα δύναμη της σύμμικτης δοκού είναι $V_{rd}=207\text{KN}>100\text{KN}=V_{max}$

6.3.4 Υπολογισμός ήλων

Η δύναμη στην πλάκα σκυροδέματος της σύμμικτης δοκού για $M=M_{pl,rd,f}$ είναι $N=1114.7\text{KN}$.

Επομένως η απαιτούμενη διαμήκης διατμητική αντοχή για πλήρη διατμητική σύνδεση,στη διεπιφάνεια σιδηροδοκού-σκυροδέματος,από το μέσο της δοκού έως τη στήριξη είναι $V_l=N=1114.7\text{KN}$.

Η αντοχή των ήλων είναι $P_{rd}=73\text{KN}$ (καταπονούνται μόνο σε μία διεύθυνση).

Με βάση τα παραπάνω, ο αριθμός των ήλων που απαιτούνται για τη μισή δοκό είναι $n=16$.

Δεδομένου όμως ότι $M_{pl,rd,f}/M_{a,pl}=4.5>2.5$ η πλαστική κατανομή των ήλων δεν επιτρέπεται και έτσι επιλέγεται η ελαστοπλαστική κατανομή με 13 ήλους στα ακραία τρίτα του μήκους της δοκού και 6 ήλους στο ενδιάμεσο τρίτο του μήκους. Όλοι οι γεωμετρικοί περιορισμοί ικανοποιούνται.

6.3.5 Πρόβλεψη ρηγματώσεων

Δεδομένου ότι η δοκός υποστηρίζεται στη φάση κατασκευής, απαιτείται άνω διαμήκης οπλισμός $\rho=0.2\%$,δηλαδή $A_s=5.2\text{cm}^2$ εντός του συνεργαζόμενου πλάτους ή $A_s=2.6\text{cm}^2/\text{m}$ εντός του συνεργαζόμενου πλάτους.Ο οπλισμός προεκτείνεται έως δύο μέτρα από τις στηρίξεις.

6.3.6 Έλεγχος διατμητικής κάλυψης πλάκας σκυροδέματος

Η μέγιστη διατμητική ροή που δύναται να αναπτυχθεί στη διεπιφάνεια σιδηροδοκού-σύμμικτης πλάκας μέσω των ήλων είναι $V_{l,ed}=356\text{KN/m}$.

Για τον έλεγχο των διαγώνιων θλιπτήρων στην πλάκα σκυροδέματος απαιτούνται:

- ο υπολογισμός της διαμήκου διατμητικής ροής $V_{lc,ed}$ βάσει της $V_{l,ed}$ σε μια μόνο τομή στην πλάκα σκυροδέματος(a-a, βάσει του EC4)
- ο υπολογισμός της διαμήκου διατμητικής αντοχής $V_{c,rd}$ στην τομή αυτή
- η σύγκριση της $V_{lc,rd}$ με την $V_{c,rd}$

Από τα αποτελέσματα στον πίνακα 6.3 είναι εμφανές ότι δεν προκύπτει αστοχία:

Τομή	$V_{lc,ed}$ (KN/m)	$V_{c,rd}$ (KN/m)
a-a	165	800

Πίνακας 6.3: Δρώσα διαμήκης διατμητική ροή και αντοχή σε διαμήκη διατμητική ροή εξεταζόμενης διαδοκίδας,για την τομή a-a

Υπολογισμός εγκάρσιου οπλισμού για επάρκεια των ελκυστήρων:

Θα πρέπει να ισχύει $V_{s,rd} > V_{ic,ed}$ για την τομή a-a. Στον πίνακα 6.4 δίνονται οι οπλισμοί που προέκυψαν:

Τομή	$A_t(\text{cm}^2)$	$A_b(\text{cm}^2)$
a-a	3.16	-

Πίνακας 6.4: Απαιτούμενοι άνω(A_t) και κάτω(A_b) οπλισμοί εξεταζόμενης διαδοκίδας για την τομή a-a

Άρα απαιτείται άνω οπλισμός $A_t=3.16 \text{ cm}^2$ εντός του συνεργαζόμενου πλάτους ή $A_t=1.58 \text{ cm}^2/\text{m}$ εντός του συνεργαζόμενου πλάτους.

6.4 Υπολογισμός ενιαίου οπλισμού πλάκας ορόφου

Μέχρι τώρα έχουν προκύψει οι απαιτούμενοι οπλισμοί για τις εξεταζόμενες κύριες δοκούς και διαδοκίδες και για τις σύμμικτες πλάκες. Οι οπλισμοί των εξεταζόμενων δοκών ισχύουν για όλες τις δοκούς του ορόφου. Ωστόσο για λόγους πρακτικής ευχέρειας θα πρέπει να υπολογιστεί ένας ενιαίος άνω και κάτω οπλισμός στις δύο διευθύνσεις του ορόφου ο οποίος θα καλύπτει ταυτόχρονα όλες τις απαιτήσεις σε οπλισμό των δοκών και των πλακών. Δεδομένου ότι σε κάθε όροφο συναντώνται κάθετα μεταξύ τους:

- κύριες δοκοί με κύριες δοκούς
- διαδοκίδες με κύριες δοκούς

θα πρέπει να υπολογιστεί το μέγιστο ποσό οπλισμού A_{tot} που συναντάται ταυτόχρονα σε μια διεύθυνση. Ο υπολογισμός πραγματοποιείται ξεχωριστά για τον άνω και κάτω οπλισμό ($A_{tot,t}, A_{tot,b}$).

Αρχικά στον πίνακα 6.5 συνοψίζονται οι οπλισμοί που έχουν υπολογιστεί έως τώρα:

	Διαμήκης		Εγκάρσιος	
	$A_b(\text{cm}^2/\text{m})$	$A_t(\text{cm}^2/\text{m})$	$A_b(\text{cm}^2/\text{m})$	$A_t(\text{cm}^2/\text{m})$
Κύριες δοκοί	0	2.6	3.42	1.53
Διαδοκίδες	0	2.6	0	1.58

Πίνακας 6.5: Σύνοψη απαιτούμενων οπλισμών για κύριες δοκούς και διαδοκίδες

Η μέγιστη απαίτηση οπλισμού (για κάθε μια απ' τις δύο διευθύνσεις) τοποθετείται στο σημείο όπου συναντώνται οι κύριες δοκοί, οπότε στην ίδια διεύθυνση και στην ίδια περιοχή έχουμε:

- Διαμήκη άνω οπλισμό της μιας κύριας δοκού
- Άνω εγκάρσιο οπλισμό της δεύτερης κύριας δοκού
- Κάτω εγκάρσιο οπλισμό της δεύτερης κύριας δοκού

Επομένως έχουμε

- $A_{tot,t}=2.6+1.53=4.13 \text{ cm}^2/\text{m}$ που αντιστοιχεί σε 6Φ10/m
- $A_{tot,b}=3.42 \text{ cm}^2/\text{m}$ που αντιστοιχεί σε 5Φ10/m

Ο $A_{tot,t}$ τοποθετείται(άνω) σε όλην την επιφάνεια του ορόφου και στις δύο διευθύνσεις. Ο $A_{tot,b}$ τοποθετείται(κάτω) μόνο στις κύριες δοκούς, εγκάρσια προς αυτές και εντός του συνεργαζόμενου πλάτους.

Ο απαιτούμενος οπλισμός της πλάκας έχει τον ίδιο σκοπό (την πρόβλεψη ρηγμάτωσης του σκυροδέματος σε περιοχές αρνητικών ροπών) και απαιτείται στην ίδια ποσότητα(ανα μέτρο), με το διαμήκη οπλισμό των αμφιέριστων δοκών. Με την τοποθέτηση σε όλον τον όροφο και στις δύο διευθύνσεις άνω οπλισμού $A_{tot,t}$ ο απαιτούμενος οπλισμός $\rho=0.2\%$ για πρόβλεψη ρηγμάτωσης ικανοποιείται σε όλες τις περιοχές αρνητικών ροπών.

7.Μέλη από χάλυβα

Με εξαίρεση τις σύμμικτες δοκούς και τις σύμμικτες πλάκες τα υπόλοιπα μέλη(υποστυλώματα και δοκοί fuseis)της κατασκευής είναι αμιγώς μεταλλικά.Η διαστασιολόγηση τους ακολουθεί τις διατάξεις του EC3.Ελέγχονται σε οριακές καταστάσεις αστοχίας μόνο,δεδομένου ότι δεν τίθενται θέματα βελών απο μή σεισμικά φορτία.Οι σεισμικές σχετικές μετακινήσεις των ορόφων (drifts) ελέγχονται σε επόμενο κεφάλαιο.

Οι διατομές που χρησιμοποιούνται είναι όλες κοίλες ορθογωνικές,ελλατές για τις δοκούς και συγκολλητές για τα υποστυλώματα.

Οι αντοχές που πρέπει να υπολογιστούν είναι οι εξής:

- Αντοχή σε αξονική δύναμη λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή του καμπτικού λυγισμού
- Αντοχή σε τέμνουσα δύναμη σε κάθε διεύθυνση λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή της στρέψης και του διατμητικού λυγισμού
- Αντοχή σε καμπτική ροπή σε κάθε διεύθυνση λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή των τεμνουσών,του τοπικού λυγισμού και του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού
- Αντοχή σε στρεπτική ροπή

Για τον υπολογισμό της αντοχής σε λυγισμό ο συντελεστής ισοδύναμου μήκους προκύπτει με θεώρηση μεταθετού συστήματος δεδομένου ότι η πρώτη ιδιομορφή λυγισμού για το στατικό συνδυασμό είναι τύπου P-Δ.

Όλες οι διατομές είναι κατηγορίας 1 σε θλίψη οπότε μπορούν να αναπτύξουν πλαστική ροπή αντοχής. Δεδομένου ότι έχουμε κοίλες ορθογωνικές διατομές δεν απαιτείται απομείωση των καμπτικών ροπών αντοχής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.Επίσης σε όλες τις αναλύσεις που θα ακολουθήσουν(ιδιομορφικές,Push-Over,χρονοϊστορίας)οι δρώσες τέμνουσες δεν ξεπερνούν το 50% των αντίστοιχων τεμνουσών αντοχής και επομένως δεν απαιτείται απομείωση των ροπών αντοχής λόγω τεμνουσών δυνάμεων.

Ως τέμνουσες αντοχής υπολογίζονται οι πλαστικές τέμνουσες αντοχής.Σε όλες τις διατομές ισχύει $h_w/t_w \leq 72\epsilon$ και επομένως δεν απαιτείται απομείωση των αντοχών σε τέμνουσα λόγω διατμητικού λυγισμού. Στο εξεταζόμενο κτίριο οι στρεπτικές ροπές είναι αμελητέες και επομένως δεν είναι ικανές να απομειώσουν τις τέμνουσες αντοχής.

Οι απαιτούμενοι έλεγχοι σε ένα μεταλλικό μέλος είναι οι εξής(EC3,part1):

- Έλεγχος σε αξονική δύναμη
- Έλεγχος σε καμπτική ροπή σε κάθε μια απ'τις δύο διευθύνσεις
- Έλεγχος σε τέμνουσα σε κάθε μια απ'τις δύο διευθύνσεις
- Έλεγχος σε στρέψη
- Έλεγχος σε συνδυασμένη δράση αξονικής δύναμης,τεμνουσών δυνάμεων,καμπτικών ροπών και στρέψης

Δεδομένου ότι σε όλους τους στύλους η αξονική δύναμη είναι θλιπτική ενώ στις δοκούς των fuseis είναι σχεδόν μηδαμινή,όλοι οι προαναφερθέντες έλεγχοι συνοψίζονται στην ικανοποίηση των κριτηρίων 6.61 και 6.62 του EC3,part1-1 για μέλη σταθερής διατομής υπο κάμψη και αξονική

θλίψη. Αυτά τα δύο κριτήρια εφαρμόζονται και στην προκειμένη μελέτη. Για τον υπολογισμό των όρων $k_{zy}, k_{yz}, k_{zz}, k_{yy}$ εφαρμόζεται η μέθοδος 2 του παραρτήματος Β του EC3, part1-1. Τα δύο κριτήρια εφαρμόζονται σε διάφορες θέσεις κατά μήκος του μέλους, για όλους τους πιθανούς κρίσιμους συνδυασμούς των ακραίων τιμών εντατικών μεγεθών που έχουν προκύψει απ' την ιδιομορφική ανάλυση. Οι συντελεστές C_{my}, C_{mz} δεν εξαρτώνται απ' το διάγραμμα ροπών του μέλους και λαμβάνονται ίσοι με 0.9 δεδομένου ότι ο λυγισμός στον οποίο υπόκεινται είναι απο μετάθεση (EC3, part1-1, Annex B).

Ακολουθεί απόσπασμα του EC3-part1 σχετικό με τα προαναφερθέντα κριτήρια.

(4) Μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη πρέπει να ικανοποιούν:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (6.61)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (6.62)$$

όπου N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ και $M_{z,Ed}$ είναι οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και των μεγίστων ροπών ως προς τους y-y και z-z άξονες κατά μήκος του μέλους, αντίστοιχα

$\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$ είναι οι ροπές λόγω της μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα σύμφωνα με την 6.2.9.3 για διατομές κατηγορίας 4, βλέπε Πίνακα 6.7,

χ_y and χ_z είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού από την 6.3.1

χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού από την 6.3.2

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης

Πίνακας 6.7: Τιμές για $N_{Rk} = f_y A_i$, $M_{i,Rk} = f_y W_i$ και $\Delta M_{i,Ed}$

Κατηγορία	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} N_{Ed}$

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για μέλη που δεν υπόκεινται σε στρεπτική παραμόρφωση το χ_{LT} θα είναι $\chi_{LT} = 1,0$.

Σχήμα 7.1: Κριτήριο ελέγχου μεταλλικών μελών υπο θλίψη και κάμψη (απόσπασμα από EC3)

Σχετικά με τις διατομές των υποστυλωμάτων υπενθυμίζεται ότι όταν το πάχος των τοιχωμάτων υπερβαίνει τα 4cm τότε επέρχεται μείωση της ονομαστικής τάσης διαρροής. Στην προκειμένη περίπτωση ο χάλυβας των υποστυλωμάτων διατομής TUBO600x600x50, S355 δίνει ονομαστική τάση διαρροής $f_y = 335 \text{ Mpa}$.

Στα πλαίσια αυτής της εργασίας δεν έχει πραγματοποιηθεί μελέτη των συνδέσεων με αποτέλεσμα όλες οι διατομές στα άκρα των μελών να θεωρούνται πλήρεις.
 Φυσικά, σε όλους τους κόμβους το πάχος των υποστυλωμάτων είναι μεγαλύτερο από εκείνο των συνδεόμενων δοκών.

Στο σχήμα 7.2 δίνεται μια τυπική φόρμα του Etabs όπου φαίνονται όλες οι απαραίτητες πληροφορίες για τον έλεγχο μιας διατομής ενός μέλους, υποκείμενης σε δεδομένα εντατικά μεγέθη.

Steel Stress Check Information Eurocode 3-2005

File

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station) Units: KN-m

Level: STORY1 Element: C18 Station Loc: 3.190 Section ID: TUB0600X600X25

Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

L=3.400
 A=0.058 I22=0.003 I33=0.003 Wp122=0.012 Wp133=0.012
 We122=0.011 We133=0.011 i22=0.235 i33=0.235
 E=210000000.00 fy=355000.000
 RLLF=0.400

N-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.148 = 0.060 + 0.001 + 0.086

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	N	M33	M22	U2	U3
ComboSEISMICO	-1230.586	5.790	379.971	-1.815	-119.113

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (6.2)

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd	Nb33,Rd	Nb22,Rd
Axial	1230.586	20412.500	20412.500	20412.500	20412.500

	Med	Mc,Rd	Mv,Rd	Mb,Rd
Major Bending	5.790	4404.219	4404.219	4404.219
Minor Bending	379.971	4404.219	4404.219	

	K	L	k	kzy	kyz	C1
Major Bending	1.000	0.938	0.599	0.778		1.880
Minor Bending	1.000	0.938	0.629		0.377	

SHEAR DESIGN

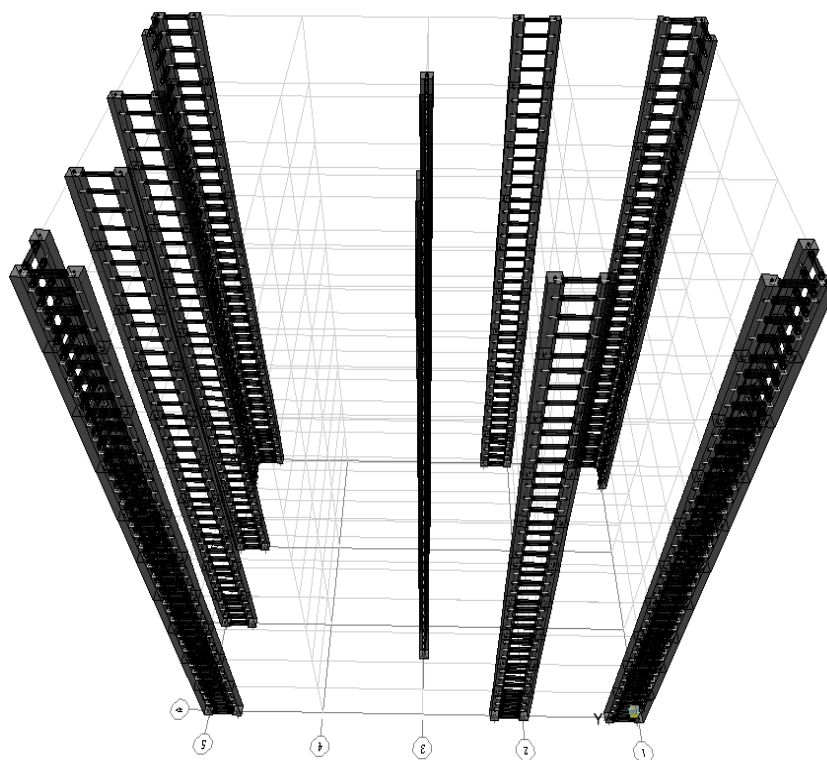
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted
Major Shear	1.815	6148.780	0.000	OK	0.000
Minor Shear	119.113	6148.780	0.019	OK	0.000

Σχήμα 7.2: Τυπική φόρμα του Etabs με τα στοιχεία ελέγχου διατομής μεταλλικού μέλους

8.Σύστημα Fuseis

8.1 Γενικά

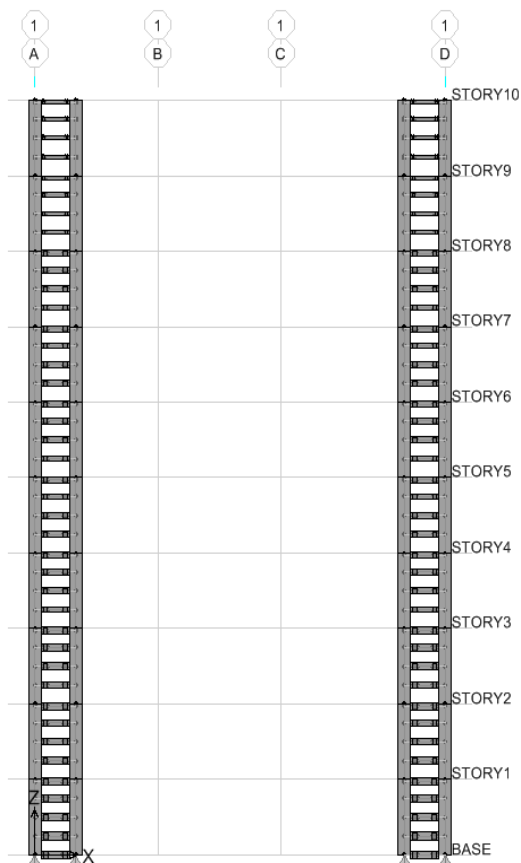
Τα συστήματα fuseis αποτελούνται από κατακόρυφες διατάξεις στοιχείων οι οποίες προσφέρουν στο κτίριο την απαιτούμενη αντοχή και δυσκαμψία έναντι πλευρικών φορτίσεων όπως ο σεισμός και ο άνεμος. Το ιδιαίτερο χαρακτηριστικό των συστημάτων fuseis, το οποίο αποτελεί και πλεονέκτημα τους έναντι των άλλων συστημάτων δυσκαμψίας, είναι η δυνατότητα επισκευής και αντικατάστασης τμήμα τους έπειτα από κάποιο επιβλαβές σεισμικό γεγονός το οποίο οδήγησε σε πλαστικοποίηση μιας ή περισσότερων διατομών. Η μελέτη τους αποτελεί εδώ και ορισμένα χρόνια αντικείμενο έρευνας σε θεωρητικό και πειραματικό επίπεδο.



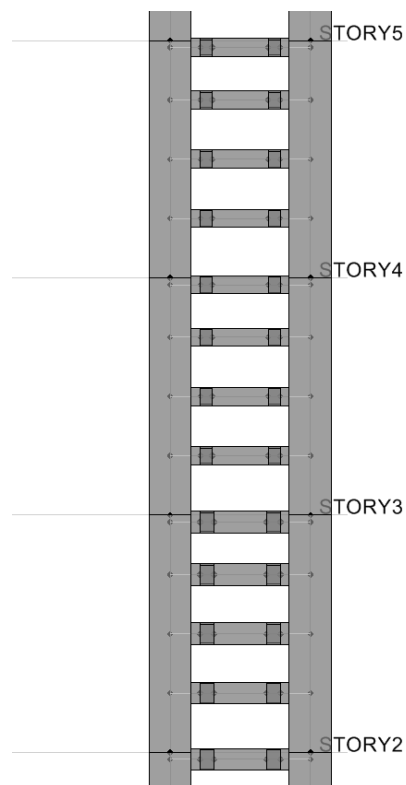
Σχήμα 8.1: Σύστημα fuseis στο κτίριο 3

8.2 Περιγραφή τυπικής διάταξης συστήματος fuseis

Στα εξεταζόμενα κτίρια μια τυπική διάταξη του συστήματος fuseis αποτελείται από δύο υποστυλώματα κοίλης ορθογωνικής διατομής, αμετάβλητης σε όλο το ύψος του κτιρίου, εδραζόμενα με αρθρωτές στηρίξεις, τα οποία συνδέονται σε κάθε όροφο με τέσσερα δοκάρια με συνδέσεις ροπής (στον πρώτο όροφο υπάρχει και πέμπτη δοκός στο επίπεδο της βάσης). Τα κέντρα βάρους των υποστυλωμάτων απέχουν 2 μέτρα. Τα δοκάρια τα οποία είναι επίσης κοίλης ορθογωνικής διατομής, απέχουν σε κάθε όροφο 0.85m, και περιλαμβάνουν περιοχές απομειωμένης, μέσω επιμήκων οπών, διατομής κοντά στις στηρίξεις. Τα τμήματα απομειωμένης διατομής ονομάζονται dogbones. Οι διατομές των δοκών της διάταξης μεταβάλλονται από όροφο σε όροφο ώστε τα ποσοστά εκμετάλευσης για τη σεισμική διέγερση να μη διαφέρουν σε μεγάλο βαθμό. Σε κάθε όροφο η προς τα άνω τελευταία δοκός τοποθετείται 0.1m κάτω απ'τη στάθμη του ορόφου ώστε να μη δέχεται φορτία απ'τη σύμμικτη πλάκα.



Σχήμα 8.2: Διατάξεις συστήματος κτιρίου 3



Σχήμα 8.3: Τμήμα τυπικής διάταξης συστήματος fuseis κτιρίου 3

Η δυνατότητα επεμβάσεων στις διατάξεις του συστήματος οφείλεται στα εξής:

- Τα υποστυλώματα έχουν σχεδιαστεί ικανοτικά ώστε να μην αστοχούν για τα αναμενόμενα σεισμικά φορτία, οπότε οι πλαστικές αρθρώσεις αναπτύσσονται μόνο στις δοκούς.
- Βάσει σχεδιασμού οι πλαστικές αρθρώσεις αναπτύσσονται σε ορισμένη απόσταση από το κόμβο σύνδεσης, μικρή αλλά αρκετή ώστε να μην αστοχήσει η σύνδεση.

Συνεπώς, ακόμα και αν δημιουργηθούν πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς, τα υποστυλώματα και οι συνδέσεις του συστήματος fuseis δεν αστοχούν. Μετά την αντικατάσταση των δοκών, το σύστημα είναι έτοιμο να παραλάβει εκ νέου τα αναμενόμενα σεισμικά φορτία.

Τα βασικά χαρακτηριστικά του συστήματος fuseis όπως η απόσταση των υποστυλωμάτων και των δοκών ή οι τύποι διατομών των υποστυλωμάτων και των δοκών αποτελούν παράγοντες, των οποίων η κατάλληλη επιλογή μπορεί να οδηγήσει σε οικονομικότερο ή υπο κάποια άλλη οπτική γωνία καλύτερο σχεδιασμό. Στην περίπτωση που για κάποια τιμή ενός μεγέθους απόκρισης, γνωρίζουμε την απαιτούμενη συνολική δυσκαμψία (ελαστική και μετελαστική) και αντοχή των στοιχείων δυσκαμψίας του ορόφου τότε μέσω της επίλυσης ενός προβλήματος βελτιστοποίησης είναι δυνατό να προσδιοριστούν τα χαρακτηριστικά των διατάξεων του ορόφου για τα οποία επιτυγχάνεται η βέλτιστη τιμή κάποιου μεγέθους όπως για παράδειγμα το βάρος. Η απόσταση των διατάξεων σε κάποιο κατακόρυφο επίπεδο του κτιρίου δεν επηρεάζει ιδιαίτερα την απόκριση, διότι τα κύρια δοκάρια του διαφράγματος συνδέονται με αρθρώσεις στις διατάξεις.

Στην προκειμένη περίπτωση οι αποστάσεις δοκών και στύλων και οι τύποι διατομών δοκών και στύλων είναι παράγοντες προκαθορισμένοι. Αυτό που διαφέρει από κτίριο σε κτίριο, όπως εξηγήθηκε στην εισαγωγή, είναι ο αριθμός των διατάξεων fuseis.

Οι διατάξεις του συστήματος είναι συνήθως κατα το δυνατόν συμμετρικά τοποθετημένες ως προς και τους δύο άξονες. Στην προκειμένη περίπτωση ισχύει η συμμετρία περι τον άξονα x αλλά ο κάρναβος επιβάλλει μικρή απώλεια συμμετρικότητας ως προς τον άξονα y η οποία όμως, όπως θα φανεί σε επόμενο κεφάλαιο, δεν προκαλεί ιδιαίτερες στρεπτικές επιδράσεις.

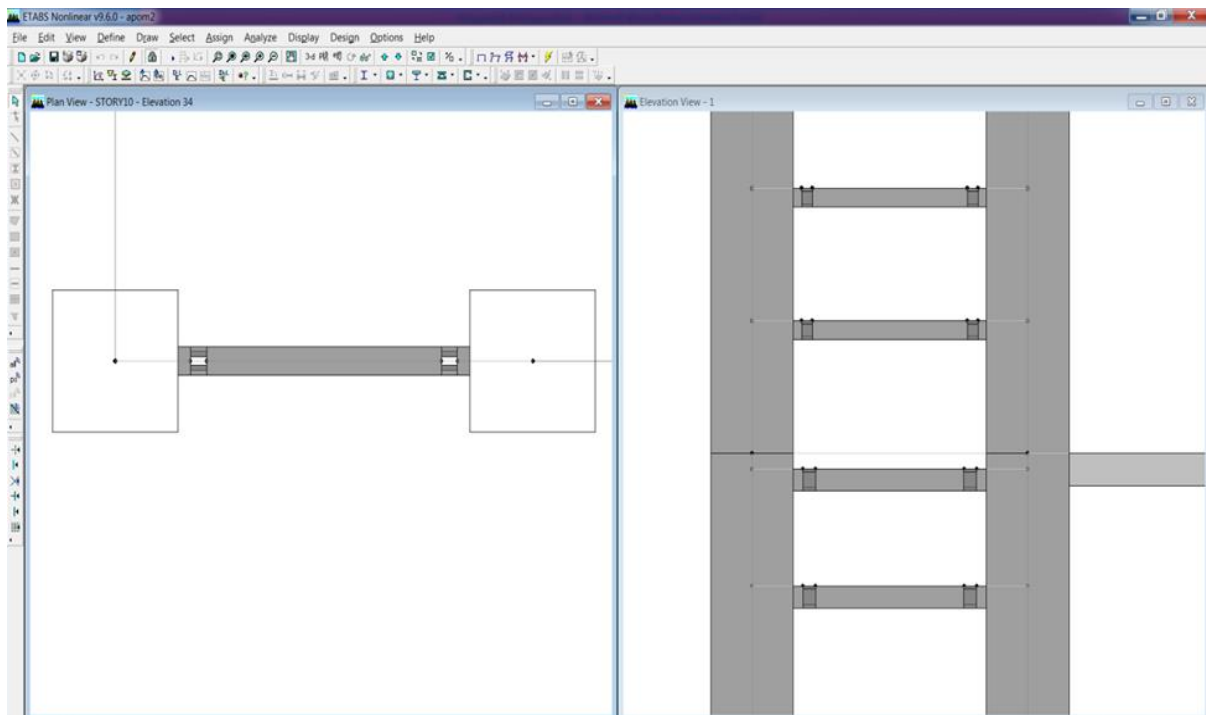
Θα ήταν επιθυμητό, οι διάφορες διατάξεις του συστήματος να είναι ίδιες, για λόγους τυποποίησης αλλά και για λόγους συμμετρίας. Στα εξεταζόμενα κτίρια κάτι τέτοιο δεν επιτεύχθηκε για το λόγο ότι τα ποσοστά εκμετάλευσης θα μεταβάλλονταν σημαντικά από διάταξη σε διάταξη. Τελικά όμως οι διατάξεις δεν παρουσιάζουν σημαντικά μεγάλες διαφορές οπότε η στρεπτική ευαισθησία του κτιρίου παραμένει αρκετά μικρή.

8.3 Τμήματα απομειωμένης διατομής – dogbones

8.3.1 Γενικά

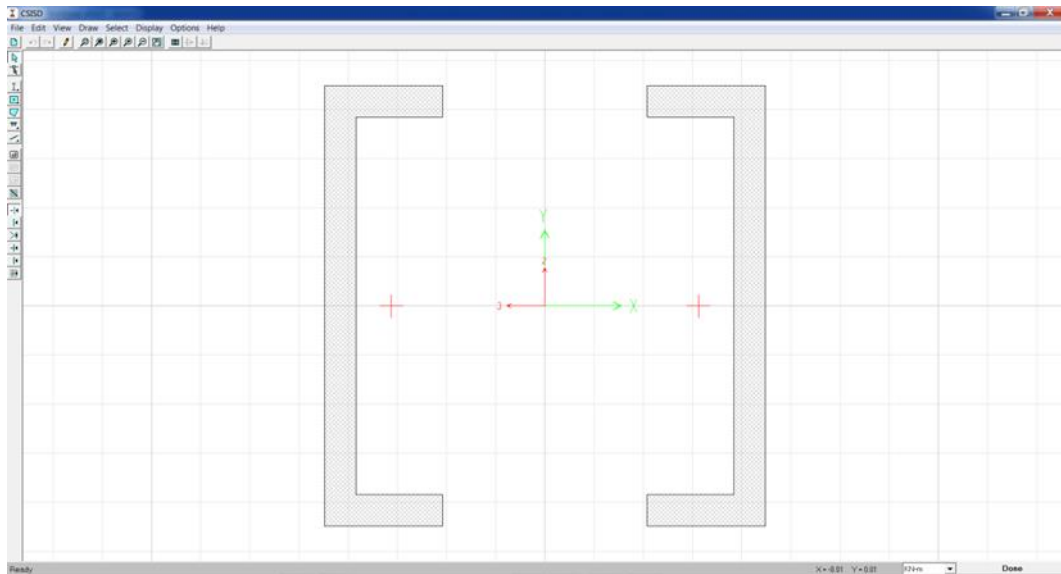
Όπως ήδη αναφέρθηκε για τις δοκούς των διατάξεων, η απομάκρυνση των θέσεων πλαστικών αρθρώσεων απ'τα άκρα των δοκών επιτυγχάνεται με την απομείωση των διατομών σε ορισμένη απόσταση απ'τα άκρα. Στην προκειμένη περίπτωση όπου οι δοκοί είναι κοίλης ορθογωνικής διατομής, η απομείωση πραγματοποιείται με δημιουργία επιμήκους οπής στο άνω και στο κάτω πέλμα της διατομής. Οι διαστάσεις των επιμήκων οπών και οι αποστάσεις τους απ'τα άκρα της δοκού υπολογίζονται σύμφωνα τον κανονισμό FEMA 350/351.

Στο σχήμα 8.4 φαίνονται σε κάτοψη και σε όψη μιας διάταξης των fuseis, τα δύο υποστυλώματα και η δοκός που τα συνδέει, με εμφανή τα απομειωμένα τμήματα της δοκού.



Σχήμα 8.4: Απομειωμένα τμήματα στις δοκούς τυπικής διάταξης του συστήματος fuseis

Οι απομειωμένες διατομές εισάγονται στο πρόγραμμα μέσω του Section Designer όπως φαίνεται στο σχήμα 8.5:



Σχήμα 8.5: Απομειωμένη διατομή στο Etabs

Στα άκρα του απομειωμένου τμήματος το κενό μειώνεται σταδιακά, μέχρι να γίνει μετάβαση στην πλήρη διατομή. Επειδή αυτή η περιοχή μεταβαλλόμενου πλάτους των πελμάτων είναι αρκετά μικρή κατά την προσομοίωση στο Etabs θεωρούμε ότι όλο το dogbone έχει σταθερή διατομή.

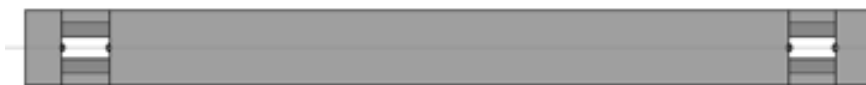
8.3.2 Χαρακτηριστικά των dogbones - προσομοίωση στο Etabs

Τα χαρακτηριστικά των απομειωμένων τμημάτων των δοκών των fuseis είναι τα εξής:

- Απόσταση a μεταξύ της ακραίας διατομής της δοκού και της πλησιέστερης προς το άκρο διατομής του απομειωμένου τμήματος
- Μήκος b του απομειωμένου τμήματος
- Ημιπλάτος g της απομείωσης του πέλματος (για άνω και κάτω πέλμα)

Η κάθε δοκός του συστήματος προσομοιώνεται στο Etabs από πέντε στοιχεία δοκού:

- 2 ακραία στοιχεία πλήρους διατομής και μήκους a το κάθε ένα (χωρίς το τμήμα μήκους 0.3 που προσομοιώνεται ως στερεός κόμβος)
- 2 ενδιάμεσα στοιχεία απομειωμένης διατομής (αποκοπτόμενα τμήματα πλάτους $2g$ σε άνω και κάτω πέλμα) μήκους b το κάθε ένα
- 1 ενδιάμεσο (μεσαίο) στοιχείο μήκους $L=L_{net}-2a-2b$ όπου $L_{net}=1.4m$ το καθαρό μήκος της δοκού



Σχήμα 8.6: Κάτοψη απομονωμένης δοκού συστήματος fuseis

8.3.3 Προσδιορισμός χαρακτηριστικών των dogbones

Τα μήκη a και b υπολογίζονται ως εξής(FEMA 350/351):

$$a=0.58*b_f$$

$$b=0.65*d_b$$

όπου b_f, d_b το πλάτος του πέλματος πλήρους διατομής και το ύψος της πλήρους διατομής αντίστοιχα.

Το ημιπλάτος απομείωσης g των πελμάτων δεδομένων των μηκών a και b πρέπει να είναι τέτοιο ώστε να ικανοποιούνται οι παρακάτω απαιτήσεις:

1^η απαίτηση:

Θα πρέπει σε κάθε περίπτωση η μέγιστη δρώσα ροπή $M_{cf,sd}$ (η οποία εξαρτάται απ'το g) στο άκρο της δοκού να μην ξεπερνά την πλαστική ροπή αντοχής. Η $M_{cf,sd}$ υπολογίζεται ικανοτικά κατα τον EC8,part3,B.5.1. Η πλαστική ροπή αντοχής της πλήρους διατομής υπολογίζεται κατα τον EC8,part3, B.5.2.4.

2^η απαίτηση:

Θα πρέπει το ημιπλάτος g να μην υπερβαίνει την τιμή $g_{max}=0.25*b_f$

3^η απαίτηση:

Θα πρέπει η απομειωμένη διατομή να είναι κατηγορίας 1 δεδομένου ότι θα πρέπει να είναι ικανή να αναπτύξει πλαστική στροφή.

4^η απαίτηση:

Πριν υπολογιστούν τα πλάτη απομείωσης, οι διατομές των δοκών των fuseis έχουν υπολογιστεί ώστε τα ποσοστά εκμετάλευσης μεταξύ των δοκών να διαφέρουν το ελάχιστο δυνατό. Ο λόγος $\Omega_{max}/\Omega_{min}=(1/sr)_{max}/(1/sr)_{min}$ μεταξύ του μεγαλύτερου μέρους(πάνω απ'το 80%) των δοκών fuseis δεν ξεπερνά το 1.25. Θα πρέπει μετά την απομείωση ο λόγος αυτός να παραμείνει περίπου ίδιος. Θα πρέπει δηλαδή, για όλες τις διατομές που χρησιμοποιούνται για τις δοκούς των fuseis ο λόγος του ποσοστού εκμετάλευσης πριν την απομείωση προς το ποσοστό εκμετάλευσης μετά την απομείωση να είναι ίδιος.

