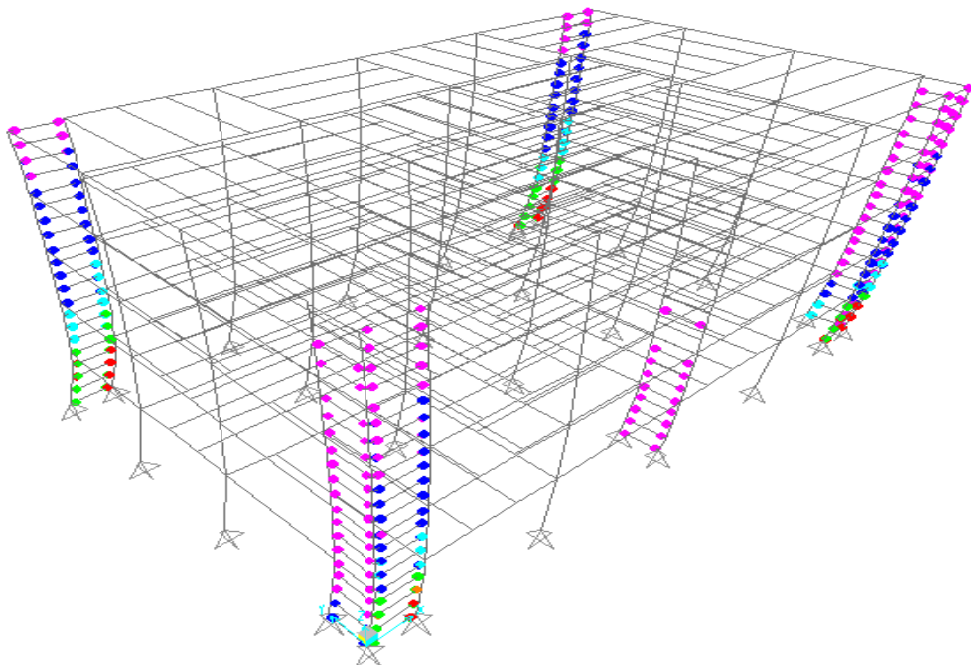


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ



ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΚΑΙ ΠΕΝΤΑΩΡΟΦΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΜΕ ΣΥΣΤΗΜΑ FUSEIS ΤΥΠΟΥ DOGBONE

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΚΑΠΟΠΟΥΛΟΣ ΜΠΑΤΗΣ-ΟΔΥΣΣΕΥΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΙΩΑΝΝΗΣ ΒΑΓΙΑΣ
ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.

ΑΘΗΝΑ, ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2012

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ	
ΠΡΟΛΟΓΟΣ-ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ	i
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	ii
1.ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
1.1 ΣΤΑΤΙΚΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΓΙΑ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ	1
2.ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ FUSEIS-ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.....	6
2.1ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ FUSEIS.....	6
2.2ΤΥΠΟΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ FUSEIS	7
3.ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΩΝ ΜΕ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ FUSEIS,ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΜΕΛΩΝ.....	9
3.1 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΠΛΑΙΣΙΩΝ	9
3.2 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΣΥΜΜΙΚΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ.....	14
3.3 ΥΛΙΚΑ ΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΩΝ ΦΟΡΕΩΝ.....	22
3.4 ΕΙΔΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΤΩΝ ΦΟΡΕΩΝ.....	25
3.5 ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΚΑΙ ΑΔΡΑΝΕΙΑΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΤΩΝ ΔΟΚΩΝ FUSEIS ΤΩΝ ΦΟΡΕΩΝ.....	31
3.6 ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΤΩΝ ΦΟΡΕΩΝ	34
4. ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΕΩΝ.....	40
4.1ΦΟΡΤΙΑ ΑΠΟ ΜΗ ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ	40
4.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΘΟΛΙΚΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ- ΦΑΙΝΟΜΕΝΑ 2ας ΤΑΞΗΣ ΓΙΑ ΤΟ ΒΑΣΙΚΟ ΣΤΑΤΙΚΟ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ	43
4.2.1 ΓΕΝΙΚΑ	43
4.2.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΚΤΗΡΙΟΥ.....	44
4.2.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΛΑΙΣΙΩΝ	48
4.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΔΟΚΩΝ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ	50

4.3.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΩΝ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ.....	50
4.3.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΩΝ ΤΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ.....	53
4.4 ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕΛΩΝ ΤΩΝ ΦΟΡΕΩΝ ΓΙΑ ΤΟ ΒΑΣΙΚΟ ΣΤΑΤΙΚΟ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ.....	56
4.5 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ ΤΟΥ ΒΑΣΙΚΟΥ ΣΤΑΤΙΚΟΥ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥ.....	57
4.5.2 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΠΛΑΙΣΙΩΝ.....	62
4.6 ΕΛΕΓΧΟΣ ΦΟΡΕΩΝ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ.....	65
4.6.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΤΗΡΙΟΥ.....	65
4.6.2 ΑΝΑΛΥΤΙΚΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΝΤΟΧΩΝ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΔΟΚΩΝ.....	66
ΚΤΗΡΙΟΥ.....	66
4.6.3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ-ΠΟΣΟΣΤΑ ΕΚΜΕΤΑΛΛΕΥΣΗΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ.....	70
ΚΤΗΡΙΟΥ ΓΙΑ ΤΟ ΒΑΣΙΚΟ ΣΤΑΤΙΚΟ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ.....	70
4.6.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΩΝ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΔΟΚΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ.....	72
4.6.5 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ-ΠΟΣΟΣΤΑ ΕΚΜΕΤΑΛΛΕΥΣΗΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ.....	72
ΠΛΑΙΣΙΟΥ ΓΙΑ ΤΟ ΒΑΣΙΚΟ ΣΤΑΤΙΚΟ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ.....	72
5. ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	74
5.1 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ.....	74
5.2 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΠΛΑΙΣΙΩΝ.....	79
6. ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	84
6.1 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΑΣΜΑΤΟΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ – ΓΕΝΙΚΑ.....	84
6.2 ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ –ΦΑΣΜΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΦΟΡΕΩΝ.....	86
6.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΥ ΒΛΑΒΩΝ.....	90

6.3.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΧΕΤΙΚΗΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ ΟΡΟΦΟΥ-ΓΕΝΙΚΑ	90
6.3.1.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΟ ΚΤΗΡΙΟ	91
6.3.1.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑ ΠΛΑΙΣΙΑ.....	94
6.4 ΠΡΟΣΑΥΞΗΣΗ ΣΕΙΣΜΟΥ ΛΟΓΩ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΒΑΣΗΣ.....	100
6.4.1 ΠΡΟΣΑΥΞΗΣΗ ΣΤΟ ΚΤΗΡΙΟ.....	100
6.4.2 ΠΡΟΣΑΥΞΗΣΗ ΣΤΑ ΠΛΑΙΣΙΑ	101
6.5 ΚΑΘΟΛΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΣΕ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ.....	103
-ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΦΑΙΝΟΜΕΝΑ ΔΕΥΤΕΡΑΣ ΤΑΞΗΣ.....	103
6.5.1 ΤΡΟΠΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΣΧΕΤΙΚΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΟΡΟΦΟΥ Θ-ΓΕΝΙΚΑ	103
6.5.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ Θ ΣΤΟ ΚΤΗΡΙΟ.....	105
6.5.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ Θ ΣΤΑ ΠΛΑΙΣΙΑ	110
6.6 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΩΝ FUSEIS ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ	113
6.6.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΟ ΚΤΗΡΙΟ-ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ	113
6.6.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑ ΠΛΑΙΣΙΑ-ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ.....	119
6.7 ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΣ ΓΩΝΙΑΣ ΣΤΡΟΦΗΣ	124
6.7.1 ΓΕΝΙΚΑ	124
6.7.2 ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΣ ΓΩΝΙΑΣ ΣΤΡΟΦΗΣ ΣΤΟ ΚΤΗΡΙΟ.....	126
6.7.3 ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΣ ΓΩΝΙΑΣ ΣΤΡΟΦΗΣ ΣΤΑ ΠΛΑΙΣΙΑ	126
6.8 ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ	127
6.8.1 ΓΕΝΙΚΑ	127
6.8.2 ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΤΟ ΚΤΗΡΙΟ.....	128
6.8.2 ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΤΑ ΠΛΑΙΣΙΑ.....	133
7. ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER).....	140

7.1 ΠΛΑΣΤΙΜΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΚΑΙ Η ΜΕΘΟΔΟΣ PUSHOVER – ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ.....	140
7.2 ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ	143
7.3 ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ	144
7.4 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	145
7.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ.....	149
7.6 ΕΠΙΛΥΣΗ ΚΤΗΡΙΟΥ ΜΕ ΤΗΝ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	151
7.7 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ q ΚΤΗΡΙΟΥ	179
7.8 ΕΠΙΛΥΣΗ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΜΕ ΤΗΝ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	183
7.9 ΠΙΝΑΚΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΟΥ q ΣΕ ΟΛΑ ΤΑ ΠΛΑΙΣΙΑ	185
7.10 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑΣ ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΥ ΟΡΟΦΟΥ ΣΤΟ ΣΥΣΤΗΜΑ FUSEIS ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΕΝΟΣ ΠΛΑΙΣΙΟΥ	188
8.ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ-ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	190
8.1 ΓΕΝΙΚΑ.....	190
8.2 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΟΙΚΟΝΟΜΙΚΟΤΗΤΑΣ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΟΙΚΟΝΟΜΙΚΗ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΟΥΣ.....	190
8.3 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΟΡΟΦΗΣ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ PUSHOVER ΜΕ ΤΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΣΤΟ ΚΤΗΡΙΟ ΚΑΙ ΣΤΑ ΠΛΑΙΣΙΑ	196
8.4 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ q_{cap} ΤΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΜΕ ΑΥΤΟ ΤΗΣ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗΣ Y ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ	197
8.5 ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΘΟΔΟΥ PUSHOVER	199

ΠΡΟΛΟΓΟΣ-ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η εκπόνηση της παρούσας μεταπτυχιακής διπλωματικής εργασίας πραγματοποιήθηκε στο Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του ΕΜΠ και βασίζεται στο ερευνητικό πρόγραμμα fuseis-Dissipative devices for seismic resistant steel frames του εργαστηρίου σε συνεργασία με πανεπιστημιακά ιδρύματα του εξωτερικού.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Ιωάννη Βάγια ,υπεύθυνο του προγράμματος, για την ανάθεση της εργασίας αυτής αλλά και για την πολύτιμη συμπαράσταση και καθοδήγηση που μου παρείχε , καθ όλη τη διάρκεια της εκπονησής της. Χάρη στην επιστημονική του κατάρτιση , η βοήθειά του στον έλεγχο των αποτελεσμάτων και στην εξαγωγή γόνιμων συμπερασμάτων υπήρξαν καθοριστικοί στην επιτυχή ολοκλήρωση της μεταπτυχιακής μου εργασίας

Επίσης , θα ήθελα να ευχαριστήσω τις υποψήφιες διδάκτορες του εργαστηρίου Μεταλλικών κατασκευών και μέλη του ερευνητικού προγράμματος fuseis Γιούλη Δούγκα και Δανάη Δημακογιάννη για την απεριόριστη υπομονή τους και την συνεχή τους ενασχόληση με τη διπλωματική μου σε όλα τα στάδια.Η προσφορά τους στην επίλυση αποριών πάνω στο σύστημα fuseis αλλά και στη χρήση του στατικού προγράμματος SAP υπήρξε καθοριστική.

Τέλος, ευχαριστώ την οικογένεια μου για την συμπαράσταση της καθ όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Τα τελευταία χρόνια παρατηρείται όλο και μεγαλύτερο ενδιαφέρον για την εύρεση νέων συστημάτων αντισεισμικής προστασίας των μεταλλικών κατασκευών, καθώς επίσης και για τον προσδιορισμό της συμπεριφοράς των κατασκευών στη μετελαστική περιοχή, δηλαδή μετά το σημείο εμφάνισης των πρώτων ζημιών. Στη συγκεκριμένη διπλωματική ελέγχθηκε ένα νέο αντισεισμικό σύστημα ονόματι fuseis το οποίο είναι αντικείμενο μελέτης ερευνητικού προγράμματος του εργαστηρίου μεταλλικών κατασκευών του ΕΜΠ και στο οποίο εισάγεται η παράμετρος αντικαταστασιμότητα πέραν της απορρόφησης ενέργειας. Συγκεκριμένα παρουσιάστηκαν 3 περιπτώσεις πενταόροφων πλαισίων με διαφορετικές διατομές και ένα πενταόροφο κτήριο, του οποίου η μία διεύθυνση είναι πανομοιότυπη των πλαισίων. Αρχικά υποθέσαμε ένα συντελεστή συμπεριφοράς q για όλες τις περιπτώσεις, εκτελώντας ελαστική ιδιομορφική ανάλυση, και εν συνεχεία ελέγξαμε με την ανάλυση pushover κατά πόσο ήταν ακριβής η παραδοχή μας.

Στα δύο πρώτα κεφάλαια, πέραν της εισαγωγής, στην οποία γίνεται μία σύντομη αναφορά στα διάφορα αντισεισμικά συστήματα που χρησιμοποιούνται έως τώρα, γίνεται νύξη στα χαρακτηριστικά του συστήματος fuseis και στις 2 παραλλαγές με τις οποίες έχει μελετηθεί έως τώρα (με συμπαγές διατομές πείρων ή με χρήση απομειωμένων διατομών dogbone).

Το τρίτο κεφάλαιο αφορά τη γεωμετρία των πλαισίων και του πενταόροφου κτηρίου. Συγκεκριμένα παρουσιάζονται αναλυτικά η προσομοίωση όλων των στηρίξεων, τα είδη των διατομών που χρησιμοποιήθηκαν στις δοκούς του συστήματος fuseis αλλά και συνολικά στους φορείς, τα αδρανειακά χαρακτηριστικά τους καθώς και η κατάταξη όλων των διατομών, δοκών και υποστυλωμάτων με βάση την ικανότητα πλαστικής στροφής των.

Στο τέταρτο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στην ελαστική στατική ανάλυση του κτηρίου και των πλαισίων. Ελέγχεται ο καθολικός λυγισμός για τη βασική στατική ανάλυση, γίνεται εισαγωγή των μη σεισμικών φορτίων στο στατικό πρόγραμμα, παρουσιάζονται τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών και τέλος εξάγονται τα ποσοστά εκμετάλλευσης για τον συνδυασμό $1,35g+1,50q$

Στο πέμπτο κεφάλαιο γίνεται η ιδιομορφική ανάλυση των φορέων και ευρίσκονται οι κρίσιμες ιδιομορφές. Επίσης παρατίθενται χαρακτηριστικές μορφές παραμόρφωσης της κατασκευής για κάποιες ιδιομορφές

Στο έκτο κεφάλαιο γίνεται δυναμική ελαστική ανάλυση των φορέων σύμφωνα με το φάσμα σχεδιασμού του ευρωκώδικα 8. Υποθέτουμε έναν αρχικό συντελεστή q για το σύστημα (5 συγκεκριμένα) χωρίς να ξέρουμε ακόμα εάν ανταποκρίνεται στην πραγματικότητα (το σύστημα τώρα μελετάται, δεν έχει εισαχθεί στους κανονισμούς). Αρχικά γίνεται έλεγχος της σχετικής παραμόρφωσης των ορόφων, της προσάυξης της τέμνουσας λόγω σεισμού, καθώς και ο έλεγχος για προσάυξη των σεισμικών μεγεθών για φαινόμενα 2ας τάξης. Εν συνεχεία ελέγχονται η δοκοί *fuseis* για τους βασικούς σεισμικού συνδυασμούς και αφού διασφαλιστεί η αποφυγή αστοχίας των συνδέσεων με τον περιορισμό της πλαστικής στρώσης θ_r , επιτελείται ο ικανοτικός σχεδιασμός των υποστυλωμάτων του συστήματος *fuseis*

Στο έβδομο κεφάλαιο γίνεται η ανάλυση της μεθόδου *pushover* με την οποία εξάγουμε το πραγματικό συντελεστή συμπεριφοράς q από την καμπύλη ικανότητας των πλαισίων και του κτηρίου. Η φόρτιση της μεθόδου *pushover* γίνεται με βάση την δεσπόζουσα ιδιομορφή για κάθε διεύθυνση του κτηρίου και εναλλακτικά με μία ομοιόμορφη που αντιστοιχεί στο βάρος της κατασκευής. Στα πλαίσια γίνεται μόνο βάση την 1^η ιδιομορφή ταλαντώσής τους.

Στο όγδοο και τελευταίο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στα πλεονεκτήματα των *fuseis*, συγκρίνονται οι μετακινήσεις κορυφής για ελαστικό σεισμό με αυτές της *pushover* για όλες τις περιπτώσεις, γίνεται σύγκριση οικονομικότητας των 3 διατομών των πλαισίων και σύγκριση των q των πλαισίων με αυτά της μικρής διεύθυνσης του κτηρίου. Τέλος αναφέρονται συνοπτικά τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα της μεθόδου *pushover*.

1.ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 ΣΤΑΤΙΚΑ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΓΙΑ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ

Σε αντίθεση με τα πλαίσια των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, η πλευρική ευστάθεια,άρα και η αντισεισμική ικανότητα των μεταλλικών κτηρίων μπορεί να επιτευχθεί μέσα από ένα μεγάλο εύρος δομικών συστημάτων.Πράγματι λόγω της μονολιθικής φύσης του σκυροδέματος,οι συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος είναι εν γένει δύσκαμπτες με αποτέλεσμα τα κτήρια από σκυρόδεμα να μπορούν μορφωθούν σε πλαίσια στο χώρο με ή χωρίς διατμητικά τοιχώματα. Αυτό όμως δεν συμβαίνει στα μεταλλικά κτήρια, περίπτωση στην οποία ο σχεδιαστής έχει την ελευθερία να κατασκευάσει συνδέσεις τόσο δύσκαμπτες όσο και εύκαμπτες και να τοποθετήσει επιπλέον συστήματα αντιστήριξης ή τοιχώματα.Οπότε η πλαισιακή λειτουργία μιας μεταλλικής κατασκευής είναι μία μονάχα από τις πλείστες επιλογές όπως μπορούμε να δούμε και στον παρακάτω πίνακα(ο οποίος δίνει και μια αξιολόγηση της πλαστιμότητας και της δυσκαμψίας που παρέχει κάθε αντισεισμικό σύστημα)

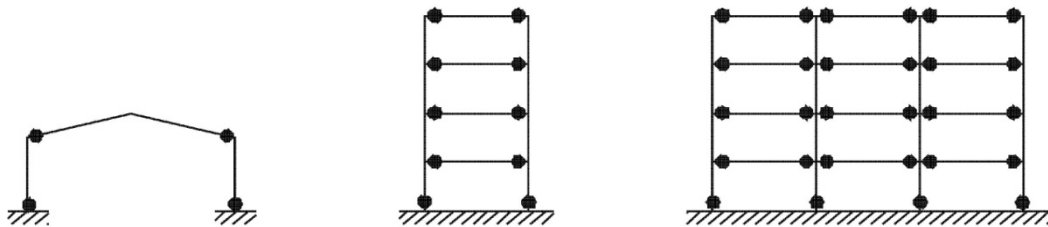
Table 1.1: Structural systems for steel frames

	Stiffness	Ductility	Dissipative zones
Moment resisting frames	0	++	Beam ends
Concentric braced frames	++	0	Tension braces
Eccentric braced frames	+	++	Beam links
INERD concentric braced frames	+	++	Pins
BRB concentric braced frames	++	++	BRB braces
Steel shear walls	+	+	Steel plates
Composite shear walls	++	0	Shear wall
FUSEIS 1	+	+	FUSEIS 1 beams or pins
FUSEIS 2	0	++	FUSEIS 2 beams

Πίνακας 1.1 Αξιολόγηση της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητας διάφορων συστημάτων

Τα κτήρια από χάλυβα θα κατατάσσονται σε έναν από τους ακόλουθους τύπους στατικών συστημάτων, ανάλογα με τη συμπεριφορά του κυρίως αντισεισμικού τους φορέα υπό σεισμικές δράσεις:

α) Τα πλαίσια παραλαβής ροπών, είναι εκείνα στα οποία οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται κυρίως από μέλη τα οποία δρουν κατά καμπτικό κυρίως τρόπο. Οι ζώνες απόδοσης ενέργειας εντοπίζονται στις δοκούς και στη βάση των υποστυλωμάτων.

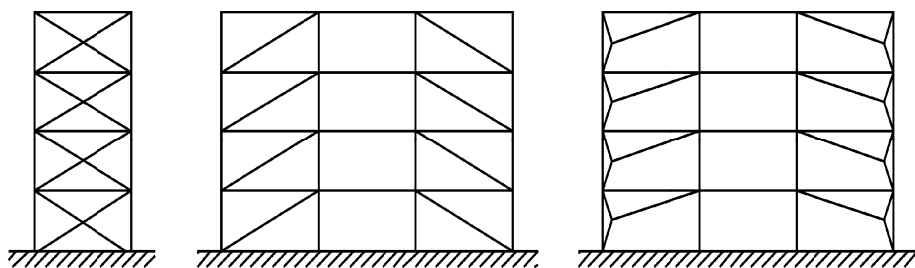


Σχήμα 1.1: Πλαίσια παραλαβής ροπών

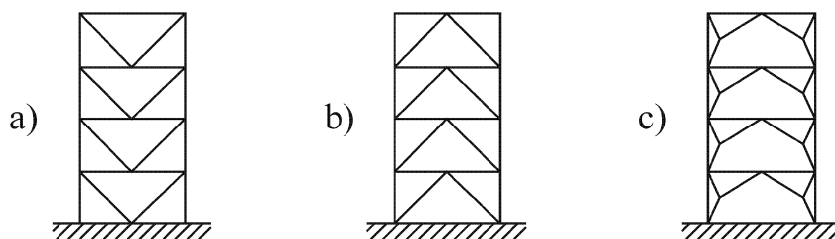
β) Τα πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα, είναι εκείνα στα οποία οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται κυρίως από μέλη τα οποία καταπονούνται από αξονικές δυνάμεις. Διακρίνονται σε οριζόντιους συνδέσμους που τοποθετούνται στο επίπεδο των ζυγωμάτων των πλαισίων και σε κατακόρυφους συνδέσμους που τοποθετούνται μεταξύ των υποστυλωμάτων. Σε πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα, οι ζώνες απόδοσης ενέργειας θα πρέπει να βρίσκονται κυρίως στις εφελκόμενες διαγώνιους. Οι σύνδεσμοι μπορεί να ανήκουν σε μία από τις παρακάτω κατηγορίες:

-ενεργοί εφελκόμενοι διαγώνιοι σύνδεσμοι, στους οποίους οι οριζόντιες δυνάμεις μπορούν να παραληφθούν από τις εφελκόμενες διαγώνιους μόνο, αμελώντας τις διαγώνιους σε θλίψη (Σχήμα 1.2)

-σύνδεσμοι μορφής V, στους οποίους οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται τόσο από τις εφελκόμενες όσο και από τις θλιβόμενες διαγώνιους. Το σημείο τομής των διαγωνίων αυτών βρίσκεται σε ένα οριζόντιο μέλος το οποίο θα είναι συνεχές (Σχήμα 1.3)

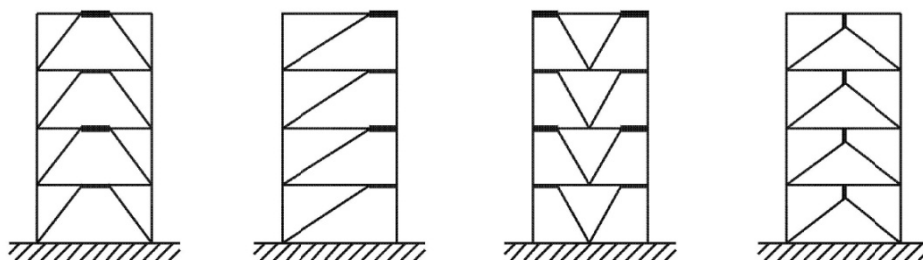


Σχήμα 1.2 : Πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα



Σχήμα 1.3: Πλαίσια με συνδέσμους μορφής V χωρίς εκκεντρότητα

γ) Τα πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους, είναι εκείνα στα οποία οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται κυρίως από αξονικά φορτιζόμενα μέλη, και στα οποία η εκκεντρότητα της διάταξης είναι τέτοια ώστε η ενέργεια να μπορεί να αποσβένεται σε σεισμικούς συνδέσμους είτε μέσω ανακυκλικής κάμψης είτε μέσω ανακυκλικής τέμνουσας (καμπτική ή διατμητική διαρροή των συνδέσμων). Θα πρέπει βέβαια να χρησιμοποιούνται διατάξεις οι οποίες να εξασφαλίζουν ότι όλοι οι σύνδεσμοι θα είναι ενεργοί.



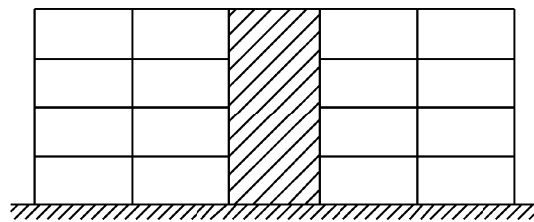
Σχήμα 1.4: Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους

δ) Τα συστήματα ανεστραμμένου εκκρεμούς είναι εκείνα στα οποία οι ζώνες απόδοσης ενέργειας βρίσκονται στη βάση των υποστυλωμάτων. Όπως φαίνεται στο σχήμα 1.5 στην πρώτη περίπτωση οι ζώνες απόδοσης ενέργειας βρίσκονται στη βάση υποστυλωμάτων ενώ στη δεύτερη περίπτωση στα υποστυλώματα.



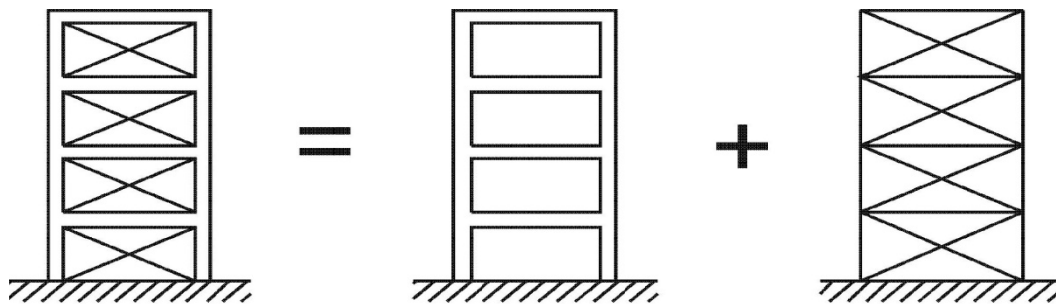
Σχήμα 1.5: Ανεστραμμένο εκκρεμές

ε) Τα συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα, είναι εκείνα στα οποία οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται κυρίως από τους πυρήνες ή τα τοιχώματα αυτά.



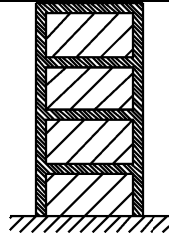
Σχήμα 1.6: Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα

στ) Πλαίσια παραλαβής ροπών σε συνδυασμό με έκκεντρους συνδέσμους, όπου οι ζώνες απόδοσης ενέργειας βρίσκονται στο πλαίσιο και στις εφελκυσμένες διαγώνιους.



Σχήμα 1.7: Πλαίσιο παραλαβής ροπών σε συνδυασμό με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα

ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών σε συνδυασμό με τοιχοπληρώσεις



Σχήμα 1.8: Πλαίσιο παραλαβής ροπών σε συνδυασμό με τοιχοπληρώσεις.

η) Συστήματα FUSEIS (υπό έρευνα νέο αντισεισμικό σύστημα)

Οι σεισμοί συχνά οδηγούν σε μεγάλης κλίμακας αστοχίες. Γι' αυτό είναι σημαντικό να στραφούμε στην μελέτη εναλλακτικών στατικών συστημάτων για αντισεισμικό σχεδιασμό, τα οποία να είναι εύκολα αντικαταστάσιμα. Να εισάγουμε δηλαδή την παράμετρο **“αντικαταστασιμότητα”** ως ένα νέο χαρακτηριστικό τους. Στα συμβατικά πλαίσια ροπής, μετά από έναν ισχυρό σεισμό, οι δοκοί ή συχνότερα οι συνδέσεις τους, πρέπει να αντικατασταθούν, κάτι που είναι πολύ δύσκολο. Όμοια, στους συνδέσμους με εκκεντρότητα, οι δοκοί σύζευξης είναι που πρέπει να επισκευαστούν. Σε συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα, οι διαγώνιοι αναλαμβάνουν τις ανελαστικές παραμορφώσεις. Οι διαγώνιοι όμως είναι στοιχεία μεγάλου μήκους και βάρους, άρα η αντικατάστασή τους αποτελεί μια δυσχερή διαδικασία.

Στην εργασία αυτή, λοιπόν παρουσιάζεται ένα νέο αντισεισμικό σύστημα σε μεταλλικά κτίρια που ονομάζεται FUSEIS. Η συμπεριφορά του συστήματος FUSEIS αποτελεί αντικείμενο αναλύσεων και πειραμάτων που πραγματοποιούνται στο Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών ΕΜΠ στα πλαίσια ευρωπαϊκού ερευνητικού προγράμματος. Επιπλέον, όπως και σε κάθε συμβατικό σύστημα, σε περίπτωση ενός ισχυρού σεισμού, η αστοχία περιορίζεται μόνο στις δοκούς Fuseis, στις οποίες αν κριθεί απαραίτητο, είναι εύκολο να επέμβουμε.

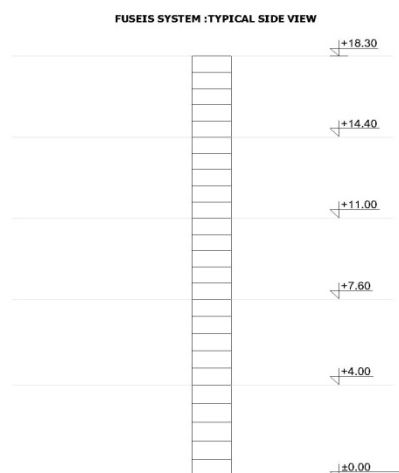
2.ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ FUSEIS-ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

2.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ FUSEIS

Το σύστημα αποτελείται από ζεύγη ισχυρών υποστυλωμάτων κοίλης διατομής σε σχετικά πυκνή διάταξη, τα οποία συνδέονται μεταξύ τους με οριζόντιες ασθενέστερες δοκούς στη στάθμη των ορόφων και ενδιάμεσα αυτών. Οι συνδέσεις δοκών - υποστυλωμάτων του συστήματος είναι συνδέσεις ροπής, ενώ οι αντίστοιχες συνδέσεις με το υπόλοιπο κτίριο μπορεί να διαμορφωθούν ως απλές συνδέσεις τέμνουσας.

Με την προσθήκη των fuseis(θεωρήθηκε ότι συμπεριφέρονται ως δοκοί σύζευξης έκκεντρων συνδέσμων), οι σεισμικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στο πλαίσιο αναλαμβάνονται κυρίως από αυτά μέσω κάμψης και στη συνέχεια από τα υποστυλώματα μέσω θλίψης και κάμψης.

Τα fuseis, λόγω της όγκιμης συμπεριφοράς του χάλυβα μπορούν να αναλάβουν μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις και κατά συνέπεια ενδείκνυνται για την απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας. Συμβάλλουν έτσι, στην εξασφάλιση της πλευρικής ευστάθειας των μελών των κυρίων πλαισίων, καθώς επίσης και στην αύξηση της δυστρεψιάς του κτιρίου. Ο σκοπός του ερευνητικού προγράμματος με το οποίο σχετίζεται η διπλωματική ήταν η ανάπτυξη και μελέτη 2 τέτοιων καινοτόμων αντισεισμικών συστημάτων. Εμείς θα ασχοληθούμε με το ένα από αυτά.

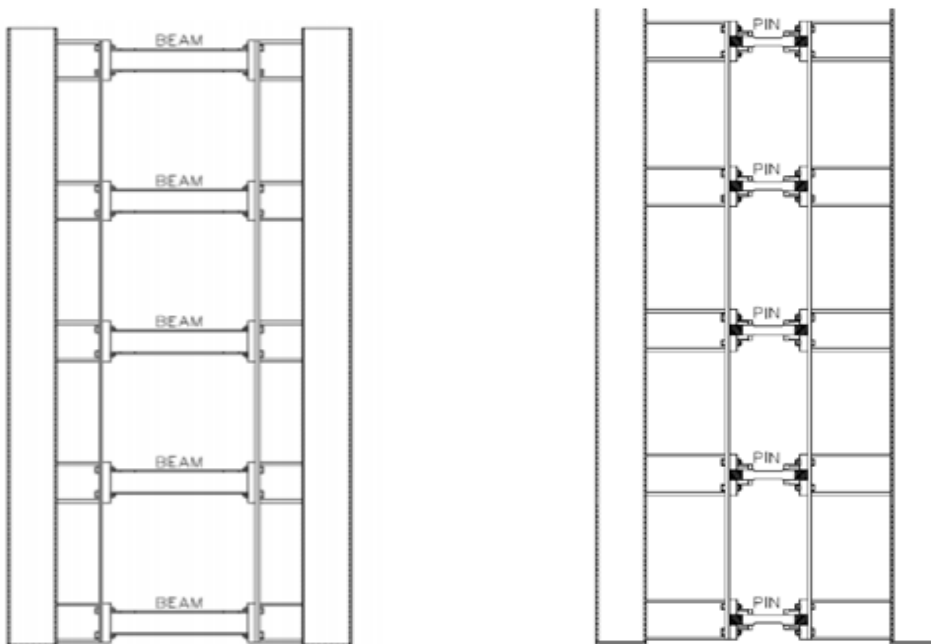


Σχήμα 2.1 : Τυπική διάταξη συστήματος fuseis στα πλαίσια και το κτήριο

2.2 ΤΥΠΟΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ FUSEIS

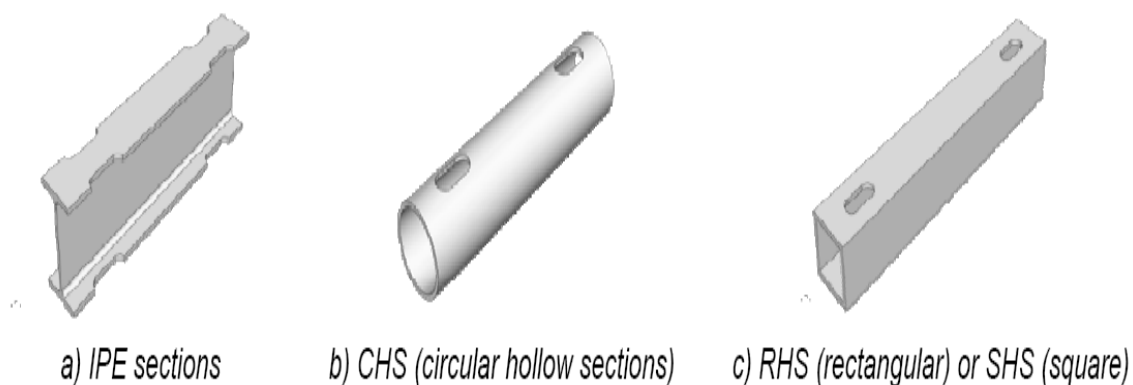
Οι 2 πιθανοί τύποι fuseis διαφοροποιούνται ως προς το στοιχείο απορρόφησης ενέργειας.

1) Στο **σύστημα fuseis με πείρους**, οι οριζόντιες δοκοί που συνδέουν τα υποστυλώματα του συστήματος αποτελούνται τόσο από τις δοκούς υποδοχής (fuseis receptacle beams), όσο και από τους πείρους (dissipative elements). Συγκεκριμένα, οι δοκοί υποδοχής συνδέονται με τα υποστυλώματα του συστήματος και εκτείνονται περίπου μέχρι το μέσον του ανοίγματος, όπου αφήνουν κάποιο κενό μερικών εκατοστών. Η ποιότητα του χάλυβα των δοκών υποδοχής είναι καλύτερη από την αντίστοιχη των πείρων, ώστε να οδηγηθεί η αστοχία στους τελευταίους. Οι διατομές των δοκών υποδοχής είναι κοίλες, έτσι ώστε μέσα από αυτές να τοποθετηθούν οι πείροι, οι οποίοι εκτείνονται από το ένα υποστυλώμα του συστήματος έως το άλλο. Οι διατομές των πείρων είναι συμπαγείς κυκλικές, διαμέτρου μερικών εκατοστών.



Σχήμα 2.2 FUSEIS τύπου dogbone και με πείρο.

2) Στο σύστημα **fuseis με απομειωμένες διατομές δοκών**, το οποίο και χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα εργασία, οι οριζόντιες δοκοί που συνδέουν τα υποστυλώματα του συστήματος εκτείνονται από το ένα υποσύλωμα του συστήματος έως το άλλο, έχοντας την ιδιαιτερότητα κοντά (αλλά όχι ακριβώς) στα άκρα τους οι διατομές να απομειώνονται ώστε να οδηγηθεί η αστοχία εκεί. Προφανώς, η ποιότητα του χάλυβα παραμένει ίδια σε όλο το μήκος της δοκού και φυσικά είναι χαμηλότερη από την αντίστοιχη των υποστυλωμάτων του συστήματος. Η απομείωση των διατομών, που αναφέρθηκε παραπάνω, στην περίπτωση των κοίλων τετραγωνικών (ή ορθογωνικών) διατομών πραγματοποιείται με μείωση του πλάτους (της διατομής), ενώ στην περίπτωση των διατομών μορφής διπλού ταυ πραγματοποιείται με μείωση του πλάτους των πελμάτων.



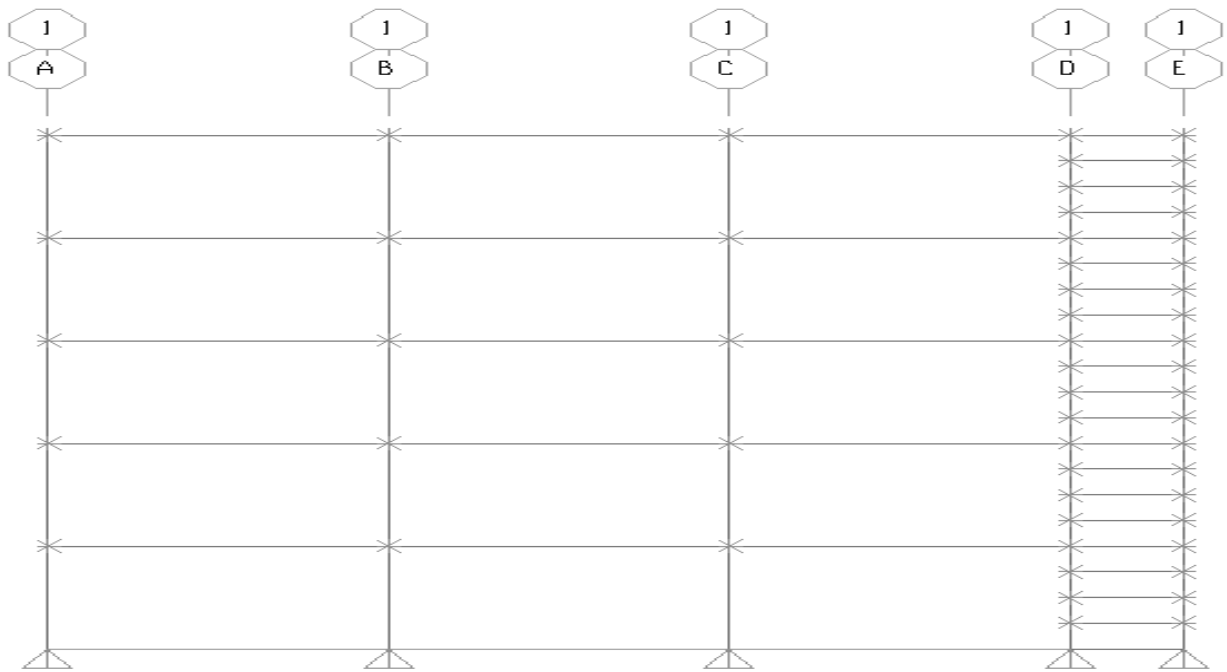
Σχήμα 2.3 Τύπος εγκοπών στα δοκάρια και για τα 3 είδη διατομών στο σύστημα fuseis-dogbone

Όπως γίνεται αντιληπτό από όσα αναφέρθηκαν παραπάνω, τα δύο είδη συστημάτων fuseis είναι παρεμφερή και έχουν ως κοινό στόχο να οδηγήσουν την αστοχία στις δοκούς σύνδεσης των υποστυλωμάτων του συστήματος. Η μόνη διαφορά έγκειται στο γεγονός ότι στο σύστημα με τους πείρους η αστοχία λαμβάνει χώρα στο μέσον της δοκού (πείρου), ενώ στο σύστημα με τις απομειωμένες διατομές η αστοχία πραγματοποιείται στα απομειωμένα άκρα. Το ποιο από τα δύο συστήματα είναι αποδοτικότερο στις εκάστοτε περιπτώσεις αποτελεί ακόμα αντικείμενο έρευνας και μελέτης στο εργαστήριο μεταλλικών κατασκευών του ΕΜΠ.