5^η απαίτηση:

Θα πρέπει δεδομένων των απομειώσεων να ικανοποιείται η σχέση 6.4 του EC8,part1,draft5,6.6.2 βάση της οποίας $V_{ed,max}/V_{pl,rd}\leq 0.5$ όπου:

$$V_{ed,max}=2*M_{pl,rd,RBS}/(L_{net}-2e)$$

$M_{pl,rd,RBS}=z_{RBS}*f_y$: η πλαστική ροπή αντοχής της απομειωμένης διατομής

z_{RBS} : η πλαστική ροπή αντίστασης της απομειωμένης διατομής

f_y : η τάση διαρροής του χάλυβα

$e=a+0.5*b$: η απόσταση πλαστικής άρθρωσης απ'τη ακραία διατομή της δοκού

Η επιρροή του βάρους των δοκών στους απαιτούμενους υπολογισμούς είναι αμελητέα.

Ο συντελεστής υπεραντοχής λαμβάνεται ίσος με $\gamma_{ov}=1.25$ ενώ το καθαρό μήκος των δοκών fuseis είναι $L_{net}=1.4m$.

Οι παραπάνω απαιτήσεις θα πρέπει να ικανοποιούνται με την ελάχιστη δυνατή απομείωση των πελμάτων.

Ενδεχομένως να απαιτείται αλλαγή ορισμένων διατομών(εκείνων δηλαδή που έχουν επιλεγεί εξ'αρχής, πριν προχωρήσουμε στη διαδικασία υπολογισμού της απομείωσης) ή ακόμα και μικρή απομάκρυνση των σύλων των fuseis,για την περίπτωση όπου απαιτείται πολύ μεγάλη απομείωση(όταν δηλαδή υπερβαίνεται το g_{max} , ή αυξάνεται πολύ το ποσοστό εκμετάλευσης της διατομής λόγω απομείωσης των πελμάτων).

Στους πίνακες 8.1 έως 8.4,αποτυπώνονται όλες οι απαραίτητες πληροφορίες για τις απομειωμένες διατομές που χρησιμοποιούνται στις δοκούς των fuseis.Βάσει των δοθέντων g ικανοποιούνται όλες οι προαναφερθείσες απαιτήσεις.

section(tubo)	$f_y(kpa)$	$f_u(kpa)$	γ_{ov}	$b_f(m)$	$d_b(m)$	$t_f=t_w(m)$
120x120x20AP	235000	360000	1.25	0.12	0.12	0.02
140x140x20AP	235000	360000	1.25	0.14	0.14	0.02
160x160x20AP	235000	360000	1.25	0.16	0.16	0.02
180x180x20AP	235000	360000	1.25	0.18	0.18	0.02
200x200x20AP	235000	360000	1.25	0.2	0.2	0.02
220x220x20AP	235000	360000	1.25	0.22	0.22	0.02
240x240x20AP	235000	360000	1.25	0.24	0.24	0.02
260x260x20AP	235000	360000	1.25	0.26	0.26	0.02
280x280x20AP	235000	360000	1.25	0.28	0.28	0.02
310x250x22AP	235000	360000	1.25	0.25	0.31	0.022
340x250x22AP	235000	360000	1.25	0.25	0.34	0.022
340x250x26AP	235000	360000	1.25	0.25	0.34	0.026

Πίνακας 8.1: Χαρακτηριστικά απομειωμένων διατομών

section(tubo)	$A(m^2)$	$G(KN/m)$	$a(m)$	$b(m)$	$e(m)$	$g_{max}(m)$
120x120x20AP	0.008	0.614	0.06	0.078	0.099	0.03
140x140x20AP	0.0096	0.737	0.07	0.091	0.1155	0.035
160x160x20AP	0.0112	0.860	0.08	0.104	0.132	0.04
180x180x20AP	0.0128	0.983	0.09	0.117	0.1485	0.045
200x200x20AP	0.0144	1.106	0.1	0.13	0.165	0.05
220x220x20AP	0.016	1.228	0.11	0.143	0.1815	0.055
240x240x20AP	0.0176	1.351	0.12	0.156	0.198	0.06
260x260x20AP	0.0192	1.474	0.13	0.169	0.2145	0.065
280x280x20AP	0.0208	1.597	0.14	0.182	0.231	0.07
310x250x22AP	0.022704	1.743	0.125	0.2015	0.22575	0.0625
340x250x22AP	0.024024	1.845	0.125	0.221	0.2355	0.0625
340x250x26AP	0.027976	2.148	0.125	0.221	0.2355	0.0625

Πίνακας 8.2: Χαρακτηριστικά απομειωμένων διατομών

section(tubo)	g(m)	$z_{rbs}(m^3)$	$L_{dog}(m)$	$M_{pl,rd,RBS}$	$M_{pl,rd,b}(KNm)$	$M_{cf,sd}(KNm)$
120x120x20AP	0.018	0.000232	1.202	54.52	113.05	79.376
140x140x20AP	0.023	0.000325	1.169	76.516	162.137	114.544
160x160x20AP	0.028	0.000435	1.136	102.272	220.15	157.549
180x180x20AP	0.033	0.000560	1.103	131.788	287.087	209.092
200x200x20AP	0.039	0.000695	1.07	163.372	362.95	267.197
220x220x20AP	0.045	0.000844	1.037	198.34	447.737	334.71
240x240x20AP	0.051	0.001007	1.004	236.692	541.45	412.561
260x260x20AP	0.058	0.001175	0.971	276.172	644.087	497.735
280x280x20AP	0.065	0.001356	0.938	318.66	755.65	594.515
310x250x22AP	0.059	0.001614	0.948	379.446	878.486	700.087
340x250x22AP	0.061	0.001859	0.929	436.927	1008.813	823.060
340x250x26AP	0.06	0.002139	0.929	502.804	1159.979	947.155

Πίνακας 8.3: Χαρακτηριστικά απομειωμένων διατομών

section(tubo)	$V_{pl,rd,RBS}(KN)$	$V_{ed,G}(KN)$	$V_{ed,M}(KN)$	$V_{ed}(KN)$	$V_{ed}/V_{pl,rd,RBS}$
120x120x20AP	542.709	0.369	90.715	91.084	0.167
140x140x20AP	651.251	0.430	130.908	131.339	0.201
160x160x20AP	759.792	0.488	180.056	180.544	0.237
180x180x20AP	868.334	0.542	238.962	239.505	0.275
200x200x20AP	976.876	0.591	305.368	305.959	0.3132
220x220x20AP	1085.418	0.637	382.526	383.163	0.353
240x240x20AP	1193.960	0.678	471.498	472.176	0.395
260x260x20AP	1302.502	0.715	568.840	569.556	0.437
280x280x20AP	1411.044	0.749	679.445	680.194	0.482
310x250x22AP	1705.231	0.827	800.099	800.926	0.469
340x250x22AP	1878.362	0.857	940.639	941.496	0.501
340x250x26AP	2187.357	0.998	1082.46	1083.46	0.495

Πίνακας 8.4: Χαρακτηριστικά απομειωμένων διατομών

Υπάρχει μια ακόμα σύσταση του κανονισμού, βάσει της οποίας η $M_{cf,sd}$ πρέπει να είναι περίπου ίση με $85\%M_{pl,rd,b}$ έως $100\%M_{pl,rd,b}$ η οποία στην προκειμένη περίπτωση παραβιάζεται (τα ποσοστά είναι 65% με 70%). Η απομείωση όμως των διατομών, λόγω των απαιτήσεων 1 έως 5 δεν θα μπορούσε να είναι μικρότερη, δεδομένου του μικρού καθαρού μήκους $L_{net}=1.4$ των δοκών.

Μετά το πέρας των υπολογισμών για τον καθορισμό του πλάτους απομείωσης διαπιστώθηκε ότι το μήκος $L_{net}=1.4m$ ($L=2m$) είναι αρκετά μικρό για τις απαιτήσεις του 10όροφου κτιρίου και έτσι, σε πολλές διατομές η απομείωση πλησιάζει στην οριακή τιμή $g_{max}=b_f/4$, η τέμνουσα πλησιάζει την τιμή $V_{pl,rd}/2$, και επίσης παραβιάζεται η προαναφερθείσα σύσταση του κανονισμού.

Επίσης θα πρέπει να σχολιαστεί το γεγονός ότι για τις τρεις μεγαλύτερες διατομές το μήκος της δοκού είναι οριακά μικρότερο ή ίσο απ' το τετραπλάσιο του ύψους της, συνθήκη απαραίτητη ώστε το στοιχείο να θεωρείται ραβδωτό. Επομένως, λαμβάνοντας υπόψη και την παρουσία των επιμήκων οπών, για μεγαλύτερης ακρίβειας αποτελέσματα, ενδέχεται να απαιτείται ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία.

9.Σχεδιασμός με ελαστική ανάλυση

9.1 Επιρροή αρχικών ατελειών

Στα φορτία του βασικού στατικού συνδυασμού(1.35G+1.35SDL+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:

$$H_i=V_i*\phi \text{ όπου:}$$

V_i τα κατακόρυφα φορτία του ορόφου i για το βασικό στατικό συνδυασμό

$$\phi=k_c*k_s*\phi_0\leq 0.0025 ,$$

$$k_c=\sqrt{0.5 + \frac{1}{nc}} \leq 1$$

$$k_s=\sqrt{0.5 + \frac{1}{ns}} \leq 1$$

n_c ο αριθμός των υποστυλωμάτων

n_s ο αριθμός των ορόφων

$$\phi_0=1/200$$

Για όλα τα κτίρια προκύπτει ότι τελικά $\phi=0.0025$.

Τα αποτελέσματα φαίνονται στον πίνακα 9.1(τα φορτία είναι σε KN):

	Κτίριο 1	Κτίριο 2	Κτίριο 3		Κτίριο 1	Κτίριο 2	Κτίριο 3
V10	7610.46	7615.8	7621.33	H10	19.05	19.03	19.05
V9	16359.09	16469.56	16346.37	H9	40.86	41.17	40.86
V8	25127.62	25339.92	25081.71	H8	62.70	63.34	62.70
V7	33930.49	34241.41	33843.87	H7	84.60	85.60	84.60
V6	42739.6	43148.04	42609.81	H6	106.52	107.87	106.52
V5	51557.02	52059.87	51380.78	H5	128.45	130.14	128.45
V4	60384.57	60981.83	60155.67	H4	150.38	152.45	150.38
V3	69220.26	69909.86	68935.69	H3	172.33	174.77	172.33
V2	78069.32	78849.19	77724.93	H2	194.31	197.12	194.31
V1	86921.36	87789.54	86517.04	H1	216.29	219.47	216.29

Πίνακας 9.1:Κατακόρυφα φορτία V_i και ισοδύναμα φορτία H_i λόγω αρχικών ατελειών

Βάσει των παραπάνω φορτίων αντιστοιχεί στη βάση του κτιρίου ροπή $M=15880$ KNm(για κάθε μια διεύθυνση)η οποία παραλαμβάνεται απ'το σύστημα fuseis.Επίσης βάσει των $\phi=0.0025$,η οριζόντια μετακίνηση οροφής είναι ίση με $\delta=H*\phi=34*0.0025=0.085$ m τιμή αρκετά μεγάλη.

9.2 Φαινόμενα 2^{ος} τάξεως

Θα πρέπει για κάθε συνδυασμό να εξεταστεί το ενδεχόμενο προσαύξησης των εντατικών μεγεθών λόγω των φαινομένων 2^{ος} τάξεως. Θα εξεταστούν :

- Ο βασικός στατικός συνδυασμός:
 $1.35G+1.35SDL+1.5L_{storey}+1.5L_{roof}$ (+ισοδύναμα φορτία λόγω αρχικών ατελειών)
- Ο σεισμικός συνδυασμός:
 $G+SDL+0.3 L_{storey}+0.3*\phi* L_{roof}+E$

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

Βασικός στατικός συνδυασμός:

Για τα φορτία του συνδυασμού υπολογίζεται ο συντελεστής $a_{cr}=F_{cr}/F_{ed}$. Υπολογίζεται δηλαδή η απαιτούμενη αναλογική προσαύξηση των φορτίων του συνδυασμού ώστε να επέλθει η πρώτη ιδιομορφή λυγισμού του κτιρίου κατά Euler (κρίσιμη ιδιομορφή λυγισμού).

Τα φαινόμενα 2^{ος} τάξεως είναι αμελητέα και αγνοούνται εφόσον ισχύουν τα εξής:

- $a_{cr} \geq 10$ για ελαστική απόκριση στα φορτία του βασικού στατικού συνδυασμού
- $a_{cr} \geq 15$ για ανελαστική απόκριση στα φορτία του βασικού στατικού συνδυασμού

Δεδομένου ότι για τα στατικά φορτία δεν αναπτύσσονται πλαστικές αρθρώσεις η οριακή τιμή του a_{cr} για την οποία αγνοούμε τα φαινόμενα 2^{ος} τάξεως είναι ίση με 10.

Απ' το σχήμα της πρώτης ιδιομορφής λυγισμού διαπιστώνουμε αν το σύστημα αστοχεί λόγω φαινομένων P-Δ (λυγισμός από μετάθεση), ή αν αστοχεί λόγω φαινομένων P-δ (αμετάθετο σύστημα). Η μεταθετότητα ή όχι του συστήματος είναι καθοριστική για τον υπολογισμό του συντελεστή ισοδύναμου μήκους λυγισμού κατά τον έλεγχο σε λυγισμό των μεμονομένων μελών.

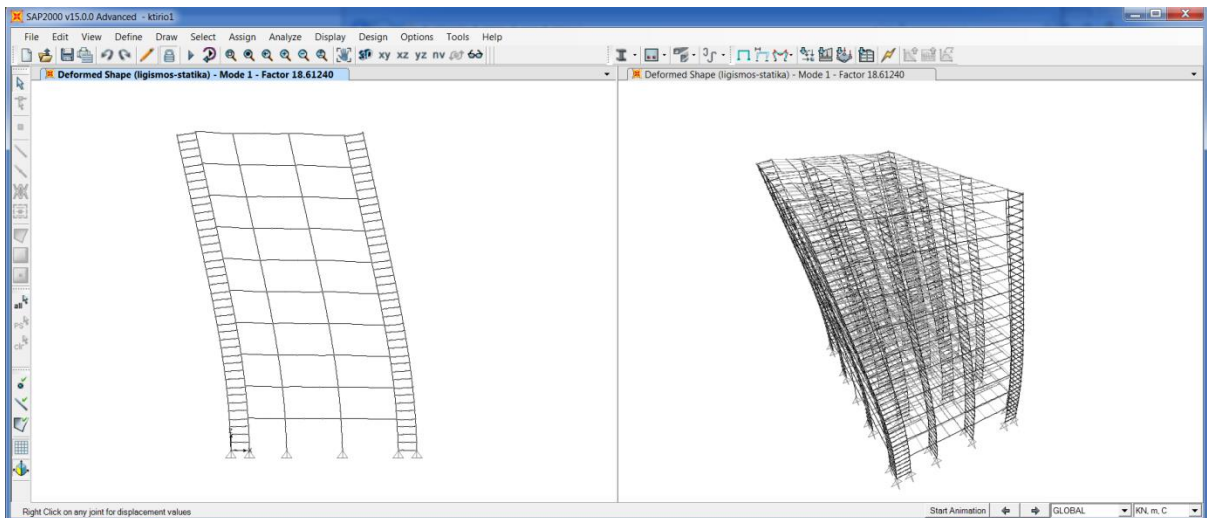
Για τα τρία εξεταζόμενα κτίρια η ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού πραγματοποιήθηκε στο πρόγραμμα SAP. Και στις τρεις περιπτώσεις οι κρίσιμες (δηλ. οι πρώτες) ιδιομορφές λυγισμού, όπως ήταν αναμενόμενο είναι τύπου P-Δ. Οι συντελεστές a_{cr} για τα τρία κτίρια δίνονται στον πίνακα 9.2.

	a_{cr}	Ιδιομορφή λυγισμού τύπου
Κτίριο 1	18.612	P-Δ
Κτίριο 2	18.56	P-Δ
Κτίριο 3	17.9	P-Δ

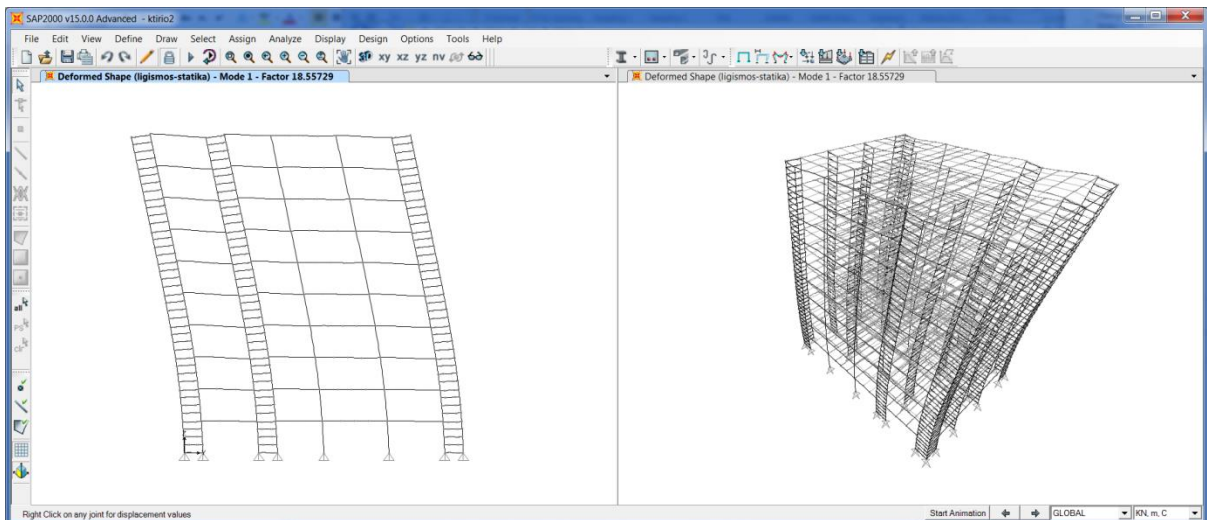
Πίνακας 9.2: Ιδιομορφικοί συντελεστές λυγισμού για το βασικό στατικό συνδυασμό

Είναι εμφανές ότι για το κτίριο 3, το οποίο έχει τις λιγότερες διατάξεις fuseis, ο συντελεστής a_{cr} λαμβάνει μικρότερη τιμή σε σχέση με τα άλλα δύο κτίρια. Βάσει των a_{cr} που προκύπτουν δεν απαιτείται επαύξηση των φορτίων του στατικού συνδυασμού.

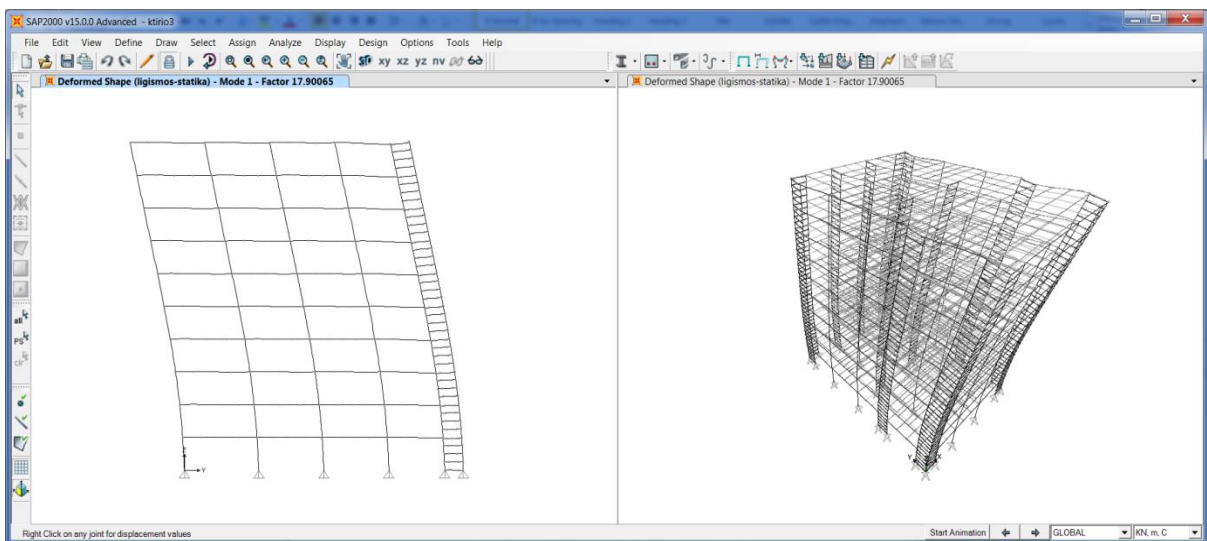
Όπως αναφέρθηκε οι κρίσιμες ιδιομορφές και για τα τρία κτίρια είναι τύπου P-Δ (λυγισμός από μετάθεση) και επομένως, ποιοτικά έχουν την ίδια μορφή. Στα σχήματα 9.1 έως 9.3 φαίνονται οι κρίσιμες ιδιομορφές λυγισμού για τα τρία κτίρια:



Σχήμα 9.1: Κρίσιμη ιδιομορφή λυγισμού για το βασικό στατικό συνδυασμό για το κτίριο 1



Σχήμα 9.2: Κρίσιμη ιδιομορφή λυγισμού για το βασικό στατικό συνδυασμό για το κτίριο 2



Σχήμα 9.3: Κρίσιμη ιδιομορφή λυγισμού για το βασικό στατικό συνδυασμό για το κτίριο 3

Σεισμικός συνδυασμός:

Τα φαινόμενα 2^{ας} τάξεως λόγω των φορτίων του σεισμικού συνδυασμού είναι τύπου P-Δ και η επιρροή τους προσδιορίζεται με βάση την τιμή του προσαυξητικού συντελεστή $1/(1-\theta)$ όπου το θ υπολογίζεται ως εξής:

$\theta=1/(a_{cr}/q)$ όπου:

- το a_{cr} υπολογίζεται μέσω της ιδιομορφικής ανάλυσης λυγισμού από την κρίσιμη ιδιομορφή λυγισμού για τα στατικά φορτία του σεισμικού συνδυασμού τα οποία είναι τα εξής:
 $G+SDL+0.3 L_{storey}+0.3*\phi* L_{roof}$
- $q=5$

Τα φαινόμενα P-Δ λόγω των σεισμικών φορτίων λαμβάνονται υπόψη κατά τον ακόλουθο τρόπο:

- $\theta \leq 0.1$: Τα φαινόμενα P-Δ αγνοούνται
- $0.1 \leq \theta \leq 0.2$: Τα σεισμικά μεγέθη προσαυξάνονται με τον συντελεστή $1/(1-\theta)$
- $0.2 \leq \theta \leq 0.3$: Απαιτείται ανάλυση 2^{ας} τάξεως
- Δεν επιτρέπονται τιμές του θ μεγαλύτερες από 0.3

Σε κάθε κτίριο υπολογίστηκαν οι τιμές $1/(1-\theta)$. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον πίνακα 9.3.

	a_{cr}	$a_{cr}/5$	θ	$1/(1-\theta)$
Κτίριο 1	32.72	6.544	0.152	1.179
Κτίριο 2	32.54	6.508	0.153	1.18
Κτίριο 3	31.51	6.302	0.158	1.187

Πίνακας 9.3: Προσαυξητικοί συντελεστές λόγω φαινόμενων P-Δ για τα σεισμικά φορτία

Οι κρίσιμες ιδιομορφές λυγισμού, ποιοτικά είναι όμοιες με τις αντίστοιχες απ' το στατικό συνδυασμό.

Όπως προκύπτει απ' τις τιμές του θ , θα πρέπει σε κάθε κτίριο να προσαυξηθούν τα σεισμικά φορτία. Η προσαύξηση αυτή επιτυγχάνεται πολλαπλασιάζοντας τη σεισμική δράση του σεισμικού συνδυασμού με το τον όρο $1/(1-\theta)$. Έτσι, για τα εξεταζόμενα κτίρια προκύπτουν οι παρακάτω σεισμικοί συνδυασμοί:

Κτίριο 1: $G+SDL+0.3 L_{storey}+0.3*\phi* L_{roof}+1.179E$

Κτίριο 2: $G+SDL+0.3 L_{storey}+0.3*\phi* L_{roof}+1.18E$

Κτίριο 3: $G+SDL+0.3 L_{storey}+0.3*\phi* L_{roof}+1.187E$

9.3 Ιδιομορφική ανάλυση

Για τον υπολογισμό της έντασης που εισάγει ο σεισμός χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος της επαλληλίας των ιδιομορφών. Για την επαλληλία των ιδιομορφών σε κάθε διεύθυνσης σεισμική διέγερση χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος CQC ενώ για τη χωρική επαλληλία χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος SRSS. Σε κάθε διεύθυνση χρησιμοποιήθηκε το φάσμα σχεδιασμού του EC8 για $q=5$ και για απόσβεση 4% ενώ σε κάθε διάφραγμα θεωρήθηκαν λόγοι εκκεντρότητας ίσοι με $e_x=e_y=0.05$.

Για την ιδιομορφική ανάλυση χρησιμοποιήθηκαν οι 14 πρώτες ιδιομορφές. Από τους πίνακες 9.4 έως 9.6 προκύπτουν τα εξής:

- Κάθε ιδιομορφή με ενεργή ιδιομορφική μάζα μεγαλύτερη του 5% της συνολικής μάζας (έστω και για μία μόνο διεύθυνση) έχει ληφθεί υπόψη.

- Για κάθε διεύθυνση το σύνολο των ενεργών ιδιομορφικών μαζών των 14 πρώτων ιδιομορφών ξεπερνά το 90% της συνολικής μάζας.

Οι πρώτες τρεις ιδιοπερίοδοι των κτιρίων είναι σχεδόν ίδιες. Το αποτέλεσμα αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι τα τρία κτίρια, παρόμοιας μάζας, έχουν σχεδιαστεί κατά τέτοιο τρόπο ώστε να έχουν σχεδόν τις ίδιες μετακινήσεις (βάσει ιδιομορφικής ανάλυσης) και επομένως θα έχουν και παραπλήσιες δυσκαμψίες.

Για κάθε κτίριο δίνονται οι πίνακες με τις ιδιοπεριόδους και ποσοστά των ιδιομορφικών μαζών σε κάθε διεύθυνση για τις 14 πρώτες ιδιομορφές.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	1.696	68.204	0.444	0.000	68.204	0.444	0.000	0.638	97.925	0.000	0.638	97.925	0.000
2	1.692	0.445	68.162	0.000	68.649	68.606	0.000	97.904	0.639	0.004	98.542	98.564	0.004
3	1.146	0.000	0.005	0.000	68.649	68.611	0.000	0.006	0.000	69.761	98.548	98.564	69.765
4	0.423	0.008	19.248	0.000	68.657	87.860	0.000	1.295	0.001	0.001	99.843	98.565	69.766
5	0.412	19.388	0.008	0.000	88.045	87.868	0.000	0.001	1.283	0.001	99.843	99.848	69.767
6	0.312	0.004	0.000	0.000	88.049	87.868	0.000	0.000	0.000	17.946	99.843	99.848	87.713
7	0.201	0.000	6.050	0.000	88.049	93.918	0.000	0.133	0.000	0.002	99.976	99.848	87.715
8	0.195	5.962	0.000	0.000	94.010	93.918	0.000	0.000	0.128	0.014	99.976	99.975	87.729
9	0.157	0.005	0.002	0.000	94.015	93.920	0.000	0.000	0.000	6.018	99.976	99.976	93.746
10	0.118	0.000	2.795	0.000	94.015	96.715	0.000	0.019	0.000	0.001	99.995	99.976	93.748
11	0.116	2.780	0.000	0.000	96.796	96.715	0.000	0.000	0.019	0.003	99.995	99.995	93.750
12	0.095	0.001	0.002	0.000	96.796	96.717	0.000	0.000	0.000	2.753	99.995	99.995	96.503
13	0.078	0.000	1.436	0.000	96.796	98.153	0.000	0.004	0.000	0.004	99.999	99.995	96.507
14	0.077	1.380	0.000	0.000	98.177	98.153	0.000	0.000	0.004	0.001	99.999	99.999	96.508

Πίνακας 9.4: Ποσοστά ενεργών ιδιομορφικών μαζών και ιδιοπερίοδοι κτιρίου 1, για τις πρώτες 14 ιδιομορφές

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	1.707	0.049	69.326	0.000	0.049	69.326	0.000	98.671	0.070	0.004	98.671	0.070	0.004
2	1.691	69.279	0.049	0.000	69.328	69.376	0.000	0.070	98.666	0.001	98.741	98.736	0.004
3	1.113	0.001	0.004	0.000	69.330	69.379	0.000	0.005	0.001	70.572	98.745	98.738	70.576
4	0.436	0.010	18.974	0.000	69.339	88.354	0.000	1.127	0.001	0.000	99.872	98.738	70.576
5	0.426	19.011	0.010	0.000	88.350	88.364	0.000	0.001	1.129	0.000	99.873	99.867	70.577
6	0.313	0.003	0.000	0.000	88.353	88.364	0.000	0.000	0.000	17.532	99.873	99.867	88.108
7	0.205	0.001	5.915	0.000	88.354	94.279	0.000	0.109	0.000	0.002	99.982	99.867	88.110
8	0.201	5.912	0.000	0.000	94.265	94.279	0.000	0.000	0.114	0.008	99.982	99.981	88.118
9	0.157	0.001	0.001	0.000	94.267	94.280	0.000	0.000	0.000	5.919	99.982	99.981	94.037
10	0.119	0.000	2.688	0.000	94.267	96.968	0.000	0.015	0.000	0.001	99.996	99.981	94.038
11	0.118	2.707	0.000	0.000	96.974	96.968	0.000	0.000	0.016	0.000	99.996	99.996	94.038
12	0.093	0.000	0.002	0.000	96.974	96.970	0.000	0.000	0.000	2.671	99.996	99.996	96.709
13	0.078	0.000	1.352	0.000	96.974	98.322	0.000	0.003	0.000	0.003	99.999	99.996	96.712
14	0.077	1.335	0.000	0.000	98.309	98.322	0.000	0.000	0.003	0.000	99.999	99.999	96.712

Πίνακας 9.5: Ποσοστά ενεργών ιδιομορφικών μαζών και ιδιοπερίοδοι κτιρίου 2, για τις πρώτες 14 ιδιομορφές

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	1.734	0.027	69.156	0.000	0.027	69.156	0.000	98.649	0.038	0.000	98.649	0.038	0.000
2	1.712	69.021	0.027	0.000	69.047	69.183	0.000	0.038	98.624	0.001	98.687	98.662	0.001
3	1.044	0.001	0.000	0.000	69.048	69.183	0.000	0.000	0.001	70.171	98.687	98.663	70.171
4	0.422	0.020	19.664	0.000	69.068	88.847	0.000	1.192	0.001	0.000	99.879	98.664	70.172
5	0.412	19.391	0.021	0.000	88.459	88.868	0.000	0.001	1.195	0.002	99.880	99.859	70.174
6	0.280	0.012	0.001	0.000	88.470	88.869	0.000	0.000	0.000	18.356	99.880	99.859	88.530
7	0.197	0.009	5.746	0.000	88.479	94.615	0.000	0.105	0.000	0.000	99.985	99.859	88.530
8	0.194	5.868	0.008	0.000	94.348	94.623	0.000	0.000	0.120	0.036	99.985	99.979	88.566
9	0.141	0.012	0.000	0.000	94.360	94.623	0.000	0.000	0.000	5.623	99.985	99.979	94.189
10	0.117	0.000	2.526	0.000	94.360	97.148	0.000	0.012	0.000	0.000	99.997	99.979	94.189
11	0.116	2.647	0.000	0.000	97.007	97.148	0.000	0.000	0.017	0.011	99.997	99.996	94.200
12	0.087	0.009	0.000	0.000	97.016	97.149	0.000	0.000	0.000	2.546	99.997	99.996	96.746
13	0.078	0.000	1.269	0.000	97.017	98.417	0.000	0.002	0.000	0.002	99.999	99.996	96.748
14	0.077	1.320	0.000	0.000	98.337	98.418	0.000	0.000	0.003	0.009	99.999	99.999	96.757

Πίνακας 9.6: Ποσοστά ενεργών ιδιομορφικών μαζών και ιδιοπερίοδοι κτιρίου 3,για τις πρώτες 14 ιδιομορφές

Από την ιδιομορφική ανάλυση,για τη σεισμική δράση,προκύπτει για κάθε εντατικό μέγεθος ή μετακίνηση,κάποια (πιθανή)ακραία μή προσημασμένη τιμή.Συνυπολογίζοντας τη συμβολή των στατικών φορτίων του σεισμικού συνδυασμού,και εφαρμόζοντας στην ακραία σεισμική τιμή του μεγέθους θετικό ή αρνητικό πρόσημο, προκύπτουν για κάθε μέγεθος μια μέγιστη και μια ελάχιστη τιμή.

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY1	C14	SEISMIKOS MAX	1.595	-1735.42	-0.81	115.98	0.808	193.062	3.474
STORY1	C14	SEISMIKOS MIN	1.595	-1735.44	-2.18	-121.04	-0.712	-184.984	1.298

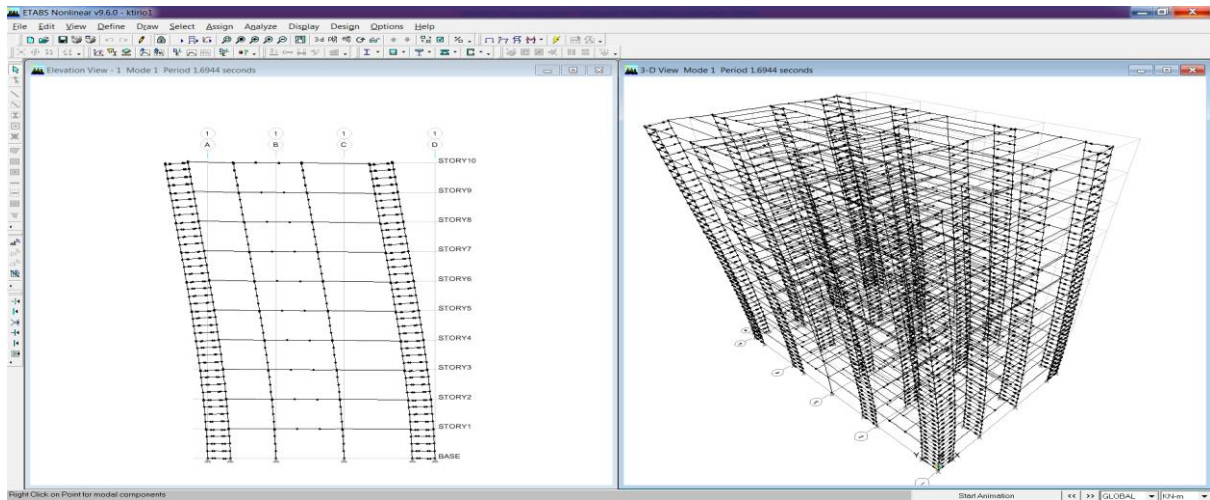
Πίνακας 9.7: Μέγιστες και ελάχιστες τιμές για τα εντατικά μεγέθη σεισμικού συνδυασμού σε διατομή στύλου

Για τις μετακινήσεις οι μέγιστες και ελάχιστες τιμές απόκρισης αρκούν για τους απαιτούμενους ελέγχους.Για τα εντατικά μεγέθη όμως μιας διατομής των οποίων οι ακραίες τιμές δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα,και δεδομένου ότι στο κριτήριο ελέγχου συνυπάρχουν ροπές,τέμνουσες και αξονικές, θα πρέπει να εξεταστεί ένα πλήθος περιπτώσεων συνδυασμού μέγιστων και ελάχιστων τιμών για κάθε εντατικό μέγεθος.Στο Etabs θεωρούνται 8 τέτοιες περιπτώσεις.

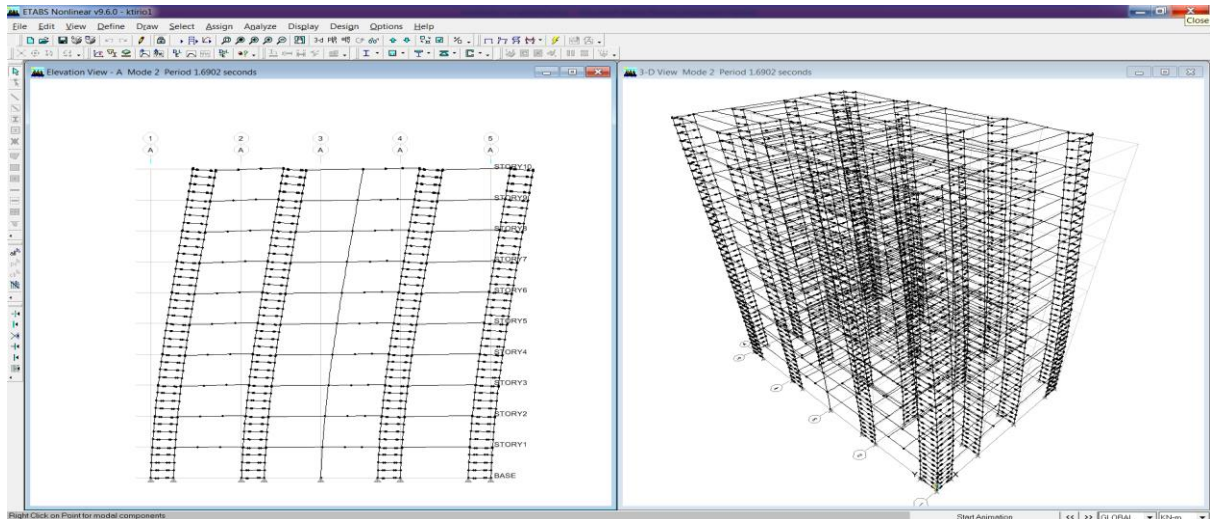
Story	Column	Combo	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY1	C14	SEISMIKOS-1	1.595	-1735.42	-2.18	-121.04	0.808	-184.984	1.298
STORY1	C14	SEISMIKOS-2	1.595	-1735.42	-0.81	-121.04	0.808	193.062	1.298
STORY1	C14	SEISMIKOS-3	1.595	-1735.42	-2.18	115.98	0.808	-184.984	3.474
STORY1	C14	SEISMIKOS-4	1.595	-1735.42	-0.81	115.98	0.808	193.062	3.474
STORY1	C14	SEISMIKOS-5	1.595	-1735.44	-2.18	-121.04	-0.712	-184.984	1.298
STORY1	C14	SEISMIKOS-6	1.595	-1735.44	-0.81	-121.04	-0.712	193.062	1.298
STORY1	C14	SEISMIKOS-7	1.595	-1735.44	-2.18	115.98	-0.712	-184.984	3.474
STORY1	C14	SEISMIKOS-8	1.595	-1735.44	-0.81	115.98	-0.712	193.062	3.474

Πίνακας 9.8: Εξεταζόμενες περιπτώσεις μέγιστων και ελάχιστων τιμών εντατικών μεγεθών σεισμικού συνδυασμού,σε διατομή στύλου

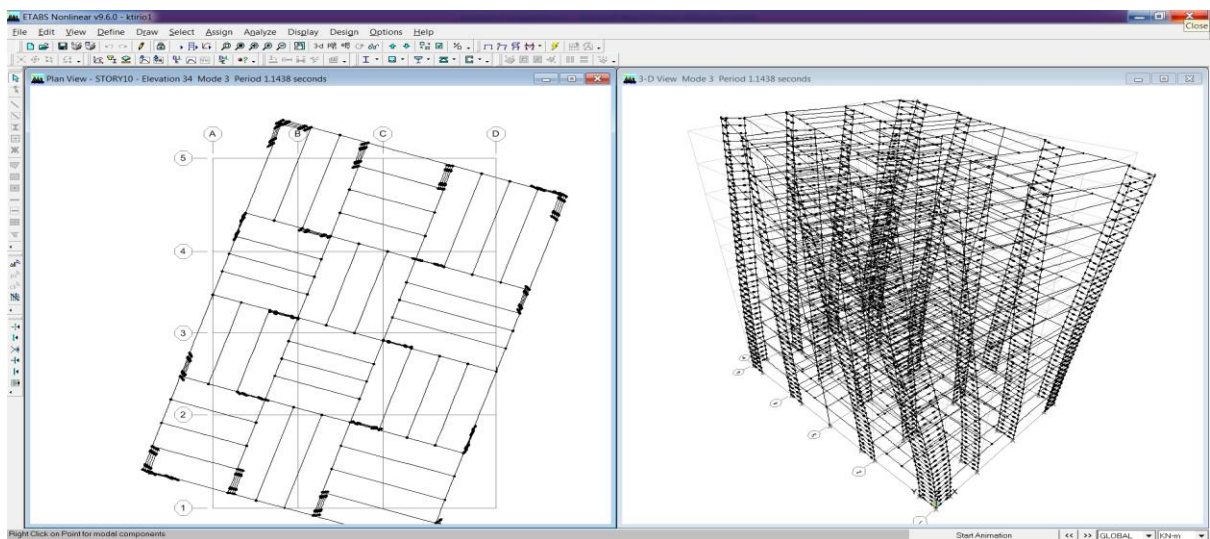
Στα σχήματα 9.4 έως 9.12 φαίνονται οι μορφές των τριών πρώτων ιδιομορφών για κάθε κτίριο.



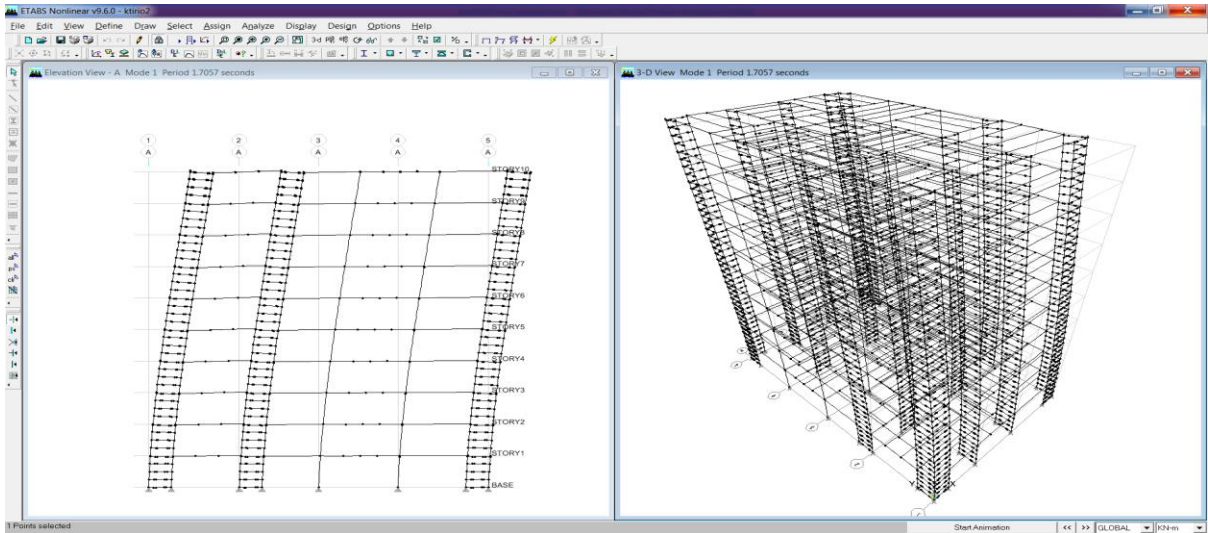
Σχήμα 9.4: Κτίριο1- $T_1=T_x=1.6963\text{sec}$



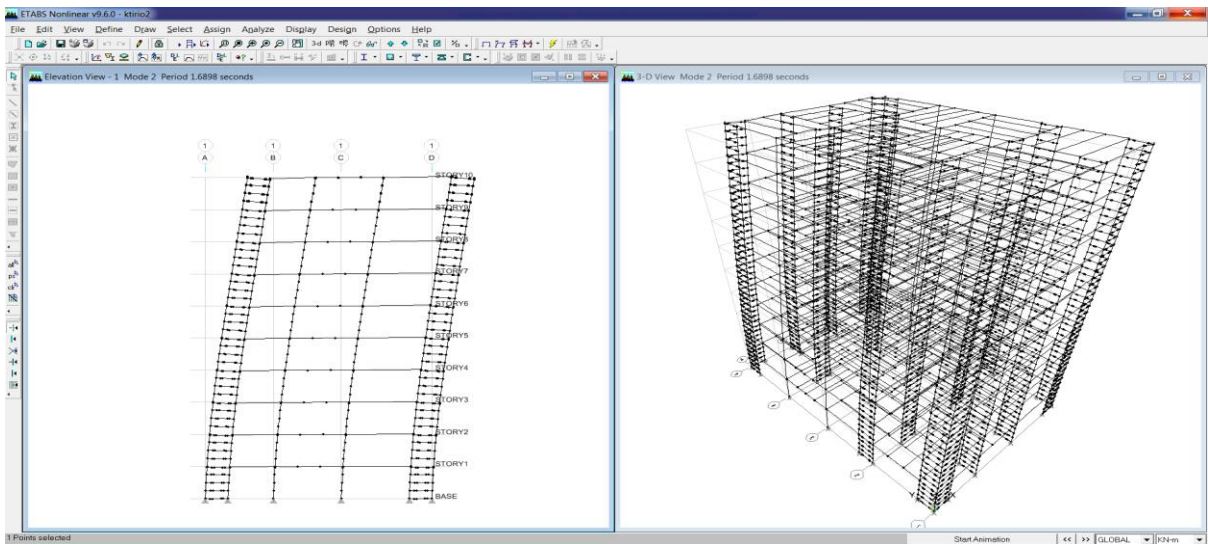
Σχήμα 9.5: Κτίριο1- $T_2=T_y=1.6921\text{sec}$



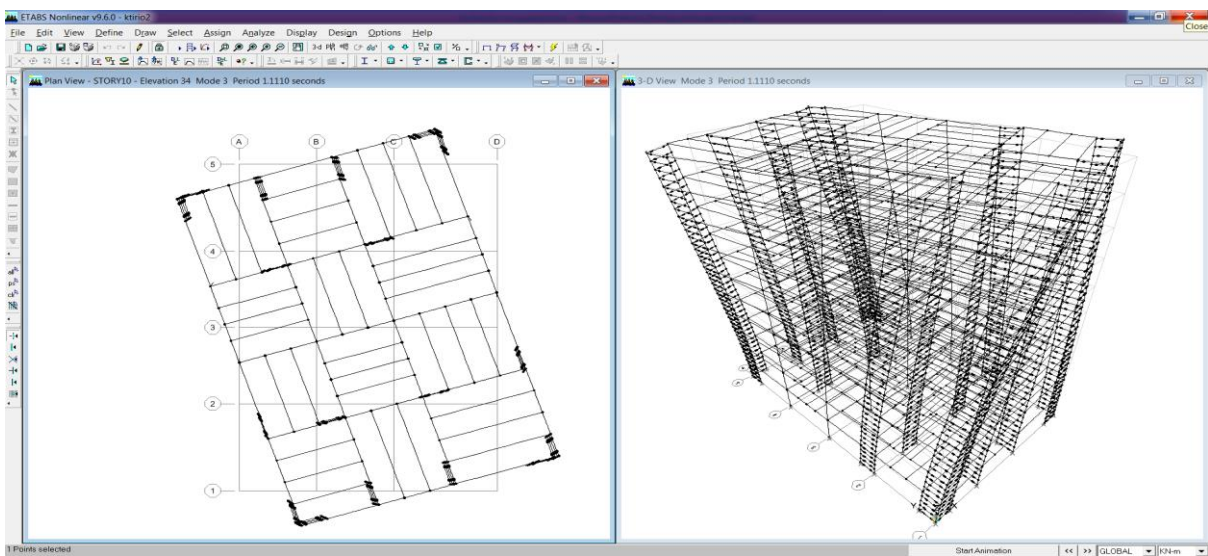
Σχήμα 9.6: Κτίριο1- $T_3=T_\theta=1.1457\text{sec}$



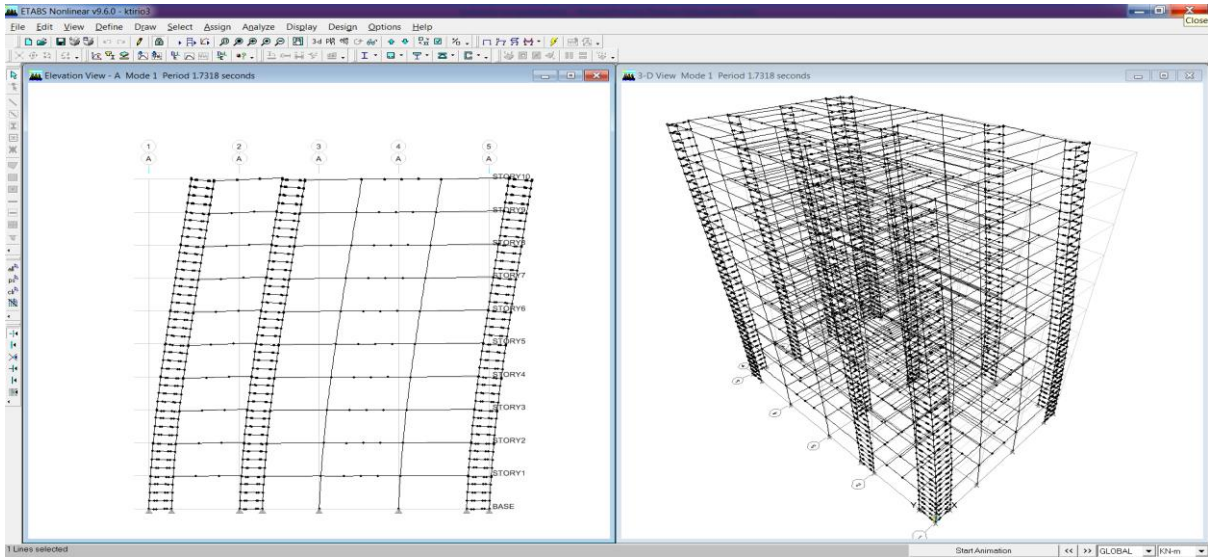
Σχήμα 9.7: Κτίριο2- $T_1=T_y=1.7073\text{sec}$



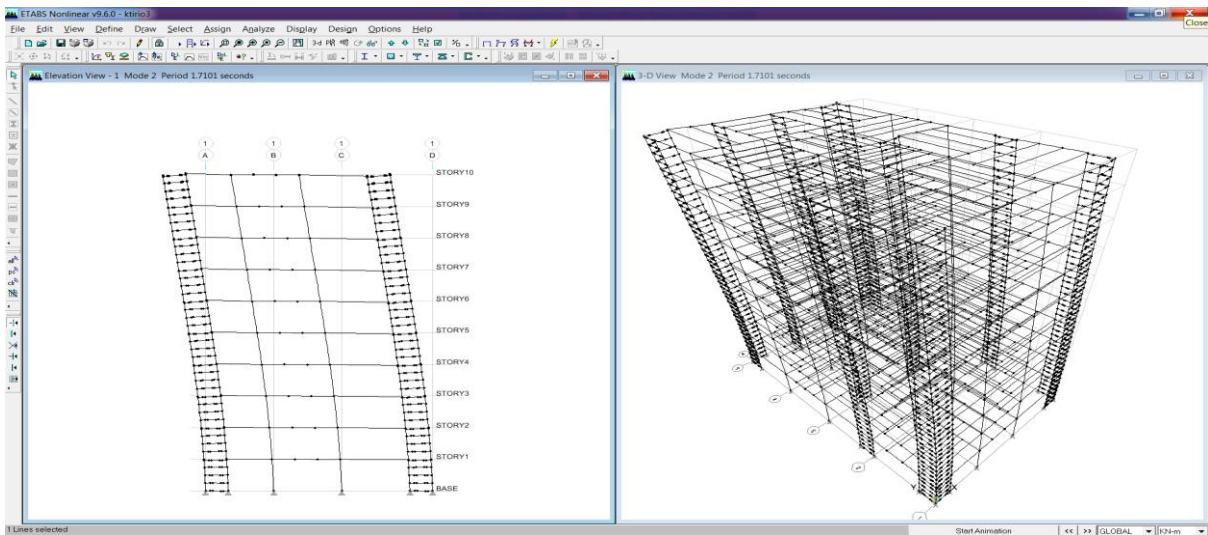
Σχήμα 9.8: Κτίριο2- $T_2=T_x=1.6914\text{sec}$



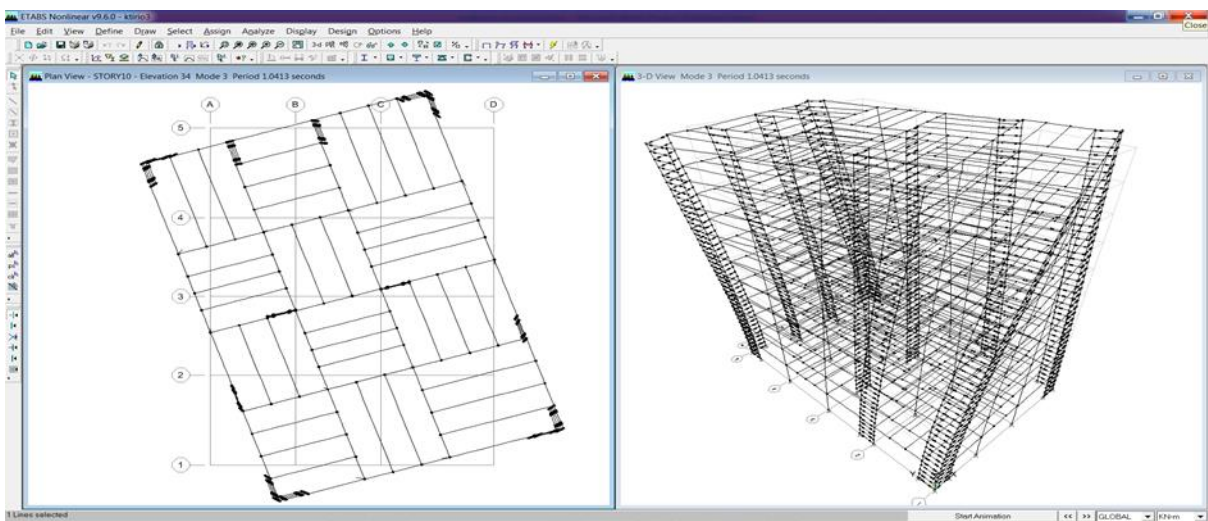
Σχήμα 9.9: Κτίριο2- $T_3=T_\theta=1.1128\text{sec}$



Σχήμα 9.10: Κτίριο3- $T_1=T_\gamma=1.7338\text{sec}$



Σχήμα 9.11: Κτίριο3- $T_2=T_x=1.7120\text{sec}$



Σχήμα 9.12: Κτίριο3- $T_3=T_\theta=1.0436\text{sec}$

Είναι εμφανές ότι στις δύο πρώτες ιδιομορφές των κτιρίων, τα ϕ_{11} και ϕ_{12} , πάνω απ'τον 3^ο-4^ο όροφο μεταβάλλονται σχεδόν γραμμικά καθώς αυξάνεται το ύψος. Επίσης απ'τα ιδιοδιανύσματα των δύο πρώτων ιδιομορφών, όπως φαίνεται στον πίνακα 9.9, οι στροφές των διαφραγμάτων είναι πολύ μικρές και επομένως αποδεικνύεται ότι η απώλεια συμμετρικότητας των διατάξεων του συστήματος fuseis ως προς x και y είναι όντως αμελητέα.

Story	Mode	Κτίριο 1			Κτίριο 2			Κτίριο 3		
		UX	UY	RZ	UX	UY	RZ	UX	UY	RZ
STORY10	1	-0.025	0.002	0.000	0.001	-0.025	-0.00001	0.0005	-0.025	0
STORY9	1	-0.022	0.002	0.000	0.001	-0.022	-0.00001	0.0004	-0.0219	0
STORY8	1	-0.019	0.002	0.000	0.001	-0.019	-0.00001	0.0004	-0.0188	0
STORY7	1	-0.016	0.001	0.000	0.000	-0.016	-0.00001	0.0003	-0.0157	0
STORY6	1	-0.013	0.001	0.000	0.000	-0.013	-0.00001	0.0002	-0.0126	0
STORY5	1	-0.010	0.001	0.000	0.000	-0.010	-0.00001	0.0002	-0.0097	0
STORY4	1	-0.007	0.001	0.000	0.000	-0.007	0	0.0001	-0.007	0
STORY3	1	-0.005	0.000	0.000	0.000	-0.005	0	0.0001	-0.0046	0
STORY2	1	-0.003	0.000	0.000	0.000	-0.003	0	0	-0.0026	0
STORY1	1	-0.001	0.000	0.000	0.000	-0.001	0	0	-0.001	0
STORY10	2	-0.002	-0.025	0.000	-0.025	-0.001	-0.00001	0.025	0.0005	0.00001
STORY9	2	-0.002	-0.022	0.000	-0.022	-0.001	-0.00001	0.0219	0.0004	0
STORY8	2	-0.002	-0.019	0.000	-0.019	-0.001	-0.00001	0.0188	0.0004	0
STORY7	2	-0.001	-0.016	0.000	-0.016	0.000	-0.00001	0.0157	0.0003	0
STORY6	2	-0.001	-0.0125	-0.00001	-0.0125	-0.0003	0	0.0126	0.0002	0
STORY5	2	-0.0008	-0.0095	-0.00001	-0.0097	-0.0003	0	0.0097	0.0002	0
STORY4	2	-0.0006	-0.0068	0	-0.007	-0.0002	0	0.007	0.0001	0
STORY3	2	-0.0004	-0.0044	0	-0.0046	-0.0001	0	0.0045	0.0001	0
STORY2	2	-0.0002	-0.0025	0	-0.0026	-0.0001	0	0.0025	0.0001	0
STORY1	2	-0.0001	-0.001	0	-0.001	0	0	0.001	0	0

Πίνακας 9.9: Ιδιοδιανύσματα δύο πρώτων ιδιομορφών για κάθε κτίριο

9.4 Έλεγχος μετακινήσεων

Βάσει του κανονισμού (EC8) θα πρέπει σε κάθε όροφο να ισχύει το εξής:

$d_r \cdot v \leq 0.0075 \cdot h$ όταν το κτίριο φέρει πλάστιμα διαχωριστικά

$d_r \cdot v \leq 0.005 \cdot h$ όταν το κτίριο φέρει μη πλάστιμα διαχωριστικά

όπου

d_r : η μέγιστη σχετική μετακίνηση των διαφραγμάτων του ορόφου για τα αναμενόμενα σεισμικά φορτία

$v=0.5$

$h=3.4\text{m}$ (ύψος ορόφου)

Στα εξεταζόμενα κτίρια καθορίζεται ως μέγιστη επιτρεπόμενη σχετική μετακίνηση η $d_r=0.039$.

Οι μέγιστες αναμενόμενες σχετικές μετακινήσεις υπολογίζονται βάσει της παραδοχής ότι οι μετακινήσεις για ανελαστική απόκριση είναι ίσες με εκείνες που θα είχε το κτίριο στην θεωρητική περίπτωση ελαστικής απόκρισης. Επομένως για τον υπολογισμό των μέγιστων σχετικών μετακινήσεων d_r καθώς και των μέγιστων μετακινήσεων D των ορόφων χρησιμοποιούνται για κάθε κτίριο οι παρακάτω συνδυασμοί φορτίσεων:

Κτίριο1: $G+SDL+0.3 * L_{storey}+0.3 * \phi * L_{roof}+E$

Κτίριο2: $G+SDL+0.3 * L_{storey}+0.3 * \phi * L_{roof}+E$

Κτίριο3: $G+SDL+0.3 * L_{storey}+0.3 * \phi * L_{roof}+E$

όπου ως φάσμα απόκρισης της σεισμικής δράσης E έχει ληφθεί το φάσμα σχεδιασμού του EC8 για $q=1$. Οι προσαυθητικοί συντελεστές λόγω φαινομένων 2^{ας} τάξεως είναι ίσοι με 1 δεδομένου ότι για $q=1$, προκύπτει $\theta < 0.1$. Επίσης λαμβάνονται υπόψη και οι λόγοι εκκεντρότητας e_{c_x} και e_{c_y} .

Λόγω της προσδιδόμενης εκκεντρότητας $e_{c_x}=e_{c_y}=0.05$ τα διαφράγματα στρέφονται περι το κέντρο βάρους τους και επομένως οι ακραίες τιμές των d_r και D κατα x και y υπολογίζονται για εκείνα σημεία των ορόφων που δίνουν τις δυσμενέστερες τιμές.

Ακολούθως, δίνονται τα d_r και D σε πινακοποιημένη μορφή και σε διαγράμματα για τα τρία κτίρια.

Κτίριο 1	Μέγιστες σχετικές μετακινήσεις ορόφων		Μέγιστες απόλυτες μετακινήσεις ορόφων	
	d_{r_x}	d_{r_y}	D_x	D_y
Όροφος				
10	0.038631	0.037314	0.289483	0.277523
9	0.038208	0.037071	0.252587	0.24207
8	0.036774	0.035961	0.216285	0.20704
7	0.035543	0.034433	0.181255	0.173028
6	0.033893	0.032575	0.147159	0.140288
5	0.031543	0.030107	0.114419	0.108906
4	0.028414	0.026796	0.08363	0.079644
3	0.024123	0.022914	0.055725	0.053265
2	0.018901	0.018104	0.031722	0.030534
1	0.013119	0.012493	0.012892	0.012468

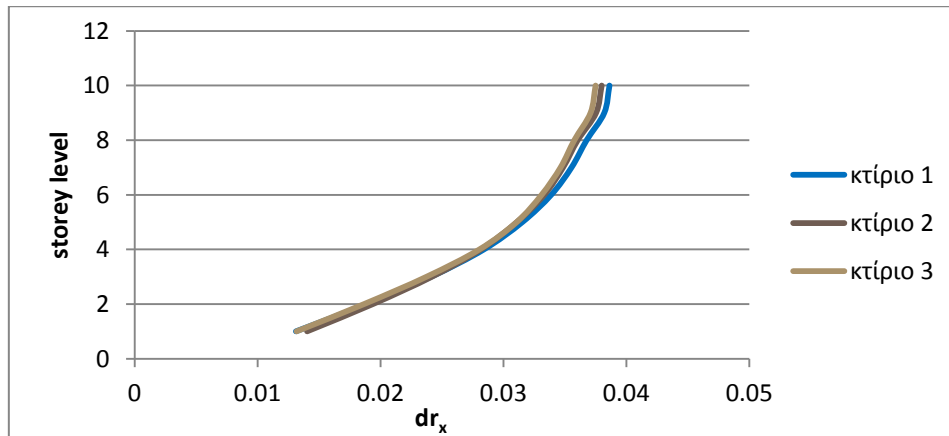
Πίνακας 9.10: Μέγιστες, σχετικές και απόλυτες μετακινήσεις ορόφων σε κάθε διεύθυνση για το κτίριο 1

Κτίριο 2	Μέγιστες σχετικές μετακινήσεις ορόφων		Μέγιστες απόλυτες μετακινήσεις ορόφων	
	d_{r_x}	d_{r_y}	D_x	D_y
Όροφος				
10	0.037997	0.037138	0.286102	0.277627
9	0.037542	0.036809	0.250000	0.242542
8	0.036043	0.035602	0.214576	0.207966
7	0.034850	0.034049	0.180508	0.174492
6	0.033325	0.032283	0.147288	0.142203
5	0.031096	0.029989	0.115254	0.111271
4	0.028171	0.026978	0.085000	0.082203
3	0.024186	0.023374	0.057288	0.055678
2	0.019389	0.018875	0.033305	0.032542
1	0.014030	0.013684	0.013898	0.013644

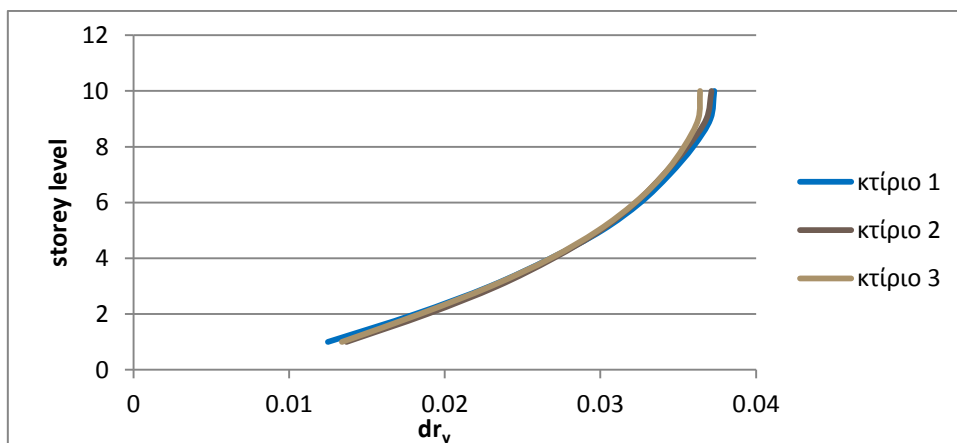
Πίνακας 9.11: Μέγιστες, σχετικές και απόλυτες μετακινήσεις ορόφων σε κάθε διεύθυνση για το κτίριο 2

Κτίριο 3	Μέγιστες σχετικές μετακινήσεις ορόφων		Μέγιστες απόλυτες μετακινήσεις ορόφων	
	dr_x	dr_y	D_x	D_y
Όροφος				
10	0.03750	0.03640	0.28315	0.27346
9	0.03709	0.03629	0.24735	0.23917
8	0.03577	0.03537	0.21213	0.20497
7	0.03465	0.03405	0.17810	0.17169
6	0.03311	0.03223	0.14507	0.13951
5	0.03108	0.02986	0.11314	0.10868
4	0.02805	0.02680	0.08281	0.07987
3	0.02375	0.02297	0.05527	0.05383
2	0.01867	0.01840	0.03168	0.03134
1	0.01317	0.01339	0.01306	0.01323

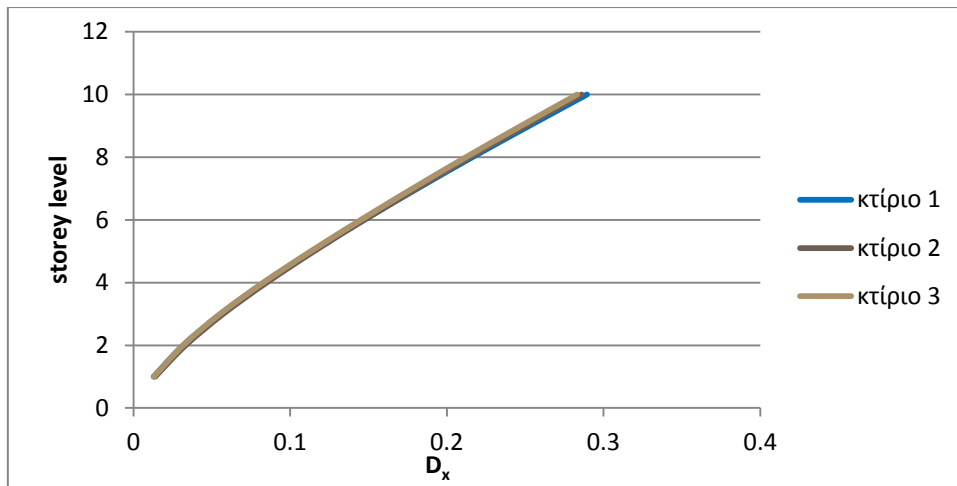
Πίνακας 9.12: Μέγιστες, σχετικές και απόλυτες μετακινήσεις ορόφων σε κάθε διεύθυνση για το κτίριο 3



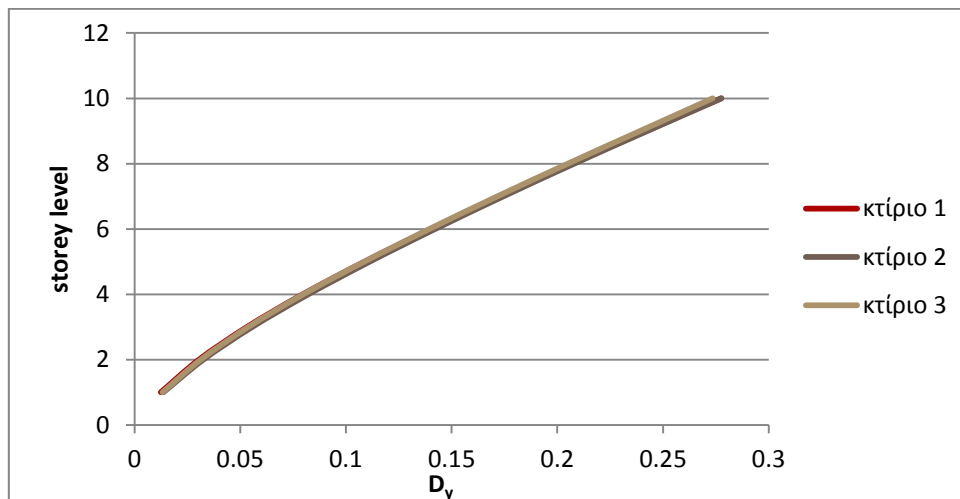
Σχήμα 9.13: Μέγιστες σχετικές μετακινήσεις ορόφων κατά x



Σχήμα 9.14: Μέγιστες σχετικές μετακινήσεις ορόφων κατά y



Σχήμα 9.15: Μέγιστες απόλυτες μετακινήσεις ορόφων κατα x



Σχήμα 9.16: Μέγιστες απόλυτες μετακινήσεις ορόφων κατα y

Οι μετακινήσεις των κτιρίων, όπως υπολογίστηκαν από την ιδιομορφική ανάλυση εκτός του ότι δεν υπερβαίνουν τις μέγιστες επιτρεπόμενες, είναι μεταξύ τους σχεδόν ίσες. Αυτό άλλωστε, όπως αναφέρθηκε και στην εισαγωγή, είναι και ένα από τα προσπατούμενα για τη σύγκριση των τριών κτιρίων.

Για να είναι δυνατή η σύγκριση των μετακινήσεων των ιδιομορφικών αναλύσεων με εκείνες των στατικών ανελαστικών αναλύσεων (Push-Over) θα πρέπει να προηγηθούν σε αυτό το κεφάλαιο ορισμένοι ακόμα υπολογισμοί σχετικά με τις μετακινήσεις. Συγκεκριμένα θα πρέπει για σεισμικά φορτία σε μια μόνο διεύθυνση κάθε φορά, για $q=1$ και με $e_{c_x}=e_{c_y}=0$ να υπολογιστεί η μέγιστη αναμενόμενη μετακίνηση κορυφής στην αντίστοιχη διεύθυνση (θεωρώντας και πάλι ότι οι ανελαστικές μετακινήσεις είναι ίσες με τις εκείνες για θεωρητικά ελαστική απόκριση του κτιρίου). Δεδομένου ότι αφαιρέσαμε την εκκεντρότητα που είχαμε προσδώσει στους προηγούμενους υπολογισμούς, οι διαφορές των μετακινήσεων των σημείων του τελευταίου διαφράγματος είναι αμελητέες. Έτσι για τη μέτρηση της μετακίνησης επιλέγεται τυχαία το σημείο με συντεταγμένες $x=2, y=0$ και το ίδιο σημείο θα επιλεγεί στις αναλύσεις Push-Over για τον έλεγχο μετακίνησης. Τα αποτελέσματα συνοψίζονται στον πίνακα 9.13:

	$D_{x,top}(m)$	$D_{y,top}(m)$
Κτίριο 1	0.249	0.246
Κτίριο 2	0.249	0.25
Κτίριο 3	0.251	0.253

Πίνακας 9.13: Μέγιστες μετακινήσεις κορυφής σε κάθε διεύθυνση για σεισμικά φορτία στην αντίστοιχη μόνο διεύθυνση, με $q=1, ecc_x=ecc_y=0$.

Δεδομένου ότι για $q=1$ προκύπτει $\theta < 0.1$ δεν επέρχεται κάποια προσαύξηση λόγω φαινομένων P- Δ .

9.5 Ποσοστά εκμετάλλευσης

Απ' τις αναλύσεις για τους δύο χρησιμοποιούμενους για ελέγχους αντοχής, συνδυασμούς φορτίσεων, τον βασικό στατικό συνδυασμό και τον σεισμικό συνδυασμό υπολογίζονται τα ποσοστά εκμετάλλευσης των διατομών των μεταλλικών στοιχείων. Δεν καταγράφονται τα αντίστοιχα ποσοστά για τα σύμμικτα δοκάρια. Ο σεισμικός συνδυασμός συμπεριλαμβάνει την προσαύξηση λόγω φαινομένων 2^{ας} τάξεως ενώ ο βασικός στατικός συνδυασμός λόγω των φορτίων για τις αρχικές ατέλειες δίνει τέσσερις στατικούς συνδυασμούς διαφορετικούς ανάλογα με την φορά των φορτίων κατά x και y. Τα ποσοστά εκμετάλλευσης προκύπτουν με βάση τα προαναφερθέντα κριτήρια για οριακές καταστάσεις αστοχίας και υπολογίζονται:

- Στα υποστυλώματα που δεν ανήκουν στο σύστημα fuseis (πολύ λίγα για τα κτίρια 1 και 2)
- Στα υποστυλώματα του συστήματος fuseis
- Στις δοκούς του συστήματος fuseis

Υπολογίζονται συγκεκριμένα σε κάθε μια ομάδα στοιχείων για το σεισμικό συνδυασμό και για τους στατικούς συνδυασμούς:

- το μέγιστο ποσοστό εκμετάλλευσης sr_{max}
- το ελάχιστο ποσοστό εκμετάλλευσης sr_{min}
- το μέσο ποσοστό εκμετάλλευσης sr_{av}

Τα ποσοστά εκμετάλλευσης στα υποστυλώματα, η διατομή των οποίων δεν μεταβάλλεται καθ' ύψος του κτιρίου, καταγράφονται για τον πρώτο μόνο όροφο αφού διαπιστώθηκε ότι εκεί λαμβάνουν τη μέγιστη τιμή. Οι δοκοί των fuseis εξετάζονται στο σύνολό τους.

Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στους πίνακες 9.14 έως 9.16.

		κτίριο1			κτίριο2			κτίριο3		
Στατικοί συνδυασμοί	Ομάδες μελών	sr_{max}	sr_{min}	sr_{av}	sr_{max}	sr_{min}	sr_{av}	sr_{max}	sr_{min}	sr_{av}
	Υποστυλώματα εκτός διατάξεων fuseis	0.139	0.1	0.119	0.325	0.125	0.207	0.346	0.118	0.224
	Υποστυλώματα διατάξεων fuseis	0.198	0.013	0.119	0.155	0.018	0.094	0.156	0.018	0.089
	Δοκοί διατάξεων fuseis	0.163	0.019	0.105	0.157	0.022	0.112	0.208	0.014	0.109

Πίνακας 9.14: Ποσοστά εκμετάλλευσης για τους στατικούς συνδυασμούς

Τα sr_{max} για τις δοκούς των διατάξεων fuseis προκύπτουν στα άκρα των dogbones και όχι στα μέσα τους, όπου στις μή γραμμικές αναλύσεις θα τοποθετηθούν οι πλαστικές αρθρώσεις.