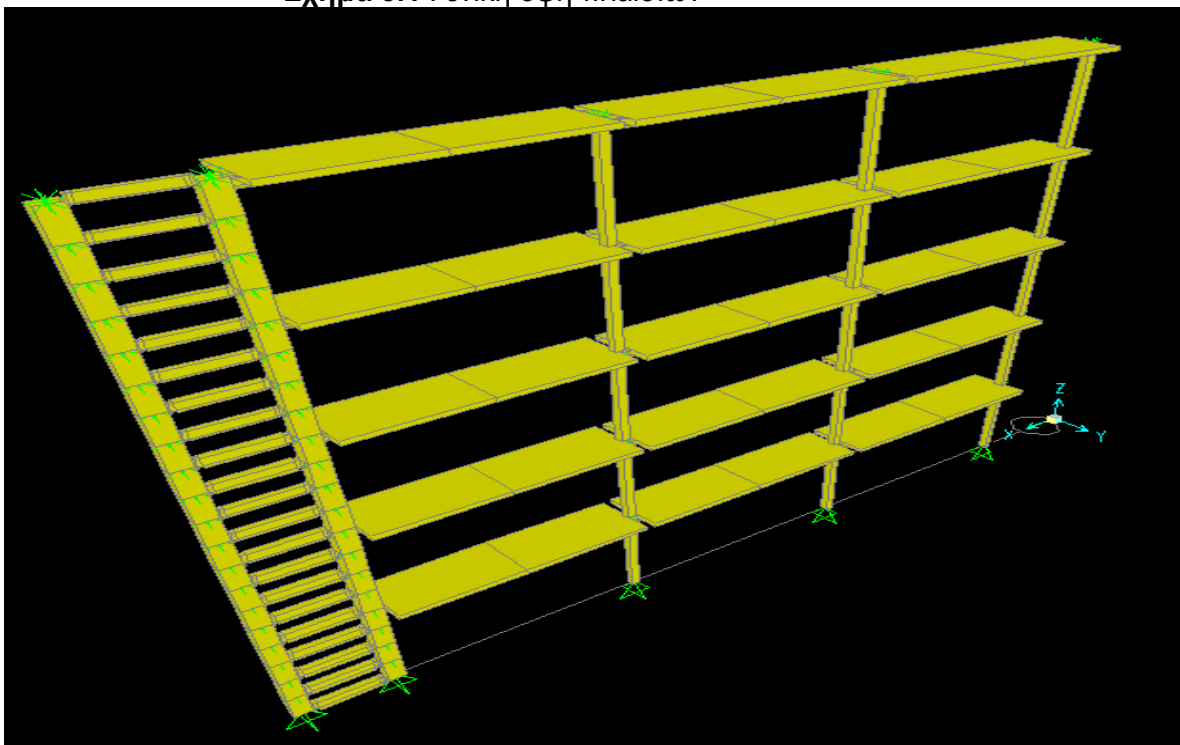
3.ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΩΝ ΜΕ ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ FUSEIS,ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΜΕΛΩΝ

3.1 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΠΛΑΙΣΙΩΝ

Όπως προαναφέραμε αρχικά μελετήθηκαν 3 είδη πενταώροφων δισδιάστατων πλαισίων(πανομοιότυπα με τον τύπο των πλαισίων που χρησιμοποιήσαμε στην μικρή όψη x-y του μεταλλικού κτηρίου όπως θα δούμε παρακάτω) με τη διαφοροποίησή τους να αφορά το είδος της διατομής των δοκαριών fuseis .Τα πλαίσια αυτά έχουν ύψος ορόφου 3,4 συμπεριλαμβανομένου και του ισογείου(άρα συνολικό ύψος 17 m ,όσο δηλαδή και του κτηρίου το οποίο μελετήσαμε προς σύγκριση της αντισεισμικής λειτουργίας του με τα πλαίσια).Αποτελούνται από 3 μεγάλα ανοίγματα μήκους 6 m τα οποία κατασκευάστηκαν με σύμμικτα δοκάρια διατομής compHEA260 και για τις 3 περιπτώσεις και από ένα μικρό ακραίο άνοιγμα μήκους 2 m το οποίο περιλαμβάνει τα αντισεισμικά δοκάρια fuseis.Οι κύριες δοκοί συνδέονται με τα υποστυλώματα του κτηρίου με συνδέσεις ροπής (πακτώσεις) ενώ με τα υποστυλώματα του συστήματος fuseis με αρθρώσεις έτσι ώστε τα μόνιμα φορτία να παραλαμβάνονται μόνο από το κτήριο και όχι από το αντισεισμικό σύστημα.Τα fuseis διατάσσονται καθ ύψος ανά τέσσερα σε κάθε όροφο.Η απόσταση μεταξύ των fuseis καθ ύψος είναι 0,85 m(συνολικά τοποθετούνται $5 \times 4 = 20$) και συνδέονται με τα υποστυλώματα του συστήματος με συνδέσεις ροπής(δηλαδή πακτωμένα).



Σχήμα 3.1 Γενική όψη πλαισίων

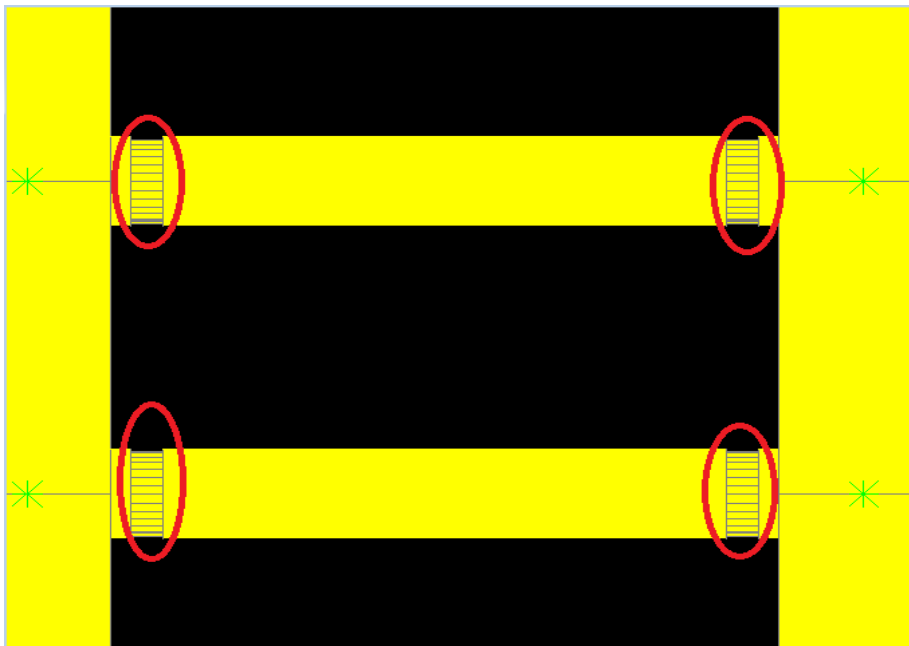


Σχήμα 3.2 Προοπτική απεικόνιση δισδιάστατου πλαισίου με εμφανείς τις λεπτομέρειες των στοιχείων του (το αριστερό άκραιο άνοιγμα περιλαμβάνει τα δοκάρια και τα υποστυλώματα fuseis)

Στα 2 άκρα των δοκαριών κατά την προσομοίωση τους στο στατικό πρόγραμμα προστέθηκε ένα μικρό τμήμα απομειωμένης διατομής(άρα μικρότερων αδρανειακών χαρακτηριστικών από την πλήρη) μήκους 0,075 m. Το δοκάρι έτσι διαμορφώνεται ως «dogbone» λόγω του χαρακτηριστικού σχήματος που παραπέμπει σε κόκκαλο. Η

χρησιμότητα αυτής της διατομής έγκειται στην απαίτηση να αποφευχθεί η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στις συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος και να αποτρέψει την πρόωγη θραύση αυτών των συνδέσεων(Κάτι που θα είχε ως αποτέλεσμα ψαθυρή συμπεριφορά , την οποία θέλουμε να αποφύγουμε).Άρα η απομειωμένη δυσκαμψία σε αυτές τις περιοχές αυξάνει την πιθανότητα να επιτελεστούν εκεί.Συγκεκριμένα το δοκάρι μορφώνεται ως εξής

Ξεκινώντας από το ένα άκρο έχουμε 0,2m πλήρους διατομής,0,075 απομειωμένης ,1,45 πλήρους και έχουμε συμμετρική διαμόρφωση για το άλλο άκρο.Ενδεικτικά παραθέτουμε μια λεπτομέρεια της διαμόρφωσης του δοκαριού



Σχήμα 3.3 Λεπτομέρεια δοκαριού κυκλικής διατομής CHS από το sap(με κόκκινο χρώμα δείχνονται τα σημεία της απομειωμένης διατομής)

Η θεμελίωση προσομοιώθηκε με τη χρήση αρθρώσεων(δεν μελετάται πιο αναλυτικά στην εργασία μας).

Τα 3 υποστυλώματα των μεγάλων ανοιγμάτων είναι ορθογωνικής(κιβωτοειδούς) διατομής SHS(square hollow section) 200X200X15 και για τις 3 περιπτώσεις

πλαισίων(και είναι λογικό αφού αναλαμβάνουν κυρίως τα μόνιμα φορτία που δεν αλλάζουν για τις 3 σεισμικές εντάσεις).

Τα 2 υποστυλώματα του φατνώματος του αντισεισμικού συστήματος fuseis είναι διατομής επίσης TUBE(κοίλη ορθογωνική διατομή) αλλά οι διαστάσεις τους εξαρτώνται από τις διατομές των δοκαριών και την ένταση της σεισμικής φόρτισης(προφανώς περιμένουμε μεγαλύτερες διατομές σε αυξανόμενη σεισμική επιτάχυνση).Και αυτό συμβαίνει γιατί οι διατομές τους επιλέγονται με βάση τον ικανοτικό σχεδιασμό(θέλουμε ισχυρά υποστυλώματα-αδύνατα δοκάρια)

Συνολικά μελετήσαμε $3*3=9$ διαφορετικά δισδιάστατα πλαίσια.Δηλαδή για κάθε είδος διατομής(διπλού ταύ IPE,κοίλη ορθογωνική SHS ή κοίλη κυκλική CHS) υποβάλαμε το πλαίσιο σε 3 διαφορετικές σεισμικές εντάσεις. Ανάλογα με την ένταση διαφοροποιήθηκαν τα αδρανειακά χαρακτηριστικά των διατομών και των υποστυλωμάτων του συστήματος των fuseis. Καταρτίσαμε τα παρακάτω πινακάκια για να υποδείξουμε τις διαφοροποιήσεις των διατομών ανά όροφο.

Αριθμός ορόφου	Σεισμική ενταση	Διατομή δοκού fuseis	Διατομή υποστυλώματος fuseis
	0,16g		
5ος		IPE 220	TUBE 300X200X20
4ος		IPE 240	TUBE 300X200X20
3ος		IPE 270	TUBE 300X200X20
2ος		IPE 300	TUBE 300X200X20
1ος		IPE 330	TUBE 300X200X20
	0,24g		
5ος		IPE 220	TUBE 300X200X20
4ος		IPE 240	TUBE 300X200X20
3ος		IPE 270	TUBE 300X200X20
2ος		IPE 300	TUBE 300X200X20
1ος		IPE 330	TUBE 300X200X20
	0,36g		
5ος		IPE 240	TUBE 400X300X20
4ος		IPE 270	TUBE 400X300X20
3ος		IPE 300	TUBE 400X300X20
2ος		IPE 330	TUBE 400X300X20
1ος		IPE 360	TUBE 400X300X20

Πίνακας 3.1 Πλαίσια διατομών IPE για κάθε σεισμική φόρτιση

Αριθμός ορόφου	Σεισμική ενταση	Διατομή δοκού fuseis	Διατομή υποστυλώματος fuseis
	0,16g		
5ος		SHS 180X180X8	TUBE 300X200X20
4ος		SHS 200X200X8	TUBE 300X200X20
3ος		SHS 220X220X8	TUBE 300X200X20
2ος		SHS 240X240X8	TUBE 300X200X20
1ος		SHS 260X260X8	TUBE 300X200X20
	0,24g		
5ος		SHS 180X180X8	TUBE 300X200X20
4ος		SHS 200X200X8	TUBE 300X200X20
3ος		SHS 220X220X8	TUBE 300X200X20
2ος		SHS 240X240X8	TUBE 300X200X20
1ος		SHS 260X260X8	TUBE 300X200X20
	0,36g		
5ος		SHS 200X200X8	TUBE 400X300X20
4ος		SHS 220X220X8	TUBE 400X300X20
3ος		SHS 240X240X8	TUBE 400X300X20
2ος		SHS 260X260X8	TUBE 400X300X20
1ος		SHS 280X280X8	TUBE 400X300X20

Πίνακας 3.2 Πλαίσια διατομών SHS για κάθε σεισμική φόρτιση

Αριθμός ορόφου	Σεισμική ενταση	Διατομή δοκού fuseis	Διατομή υποστυλώματος fuseis
	0,16g		
5ος		CHS 193,7X8	TUBE 300X200X20
4ος		CHS 219,1X8	TUBE 300X200X20
3ος		CHS 244,5X8	TUBE 300X200X20
2ος		CHS 273X8	TUBE 300X200X20
1ος		CHS 323,9X8	TUBE 300X200X20
	0,24g		
5ος		CHS 193,7X8	TUBE 300X200X20
4ος		CHS 219,1X8	TUBE 300X200X20
3ος		CHS 244,5X8	TUBE 300X200X20
2ος		CHS 273X8	TUBE 300X200X20
1ος		CHS 323,9X8	TUBE 300X200X20
	0,36g		
5ος		CHS 219,1X8	TUBE 400X300X20
4ος		CHS 244,5X8	TUBE 400X300X20
3ος		CHS 273X8	TUBE 400X300X20
2ος		CHS 323,9X8	TUBE 400X300X20
1ος		CHS 355,6X8	TUBE 400X300X20

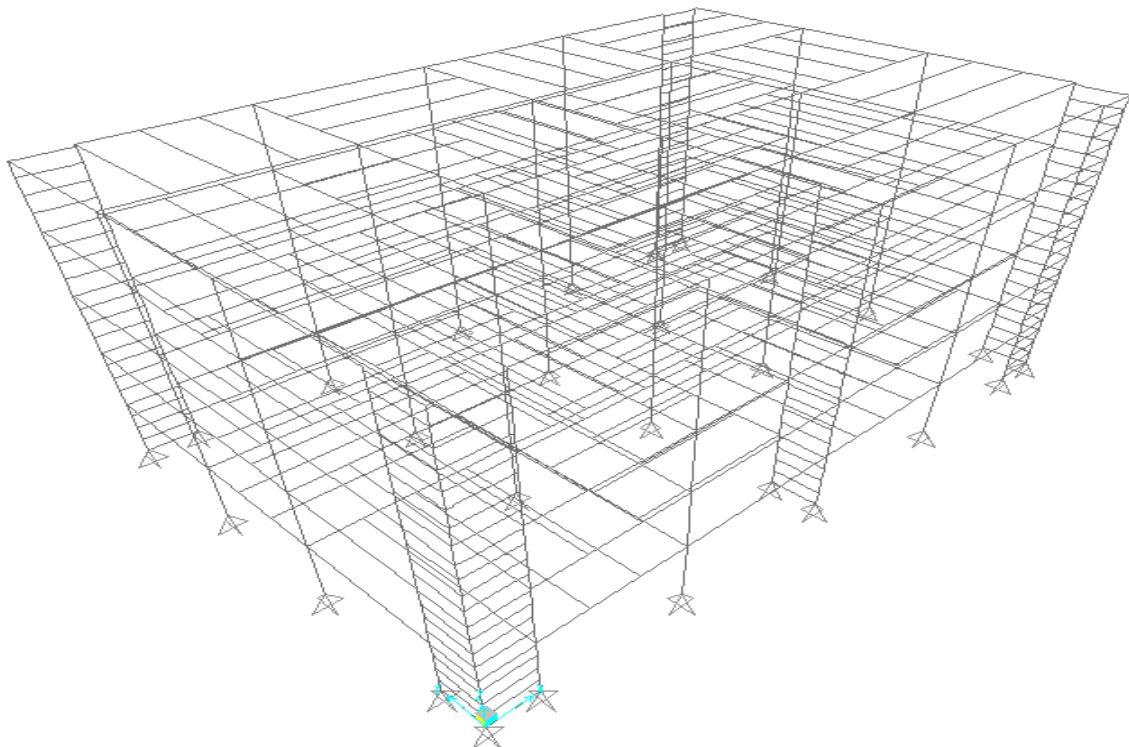
Πίνακας 3.3. Πλαίσια διατομών CHS για κάθε σεισμική φόρτιση

3.2 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΣΥΜΜΙΚΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ

Ο φέρων οργανισμός του υπό μελέτη κτηρίου είναι μεταλλικός με πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα. Πρόκειται για συμμετρικό πενταώροφο κτίριο (ισόγειο και τέσσερις όροφοι) με ορθογωνική κάτοψη διαστάσεων 20x30 m. Το ύψος του ισόγειου και όλων των ορόφων είναι 3,4m (άρα αθροιστικά όλο το ύψος του κτηρίου είναι 17 m,όσο και των πλαισίων). Κατά τη μεγάλη διεύθυνση (x) οι αποστάσεις των υποστυλωμάτων είναι 7m για τα 2 κεντρικά φατνώματα και 8m για τα 2 ακριανά.

Η ασφαλής μεταφορά των *κατακόρυφων* δυνάμεων στη θεμελίωση του κτηρίου γίνεται με τον παρακάτω τρόπο: δευτερεύουσες δοκοί αρθρωμένες στις κύριες δοκούς παραλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία από τις πλάκες και τα μεταφέρουν στις κύριες δοκούς που είναι αρθρωμένες στα υποστυλώματα. Έτσι οι συνδέσεις κυρίων δοκών-υποστυλωμάτων διαμορφώνονται ως συνδέσεις τέμνουσας (απλές συνδέσεις) οι οποίες παραλαμβάνουν μόνο δύναμη, έχουν στροφική ικανότητα και λειτουργούν ως οιονεί αρθρώσεις, ενώ οι συνδέσεις δοκών fuseis και των υποστυλωμάτων τους διαμορφώνονται ως συνδέσεις ροπής.

Η ασφαλής μεταφορά των *οριζόντιων* δράσεων και ταυτόχρονα η πλευρική ευστάθεια του φορέα εξασφαλίζεται με τοποθέτηση των συστημάτων fuseis κατά τις δυο διευθύνσεις (x,y). Οι θέσεις τους επιλέχθηκαν με βάση τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις, ώστε να μην υπάρχουν περιορισμοί στα ανοίγματα, ούτε στη διαμόρφωση των χώρων.

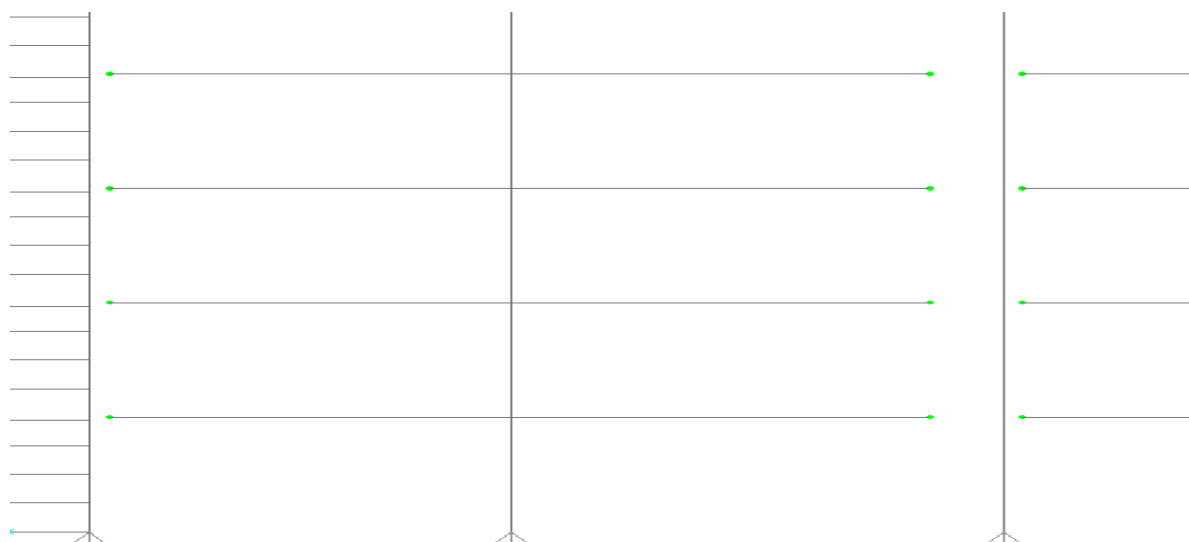


Σχήμα 3.4 Τρισδιάστατη απεικόνιση πενταόροφου κτηρίου

Οι πλάκες των ορόφων, οι οποίες αποτελούνται από οπλισμένο σκυρόδεμα, εδράζονται επί διαδοκίδων (comp HEA 140) οι οποίες διατάσσονται κατά τη διεύθυνση x και y στηριζόμενες **αρθρωτά** στις κύριες δοκούς (comp HEA 260) οι οποίες διατάσσονται και κατά τις 2 διευθύνσεις. Τα υποστυλώματα συνδέονται μεταξύ τους με τις παραπάνω κύριες δοκούς και κατά τη διαμήκη και κατά την εγκάρσια έννοια του κτιρίου. Οι κύριες δοκοί και κατά τις δυο διευθύνσεις συνδέονται με πάκτωση στον κορμό των μεσαίων υποστυλωμάτων (2 κατά την y και 3 κατά την x) και άρθρωση με τα υποστυλώματα του συστήματος fuseis. Μεταξύ των κυρίων δοκών που είναι τοποθετημένες κατά y , παρεμβάλλονται παράλληλα με αυτές δύο ή τρεις δευτερεύουσες δοκοί ανά άνοιγμα (ανάλογα με το μήκος τους).

Η διαφραγματική λειτουργία των πλακών των ορόφων προσομοιώνεται κατάλληλα .

Οι συνδέσεις μεταξύ κύριων δοκών και υποστυλωμάτων του συστήματος fuseis μορφώνονται ως απλές (δηλαδή ως αρθρώσεις όπως αναφέραμε και παραπάνω). Αυτό γίνεται έτσι ώστε μόνο το σύστημα fuseis να συνεισφέρει στην αντισεισμική λειτουργία της κατασκευής. Αν είχαν χρησιμοποιηθεί σύνδεσμοι ροπής (άκαμπτη ή ημιάκαμπτη σύνδεση με τη χρήση ελατηρίου) τότε θα συμμετείχε κατά ένα μέρος στην αντισεισμική λειτουργία και το πλαίσιο των κυρίων δοκών (κάτι που δεν θέλουμε). Επίσης ένας ακόμα λόγος της επιλογής μας είναι ότι τα fuseis δεν συμμετέχουν στην παραλαβή φορτίων βαρύτητας από την υπόλοιπη κατασκευή (έχουν καθαρά αντισεισμική λειτουργία). Σε περίπτωση χρήσης συγκολλητής άκαμπτης σύνδεσης θα είχαμε μεταφορά ενός κομματιού των φορτίων κάθε ορόφου στο αντισεισμικό σύστημα .

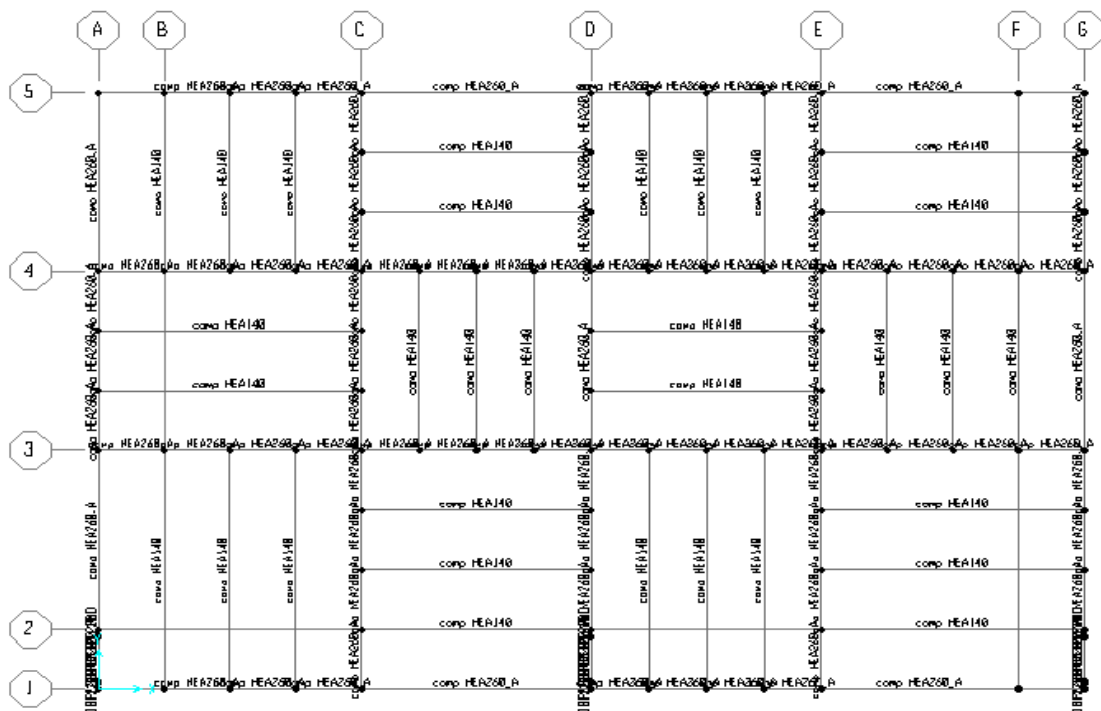


Σχήμα 3.5 Συνδέσεις μεταξύ κύριων δοκών-υποστυλωμάτων και κύριων δοκών-fuseis κατά την x διεύθυνση (αρθρώσεις πράσινου χρώματος)

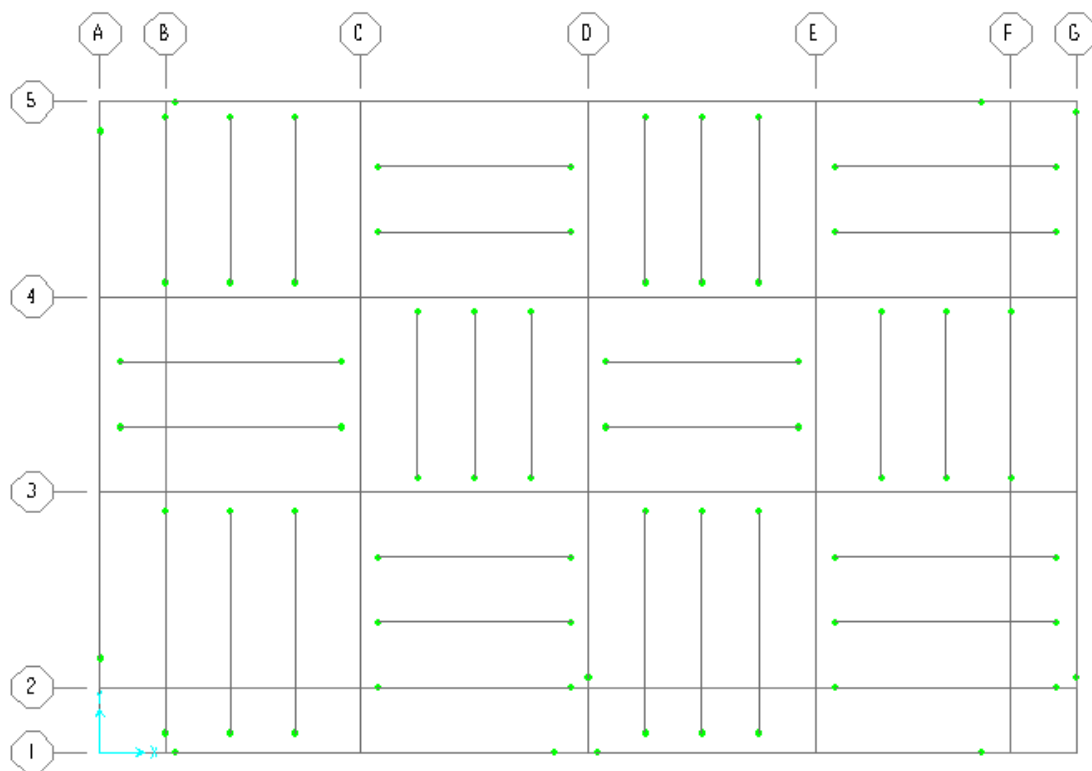
Στοχεύοντας να μειώσουμε όσο το δυνατόν περισσότερο γίνεται τη βλάβη στη θεμελίωση της διατομής προσομοιώνουμε τη βάση των υποστυλμάτων με αρθρωτές συνδέσεις. Γενικά στα υψηλά πολυώροφα κτήρια οι βάσεις των υποστυλμάτων μπορεί να είναι είτε αρθρώσεις είτε πακτώσεις, καθώς αναλυτικές μελέτες έχουν δείξει ότι η διαφορά στην απόκριση δεν είναι σημαντική.

Ο λόγος που οι σύνδεσεις μεταξύ των δοκών και υποστυλμάτων του συστήματος fuseis μορφώνονται ως άκαμπτες είναι για να ενεργοποιηθεί ο μηχανισμός κατά Vierendel και σχεδιάζονται κατά τέτοιο τρόπο έτσι ώστε να έχουν επαρκή υπεραντοχή με αποτέλεσμα να επιτευχθεί η απορρόφηση ενέργειας μόνο στην απομειωμένη διατομή των δοκαριών. Προτιμάται δε η χρήση μετωπικών πλακών με κοχλίωση έτσι ώστε να διασφαλίζεται κατάλληλα ο παράγοντας «αντικαταστασιμότητα».

Η κάτοψη ενός τυπικού ορόφου του κτιρίου αποτελείται από σύμμικτες κύριες δοκούς πρότυπης διατομής HEA260 και κατά τις 2 διευθύνσεις (μήκους 7 και 8 m ανάλογα σε ποια ανοίγματα αναφερόμαστε), από αρθρωτές σύμμικτες διαδοκίδες κάθετες στις κύριες δοκούς πρότυπης διατομής HEA140. Παρατηρούμε ότι τα fuseis δεν έχουν τοποθετηθεί συμμετρικά στο κτήριο καθώς κατά τη διεύθυνση y-z έχουμε φάτνωμα του συστήματος μόνο στο ένα άκρο των 2 όψεων (Α και Γ) και της κεντρικής τομής (D). Αυτό φαίνεται και στην παρακάτω κάτοψη



Σχήμα 3.6 Τυπική κάτοψη ορόφου (διακρίνονται τα δευτερεύοντα δοκάρια comp HEA 140 και τα κύρια comp HEA 260 στα οποία είναι κάθετα)



Σχήμα 3.7 Κάτοψη στην οποία είναι εμφανείς οι αρθρώσεις

Οι εγκάρσιες όψεις (επίπεδο y-z) του φέροντος οργανισμού που αναφέρονται στα πλαίσια A D και G αποτελούνται από διατομές SHS 300x300x20 για τα μεσαία υποστυλώματα όλων των ορόφων και από διατομές SHS 400x400x20 για τα ακραία υποστυλώματα όλων των ορόφων(του αντισεισμικού συστήματος fuseis δηλαδή).Είναι πανομοιότυπες με αυτές των πλαισίων όσον αφορά τα μήκη

Όσον αφορά τα δοκάρια fuseis ξεκινάνε από τη στάθμη θεμελίωσης και εκτείνονται μέχρι το πέρας του κτιρίου, με ακαμψία μειούμενη προς τα πάνω ανά όροφο. Διατάσσονται καθ ύψος ανά 0,85 m(και 4 ανά όροφο όπως και στο πλαίσιο) και στις 2 διευθύνσεις.Η μικρή διεύθυνση y είναι πανομοιότυπη με τα πλαίσια που αναφέραμε παραπάνω.Άρα σε αυτή τα δοκάρια fuseis βρίσκονται μόνο σε ένα ακραίο φάνωμα.Γι αυτά επιλέξαμε μειούμενη διατομή IPE καθ ύψος.Προφανώς λόγω μείωσης της σεισμικής ροπής καθ ύψος μειώνονται και τα αδρανειακά χαρακτηριστικά ανά όροφο,κάτι που οδηγεί σε μεγαλύτερη εκμετάλλευση υλικού και οικονομικότερο σχεδιασμό.

Στη μεγάλη διεύθυνση x όμως τα fuseis βρίσκονται σε 2 ακραία φαντώματα μήκους επίσης 2 m.Επιλέξαμε διαφοροποιημένη διατομή καθ ύψος τύπου SHS(τετραγωνική

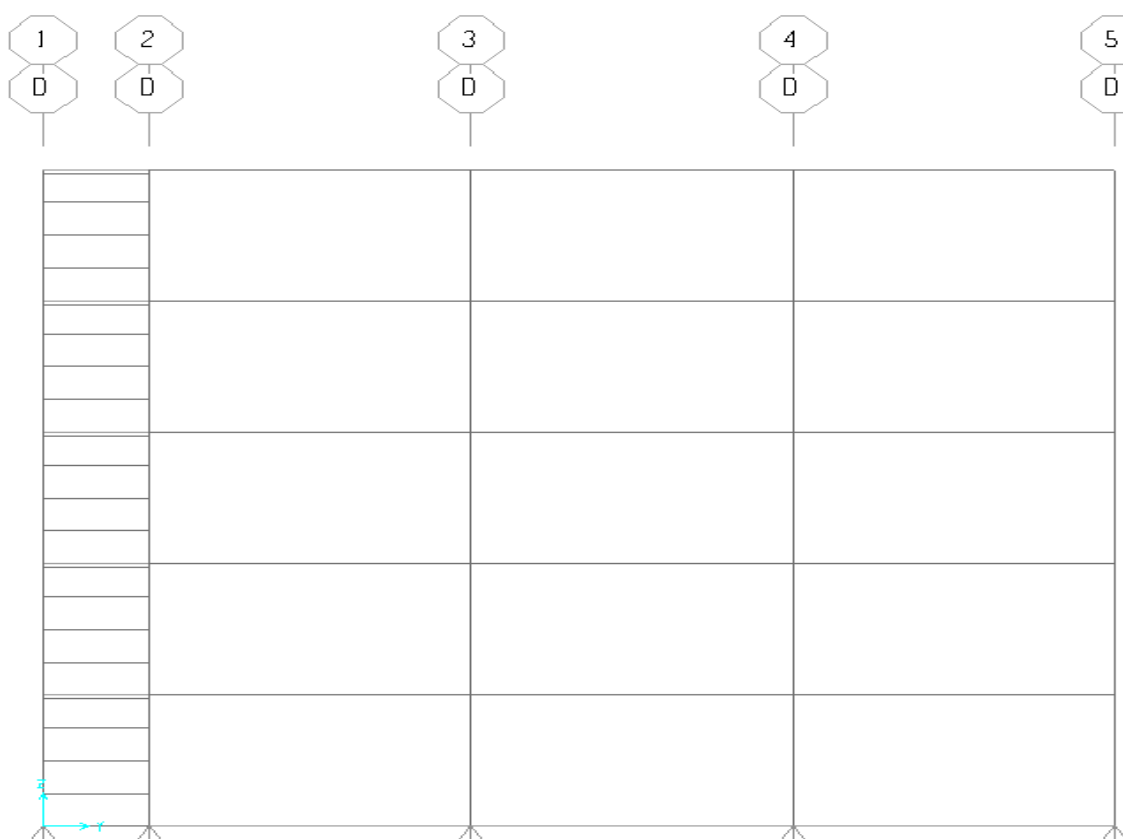
κιβωτοειδής).Ομοίως ,στους ψηλότερους ορόφους μειώνονται τα αδρανειακά χαρακτηριστικά των SHS για οικονομικότερο σχεδιασμό.

Καταρτίσαμε τον παρακάτω πίνακα για καλύτερη εποπτεία των διατομών των δοκαριών fuseis (το κτήριο σχεδιάστηκε μόνο για σεισμό 0,25 g σε αντίθεση με τα πλαίσια)

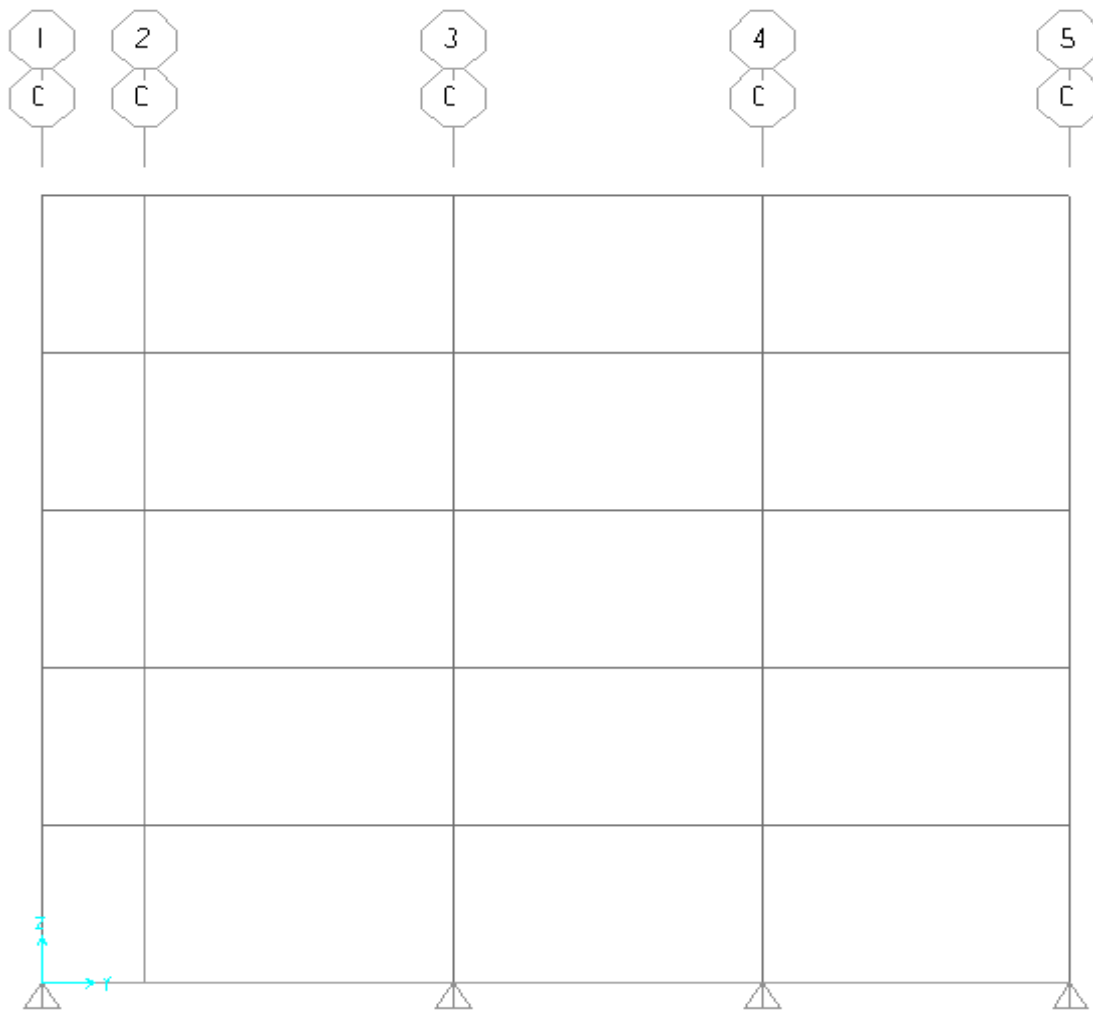
Αριθμός ορόφου	Διατομή δοκού fuseis στη χ	Διατομή δοκού fuseis στην γ
5ος	SHS 200X8	IPE 220
4ος	SHS 220X8	IPE 240
3ος	SHS 240X8	IPE 270
2ος	SHS 260X8	IPE 300
1ος	SHS 280X8	IPE 360

Πίνακας 3.4 Διατομές δοκών fuseis ανά όροφο στη χ και γ διεύθυνση

Όπως φαίνεται στις τομές που παρουσιάζονται παρακάτω, οι ανώτερες δοκοί fuseis σε κάθε όροφο βρίσκονται οριακά χαμηλότερα (10cm) από τις δοκούς του κτηρίου ώστε να μην παραλαμβάνουν στατικά φορτία. Τέλος, σε όλες τις στάθμες των ορόφων έχουν τοποθετηθεί διαφράγματα.