		κτίριο1			κτίριο2			κτίριο3		
Σεισμικός συνδυασμός	Ομάδες μελών	sr_{max}	sr_{min}	sr_{av}	sr_{max}	sr_{min}	sr_{av}	sr_{max}	sr_{min}	sr_{av}
	Υποστυλώματα εκτός διατάξεων fuseis	0.117	0.095	0.106	0.215	0.109	0.152	0.228	0.104	0.162
	Υποστυλώματα διατάξεων fuseis	0.224	0.165	0.195	0.205	0.154	0.182	0.231	0.159	0.201
	Δοκοί διατάξεων fuseis	0.369	0.237	0.29	0.414	0.267	0.336	0.405	0.249	0.31

Πίνακας 9.15: Ποσοστά εκμετάλλευσης για το σεισμικό συνδυασμό

		Κτίριο1	Κτίριο2	Κτίριο3
Τελικές μέγιστες τιμές ποσοστών εκμετάλλευσης	Ομάδες μελών	sr_{max}	sr_{max}	sr_{max}
	Υποστυλώματα εκτός διατάξεων fuseis	0.139	0.325	0.346
	Υποστυλώματα διατάξεων fuseis	0.224	0.205	0.231
	Δοκοί διατάξεων fuseis	0.36	0.414	0.405

Πίνακας 9.16: Μέγιστα ποσοστά εκμετάλλευσης απ' όλους τους συνδυασμούς

Εκτός απ'τα ποσοστά εκμετάλλευσης,υπολογίστηκε για κάθε κτίριο το $\min\{M_{pl,rd,i}/M_{E,ed,i}\}$ όπου $M_{pl,rd,i}$ η ροπή αντοχής της απομειωμένης διατομής της δοκού i του συστήματος fuseis $M_{E,ed,i}$ η ροπή στο μέσο του dogbone της δοκού i του συστήματος fuseis,για τα σεισμικά φορτία του σεισμικού συνδυασμού

Οι τιμές αυτές απαιτούνται για τον υπολογισμό των φορτίων του ικανοτικού ελέγχου.

	$\min\{M_{pl,rd,i}/M_{E,ed,i}\}$
Κτίριο1	2.846
Κτίριο2	2.5
Κτίριο3	2.5

Πίνακας 9.17: Προσαυξητικοί συντελεστές για προσδιορισμό των φορτίων ικανοτικού ελέγχου

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι για κάθε κτίριο οι διατομές των δοκών έχουν επιλεγεί ώστε τα ποσοστά εκμετάλλευσης τους sr για τα σεισμικά φορτία του φάσματος σχεδιασμού,ανεξαρτήτως θέσης και ορόφου, να παρουσιάζουν τη μικρότερη δυνατή απόκλιση μεταξύ τους.

Πράγματι απ'τις αναλύσεις του Etabs για το σεισμικό συνδυασμό, προέκυψε ο πίνακας 9.18 όπου δίνονται με προσέγγιση τα ποσοστά των δοκών(επι του συνόλου των δοκών του συστήματος fuseis)για τις οποίες τα sr βρίσκονται μεταξύ των τιμών $sr_1(>sr_{min})$ και $sr_2(<sr_{max})$.

Κτίριο	1		2		3	
Ακραίες τιμές ποσοστών εκμετάλλευσης	sr_1	$sr_2(=1.25*sr_1)$	sr_1	$sr_2(=1.25*sr_1)$	sr_1	$sr_2(=1.35*sr_1)$
	0.26	0.325	0.3	0.375	0.27	0.3645
Ποσοστά δοκών	85%		81%		90%	

Πίνακας 9.18: Ποσοστά δοκών συστήματος fuseis, με ποσοστά εκμετάλλευσης εντός δεδομένων τιμών

Ωστόσο, ο περιορισμός των διαφορών στα ποσοστά εκμετάλλευσης,οδηγεί αναπόφευκτα σε μικρότερες διατομές των δοκών του συστήματος fuseis,των τελευταίων ορόφων με αποτέλεσμα την αύξηση των σχετικών μετακινήσεων.Δεδομένου ότι η διατομή των υποστυλωμάτων δεν μεταβάλλεται καθ'ύψος,για τον περιορισμό των αυξημένων σχετικών μετακινήσεων των

τελευταίων ορόφων,επιβαρύνονται με αύξηση της δυσκαμψίας των στύλων όλοι οι όροφοι του κτιρίου.

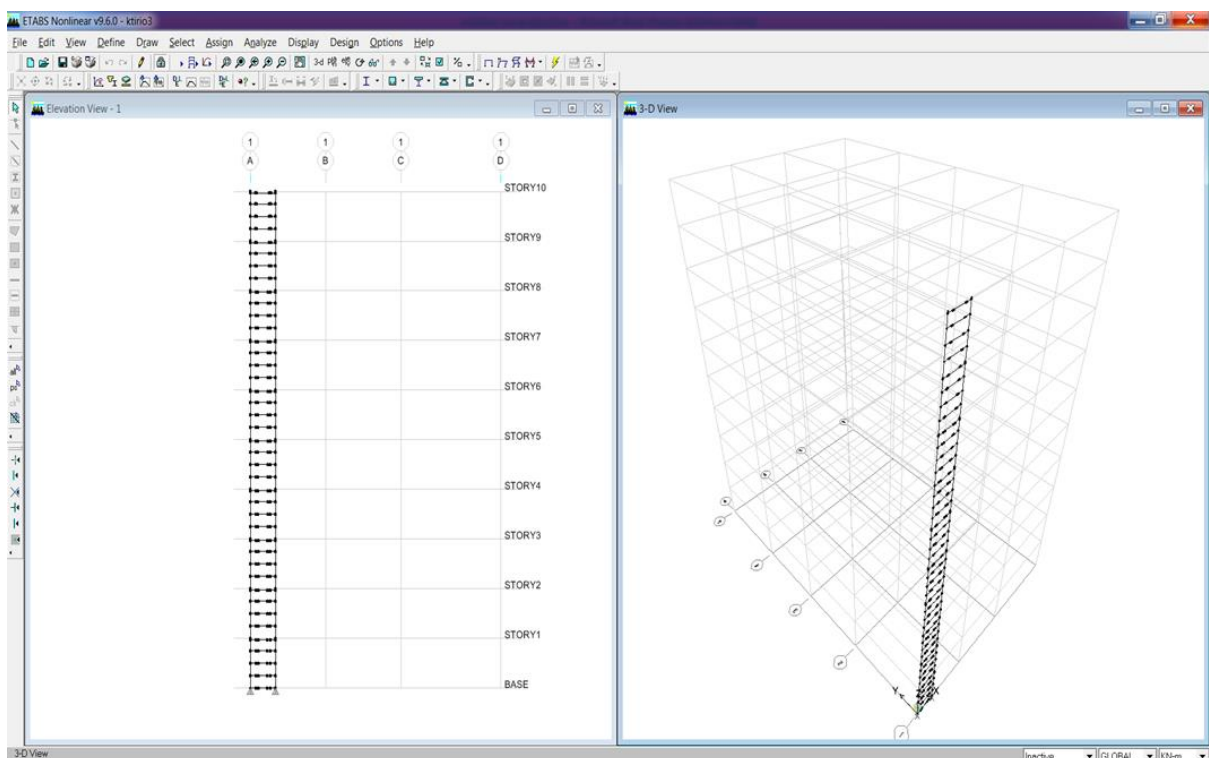
Τα υποστύλωματα των fuseis διαθέτουν αρκετά μεγάλη υπεραντοχή αλλά τα ποσοστά εκμετάλευσης αυξάνονται κατα τον ικανοτικό έλεγχο όπως θα φανεί στο επόμενο κεφάλαιο.

Ο λόγος που δεν αναφέρονται ποσοστά εκμετάλευσης για τα σύμμικτα δοκάρια είναι ότι το Etabs δεν περιλαμβάνει κώδικα για έλεγχο σύμμικτων στοιχείων με βάση τον EC4.

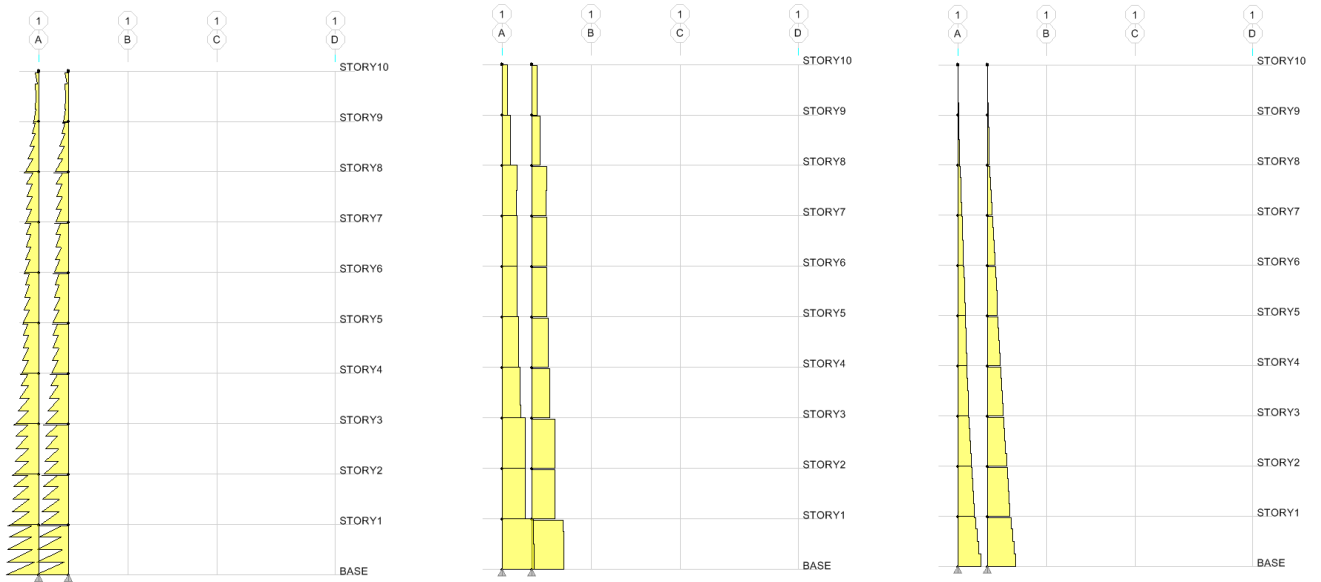
9.6 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών

Απαραίτητη πληροφορία για το πώς αποκρίνεται η κατασκευή σε ορισμένα φορτία είναι η ποιοτική απεικόνιση των εντατικών μεγεθών.Μια τέτοια απεικόνιση είναι εύκολα διαθέσιμη από το χρησιμοποιούμενο λογισμικό για οποιοδήποτε μέλος της κατασκευής και για οποιοδήποτε φορτίο.Στη συγκεκριμένη παράγραφο,επιλέγονται ενδεικτικά τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών για τους στύλους και τις δοκούς μιας διάταξης του συστήματος fuseis.Δίνονται αξονικές, ροπές και τέμνουσες που δρούν στο επίπεδο της διάταξης.

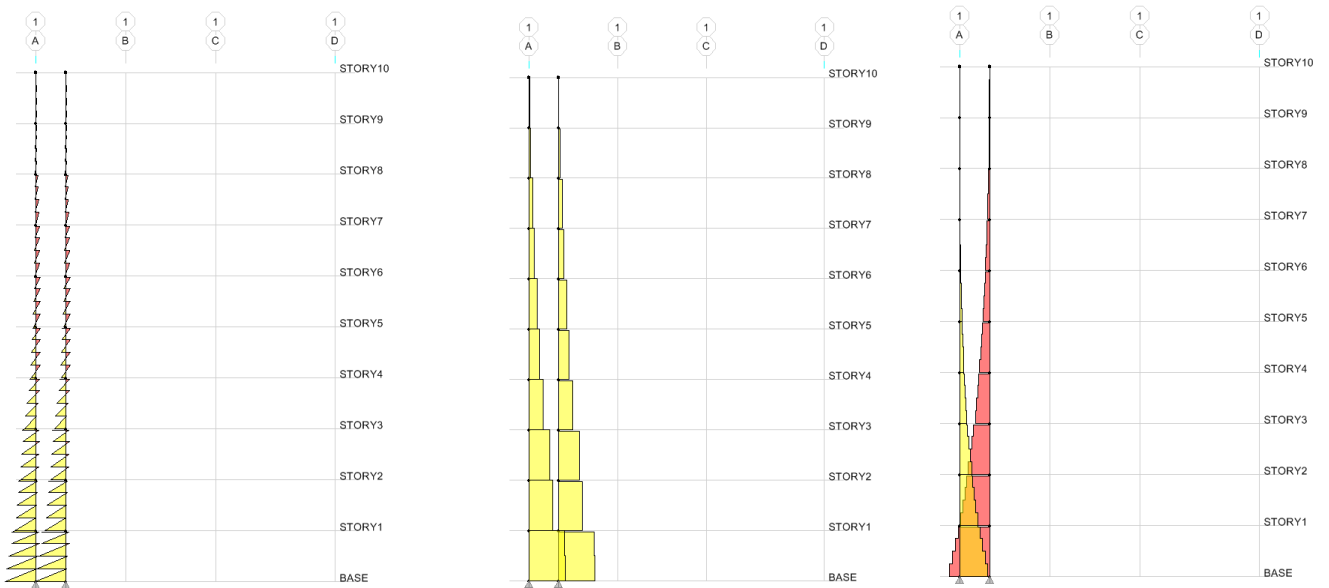
Τα διαγράμματα στα σχήματα 9.18 έως 9.23 αφορούν την διάταξη στο σχήμα 9.17 του συστήματος fuseis του κτιρίου 3 αλλά είναι ενδεικτικά των αντίστοιχων διαγραμμάτων στα κτίρια 1 και 2.



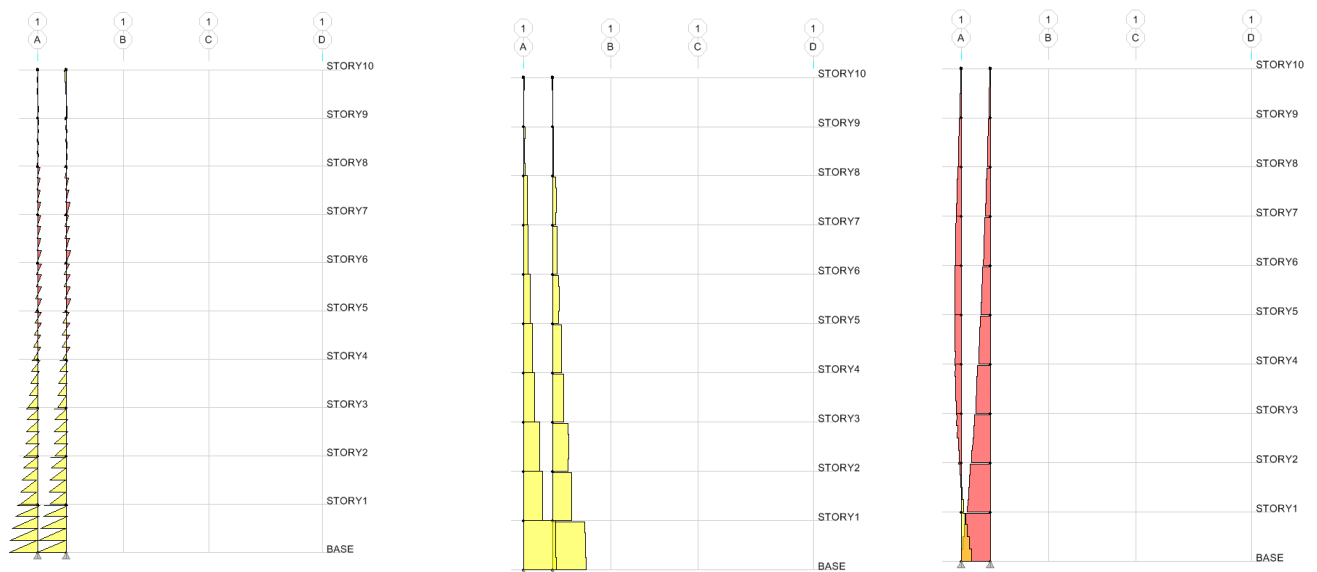
Σχήμα 9.17: Διάταξη συστήματος fuseis κτιρίου 3



Σχήμα 9.18: Διαγράμματα ακραίων μη προσημασμένων τιμών,ροπών,τεμνουσών και αξονικών των στύλων αντίστοιχα, για τα σεισμικά φορτία του σεισμικού συνδυασμού

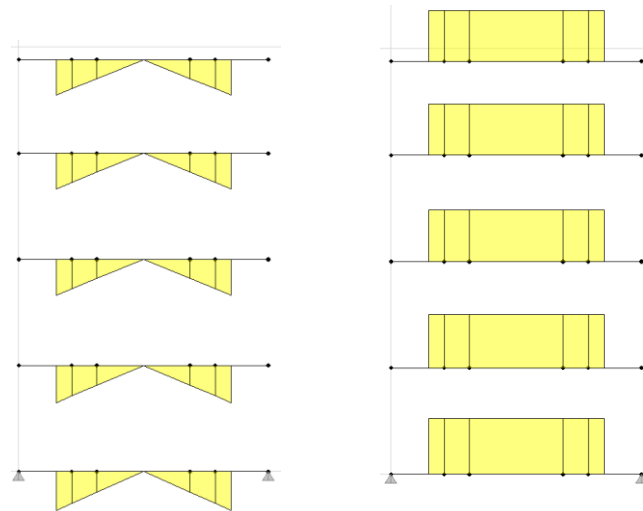


Σχήμα 9.19: Διαγράμματα ροπών,τεμνουσών και αξονικών των στύλων αντίστοιχα, για τα φορτία λόγω αρχικών ατελειών

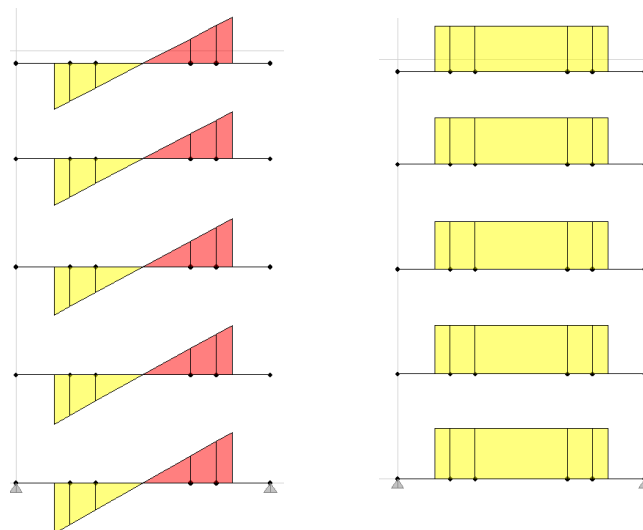


Σχήμα 9.20: Διαγράμματα ροπών,τεμνουσών και αξονικών των στύλων αντίστοιχα, για τα φορτία του στατικού συνδυασμού(συμπεριλαμβανομένων των φορτίων λόγω αρχικών ατελειών)

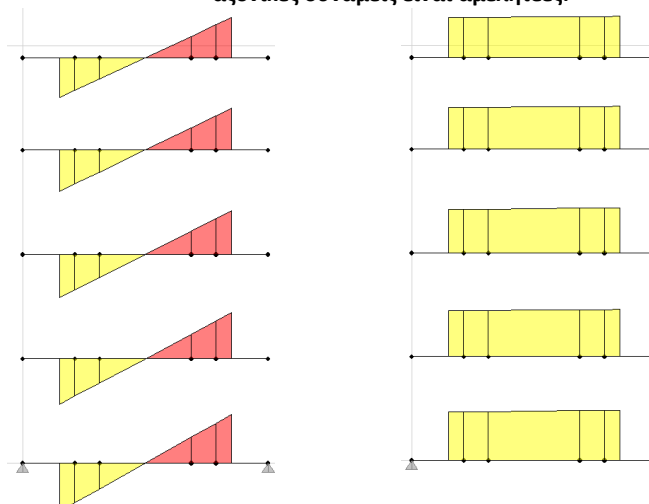
Για τις δοκούς της διάταξης επιλέγονται τα στοιχεία του πρώτου μόνο ορόφου για καλύτερη ευκρίνεια:



Σχήμα 9.21: Διαγράμματα ακραίων μή προσημασμένων τιμών,ροπών και τεμνουσών δοκών αντίστοιχα, για τα σεισμικά φορτία του σεισμικού συνδυασμού.Οι αξονικές δυνάμεις είναι αμελητέες.



Σχήμα 9.22: Διαγράμματα ροπών και τεμνουσών των δοκών αντίστοιχα, για τα φορτία λόγω αρχικών ατελειών. Οι αξονικές δυνάμεις είναι αμελητέες.



Σχήμα 9.23: Διαγράμματα ροπών και τεμνουσών των δοκών αντίστοιχα, για το στατικό συνδυασμό συμπεριλαμβανομένων των φορτίων λόγω αρχικών ατελειών. Οι αξονικές δυνάμεις είναι αμελητέες.

Οι τέμνουσες και οι ροπές λόγω των πλευρικών φορτίων(σεισμικών ή λόγω αρχικών ατελειών) μεταφέρονται απο όροφο σε όροφο μέσω των τεμνουσών και αξονικών δυνάμεων των στύλων του συστήματος fuseis.Οι ισχυρές αξονικές δυνάμεις(και επομένως η δυνατότητα παραλαβής μεγάλων ροπών)δύναται να αναπτυχθούν στα υποστυλώματα των διατάξεων χάρη στην σχετικά πυκνή τοποθέτηση ενδιάμεσων δοκών.

Στα παραπάνω διαγράμματα δεν είναι απόλυτα εμφανές αλλά η ένταση που προκαλούν τα φορτία λόγω αρχικών ατελειών είναι αρκετά σημαντική,γεγονός αναμενόμενο δεδομένου ότι η ροπή που προκαλούν στον πρώτο όροφο υπολογίστηκε ίση με 15880KNm.Στην περίπτωση της εξεταζόμενης διάταξης οι αξονικές δυνάμεις των στύλων ξεπερνούν τις αξονικές που αναπτύσσονται λόγω του ίδιου βάρους της κατασκευής.Λόγω των φορτίων αρχικών ατελειών,τα διαγράμματα αξονικών των στύλων, για το στατικό συνδυασμό,διαφέρουν σημαντικά απο στύλο σε στύλο.

Είναι επίσης εμφανής η σημαντική μείωση της ροπής στο μέσο των dogbones σε σχέση με τα άκρα των δοκών, γεγονός που οφείλεται στο μικρό καθαρό μήκος της δοκού($L_{net}=1.4m$). Οι αξονικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στα δοκάρια των διατάξεων είναι ασήμαντες.

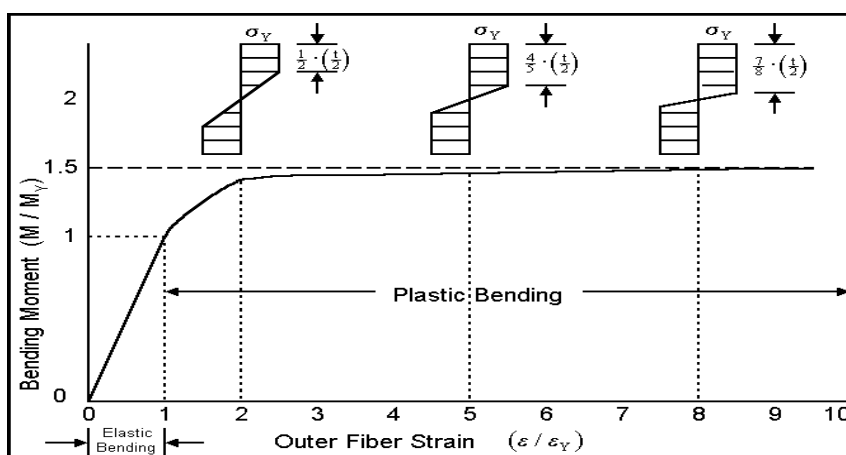
Η ανάπτυξη ορισμένου μεγέθους ροπών στα δοκάρια, είναι δυνατή ακόμα και για κατακόρυφα μόνο φορτία(κάτι που δεν φαίνεται στα δοθέντα διαγράμματα).Οι αμφιέριστες σύμμικτες δοκοί μεταβιβάζουν στους στύλους κατακόρυφα φορτία με εκκεντρότητα ίση με 0.3m.Επομένως,αν και είναι αμφιέριστες μεταβιβάζουν στους στύλους του συστήματος fuseis ροπές με αποτέλεσμα να κάμπτονται και οι δοκοί των διατάξεων.

9.7 Βασικές παραδοχές

Κλείνοντας το κεφάλαιο της ελαστικής ανάλυσης του φορέα θα πρέπει να σχολιαστούν τρεις βασικές παραδοχές που διέπουν το σχεδιασμό με ιδιομορφική ανάλυση.

Πρώτη παραδοχή:

Γίνεται η θεώρηση ότι το διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων για ροπές μικρότερες ή ίσες της πλαστικής ροπής αντοχής,είναι γραμμικό.Αυτό όμως είναι μια προσέγγιση του πραγματικού διαγράμματος η μορφή του οποίου είναι αντίστοιχη του διαγράμματος που παρουσιάζεται στο σχήμα 9.24:



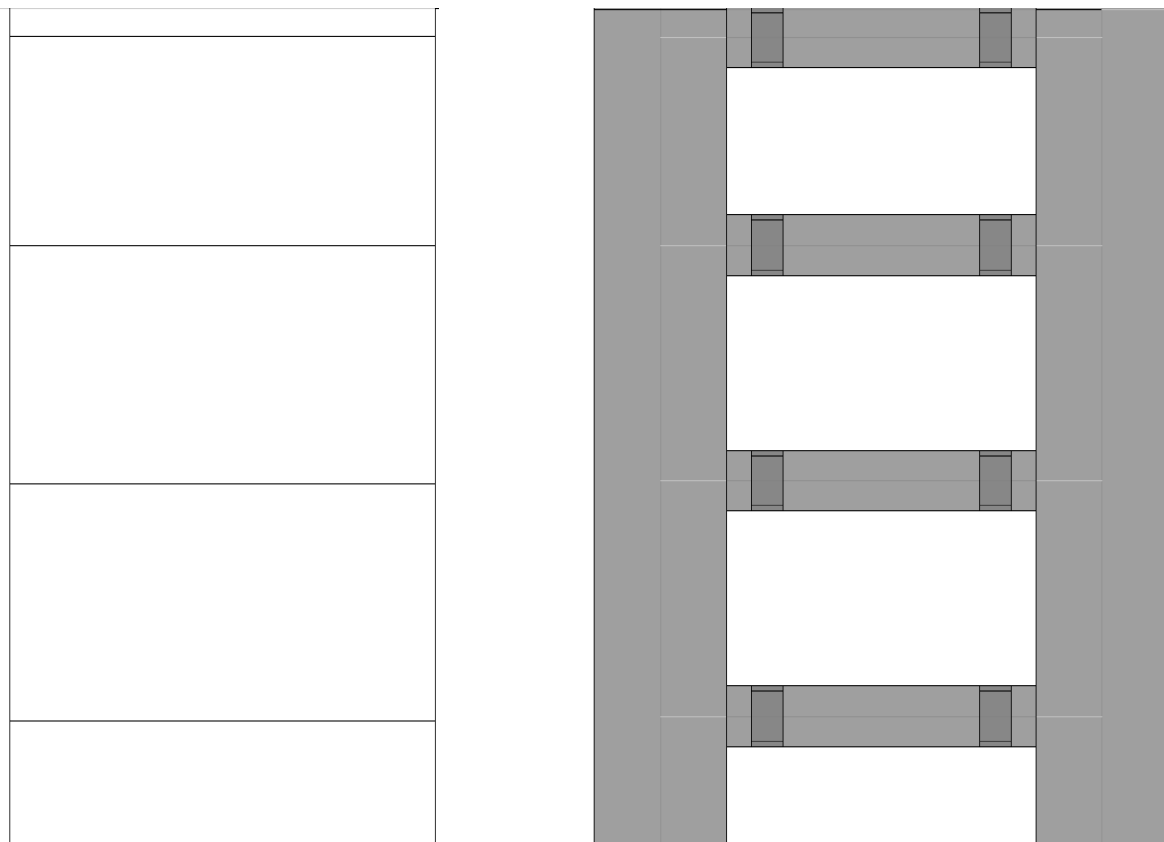
Σχήμα 9.24: Διάγραμμα ροπών-παραμορφώσεων ακραίας ίνας μεταλλικής διατομής

Είναι εμφανές(και αναμενόμενο) ότι για ροπή μεγαλύτερη της ελαστικής ροπής αντοχής,η κλίση του διαγράμματος αλλάζει.Η δε πλαστική ροπή αντοχής επιτυγχάνεται για πολύ μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις.Κατα την ιδιομορφική ανάλυση θεωρούμε ότι η αρχική κλίση παραμένει σταθερή μέχρι επίτευξης της πλαστικής ροπής αντοχής.

Στη στατική ανελαστική ανάλυση(Push-Over) λαμβάνεται μια καλύτερη προσέγγιση του πραγματικού διαγράμματος ροπών καμπυλοτήτων(για μια μόνο διατομή,εκείνη της πλαστικής άρθρωσης) και η παραπάνω παραδοχή δεν χρησιμοποιείται.

Δεύτερη παραδοχή:

Κατα την προσομείωση των διατάξεων του συστήματος fuseis τα υποστυλώματα και οι δοκοί εισάγονται στο μοντέλο ως γραμμικά στοιχεία τα οποία τέμνονται σε συγκεκριμένα σημεία.Για τα δοκάρια τα ακραία τμήματα(μήκους 0.3m) των 2 μέτρων μήκους στοιχείων,θεωρούνται δικαιολογημένα στερεοί κόμβοι, αφενός μεν επειδή η διατομή της δοκού ξεκινά απ'τη παρειά του υποστυλώματος και αφετέρου διότι τα υποστυλώματα έχουν πολύ μεγαλύτερη δυσκαμψία. Ωστόσο για τα υποστυλώματα δεν λαμβάνεται υπόψη ο περιορισμός της παραμόρφωσης τους,στους κόμβους σύνδεσης με τα δοκάρια,οι οποίοι αθροιστικά καταλαμβάνουν σημαντικό μέρος του μήκους των στύλων.Επομένως, η προσομείωση με ραβδωτά στοιχεία ενδεχομένως να δώσει αποτελέσματα ορισμένου σφάλματος.Για μεγαλύτερη ακρίβεια θα πρέπει να πραγματοποιηθεί ανάλυση με χρήση πεπερασμένων στοιχείων.



Σχήμα 9.25: Τμήμα διάταξης συστήματος fuseis κατά την προσομείωση και όπως είναι στην πραγματικότητα

Τρίτη παραδοχή:

Στα τμήματα απομειωμένων διατομών(dogbones)οι απομειώσεις των πελμάτων δημιουργούνται με αφαίρεση τμημάτων γεωμετρίας επιμήκους οπής.Ωστόσο,δεδομένου ότι το καμπύλο τμήμα της επιμήκους οπής αποτελεί μικρό τμήμα της,κατα την προσομείωση θεωρούμε ότι η απομείωση παραμένει σταθερή σε όλο το μήκος του dogbone,το οποίο έχει επομένως σταθερή διατομή.Συνεπώς τα μέγιστα ποσοστά εκμετάλευσης προκύπτουν στο Etabs για την ακραία διατομή του dogbone ενώ στην πραγματικότητα έχουν μικρότερη τιμή και αντιστοιχούν σε κάποια άλλη θέση,πλησιέστερη προς το μέσο του dogbone.Ο λόγος που η συγκεκριμένη παραδοχή ενδεχομένως να επιφέρει ορισμένο σφάλμα,είναι το γεγονός ότι λόγω του μικρού καθαρού μήκους της δοκού ($L_{dog}=1.4m$) το διάγραμμα ροπών παρουσιάζει μεγάλη κλίση με αποτέλεσμα,γειτονικές διατομές να καταπονούνται απο ροπές οι οποίες δεν είναι ακριβώς παρόμοιου μεγέθους.Άρα τα πραγματικά μέγιστα ποσοστά εκμετάλευσης στις δοκούς του συστήματος fuseis ενδεχομένως να είναι μικρότερα από εκείνα που υπολογίστηκαν.

10.Απαιτήσεις ανελαστικού σχεδιασμού

10.1 Γενικά

Ο ανελαστικός σχεδιασμός επιδιώκεται για δύο βασικούς λόγους.Ο ένας λόγος είναι ότι πάντα υπάρχει η πιθανότητα να επέλθει κάποια σεισμική διέγερση της οποίας το φάσμα απόκρισης ξεπερνά το φάσμα που χρησιμοποιήθηκε για τον ελαστικό σχεδιασμό.Ο δεύτερος λόγος είναι ότι ο ανελαστικός σχεδιασμός είναι πιά οικονομικός σε σχέση με τον ελαστικό.Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι μετά την ενεργοποίηση του πλαστικού μηχανισμού που έχει σχεδιαστεί να αναπτύξει η κατασκευή για ένα κλάσμα των αναμενόμενων σεισμικών φορτίων,η ένταση στα μέλη της κατασκευής δεν αυξάνεται σημαντικά.Επομένως στον ανελαστικό σχεδιασμό τα μέλη της κατασκευής διαστασιολογούνται για φορτία μικρότερα έως αρκετά μικρότερα των αναμενόμενων,και άρα οδηγούμαστε σε μικρότερες(οπότε οικονομικότερες) διατομές σε σχέση με τον ελαστικό σχεδιασμό.

Όταν ένα πολυόροφο κτίριο αναμένεται να αποκριθεί ανελαστικά σε κάποια σεισμική διέγερση, τότε θα πρέπει να εξασφαλιστεί ότι δεν θα αναπτυχθεί μηχανισμός ορόφου,και οι διατομές όπου επιθυμείται να αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις μπορούν να αναπτύξουν την πλήρη πλαστική ροπή αντοχή τους με ικανότητα ανοχής μεγάλων πλαστικών στροφών.

Με τον ικανοτικό έλεγχο λαμβάνονται μέτρα ώστε να αποφευχθεί οποιασδήποτε μορφής αστοχία στα υποστυλώματα και άρα να μην αναπτυχθεί ο μηχανισμός ορόφου.Στη σπάνια περίπτωση που ο ικανοτικός έλεγχος δεν διασφαλίζει την ακεραιότητα των υποστυλωμάτων(περίπτωση διέγερσης με παλμό ενδεχομένως),αυτό μπορεί να φανεί στον έλεγχο των υποστυλωμάτων στις αναλύσεις Push-Over(στο σημείο επιτελεστικότητας)αλλά και στις μη γραμμικές,δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας(σε κάθε χρονικό βήμα).Στα εξεταζόμενα κτίρια αυτοί οι έλεγχοι πραγματοποιούνται.

Για τη διασφάλιση της απρόσκοπτης πλαστικοποίησης των διατομών όπου αναμένονται πλαστικές αρθρώσεις,εν προκειμένω των διατομών των dogbones στις δοκούς των διατάξεων του συστήματος fuseis,λαμβάνονται μέτρα για τον περιορισμό των τεμνουσών και αξονικών δυνάμεων που συνυπάρχουν με τη ροπή πλαστικοποίησης.Εξασφαλίζεται επίσης μια ελάχιστη τιμή ικανότητας πλαστικής στροφής για κάθε διατομή πλαστικής άρθρωσης.

10.2 Ικανοτικός έλεγχος υποστυλωμάτων

Πολλαπλασιάζοντας τα σεισμικά φορτία του σεισμικού συνδυασμού(τα ήδη προσαυξημένα λόγω φαινομένων P-Δ) με τον όρο

$$k=1.1*\gamma_{ov}*(M_{pl,rd,i}/M_{E,ed,i})_{min}\leq q=5 \text{ όπου}$$

$M_{pl,rd,i}$ η πλαστική ροπή αντοχής της απομειωμένης διατομής της δοκού i του συστήματος fuseis

$M_{E,rd,i}$ η ροπή στο μέσο του dogbone της δοκού i του συστήματος fuseis,για τα σεισμικά φορτία του σεισμικού συνδυασμού

$$\gamma_{ov}=1.25(\text{συντελεστής υπεραντοχής όπως προτείνεται απ' τον EC8-part1.5})$$

θα πρέπει να μην προκαλείται διαρροή σε οποιοδήποτε υποστυλώμα.Επίσης θα πρέπει η δρώσα τέμνουσα να μη ξεπερνά το 50% της πλαστικής τέμνουσας αντοχής.

Για τα εξεταζόμενα κτίρια προκύπτουν οι παρακάτω προσαυξητικοί συντελεστές ικανοτικού ελέγχου:

$$\text{Κτίριο 1: } 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot (M_{pl,rd,i}/M_{E,ed,i})_{\min} = 1.1 \cdot 1.25 \cdot 2.849 = 3.91$$

$$\text{Κτίριο 2: } 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot (M_{pl,rd,i}/M_{E,ed,i})_{\min} = 1.1 \cdot 1.25 \cdot 2.5 = 3.437$$

$$\text{Κτίριο 3: } 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot (M_{pl,rd,i}/M_{E,ed,i})_{\min} = 1.1 \cdot 1.25 \cdot 2.5 = 3.437$$

Για τα ικανοτικά φορτία, υπολογίζονται απο όλα τα υποστυλώματα του κάθε κτιρίου τα μέγιστα ποσοστά εκμετάλευσης $s_{r_{\max}}$ καθώς και οι μέγιστοι λόγοι δρώσας προς πλαστικής τέμνουσας. Τα αποτελέσματα δίνονται στον πίνακα 10.1.

	$s_{r_{\max}}$	$(V_{ed}/V_{pl,rd})_{\max}$
Κτίριο 1	0.732	0.12
Κτίριο 2	0.642	0.1
Κτίριο 3	0.744	0.111

Πίνακας 10.1: Ποσοστά εκμετάλευσης στύλων για τα ικανοτικά φορτία

Τα υποστυλώματα, όπως φαίνεται είναι υπερδιαστασιολογημένα σε ότι αφορά τις απαιτήσεις σε αντοχή. Ωστόσο όπως ήδη έχει αναφερθεί, στα εξεταζόμενα κτίρια κρίσιμος είναι ο σχεδιασμός έναντι περιορισμού των μετακινήσεων οπότε μπορεί να υπάρχει σχετικά μεγάλο πλεόνασμα αντοχής για τον ικανοτικό έλεγχο, αλλά δεν ισχύει το ίδιο και για το μέγεθος της δυσκαμψίας στον έλεγχο των μετακινήσεων. Η μείωση των διατομών των στύλων θα οδηγούσε σε υπέρβαση των επιτρεπτών μετακινήσεων.