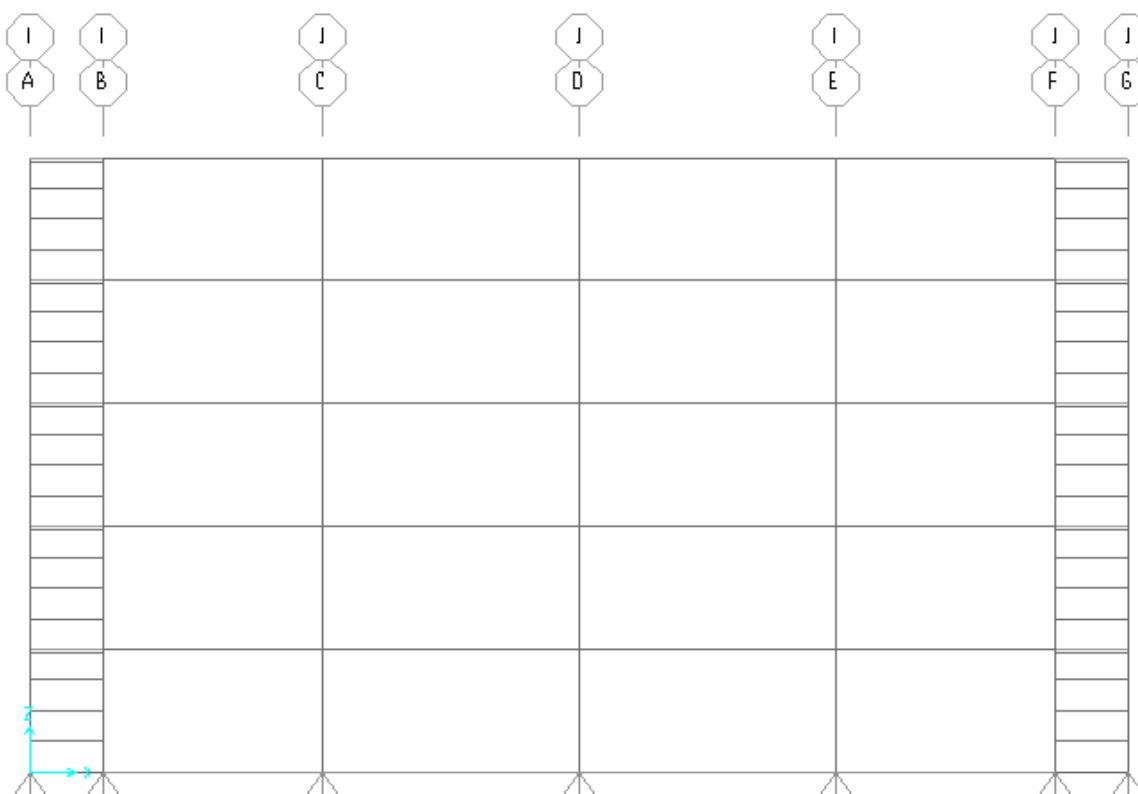


Σχήμα 3.8 Εγκάρσια τομή και όψη κτηρίου κατά τη διεύθυνση γ(πλαίσια A,D,G) με πλαίσιο που περιλαμβάνει σύστημα fuseis

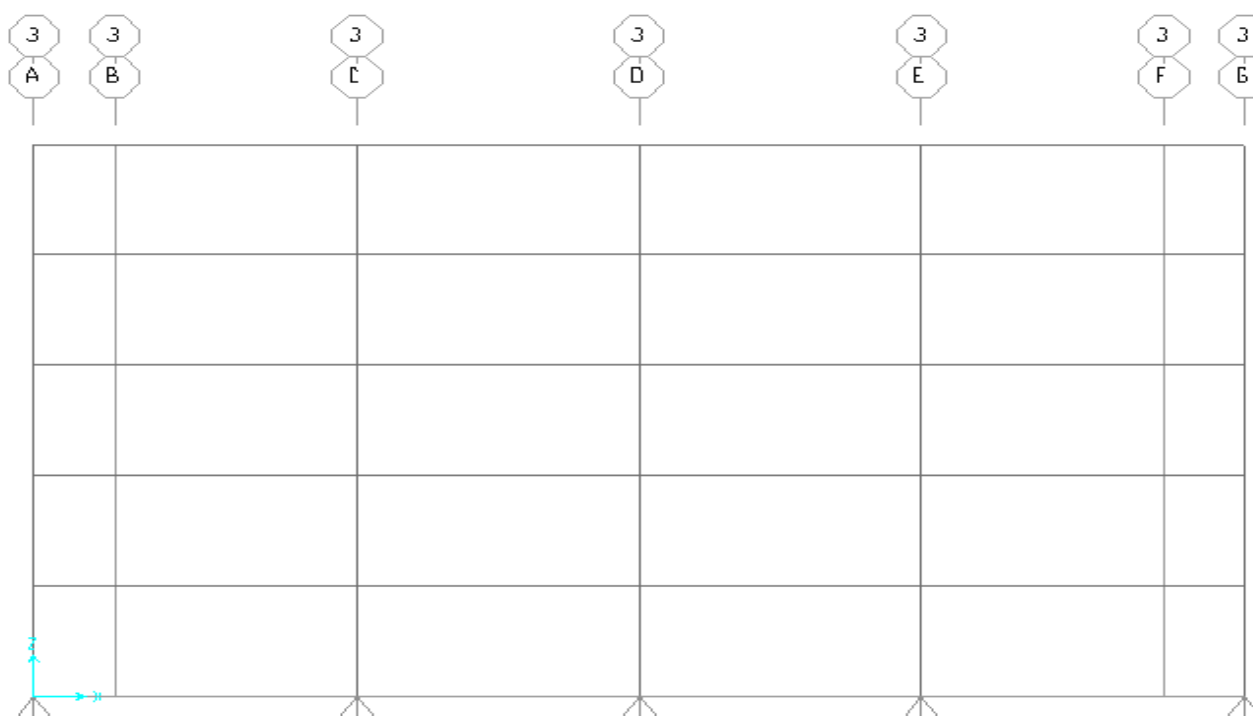


Σχήμα 3.9 Εγκάρσια τομή κτηρίου κατά τη διεύθυνση y (πλαίσια C,E) με πλαίσιο που δεν περιλαμβάνει σύστημα fuseis

Με βάση τις διατομές των κατόψεων, των εγκάρσιων όψεων και των εγκάρσιων τομών που έχουν αναλυθεί ανωτέρω προκύπτει πως οι διαμήκεις όψεις καθώς και η διαμήκης τομή του φέροντος οργανισμού αποτελούνται από τις διατομές που παρουσιάζονται στα δύο κατωτέρω σχήματα. Σε αυτή την περίπτωση τα fuseis διατάσσονται και στα 2 ακραία φατνώματα. Αυτό γίνεται εξ αιτίας του μεγάλου μήκους της xz διεύθυνσης που με συνδυασμό ενός μόνο φατνώματος θα οδηγούσε στην παραλαβή μεγαλύτερων σεισμικών φορτίων από το κυρίως κτήριο κάτι που φυσικά θέλουμε να το αποφύγουμε.



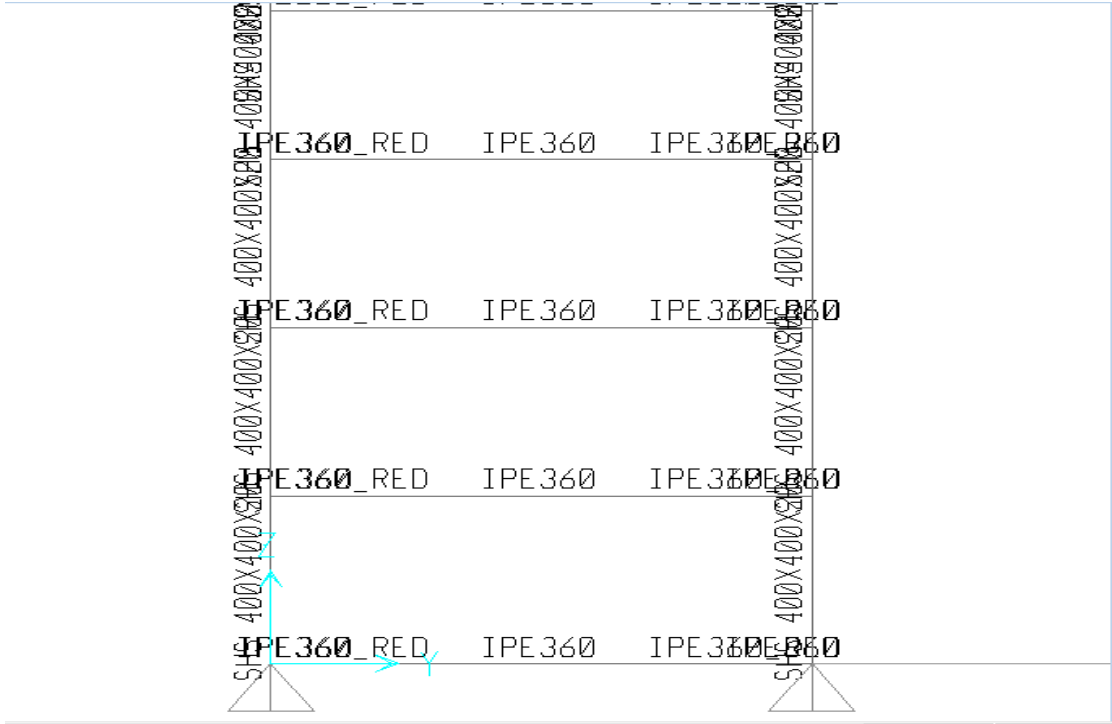
Σχήμα 3.10 Διαμήκης όψη κτιρίου (πλαίσια 1 και 5) και διατομές υποστυλωμάτων με fuseis



Σχήμα 3.11 Διαμήκης όψη κτιρίου (πλαίσια 3 και 4) και διατομές υποστυλωμάτων χωρίς fuseis



Σχήμα 3.12 Λεπτομέρεια διατομών fuseis κατά την διεύθυνση x(διατομές μειούμενης SHS καθ ύψος)



Σχήμα 3.13 Λεπτομέρεια διατομών fuseis κατά την διεύθυνση y-z(διατομές μειούμενης IPE καθ ύψος)

3.3 ΥΛΙΚΑ ΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΩΝ ΦΟΡΕΩΝ

Για τα στοιχεία του φέροντος οργανισμού για τα πλαίσια και το κτήριο τα οποία λαμβάνουν χώρα στο προσομοίωμα της κατασκευής μέσω του προγράμματος, γίνονται οι εξής παραδοχές ως προς την ποιότητα των υλικών τους:

Οι πλάκες των ορόφων κατασκευάζονται από σκυρόδεμα ποιότητας C25/30(με οπλισμό B500C). Αυτός τοποθετείται ανά 18cm (άρα έχουμε 9 ράβδους οπλισμού στο πάνω μέρος της πλάκας και 9 στο κάτω) και έχει επικάλυψη 2cm. Η διατομή του είναι Φ8

οι σύμμικτες διαδοκίδες και κύριες δοκοί ποιότητας χάλυβα S 335. (στοιχεία που δεν απορροφούν ενέργεια- Non dissipative elements)

Για τα υπόλοιπα στοιχεία, όπως έχουμε ήδη αναφέρει, όλες οι δοκοί fuseis είναι ποιότητας χάλυβα S 235(προφανώς χαμηλότερης ποιότητας από τα υποστυλώματα αφού θέλουμε να επιτελεστεί εκεί η αστοχία με την απορρόφηση σεισμικής ενέργειας) και όλα τα υποστυλώματα ποιότητας χάλυβα S 355. Το όριο διαρροής f_y και το όριο εφελκυστικής αντοχής f_u , καθώς και οι τιμές του μέτρου ελαστικότητας E , του μέτρου διάτμησης G , του λόγου Poisson στην ελαστική περιοχή ν , του συντελεστή γραμμικής θερμικής διαστολής α και του ειδικού βάρους γ για τις δύο χρησιμοποιούμενες ποιότητες χάλυβα φαίνονται παρακάτω συγκεντρωτικά και εν συνεχεία πως εισήχθησαν στο SAP.

- Δομικός χάλυβας-Ιδιότητες

Οι τιμές των παραμέτρων που χρησιμοποιούνται στους υπολογισμούς για χάλυβες του Ευρωκώδικα 3 είναι οι εξής(αυτές οι τιμές χρησιμοποιήθηκαν και στο πρόγραμμα):

$$*\gamma=78,50 \text{ kN/m}^3$$

$$*\text{λόγος Poisson } \nu = 0,3$$

$$*\text{μέτρο ελαστικότητας } E = 200 \text{ GPa}$$

$$*\text{Μέτρο διάτμησης } G = E/2(1-\nu)$$

$$*f_y=235\text{MPa (για fuseis) } f_y=355\text{MPa (για τις υπόλοιπες μεταλλικές διατομές)}$$

$$*f_u=360\text{MPa (για fuseis) } f_u=510\text{MPa (για τις υπόλοιπες μεταλλικές διατομές)}$$

*συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ ανά $^{\circ}\text{C}$

Σκυρόδεμα-Ιδιότητες

Οι τιμές των παραμέτρων του σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκαν κατά την ανάλυση είναι:

* $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

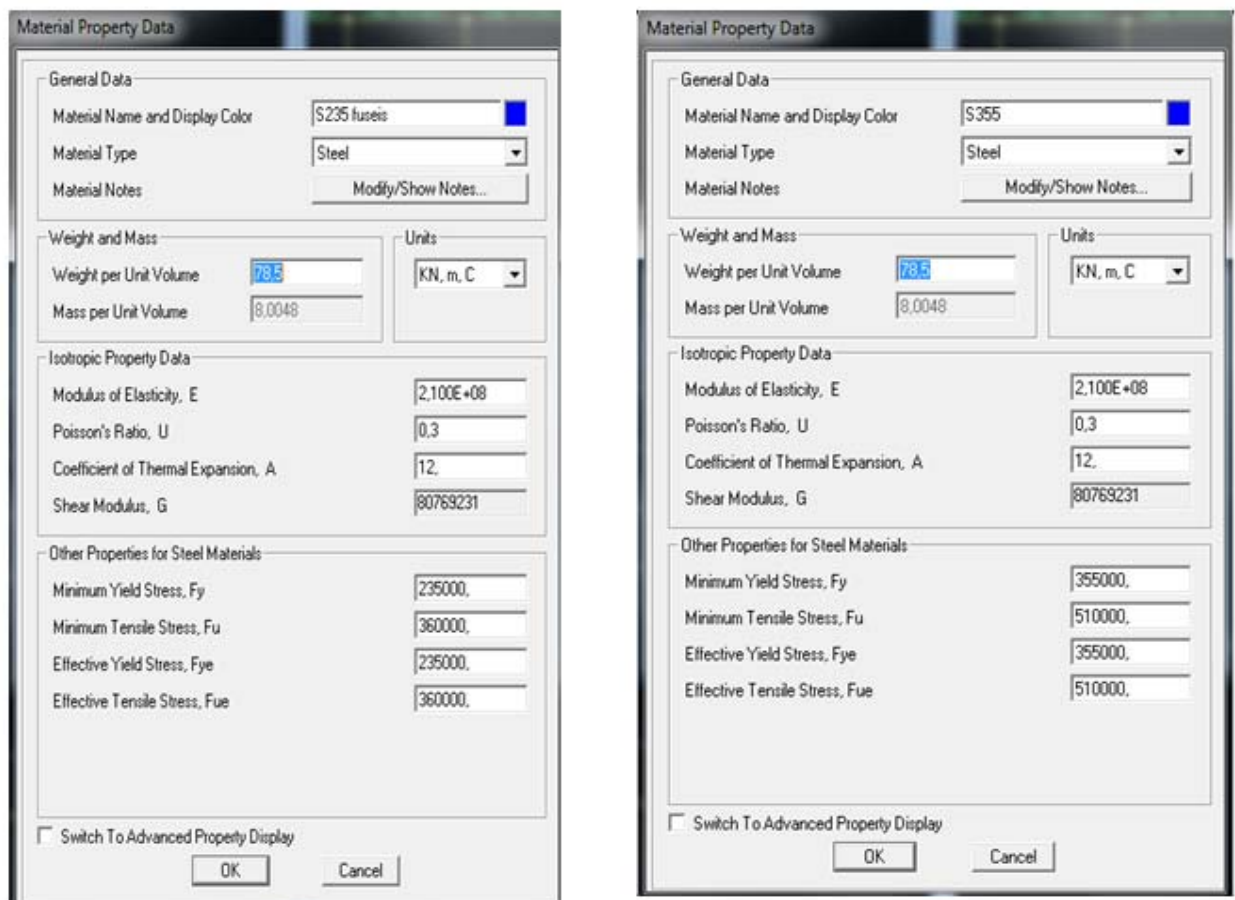
* $\nu = 0,20$ (Γενικά $\nu = 0,00 - 0,20$ όπου στην περιοχή ελαστικών παραμορφώσεων ο λόγος του Poisson λαμβάνεται ίσος με 0,20. Μπορεί να ληφθεί μηδέν (0) όταν επιτρέπεται η ρηγμάτωση του εφελκόμενου σκυροδέματος)

* $E = 30,5 \text{ GPa}$

* $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

*συντελεστής θερμικής διαστολής $\alpha = 10 \cdot 10^{-6}$ ανά $^{\circ}\text{C}$.

Εισαγωγή αυτών των τιμών στο πρόγραμμα:



Σχήμα 3.14 Μηχανικά χαρακτηριστικά ποιότητας S235(δοκάρια fuseis) και S355(υπόλοιπα στοιχεία)

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: C25/30 ■

Material Type: Concrete

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 0.

Mass per Unit Volume: 0.

Units

KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 31000000

Poisson's Ratio, U: 0,2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1,000E-05

Shear Modulus, G: 12916667

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 25000,

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

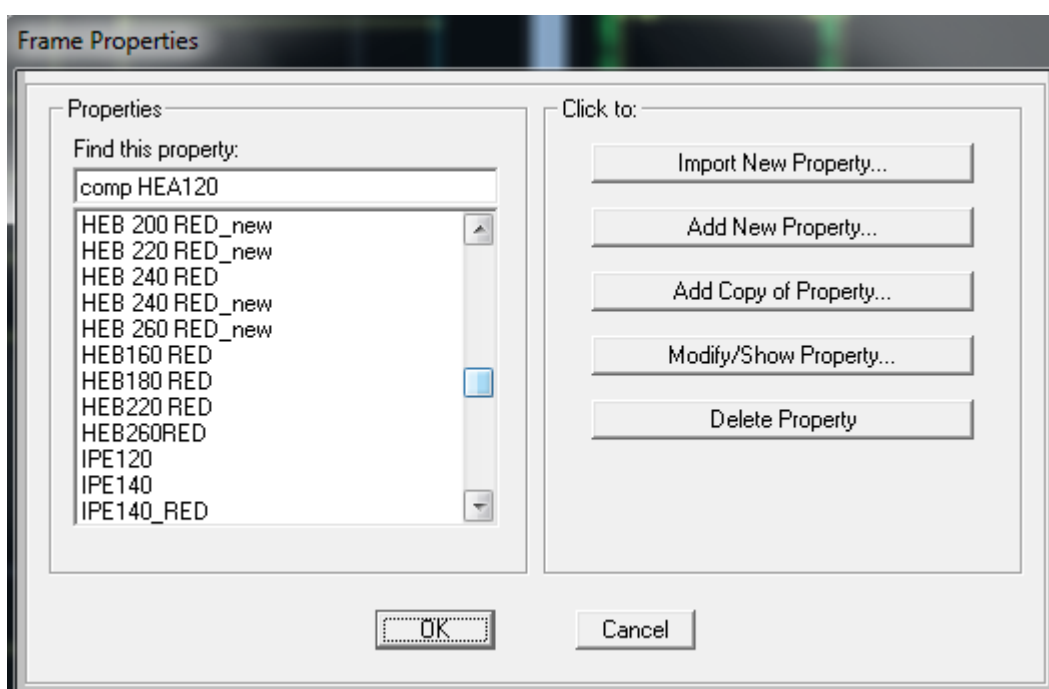
Switch To Advanced Property Display

Σχημα 3.15 Χαρακτηριστικά πλάκας σκυροδέματος ποιότητας C25/30

3.4 ΕΙΔΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΤΩΝ ΦΟΡΕΩΝ

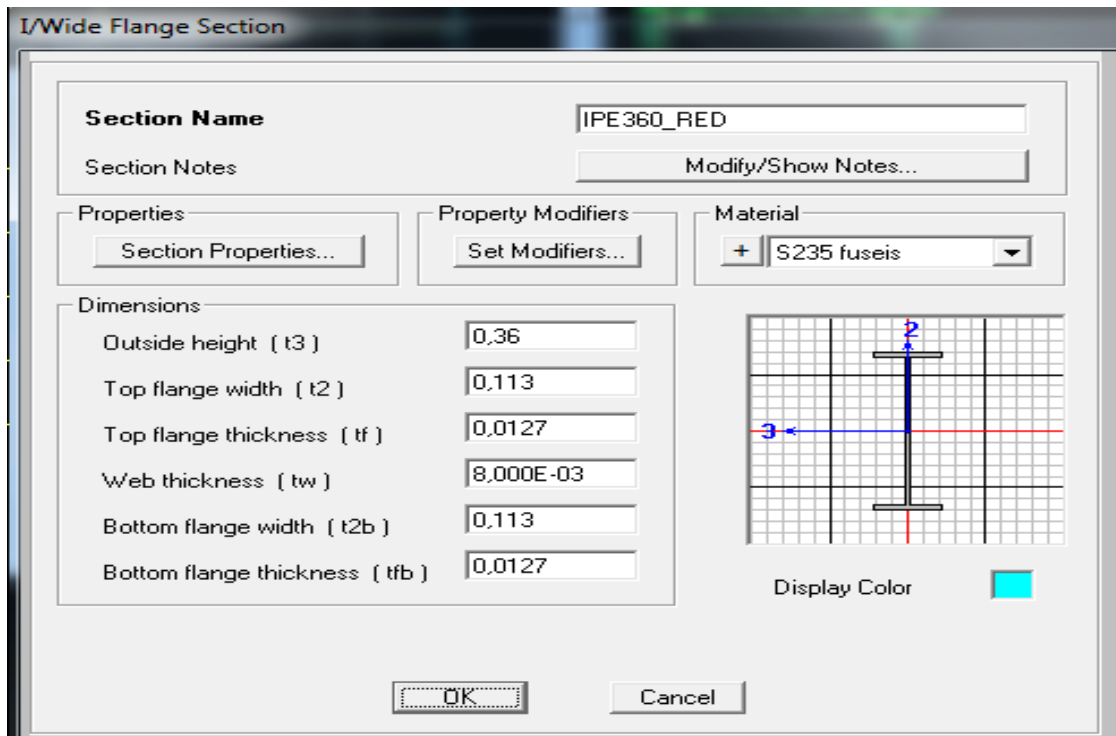
Ορίστηκαν οι διατομές που θα δοθούν στη συνέχεια στις κύριες δοκούς, στις δευτερεύουσες δοκούς, στα fuseis και στα υποστυλώματα, με βάση τις υπάρχουσες στα σχέδια κατασκευής.

Πρόκειται τόσο για πρότυπες διατομές, τις οποίες εισάγω στο πρόγραμμα μέσω της εντολής «**define > frame sections > import I/Wide flange**» αφού επιλέξω από τη λίστα του αντίστοιχου αρχείου του προγράμματος αυτές που χρειάζομαι,

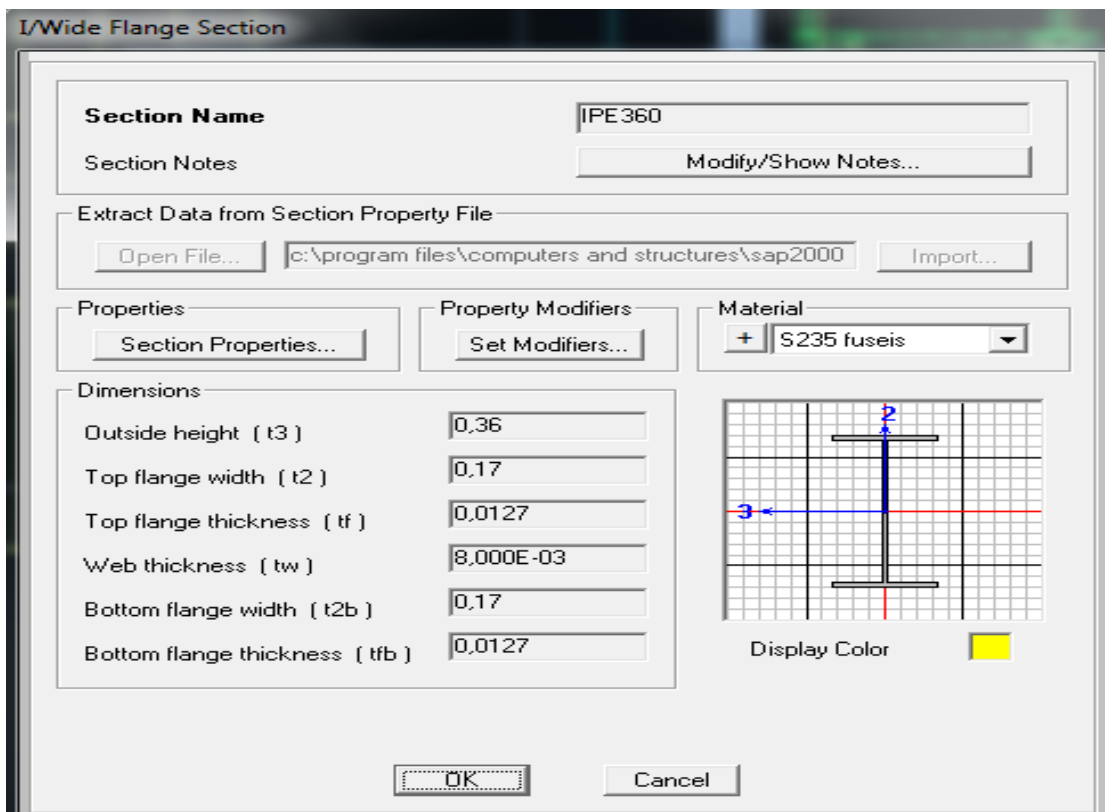


Σχήμα 3.16 Λίστα επιλογής πρότυπων διατομών του SAP

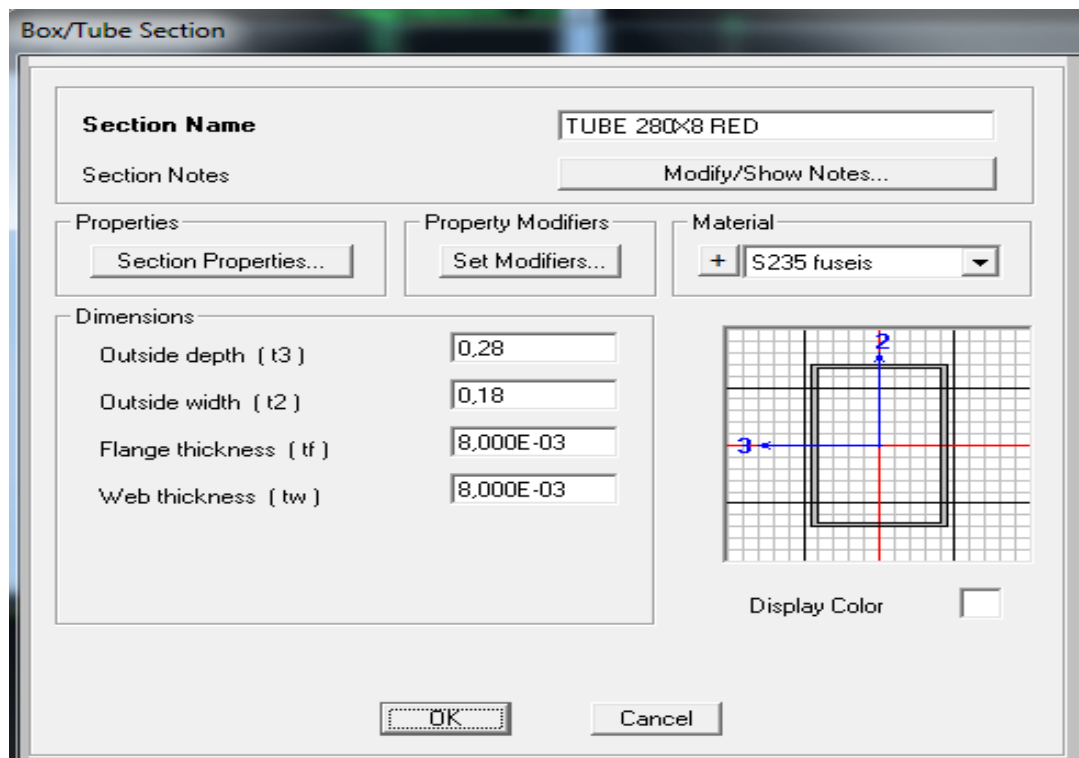
όσο και για μη-πρότυπες, τις οποίες πρέπει να σχεδιάσω μέσω του προγράμματος ακολουθώντας τα παρακάτω βήματα: «**define > frame sections > add I/Wide flange > add SD section**». Παρακάτω δίνουμε τις εικόνες μερικών χαρακτηριστικών διατομών όπως διαμορφώθηκαν στο SAP



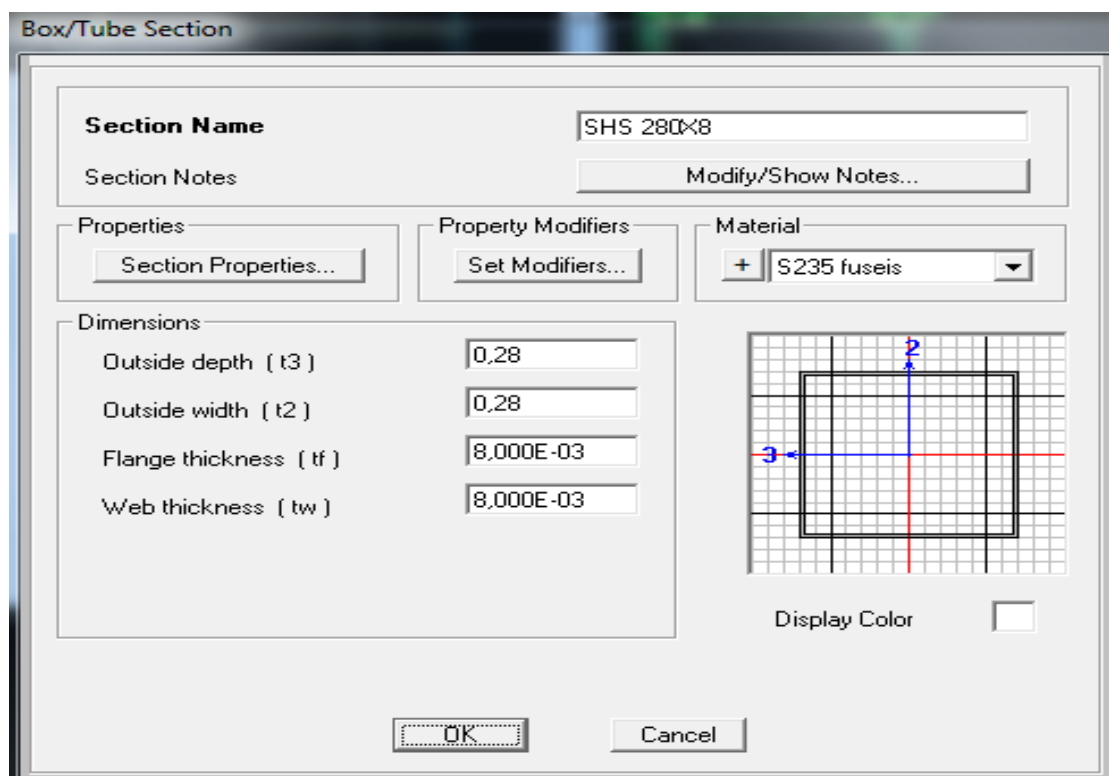
Σχήμα 3.17 Ορισμός γεωμετρικών χαρακτηριστικών απομοιωμένης διατομής IPE 360 (dogbone)των δοκαριών fuseis(μείωση πλάτους πελμάτων)



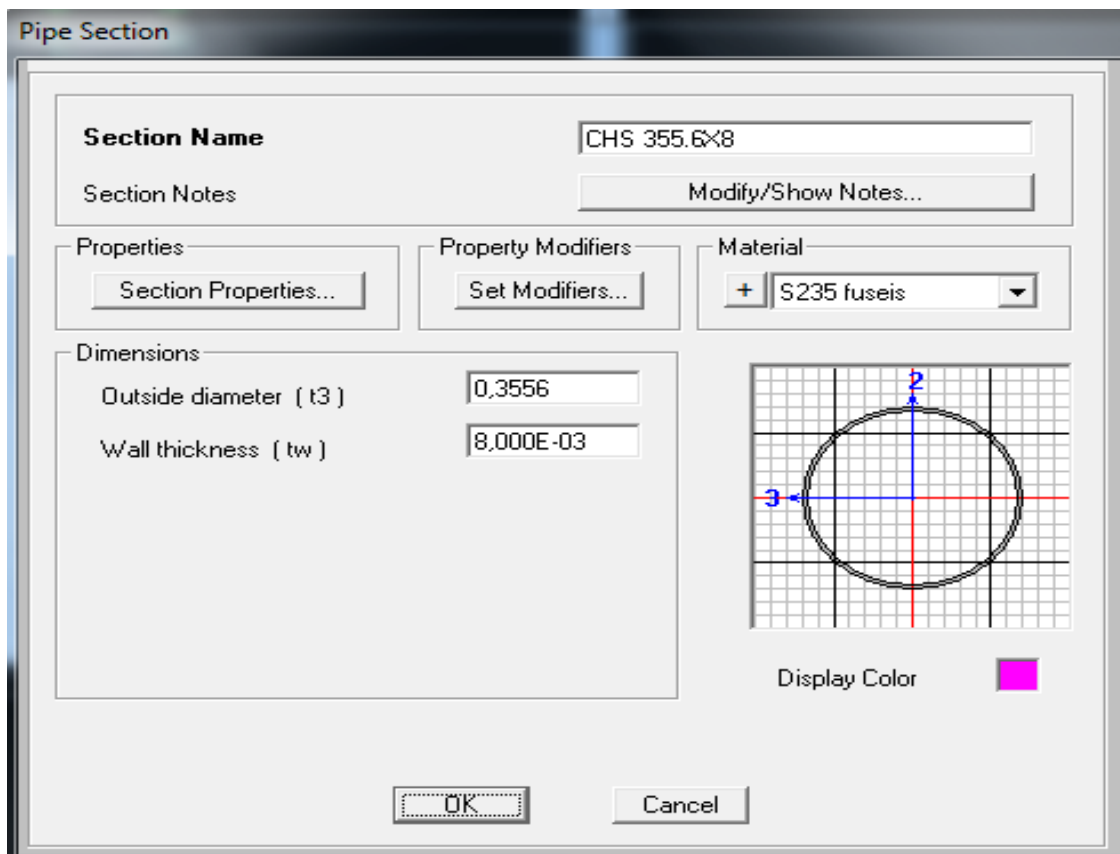
Σχήμα 3.18 Ορισμός γεωμετρικών χαρακτηριστικών πλήρους διατομής IPE 360 (dogbone)των δοκαριών fuseis



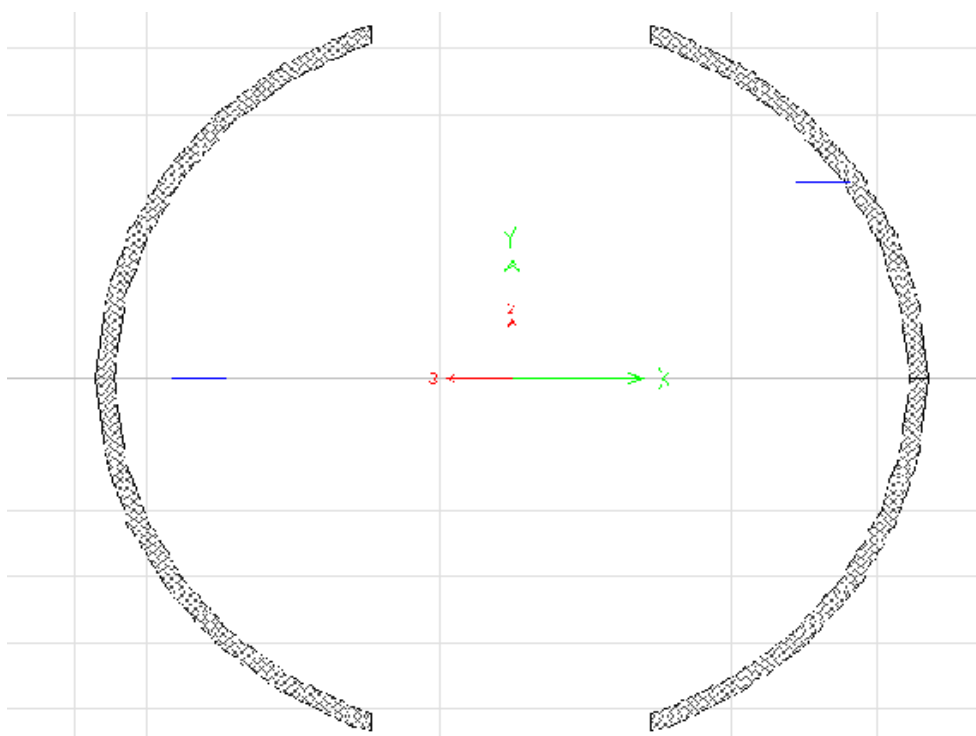
Σχήμα 3.19 Ορισμός γεωμετρικών χαρακτηριστικών απομοιωμένης διατομής SHS 280X8 (dogbone) των δοκαριών fuseis (μείωση πλάτους)