10.3 Διασφάλιση πλαστιμότητας

Βασική απαίτηση για τις διατομές των πλαστικών αρθρώσεων είναι να χαρακτηρίζονται ως διατομές κατηγορίας 1 ώστε να μπορούν να αναπτύξουν πλαστική στροφή και οι απομειωμένες διατομές των dogbones όπως αναφέρθηκε και στο κεφάλαιο 8 είναι όλες κατηγορίας 1.

Για τον επαρκή περιορισμό των μέγιστων τεμνουσών και αξονικών δυνάμεων που συνυπάρχουν με την ροπή πλαστικοποίησης στη διατομή της πλαστικής άρθρωσης θα πρέπει βάσει του EC8 να ισχύουν τα εξής:

1. $N_{ed}/N_{pl,rd} \leq 0.15$
2. $V_{ed}/V_{pl,rd} \leq 0.5$

όπου

N_{ed} η αξονική δύναμη για τα σεισμικά φορτία σχεδιασμού (στην προκειμένη περίπτωση λαμβάνονται, υπέρ της ασφάλειας, τα σεισμικά φορτία που βάσει της ιδιομορφικής ανάλυσης, αντιστοιχούν στην ανάπτυξη ποσοστού εκμετάλλευσης ίσου με 100%, για πρώτη φορά σε διατομή πλαστικής άρθρωσης)

V_{ed} η μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα δύναμη όπως υπολογίζεται βάσει του EC8-part1.5- παράγραφος 6.6.2.

$N_{pl,rd}, V_{pl,rd}$ οι πλαστικές αντοχές των απομειωμένων διατομών

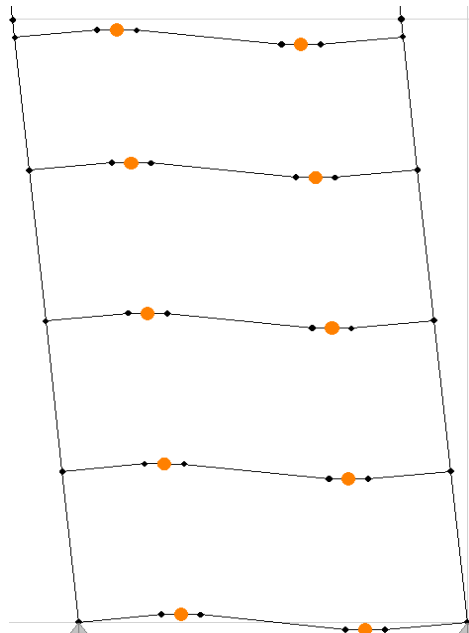
Η 2^η απαίτηση πληρείται καθώς αποτελεί παράγοντα καθορισμού των απομειώσεων των διατομών των δοκών του συστήματος fuseis.

Η 1^η απαίτηση επίσης πληρείται δεδομένου ότι ο λόγος $(N_{ed}/N_{pl,rd})_{max}$ από όλα τα dogbones του κάθε κτιρίου όπως φαίνεται στον πίνακα 10.2 είναι αρκετά μικρότερος του 0.15.

	Κτίριο 1	Κτίριο 2	Κτίριο 3
$(N_{ed}/N_{pl,rd})_{max}$	4%	3%	3%

Πίνακας 10.2: Λόγος $(N_{ed}/N_{pl,rd})_{max}$ δοκών συστήματος fuseis για τα φορτία που αντιστοιχούν στη δημιουργία της πρώτης πλαστικής άρθρωσης

Φυσικά, για τα φορτία σχεδιασμού θα πρέπει σε κάθε διατομή πλαστικής άρθρωσης η δρώσα ροπή να είναι μικρότερη της πλαστικής ροπής αντοχής, διαφορετικά θα προκύψουν πλαστικοποιήσεις μεγαλύτερες απ' τις επιθυμητές. Στα εξεταζόμενα κτίρια τα σεισμικά φορτία σχεδιασμού προκαλούν ροπές σημαντικά μικρότερες απ' τις πλαστικές ροπές αντοχής οπότε δεν τίθεται τέτοιο θέμα.



Σχήμα 10.1: Πλαστικές αρθρώσεις σε τμήμα διάταξης του συστήματος fuseis στον πρώτο όροφο για τα αναμενόμενα σεισμικά φορτία

10.4 Έλεγχος ικανότητας πλαστικής στροφής

Δεδομένου ότι στις δοκούς των fuseis θα αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις θα πρέπει να εξασφαλιστεί ότι οι διατομές στις οποίες θα αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις διαθέτουν κατ'ελάχιστο ορισμένη ικανότητα πλαστικής στροφής θ_c .

Για κτίρια που έχουν σχεδιαστεί με $q > 4$ θα πρέπει η ελάχιστη ικανότητα πλαστικής στροφής να είναι 0.035rad. Για κτίρια που έχουν σχεδιαστεί για $2 \leq q \leq 4$ η ελάχιστη απαιτούμενη ικανότητα πλαστικής στροφής θα πρέπει να είναι 0.025rad. Στα εξεταζόμενα κτίρια αν και έχει ληφθεί $q = 5$, λόγω κρισιμότητας των μετακινήσεων η πρώτη πλαστική άρθρωση αντιστοιχεί σε q αρκετά μικρότερο του 4 και έτσι ως όριο ελάχιστης ικανότητας πλαστικής στροφής λαμβάνονται τα

0.025rad.Στον πίνακα 10.3 δίνονται οι ικανότητες πλαστικής στροφής θ_c των διατομών των πλαστικών αρθρώσεων(οι οποίες αντιστοιχούν σε ροπή ίση με την πλαστική ροπή αντοχής των διατομών).

διατομή	θ_c (rad)	διατομή	θ_c (rad)
120x120x20 AP	0.127	240x240x20 AP	0.050
140x140x20 AP	0.104	260x260x20 AP	0.045
160x160x20 AP	0.088	280x280x20 AP	0.040
180x180x20 AP	0.075	310x250x22 AP	0.038
200x200x20 AP	0.065	340x250x22 AP	0.034
220x220x20 AP	0.057	340x250x26 AP	0.034

Πίνακας 10.3: Μέγιστες επιτρεπόμενες πλαστικές στροφές απομειωμένων διατομών

Για όλες τις απομειωμένες διατομές η ικανότητα πλαστικής στροφής είναι αρκετά μεγαλύτερη απ' την ελάχιστη απαιτούμενη.

Θα πρέπει ακόμα για την ικανότητα πλαστικής στροφής θ_c κάθε διατομής να ισχύει η παρακάτω σχέση:

$$\theta_c \geq \text{drift}_{\max} * L_{\text{net}} / L_{\text{dog}}$$

όπου:

L_{net} = 1.4m το καθαρό μήκος της δοκού

L_{dog} είναι το μήκος μεταξύ των μέσων των dogbones της δοκού

drift_{\max} είναι το μέγιστο drift του ορόφου όπου βρίσκεται η εξεταζόμενη διατομή για τα αναμενόμενα σεισμικά φορτία(θεωρώντας ότι οι ελαστικές μετακινήσεις είναι ίσες με τις ανελαστικές)

Λαμβάνοντας υπέρ της ασφάλειας ως drift_{\max} το μέγιστο drift απ' όλους τους ορόφους προκύπτει ο πίνακας 10.4 όπου φαίνεται οτι για κάθε διατομή πλαστικής άρθρωσης ισχύει $\theta_c \geq \text{drift}_{\max} * L_{\text{net}} / L_{\text{dog}}$.

διατομή	θ_c	Κτίριο 1	Κτίριο 2	Κτίριο 3
		$\text{drift}_{\max} * L_{\text{net}} / L_{\text{dog}}$	$\text{drift}_{\max} * L_{\text{net}} / L_{\text{dog}}$	$\text{drift}_{\max} * L_{\text{net}} / L_{\text{dog}}$
120x120x20AP	0.127	0.015	0.015	0.015
140x140x20 AP	0.104	0.016	0.016	0.015
160x160x20 AP	0.088	0.016	0.016	0.016
180x180x20 AP	0.075	0.017	0.017	0.016
200x200x20 AP	0.065	0.017	0.017	0.017
220x220x20 AP	0.057	0.018	0.018	0.017
240x240x20 AP	0.050	0.018	0.018	0.018
260x260x20 AP	0.045	0.019	0.019	0.019
280x280x20 AP	0.040	0.019	0.019	0.019
310x250x22 AP	0.038	0.019	0.019	0.019
340x250x22 AP	0.034	0.020	0.020	0.019
340x250x26 AP	0.034	0.020	0.020	0.019

Πίνακας 10.3: θ_c και $(\text{drift}_{\max} * L_{\text{net}} / L_{\text{dog}})$ για κάθε διατομή πλαστικής άρθρωσης

11. Μη γραμμικές στατικές αναλύσεις

11.1 Γενικά

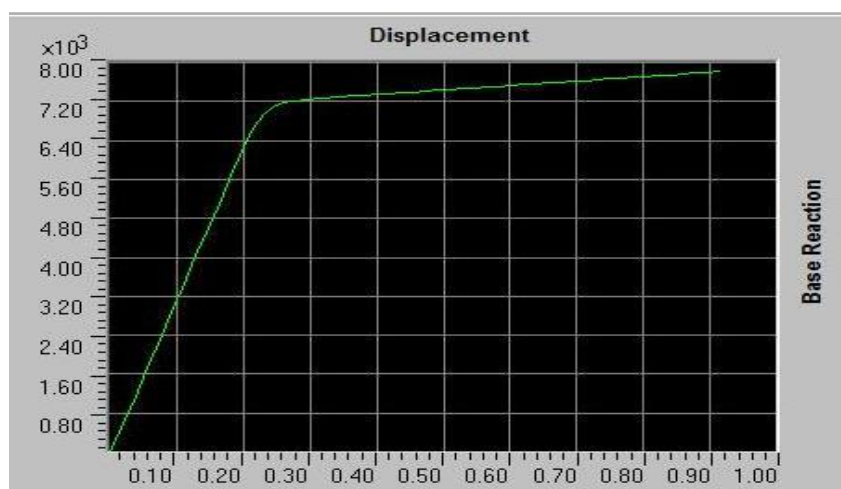
Μέσω της ιδιομορφικής ανάλυσης είναι εφικτός ο ακριβής υπολογισμός της απόκρισης του κτιρίου μόνο εφόσον αυτό αποκρίνεται ελαστικά. Οι μέγιστες ανελαστικές μετακινήσεις υπολογίζονται προσεγγιστικά μόνο, βάσει της παραδοχής ότι είναι ίσες με τις μετακινήσεις που θα είχε το κτίριο αν αποκρινόταν ελαστικά. Για τον προσδιορισμό της ανελαστικής απόκρισης, διατίθενται δύο επιλογές ανάλυσης κάθε μια απ' τις οποίες εφαρμόστηκε για τη μελέτη και την αποτίμηση της συμπεριφοράς των εξεταζόμενων κτιρίων. Η μία επιλογή, είναι η μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας, η οποία δίνει ακριβή αποτελέσματα αλλά απαιτεί σχετικά μεγάλο υπολογιστικό χρόνο, ενώ είναι απαραίτητος ένας μεγάλος αριθμός αναλύσεων για πολλές χρονοϊστορίες διεγέρσεων, ώστε να προκύψουν αξιόπιστα συμπεράσματα. Η δεύτερη επιλογή, η οποία αναλύεται στο παρών κεφάλαιο είναι η μη γραμμική στατική ανάλυση (ή Pushover ανάλυση), μέσω της οποίας προκύπτουν αποτελέσματα μικρότερης ακρίβειας σε σχέση με την ανάλυση χρονοϊστορίας, αλλά είναι πιο εύχρηστη και απαιτεί σημαντικά μικρότερο υπολογιστικό χρόνο. Και στις δύο επιλογές λαμβάνονται υπόψη τα φαινόμενα P-Δ.

11.2 Υπολογισμός ανελαστικής απόκρισης

Ο προσδιορισμός της ανελαστικής απόκρισης του κτιρίου μέσω της Pushover ανάλυσης ακολουθεί τέσσερα βασικά βήματα τα οποία περιγράφονται ακολούθως.

Βήμα 1^ο-Κατασκευή καμπύλης ικανότητας:

Εφαρμόζουμε στην κατασκευή, πλευρική φόρτιση της οποίας η κατανομή μπορεί να είναι ανάλογη της κατανομής φορτίων κάποιας ιδιομορφής του κτιρίου, ομοιόμορφη ή κάποιας άλλης μορφής. 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 (στην προκειμένη περίπτωση το σημείο αυτό έχει συντεταγμένες $x=2, y=0$). Καθώς αυξάνεται η φόρτιση, δημιουργούνται στην κατασκευή πλαστικές αρθρώσεις σε προκαθορισμένες διατομές στις οποίες έχουμε προσδώσει τα αντίστοιχα διαγράμματα M-θ_{pl} (ροπή συναρτήσει πλαστικής στροφής).



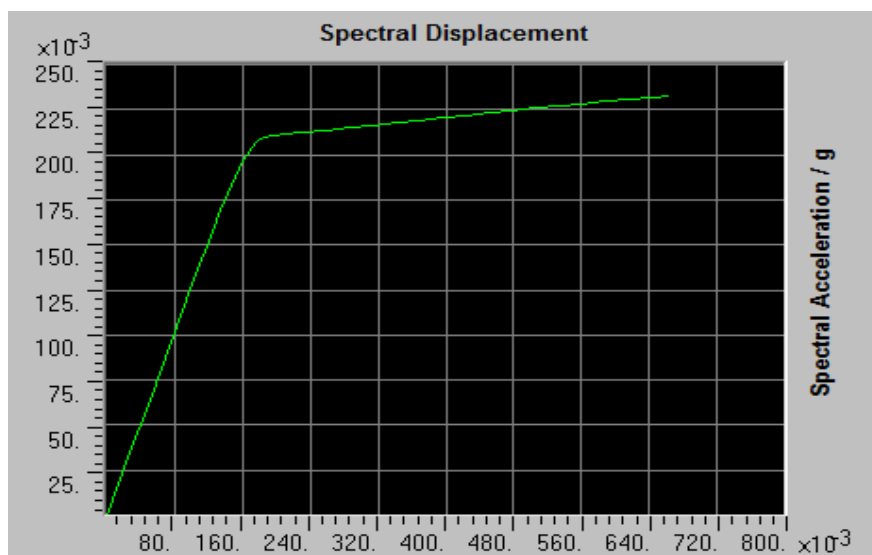
Σχήμα 11.1: Καμπύλη ικανότητας κτιρίου

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-Δ), 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.

Βήμα 2^ο-Κατασκευή φάσματος ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος:

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 και επιτυγχάνεται μέσω δύο συντελεστών τροποποίησης PF_1 και a_1 , οι οποίοι εξαρτώνται απ' τις μάζες που αντιστοιχούν στους βαθμούς ελευθερίας του κτιρίου, καθώς επίσης και απ' τις τιμές του ιδιοδιανύσματος της πρώτης ιδιομορφής (για κάθε διεύθυνση) του κτιρίου. Μέσω των συντελεστών PF_1 και a_1 , και με δεδομένη την καμπύλη ικανότητας του κτιρίου, προκύπτει το φάσμα ικανότητας του μονοβάθμιου συστήματος το οποίο αποτελεί τη σχέση ψευδοεπιτάχυνσης-μετακίνησης (S_a-S_d) του μονοβάθμιου συστήματος όταν αυτό υποβάλλεται σε οποιαδήποτε σεισμική διέγερση.

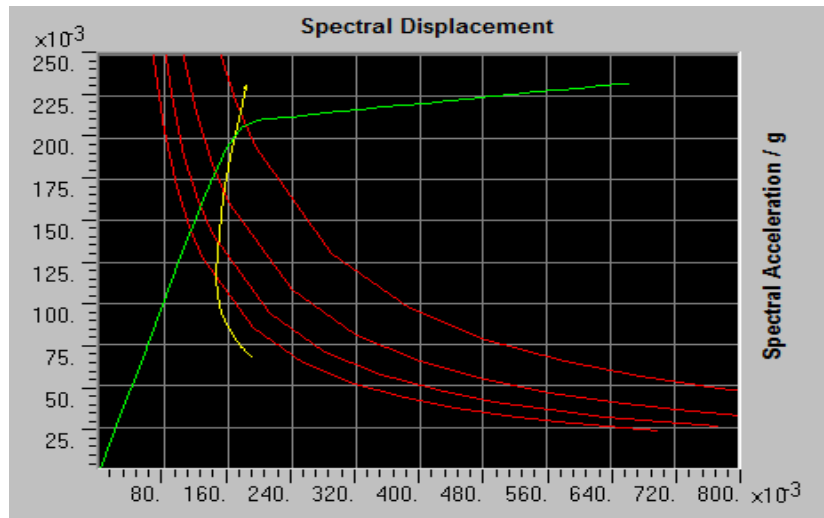


Σχήμα 11.2: Φάσμα ικανότητας ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος κτιρίου

Δεδομένης της απόκρισης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος υπολογίζεται αυτόματα, μέσω των συντελεστών τροποποίησης, το σημείο επιτελεστικότητας στην καμπύλη ικανότητας του κτιρίου.

Βήμα 3^ο-Προσδιορισμός απόκρισης ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος:

Ο προσδιορισμός της απόκρισης του μονοβάθμιου συστήματος στο χρησιμοποιούμενο λογισμικό ακολουθεί τη μεθοδολογία του κανονισμού ATC40. Με δεδομένα το φάσμα ικανότητας του συστήματος, την απόσβεση του συστήματος και το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού σε μορφή ADRS προκύπτει η απόκριση σε όρους ψευδοεπιτάχυνσης-μετακίνησης (S_a - S_d).



Σχήμα 11.3: Ελαστικά φάσματα του κανονισμού ATC40 για διάφορες τιμές απόσβεσης, φάσμα ικανότητας ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος και φάσμα απαίτησης ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

Στον ATC40 το φάσμα σχεδιασμού καθορίζεται από τους συντελεστές C_a και C_v . Αν το φάσμα σχεδιασμού βασίζεται στον EC8 τότε τα C_a και C_v προκύπτουν με εξίσωση των δύο φασμάτων.

Βήμα 4^ο-Προσδιορισμός απόκρισης κτιρίου:

Με δεδομένα τα S_a, S_d της απόκρισης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος προκύπτουν μέσω των συντελεστών PF_{1,a_1} , τα $V_t-\Delta_t$ της απόκρισης του κτιρίου. Η μετακίνηση Δ_t καλείται και στοχευόμενη μετακίνηση. Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως τα $V_t-\Delta_t$ αντιστοιχούν στο σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής.

Στο σημείο επιτελεστικότητας αλλά και σε κάθε σημείο της καμπύλης ικανότητας του κτιρίου, είναι γνωστά όλα τα εντατικά μεγέθη και όλες οι μετακινήσεις.

11.3 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 κατα 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: a_u / a_1

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

a_1 μέγεθος της a_g που αντιστοιχεί στη δημιουργία της πρώτης πλαστικής άρθρωσης

a_u μέγεθος της a_g 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.

Επίσης προσδιορίζονται τα ποσοστά εκμετάλλευσης των στύλων στο σημείο επιτελεστικότητας αλλά και σε όλα τα σημεία του μετελαστικού κλάδου της καμπύλης ικανότητας και διαπιστώνεται το αν προκύπτει ή όχι πλαστικοποίηση.

Για την κατασκευή της καμπύλης ικανότητας στο Etabs απαιτείται γενικά η τοποθέτηση πλαστικών αρθρώσεων στις ακραίες διατομές των στύλων. Στα εξεταζόμενα κτίρια τοποθετήθηκαν πλαστικές αρθρώσεις μόνο σε δοκούς αλλά προέκυψε ότι για όλα τα σημεία των καμπυλών ικανότητας οι στύλοι δεν αστοχούν. Επομένως οι καμπύλες ικανότητας είναι έγκυρες.

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.

11.4 Παραδοχές

Η μεθοδολογία υπολογισμού της μέγιστης ανελαστικής απόκρισης μέσω της Pushover ανάλυσης περιλαμβάνει αρκετές παραδοχές οι οποίες οδηγούν σε ορισμένη απώλεια ακρίβειας η οποία διαφέρει ανάλογα με την περίπτωση. Η ολοκληρωμένη παρουσίαση των παραδοχών που λαμβάνονται υπόψη, δεν είναι σκοπός αυτής της εργασίας, οπότε παρουσιάζονται μερικές μόνο από αυτές.

- Η κατανομή της φόρτισης είναι ανεξάρτητη απ'το αν η κατασκευή αποκρίνεται ελαστικά ή ανελαστικά.
- Για τον υπολογισμό της απόκρισης λαμβάνεται υπόψη μία μόνο ιδιομορφή, γεγονός που οδηγεί σε ορισμένο σφάλμα. Μια σωστότερη προσέγγιση θα επέβαλε τον υπολογισμό της ανελαστικής απόκρισης για πολλές ιδιομορφές και την επαλληλία-με κάποιο τρόπο- των ιδιομορφικών αποκρίσεων.

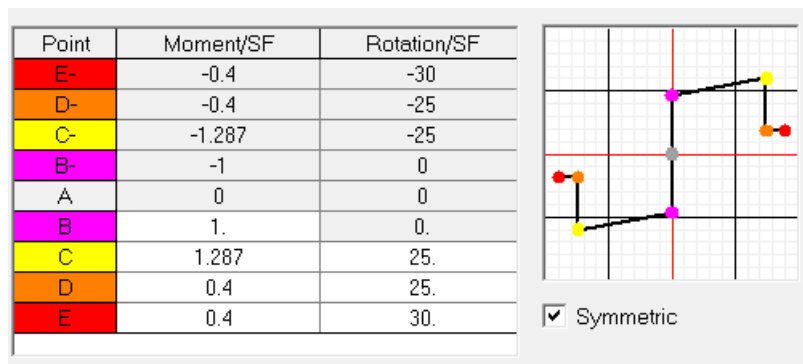
- Ο προσδιορισμός της μέγιστης απόκρισης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος(άρα και του κτιρίου)βάσει του κανονισμού ATC40,επιτυγχάνεται προσεγγιστικά μόνο, και άρα περιλαμβάνει σφάλμα ορισμένου μεγέθους.

Θα πρέπει ακόμα να αναφερθούν τα εξής:

- η απόκριση υπολογίζεται μέσω στατικής φόρτισης και άρα δεν λαμβάνεται επαρκώς υπόψη η μείωση της αντοχής και της δυσκαμψίας που επέρχεται κατα την δυναμική(πραγματική) ανελαστική απόκριση
- θεωρούμε ότι η πλαστικοποίηση συμβαίνει σε μια μόνο διατομή παρ'όλο που η διαρροή εξαπλώνεται και στις γειτονικές διατομές.Για μια ακριβέστερη ανάλυση θα έπρεπε να προσδώσουμε σε περισσότερες διατομές των dogbones τη δυνατότητα πλαστικοποίησης
- Μέσω της Pushover ανάλυσης μπορούν να επιτευχθούν αξιόλογης ακρίβειας αποτελέσματα με την προϋπόθεση ότι το κτίριο έχει συμμετρική κάτοψη.Όσο μεγαλύτερη είναι η απώλεια συμμετρικότητας τόσο μεγαλύτερο είναι το σφάλμα.

11.5 Διαγράμματα $M-\theta_{pl}$

Όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενη παράγραφο κατα την κατασκευή των καμπυλών ικανότητας των εξεταζόμενων κτιρίων στο Etabs,τοποθετούνται πλαστικές αρθρώσεις μόνο σε δοκούς και συγκεκριμένα στα μέσα των τμημάτων απομειωμένης διατομής των δοκών του συστήματος fuseis.Οι πλαστικές αρθρώσεις είναι τύπου M_3 ,αφορούν δηλαδή διατομές όπου οι αξονικές και τέμνουσες δυνάμεις είναι αρκετά μικρές ώστε να μην επηρεάζουν την πλαστική ροπή αντοχής.Κατα το σχεδιασμό έχουν ληφθεί σχετικά μέτρα για τον περιορισμό αυτών των αξονικών και τεμνουσών δυνάμεων.Για κάθε πλαστική άρθρωση θα πρέπει να είναι γνωστό το διάγραμμα ροπών-πλαστικών στροφών,καθώς και τα σημεία επι του διαγράμματος που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας.



Σχήμα 11.4: Τυπικό διάγραμμα ροπών-πλαστικών στροφών απομειωμένης SHS διατομής

Το διάγραμμα το οποίο είναι συμμετρικό(εικόνα 11.4),καθορίζεται απο 5 σημεία:

- Σημείο A: $M=0, \theta_{pl}=0$
- Σημείο B: $M=M_y$ (ελαστική ροπή αντοχής), $\theta_{pl}=0$

- Σημείο C: $M = a_{pl} * M_y = M_{pl}$ (πλαστική ροπή αντοχής), $\theta_{pl} = 25 * \theta_{sf}$
- Σημείο D: $M = 0.4 * M_y$, $\theta_{pl} = 25 * \theta_{sf}$
- Σημείο E: $M = 0.4 * M_y$, $\theta_{pl} = 30 * \theta_{sf}$ (Για επιβολή μεγαλύτερης πλαστικής στροφής επέρχεται μηδενισμός της ροπής αντοχής της διατομής)

Όπου

$$\theta_{sf} = \frac{W_{pl,dog} * f_y * L_{dog}}{6 * E * I_{dog}}$$

$a_{pl} = W_{pl} / W_{el}$, ο συντελεστής σχήματος

$W_{pl,dog}$: πλαστική ροπή αντίστασης απομειωμένης διατομής

$W_{el,dog}$: ελαστική ροπή αντίστασης απομειωμένης διατομής

L_{dog} : Μήκος μεταξύ των μέσων των απομειωμένων τμημάτων της δοκού

I_{dog} : Ροπή αδράνειας απομειωμένης διατομής

Οι στάθμες επιτελεσματικότητας άμεσης χρήσης (IO), προστασίας ζωής (LS) και αποφυγής κατάρρευσης (CP) σε όρους πλαστικών στροφών διατομών, αντιστοιχούν στις πλαστικές στροφές $\theta_{IO} = 5 \theta_{sf}$, $\theta_{LS} = 12 \theta_{sf}$, $\theta_{CP} = 18 \theta_{sf}$.

Στον πίνακα 11.1 δίνονται για κάθε απομειωμένη διατομή όλες οι απαραίτητες πληροφορίες για τη μόρφωση του αντίστοιχου διαγράμματος M- θ_{pl} .

Διατομή dogbone	$W_{el,dog} (cm^3)$	$W_{pl,dog} (cm^3)$	$M_y (KNm)$	$M_{pl} (KNm)$	a_{pl}
120x120x20 AP	170.300	232.000	40.021	54.520	1.362
140x140x20 AP	242.800	325.600	57.058	76.516	1.341
160x160x20 AP	328.500	435.200	77.198	102.272	1.325
180x180x20 AP	427.600	560.800	100.486	131.788	1.312
200x200x20 AP	533.400	695.200	125.349	163.372	1.303
220x220x20 AP	651.000	844.000	152.985	198.340	1.296
240x240x20 AP	780.000	1007.000	183.300	236.645	1.291
260x260x20 AP	912.500	1175.000	214.438	276.125	1.288
280x280x20 AP	1055.000	1356.000	247.925	318.660	1.285
310x250x22 AP	1224.000	1615.000	287.640	379.525	1.319
340x250x22 AP	1398.000	1859.000	328.530	436.865	1.330
340x250x26 AP	1591.000	2140.000	373.885	502.900	1.345

Διατομή dogbone	$f_y (kpa)$	$L_{dog} (cm)$	$E (Kpa)$	$I (cm^4)$	$\theta_{sf} (rad)$
120x120x20 AP	235000	120.2	2.1E08	1022	0.005089
140x140x20 AP	235000	116.9	2.1E08	1699	0.004178
160x160x20 AP	235000	113.6	2.1E08	2628	0.003509
180x180x20 AP	235000	110.3	2.1E08	3848	0.002998
200x200x20 AP	235000	107	2.1E08	5334	0.002601
220x220x20 AP	235000	103.7	2.1E08	7161	0.00228
240x240x20 AP	235000	100.4	2.1E08	9364	0.002014
260x260x20 AP	235000	97.1	2.1E08	11860	0.001794

280x280x20 AP	235000	93.8	2.1E08	14770	0.001606
310x250x22 AP	235000	94.85	2.1E08	18970	0.001506
340x250x22 AP	235000	92.9	2.1E08	23770	0.001355
340x250x26 AP	235000	92.9	2.1E08	27050	0.001371

Πίνακας 11.1: Προσδιορισμός των $M_{y,i}, a_{p,i}, \theta_{sf}$ των απομειωμένων διατομών, για την κατασκευή των διαγραμμάτων ροπών-πλαστικών στροφών

11.6 Pushover ανάλυση στα εξεταζόμενα κτίρια

11.6.1 Εισαγωγή

Για κάθε ένα απ'τα τρία εξεταζόμενα κτίρια πραγματοποιήθηκαν μονοτονικές αναλύσεις Pushover σε δύο διευθύνσεις και για δύο κατανομές φορτίσεων. Δεδομένου ότι οι δύο πρώτες ιδιομορφές κάθε κτιρίου είναι σχεδόν μεταφορικές (ασθενώς συζευγμένες λόγω μικρής ασυμμετρίας ως προς τον άξονα y), σε κάθε ανάλυση εφαρμόζεται μια μόνο κατανομή σε μια μόνο διεύθυνση αλλά και στις δύο φορές. Η μια κατανομή (ιδιομορφική) είναι όμοια της κατανομής των φορτίων της πρώτης ή της δεύτερης ιδιομορφής του κτιρίου ανάλογα με τη διεύθυνση της φόρτισης. Στη δεύτερη κατανομή (ομοιόμορφη) τα φορτία στους βαθμούς ελευθερίας είναι ανάλογα της μάζας των βαθμών ελευθερίας στη διεύθυνση της φόρτισης. Η μετακίνηση κορυφής καταγράφεται για το σημείο με συντεταγμένες $x=2, y=0$ του τελευταίου ορόφου.

Πριν πραγματοποιηθούν οι αναλύσεις έχουν τοποθετηθεί πλαστικές αρθρώσεις στα μέσα όλων των dogbones. Όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενη παράγραφο, δεν τοποθετούνται πλαστικές αρθρώσεις στα υποστυλώματα.

Στο Etabs τα σεισμικά φορτία εισάγονται μέσω των συντελεστών C_a και C_v του κανονισμού ATC40. Απ'την εξίσωση του φάσματος σχεδιασμού του EC8 (για $\zeta=5\%$) με το αντίστοιχο φάσμα του ATC40 προέκυψε ότι για $a_g=0.25g$ θα πρέπει $C_a=0.3125$ και $C_v=0.39$. Αφού εισαχθούν οι τιμές των C_a, C_v εισάγεται και η τιμή της απόσβεσης $\zeta=4\%$.

Τα στατικά φορτία, η εφαρμογή των οποίων προηγείται της εφαρμογής της πλευρικής φόρτισης, είναι ίδια με εκείνα του σεισμικού συνδυασμού, δηλαδή: $G+SDL+0.3L_{storey}+0.24L_{roof}$.

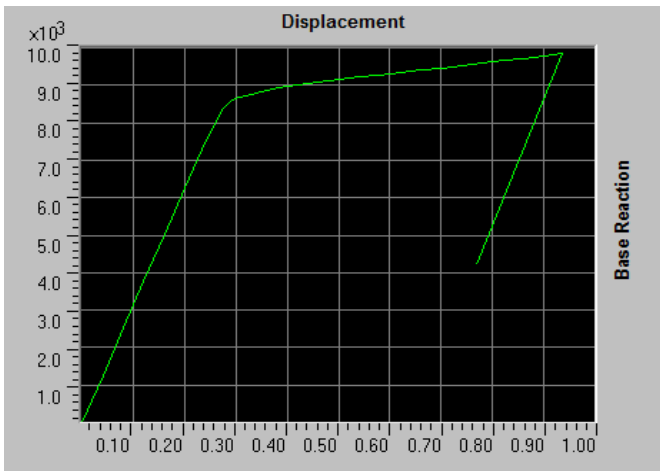
Επίσης σε όλες τις αναλύσεις λαμβάνονται υπόψη τα φαινόμενα P- Δ .