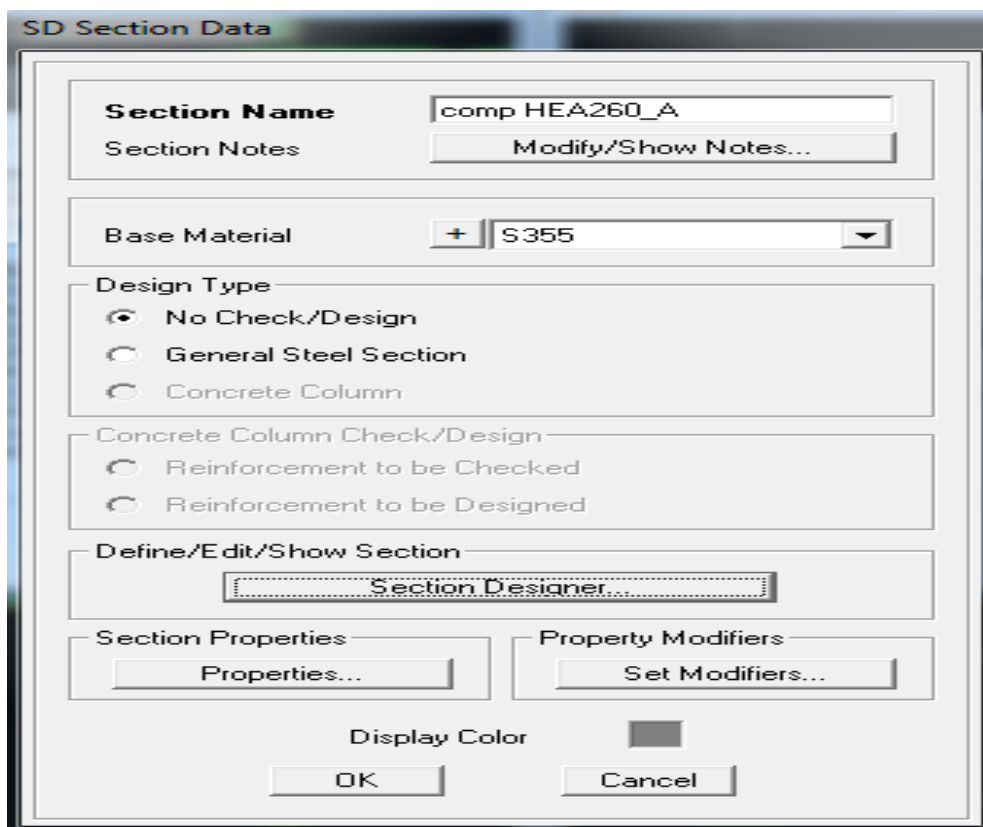
Σχήμα 3.20 Ορισμός γεωμετρικών χαρακτηριστικών πλήρους διατομής SHS 280X8 των δοκαριών fuseis



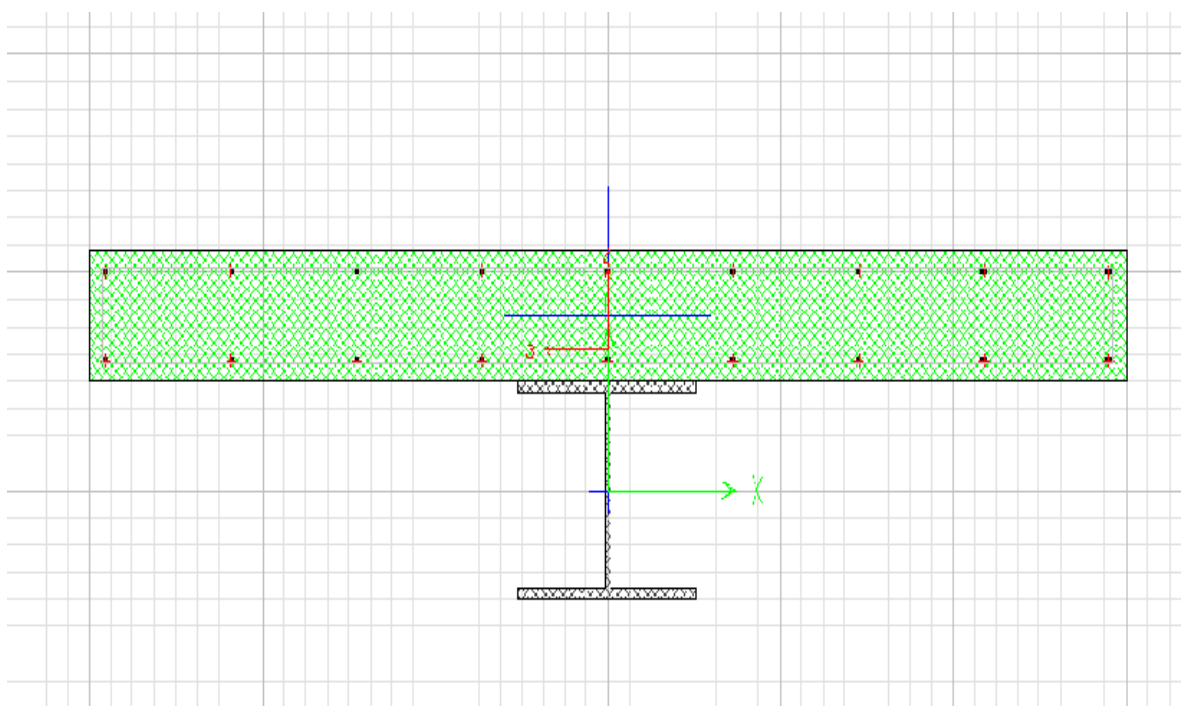
Σχήμα 3.21 Ορισμός γεωμετρικών ιδιοτήτων πλήρους διατομής CHS 355.6X8(πάχος και διάμετρος)



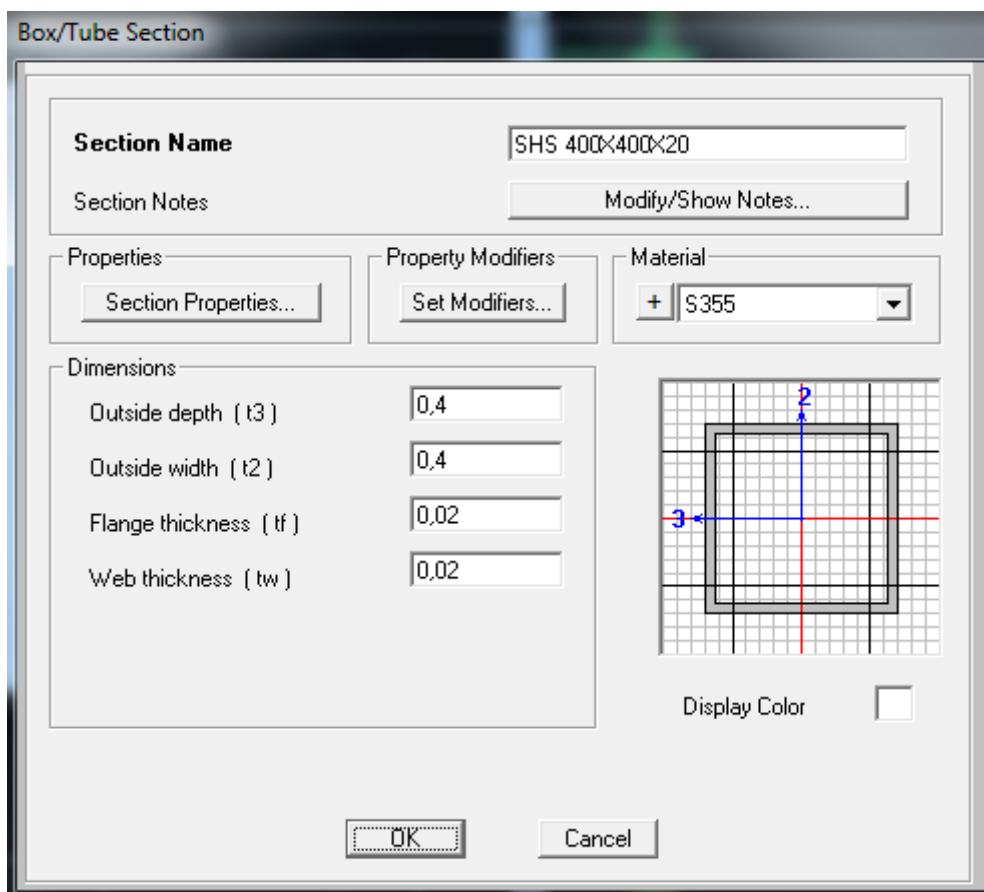
Σχήμα 3.22 Εικόνα απομειωμένης διατομής CHS(αποκοπή τμημάτων με τη βοήθεια του section designer του SAP)



Σχήμα 3.23 Δημιουργία σύμμικτης διατομής HEA260 μέσω του section designer



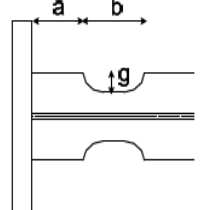
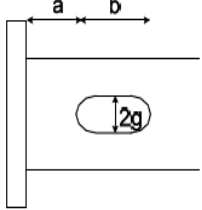
Σχήμα 3.24 Απεικόνιση σύμμικτης διατομής HEA260 μέσω του section designer (εμφανείς οι ράβδοι οπλισμού του σκυροδέματος)



Σχήμα 3.25 Ορισμός γεωμετρικών ιδιοτήτων της κοίλης διατομής SHS400X20 των υποστυλωμάτων του φορέα(παρόμοια ισχύουν για τα υποστυλώματα των fuseis)

Όπως βλέπουμε στις εικόνες η σύμμικτη διατομή και η μειωμένης δυσκαμψίας κοίλη κυκλική(που χρησιμοποιήθηκε ως dogbone) κατασκευάστηκαν με τη χρήση του «section designer» του SAP.Στις περιπτώσεις των απομειωμένων IPE και SHS απλά μικρύνουμε το πλάτος τους κατά 1/3 με βάση τους τύπους του παρακάτω πίνακα(παρμένος από τον ευρωκώδικα και τον FEMA).

Table 2.1: Geometry of RBS radius cut

FEMA350 /351	EC8, Part3		
$a=0,50-0,70*b_f$	$a=0,60*b_f$		
$b=0,65-0,85*d_b$	$b=0,75*d_b$		
$c \leq 0,25*b_f$	$g \leq 0,25*b_f$		
$r = (4c^2 + b^2)/8c$	$r = (4g^2 + b^2)/8g$		

Πίνακας 3.5 Κανονισμοί για τις διαστάσεις απομείωσης διατομών(dogbone)

3.5 ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΚΑΙ ΑΔΡΑΝΕΙΑΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΤΩΝ ΔΟΚΩΝ FUSEIS ΤΩΝ ΦΟΡΕΩΝ

Θα παραθέσουμε διάφορους πίνακες με τα αδρανειακά και γεωμετρικά χαρακτηριστικά όλων των πιθανών διατομών των δοκών fuseis συγκεντρωμένα όπως προέκυψαν από το SAP(πλήρη και απομειωμένη διατομή)

Profil	Ltot	Ldog (cm)	fy exp (kN/cm2)	h	b	tw	tf	A (cm ²)	Wpl_y (cm ³)	Iy (cm ⁴)	Wel_y(cm ³)	Av(cm ²)
IPE 220	1700	1525	23,50	22,00	11,00	0,59	0,92	33,37	285,40	2772,00	252,00	16,94
IPE 240	1700	1525	23,50	24,00	12,00	0,62	0,98	39,12	366,60	3892,00	324,30	19,68
IPE 270	1700	1525	23,50	27,00	13,50	0,66	1,02	45,95	484,00	5790,00	428,90	23,03
IPE 300	1700	1525	23,50	30,00	15,00	0,71	1,07	53,81	628,40	8356,00	557,10	26,83
IPE 330	1700	1525	23,50	33,00	16,00	0,75	1,15	62,61	804,30	11770,00	713,10	30,77
IPE 360	1700	1525	23,50	36,00	17,00	0,80	1,27	72,73	1019,00	16270,00	903,60	36,10

Πίνακας 3.6 Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά διατομών IPE

Profil	g (cm)	bred	Aflange (cm ²)	Ared(cm ²)	Wpl_y,d (cm ³)	Iy,d (cm ⁴)	Wel_y,d (cm ³)	My,d (kN.m)	Mpl,d (kN.m)
IPE 220	1,80	7,40	6,81	25,51	203,46	1916,43	174,22	40,94	47,81
IPE 240	2,00	8,00	7,84	29,54	258,02	2657,70	221,47	52,05	60,63
IPE 270	2,25	9,00	9,18	34,83	341,29	3954,92	292,96	68,85	80,20
IPE 300	2,50	10,00	10,70	41,18	447,32	5759,14	383,94	90,23	105,12
IPE 330	2,65	10,70	12,31	47,64	568,63	8052,35	488,02	114,68	133,63
IPE 360	2,85	11,30	14,35	55,47	722,30	11160,00	619,80	145,65	169,74

Πίνακας 3.7 Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά απομειωμένων διατομών

IPE(dogbone)

Profil	Ltot	Ldog (cm)	fy exp (kN/cm ²)	h	b	tw	tf	A (cm ²)	Wpl_y (cm ³)	Iy (cm ⁴)	Wei_y (cm ³)	Av (cm ²)
SHS 180X8	1700	1525	23,50	18,00	18,00	0,80	0,80	55,04	355,30	2719,70	302,19	23,00
SHS 200X8	1700	1525	23,50	20,00	20,00	0,80	0,80	61,44	442,60	3781,40	378,10	25,66
SHS 220X8	1700	1525	23,50	22,00	22,00	0,80	0,80	67,84	539,60	5088,90	462,60	28,32
SHS 240X8	1700	1525	23,50	24,00	24,00	0,80	0,80	74,24	646,10	6667,70	555,60	30,98
SHS 260X8	1700	1525	23,50	26,00	26,00	0,80	0,80	80,60	762,30	8543,50	657,20	33,65
SHS 280X8	1700	1525	23,50	28,00	28,00	0,80	0,80	87,04	888,64	10741,90	767,28	36,31

Πίνακας 3.8 Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά **διατομών SHS**

Profil	Aflange (cm ²)	Ared (cm ²)	Wpl_y,d (cm ³)	Iy,d (cm ⁴)	Wei_y,d (cm ³)	My,d (kN.m)	Mpl,d (kN.m)
SHS 180X8	9,60	45,44	272,70	2009,20	223,24	52,46	123,92
SHS 200X8	10,40	50,24	335,10	2748,60	274,89	64,60	168,36
SHS 220X8	12,00	56,64	420,86	3829,90	348,17	81,82	238,38
SHS 240X8	12,80	61,44	497,66	4944,70	412,06	96,83	305,76
SHS 260X8	13,60	66,24	580,86	6256,60	481,28	113,10	384,76
SHS 280X8	14,40	71,04	670,46	7781,68	555,80	130,61	476,30

Πίνακας 3.9 Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά **απομειωμένων διατομών**

SHS(dogbone)

Profil	Ltot	Ldog (cm)	fy exp (kN/cm ²)	h	b	tw	tf	A (cm ²)	Wpl_y (cm ³)	Iy (cm ⁴)	WeI_y(cm ³)	Av(cm ²)
CHS 193,7X8	1700	1525	23,50	19,37	19,37	0,80	0,80	46,67	276,05	2015,53	208,10	23,34
CHS 219,1X8	1700	1525	23,50	21,91	21,91	0,80	0,80	53,05	356,68	2959,63	270,16	26,53
CHS 244,5X8	1700	1525	23,50	24,45	24,45	0,80	0,80	59,44	447,63	4160,44	340,32	29,71
CHS 273,0X8	1700	1525	23,50	27,30	27,30	0,80	0,80	66,60	561,97	5851,71	428,70	33,29
CHS 323,9X8	1700	1525	23,50	32,39	32,39	0,80	0,80	79,39	798,50	9910,10	798,50	39,68
CHS 355,6X8	1700	1525	23,50	35,56	35,56	0,80	0,80	87,36	966,77	13201,00	742,48	43,65

Πίνακας 3.10 Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά **διατομών CHS**

Profil	g (cm)	bred	Aflange (cm ²)	Ared(cm ²)	Wpl_y,d (cm ³)	Iy,d (cm ⁴)	WeI_y,d (cm ³)	My,d (kN.m)	Mpl,d (kN.m)
CHS 193,7X8	6,00	13,37	10,70	36,62	184,79	1183,88	129,21	30,36	3,92
CHS 219,1X8	7,00	14,91	11,93	41,33	235,78	1708,67	165,39	38,87	4,93
CHS 244,5X8	8,00	16,45	13,16	46,04	292,98	2369,26	206,02	48,41	6,06
CHS 273,0X8	9,00	18,30	14,64	51,53	367,06	3322,80	258,98	60,86	7,54
CHS 323,9X8	11,00	21,39	17,11	60,98	514,86	5527,90	364,30	85,61	10,43
CHS 355,6X8	12,00	23,56	18,85	67,26	626,14	7409,00	444,40	104,43	12,68

Πίνακας 3.11 Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά **απομειωμένων διατομών CHS(dogbone)**

3.6 ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΤΩΝ ΦΟΡΕΩΝ

Ο ρόλος της κατάταξης των διατομών είναι να αναγνωρίσει την έκταση στην οποία η αντοχή και η ικανότητα στροφής των διατομών περιορίζεται από την αντοχή τους σε τοπικό λυγισμό.

Κατάταξη:

- **Διατομές κατηγορίας 1** είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση δυνατότητα στροφής χωρίς μείωση της αντοχής τους
- **Διατομές κατηγορίας 2** είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους αλλά έχουν περιορισμένη δυνατότητα στροφής λόγω τοπικού λυγισμού
- **Διατομές κατηγορίας 3** είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην θλιβόμενη ακραία ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φτάσει την αντοχή διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός είναι πιθανόν να εμποδίσει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.
- **Διατομές κατηγορίας 4** είναι εκείνες στις οποίες ο τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Οι ροπές αντοχής για τις τέσσερις κατηγορίες διατομών είναι:

Κατηγορίες 1 και 2: Πλαστική ροπή

Κατηγορία 3: ελαστική ροπή

Κατηγορία 4: Η ροπή τοπικού λυγισμού

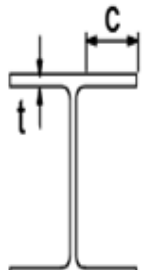
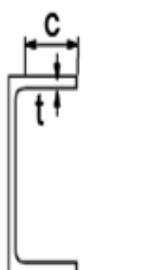
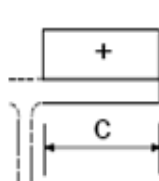
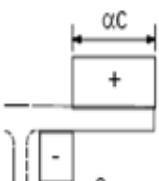
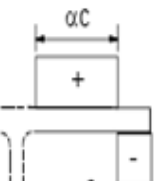
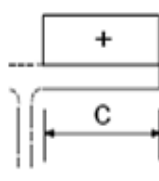
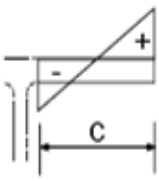
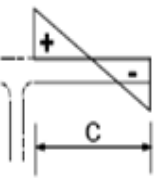
Η κατάταξη μιας διατομής εξαρτάται από το λόγο πλάτους προς πάχος καθενός από τα λόγω αξονικής δύναμης και καμπτικής ροπής θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία της.

Επομένως η κατηγορία κάθε διατομής εξαρτάται τόσο από την γεωμετρία της όσο και από τον τύπο της φόρτισης που επιβάλλεται σε αυτή.

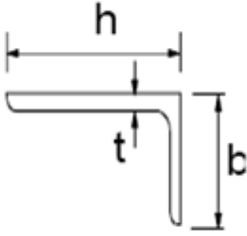
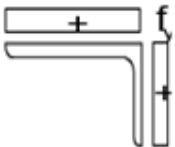
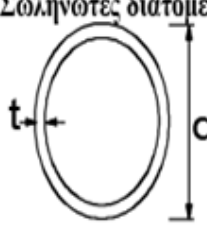
Ακολουθούν **3 πίνακες** με βάση τους οποίους γίνεται η **κατάταξη**

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα						
						Αξονας κάμψης
						Αξονας Κάμψης
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	όταν $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ όταν $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	e	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Πίνακας 3.12 Κατάταξη διατομών ΙΡΕ

Προεξέχοντα πέλματα						
						
Ελατές διατομές			Συγκολλητές διατομές			
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη				
		Άκρο σε θλίψη		Άκρο σε εφελκυσμό		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Για k_σ βλέπε EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Πίνακας 3.13 Κατάταξη διατομών SHS

<p>Αναφορά επίσης στα “Προεξέχοντα πέλματα” (βλέπε φύλο 2 από 3)</p>		<p>Γωνιακά</p> 	<p>Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία</p>
Κατηγορία	Διατομή σε θλίψη		
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)			
3	$h/t \leq 15\epsilon : \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$		
<p>Σωληνωτές διατομές</p> 			
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη		
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$		
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$		
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$ ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για $d/t > 90\epsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.		

Πίνακας 3.14 Κατάταξη διατομών CHS

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, στην περιπτώσή μας οι δοκοί αποτελούνται από πρότυπες διατομές της σειράς HEA(σύμμικτες),SHS,CHS και IPE ενώ τα υποστυλώματα από κοίλες τετραγωνικές ή ορθογωνικές συγκολλητές κοιλοδοκούς. Θα προσδιορίσουμε την κατηγορία των διατομών με βάση τη δυσμενέστερη κάθε φορά.(οι παρακάτω διατομές είναι παρμένες από τα πλαίσια και το κτήριο και έχουμε την απαίτηση να είναι όλες κατηγορίας 1 ή 2 έτσι ώστε να γίνεται πλαστική ανάλυση)

IPE 360 (ποιότητα χάλυβα S 235, δοκός fuseis)

$$\text{Πέλματα: } \frac{c}{t} = \frac{(b-t_w)/2-r}{t_f} = \frac{(170-8,0)/2-18}{12,7} = 4,96 \leq 9 = 9 \times 1 = 9 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 9\varepsilon, \text{ αφού είναι}$$

$f_y=235\text{N/mm}^2$. Οπότε το πέλμα είναι κατηγορίας 1. Ο έλεγχος έγινε για τη δυσμενέστερη περίπτωση που το στοιχείο υπόκειται σε καθαρή θλίψη.

$$\text{Κορμός: } \frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{298,6}{8,0} = 37,325 \leq 72 = 72 \times 1 = 72 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 72\varepsilon, \text{ αφού } f_y=235 \text{ N/mm}^2. \text{ Φυσικά}$$

ο έλεγχος γίνεται για μέλη υπό καθαρή κάμψη αφού πρόκειται περί δοκού. Άρα και ο κορμός είναι κατηγορίας 1.

Τελικά η διατομή IPE 360 (οπότε και οι IPE 180, 200, 220, 240, 270, 300, 330) είναι κατηγορίας 1.

Σωληνωτή κοιλοδοκός **CHS 355,6x8**(ποιότητα χάλυβα S 235,δοκός fuseis)

Πρόκειται για τετραγωνική διατομή οπότε και για τις δύο διευθύνσεις πρέπει να ισχύει:

$$\frac{d}{t} = \frac{355,6}{8} = 44,45 \leq 50 = 50 \times 1,0 = 50 \left(\sqrt{\frac{235}{f_y}} \right)^2 = 50\varepsilon^2, \text{ αφού } f_y=235 \text{ N/mm}^2.$$

Τώρα ο έλεγχος γίνεται για μέλη υπό καθαρή θλίψη κατά το δυσμενέστερο.

Άρα η διατομή CHS 355,6x8 είναι κατηγορίας 1.(οπότε και οι 219,1, 244,5, 273, 323,9 είναι επίσης κατηγορίας 1 ως ευμενέστερες)

Κοίλη τετραγωνική συγκολλητή κοιλοδοκός **SHS 280x280x8** (ποιότητα χάλυβα S 235,δοκός fuseis)

Πρόκειται για τετραγωνική διατομή οπότε και για τις δύο διευθύνσεις πρέπει να ισχύει:

$$\frac{c}{t} = \frac{h-2t_f}{t_w} = \frac{280-2 \times 8}{8} = 33 \leq 33 = 33 \times 1,0 = 33 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 33\varepsilon, \text{ αφού } f_y=235 \text{ N/mm}^2.$$

Τώρα ο έλεγχος γίνεται για μέλη υπό καθαρή θλίψη κατά το δυσμενέστερο.

Άρα η διατομή SHS 300x300x20 είναι κατηγορίας 1.(οπότε και οι 180,200,220,240,260 είναι επίσης κατηγορίας 1 ως ευμενέστερες)

Κοίλη τετραγωνική συγκολλητή κοιλοδοκός **SHS 300x300x20** (ποιότητα χάλυβα S 355)

Πρόκειται για τετραγωνική διατομή οπότε και για τις δύο διευθύνσεις πρέπει να ισχύει:

$$\frac{c}{t} = \frac{h-2t_f}{t_w} = \frac{300-2 \times 20}{20} = 13 \leq 26,73 = 33 \times 0,81 = 33 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 33\varepsilon, \text{ αφού } f_y=355 \text{ N/mm}^2.$$

Τώρα ο έλεγχος γίνεται για μέλη υπό καθαρή θλίψη αφού πρόκειται για υποστυλώματα. Άρα η διατομή SHS 300x300x20 είναι κατηγορίας 1.

Κοίλη τετραγωνική συγκολλητή κοιλοδοκός **SHS 400x400x20** (ποιότητα χάλυβα S 355)
Πρόκειται για τετραγωνική διατομή οπότε και για τις δύο διευθύνσεις πρέπει να ισχύει:

$$\frac{c}{t} = \frac{h-2t_f}{t_w} = \frac{400-2 \times 20}{20} = 18 \leq 26,73 = 33 \times 0,81 = 33 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 33\varepsilon, \text{ αφού } f_y=355 \text{ N/mm}^2.$$

Ο έλεγχος γίνεται πάλι για μέλη υπό καθαρή θλίψη αφού πρόκειται για υποστυλώματα. Τελικά η διατομή 400x400x20 είναι κατηγορίας 1.

HEA260 ποιότητας χάλυβα S355: Για τα πέλματα έχουμε (έλεγχος σε θλίψη):

$$\frac{c}{t} = \frac{(b-t_w)/2-r}{t_f} = \frac{(260-7,5)/2-24}{12,5} = 8,18 \leq 11,39 = 14 * 0,8136 = 14 \sqrt{\frac{235}{355}} = 14\varepsilon, \text{ άρα τα}$$

πέλματα είναι κατηγορίας 3. Αντίστοιχα για τον κορμό έχουμε:

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{177}{7,5} = 23,6 \leq 58,58 = 72 * 0,8136 = 72 \sqrt{\frac{235}{355}} = 72\varepsilon, \text{ άρα ο κορμός (φυσικά με τον}$$

έλεγχο αυτή τη φορά να γίνεται σε κάμψη αφού πρόκειται για δοκό) είναι κατηγορίας 1. Τελικά η διατομή είναι κατηγορίας 3. Παρόλα αυτά, ως σύμμικτη λειτουργεί σαν διατομή κατηγορίας 1 όπως θα δούμε και παρακάτω

HEA140 ποιότητας χάλυβα S355: Για τα πέλματα έχουμε (έλεγχος σε θλίψη):

$$\frac{c}{t} = \frac{(b-t_w)/2-r}{t_f} = \frac{(140-5,5)/2-12}{8,5} = 6,5 \leq 7,32 = 9 * 0,8136 = 9 \sqrt{\frac{235}{355}} = 9\varepsilon, \text{ άρα τα}$$

πέλματα είναι κατηγορίας 1. Αντίστοιχα για τον κορμό έχουμε:

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{92}{5,5} = 16,73 \leq 58,58 = 72 * 0,8136 = 72 \sqrt{\frac{235}{355}} = 72\varepsilon, \text{ άρα και ο κορμός (φυσικά με τον}$$

έλεγχο αυτή τη φορά να γίνεται σε κάμψη αφού πρόκειται για δοκό) είναι κατηγορίας 1. Τελικά η διατομή είναι κατηγορίας 1. (φυσικά αυτή η διατομή υπάρχει μόνο στο κτήριο ως δευτερεύουσα δοκός)

4. ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΕΩΝ

4.1 ΦΟΡΤΙΑ ΑΠΟ ΜΗ ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Έχοντας ορίσει τη γεωμετρία του προσομοιώματος καθώς και τις δομικές ιδιότητες των υλικών και των διατομών, προχωρούμε στο επόμενο βήμα που είναι ο καθορισμός των φορτίων που ασκούνται στην κατασκευή. Γενικά τα φορτία που ασκούνται χωρίζονται στα μόνιμα και στα κινητά.

Μόνιμα φορτία (DEAD)

Είναι τα φορτία λόγω ίδιου βάρους των δομικών στοιχείων. Αυτά υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα ανάλογα με τις διατομές που έχουν επιλεχθεί για την εκάστοτε επανάληψη της ανάλυσης που εκτελείται, με βάση τις ιδιότητες των υλικών όπως έχουν εκ των προτέρων οριστεί. Οφείλεται στο ίδιο βάρος των δομικών στοιχείων της κατασκευής, των μη δομικών στοιχείων όπως στέγες, επιστρώσεις, μη-δομικοί τοίχοι, επενδύσεις κλπ., και των σταθερών μηχανημάτων όπως ανελκυστήρες, εξοπλισμός θέρμανσης, αερισμού και κλιματισμού, ηλεκτρικός εξοπλισμός, σωλήνες κλπ. Για το σπλισμένο σκυρόδεμα το ειδικό βάρος είναι 25 kN/m^3 , ενώ για τον δομικό χάλυβα $78,5 \text{ kN/m}^3$.

Πρόσθετα μόνιμα (ADDITIONAL_DEAD)

Ως πρόσθετα μόνιμα λαμβάνονται τα φορτία που προέρχονται:

- α) από το ίδιο βάρος της πλάκας (CONC SLAB) $0,15\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^2 = 3,75\text{kN/m}^2$ (εισάγεται ως επιφανειακό φορτίο στις πλάκες των ορόφων)
- β) από την επικάλυψη των δαπέδων η οποία εκτιμήθηκε 2 kN/m^2 .

Κινητά φορτία (LIVE)

Είναι τα ωφέλιμα φορτία που μπορεί να προκληθούν από:

- κανονική χρήση από ανθρώπους
- έπιπλα και κινητά αντικείμενα

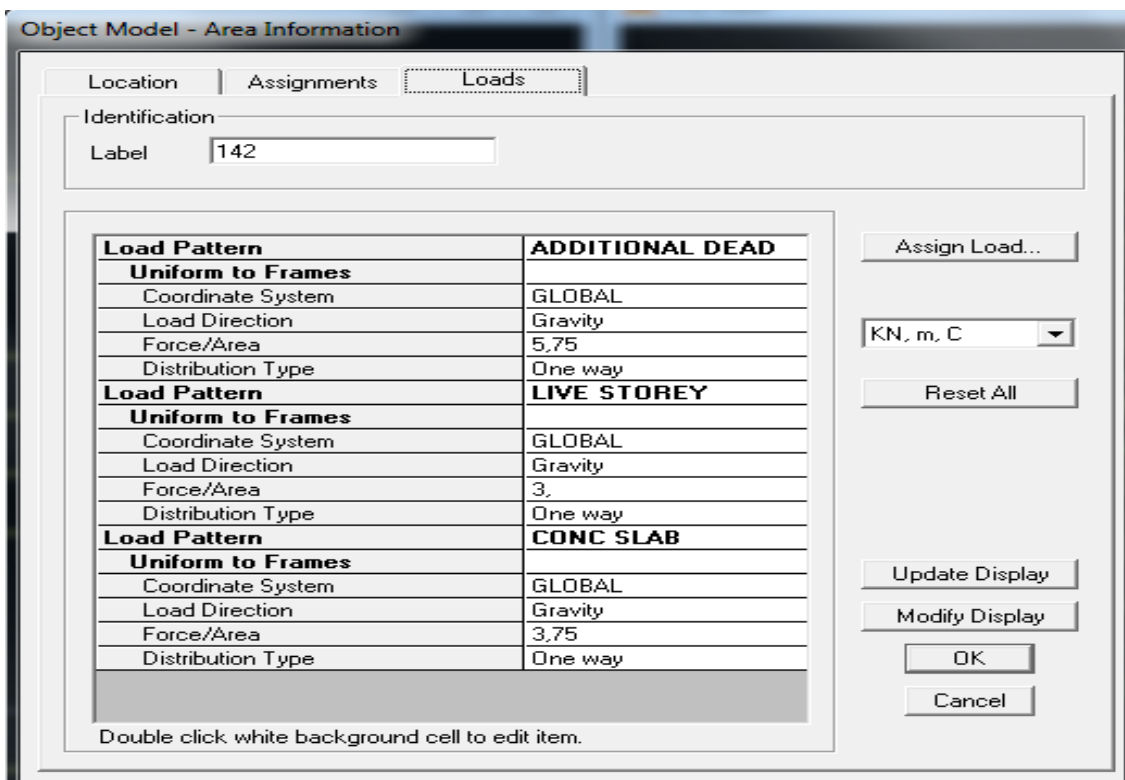
- μηχανήματα και οχήματα
- περιστασιακή χρήση, όπως π.χ. περιστασιακές συγκεντρώσεις ανθρώπων ή σώρευση πραγμάτων.

Για τα κινητά φορτία (LIVE) γίνεται ένας διαχωρισμός σε LIVE_ROOF που αντιστοιχεί στο κινητό φορτίο της στέγης και το LIVE_STOREY που αντιστοιχεί στο κινητό φορτίο των ορόφων.

- Το *Live_storey* περιλαμβάνειτο κινητό στις πλάκες των ορόφων (1ου - 4ου) $q=2 \text{ kN/m}^2$ (όπως προκύπτει από τις προτεινόμενες τιμές του Εθνικού Προσαρτήματος του Ευρωκώδικα 1 για επιφάνειες γραφείων) και

- Το *Live_roof* περιλαμβάνει μόνο το κινητό στις πλάκες 5ου ορόφου $q=3 \text{ kN/m}^2$.

Στο **κτήριο** εφαρμόζονται ως επιφανειακά στις πλάκες όπως φαίνεται και από το σχήμα



Σχήμα 4.1 Εισαγωγή φορτίων στις πλάκες κάθε ορόφου του κτηρίου ως επιφανειακά

Οι ίδιες εκτιμήσεις ισχύουν και για τα πλαίσια με τη μόνη διαφορά ότι έγινε γραμμική κατανομή των φορτίων στην κύρια δοκό HEA260 καθώς δεν υπάρχει πλάκα λόγου της δισδιάστατης μορφής των.

Συγκεκριμένα τα γραμμικά φορτία είναι:

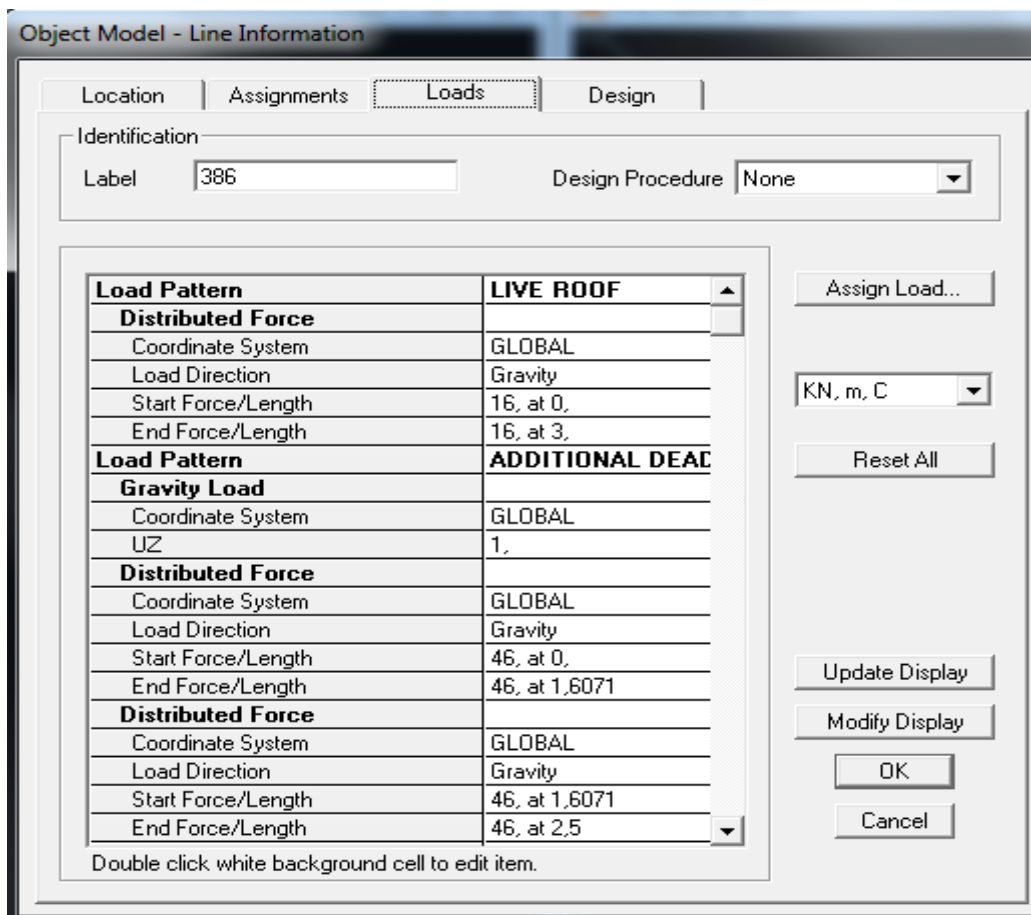
(CONC SLAB) $g=0,15m \cdot 25kN/m^2 \cdot 8=30kN/m$

Επικάλυψη δαπέδων: $g_{επ}=2 kN/m^2 \cdot 8=16kN/m$

Κινητό(LIVE): $q=2 \cdot 8=16kN/m$

(σημ.: θεωρούμε πλάτος επιρροής της σύμμικτης δοκού $b_{eff}=8m$)

Εφαρμογή τους στο SAP ως γραμμικά στην σύμμικτη δοκό HEA260 του πλαισίου



Σχήμα 4.2 Εισαγωγή φορτίων στις κύριες δοκούς HEA 260 κάθε ορόφου των πλαισίων με τη μετατροπή τους σε γραμμικά

4.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΘΟΛΙΚΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ-ΦΑΙΝΟΜΕΝΑ 2ας ΤΑΞΗΣ ΓΙΑ ΤΟ ΒΑΣΙΚΟ ΣΤΑΤΙΚΟ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ

4.2.1 ΓΕΝΙΚΑ

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, ως προς το είδος της ανάλυσης που επιτρέπεται κατά περίπτωση να χρησιμοποιείται, προβλέπονται τα εξής:

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

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

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad \text{για πλαστική ανάλυση, όπου}$$

α_{cr} : συντελεστής με τον οποίο θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί η φόρτιση σχεδιασμού, ώστε να προκληθεί καθολική ελαστική αστάθεια

F_{Ed} : το φορτίο σχεδιασμού του φορέα

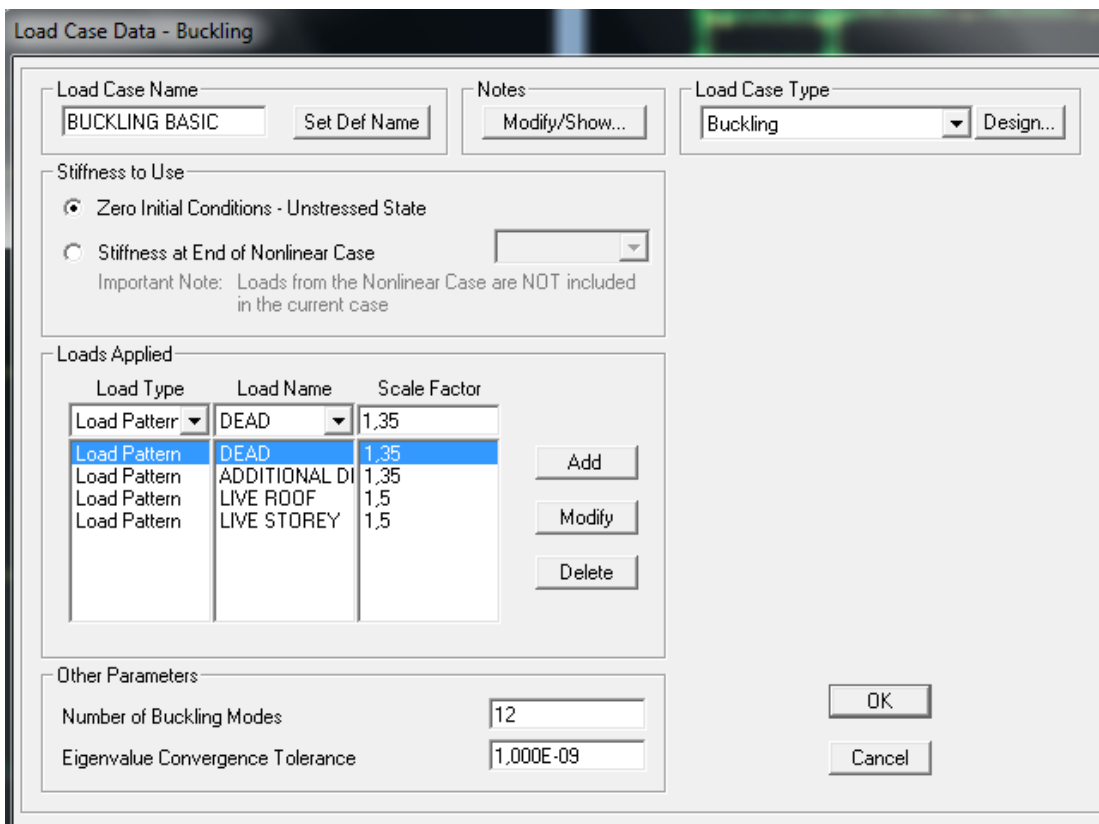
F_{cr} : το ελαστικό οριακό φορτίο λυγισμού για καθολική αστάθεια, που βασίζεται στις αρχικές ελαστικές δυσκαμψίες.

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

4.2.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΚΤΗΡΙΟΥ

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, το φορτίο σχεδιασμού του φορέα στην περίπτωση αυτή είναι ο συνδυασμός 1,35G + 1,50Q. Επειδή η ανάλυση που πραγματοποιείται είναι ελαστική, θα πρέπει για το φορτίο αυτό όλοι οι κρίσιμοι συντελεστές λυγισμού να είναι μεγαλύτεροι ή ίσοι του 10. Εδώ προφανώς δεν θα χρειαστεί να διαιρέσουμε με η σε αντίθεση με τον έλεγχο για φαινόμενα 2^{ας} τάξης του σεισμικού συνδυασμού όπως θα δούμε σε επόμενο κεφάλαιο.

Για να βρούμε τους κρίσιμους συντελεστές λυγισμού δημιουργήσαμε την φόρτιση BUCKLING BASIC στο SAP



Σχήμα 4.3 Εισαγωγή φόρτισης BUCKLING BASIC στο SAP (βασίζεται στον συνδυασμό 1,35G + 1,50Q)

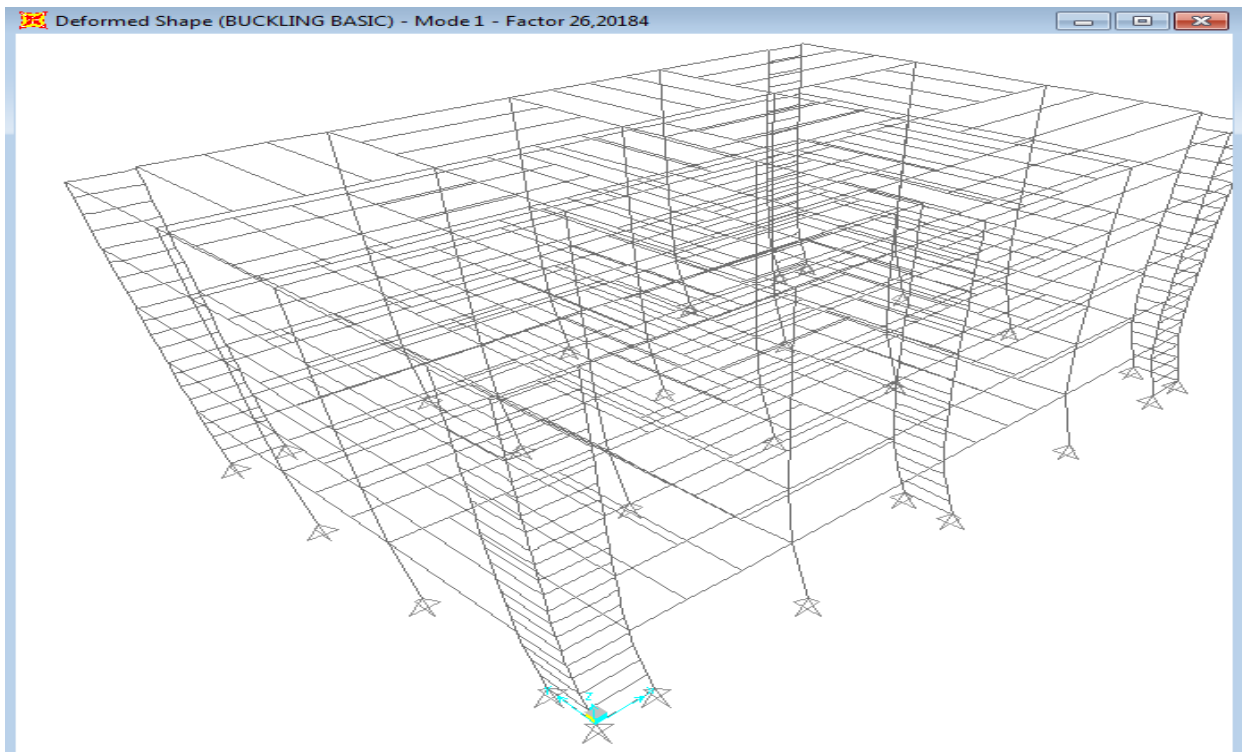
Παρακάτω παρατίθεται ένας πίνακας με τους κρίσιμους συντελεστές λυγισμού για τις 12 πρώτες ιδιομορφές του κτηρίου, όπως προκύπτει από το πρόγραμμα στατικής επίλυσης για την ανωτέρω ανάλυση.

TABLE: Buckling Factors			
OutputCase	StepType	StepNum	ScaleFactor
Text	Text	Unitless	Unitless
BUCKLING BASIC	Mode	1	26,201841
BUCKLING BASIC	Mode	2	28,431818
BUCKLING BASIC	Mode	3	34,103029
BUCKLING BASIC	Mode	4	34,498566
BUCKLING BASIC	Mode	5	34,930088
BUCKLING BASIC	Mode	6	34,958603
BUCKLING BASIC	Mode	7	38,746013
BUCKLING BASIC	Mode	8	40,357661
BUCKLING BASIC	Mode	9	40,82533
BUCKLING BASIC	Mode	10	41,306004
BUCKLING BASIC	Mode	11	42,055949
BUCKLING BASIC	Mode	12	42,869207

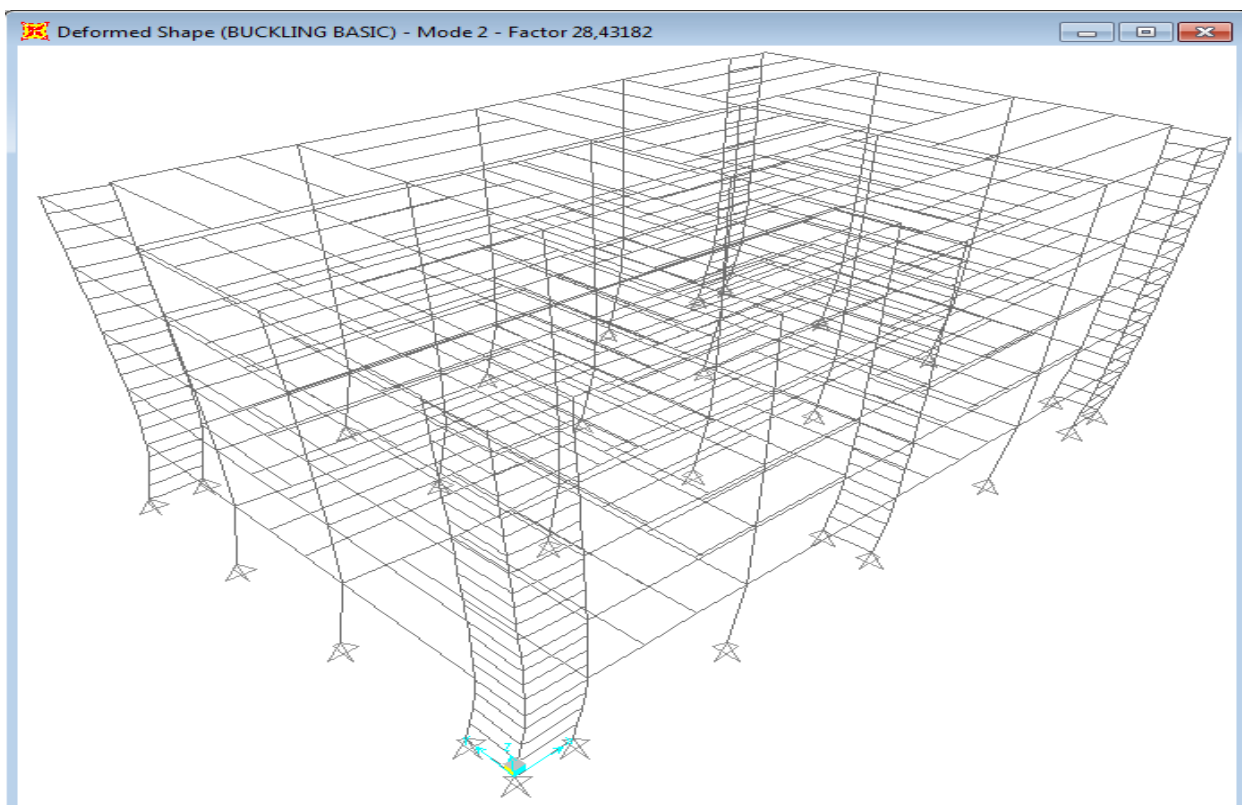
Πίνακας 4.1 Κρίσιμοι συντελεστές λυγισμού(12 πρώτοι) για το βασικό στατικό συνδυασμό κτηρίου

Παρατηρούμε πως όλοι οι συντελεστές είναι μεγαλύτεροι ή ίσοι του 10 (αφού ο μικρότερος εμφανίζεται, όπως αναμενόταν, για την 1^η ιδιομορφή και ισούται με 26,202). Στην 1^η ιδιομορφή όπως φαίνεται και από την εντολή “deformed shape” του SAP έχουμε καθολικό λυγισμό για 1^η φορά. **Οπότε για το βασικό στατικό συνδυασμό επιτρέπεται να χρησιμοποιήσουμε ελαστική ανάλυση 1^{ης} τάξης δίχως καμία προσαύξηση των φορτίων.**

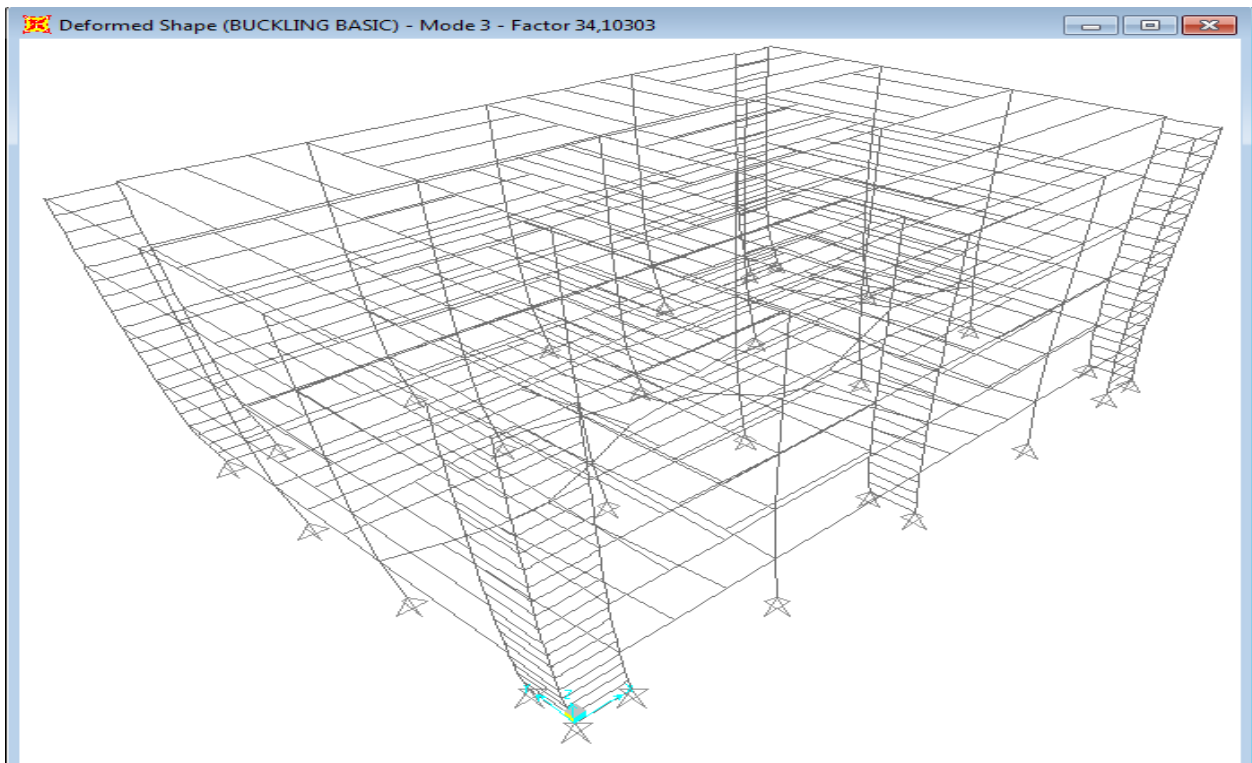
Παρακάτω παραθέτουμε τα σχήματα στα οποία φαίνονται οι 4 πρώτες ιδιομορφές λυγισμού του φορέα (που φυσικά εμφανίζουν και τους μικρότερους συντελεστές) για το βασικό στατικό συνδυασμό, καθώς και η τιμή του κρίσιμου συντελεστή λυγισμού για την καθεμία από αυτές.



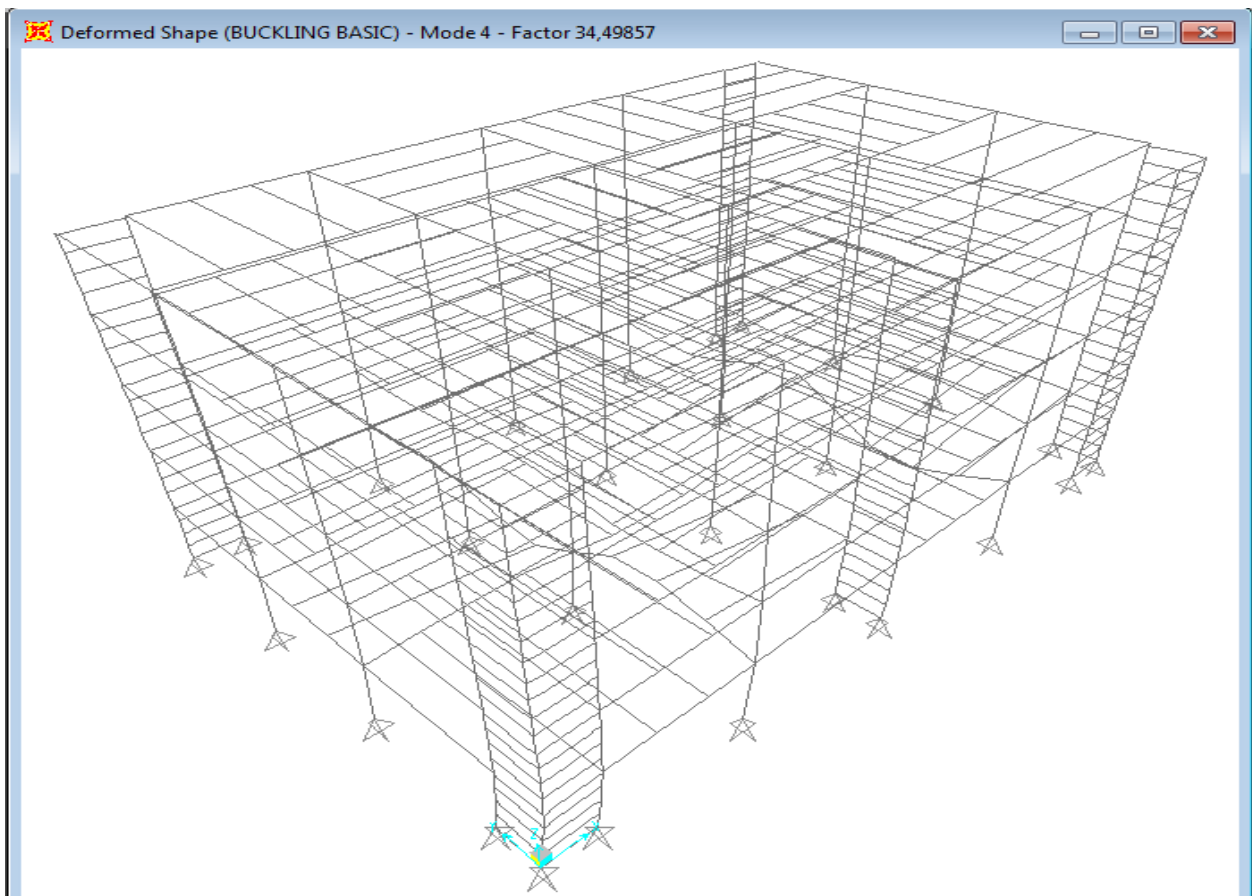
Σχήμα 4.4^η 1^η ιδιομορφή λυγισμού(κρίσιμη ως μικρότερη) για το βασικό στατικό συνδυασμό κατά y



Σχήμα 4.5 2^η ιδιομορφή λυγισμού(κρίσιμη) για το βασικό στατικό συνδυασμό κατά x



Σχήμα 4.6 3^η ιδιομορφή λυγισμού(κρίσιμη) για το βασικό στατικό συνδυασμό κατά x



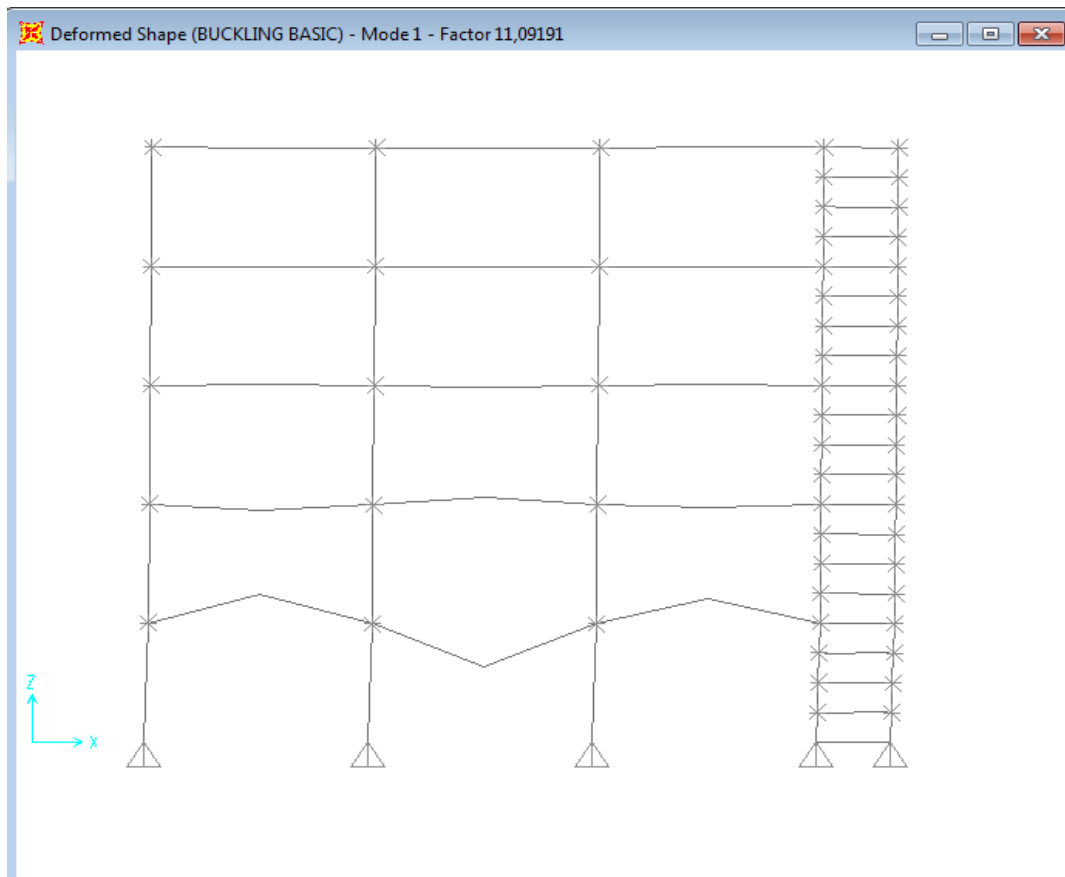
Σχήμα 4.7 4^η ιδιομορφή λυγισμού(κρίσιμη) για το βασικό στατικό συνδυασμό(λυγισμός μεμονωμένων μελών)

4.2.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΛΑΙΣΙΩΝ

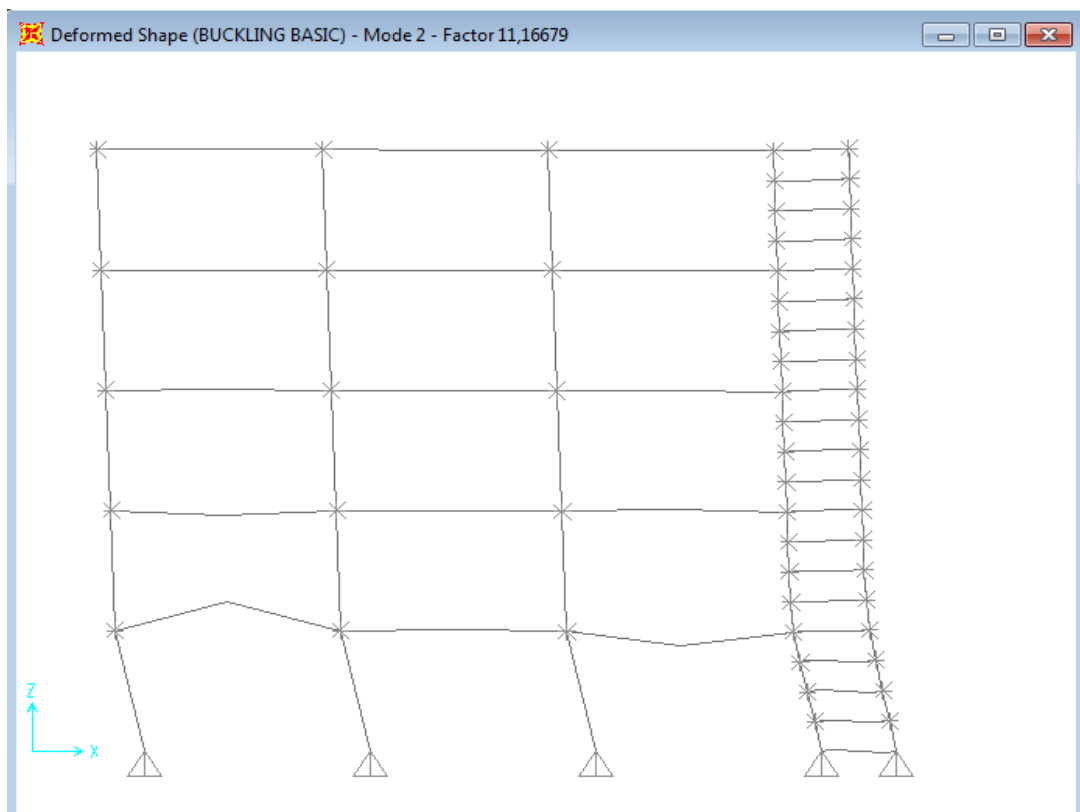
Όσον αφορά τα πλαίσια ισχύει η απαίτηση και για τα 9 πλαίσια. Ενδεικτικά θα παραθέσουμε τους συντελεστές λυγισμού για το πλαίσιο με διατομές ΙΡΕ στα δοκάρια των fuseis και για σεισμό 0,36g καθώς και τις 2 πρώτες ιδιομορφές

TABLE: Buckling Factors			
OutputCase	StepType	StepNum	ScaleFactor
Text	Text	Unitless	Unitless
BUCKLING BASIC	Mode	1	11,091913
BUCKLING BASIC	Mode	2	11,166786
BUCKLING BASIC	Mode	3	19,113592
BUCKLING BASIC	Mode	4	20,721292
BUCKLING BASIC	Mode	5	31,535344
BUCKLING BASIC	Mode	6	36,035681
BUCKLING BASIC	Mode	7	38,687976
BUCKLING BASIC	Mode	8	43,067525
BUCKLING BASIC	Mode	9	48,123717
BUCKLING BASIC	Mode	10	50,855742
BUCKLING BASIC	Mode	11	53,426715
BUCKLING BASIC	Mode	12	64,216462

Πίνακας 4.2 Συντελεστές λυγισμού βασικού στατικού συνδυασμό πλαισίου με ΙΡΕ για σεισμό 0,36g



Σχήμα 4.8 1^η ιδιομορφή λυγισμού και συντελεστής της(λυγισμός μεμονωμένων μελών)



Σχήμα 4.9 2^η ιδιομορφή λυγισμού και συντελεστής της(καθολικός λυγισμός)

4.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΔΟΚΩΝ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

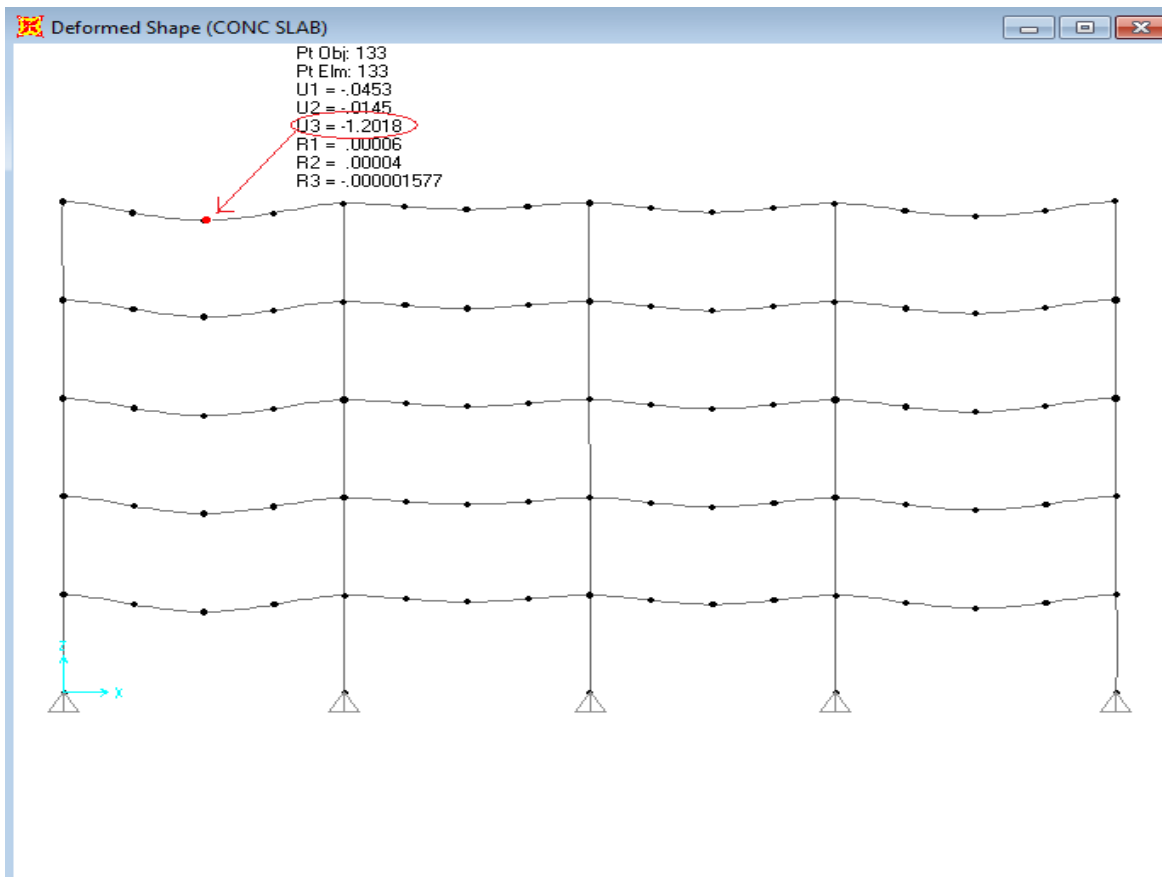
4.3.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΩΝ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, τα βέλη κάμψης των δοκών πρέπει να περιορίζονται προκειμένου να ικανοποιείται ο έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Στα μέγιστα επιτρεπόμενα κατακόρυφα βέλη κάμψης για την περίπτωση μας πρέπει να είναι $\delta < L/250$, όπου L: το μήκος ανοίγματος. Στο κτίριό μας έχουμε τα εξής ανοίγματα : 8,00m το μέγιστο για τις κύριες δοκούς και επίσης 8,00m για τις δευτερεύουσες. Έτσι, τα όρια για τα βέλη κάμψης είναι για τις κύριες δοκούς $L/250=8000/250=32\text{mm}$ ενώ για τις δευτερεύουσες $8000/250=32\text{mm}$.

Στην περίπτωση που δεν έχουμε υποστήριξη της κατασκευής μας κατά τη φάση ανέγερσης τότε πρέπει να ελέγξουμε 2 επιμέρους στάδια. Επειδή οι δοκοί είναι σύμμικτες τα συνολικά βέλη θα προκύψουν ως άθροισμα των επιμέρους βελών A και B (που αντιστοιχούν στα 2 διαδοχικά στάδια που προαναφέραμε)που αναλύονται παρακάτω:

A) Βέλος της μεταλλικής δοκού στη φάση κατασκευής: Σ αυτή την περίπτωση η φόρτιση(την εισάγουμε στο SAP ως DEAD+CONC SLAB) της μεταλλικής δοκού είναι μόνο το νωπό σκυρόδεμα και το ίδιο βάρος της(λειτουργεί σαν μεταλλική καθότι δεν έχει πήξει το σκυρόδεμα και δεν προσφέρει στη δυσκαμψία). Στο μέγιστο βέλος για τις κύριες δοκούς(Στο SAP αντικαθιστούμε με μεταλλική HEA260 την σύμμικτη comp HEA260) εντοπίστηκε στο πλαίσιο B κατά y-z για $x=8,00\text{ m}$ και ισούται με $\delta = 12,8 - (1,3+2,4) / 2 = 11\text{mm}$ ενώ στις δευτερεύουσες(Στο SAP αντικαθιστούμε με μεταλλική HEA140 την σύμμικτη comp HEA140) εντοπίστηκε κατά x-z για $y=8,00\text{m}$ και ισούται με $\delta = 200,8 - (5,3+12,8) / 2 = 191,75\text{mm}>32\text{mm}$

Άρα δεν έχουμε επάρκεια στις δευτερεύουσες δοκούς. Η λύση θα ήταν να δώσουμε ένα αρχικό αντιβέλος ή αρχική υποστήριξη(μία φάση ελέγχου με λειτουργία σύμμικτης και φόρτιση 1G+1Q). Επιλέγουμε την 2^η περίπτωση που θα δούμε και παρακάτω



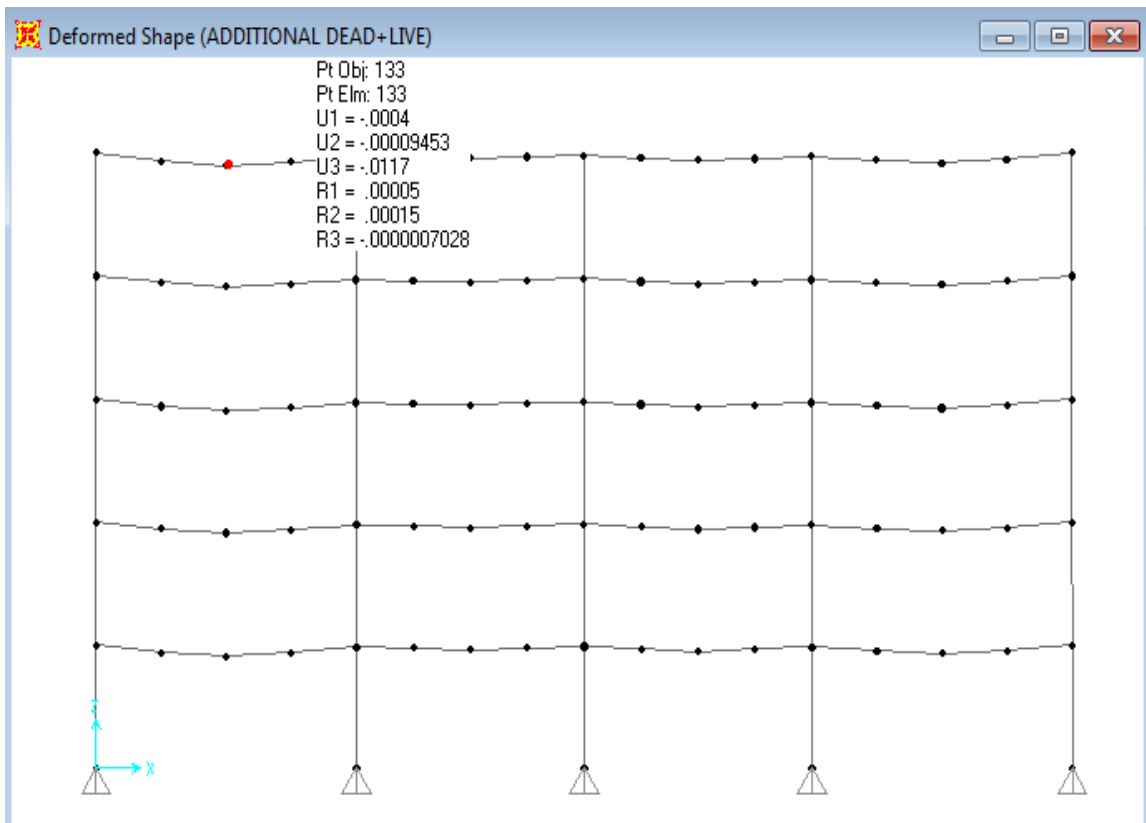
Σχήμα 4.10 Δυσμενέστερα βέλη του 1ου σταδίου κατασκευής(μεταλλική διατομή-ίδιο βάρος και νωπό σκυρόδεμα) χωρίς υποστήριξη

Β) Βέλος της σύμμικτης δοκού στη φάση λειτουργίας: Σ αυτή την περίπτωση η φόρτιση της σύμμικτης πια δοκού, είναι τα υπόλοιπα μόνιμα(ADDITIONAL_DEAD) και τα κινητά(LIVE). Στο SAP εισάγεται με την ονομασία ADDITIONAL DEAD+LIVE. Μετά την ανάλυση προέκυψε για την κύρια δοκό $\delta = 11,7 - (2,6+5,1) / 2 = 7,85\text{mm}$ και για την δευτερεύουσα(σύμμικτη HEA 140) δεν έχει νόημα ο έλεγχος αφού δεν επαρκεί στην Α φάση

Τελικά τα συνολικά βέλη είναι:

Για την κύρια δοκό: $\delta_{ολ} = \delta_A + \delta_B = 11 + 7,85 = 18,85\text{mm} < 32\text{mm}$

Επομένως **ικανοποιείται ο έλεγχος** σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας **χωρίς υποστήριξη** των κύριων σύμμικτων δοκών HEA 260.



Σχήμα 4.11 Δυσμενέστερα βέλη του 2ου σταδίου κατασκευής(σύμμικτη διατομή-επικάλυψη και κινητά) χωρίς υποστήριξη

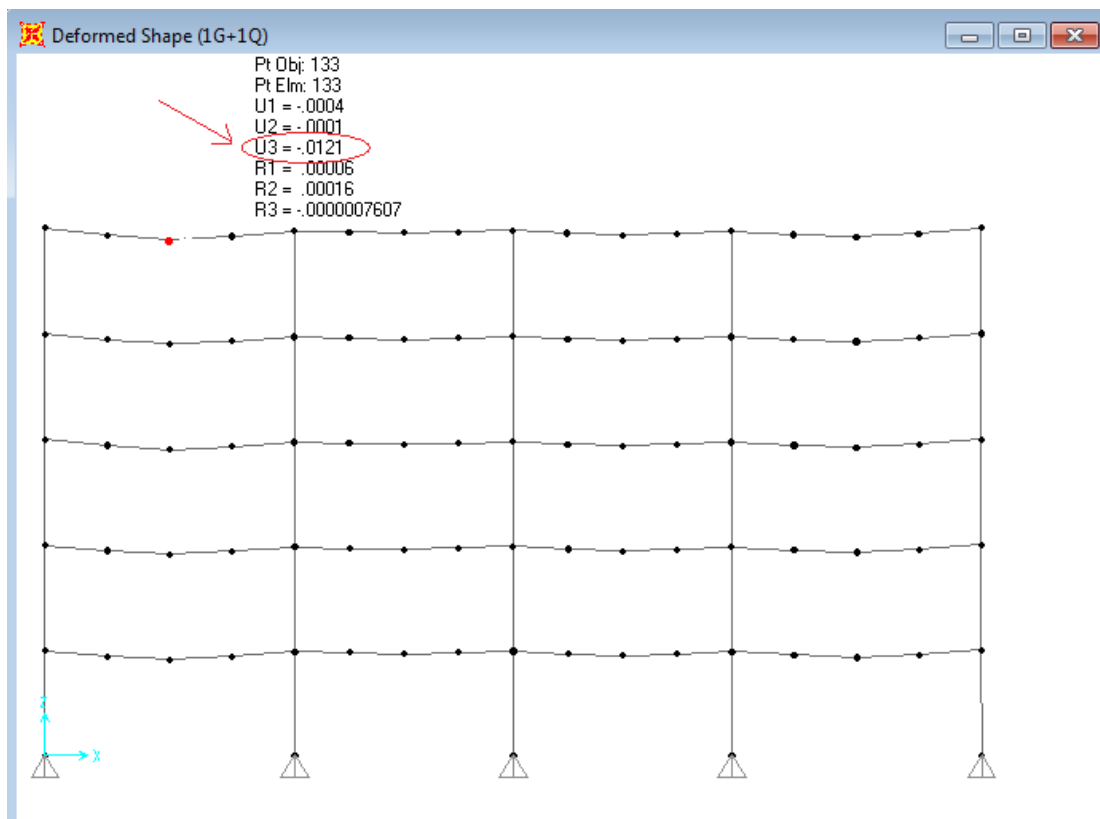
Γ)Βέλος σύμμικτης δοκού με ενιαία τη φάση κατασκευής και λειτουργίας(με αρχική υποστήριξη)

Σ αυτή την περίπτωση η φόρτιση της δοκού γίνεται σε ένα στάδιο και λειτουργεί ως σύμμικτη.Ο συνδυασμός που εισάγεται στο πρόγραμμα είναι ο 1G+1Q όπου G τα συνολικά μόνιμα και Q τα κινητά(LIVE).