11.6.2 Αποτελέσματα αναλύσεων

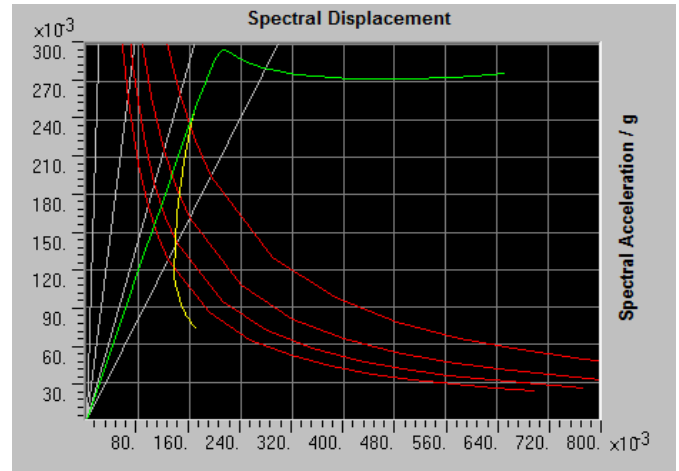
Παρουσιάζονται για κάθε κτίριο, για τη δυσμενέστερη φορά της εκάστοτε διέγερσης, τα εξής:

- η καμπύλη ικανότητας του κτιρίου
- το φάσμα ικανότητας του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (με το φάσμα απαίτησης του ATC40 για τα αναμενόμενα σεισμικά φορτία)
- οι τιμές ορισμένων μεγεθών της ανελαστικής απόκρισης
- η μέγιστη μετακίνηση κορυφής D_{top} που έχει προκύψει βάσει της ιδιομορφικής ανάλυσης, για σεισμό στην εξεταζόμενη μόνο διεύθυνση, χωρίς προσδιδόμενη εκκεντρότητα, και για $q=1$
- Τα μέγιστα ποσοστά εκμετάλλευσης των στύλων sr_{col} για $\Delta=\Delta_c$

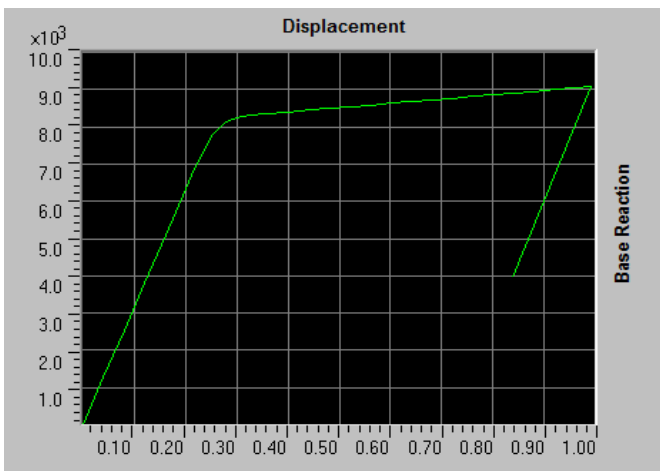
Κτίριο 1



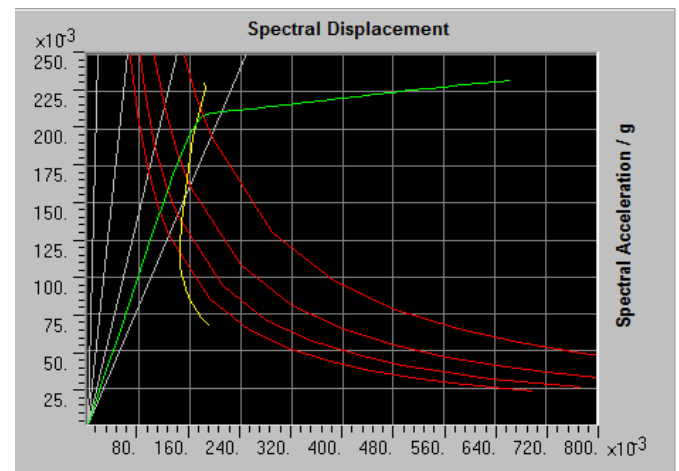
Σχήμα 11.5: Καμπύλη ικανότητας για φόρτιση κατά x ιδιομορφικής κατανομής



Σχήμα 11.6: Φάσμα ικανότητας και φάσμα απαίτησης για φόρτιση κατά x ιδιομορφικής κατανομής



Σχήμα 11.7: Καμπύλη ικανότητας για φόρτιση κατά y ιδιομορφικής κατανομής

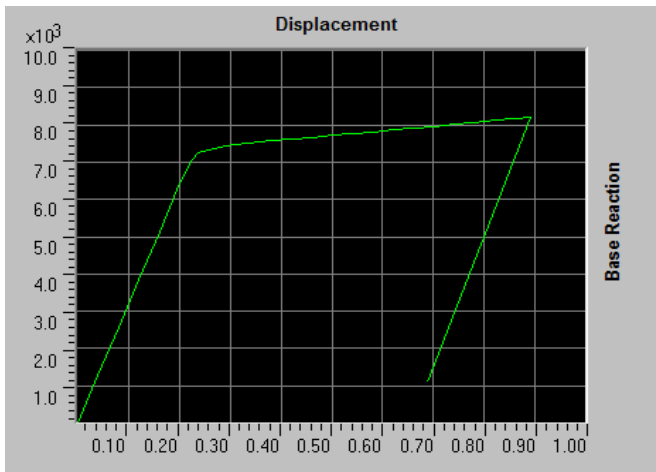


Σχήμα 11.8: Φάσμα ικανότητας και φάσμα απαίτησης για φόρτιση κατά y ιδιομορφικής κατανομής

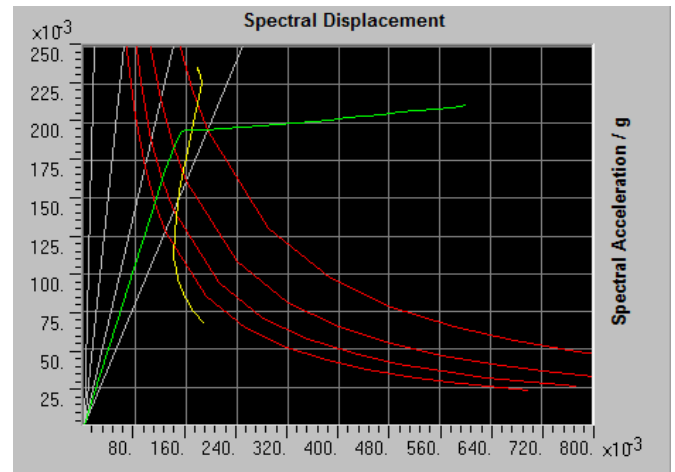
Κτίριο 1				
Κατανομή φορτίων	Φόρτιση κατά x		Φόρτιση κατά y	
	Ιδιομορφική κατά x	Ομοιόμορφη κατά x	Ιδιομορφική κατά y	Ομοιόμορφη κατά y
$\Delta_t(m)$	0.23	0.21	0.27	0.213
$\Delta_{t,el}(m)$	0.23	0.21	0.288	0.214
$\Delta_y(m)$	0.233	0.221	0.212	0.185
$\Delta_c(m)$	0.936	0.682	0.991	0.753
Δ_t / Δ_y	0.987	0.95	1.273	1.151
Δ_c / Δ_y	4.017	3.085	4.67	4.07
a_u/a_1	3.77	3.21	4.53	4.139
$s_{\Gamma_{col}}$	0.739	0.678	0.751	0.733
$D_{top}(m)$	0.249		0.246	

Πίνακας 11.2: Τιμές μεγεθών απόκρισης κτιρίου 1

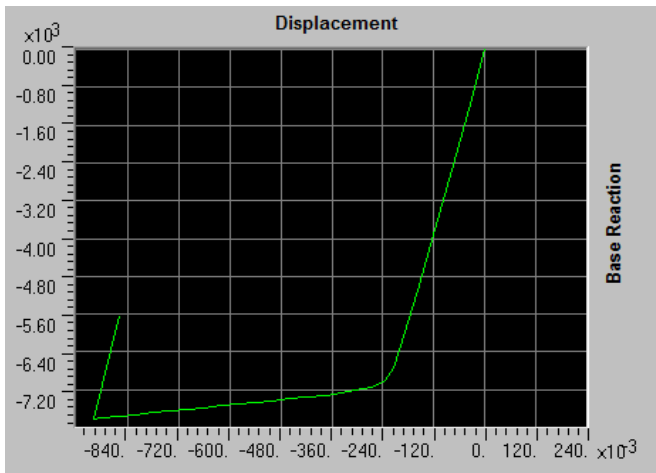
Κτίριο 2



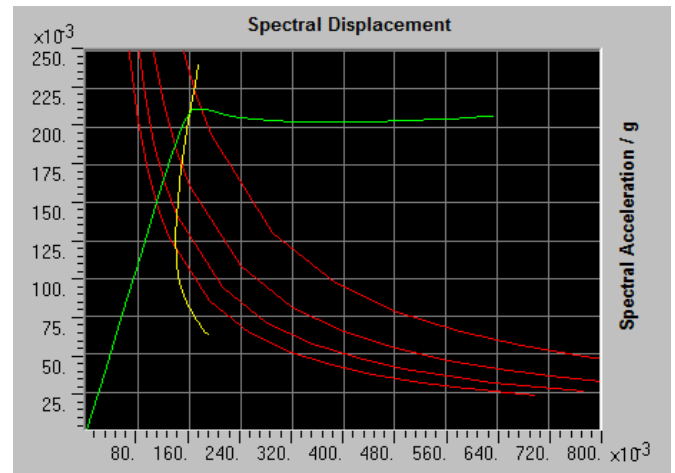
Σχήμα 11.9: Καμπύλη ικανότητας για φόρτιση κατά x ιδιομορφικής κατανομής



Σχήμα 11.10: Φάσμα ικανότητας και φάσμα απαίτησης για φόρτιση κατά x ιδιομορφικής κατανομής



Σχήμα 11.11: Καμπύλη ικανότητας για φόρτιση κατά y ιδιομορφικής κατανομής

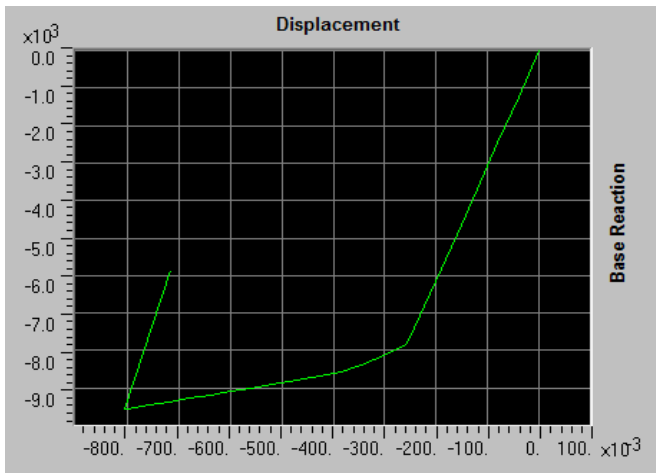


Σχήμα 11.12: Φάσμα ικανότητας και φάσμα απαίτησης για φόρτιση κατά y ιδιομορφικής κατανομής

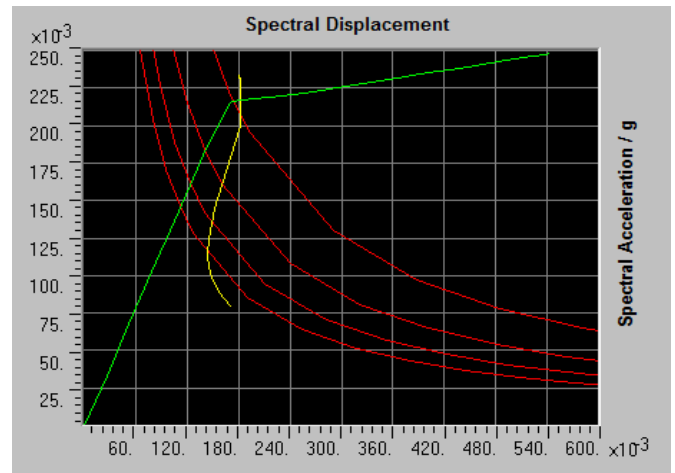
Κτίριο 2				
Κατανομή φορτίων	Φόρτιση κατά x		Φόρτιση κατά y	
	Ιδιομορφική κατά x	Ομοιόμορφη κατά x	Ιδιομορφική κατά y	Ομοιόμορφη κατά y
$\Delta_t(m)$	0.264	0.202	0.229	0.197
$\Delta_{t,el}(m)$	0.273	0.217	0.25	0.216
$\Delta_y(m)$	0.194	0.184	0.187	0.16
$\Delta_c(m)$	0.889	0.7	0.923	0.733
Δ_t / Δ_y	1.36	1.097	1.224	1.231
Δ_c / Δ_y	4.58	3.8	4.935	4.581
a_u / a_1	4.297	3.852	4.190	4.454
$s_{r_{col}}$	0.628	0.613	0.669	0.612
$D_{top}(m)$	0.249		0.250	

Πίνακας 11.3: Τιμές μεγεθών απόκρισης κτιρίου 2

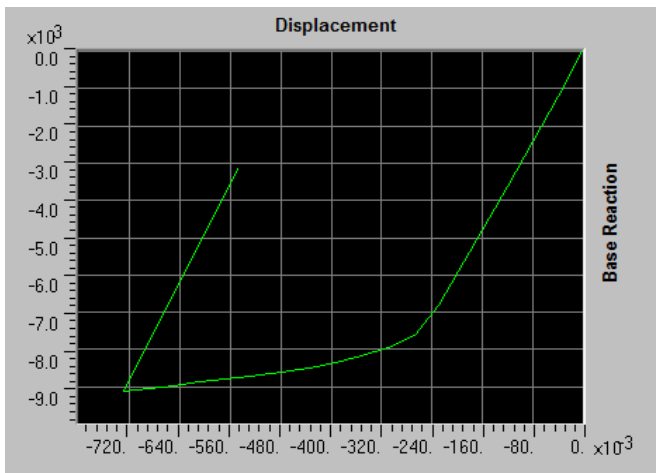
Κτίριο 3



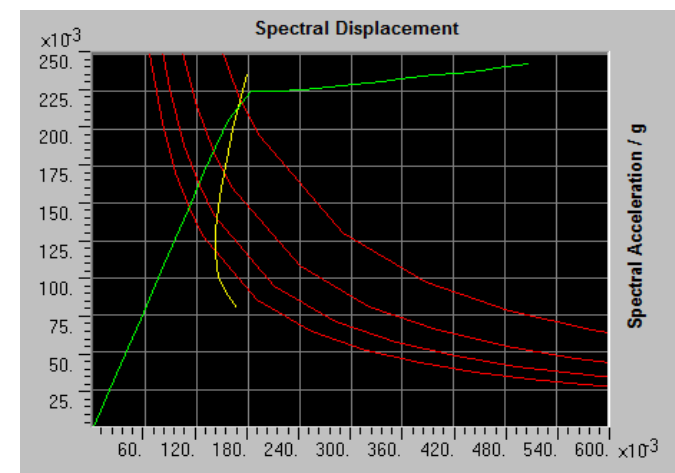
Σχήμα 11.13: Καμπύλη ικανότητας για φόρτιση κατά x ιδιομορφικής κατανομής



Σχήμα 11.14: Φάσμα ικανότητας και φάσμα απαίτησης για φόρτιση κατά x ιδιομορφικής κατανομής



Σχήμα 11.15: Καμπύλη ικανότητας για φόρτιση κατά y ιδιομορφικής κατανομής

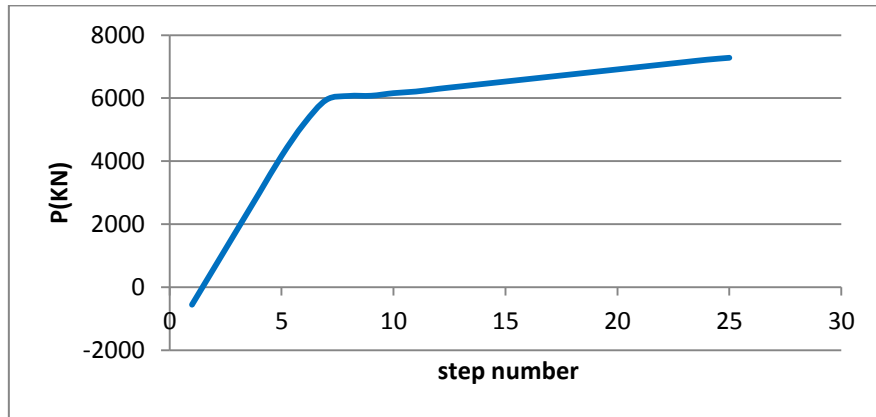


Σχήμα 11.16: Φάσμα ικανότητας και φάσμα απαίτησης για φόρτιση κατά y ιδιομορφικής κατανομής

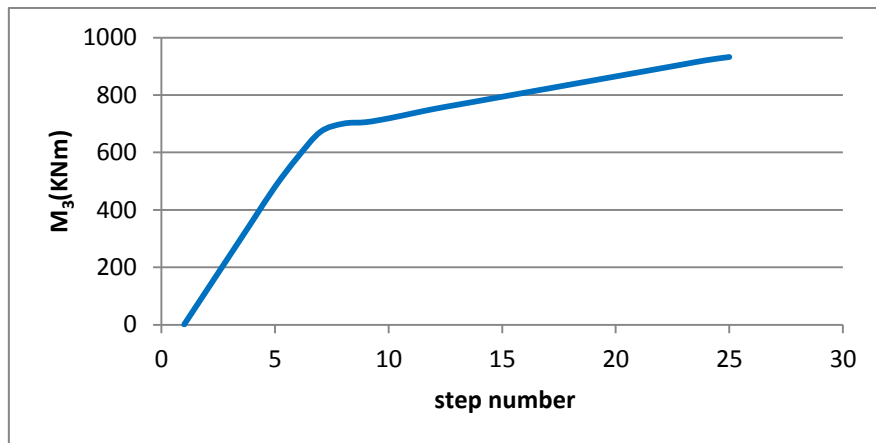
Κτίριο 3				
Κατανομή φορτίων	Φόρτιση κατά x		Φόρτιση κατά y	
	Ιδιομορφική κατά x	Ομοιόμορφη κατά x	Ιδιομορφική κατά y	Ομοιόμορφη κατά y
$\Delta_t(m)$	0.276	0.215	0.247	0.206
$\Delta_{t,el}(m)$	0.272	0.219	0.260	0.222
$\Delta_y(m)$	0.210	0.166	0.189	0.158
$\Delta_c(m)$	0.805	0.568	0.730	0.53
Δ_t / Δ_y	1.314	1.295	1.306	1.303
Δ_c / Δ_y	3.833	3.421	3.862	3.354
a_u/a_1	4.1	3.915	4.190	3.94
$s_{r,col}$	0.81	0.767	0.822	0.780
$D_{top}(m)$	0.251		0.253	

Πίνακας 11.4: Τιμές μεγεθών απόκρισης κτιρίου 3

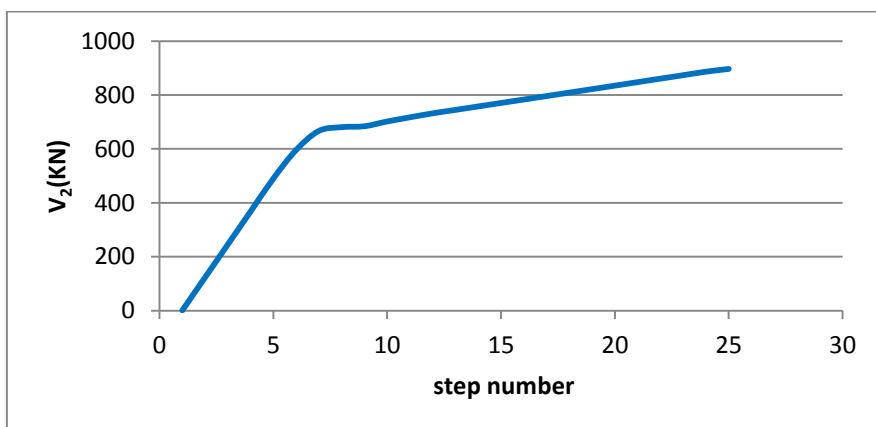
Στα επόμενα διαγράμματα παρουσιάζεται η εξέλιξη των εντατικών μεγεθών (αξονικής δύναμης, ροπής και τέμνουσας δύναμης κατά σειρά) στην κορυφή του υποστυλώματος συντεταγμένων $x=0, y=0$ του πρώτου ορόφου του κτιρίου 2 καθώς αυξάνεται το μέγεθος της πλευρικής διέγερσης (ιδιομορφική κατανομή κατά x) και αναπτύσσεται σταδιακά ο πλαστικός μηχανισμός. Τα διαγράμματα αποτυπώνουν τη μεταβολή των εντατικών μεγεθών μέχρι τη δημιουργία μηχανισμού.



Σχήμα 11.17: Μεταβολή αξονικής δύναμης σύλου για αυξανόμενα πλευρικά φορτία



Σχήμα 11.18: Μεταβολή καμπτικής ροπής σύλου για αυξανόμενα πλευρικά φορτία



Σχήμα 11.19: Μεταβολή τέμνουσας δύναμης σύλου για αυξανόμενα πλευρικά φορτία

Στο σημείο επιτελεστικότητας κάθε pushover ανάλυσης με φορτία ιδιομορφικής κατανομής, προσδιορίστηκε η σχετική ως προς τις στάθμες επιτελεστικότητας, καταπόνηση των διατομών των πλαστικών αρθρώσεων. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στους πίνακες 11.5 έως 11.7.

Κτίριο 1			
Φόρτιση	Διεύθυνσης	x	y
	Κατανομής	Ιδιομορφικής	Ιδιομορφικής
Συνολικός αριθμός διατομών εν δυνάμει πλαστικών αρθρώσεων και στις δύο διευθύνσεις		1804	
Συνολικός αριθμός διατομών εν δυνάμει πλαστικών αρθρώσεων στην εξεταζόμενη διεύθυνση		820	984
Αριθμός πλαστικών αρθρώσεων στο σημείο επιτελεστικότητας		8	804
Αριθμός πλαστικών αρθρώσεων με	$0 < \theta < \theta_{IO}$	8	804
	$\theta_{IO} < \theta < \theta_{LS}$	0	0
	$\theta_{LS} < \theta < \theta_{CP}$	0	0
	$\theta_{CP} < \theta$	0	0

Πίνακας 11.5: Αναπτυσσόμενες πλαστικές στροφές κτιρίου 1

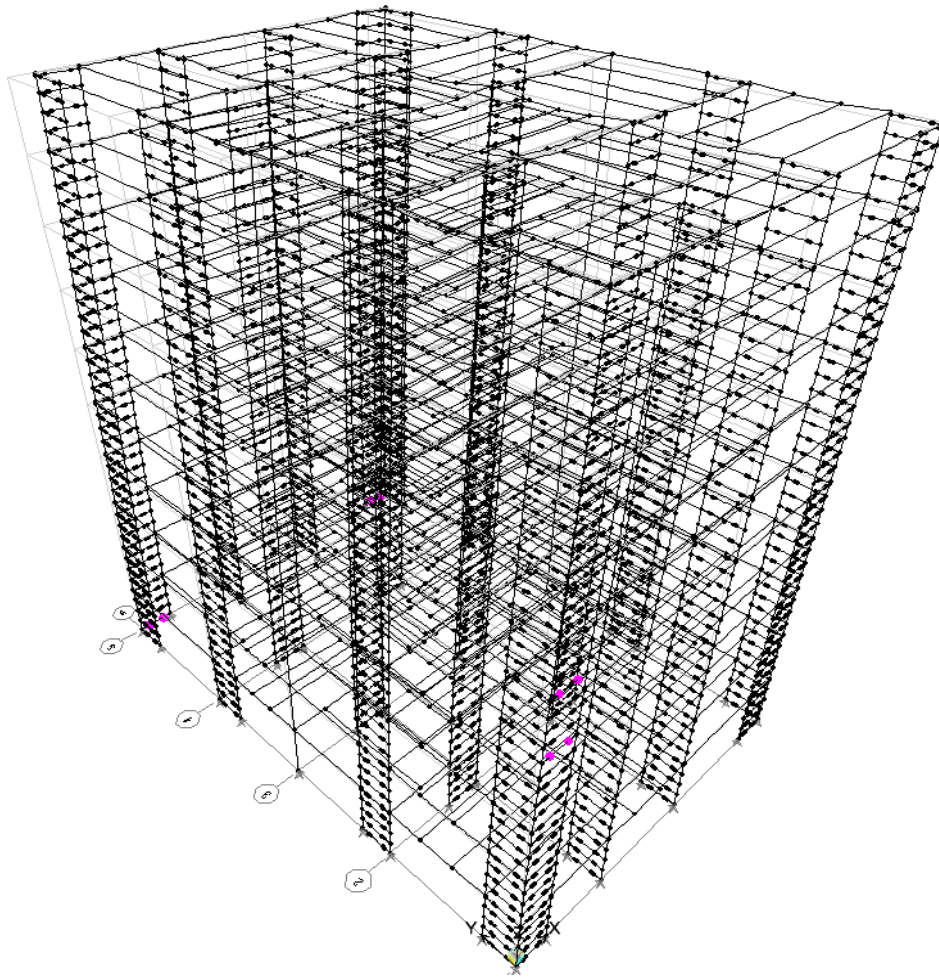
Κτίριο 2			
Φόρτιση	Διεύθυνσης	x	y
	Κατανομής	Ιδιομορφικής	Ιδιομορφικής
Συνολικός αριθμός διατομών εν δυνάμει πλαστικών αρθρώσεων και στις δύο διευθύνσεις		1476	
Συνολικός αριθμός διατομών εν δυνάμει πλαστικών αρθρώσεων στην εξεταζόμενη διεύθυνση		656	820
Αριθμός πλαστικών αρθρώσεων στο σημείο επιτελεστικότητας		568	606
Αριθμός πλαστικών αρθρώσεων με	$0 < \theta < \theta_{IO}$	568	606
	$\theta_{IO} < \theta < \theta_{LS}$	0	0
	$\theta_{LS} < \theta < \theta_{CP}$	0	0
	$\theta_{CP} < \theta$	0	0

Πίνακας 11.6: Αναπτυσσόμενες πλαστικές στροφές κτιρίου 2

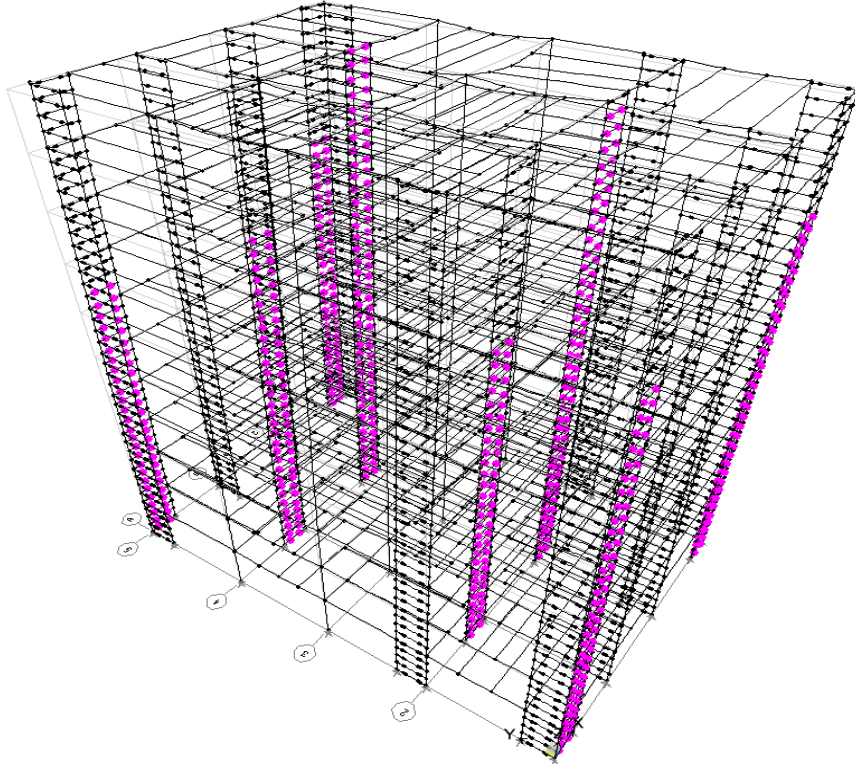
Κτίριο 3			
Φόρτιση	Διεύθυνσης	x	y
	Κατανομής	Ιδιομορφικής	Ιδιομορφικής
Συνολικός αριθμός διατομών εν δυνάμει πλαστικών αρθρώσεων και στις δύο διευθύνσεις		1148	
Συνολικός αριθμός διατομών εν δυνάμει πλαστικών αρθρώσεων στην εξεταζόμενη διεύθυνση		492	656
Αριθμός πλαστικών αρθρώσεων στο σημείο επιτελεστικότητας		283	270
Αριθμός πλαστικών αρθρώσεων με	$0 < \theta < \theta_{IO}$	283	270
	$\theta_{IO} < \theta < \theta_{LS}$	0	0
	$\theta_{LS} < \theta < \theta_{CP}$	0	0
	$\theta_{CP} < \theta$	0	0

Πίνακας 11.7: Αναπτυσσόμενες πλαστικές στροφές κτιρίου 3

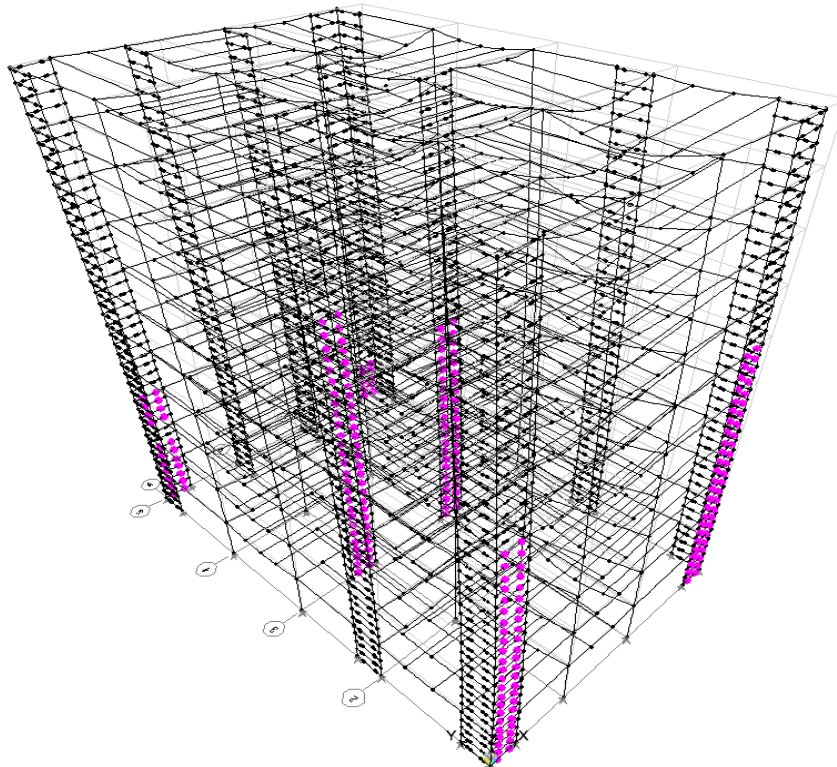
Οι πλαστικές στροφές θ_{10} , θ_{15} , θ_{CP} αναφέρονται στις στάθμες επιτελεστικότητας άμεσης χρήσης, προστασίας ζωής και αποφυγής κατάρρευσης αντίστοιχα (όπως αυτές καθορίζονται στο διάγραμμα $M-\theta_{pl}$ των διατομών των πλαστικών αρθρώσεων). Δεδομένου ότι το λογισμικό δεν αποθηκεύει τα δεδομένα για το σημείο επιτελεστικότητας ακριβώς αλλά για κάποιο γειτονικό σημείο, τα στοιχεία των πινάκων ενδεχομένως να παρουσιάζουν ορισμένο σφάλμα δεδομένου ότι τα σημεία επιτελεστικότητας βρίσκονται στην περιοχή όπου η καμπύλη ικανότητας αλλάζει κλίση. Στις επόμενες εικόνες δίνονται οι φορείς των κτιρίων 1, 2 και 3 κατα σειρά, στο σημείο επιτελεστικότητας (ή κοντά σε αυτό για τους λόγους που αναφέρθηκαν) για φόρτιση ιδιομορφικής κατανομής στη διεύθυνση x .



Σχήμα 20: Παραμόρφωση κτιρίου 1 κοντά στο σημείο επιτελεστικότητας για ιδιομορφικής κατανομής φόρτιση κατα x (ελάχιστες πλαστικές αρθρώσεις-μικρές πλαστικές στροφές)



Σχήμα 21: Παραμόρφωση κτιρίου 2 κοντά στο σημείο επιτελεστικότητας για ιδιομορφικής κατανομής φόρτιση κατά x (εκτεταμένη πλαστικοποίηση-μικρές πλαστικές στροφές)



Σχήμα 22: Παραμόρφωση κτιρίου 3 κοντά στο σημείο επιτελεστικότητας για ιδιομορφικής κατανομής φόρτιση κατά x (εκτεταμένη πλαστικοποίηση-μικρές πλαστικές στροφές)

Υπάρχει ακόμα ένα πλήθος πληροφοριών που μπορούν να εξαχθούν απ'τις αναλύσεις pushover όπως για παράδειγμα η εξέλιξη της πλαστικοποίησης των κτιρίων καθώς αυξάνονται τα πλευρικά φορτία, οι μέγιστες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων, οι περιοχές που καταπονούνται περισσότερο κ.α. Οι πληροφορίες αυτές είναι διαθέσιμες στα αρχεία των αναλύσεων. Για τις απαιτήσεις της εργασίας όμως, περιοριζόμαστε στα αποτελέσματα που αναφέρθηκαν.

11.7 Επεξεργασία των αποτελεσμάτων

Μελετώντας τα αποτελέσματα των Pushover αναλύσεων προκύπτουν οι παρακάτω παρατηρήσεις. Δίνεται έμφαση στις αναλύσεις όπου τα φορτία είναι ιδιομορφικών κατανομών, δεδομένης της κρισιμότητας και της ακρίβειάς τους σχετικά με τις υπόλοιπες αναλύσεις.

1) Οι μέγιστες μετακινήσεις που αντιστοιχούν στις ομοιόμορφες κατανομές, είναι για κάθε διεύθυνση μικρότερες σε σχέση με εκείνες που αντιστοιχούν στις ιδιομορφικές κατανομές. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι στην ιδιομορφική κατανομή τα φορτία αυξάνονται καθώς αυξάνεται το ύψος, ενώ στην ομοιόμορφη τα φορτία παραμένουν περίπου σταθερά. Επομένως για τα φορτία της ιδιομορφικής κατανομής, σε δεδομένη τέμνουσα βάσης αντιστοιχούν μεγαλύτερες μετακινήσεις σε σχέση με τα φορτία της ομοιόμορφης κατανομής.

2) Οι μέγιστες μετακινήσεις για τις φορτίσεις ιδιομορφικών κατανομών ισούνται περίπου με 0.23m έως 0.25m στη διεύθυνση της πρώτης ιδιομορφής και 0.27m στη διεύθυνση της δεύτερης ιδιομορφής. Οι τιμές αυτές είναι παραπλήσιες των αντίστοιχων μετακινήσεων που είχαν προκύψει για ιδιομορφική ανάλυση με φόρτιση στην ίδια διεύθυνση για $q=1$, χωρίς προσδιδόμενη εκκεντρότητα στα διαφράγματα, οι οποίες είναι περίπου ίσες με 0.25m.

3) Η ένταση στα μή πλαστίμα μέλη της κατασκευής δεν αυξάνεται σημαντικά μετά το σχηματισμό του μηχανισμού πλαστικών αρθρώσεων όπως διαπιστώνεται απ'την εξέλιξη των εντατικών μεγεθών του υποστυλώματος που εξετάστηκε στον πρώτο όροφο του κτιρίου 2.

4) Τα υποστυλώματα δεν αστοχούν, ακόμα και στο σημείο όπου σχηματίζεται μηχανισμός κατάρευσης. Αυτό δικαιολογείται ως εξής:

- κατά τον ικανοτικό σχεδιασμό έχουμε θεωρήσει προσαύξηση της αντοχής των πλαστικών διατομών κατά $1.1 * \gamma_{ov} = 1.375$, κάτι που δεν λαμβάνεται υπόψη στις αναλύσεις Pushover
- κατά τον ικανοτικό σχεδιασμό το κτίριο καταπονείται από σεισμικά φορτία και στις δύο διευθύνσεις ενώ στην Pushover ανάλυση τα φορτία δρούν στη μια μόνο διεύθυνση
- Μετά την ανάπτυξη του μηχανισμού πλαστικών αρθρώσεων η αύξηση της έντασης των υποστυλωμάτων είναι σχετικά μικρή.

5) Στις περιπτώσεις όπου το σημείο επιτελεστικότητας βρίσκεται στο μετελαστικό κλάδο της καμπύλης ικανότητας, οι ελαστικές μετακινήσεις είναι περίπου ίσες με τις ανελαστικές.

6) Από αναλύσεις Pushover που πραγματοποιήθηκαν χωρίς να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα P-Δ, διαπιστώθηκε ότι τα αποτελέσματα που προέκυψαν είναι περίπου ίσα με εκείνα των αναλύσεων

δευτέρας τάξεως. Επίσης κατα τις ιδιομορφικές αναλύσεις, αν για τον υπολογισμό του θ ληφθεί υπόψη το q που αντιστοιχεί στην εμφάνιση της πρώτης πλαστικής άρθρωσης θα προκύψει $\theta < 0.1$. Επομένως τα φαινόμενα P-Δ είναι μάλλον αμελητέα.

7) Οι λόγοι Δ_t/Δ_y ενδεικτικοί των αναπτυσσόμενων πλαστιμοτήτων, δεν ξεπερνούν την τιμή 1.36. Δεδομένων των σχετικά μικρών ποσοστών εκμετάλευσης απ' την ιδιομορφική ανάλυση (όπου έχω συμβολή σεισμικών φορτίων και των δύο διευθύνσεων), το αποτέλεσμα αυτό είναι αναμενόμενο. Άλλωστε, όπως ήδη έχει αναφερθεί, κρίσιμες για το σχεδιασμό με ιδιομορφική ανάλυση ήταν οι μετακινήσεις και όχι οι απαιτήσεις αντοχής.

8) Οι λόγοι Δ_c/Δ_y , a_u/a_1 οι οποίοι είναι ενδεικτικοί της διαθέσιμης πλαστιμότητας του κτιρίου, για τις φορτίσεις ιδιομορφικών κατανομών, παίρνουν τιμές που κυμαίνονται περίπου, από 3.8 έως 4.9, και από 3.77 έως 4.53 αντίστοιχα. Βάσει αυτών των τιμών αλλά και απ' τη μορφή των αντίστοιχων καμπυλών ικανότητας εξαγονται τα όποια συμπεράσματα σχετικά με το μέγεθος των πλαστιμοτήτων που μπορούν να αναπτυχθούν στο κτίριο σε όρους μετακινήσεων κορυφής.

9) Οι μετακινήσεις Δ_y , βρίσκονται στον αρχικό κλάδο των καμπυλών ικανότητας, σε περιοχή η οποία τοποθετείται εμφανώς σε ορισμένη απόσταση πριν το σημείο όπου επέρχεται αλλαγή της κλίσης. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι κατά το σχεδιασμό, ορισμένες μόνο διατομές πλαστικών αρθρώσεων, οι οποίες αποτελούν ένα πολύ μικρό ποσοστό του συνόλου των διατομών πλαστικών αρθρώσεων, αναπτύσσουν σημαντικά μεγαλύτερα ποσοστά εκμετάλευσης. Η παρατήρηση αυτή θα πρέπει να ληφθεί υπόψη κατά την αξιολόγηση των τιμών των λόγων Δ_c/Δ_y και a_u/a_1 .

10) Σε όλα τα κτίρια, οι αναλύσεις με φορτία ιδιομορφικών κατανομών, δείχνουν ότι κατά την απόκριση στα αναμενόμενα σεισμικά φορτία σε κάθε διεύθυνση, αναπτύσσεται μέρος του μηχανισμού πλαστικών αρθρώσεων, άλλωτε μικρότερο και άλλωτε μεγαλύτερο (ανάλογα με το κτίριο και τη διεύθυνση της φόρτισης). Ωστόσο σε κάθε περίπτωση, σε καμιά πλαστική άρθρωση δεν υπερβαίνεται η στάθμη επιτελεστικότητας άμεσης χρήσης, κάτι που είναι αναμενόμενο, δεδομένων των τιμών των αντίστοιχων λόγων Δ_t/Δ_y και Δ_c/Δ_y .

11) Ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων διαφέρει σημαντικά από κτίριο σε κτίριο. Δεδομένου ότι στις περισσότερες περιπτώσεις οι αποκρίσεις των κτιρίων (σε όρους V-Δ) τοποθετούνται στην περιοχή όπου η καμπύλη ικανότητας αλλάζει κλίση, μικρή μεταβολή της μετακίνησης κορυφής οδηγεί σε μεγάλη μεταβολή των αναπτυσσόμενων πλαστικών αρθρώσεων. Ωστόσο, το κτίριο 1 για ιδιομορφικά φορτία κατά x , αποκρίνεται σχεδόν ελαστικά με δημιουργία ελάχιστων πλαστικών αρθρώσεων.

12) Απ' τα αποτελέσματα των Pushover αναλύσεων, είναι δυνατή και η σύγκριση των τριών κτιρίων ως προς τα μεγέθη της ανελαστικής απόκρισης. Η διαδικασία αυτή πραγματοποιείται αναλυτικά στο επόμενο κεφάλαιο.

Τέλος, θα πρέπει να σημειωθεί ένα ακόμα σχόλιο:

Εφόσον τα dogbones έχουν προσομειωθεί με σταθερή διατομή σε όλο το μήκος τους, οι πλαστικές αρθρώσεις θα έπρεπε να τοποθετηθούν στα άκρα των dogbones που βρίσκονται πλησιέστερα στα άκρα των δοκών. Ωστόσο, δεδομένου ότι οι απομειώσεις έχουν γεωμετρία επιμήκους οπής, στην πραγματικότητα η πλαστικοποίηση ξεκινά από κάποια άλλη θέση πλησιέστερη προς το μέσο των dogbones. Επομένως, οι πλαστικές αρθρώσεις επιλέγεται να τοποθετηθούν στα μέσα των dogbones. Για μεγαλύτερης ακρίβειας ανάλυση, θα πρέπει να προστεθούν μια ή περισσότερες πλαστικές αρθρώσεις σε διάφορες γειτονικές θέσεις του κάθε dogbone.