Μετά την ανάλυση προέκυψε για την δευτερεύουσα δοκό $\delta = 38 - (12 + 4,46) / 2 = 29,77\text{mm}$ και για την κύρια

$$\delta = 12,28 - (5,32 + 3,19) / 2 = 8,03\text{mm}$$

Και για τα 2 προφανώς ισχύει $< 32\text{mm}$



Σχήμα 4.12 Μέγιστο βέλος κύριας δοκού για ενιαία φάση με υποστήριξη

4.3.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΩΝ ΤΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ

Στα πλαίσια έχουμε μόνο την σύμμικτη κύρια δοκό comp HEA260 ,οπότε ελέγχεται μόνο αυτή και για τις 2 περιπτώσεις(και με υποστήριξη και δίχως).Θα παραθέσουμε πίνακες μόνο από μια περίπτωση πλαισίου(συγκεκριμένα για διατομές IPE και σεισμό 0,16 g) γιατί η διαφοροποίηση των διατομών γίνεται στο αντισεισμικό σύστημα fuseis και όχι στις σύμμικτες δοκούς(και στις 9 διαφορετικές περιπτώσεις πλαισίων η επιλογή της κύριας δοκού(comp HEA260) δεν αλλάζει αφού τα μόνιμα φορτία είναι τα ίδια και παραλαμβάνονται κατά βάση από τις κύριες δοκούς.Τα fuseis παραλαμβάνουν το σεισμό).Οι διαφορές των μεγεθών των βελών μεταξύ των πλαισίων με fuseis IPE,CHS και SHS είναι πολύ μικρές λοιπόν και δεν έχει νόημα να παραθέσουμε όλες τις περιπτώσεις.

Steel beam deflections (DEAD+CONC SLAB)					
Beam	Length (m)	deflection (mm)	L/250	$\delta_{tot} < L/250$	pre-camber (mm)
HEA260 A-B	6	9,55	24	OK	0
HEA260 B-C	6	6,20	24	OK	0
HEA260 C-D	6	9,10	24	OK	0

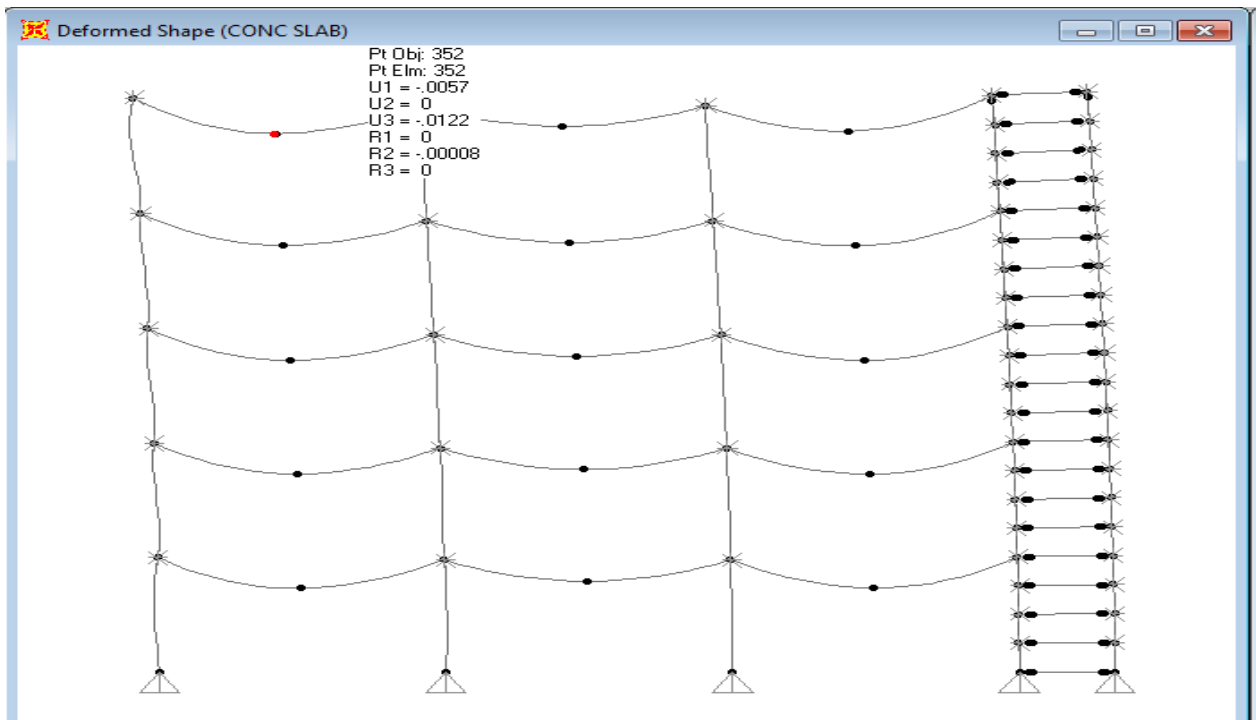
Πίνακας 4.3 Βέλη του πλαισίου κατά τη λειτουργία μεταλλικής δοκού(φάση A χωρίς υποστήριξη)

Composite beam deflections (ADD.DEAD+LIVE)					
Beam	Length (m)	deflection (mm)	Total defl. (mm)	L/250	$\delta_{tot} < L/250$
HEA260 A-B	6	4,65	14,20	24	OK
HEA260 B-C	6	2,75	8,95	24	OK
HEA260 C-D	6	3,60	12,70	24	OK

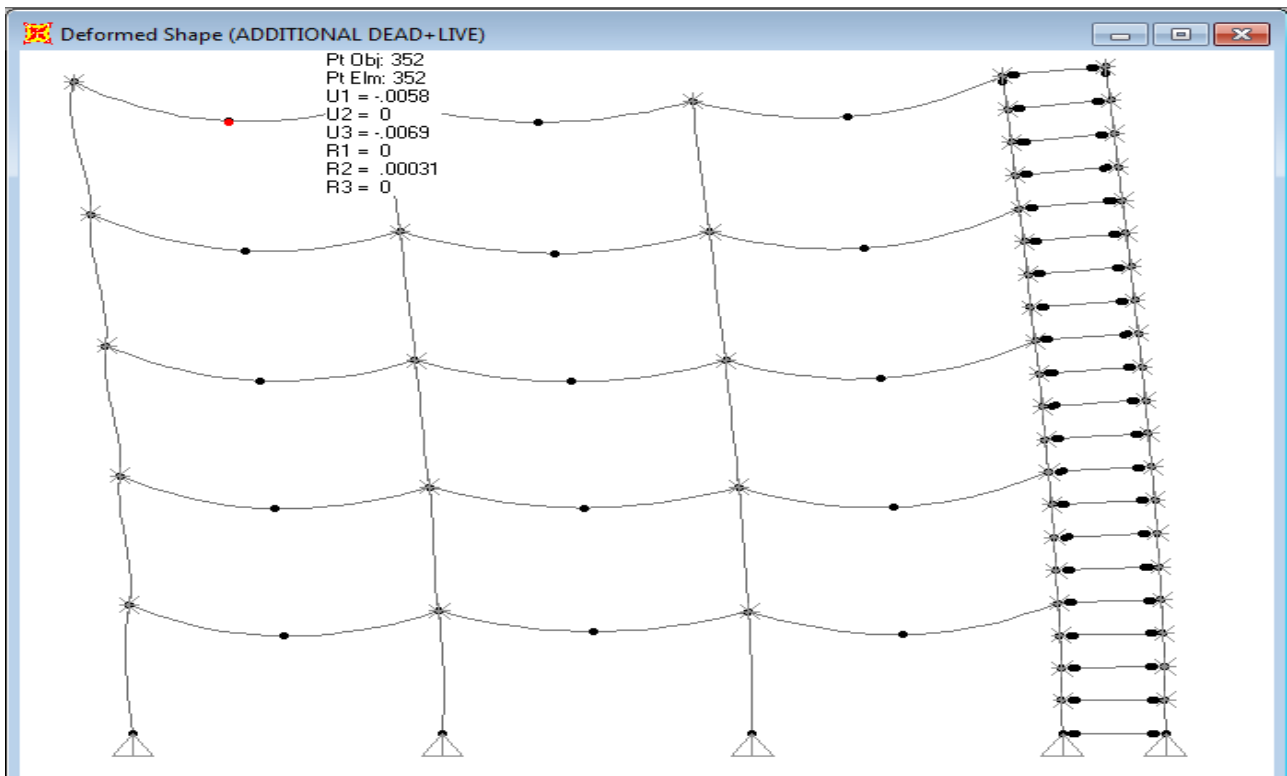
Πίνακας 4.4 Βέλη του πλαισίου κατά τη λειτουργία σύμμικτης δοκού(φάση B χωρίς υποστήριξη)

Composite beam deflections (1,00*G+1,00*Q)				
Beam	Length (m)	deflection (mm)	L/250	$\delta_{tot} < L/250$
HEA260 A-B	6	7,35	24	OK
HEA260 B-C	6	5,25	24	OK
HEA260 C-D	6	7,05	24	OK

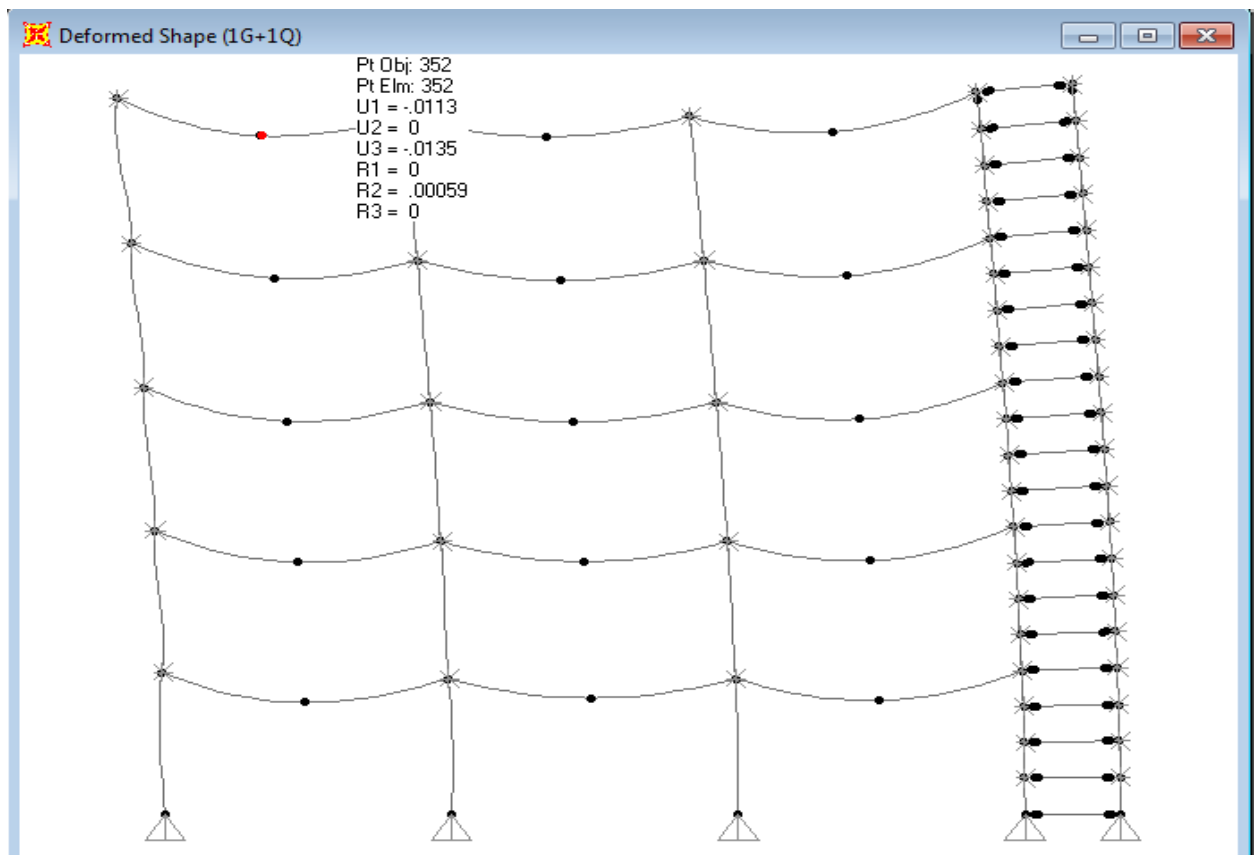
Πίνακας 4.5 ενδεικτικός των βελών του πλαισίου κατά τη λειτουργία σύμμικτης δοκού(ενιαία φάση κατασκευής με υποστήριξη)



Σχήμα 4.13 Δυσμενέστερα βέλη του 1ου σταδίου κατασκευής(μεταλλική διατομή HEA 260-ίδιο βάρος και νωπό σκυρόδεμα) χωρίς υποστήριξη για το πλαίσιο



Σχήμα 4.14 Δυσμενέστερα βέλη του 2ου σταδίου κατασκευής(σύμμικτη διατομή-επικάλυψη και κινητά) χωρίς υποστήριξη για το πλαίσιο



Σχήμα 4.15 Μέγιστο βέλος δοκού HEA260 για ενιαία φάση με υποστήριξη

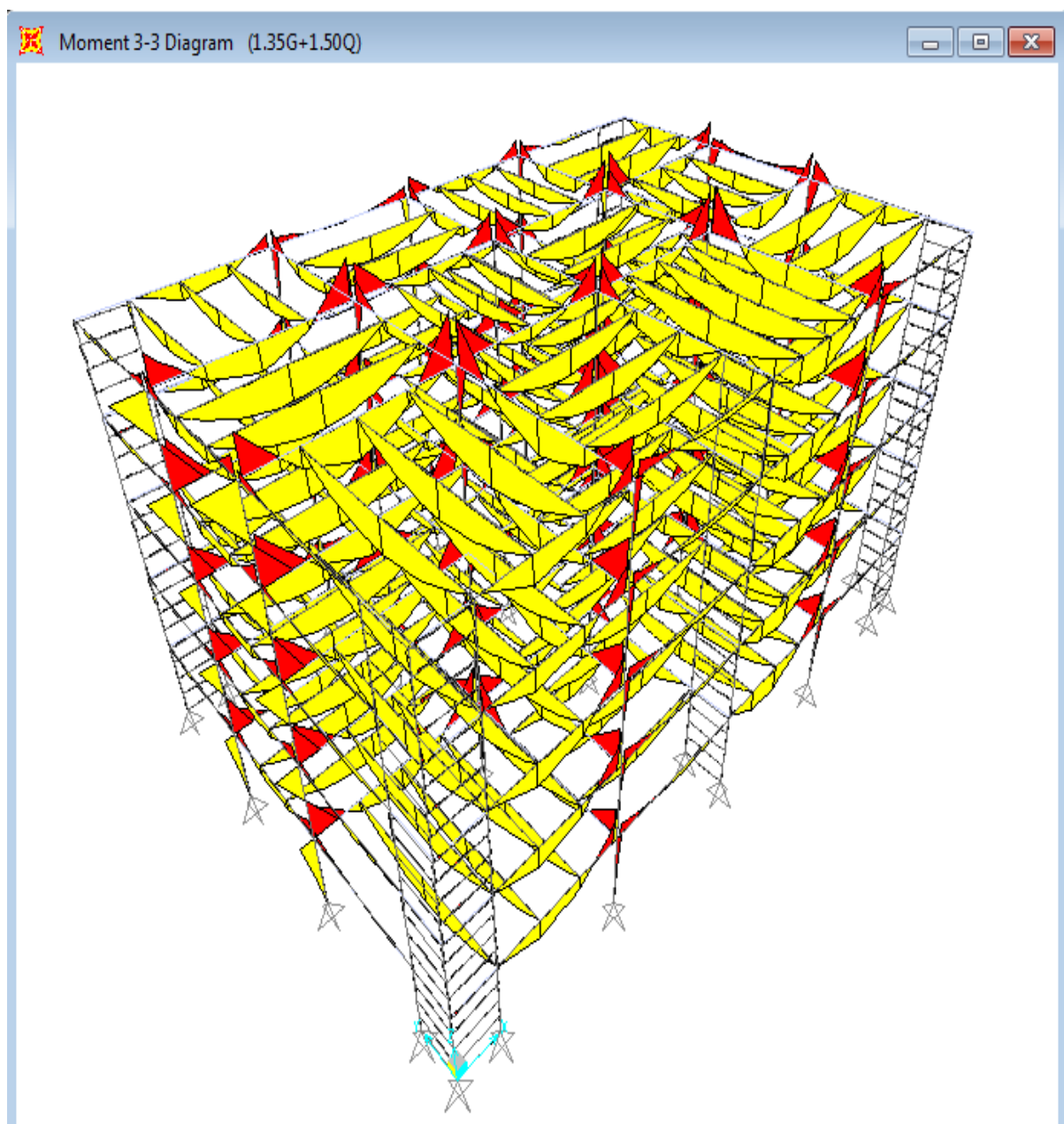
4.4 ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕΛΩΝ ΤΩΝ ΦΟΡΕΩΝ ΓΙΑ ΤΟ ΒΑΣΙΚΟ ΣΤΑΤΙΚΟ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αφορούν την ασφάλεια του δομήματος και των περιεχομένων του, καθώς και την ασφάλεια των ατόμων που το χρησιμοποιούν. Στην παρούσα παράγραφο γίνεται η ανάλυση του πλαισίου για το βασικό στατικό συνδυασμό. Δεν εκτελείται διαστασιολόγηση και βελτιστοποίηση των διατομών, αλλά μόνο ο έλεγχος αντοχής των διατομών και των μελών καθώς και ο υπολογισμός του ποσοστού εκμετάλλευσης αυτών. Δεδομένης της παραδοχής της μη ύπαρξης άλλων κινητών φορτίων πέραν του ωφέλιμου (δηλαδή ανεμοπίεσης και φορτίου χιονιού), ο μόνος συνδυασμός στον οποίο πρέπει να γίνει έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας με βάση τον Ευρωκώδικα είναι ο $1,35G + 1,50Q$.

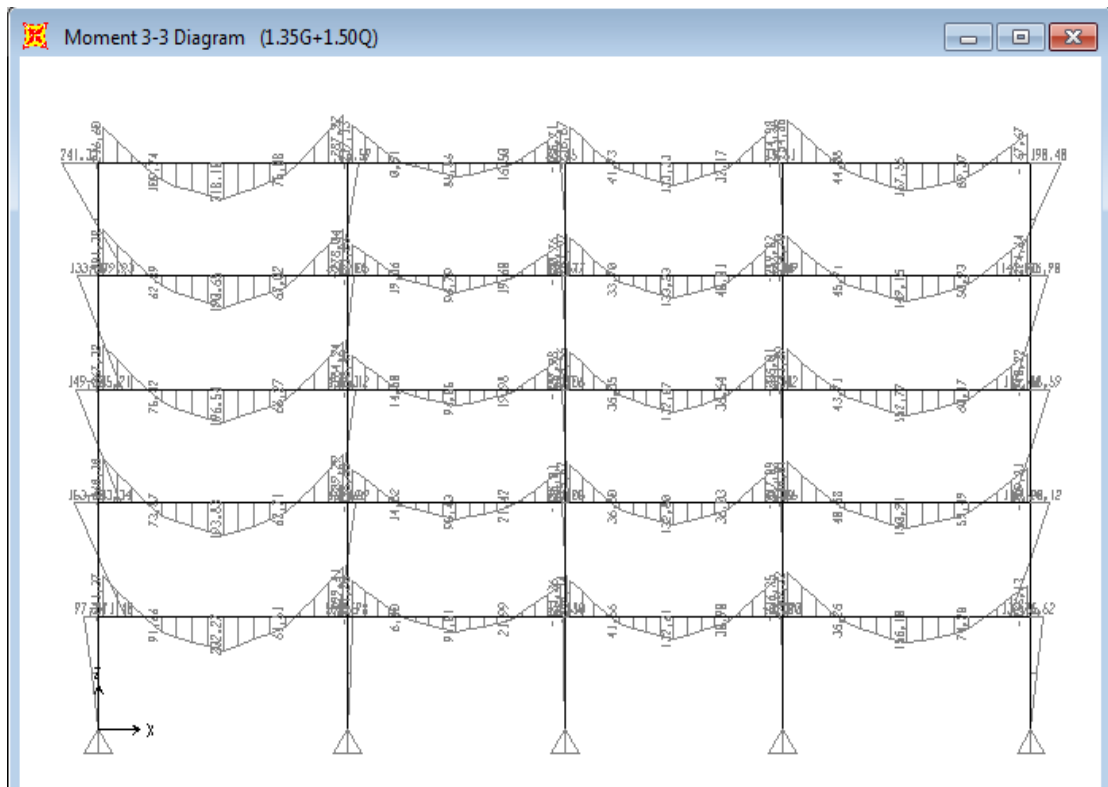
4.5 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ ΤΟΥ ΒΑΣΙΚΟΥ ΣΤΑΤΙΚΟΥ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥ

4.5.1. ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΚΤΗΡΙΟΥ

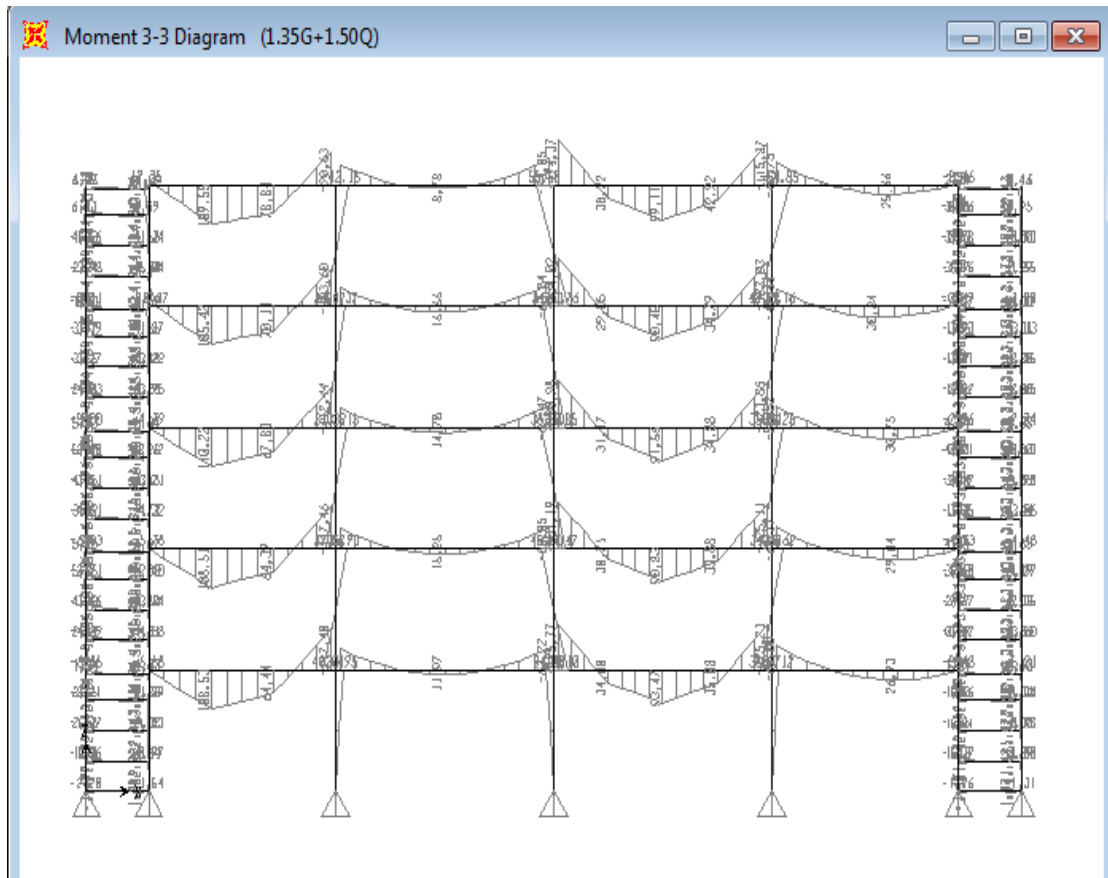
Παρακάτω παραθέτουμε τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών για το βασικό στατικό συνδυασμό $1,35G + 1,50Q$ στο κτήριο όπως αυτά προκύπτουν από το πρόγραμμα στατικής ανάλυσης.



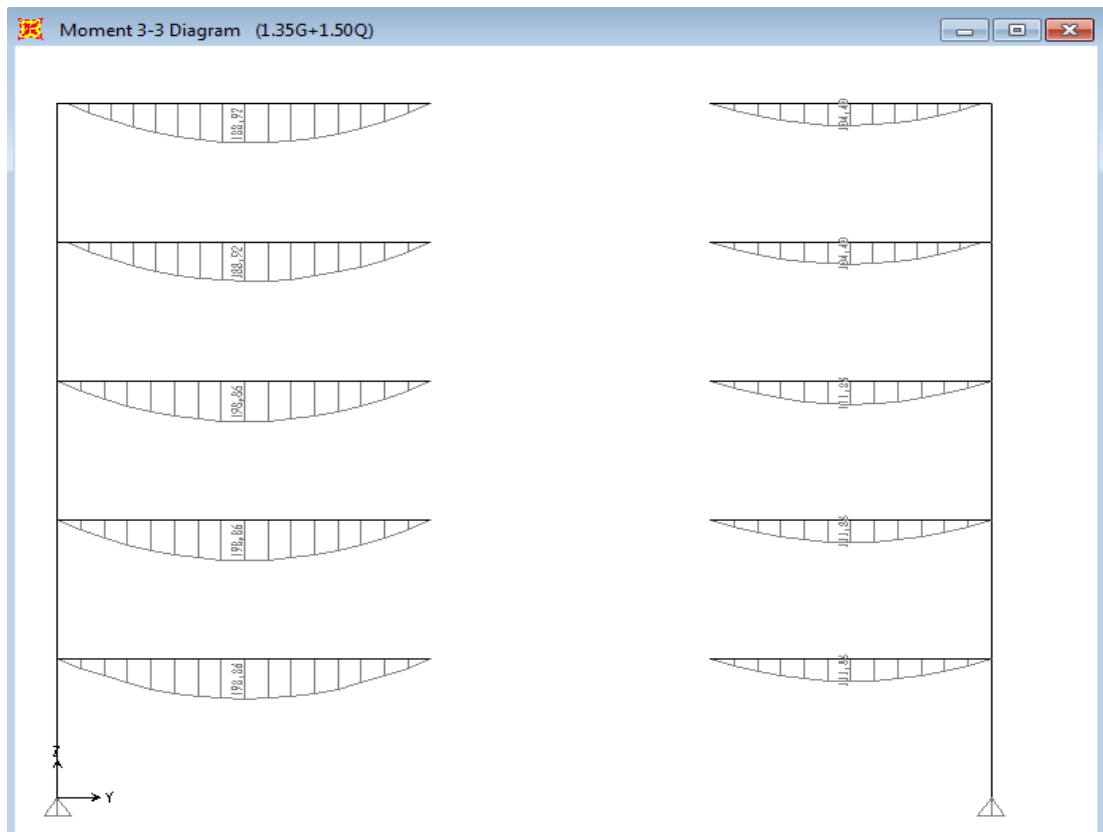
Σχήμα 4.16 Τρισδιάστατο διάγραμμα ροπών κάμψης (περί τον ισχυρό άξονα)



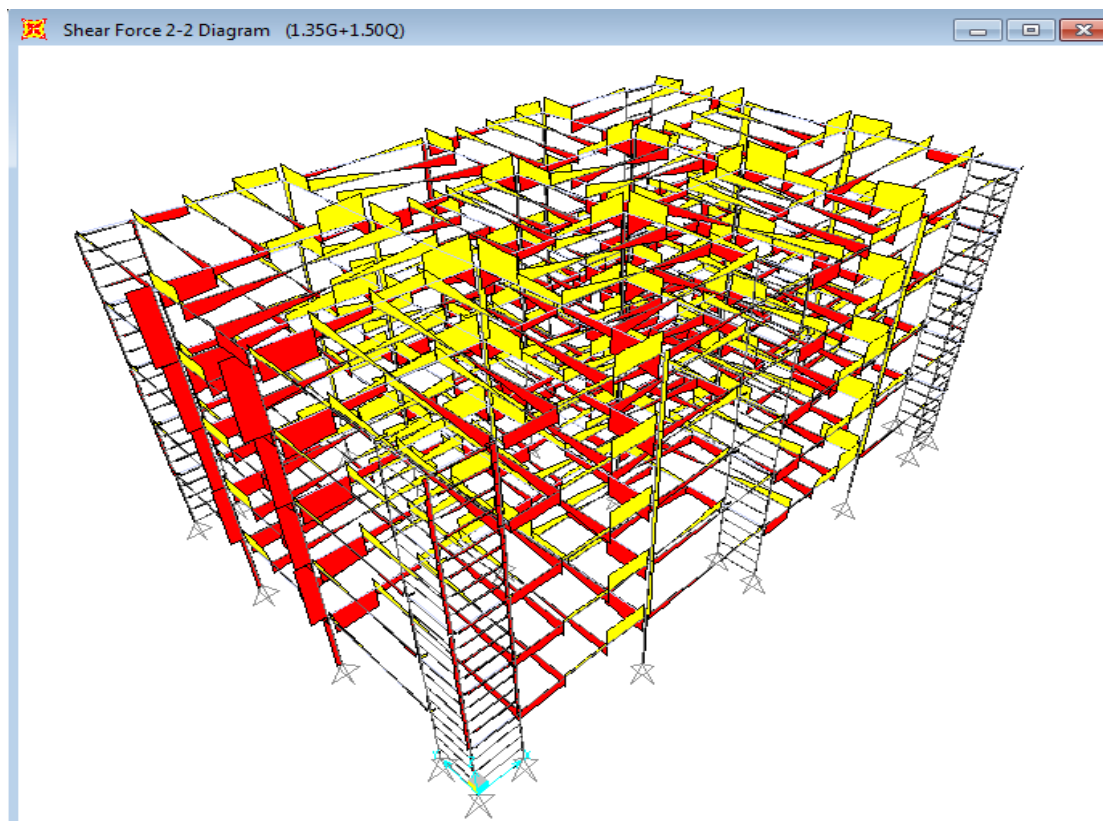
Σχήμα 4.17 Διάγραμμα ροπών κάμψης στην τομή 3(κατά χ)



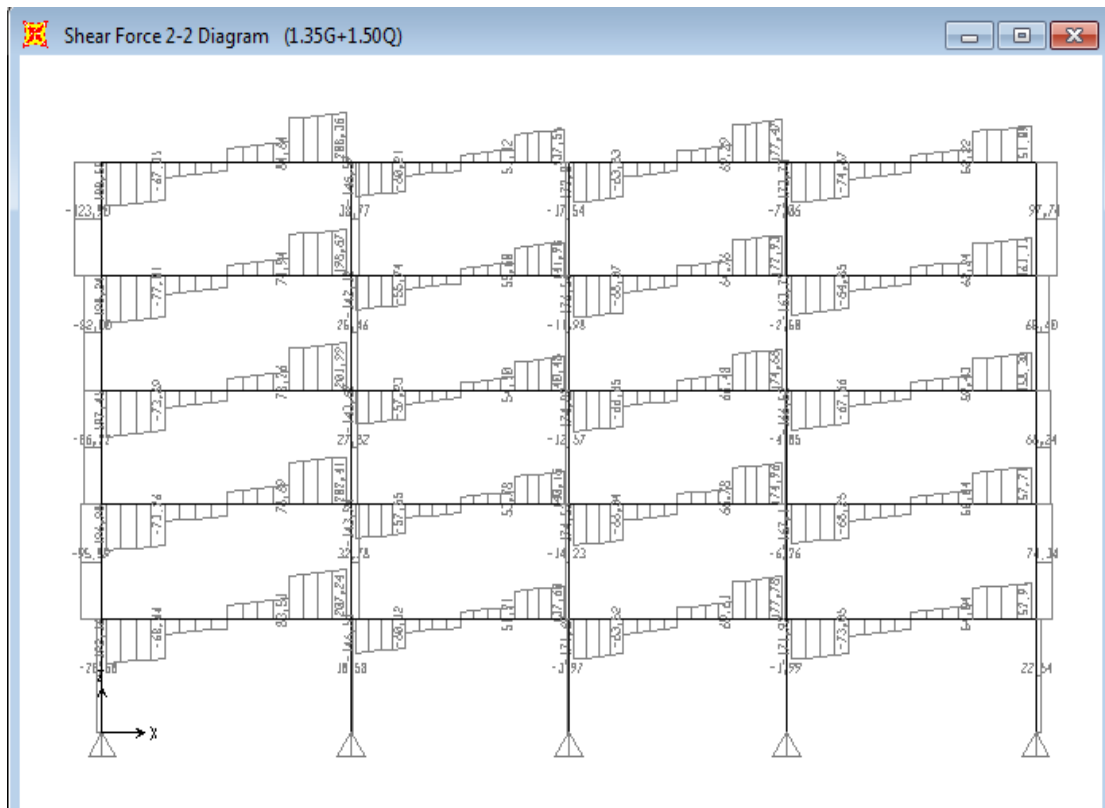
Σχήμα 4.18 Διάγραμμα ροπών κάμψης στην όψη 1(κατά χ)



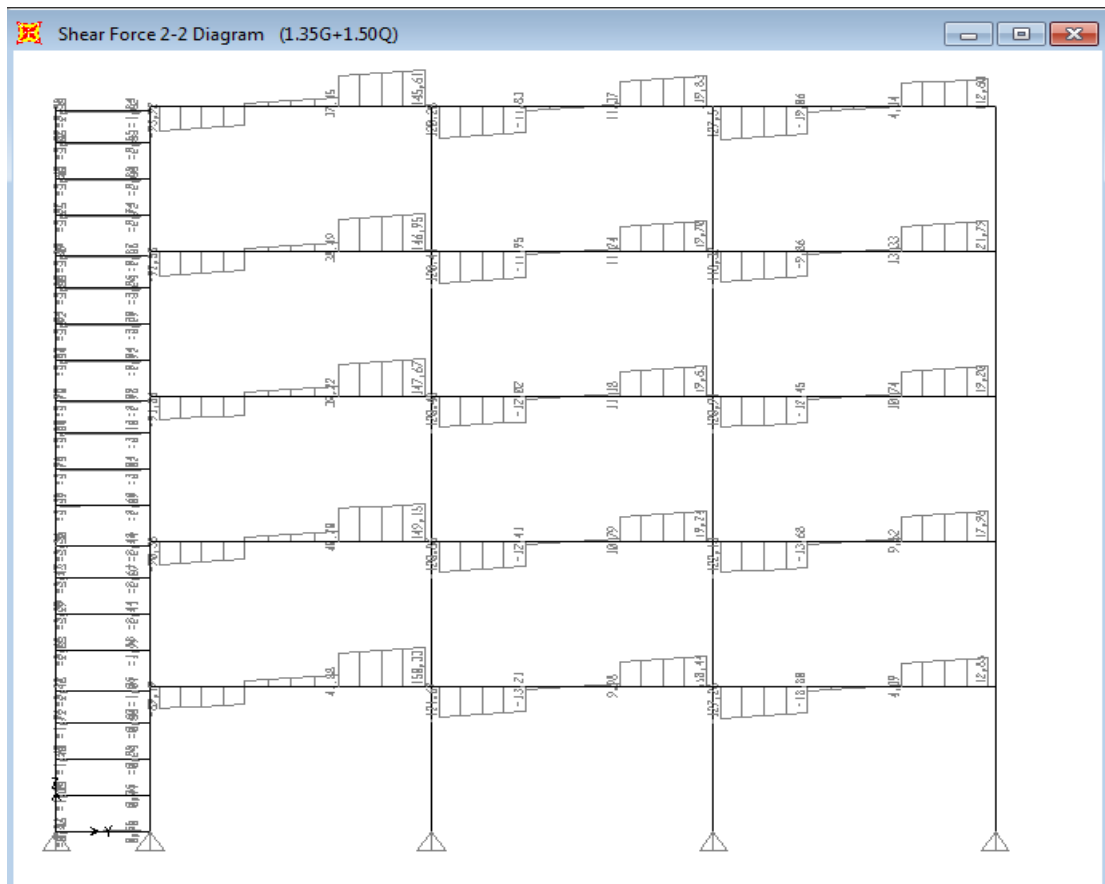
Σχήμα 4.19 Διάγραμμα ροπών κάμψης στην τομή Β(κατά γ)(αμφιέριστες compHEA140)



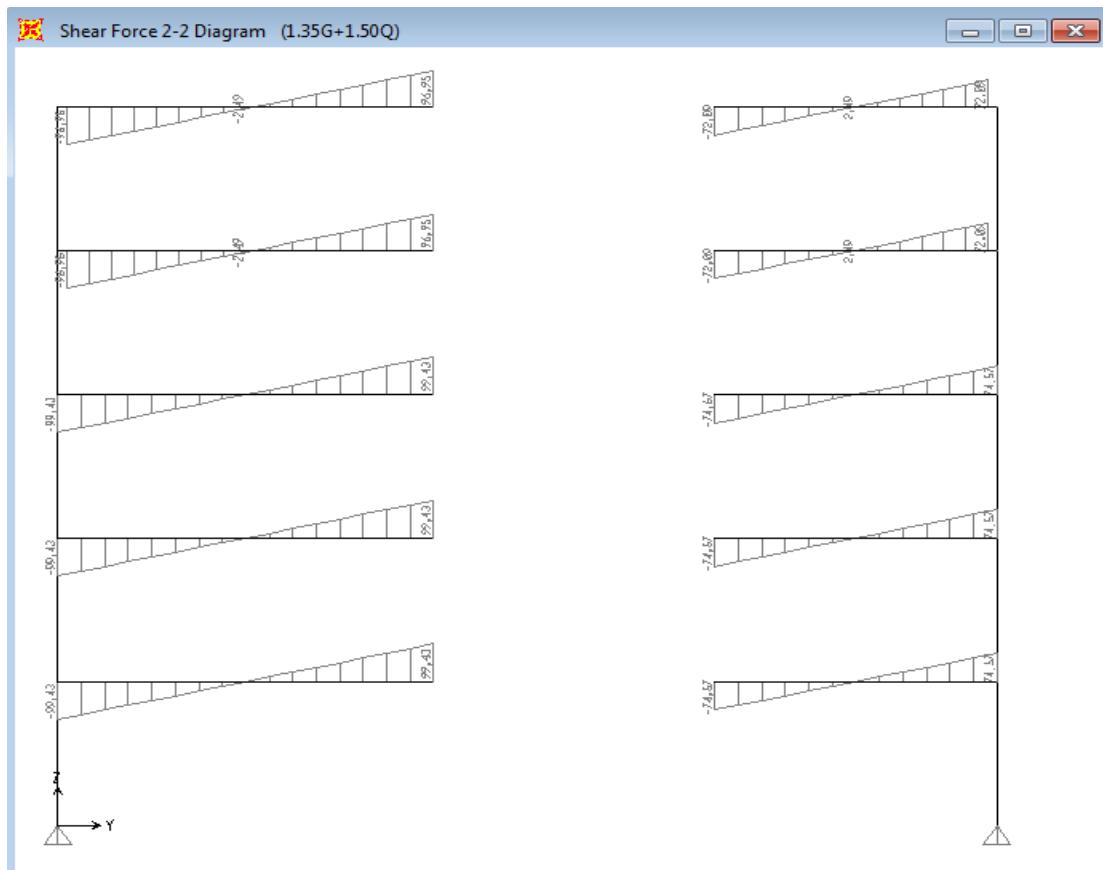
Σχήμα 4.20 Τρισδιάστατο διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων (κατά τον ισχυρό άξονα)



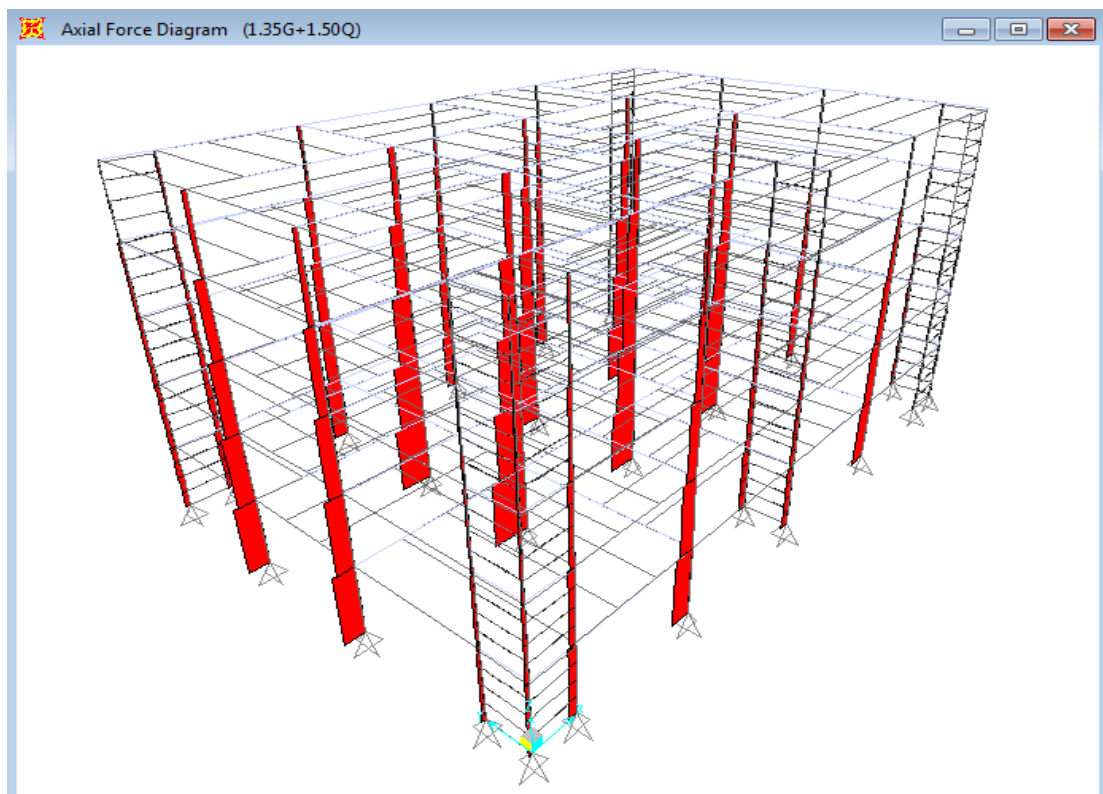
Σχήμα 4.21 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων στην τομή 3(κατά x)



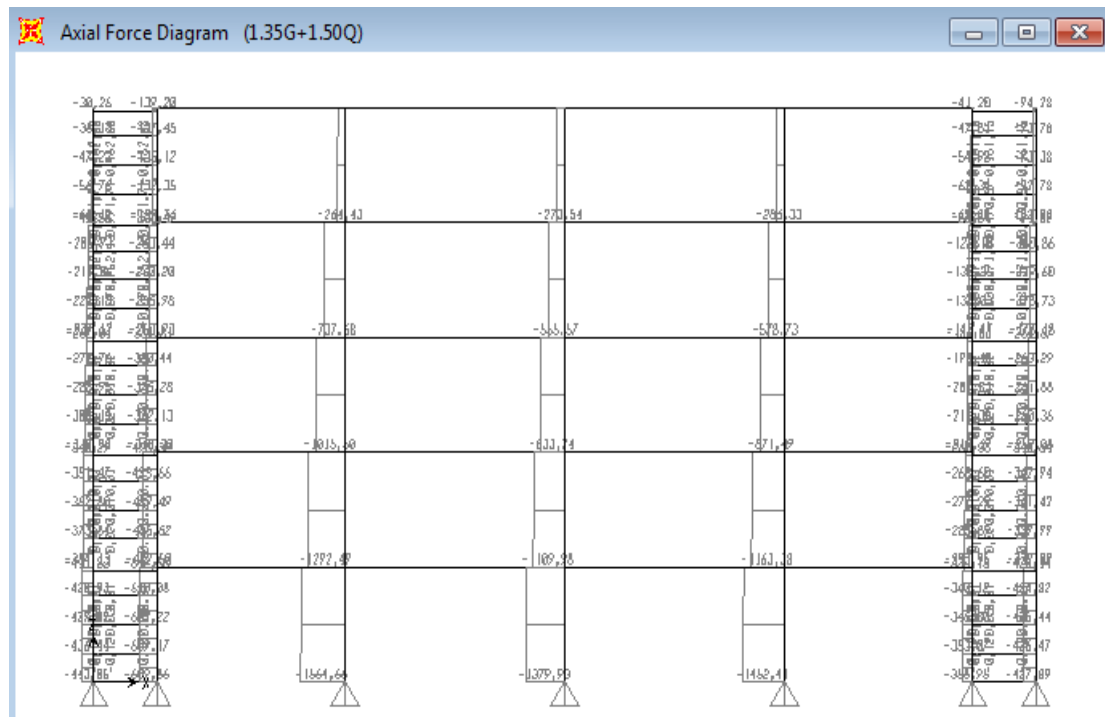
Σχήμα 4.22 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων στην τομή D(κατά y)



Σχήμα 4.23 Διάγραμμα τενουσών δυνάμεων στην τομή Β(κατά y)(αμφίεριστες compHEA140)



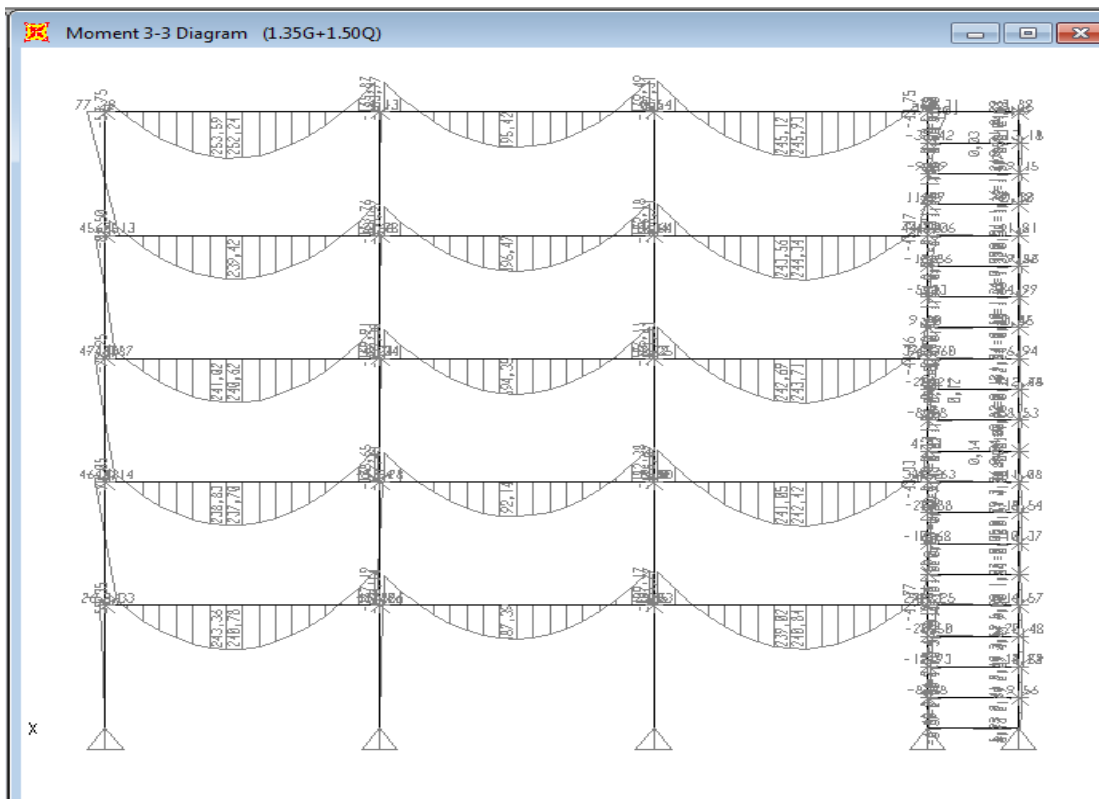
Σχήμα 4.24 Τρισδιάστατο διάγραμμα αξονικών δυνάμεων



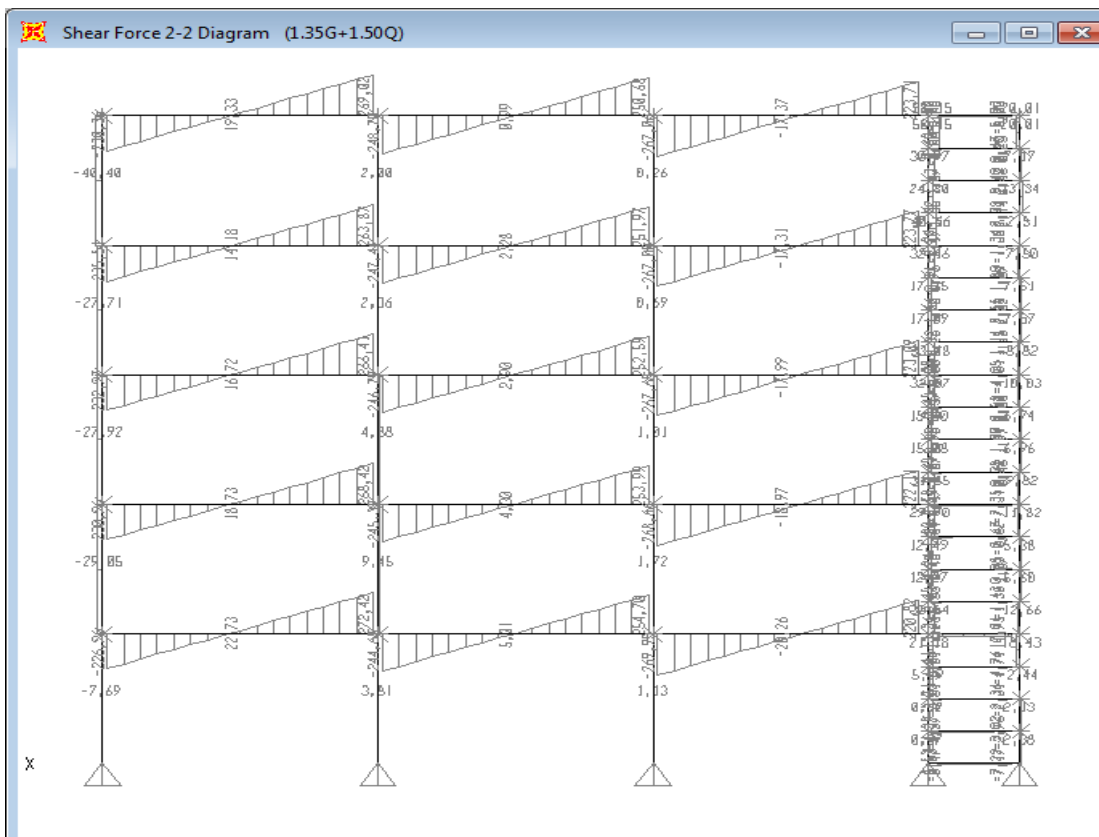
Σχήμα 4.25 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων στην όψη 5(κατά x)

4.5.2 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΠΛΑΙΣΙΩΝ

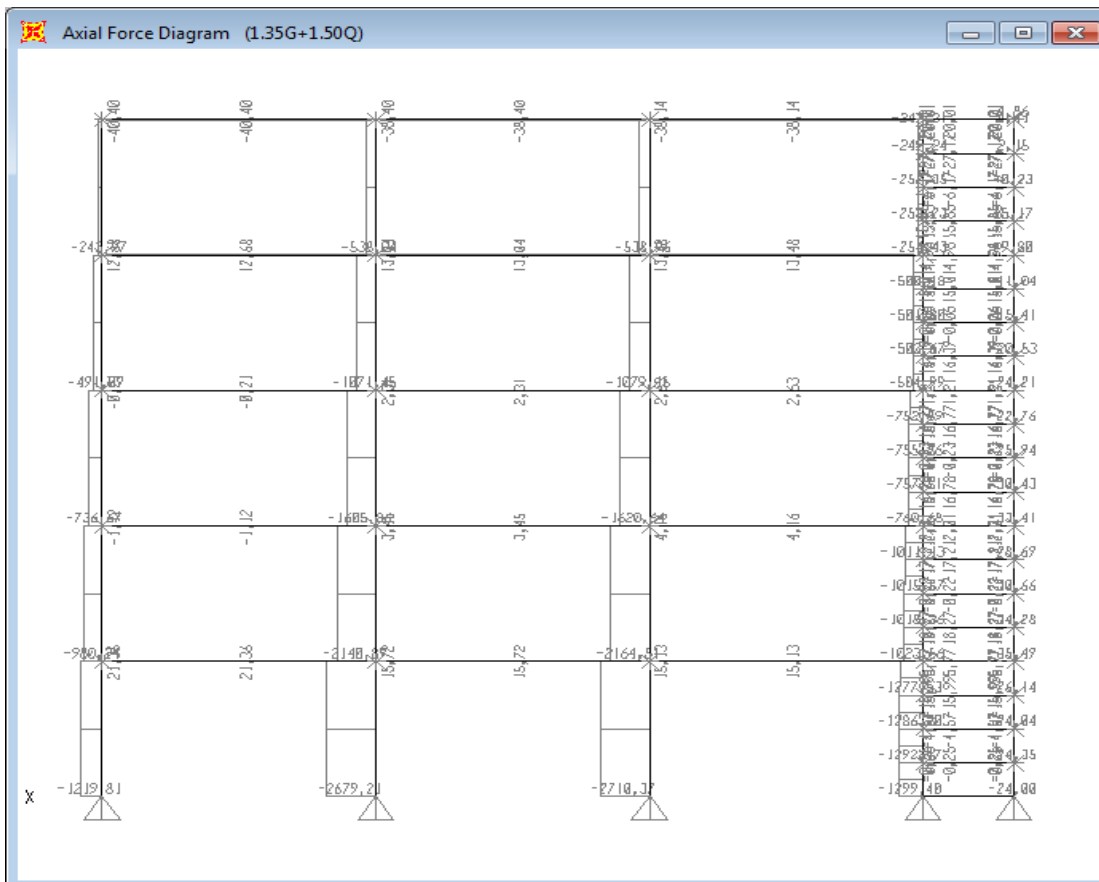
Όσον αφορά τα πλαίσια έχουμε μορφή που ταυτίζεται με την πλαισιακή μορφή του κτηρίου κατά την y διεύθυνση άρα περιμένουμε παρόμοια διαγράμματα και εντατικά μεγέθη. Και στις 9 περιπτώσεις πλαισίων τα διαγράμματα είναι σχεδόν πανομοιότυπα αφού τα μόνιμα φορτία παραλαμβάνονται από τις κύριες δοκούς και τα υποστυλώματα που δεν ανήκουν στο σύστημα fuseis. Η διατομή τους είναι ίδια και στις 9 περιπτώσεις (comp HEA260 για δοκούς και SHS 200X200X15 για τα υποστυλώματα) αφού οι αρχικές υποθέσεις για τα μόνιμα και κινητά φορτία ταυτίζονται σε όλα τα πλαίσια και επειδή κατά βάση δεν αναλαμβάνουν σεισμό. Γι αυτό το λόγο θα παραθέσουμε παρακάτω εικόνες των 3 εντατικών μεγεθών για μία και μόνο περίπτωση πλαισίου και συγκεκριμένα για αυτό με κοίλες κυκλικές διατομές δοκών fuseis CHS.



Σχήμα 4.26 Διάγραμμα ροπών κάμψης όψης πλαισίου



Σχήμα 4.27 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων όψης πλαισίου

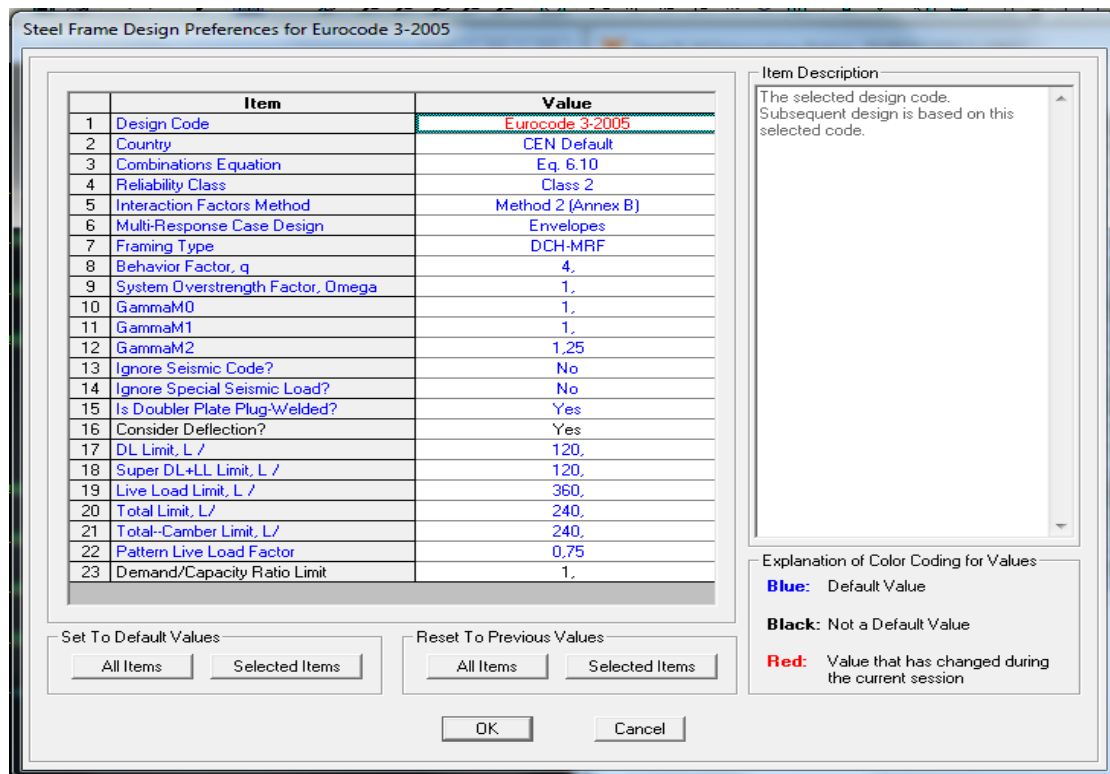


Σχήμα 4.28 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων όψης πλαισίου

4.6 ΕΛΕΓΧΟΣ ΦΟΡΕΩΝ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

4.6.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΤΗΡΙΟΥ

Με βάση όσα αναλύθηκαν παραπάνω επιλέγουμε στο SAP2000 να κάνει τους αντίστοιχους ελέγχους του Ευρωκώδικα 3 - 2005 με τα εξής χαρακτηριστικά:



Σχήμα 4.29 Μεταβλητές ελέγχου με βάση τον Ευρωκώδικα 3 στο SAP2000

Όπως έχουμε προαναφέρει, το βασικό στατικό συνδυασμό τον αναλαμβάνει το σύστημα των σύμμικτων κύριων (comp HEA260) και δευτερευουσών δοκών (comp HEA140) του κτηρίου. Τα fuseis αναλαμβάνουν μόνο τα σεισμικά φορτία, οπότε ο έλεγχος επάρκειας θα γίνει με βάση τον Ευρωκώδικα 4 για σύμμικτα στοιχεία. Ο υπολογισμός των αντοχών των 2 σύμμικτων δοκών υπολογίστηκε με τη βοήθεια του προγράμματος SOFISTIK. Εμείς παρά όλα αυτά παραθέτουμε και τον αναλυτικό υπολογισμό της ροπής αντοχής της σύμμικτης HEA260 και της HEA140.

4.6.2 ΑΝΑΛΥΤΙΚΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΝΤΟΧΩΝ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΔΟΚΩΝ

ΚΤΗΡΙΟΥ

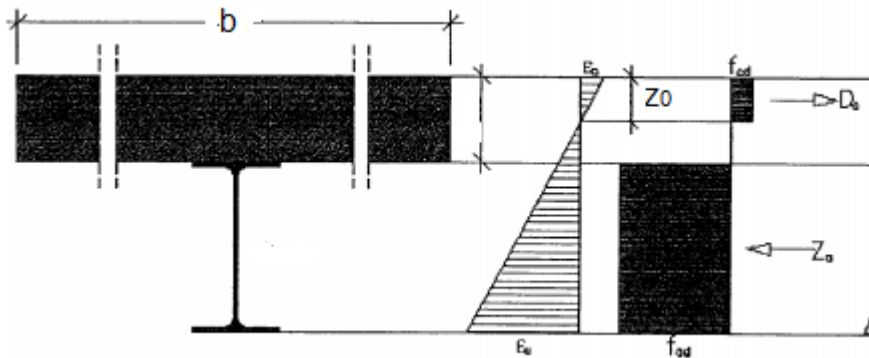
Υπολογισμός ροπής αντοχής κύριας δοκού compHEA260:

Έλεγχος για θετικές ροπές:

Είδαμε παραπάνω ότι η διατομή HEA260 είναι κατηγορίας 3. Όμως, όπως θα δούμε εδώ, στη σύμμικτη διατομή που μας αφορά και για θετικές ροπές, **ολόκληρη η μεταλλική διατομή βρίσκεται υπό εφελκυσμό. Έτσι δρα σαν διατομή κατηγορίας 1 και μπορούμε να υπολογίσουμε την πλαστική ροπή αντοχής της σύμμικτης διατομής.** Για τον υπολογισμό της πλαστικής ροπής αντοχής της σύμμικτης διατομής θεωρούμε πως ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του πέλματος του σκυροδέματος ($z_0 \leq 15\text{cm}$). Τότε η θλιπτική δύναμη είναι $D = bz_0f_{cd}$ και η εφελκυστική είναι $Z = A_a f_{ad}$,

Όπου:

- b είναι το ενεργό πλάτος της πλάκας του σκυροδέματος,
- z_0 είναι η θέση του ουδέτερου άξονα με αρχή την άνω ίνα του σκυροδέματος,
- f_{cd} είναι η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη του σκυροδέματος,
- A_a είναι το εμβαδόν διατομής της HEA260
- f_{ad} είναι η αντοχή σχεδιασμού (όριο διαρροής) του δομικού χάλυβα.



Σχήμα 4.30 Κατανομή δυνάμεων στη σύμμικτη διατομή για θετικές ροπές

Όμως για να ληφθεί υπόψη, έστω και προσεγγιστικά, η συμβολή του σπλισμού του σκυροδέματος που βρίσκεται υπό θλίψη, στο πλάτος της πλάκας b θα εφαρμοστεί ο

μεγεθυντικός συντελεστής $\left(1 + \rho \left(\frac{f_{sd}}{f_{cd}} - 1\right)\right)$, όπου:

- ρ είναι το ποσοστό του σπλισμού

- f_{sd} είναι το όριο διαρροής σχεδιασμού του χάλυβα οπλισμού.

Έτσι το ποσοστό του οπλισμού είναι $\rho = \frac{18\pi 0,8^2 / 4}{150 * 15} = 4,02 * 10^{-3}$ και τελικά ο
 μεγεθυντικός συντελεστής προκύπτει

$$1 + \rho \left(\frac{f_{sd}}{f_{cd}} - 1 \right) = 1 + 4,02 * 10^{-3} \left(\frac{500 / 1,15}{0,85 * 25 / 1,5} - 1 \right) = 1,119.$$

Έτσι, το ενεργό πλάτος της πλάκας του σκυροδέματος γίνεται $b = 1,119 * 150 = 167,85 \text{ cm}$. Για τον υπολογισμό της θέσης του ουδέτερου άξονα πρέπει να ισχύει η συνθήκη $D = Z$, οπότε η θέση αυτή είναι

$$z_0 = \frac{A_a f_{ad}}{b f_{cd}} = \frac{86,82 * 355}{167,85 * 0,85 * 25 / 1,5} = 12,96 \text{ cm}$$

που φυσικά είναι μικρότερη από τα 15cm που είναι το πάχος της πλάκας του σκυροδέματος, οπότε η αρχική υπόθεση πως ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του πέλματος του σκυροδέματος είναι ορθή. Τελικά η πλαστική ροπή αντοχής της σύμμικτης διατομής είναι

$$M_{pl,Rd} = A_a f_{ad} \left(z_a - \frac{z_0}{2} \right) = 86,82 * 35,5 \left(0,275 - \frac{0,1296}{2} \right) = 647,86 \text{ KNm},$$

όπου z_a είναι η απόσταση του κέντρου βάρους της σιδηροδοκού από την άνω ίνα του σκυροδέματος.

Από την ανάλυση του προγράμματος προκύπτει πως η μέγιστη θετική ροπή που ασκείται στις δοκούς του πενταόροφου κτηρίου είναι $M_{Ed,max} = 303 \text{ KNm}$, οπότε

$M_{Ed,max} / M_{pl,Rd} = 303 / 647,86 = 0,47 < 1$, δηλαδή ο έλεγχος ικανοποιείται

Beam resistance ratio (comb 1,35*G+1,50*Q)

	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm) SOFISTIK	M_{Ed} / M_{Rd}	$M_{Ed} < M_{Rd}$
HEA260 A-B	303	647,86	0,47	OK
HEA 140	198,9	223,16	0,89	OK

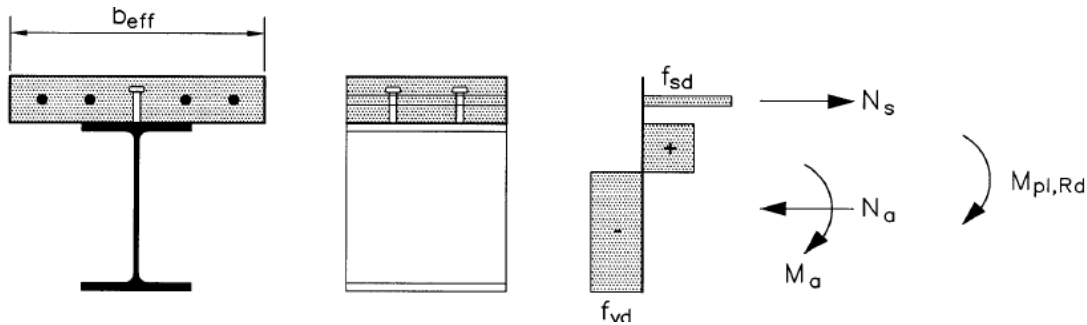
Πίνακας 4.6 Έλεγχος θετικών ροπών κάμψης

Έλεγχος για αρνητικές ροπές:

Εδώ θα υπολογίσουμε καταχρηστικά την πλαστική ροπή αντοχής της σύμμικτης διατομής σαν να ήταν κατηγορίας 1 η διατομή HEA260.

Ο οπλισμός της πλάκας του σκυροδέματος τοποθετείται σε δύο στρώσεις με $A_{s1} = A_{s2} = 9\pi 0,8^2 / 4 = 4,52\text{cm}^2$, $z_{s1} = 2,4\text{cm}$ και $z_{s2} = 12,6\text{cm}$, αφού η επικάλυψη του σκυροδέματος θεωρήθηκε 2cm. $D = 86,82 \cdot 35,5 = 3082,11\text{KN}$, $Z_{s1} = Z_{s2} = 4,52 \cdot 50 / 1,15 = 196,52\text{KN}$ και $Z_f = 2 \cdot 35,5 \cdot 26 \cdot 1,25 = 2307,5\text{KN}$. Έτσι έχουμε $z_0 = 15 + 1,25 + \frac{3082,11 - 2 \cdot 196,52 - 2307,5}{2 \cdot 35,5 \cdot 0,75} = 23,42\text{cm}$, δηλαδή ο ουδέτερος άξονας

βρίσκεται εντός του κορμού της σιδηροδοκού.



Σχήμα 4.31 Κατανομή δυνάμεων στη σύμμικτη διατομή για αρνητικές ροπές

Οπότε είναι, $Z_w = 2 \cdot 35,5 \cdot 0,75 (23,42 - 15 - 1,25) = 381,80\text{KN}$ και τελικά η ροπή αντοχής της σύμμικτης διατομής στις αρνητικές ροπές είναι:

$$M_{Rd} = 3082,11 \cdot 0,275 - 196,52(0,024 + 0,0126) - 2307,5 \cdot (0,15 + 0,0125 / 2) - 381,80 \left(\frac{0,2342 + 0,15 + 0,0125}{2} \right) = 381,83\text{KNm}$$

. Από την ανάλυση του προγράμματος προκύπτει πως η μέγιστη αρνητική ροπή που ασκείται στις δοκούς είναι $M_{Ed,max} = 330,64\text{KNm}$, οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται, αφού $M_{Ed,max} / M_{Rd} = 330,64 / 381,83 = 0,86$. Δίνεται ο παρακάτω πίνακας με τους συγκεντρωτικούς ελέγχους στα 4 ανοίγματα της οροφής κατά την διεύθυνση x

M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	M_{Ed} / M_{Rd}	$M_{Ed} < M_{Rd}$
330,64	381,83	0,86	OK
240,27	381,83	0,63	OK
242,62	381,83	0,63	OK
239,3	381,83	0,62	OK

Πίνακας 4.7 Έλεγχος αρνητικών ροπών κάμψης στα 4 ανοίγματα της οροφής

Τα δυσμενέστερα αποτελέσματα σε έλεγχο N_{ed} , $V_{Ed,z}$, $M_{Ed,y}$ των υποστυλωμάτων προκύπτουν με τους εξής συντελεστές εκμετάλλευσης

SAP steel frame design	N_{ed} , $V_{Ed,z}$, $M_{Ed,y}$
SHS300X300X20 Columns	0,840
RHS400X400X20 Fuseis Columns	0,109

Πίνακας 4.8 Ποσοστά εκμετάλλευσης των υποστυλωμάτων του κτηρίου και των fuseis για τον βασικό στατικό συνδυασμό

Παρατηρούμε ότι τα υποστυλώματα των fuseis έχουν πολύ μικρό ποσοστό εκμετάλλευσης(10,9%) γιατί αναλαμβάνουν κυρίως τα σεισμικά φορτία και όχι αυτά του βασικού στατικού συνδυασμού. Αντιθέτως τα υποστυλώματα του κτηρίου έχουν αρκετά μεγάλο συντελεστή εκμετάλλευσης(84%). **Όλες οι διατομές επαρκούν**

Υπολογισμός ροπής αντοχής αμφιέριστης δοκού comHEA140:

Για τις δοκούς comHEA140 γνωρίζουμε πως είναι αμφιέριστες, οπότε αναπτύσσουν μόνο θετικές ροπές. Για τον υπολογισμό της πλαστικής ροπής αντοχής ακολουθούμε διαδικασία όμοια με αυτήν που είχαμε ακολουθήσει στο πλαίσιο για τη δοκό comHEA260, αμελώντας όμως τώρα τη συμβολή του σπλισμού της πλάκας ,κάνοντας δηλαδή μια συντηρητική εκτίμηση της αντοχής,χάριν ευκολίας των υπολογισμών. Έτσι, θεωρώντας πως ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του πέλματος του σκυροδέματος και θεωρώντας πως το ενεργό πλάτος του σκυροδέματος είναι $b_{eff} = 1,75m$ (και όχι $b_{eff} =$

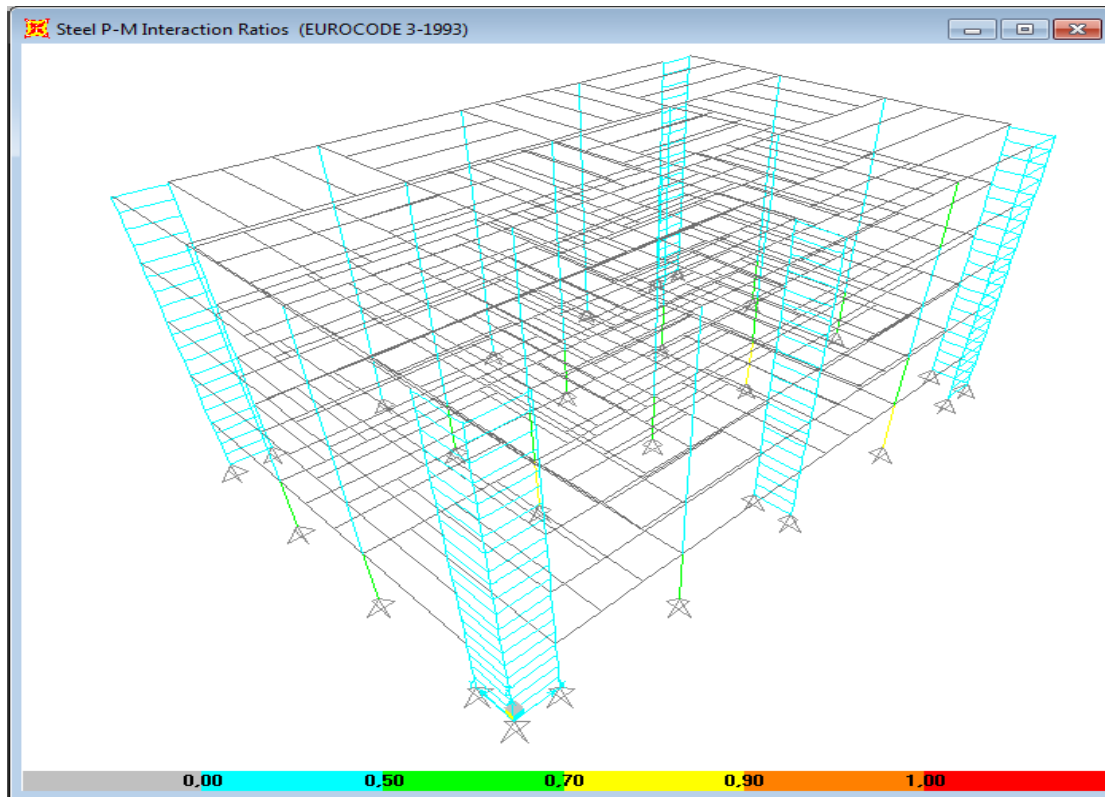
$2,00m$) έχουμε: $z_0 = \frac{A_a f_{ad}}{b_{eff} f_{cd}} = \frac{31,42 * 355}{175 * 0,85 * 25 / 1,5} = 4,50cm$ που είναι μικρότερο από τα 15cm

με τα οποία ισούται το πάχος της πλάκας του σκυροδέματος, οπότε η αρχική υπόθεση πως ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του πέλματος του σκυροδέματος είναι ορθή. Τελικά η πλαστική ροπή αντοχής της σύμμικτης διατομής είναι

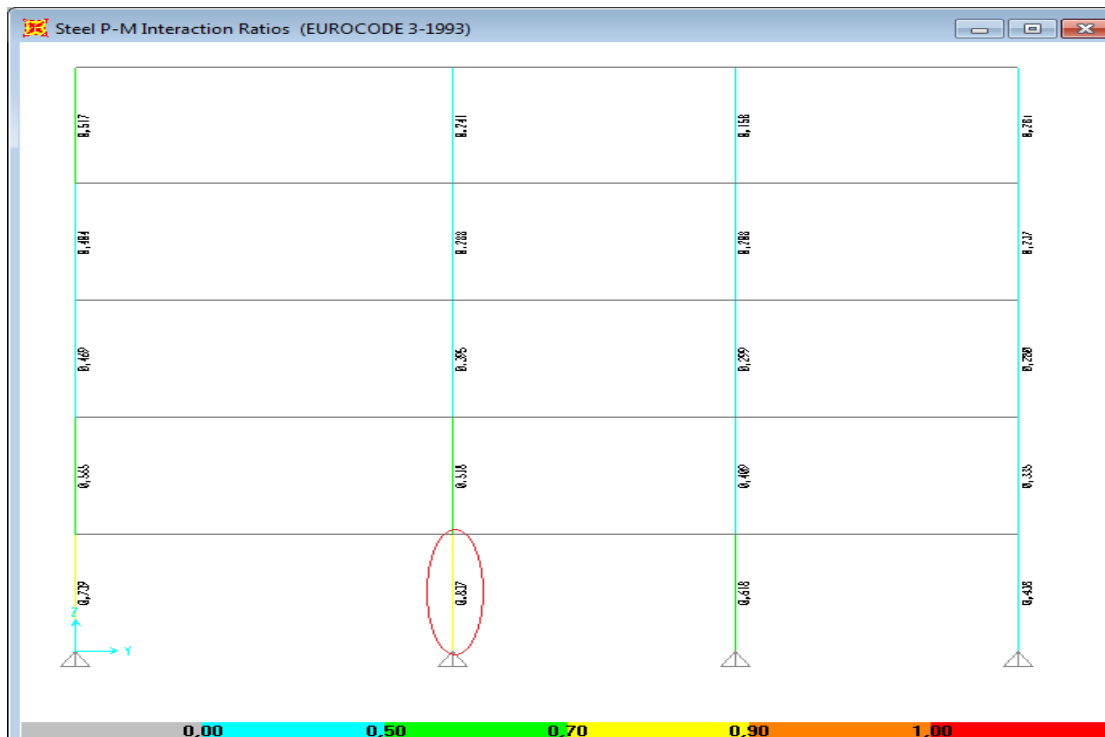
$$M_{pl,Rd} = A_a f_{ad} \left(z_a - \frac{z_0}{2} \right) = 31,42 * 35,5 \left(0,2165 - \frac{0,045}{2} \right) = 216,39KNm .$$

Από την ανάλυση προκύπτει πως η μέγιστη θετική ροπή είναι $M_{Ed,max} = 198,9KNm$, οπότε $M_{Ed,max}/M_{pl,Rd} = 198,9/216,39 = 0,92 < 1$ και έτσι ο έλεγχος ικανοποιείται. Παρατηρούμε ότι η τιμή που προκύπτει είναι αρκετά κοντά σε αυτή του SOFISTIK(223,14) αλλά μικρότερη αφού αγνοήσαμε τον σπλισμό .