12. Σύγκριση εναλλακτικών εκδοχών σχεδιασμού

12.1 Σύγκριση κτιρίων

Όπως αναφέρθηκε κατα την εισαγωγή, βασική επιδίωξη αποτελεί η σύγκριση των τριών κτιρίων όταν αυτά αποκρίνονται στα ίδια σεισμικά φορτία με τις ίδιες περίπου μετακινήσεις. Στον πίνακα 12.1 δίνονται οι μέγιστες μετακινήσεις κορυφής που προέκυψαν σε κάθε διεύθυνση απ' τις αναλύσεις Pushover και τις ιδιομορφικές αναλύσεις. Υπενθυμίζεται ότι στις συγκεκριμένες ιδιομορφικές αναλύσεις λαμβάνονται σεισμικά φορτία για την εξεταζόμενη μόνο διεύθυνση, και δεν προσδίδονται εκκεντρότητες στα διαφράγματα, ώστε να είναι δυνατή η σύγκριση με τις αναλύσεις Pushover.

	Μετακίνηση κορυφής	Κτίριο 1	Κτίριο 2	Κτίριο 3
Αναλύσεις Pushover με φορτίσεις ιδιομορφικής κατανομής	$\Delta_x(m)$	0.23	0.264	0.276
	$\Delta_y(m)$	0.27	0.229	0.247
Αναλύσεις Pushover με φορτίσεις ομοιόμορφης κατανομής	$\Delta_x(m)$	0.21	0.202	0.215
	$\Delta_y(m)$	0.213	0.197	0.206
Ιδιομορφικές αναλύσεις	$\Delta_x(m)$	0.249	0.249	0.251
	$\Delta_y(m)$	0.246	0.25	0.253

Πίνακας 12.1: Μετακινήσεις κορυφής για κάθε κτίριο

Οι αποκλίσεις είναι σχετικά μικρές, με μοναδική ίσως εξαίρεση τις μετακινήσεις του κτιρίου 1 στις αναλύσεις Pushover με φόρτιση ιδιομορφικής κατανομής. Υπενθυμίζεται επίσης ότι κατά τις αρχικές ιδιομορφικές αναλύσεις, οι απόλυτες αλλά και οι σχετικές μετακινήσεις (μέγιστες) όλων των ορόφων στα τρία κτίρια, ήταν σχεδόν ίσες.

Επομένως, θεωρώντας ότι οι αποκρίσεις των μετακινήσεων των κτιρίων είναι παραπλήσιες, ακολουθεί η σύγκριση των κτιρίων ως προς τους εξής παράγοντες:

- Συνολικό βάρος χάλυβα
- Αριθμός συνδέσεων του συστήματος fuseis
- Αναπτυσσόμενες πλαστιμότητες σε κάθε διεύθυνση σε όρους μετακινήσεων κορυφής, βάσει των αναλύσεων Pushover με φορτία των αντίστοιχων ιδιομορφικών κατανομών, μέσω του λόγου Δ_x/Δ_y .
- Διαθέσιμες πλαστιμότητες σε κάθε διεύθυνση σε όρους μετακινήσεων κορυφής, βάσει των αναλύσεων Pushover με φορτία των αντίστοιχων ιδιομορφικών κατανομών, μέσω των λόγων Δ_c/Δ_y και a_w/a_1
- Μέση τιμή ποσοστών εκμετάλλευσης των δυσμενέστερα φορτιζόμενων απομειωμένων διατομών των δοκών του συστήματος fuseis, sr_{av} για το σεισμικό συνδυασμό, από τις αρχικές ιδιομορφικές αναλύσεις

Τα αποτελέσματα συνοψίζονται στον πίνακα 12.2. Στην τελευταία στήλη του πίνακα, σημειώνεται για κάθε μέγεθος σύγκρισης, το εμφανώς δυσμενέστερο κτίριο, εφόσον βέβαια διακρίνεται ότι σε αυτό το κτίριο η τιμή του παράγοντα σύγκρισης διαφέρει σημαντικά σε σχέση με τα άλλα κτίρια. Στην περίπτωση που δεν υπάρχουν σημαντικές διαφορές, το πεδίο μένει κενό.

	Κτίριο 1	Κτίριο 2	Κτίριο 3	Δυσμενέστερο κτίριο
Συνολικό βάρος χάλυβα(tons)	1081	1158	1055	-
Αριθμός συνδέσεων συστήματος fuseis	1804	1476	1148	1
Δ_i/Δ_y κατα x	0.987	1.36	1.314	2 και 3
Δ_i/Δ_y κατα y	1.273	1.224	1.306	-
Δ_c/Δ_y κατα x	4.017	4.58	3.833	3 και 1
Δ_c/Δ_y κατα y	4.67	4.935	3.862	3
a_u/a_1 κατα x	3.77	4.297	4.1	1
a_u/a_1 κατα y	4.53	4.190	4.190	2 και 3
sr_{av}	0.29	0.336	0.31	-

Πίνακας 12.2: Παράγοντες σύγκρισης των τριών κτιρίων

12.2 Επιλογή κτιρίου

Σε ότι αφορά τις αναπτυσσόμενες και τις διαθέσιμες πλαστιμότητες, οι διαφορές είναι γενικά μικρές αλλά όχι αμελητέες. Ως προς αυτούς τους δύο παράγοντες το κτίριο 3 είναι μάλλον το δυσμενέστερο, χωρίς ωστόσο να διαφέρει σημαντικά απ' τα άλλα δύο κτίρια. Τα δε ποσοστά εκμετάλευσης είναι περίπου ίδια και για τα τρία κτίρια, όπως επίσης συμβαίνει και με τα συνολικά βάρη χάλυβα του κάθε κτιρίου.

Ο κύριος παράγοντας ως προς τον οποίο παρατηρούνται μεγάλες διαφορές είναι ο αριθμός των συνδέσεων του συστήματος fuseis, ο οποίος λαμβάνει σημαντικά ευμενέστερη τιμή στο κτίριο 3. Φυσικά, οι διαφορές σχετικά με τον αριθμό των συνδέσεων ήταν γνωστές εξ' αρχής, όταν καθορίστηκαν οι διαφορές ως προς τον αριθμό των διατάξεων του συστήματος fuseis, προτού ολοκληρωθεί η διαδικασία της διαστασιολόγησης για κάθε κτίριο.

Με βάση τα παραπάνω και δίνοντας βαρύτητα στον αριθμό των συνδέσεων, επιλέγεται ως προτιμότερο το κτίριο 3, το προσομείωμα του οποίου θα υποβληθεί σε μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας για την εξαγωγή περισσότερων και ακριβέστερων πληροφοριών σχετικά με την ανελαστική του απόκριση.

13. Μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις

13.1 Γενικά

Απ'τις δύο διαθέσιμες επιλογές ανάλυσης για τον προσδιορισμό της ανελαστικής απόκρισης ενός κτιρίου,την Pushover ανάλυση και τη μη γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας,η δεύτερη προσφέρει τη μεγαλύτερη ακρίβεια και το μεγαλύτερο όγκο εξαγόμενων πληροφοριών.

Μέσω της μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας,με δεδομένα τη διέγερση,τις καμπύλες $M-\theta_{pl}$ για ανακυκλιζόμενη φόρτιση των διατομών στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων και τις ιδιομορφικές αποσβέσεις,υπολογίζεται η απόκριση της κατασκευής σε κάθε χρονική στιγμή του επιθυμητού χρονικού διαστήματος.

Ωστόσο παρουσιάζονται δύο σημαντικά μειονεκτήματα.Το ένα έχει να κάνει με το μεγάλο υπολογιστικό χρόνο που απαιτείται για την ολοκλήρωση μιας μόνο ανάλυσης,ειδικά όταν η κατασκευή είναι μεγάλου μεγέθους και περιλαμβάνει πολλούς βαθμούς ελευθερίας.Το δεύτερο έχει να κάνει με την ευαισθησία της ανελαστικής απόκρισης σε μεταβολές της διέγερσης.Ακόμα και αν οι χρησιμοποιούμενες διεγέρσεις έχουν παρόμοιο φάσμα απόκρισης,η ανελαστική απόκριση της κατασκευής ενδεχομένως να παρουσιάσει σημαντικές διαφορές.

Επομένως για την εξαγωγή αξιόπιστων αποτελεσμάτων απαιτείται η υποβολή του προσομειώματος της κατασκευής σε σχετικά μεγάλο αριθμό διεγέρσεων,όπου για την ανάλυση σε κάθε διέγερση απαιτείται σημαντικός υπολογιστικός χρόνος,με αποτέλεσμα η συνολική διαδικασία να είναι αρκετά χρονοβόρα.

Απ'τα τρία εξεταζόμενα κτίρια,το κτίριο 3 που θεωρήθηκε ως το προτιμότερο(λόγω του σημαντικά μικρότερου αριθμού των συνδέσεων),επιλέχθηκε για την πραγματοποίηση των μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων,οπότε και προέκυψαν περισσότερες και ακριβέστερες πληροφορίες σχετικά με την απόκρισή του.

13.2 Δεδομένα

Για την εκτέλεση της ανάλυσης θα πρέπει αρχικά να ορίσουμε τα στατικά φορτία,τα οποία είναι εκείνα του σεισμικού συνδυασμού,δηλαδή: $G+SDL+0.3L_{storey}+0.24L_{roof}$

Η κατασκευή του αναλογικού μητρώου αποσβέσεως βασίζεται στη μέθοδο Rayleigh όπου $[C]=a_0[M]+a_1[K]$.Οι τιμές a_0 , a_1 υπολογίστηκαν βάσει των ιδιομορφικών αποσβέσεων $\xi_1=0.04,\xi_2=0.04$ της πρώτης και δεύτερης ιδιομορφής αντίστοιχα και προέκυψαν $a_0=0.146$ και $a_1=0.0109$.

Οι θέσεις πλαστικών αρθρώσεων,τοποθετούνται στα μέσα των dogbones.Θεωρούμε ότι η πλαστικοποίηση συμβαίνει σε μια μόνο διατομή οπότε όλες οι γειτονικές διατομές βρίσκονται πάντα στην ελαστική περιοχή(στην πραγματικότητα η πλαστικοποίηση εκτείνεται και στις γειτονικές διατομές,και αυτός άλλωστε είναι ένας λόγος που το dogbone έχει ορισμένο μήκος).Τα διαγράμματα $M-\theta_{pl}$ των διατομών των πλαστικών αρθρώσεων είναι εκείνα που δόθηκαν στο κεφάλαιο της

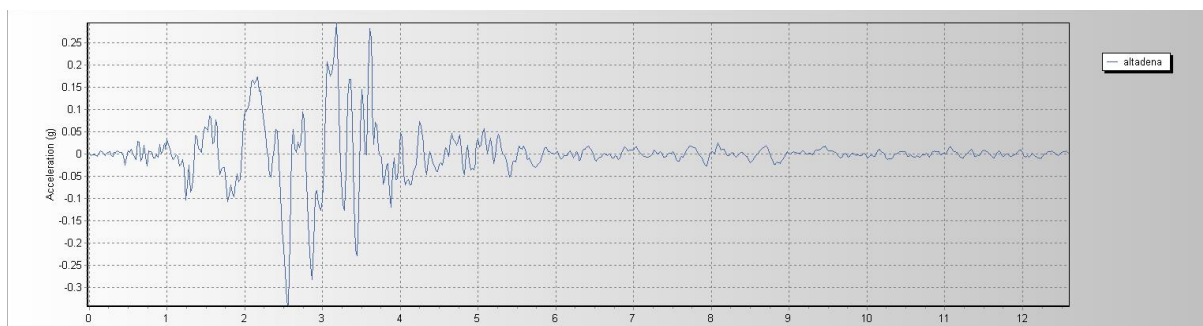
Pushover ανάλυσης ενώ κατά την ανακυκλιζόμενη φόρτιση τους γίνεται η θεώρηση ισότροπης κράτυνσης. Δεν τοποθετούνται πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα των στύλων, δεδομένων των σχετικά μικρών ποσοστών εκμετάλλευσης τους, κατά τις αναλύσεις Pushover. Ωστόσο δεν παραλείπεται ο έλεγχος τους μέσω των αποτελεσμάτων των μή γραμμικών δυναμικών αναλύσεων, ώστε να επιβεβαιωθεί η εγκυρότητα της κάθε ανάλυσης.

Κατά την επίλυση της μή γραμμικής εξίσωσης κίνησης της κατασκευής, ακολουθείται η μέθοδος των Hilber-Hughes-Taylor. Η ανάλυση, εκτός απ' τη μη γραμμικότητα του υλικού περιλαμβάνει και γεωμετρική μη γραμμικότητα λαμβάνοντας υπόψη τα φαινόμενα P-Δ. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης, καταγράφονται ανα 0.1sec για 60 sec, απ' τη στιγμή που ξεκινά η επιβολή της διέγερσης στη βάση του κτιρίου. Η μέγιστη διάρκεια των διεγέρσεων είναι 60sec αλλά στις περισσότερες περιπτώσεις μετά τα πρώτα 30sec η ένταση των διεγέρσεων είναι από πολύ μικρή έως μηδενική. Επομένως, στο τέλος των 60sec η δυσμενέστερη φάση της απόκρισης του κτιρίου έχει ολοκληρωθεί.

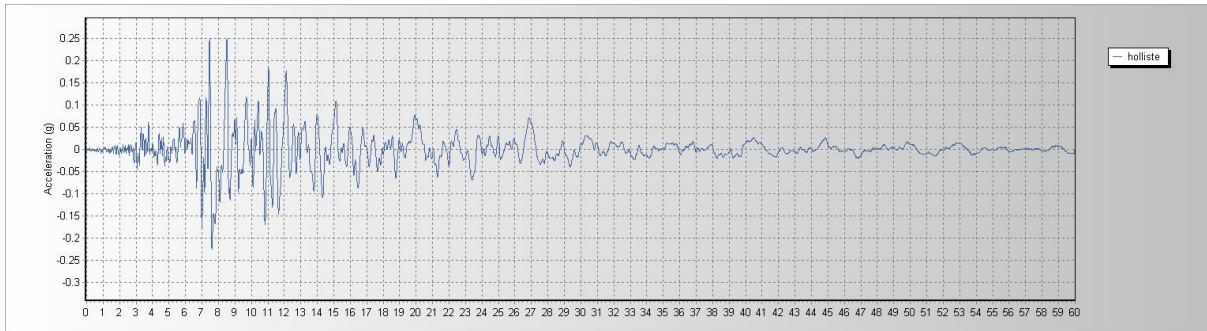
Για τις δυναμικές αναλύσεις χρησιμοποιήθηκαν δέκα διαφορετικές χρονοϊστορίες (altadena-1, holliste, lacc_nor, lexingt-2, lucerne, newhall-1, oak_whaf, petrolia-1, s_monica, sylmarff-2) απ' τη βάση δεδομένων του λογισμικού SAP. Οι διεγέρσεις εφαρμόζονται και στις δύο διευθύνσεις του κτιρίου. Κάθε χρονοϊστορία διέγερσης έχει τροποποιηθεί στο πρόγραμμα SeismoMatch ώστε το φάσμα απόκρισης να συμπίπτει όσο το δυνατόν με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του EC8 για $\zeta=5\%$. Για το μέσο φάσμα απόκρισης και των δέκα χρονοϊστοριών διεγέρσεων ισχύουν τα εξής:

- Η φασματική επιτάχυνση για $T=0\text{sec}$ (μέγιστη εδαφική επιτάχυνση), του μέσου φάσματος είναι μεγαλύτερη της αντίστοιχης του ελαστικού φάσματος του EC8
- Οι φασματικές επιταχύνσεις του μέσου φάσματος για περιόδους από $0.2T_1$ έως $2T_1$, είναι τουλάχιστον ίσες με το 90% των αντίστοιχων φασματικών επιταχύνσεων του ελαστικού φάσματος του EC8

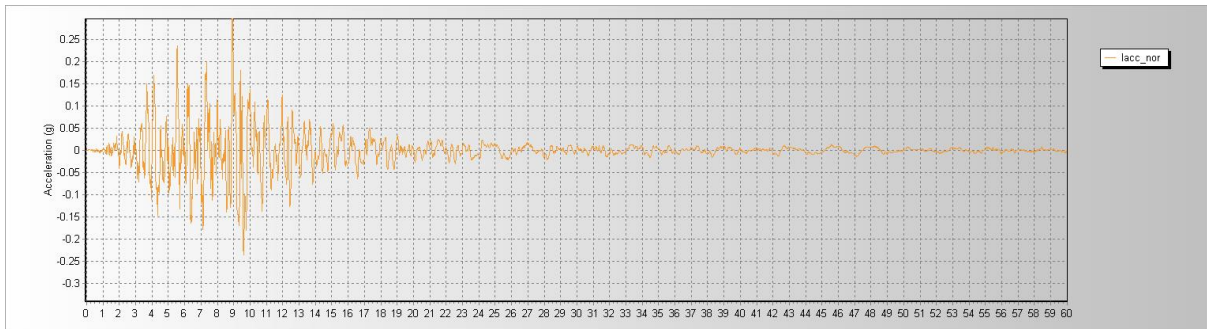
Οι χρονοϊστορίες έχουν επιλεγεί τυχαία και δεν αποτελούν δεδομένα καταγραφών από κάποια συγκεκριμένη περιοχή. Στα επόμενα διαγράμματα φαίνονται οι χρονοϊστορίες που χρησιμοποιήθηκαν, καθώς επίσης και τα φάσματα απόκρισης τους σε σχέση με ελαστικό φάσμα του EC8 για $\zeta=5\%$.



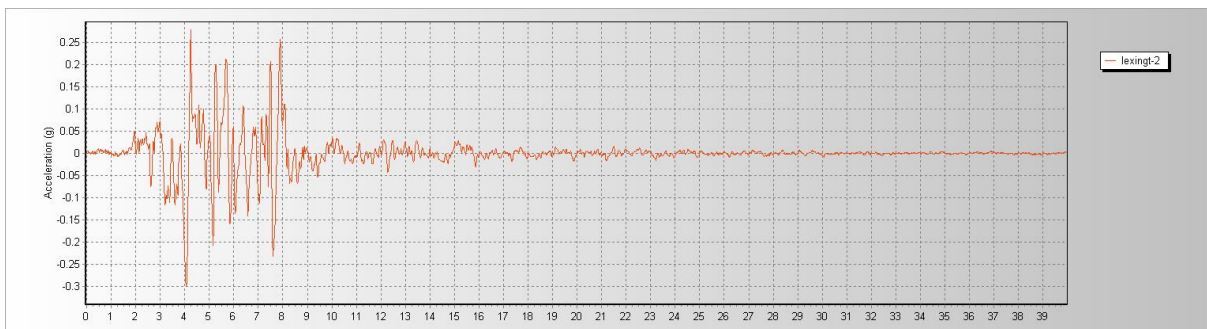
Σχήμα 13.1: Χρονοϊστορία διέγερσης-Altadena 1



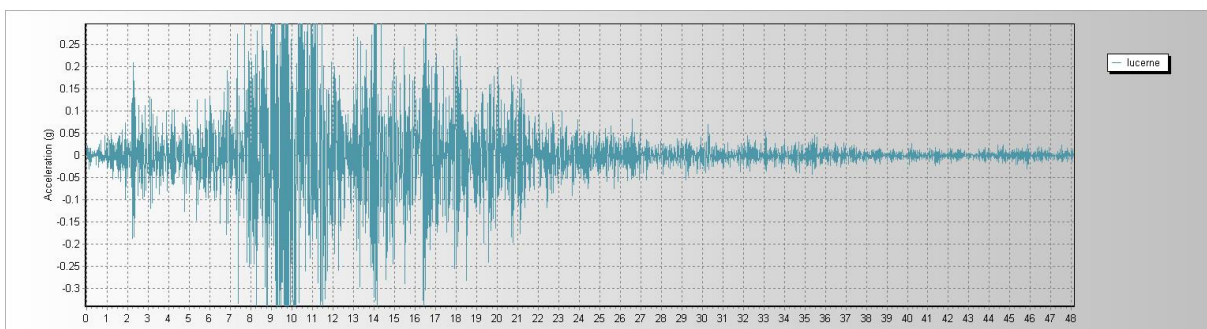
Σχήμα 13.2: Χρονοϊστορία διέγερσης-Holliste



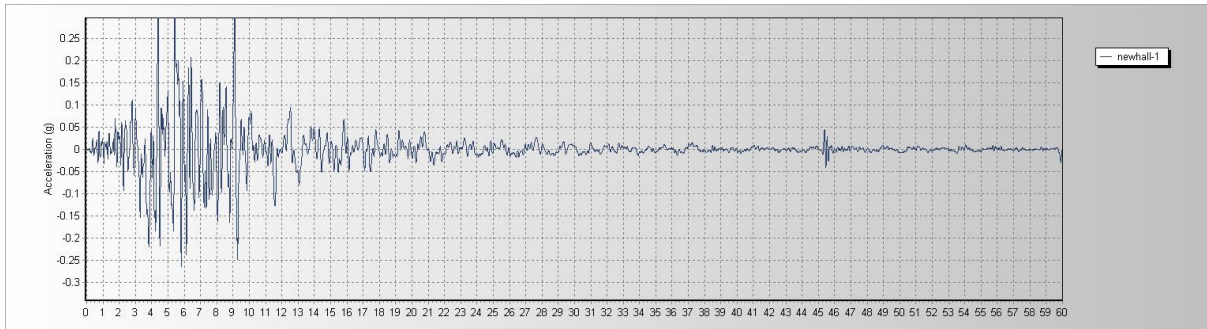
Σχήμα 13.3: Χρονοϊστορία διέγερσης-lacc_nor



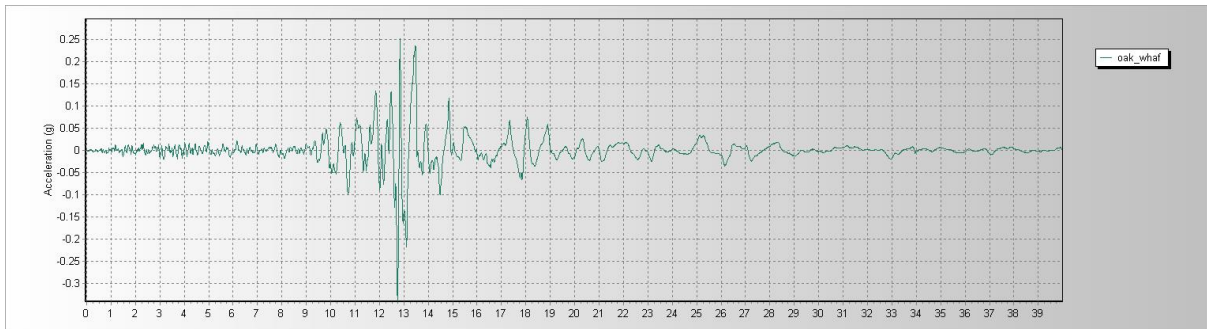
Σχήμα 13.4: Χρονοϊστορία διέγερσης-lexingt 2



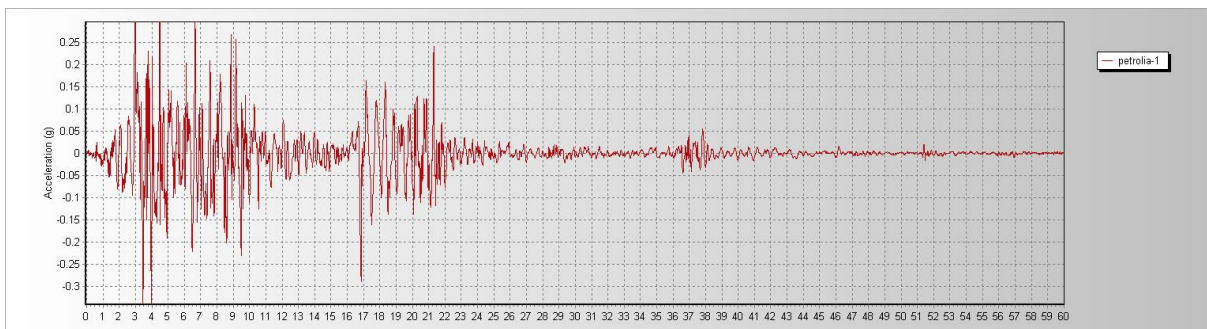
Σχήμα 13.5: Χρονοϊστορία διέγερσης-Lucerne



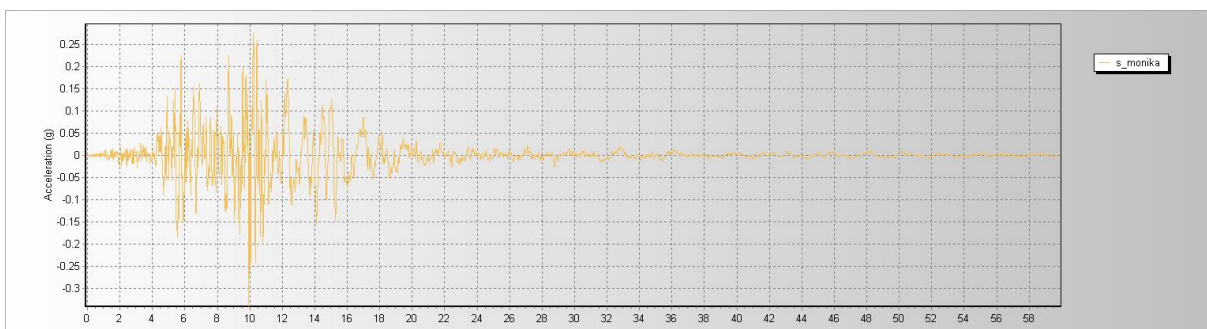
Σχήμα 13.6: Χρονοϊστορία διέγερσης-Newhall 1



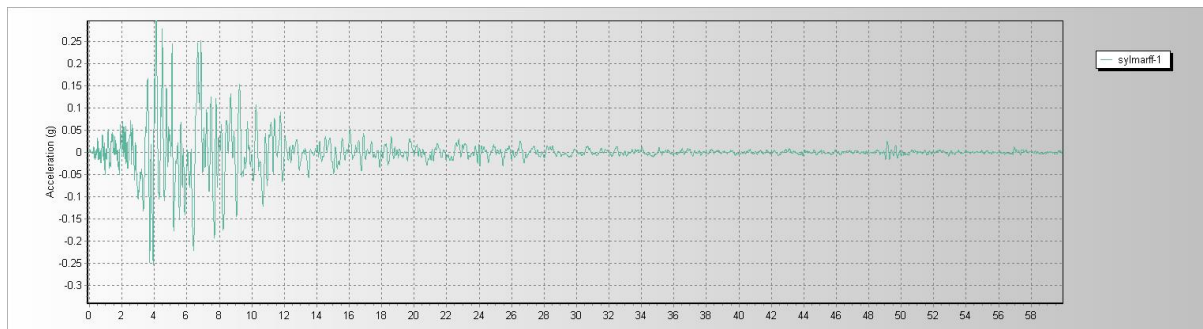
Σχήμα 13.7: Χρονοϊστορία διέγερσης-Oak_whaf



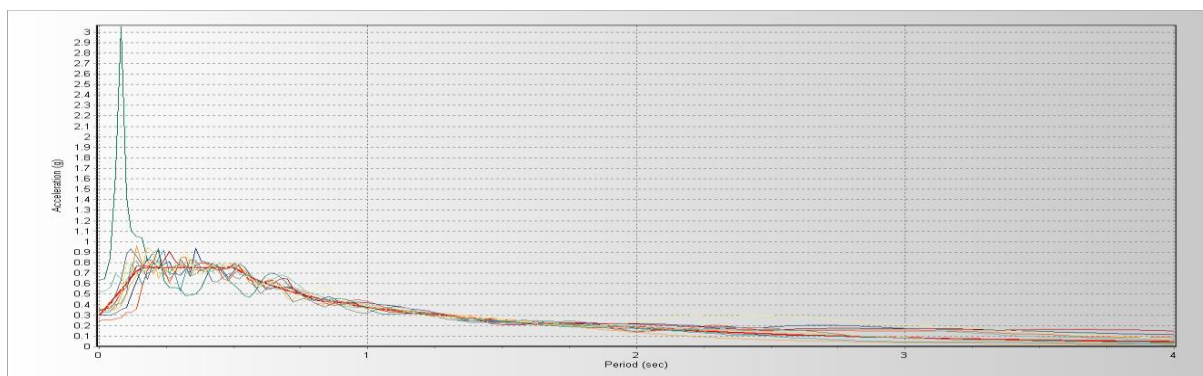
Σχήμα 13.8: Χρονοϊστορία διέγερσης - Petrolia 1



Σχήμα 13.9: Χρονοϊστορία διέγερσης - S_monika



Σχήμα 13.10: Χρονοϊστορία διέγερσης-Sylmarff



Σχήμα 13.11: Ελαστικά φάσματα απόκρισης διεγέρσεων και ελαστικό φάσμα του EC8 για $\zeta=5\%$

Στο σχήμα 13.11 όπου φαίνονται τα φάσματα απόκρισης και το ελαστικό φάσμα του EC8, διακρίνεται σε μια μόνο απ' τις διεγέρσεις και για ιδιοπερίοδο περίπου ίση με 0.12sec φασματική επιτάχυνση ίση με 3g. Η φασματική επιτάχυνση αυτή είναι εξαιρετικά μεγάλη παρόλο που έχει προηγηθεί προσαρμογή της διέγερσης στο φάσμα του EC8. Δεδομένου ότι η ιδιοπερίοδος των 0.12sec είναι πολύ μικρότερη της $0.2T_1$ του κτιρίου (η οποία είναι περίπου ίση με 0.33sec) και δεδομένου ότι αντιστοιχεί περίπου στην ιδιοπερίοδο της 10^{ns} ιδιομορφής, η ιδιομορφή αυτή μπορεί να αγνοηθεί.

Δεδομένου ότι το κτίριο 3 δεν είναι απόλυτα συμμετρικό, η αρχική φορά εφαρμογής των διεγέρσεων ενδεχομένως να επηρεάζει κάποια αποτελέσματα. Ωστόσο στην προκειμένη περίπτωση για κάθε διέγερση σε κάθε διεύθυνση πραγματοποιείται μια μόνο ανάλυση.

13.3 Μεγέθη ανελαστικής απόκρισης

Απ' τις δυναμικές αναλύσεις του κτιρίου 3, υπολογίζονται τα εξής:

- Μέγιστος αριθμός πλαστικών αρθρώσεων N_{max}
- Αριθμός N_{B-IO} των πλαστικών αρθρώσεων, οι οποίες βάσει των μέγιστων πλαστικών στροφών που ανέπτυξαν δεν ξεπερνούν τη στάθμη επιτελεστικότητας άμεσης χρήσης
- Αριθμός N_{IO-LS} των πλαστικών αρθρώσεων, οι οποίες βάσει των μέγιστων πλαστικών στροφών που ανέπτυξαν υπερβαίνουν τη στάθμη επιτελεστικότητας άμεσης χρήσης αλλά δεν ξεπερνούν τη στάθμη επιτελεστικότητας ασφάλειας ζωής

- Αριθμός N_{LS-CP} των πλαστικών αρθρώσεων, οι οποίες βάσει των μέγιστων πλαστικών στροφών που ανέπτυξαν υπερβαίνουν τη στάθμη επιτελεστικότητας προστασίας ζωής αλλά δεν ξεπερνούν τη στάθμη επιτελεστικότητας αποφυγής κατάρρευσης
- Αριθμός N_C των πλαστικών αρθρώσεων στις οποίες ξεπεράστηκε η στάθμη επιτελεστικότητας αποφυγής κατάρρευσης
- Ποσοότητες $N_{B-IO}, N_{IO-LS}, N_{LS-CP}, N_{max}$ βάσει όμως των παραμενουσών πλαστικών στροφών.
- Μέγιστες τιμές των μετακινήσεων κορυφής Δ_t (μετράται η μετακίνηση στο σημείο με συντεταγμένες $x=2, y=0$ του τελευταίου ορόφου)
- Μέγιστα ποσοστά εκμετάλλευσης διατομών υποστυλωμάτων sr_{col} κατά την απόκριση του κτιρίου
- Χρονοϊστορία απόκρισης μετακίνησης και απόλυτης επιτάχυνσης κορυφής για κάποια διέγερση (ενδεικτικό διάγραμμα)
- Καταγραφή ροπών-πλαστικών στροφών κάποιας άρθρωσης σε κάθε χρονικό βήμα της ανάλυσης (ενδεικτικό διάγραμμα)

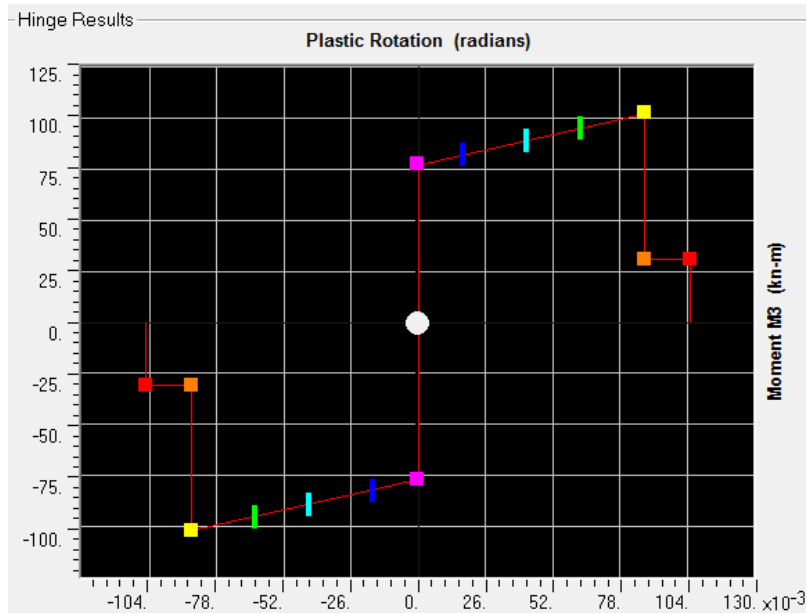
Απ'τα αρχεία των αναλύσεων είναι δυνατή η εξαγωγή και άλλων πληροφοριών όπως π.χ. παραμένουσες μετακινήσεις, περιοχές αυξημένης πλαστικοποίησης, δυσμενέστερα καταπονούμενες διατομές, σχετικές μετακινήσεις των ορόφων κ.α. Ειδικά για τον υπολογισμό των παραμενουσών μετακινήσεων είναι απαραίτητη η αύξηση του χρονικού διαστήματος στο οποίο καταγράφεται η απόκριση του κτιρίου, ώστε να ληφθούν τα δεδομένα μετά το τέλος της ελεύθερης ταλάντωσης του κτιρίου κάτι που φυσικά συνεπάγεται και αύξηση του υπολογιστικού φόρτου.

13.4 Αποτελέσματα

Δεδομένου ότι για κάθε μια απ'τις δέκα συνολικά χρονοϊστορίες διεγέρσεων, απαιτούνται δύο αναλύσεις, μια σε κάθε διεύθυνση του κτιρίου, πραγματοποιήθηκαν συνολικά 20 μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις. Τα αποτελέσματα καταγράφονται στους πίνακες και τα διαγράμματα που ακολουθούν.

Ποσοότητες $N_{B-IO}, N_{IO-LS}, N_{LS-CP}, N_{max}$ βάσει των μέγιστων πλαστικών στροφών

Το διάγραμμα $M-\theta_{pl}$ κάθε διατομής ορίζεται απ'τα σημεία $A(\theta_{pl}=0, M=0), B(\theta_{pl}=0, M=M_y), C(\theta_{pl}=25\theta_{sf}, M=M_{pl}), D(\theta_{pl}=25\theta_{sf}, M=0.4M_{pl}), E(\theta_{pl}=30\theta_{sf}, M=0.4M_{pl})$ όπου τα θ_{sf}, M_y, M_{pl} εξαρτώνται απ'τη διατομή. Οι στάθμες επιτελεστικότητας IO (άμμεση χρήση, $\theta_{pl}=5\theta_{sf}$), LS (προστασία ζωής, $\theta_{pl}=12\theta_{sf}$), CP (αποφυγή κατάρρευσης, $\theta_{pl}=18\theta_{sf}$) αντιστοιχούν στα σημεία επι του κεκλιμένου κλάδου του διαγράμματος $M-\theta_{pl}$ της κάθε διατομής, μεταξύ των σημείων B και C όπως φαίνεται ενδεικτικά (διαφορετικό χρώμα για κάθε σημείο) στην εικόνα 13.12.



Σχήμα 13.12: Τυπικό διάγραμμα ροπών-πλαστικών στρώσεων απομειωμένης διατομής με καταγραφή των σημείων επιτελεστικότητας και των σημείων A,B,C,D,E

Σημειώνεται ότι στις διευθύνσεις x και y οι θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων αριθμούν τις 492 και 656 αντίστοιχα. Τα αποτελέσματα δίνονται στον πίνακα 13.1.

Διέγερση	Διεύθυνση εφαρμογής	N_{B-IO}	N_{IO-LS}	N_{LS-CP}	N_c	N_{max}
altadena-1	x	257	0	0	0	257
	y	378	0	0	0	378
holliste	x	263	0	0	0	263
	y	418	0	0	0	418
lacc_nor	x	354	0	0	0	354
	y	458	0	0	0	458
lexingt-2	x	226	0	0	0	226
	y	390	0	0	0	390
lucerne	x	8	0	0	0	8
	y	207	0	0	0	207
newhall-1	x	196	0	0	0	196
	y	376	0	0	0	376
oak_whaf	x	98	0	0	0	98
	y	355	0	0	0	355
petrolia-1	x	297	0	0	0	297
	y	420	0	0	0	420
s_monika	x	318	0	0	0	318
	y	396	0	0	0	396
sylmarff-2	x	210	0	0	0	210
	y	382	0	0	0	382

Πίνακας 13.1: Ποσότητες N_{B-IO} , N_{IO-LS} , N_{LS-CP} , N_{max} βάσει των μέγιστων πλαστικών στρώσεων

Οι παραπάνω τιμές των N_{B-IO} για κάθε διέγερση, δεν αφορούν μια συγκεκριμένη χρονική στιγμή, αλλά προκύπτουν απ' τις μέγιστες πλαστικές στροφές των πλαστικών αρθρώσεων καθ' όλη την απόκριση του κτιρίου, ανεξάρτητα απ' το αν αυτές οι μέγιστες πλαστικές στροφές συμβαίνουν ταυτόχρονα ή όχι. Το ίδιο ισχύει και για τις τιμές των N_{max} .

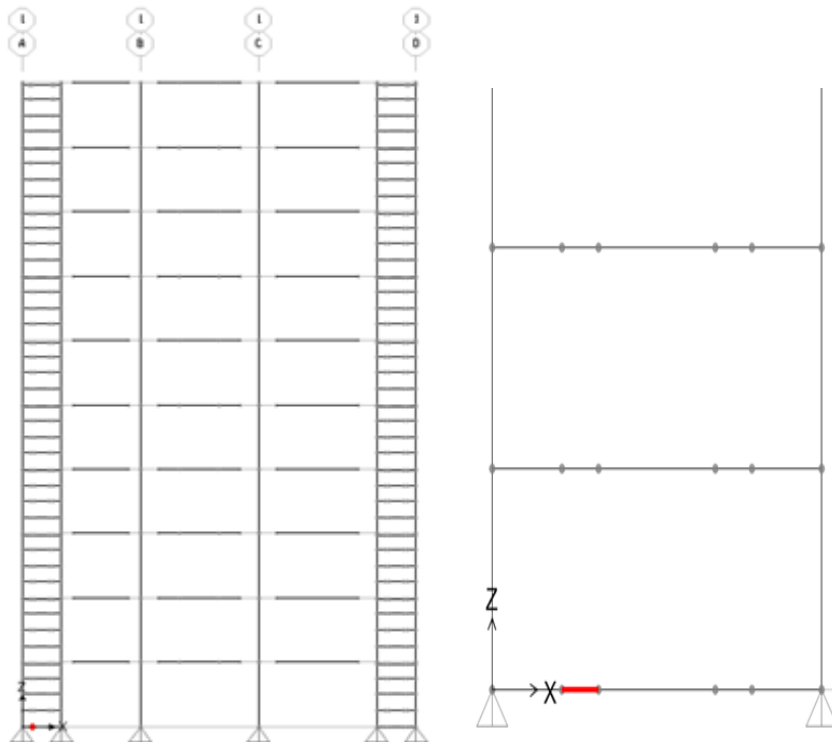
	Διεύθυνση εφαρμογής	
	x	y
$\mu(N_{max,i})$	222.7	378
$s(N_{max,i})$	103.9	66.6
$\mu(N_{B-IO,i})$	222.7	378
$s(N_{B-IO,i})$	103.9	66.6

Πίνακας 13.2: Μέσες τιμές και τυπικές αποκλίσεις των $N_{max,i}$ και $N_{B-IO,i}$ βάσει των μέγιστων πλαστικών στροφών

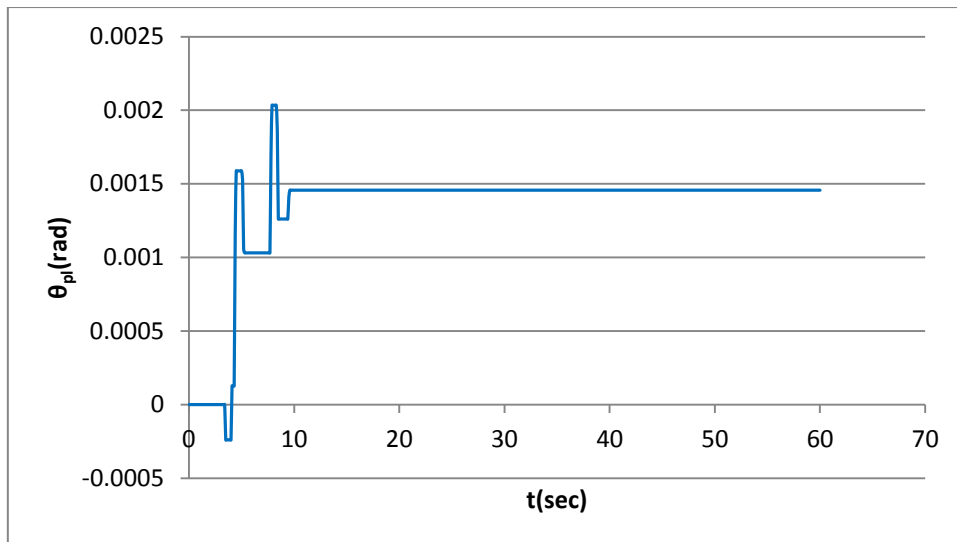
Επομένως, στη διεύθυνση x πλαστικοποιείται κατά μέσο όρο το 45.2% των dogbones ενώ στη διεύθυνση y το ποσοστό είναι ίσο με 57.6%.

Ενδεικτική καταγραφή ροπών και πλαστικών στροφών συναρτήσει του χρόνου

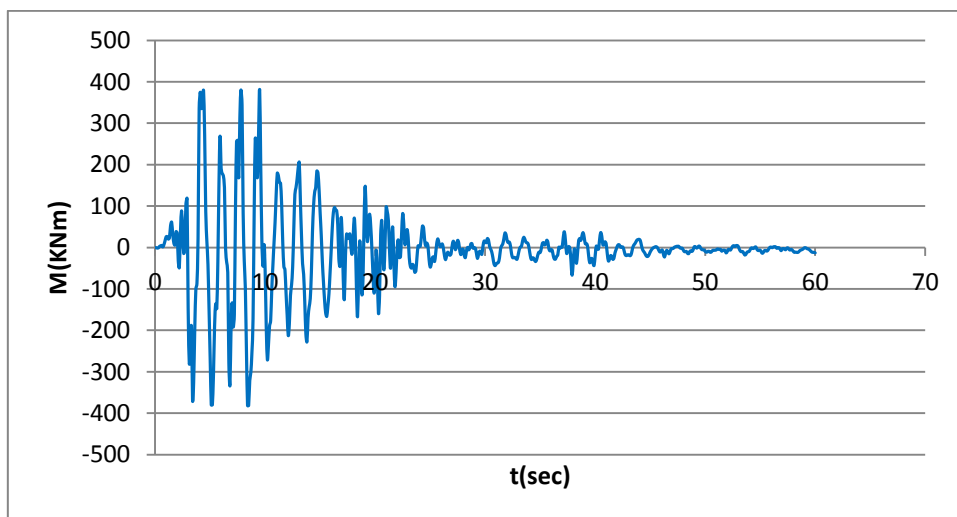
Εφαρμόζεται η διέγερση petroliia-1 στη διεύθυνση x του κτιρίου. Σε κάθε χρονικό βήμα, καταγράφονται οι τιμές ροπής και πλαστικής στροφής μιας πλαστικής άρθρωσης με διατομή 340x250x26AP. Συγκεκριμένα επιλέγεται το dogbone στη βάση του κτιρίου στο κατακόρυφο επίπεδο $\gamma=0, z=0$, το οποίο φαίνεται με κόκκινη ένδειξη στο σχήμα 13.13



Σχήμα 13.13: Θέση dogbone για τη μεσαία διατομή του οποίου, καταγράφονται οι ιστορίες ροπής και πλαστικής στροφής



Σχήμα 13.14: Χρονοϊστορία πλαστικής στροφής για τη μεσαία διατομή του εξεταζόμενου dogbone



Σχήμα 13.15: Χρονοϊστορία ροπής για τη μεσαία διατομή του εξεταζόμενου dogbone

Είναι εμφανές ότι η τιμή της πλαστικής στροφής σταματά να μεταβάλλεται μετά τα πρώτα 10 sec ενώ οι ροπές μετά τα πρώτα 20sec παίρνουν τιμές πολύ μικρότερες από εκείνες που προκάλεσαν τις πλαστικές στροφές. Τα παραπάνω διαγράμματα είναι ενδεικτικά και των υπόλοιπων πλαστικών αρθρώσεων του κτιρίου. Ωστόσο περισσότερες πληροφορίες για τη χρονική εξέλιξη των πλαστικών στροφών και των ροπών στις πλαστικές αρθρώσεις, παρέχονται στα αρχεία SAP της μελέτης.

Ποσότητες N_{B-IO} , N_{IO-LS} , N_{LS-CP} , N_{max} βάσει των παραμενουσών πλαστικών στροφών

Οι πλαστικές στροφές που καταγράφονται για $t=60\text{sec}$ είναι και οι παραμένουσες πλαστικές στροφές δεδομένου ότι αρκετά δευτερόλεπτα πριν ξεκινήσει η ελεύθερη ταλάντωση του κτιρίου αλλά και κατά τη διάρκεια της, η ένταση στο κτίριο είναι πολύ μικρή και δεν μπορεί να προκαλέσει μεταβολή των πλαστικών στροφών. Τα αποτελέσματα δίνονται στον πίνακα 13.3.

Διέγερση	Διεύθυνση εφαρμογής	N_{B-IO}	N_{IO-LS}	N_{LS-CP}	N_c	N_{max}
altadena-1	x	257	0	0	0	257
	y	378	0	0	0	378
holliste	x	263	0	0	0	263
	y	418	0	0	0	418
lacc_nor	x	354	0	0	0	354
	y	458	0	0	0	458
lexingt-2	x	226	0	0	0	226
	y	390	0	0	0	390
lucerne	x	8	0	0	0	8
	y	207	0	0	0	207
newhall-1	x	196	0	0	0	196
	y	376	0	0	0	376
oak_whaf	x	98	0	0	0	98
	y	355	0	0	0	355
petrolia-1	x	297	0	0	0	297
	y	420	0	0	0	420
s_monika	x	318	0	0	0	318
	y	396	0	0	0	396
sylmarff-2	x	210	0	0	0	210
	y	382	0	0	0	382

Πίνακας 13.3: Ποσότητες N_{B-IO} , N_{IO-LS} , N_{LS-CP} , N_{max} βάσει των παραμενουσών πλαστικών στροφών

Είναι εμφανές ότι οι ποσότητες N_{B-IO} , N_{IO-LS} , N_{LS-CP} , N_{max} είναι ίδιες με εκείνες που υπολογίστηκαν για τις μέγιστες πλαστικές στροφές. Αυτό είναι αναμενόμενο, αφενός μεν διότι για τη μέγιστη πλαστική στρόφη, σε καμιά πλαστική άρθρωση δεν υπήρξε υπέρβαση της στάθμης επιτελεστικότητας άμμεσης χρήσης και αφετέρου επειδή σε καμιά πλαστική άρθρωση δεν είχαμε μηδενική παραμένουσα τελική στρόφη. Προφανώς οι παραμένουσες πλαστικές στροφές διαφέρουν απ' τις μέγιστες, αλλά στην περίπτωση μας βρίσκονται και οι δύο μεταξύ των σημείων B και IO των καμπυλών $M-\theta_{pl}$.

Μέγιστες μετακινήσεις κορυφής Δ_t (κατ' απόλυτη τιμή)

Διέγερση	Διεύθυνση εφαρμογής	Δ_t
altadena-1	x	0.239
	y	0.234
holliste	x	0.244
	y	0.233
lacc_nor	x	0.247
	y	0.240
lexingt-2	x	0.244
	y	0.247

lucerne	x	0.218
	y	0.215
newhall-1	x	0.241
	y	0.243
oak_whaf	x	0.249
	y	0.247
petrolia-1	x	0.249
	y	0.238
s_monika	x	0.273
	y	0.275
sylmarff-2	x	0.236
	y	0.239

Πίνακας 13.4: Μέγιστες μετακινήσεις κορυφής $\Delta_{t,i}$ για κάθε διέγερση

	Διεύθυνση εφαρμογής	
	x	y
$\mu(\Delta_{t,i})$	0.244	0.241
$s(\Delta_{t,i})$	0.0136	0.015

Πίνακας 13.5: Μέσες τιμές και τυπικές αποκλίσεις μέγιστων μετακινήσεων κορυφής $\Delta_{t,i}$

Μέγιστα ποσοστά εκμετάλλευσης υποστυλωμάτων sr_{col}

Για τα υποστυλώματα του κτιρίου οι ανηγμένες λυγηρότητες λαμβάνουν τιμές που είναι μικρότερες του 0.2 και επομένως η αντοχή σε θλίψη δεν απομειώνεται λόγω επιρροών καμπτικού λυγισμού. Επίσης οι πλαστικές ροπές αντοχής δεν απομειώνονται λόγω επιρροών στρεπτοκαμπτικού λυγισμού διότι οι διατομές είναι κοίλες ορθογωνικές. Αν ληφθεί υπόψη και το γεγονός ότι στις αναλύσεις λαμβάνονται υπόψη τα φαινόμενα P- Δ , δηλαδή λαμβάνονται υπόψη οι εκκεντρότητες λόγω μετάθεσης, τότε ο έλεγχος των υποστυλωμάτων μπορεί να επιτευχθεί μέσω του ελέγχου των διατομών τους. Για τον έλεγχο των διατομών, και τον υπολογισμό των ποσοστών εκμετάλλευσης, χρησιμοποιείται υπέρ της ασφάλειας η σχέση 6.2 του EC3, part1. Σε κάθε χρονικό βήμα της ανάλυσης υπολογίζονται τα ποσοστά εκμετάλλευσης, στις διατομές κατά μήκος όλων των στύλων, και μετά την ολοκλήρωση της ανάλυσης καταγράφεται η μέγιστη τιμή (sr_{col}) από όλα τα καταγραφέντα ποσοστά εκμετάλλευσης. Σε όλες τις περιπτώσεις οι δρώσες τέμνουσες των διατομών είναι μικρότερες των αντίστοιχων $V_{pl,rd}/2$ και επομένως δεν επιφέρουν απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής.

Διέγερση	Διεύθυνση εφαρμογής	$sr_{col}(\%)$
altadena-1	x	52.4
	y	49.2
holliste	x	56.9
	y	53.8
lacc_nor	x	58.6
	y	56.8

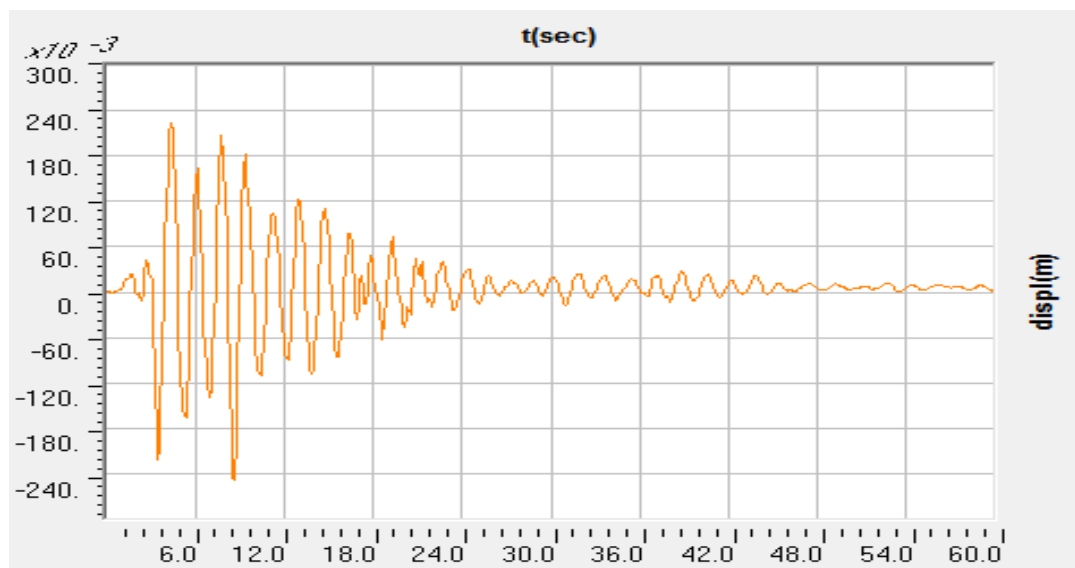
lexingt-2	x	52.6
	y	51.4
lucerne	x	50.0
	y	50.1
newhall-1	x	55.6
	y	53.6
oak_whaf	x	54.7
	y	53.7
petrolia-1	x	57.6
	y	54.5
s_monika	x	61.5
	y	59.5
sylmarff-2	x	53.6
	y	51.6

Πίνακας 13.6: Μέγιστα ποσοστά εκμετάλευσης στύλων

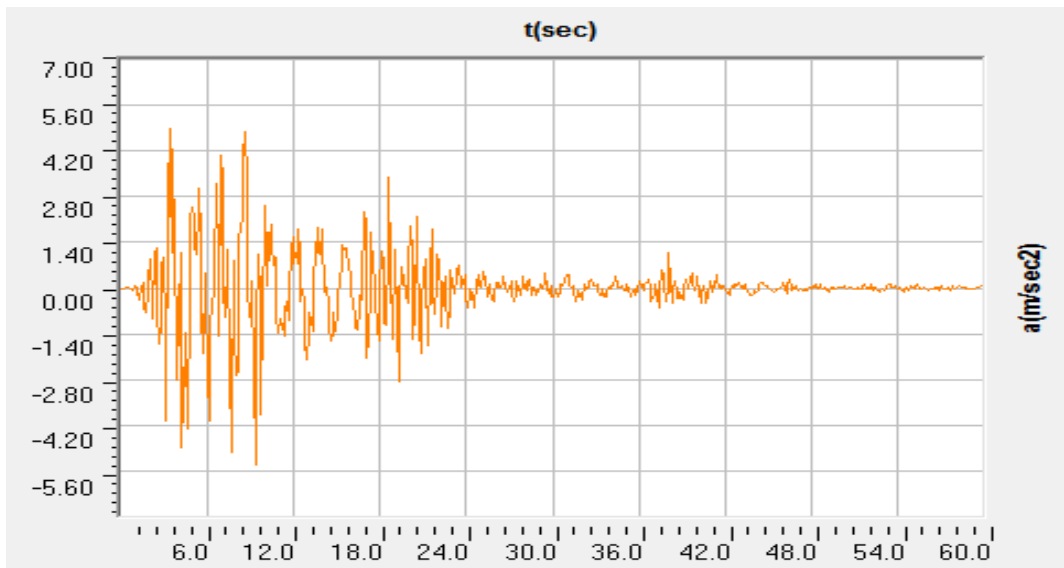
Τα ποσοστά εκμετάλευσης είναι όλα αρκετά μικρότερα του 100% και επομένως οι αναλύσεις μπορούν θεωρηθούν έγκυρες, δεδομένου ότι δεν αναπτύσσονται πλαστικές αρθρώσεις στα υποστυλώματα.

Ενδεικτική χρονοϊστορία απόκρισης μετακίνησης και απόλυτης επιτάχυνσης κορυφής

Για τη διέγερση petrolia-1 εφαρμοζόμενη στη διεύθυνση x, καταγράφεται η μετακίνηση και η απόλυτη επιτάχυνση κατά x του σημείου συντεταγμένων $x=2, y=0$ του τελευταίου ορόφου, του ίδιου δηλαδή σημείου που επιλέχθηκε στις ιδιομορφικές και Pushover αναλύσεις για τη μέτρηση των μετακινήσεων.



Σχήμα 13.16: Χρονοϊστορία μετακίνησης σημείου συντεταγμένων $x=2, y=0$ κορυφής



Σχήμα 13.17: Χρονοϊστορία απόλυτης επιτάχυνσης σημείου συντεταγμένων $x=2, y=0$ κορυφής

Είναι εμφανές ότι στα τελευταία 20sec της καταγραφής, οι μετακινήσεις λαμβάνουν μόνο θετικές τιμές, ένδειξη ότι μετά το τέλος της ελεύθερης ταλάντωσης θα υπάρχει μικρή παραμένουσα μετακίνηση κορυφής. Αντίστοιχα διαγράμματα μετακινήσεων για κάθε σημείο και για κάθε διέγερση παρέχονται στα αρχείο SAP της μελέτης.

Η απόκριση της απόλυτης επιτάχυνσης, στο εξεταζόμενο κτίριο δεν έχει ληφθεί υπόψη ως παράγοντας σχεδιασμού του κτιρίου. Ωστόσο ενδεικτικά μόνο δίνεται το σχετικό διάγραμμα απ' το οποίο προκύπτει μέγιστη απόλυτη επιτάχυνση κορυφής ίση με $a=5.186\text{m/sec}^2=0.528g$ και περίπου ίση με τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση της χρησιμοποιούμενης διέγερσης.

13.5 Επεξεργασία αποτελεσμάτων

Απ' τα δεδομένα που προέκυψαν απ' τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις για κάθε διεύθυνση εξάγονται τα παρακάτω συμπεράσματα:

1) Σε όλες σχεδόν τις περιπτώσεις πλαστικοποιείται μεγάλο μέρος των απομειωμένων τμημάτων (dogbones) των δοκών του συστήματος fuseis. Ωστόσο η πλαστικοποίηση φαίνεται να είναι μικρού μεγέθους δεδομένου ότι σε καμιά περίπτωση δεν ξεπερνάται η στάθμη επιτελεστικότητας άμεσης χρήσης (σε όρους πλαστικής στροφής διατομών). Αυτό σημαίνει ότι τα σεισμικά φορτία είναι λίγο μεγαλύτερα από εκείνα που προκαλούν οριακώς ελαστική απόκριση.

2) Μεγάλο μέρος των dogbones παρουσιάζει παραμένουσες πλαστικές στροφές, μικρού ωστόσο μεγέθους, μιας και δεν ξεπερνούν τη τιμή θ_{io} , ούτε φαίνεται να οδηγούν σε σημαντικές παραμένουσες μετακινήσεις κορυφής.

3) Οι καταγραφές των ποσοτήτων N_{B-IO}, N_{max} παρουσιάζουν σχετικά μεγάλη τυπική απόκλιση. Δεδομένου ότι οι περισσότερες χρησιμοποιούμενες διεγέρσεις ωθούν τις διατομές των θέσεων πλαστικών αρθρώσεων σε μηδενική ή μικρή πλαστικοποίηση ($\theta < \theta_{io}$) και δεδομένου ότι οι διαφορές στα ποσοστά εκμετάλευσης των περισσότερων διατομών των dogbones έχουν εσκεμμένα

περιοριστεί κατά το σχεδιασμό, μικρή μεταβολή στο μέγεθος των σεισμικών φορτίων προκαλεί σημαντική μεταβολή στα N_{B-10} και N_{max} . Για αυτόν το λόγο αποφεύγεται και η σύγκριση με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των Pushover αναλύσεων.

4) Οι μικρού μεγέθους πλαστικές στροφές αποτελούν αποτέλεσμα συμβατό με τη σχετικά μικρή τιμή του λόγου Δ_i/Δ_y απ' τη Pushover ανάλυση.

5) Οι καταγραφές των μετακινήσεων κορυφής παρουσιάζουν μικρές τιμές τυπικής απόκλισης. Αυτό οφείλεται αφενός μεν στο γεγονός ότι η απόκριση οδηγεί σε μικρού μόνο μεγέθους πλαστικοποιήσεις και αφετέρου στο ότι όλες οι διεγέρσεις έχουν παρόμοιο φάσμα απόκρισης. Επομένως, δεν αναμένονται μεγάλες διαφορές στις ακραίες τιμές των μετακινήσεων.

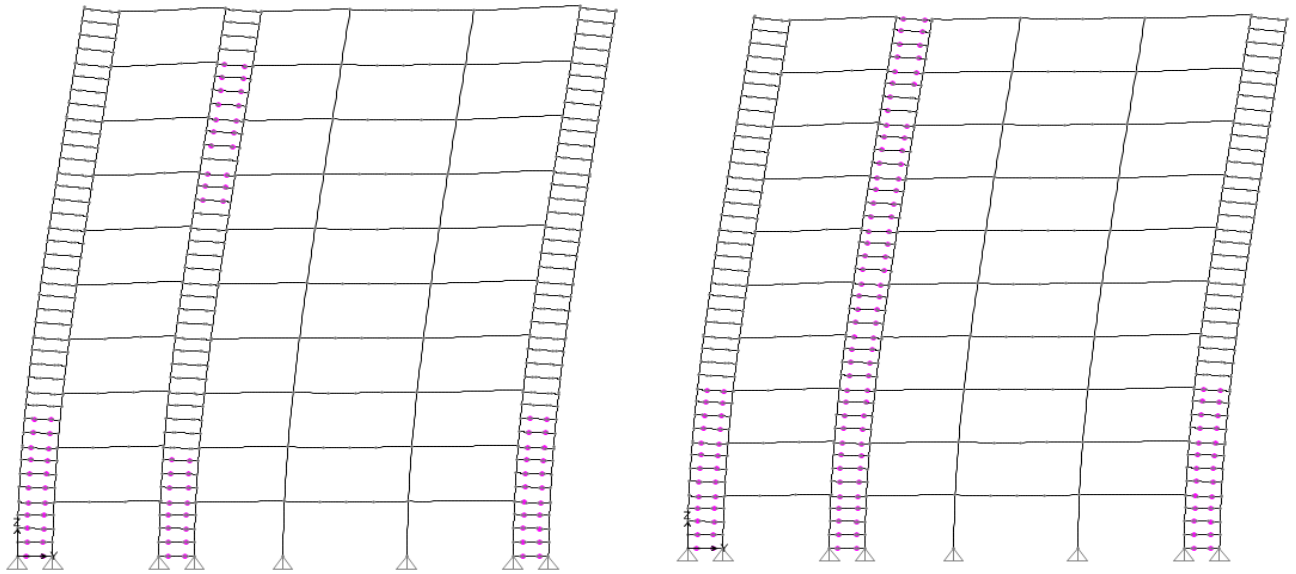
6) Σε όλες τις διεγέρσεις και για κάθε διεύθυνση, οι μετακινήσεις κορυφής απ' τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις είναι περίπου ίσες με 0.24m. Στις ιδιομορφικές αναλύσεις οι μετακινήσεις είναι περίπου ίσες με 0.25m και στις δύο διευθύνσεις. Στις αναλύσεις Pushover η μετακίνηση στη διεύθυνση της πρώτης ιδιομορφής είναι περίπου ίση με 0.24m ενώ στη διεύθυνση της δεύτερης ιδιομορφής είναι περίπου ίση με 0.27m. Επομένως, οι μέσες τιμές των μετακινήσεων του σημείου συντεταγμένων $x=2, y=0$ στις δύο διευθύνσεις όπως προέκυψαν απ' τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις, είναι παραπλήσιες με τις τιμές των μετακινήσεων που προέκυψαν απ' τις Pushover και τις ιδιομορφικές αναλύσεις. Μπορούμε επομένως να ισχυριστούμε ότι για τα αναμενόμενα σεισμικά φορτία βάσει του φάσματος του EC8, οι μετακινήσεις κορυφής του κτιρίου 3 θα είναι και για τις δύο διευθύνσεις, της τάξης των 0.25m.

7) Όπως ήταν αναμενόμενο τα υποστυλώματα διαθέτουν αρκετή υπεραντοχή σε σχέση με τα φορτία που αναλαμβάνουν, μιας και τα ποσοστά εκμετάλευσης δεν ξεπερνούν το 61.5%. Υπενθυμίζεται ότι το κρίσιμο μέγεθος κατά το σχεδιασμό ήταν οι μετακινήσεις και επομένως οι απαιτήσεις δυσκαμψίας υπερέιχαν των απαιτήσεων αντοχής.

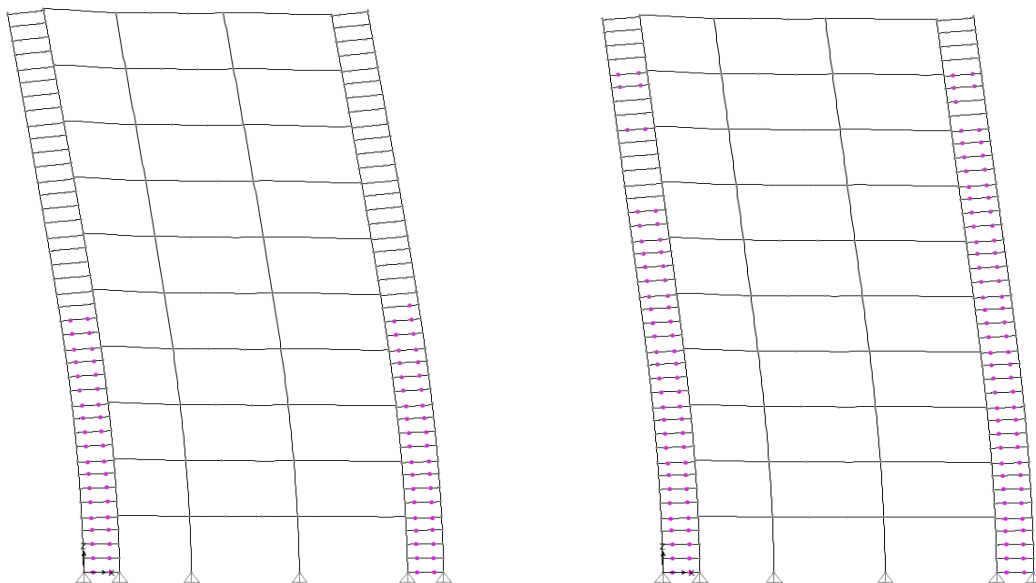
8) Μια απ' τις πληροφορίες που εξάγονται απ' τις μη γραμμικές δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας, είναι οι θέσεις των δημιουργούμενων πλαστικών αρθρώσεων και το πώς αυτές μεταβάλλονται κατά τη διάρκεια της διεγερσης. Στις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν για τις διάφορες διεγέρσεις για το κτίριο 3, διαπιστώθηκε ότι σε αρκετές περιπτώσεις και κυρίως στα πρώτα στάδια ανάπτυξής του, ο μηχανισμός των πλαστικών αρθρώσεων δεν εξαπλώνεται ομοιόμορφα απ' τη βάση του κτιρίου προς τα άνω. Αντίθετα, παρατηρούνται πλαστικές αρθρώσεις σε ορόφους ενδιάμεσα των οποίων παρεμβάλλονται όροφοι όπου δεν έχουν δημιουργηθεί πλαστικές αρθρώσεις. Σε κάποιες άλλες περιπτώσεις, κατά την απόκριση του κτιρίου πλαστικοποιείται πλήρως κάποια διάταξη του συστήματος fuseis ενώ κάποια άλλη γειτονική της, η οποία βρίσκεται στο ίδιο κατακόρυφο επίπεδο πλαστικοποιείται μόνο μερικώς.

Ο κύριος (όχι όμως μοναδικός) λόγος αυτών των ανομοιομορφιών είναι ότι κατά το σχεδιασμό και μεν έχουν περιοριστεί οι διαφορές στα ποσοστά εκμετάλευσης των διατομών των dogbones αλλά ωστόσο εξακολουθούν να υφίστανται και σε ορισμένες μεμονομένες περιπτώσεις αυτές οι διαφορές μπορεί αναπόφευκτα να είναι σημαντικές (στις περισσότερες αλλά όχι σε όλες τις περιπτώσεις, τα ποσοστά εκμετάλευσης μειώνονται ελαφρώς καθώς αυξάνεται το ύψος). Επομένως, για δεδομένης έντασης σεισμικά φορτία κάποιες διατομές πλαστικοποιούνται και κάποιες παραμένουν στην ελαστική περιοχή. Στην προκειμένη περίπτωση όπου τα σεισμικά φορτία

οδηγούν σε οριακώς ανελαστική απόκριση, είναι αναμενόμενο να παρουσιάζονται αυτές οι ανομοιομορφίες στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων, δεδομένου ότι τα ποσοστά εκμετάλλευσης πολλών διατομών είναι λίγο μικρότερα του 100%.



Σχήμα 13.18: Παραμορφωμένος φορέας κτιρίου και αναπτυσσόμενος μηχανισμός πλαστικών αρθρώσεων σε διαφορετικές χρονικές στιγμές κατά την απόκριση του για τη διέγερση Petrolia-1 εφαρμοζόμενη κατά γ .



Σχήμα 13.19: Παραμορφωμένος φορέας κτιρίου και αναπτυσσόμενος μηχανισμός πλαστικών αρθρώσεων σε διαφορετικές χρονικές στιγμές κατά την απόκριση του για τη διέγερση Petrolia-1 εφαρμοζόμενη κατά x .

14. Συμπεράσματα

Απ'τα αποτελέσματα των ιδιομορφικών και των μη γραμμικών στατικών αναλύσεων, προέκυψε ότι τα τρία κτίρια αποκρινόμενα με τις ίδιες σχεδόν μετακινήσεις, παρουσίασαν γενικά μικρές διαφορές στο συνολικό βάρος χάλυβα και στις αναπτυσσόμενες (και διαθέσιμες) πλαστιμότητες, παρ'όλο που έχουν διαφορετικό αριθμό διατάξεων στο σύστημα fuseis. Ο εξεταζόμενος οικονομοτεχνικός παράγοντας που διαφέρει σημαντικά από κτίριο σε κτίριο είναι ο αριθμός των συνδέσεων, ο οποίος είναι σημαντικά μικρότερος στο κτίριο 3.

Ωστόσο, για κάθε ένα απ'τα τρία κτίρια και για τις αντίστοιχες μετακινήσεις απόκρισης δεν έχει πραγματοποιηθεί σχεδιασμός βέλτιστου βάρους και επομένως για κάθε κτίριο (με το δεδομένο αριθμό διατάξεων στο σύστημα fuseis) η απόκριση που υπολογίστηκε ενδεχομένως να μπορεί να επιτευχθεί με μικρότερο βάρος χάλυβα.

Επίσης λήφθηκαν υπόψη μόνο τρία διαφορετικά στατικά συστήματα με μοναδική παράμετρο διαφοροποίησης τον αριθμό των διατάξεων του συστήματος fuseis. Στην πραγματικότητα υπάρχει ένα μεγάλο πλήθος περιπτώσεων στατικών συστημάτων όπου η απόκριση μετακινήσεων είναι περίπου ίση με εκείνη που υπολογίστηκε στα εξεταζόμενα κτίρια, ενώ οι υπόλοιποι παράγοντες (βάρος χάλυβα, πλαστιμότητες κ.τ.λ.) παίρνουν διαφορετικές τιμές, ενδεχομένως ευμενέστερες από εκείνες των εξεταζόμενων κτιρίων.

Επομένως, στα πλαίσια αυτής της εργασίας πραγματοποιείται μια ενδεικτική μόνο, μικρής εμβέλειας διερεύνηση του πώς μπορεί να επιτευχθεί καλύτερος σχεδιασμός για δεδομένη απόκριση μετακινήσεων του κτιρίου.

Σχετικά με το κτίριο 3, το οποίο επιλέχθηκε ως η τελική λύση ανάμεσα στα τρία εναλλακτικά σενάρια σχεδιασμού, διαπιστώθηκε από όλες τις αναλύσεις-ιδιομορφικές, pushover, μη γραμμικές δυναμικές-ότι αποκρίνεται στα αναμενόμενα σεισμικά φορτία με μετακίνηση κορυφής περίπου ίση με 0.25m και για τις δύο διευθύνσεις με ανάπτυξη αρκετών πλαστικών αρθρώσεων των οποίων όμως οι πλαστικές στροφές δεν υπερβαίνουν τη στάθμη επιτελεστικότητας άμεσης χρήσης. Δεδομένης της εμφανούς κρισιμότητας των μετακινήσεων κατά το σχεδιασμό, τα υποστυλώματα διαθέτουν αναπόφευκτα σημαντική υπεραντοχή στα επιβαλλόμενα φορτία κατά τον ικανοτικό έλεγχο και όλες τις αναλύσεις. Οι δύο πρώτες ιδιομορφές είναι κυρίως μεταφορικές παρ'όλο που το κτίριο δεν είναι απόλυτα συμμετρικό. Τα δε φαινόμενα P-Δ διαπιστώθηκε ότι είναι σχετικά μικρά.

Τέλος θα πρέπει να σημειωθεί ότι η απόσταση των 2m ανάμεσα στα κέντρα βάρους των υποστυλωμάτων των διατάξεων του συστήματος fuseis είναι αρκετά μικρή δεδομένου ότι οδηγεί σε πολύ μεγάλα πάχη υποστυλωμάτων ($t=50\text{mm}$), σε μικρά μήκη δοκών των διατάξεων ($L_{\text{net}}=1.4\text{m}$ δεδομένου του αυξημένου πλάτους των διατομών των υποστυλωμάτων), σε μεγάλες τέμνουσες των διατομών πλαστικών αρθρώσεων στα dogbones και αναπόφευκτα σε μεγάλες απομειώσεις των πελμάτων ($g=0.24b_f$). Δεδομένου ότι το κτίριο είναι ύψους 34 μέτρων θα ήταν προτιμότερο να αυξηθεί η απόσταση των στύλων τουλάχιστον στα 2.5 μέτρα.

15.Βιβλιογραφία

1. Ιωάννης Κ.Βάγιας,«ΣΥΜΜΙΚΤΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα»,3^η Έκδοση,Εκδόσεις Κλειδάριθμος,Αθήνα 2010
2. Ιωάννης Κ.Βάγιας,«ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ»,Β' Έκδοση,Εκδόσεις Κλειδάριθμος,Αθήνα 2009
3. Ι.Βάγιας,Ι.Ερμόπουλος,Γ.Ιωαννίδης,«ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ»,Εκδόσεις Κλειδάριθμος,Αθήνα 2009
4. Ι.Θ.Κατσικαδέλης,«ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ»,Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα 2012
5. ANIL K.CHOPRA,«ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ,ΘΕΩΡΙΑ ΚΑΙ ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΣΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗ»,3^η Έκδοση,Εκδόσεις Μ.Γκιούρδας,Αθήνα 2007
6. Καπόπουλος Μπάτης-Οδυσσεύς,«ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΚΑΙ ΠΕΝΤΑΩΡΟΦΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΣΥΣΤΗΜΑ FUSEIS ΤΥΠΟΥ DOGBONE»,Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία ΕΜΠ, Αθήνα 2012
7. ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8,Μέρος 1,Μάιος 2002
8. ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8,Μέρος 3,Ιούλιος 2003
9. ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 3,Μέρος 1,Μάιος 2003