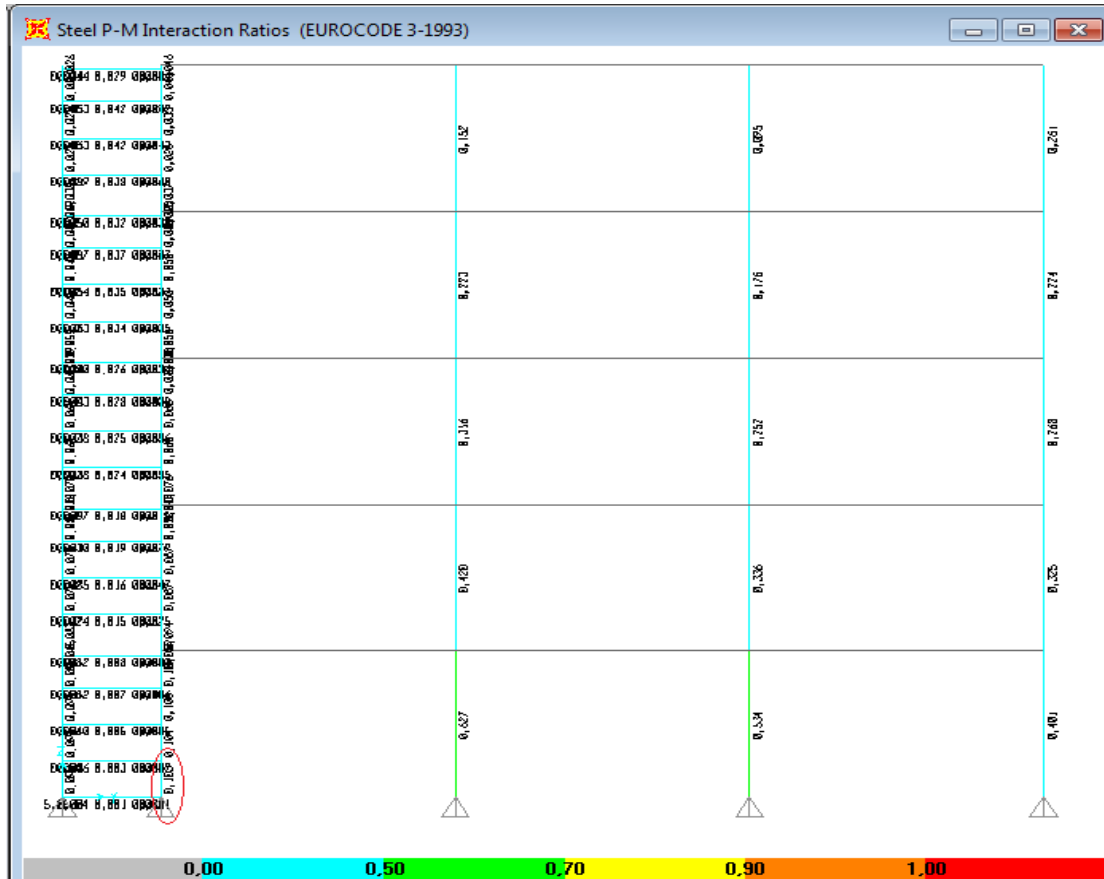
4.6.3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ-ΠΟΣΟΣΤΑ ΕΚΜΕΤΑΛΛΕΥΣΗΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΚΤΗΡΙΟΥ ΓΙΑ ΤΟ ΒΑΣΙΚΟ ΣΤΑΤΙΚΟ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ



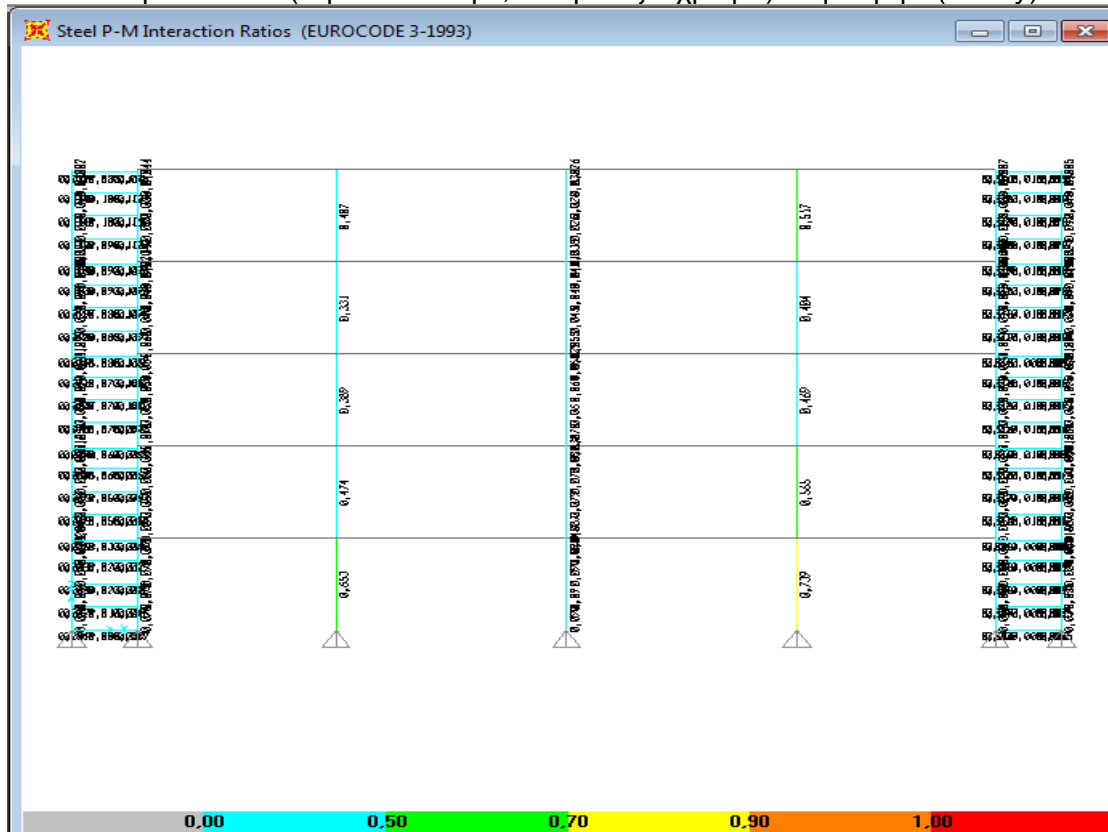
Σχήμα 4.32 Τρισδιάστατο διάγραμμα με τα ποσοστά εκμετάλλευσης των διατομών



Σχήμα 4.33 Ποσοστά εκμετάλλευσης διατομών με επισήμανση του δυσμενέστερου υποστυλώματος(εκμετάλλευση 0,840-κίτρινο χρώμα) στη τομή Ε



Σχήμα 4.34 Ποσοστά εκμετάλλευσης διατομών με επισήμανση του δυσμενέστερου υποστυλώματος fuseis(εκμετάλλευση 0,109-γαλάζιο χρώμα) στη τομή D(κατά y)



Σχήμα 4.35 Ποσοστά εκμετάλλευσης διατομών στην όψη 1(κατά x)

4.6.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΩΝ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΔΟΚΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ

Στα πλαίσια έχουμε μόνο σύμμικτες κύριες δοκούς HEA 260 που υποβάλλονται σε γραμμικό φορτίο και ο υπολογισμός της αντοχής τους γίνεται με το SOFISTIK ή με τον αναλυτικό τρόπο του ευρωκώδικα 4 που περιγράψαμε παραπάνω και εδώ παραλείπεται. Τα αποτελέσματα για τις δοκούς φαίνονται στους παρακάτω πίνακες (παρεμφερή και για τις 9 περιπτώσεις σύμφωνα με όσα είπαμε παραπάνω)

	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	M_{Ed}/M_{Rd}	$M_{Ed} < M_{Rd}$
HEA260 A-B	253,59	647,86	0,39	OK
HEA260 B-C	196,47	647,86	0,30	OK
HEA260 C-D	245,91	647,86	0,38	OK

Πίνακας 4.9 Έλεγχος θετικών ροπών κάμψης (λειτουργία σύμμικτης δοκού)

	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	M_{Ed}/M_{Rd}	$M_{Ed} < M_{Rd}$
HEA260 A-B	214,9	381,83	0,56	OK
HEA260 B-C	215,10	381,83	0,563	OK
HEA260 C-D	209,17	381,83	0,547	OK

Πίνακας 4.10 Έλεγχος αρνητικών ροπών κάμψης (λειτουργία μεταλλικής δοκού)

Ενώ για τα υποστυλώματα τα εντατικά μεγέθη N_{ed} , $V_{Ed,z}$, $M_{Ed,y}$ προκύπτουν με τους εξής (δυσμενέστερος από τα 3) συντελεστές εκμετάλλευσης

SAP steel frame design	N_{ed} , $V_{Ed,z}$, $M_{Ed,y}$
SHS200X200X15 Columns	0,888
RHS400X300X20 Fuseis Columns	0,187

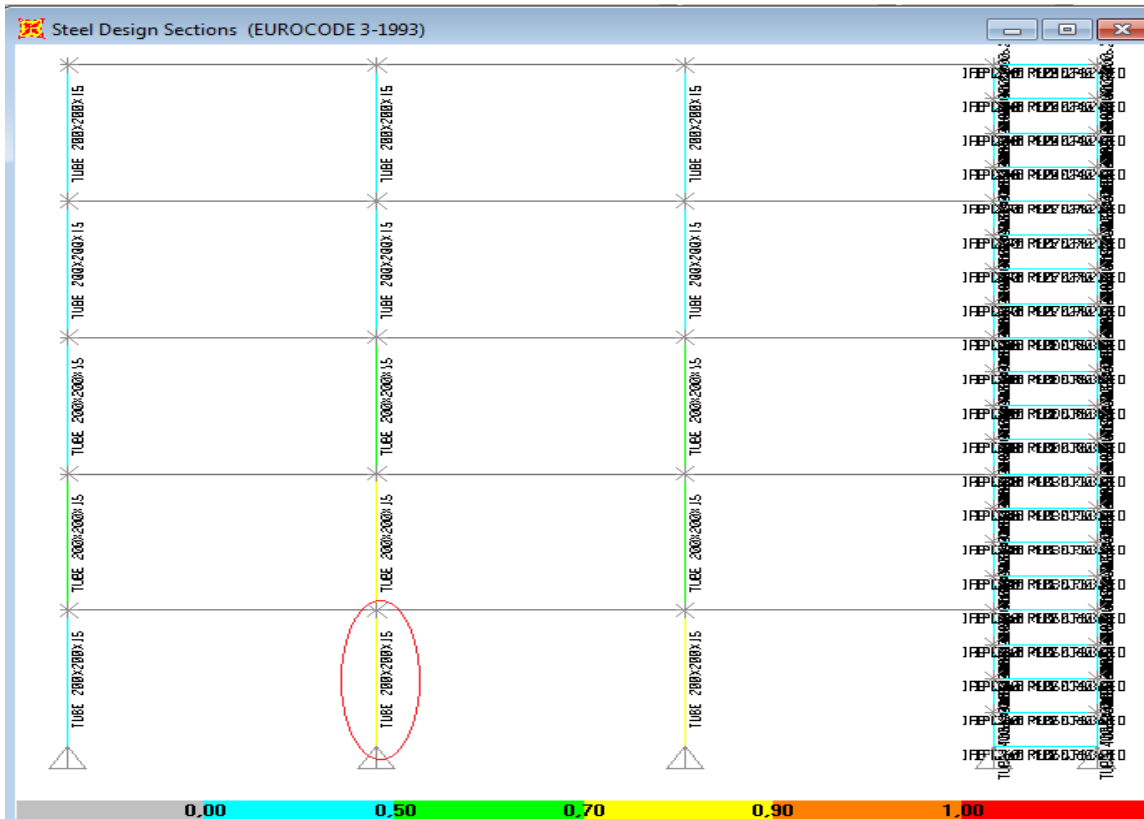
Πίνακας 4.11 Μέγιστοι συντελεστές εκμετάλλευσης διατομών υποστυλωμάτων πλαισίου

4.6.5 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ-ΠΟΣΟΣΤΑ ΕΚΜΕΤΑΛΛΕΥΣΗΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΠΛΑΙΣΙΟΥ ΓΙΑ ΤΟ ΒΑΣΙΚΟ ΣΤΑΤΙΚΟ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ

Παρατηρούμε ότι οι συντελεστές εκμετάλλευσης για τα υποστυλώματα και τα δοκάρια είναι παρεμφερείς με αυτούς των πλαισίων και έχουμε επάρκεια.

Θα παραθέσουμε 2 εικόνες με τους συντελεστές εκμετάλλευσης που προέκυψαν μετά το σχεδιασμό για τον βασικό στατικό συνδυασμό. Θα δείξουμε μόνο ένα πλαίσιο (με

διατομές IPE) αφού τα μόνιμα φορτία δεν αναλαμβάνονται από τα fuseis (τα μικρά ποσοστά που βλέπουμε είναι από το ίδιο βάρος τους) αλλά από τα υπόλοιπα στοιχεία που δεν διαφοροποιούνται σε καμία από τις 9 εκδοχές όπως είδαμε και παραπάνω.



Σχήμα 4.36 Όψη πλαισίου με IPE με ποσοστά εκμετάλλευσης διατομών και με επισήμανση της δυσμενέστερης διατομής για τα κύρια υποστυλώματα(88,8% με κίτρινο χρώμα)

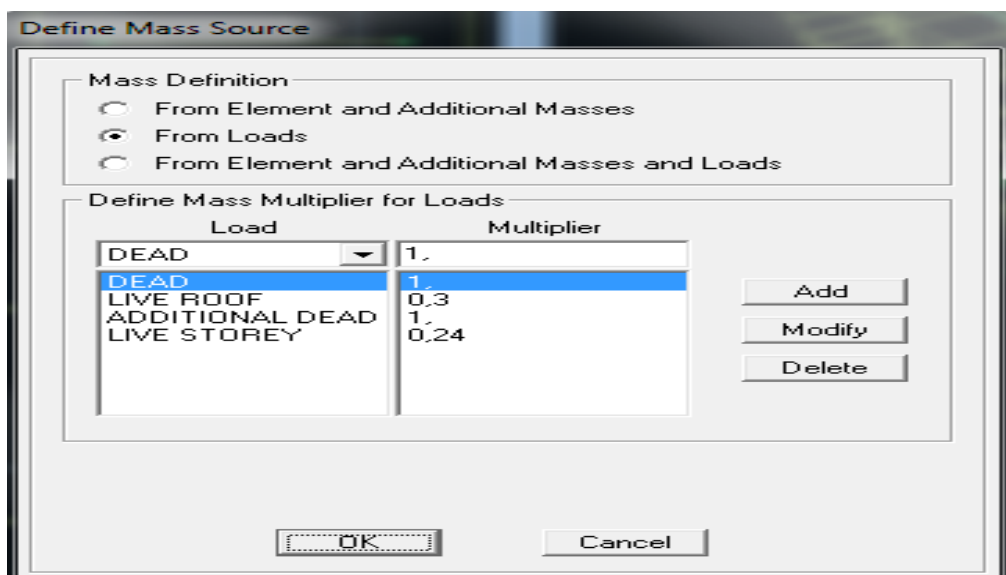


Σχήμα 4.37 Λεπτομέρεια της ίδιας όψης με επισήμανση της δυσμενέστερης διατομής υποστυλώματος fuseis(18,7% με γαλάζιο χρώμα)

5. ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

5.1 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

Με το SAP2000 πραγματοποιήσαμε την ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής. Φυσικά το πρόγραμμα αυτόματα μετατρέπει τα ίδια βάρη και τα υπόλοιπα φορτία που παίρνουν μέρος στη δυναμική αυτή ανάλυση σε επικόμβιες μάζες και έπειτα προσδιορίζει τις ιδιομορφές του κτιρίου με φθίνουσα τιμή ιδιοπεριόδου. Ως συνολική μάζα ταλάντωσης ορίζεται αυτή που προκύπτει από το ίδιο βάρος της σιδηροκατασκευής, από τα υπόλοιπα ίδια βάρη του κτιρίου και από το 30% των κινητών του φορτίων, όλα δηλαδή τα στατικά φορτία του σεισμικού συνδυασμού **1G + 0,3Live roof + 0,3*0,8Live storey**. Το $\phi=0,8$ προκύπτει πίνακα του ευρωκώδικα 8 λόγω συσχετισμένων χρήσεων ορόφων.



Σχήμα 5.1 Φορτία που παίρνουν μέρος στην ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής

Με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, και εφόσον θα γίνει χρήση της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση της κατασκευής, οπότε πρέπει να λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας και επιπλέον πρέπει το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα και για τις δύο διευθύνσεις στις οποίες θεωρούμε ότι θα υπάρξει σεισμική διέγερση (x,y). Επιλέγουμε αρχικά να κάνουμε

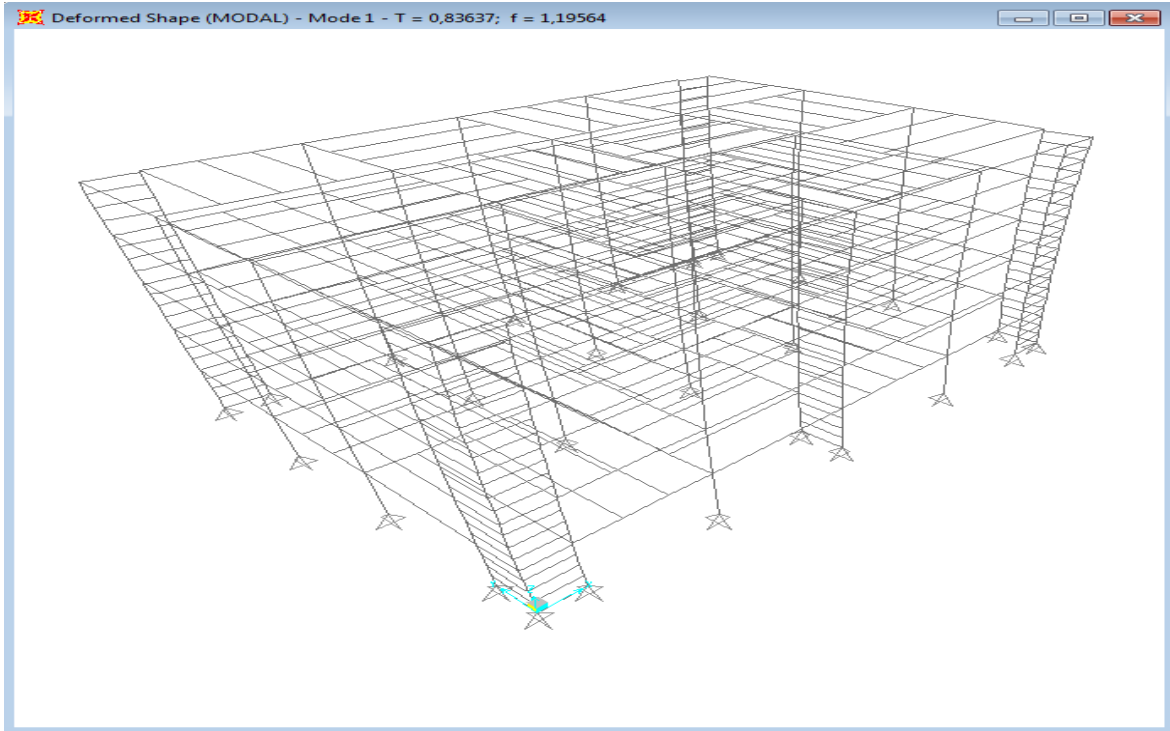
την ιδιομορφική ανάλυση λαμβάνοντας υπόψη τις 12 πρώτες ιδιομορφές του κτιρίου και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0,83637	0,00447	0,86188	1,23E-07	0,00447	0,86188	1,23E-07
2	0,813141	0,82423	0,00538	0,000004317	0,82871	0,86726	4,44E-06
3	0,592768	0,03454	0,00059	5,95E-07	0,86325	0,86785	5,04E-06
4	0,275515	1,58E-06	0,09834	0,000005127	0,86325	0,96619	1,02E-05
5	0,264953	0,10068	1,72E-06	0,00001711	0,96394	0,96619	2,73E-05
6	0,197878	0,00297	7,02E-07	0,00002836	0,96691	0,96619	5,56E-05
7	0,164225	4,05E-05	1,48E-06	0,02245	0,96695	0,96619	0,02251
8	0,160975	1,02E-05	0,00011	0,0365	0,96696	0,96631	0,059
9	0,155322	3,38E-06	0,0005	0,03963	0,96696	0,96681	0,09863
10	0,153771	1,18E-05	0,00042	0,00596	0,96697	0,96722	0,10459
11	0,152001	3,29E-05	0,02176	0,00479	0,96701	0,98899	0,10938
12	0,150673	0,00021	0,00083	0,01032	0,96722	0,98982	0,1197

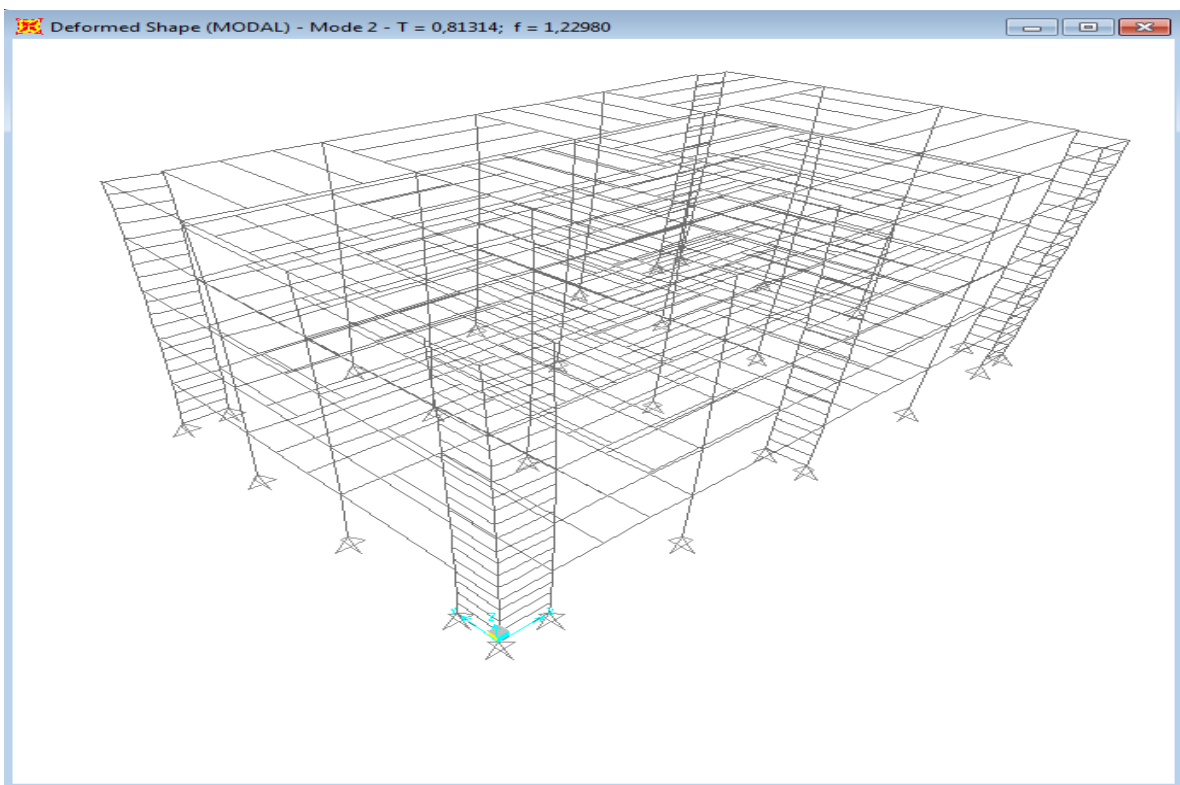
Πίνακας 5.1 Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά δρώσων ιδιομορφικών μαζών κτηρίου (με κόκκινο ο αριθμός της ιδιομορφής στην οποία το άθροισμά των μαζών ξεπερνά το 90%)

Παρατηρούμε ότι ικανοποιούνται και τα δύο κριτήρια του Ευρωκώδικα 8 με τη χρησιμοποίηση των 12 πρώτων ιδιομορφών. Στη διεύθυνση x το ποσοστό της δρώσας ιδιομορφικής μάζας ξεπερνά το 90% με τις 5 πρώτες ιδιομορφές (με τις μεταφορικές ιδιομορφές 2 και 5), ενώ στη διεύθυνση y με τις 4 πρώτες ιδιομορφές (με τις μεταφορικές ιδιομορφές 1 και 4). Με βάση τα ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας των ανώτερων ιδιομορφών είναι σαφές ότι θα μπορούσαμε να χρησιμοποιήσουμε μόλις τις 5 πρώτες ιδιομορφές για την ανάλυσή μας, όμως για λόγους μεγαλύτερης ακρίβειας θα λάβουμε υπόψη και τις 12 πρώτες. Επιπλέον παρατηρούμε πως οι στρεπτικές ιδιομορφές (3^η, 6^η,) έχουν μηδενικά ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας οπότε πρακτικά δε λαμβάνουν μέρος στη δυναμική απόκριση της κατασκευής.

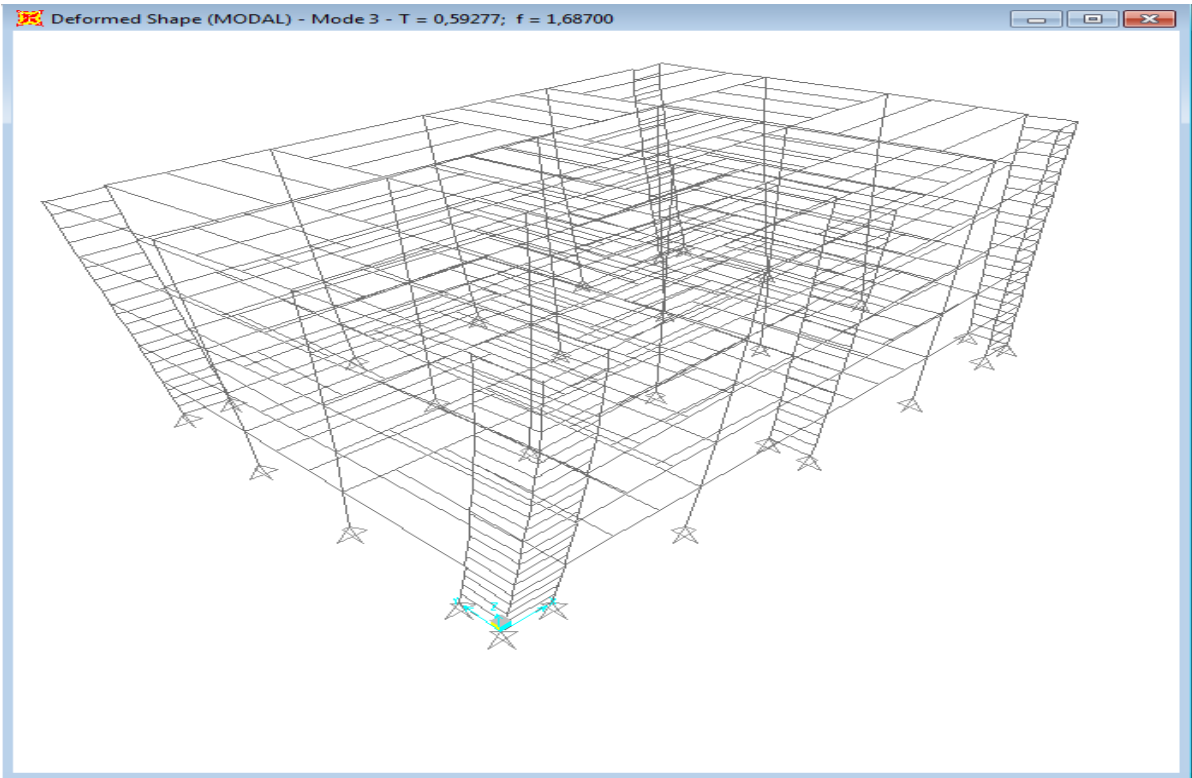
Παρακάτω παραθέτουμε τα σχήματα ορισμένων ενδεικτικών ιδιομορφών, στα οποία φαίνεται η παραμορφωμένη γεωμετρία του φορέα καθώς επίσης και η τιμή της ιδιοπεριόδου της αντίστοιχης ιδιομορφής, όπως αυτά προκύπτουν για την ανάλυση που αναφέρθηκε παραπάνω από το πρόγραμμα στατικής επίλυσης.



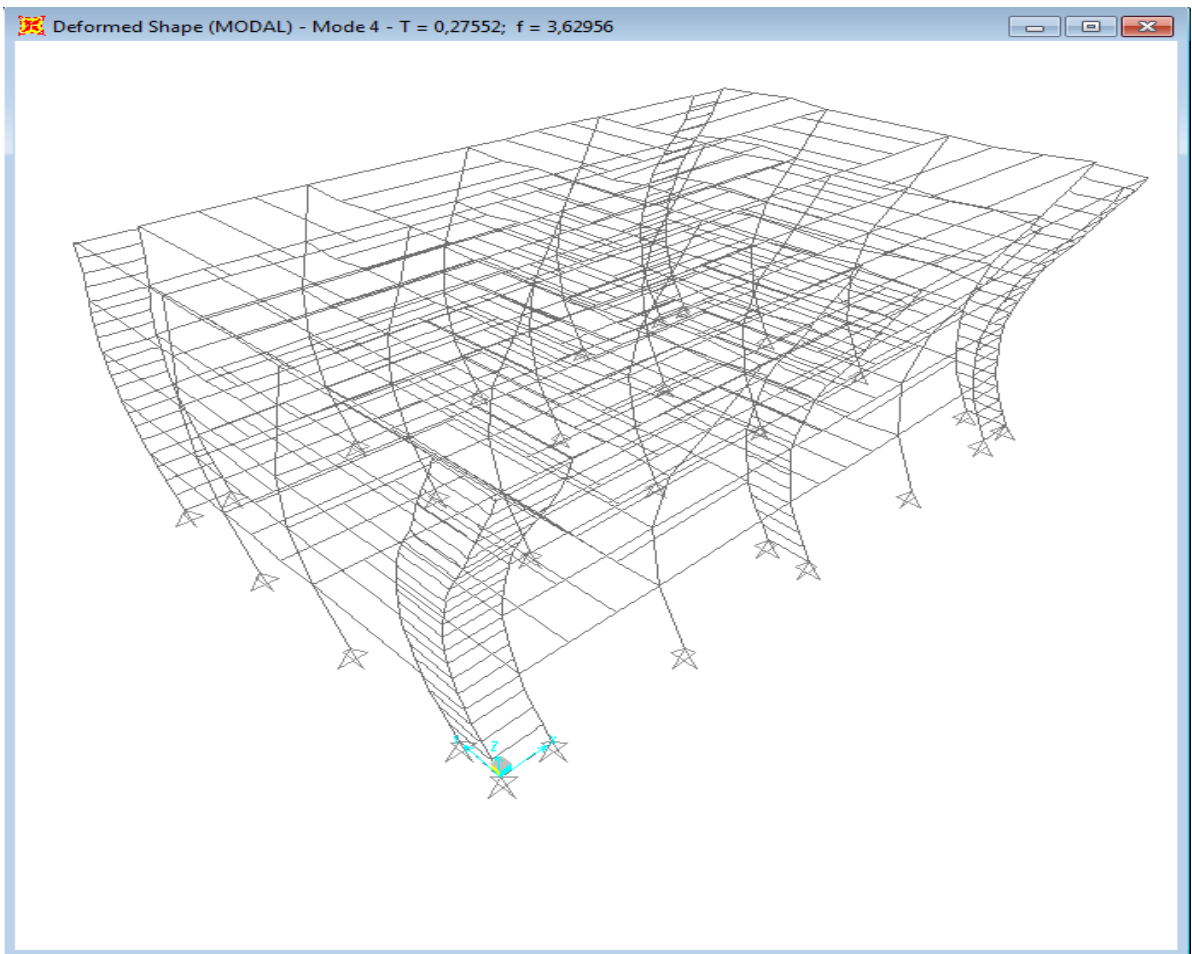
Σχήμα 5.2 1^η ιδιομορφή (μεταφορική κατά y) και ιδιοπεριόδός της



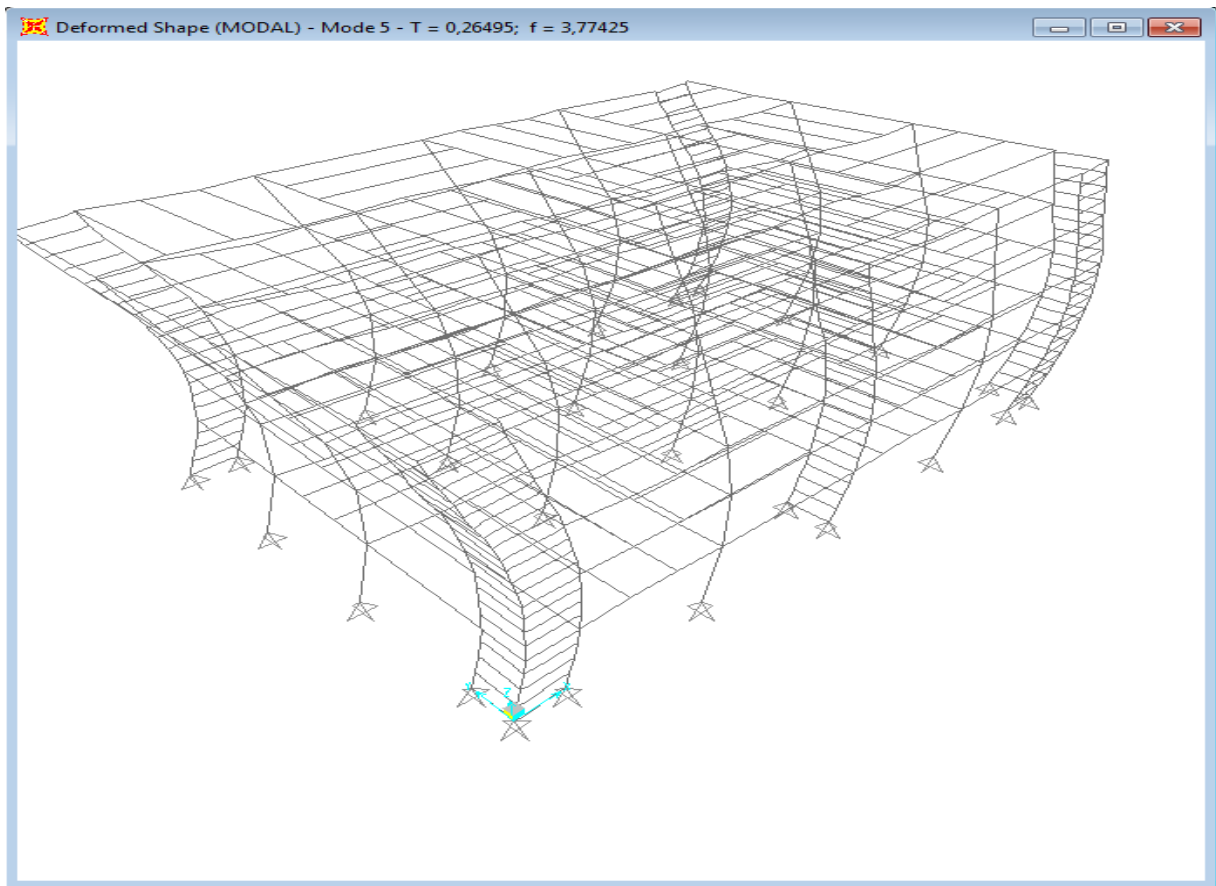
Σχήμα 5.3 2^η ιδιομορφή (μεταφορική κατά x) και ιδιοπεριόδός της



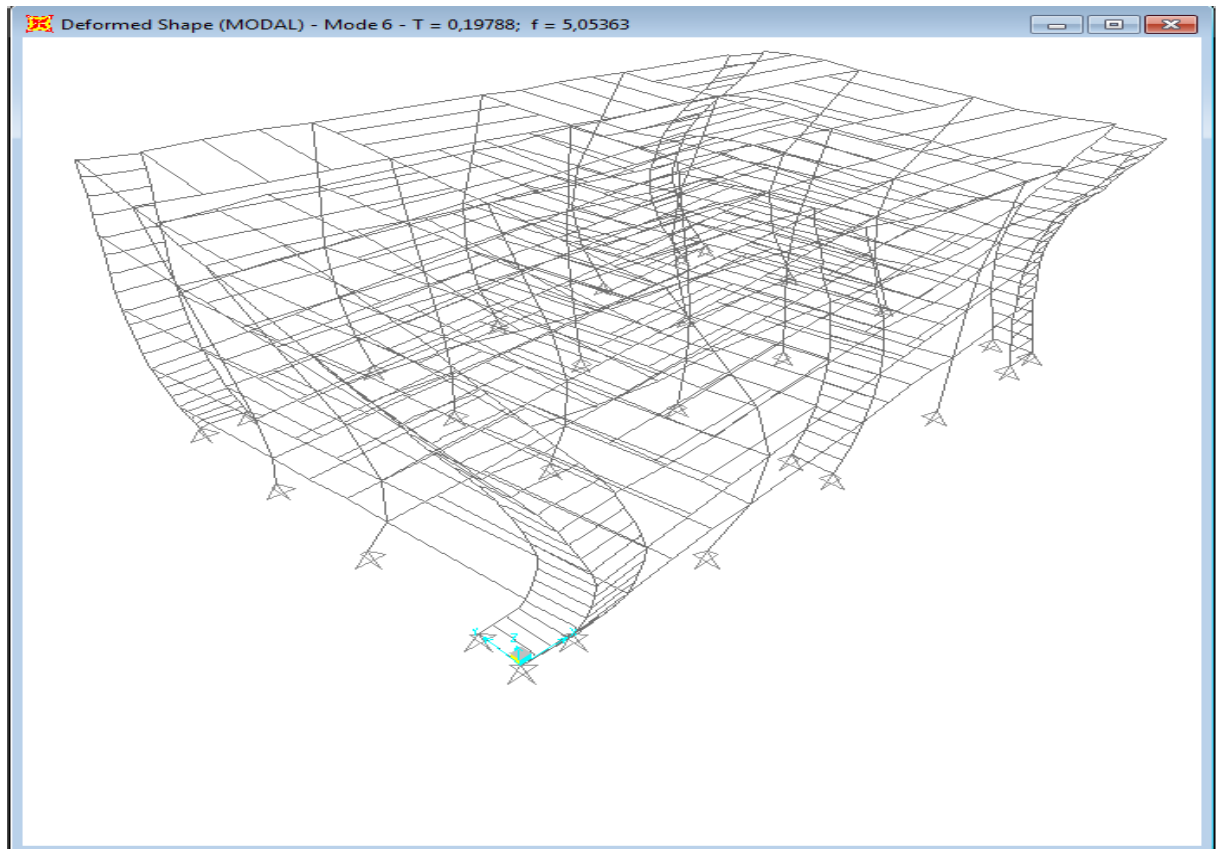
Σχήμα 5.4 3^η ιδιομορφή (στρεπτική) και ιδιοπερίοδος της



Σχήμα 5.5 4^η ιδιομορφή (μεταφορική κατά y) και ιδιοπερίοδος της



Σχήμα 5.6 5^η ιδιομορφή (μεταφορική κατά χ) και ιδιοπερίοδός της



Σχήμα 5.7 6^η ιδιομορφή (στρεπτική) και ιδιοπερίοδός της

5.2 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΠΛΑΙΣΙΩΝ

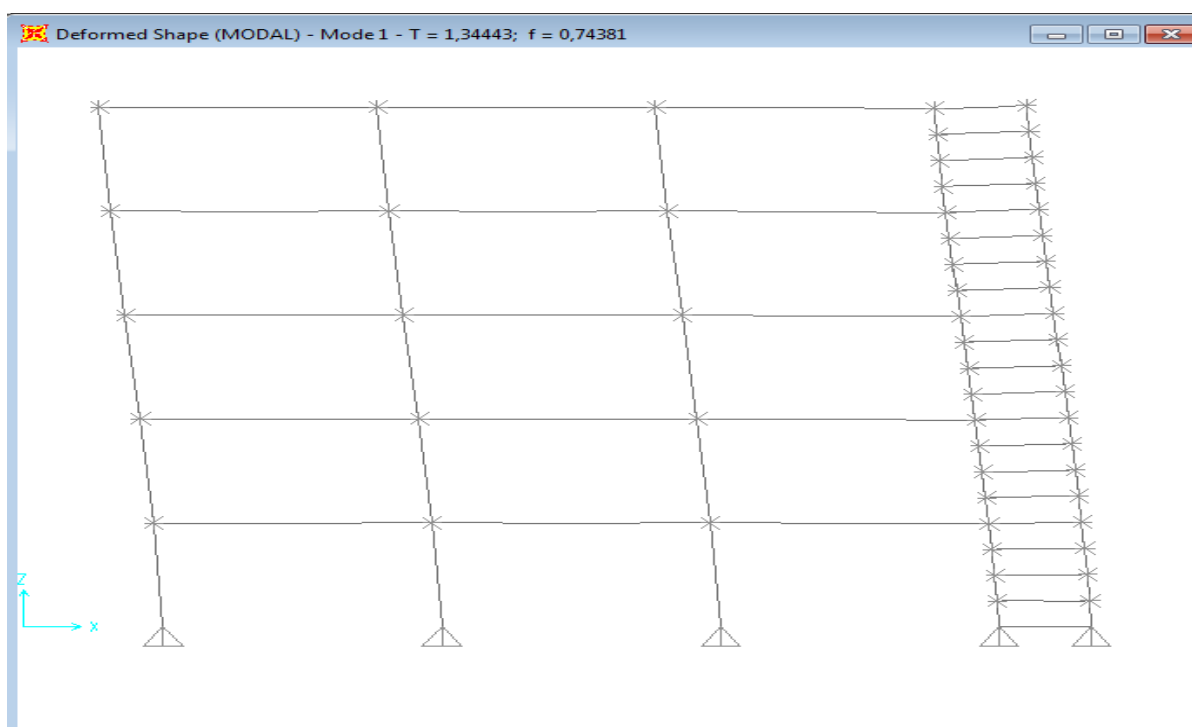
Θα παραθέσουμε τον πίνακα με τις ιδιομορφές μόνο για την περίπτωση των 3 διατομών των πλαισίων μόνο για τις 3 περιπτώσεις σεισμών

Πλαίσιο με IPE(0,16 και 0,24g)

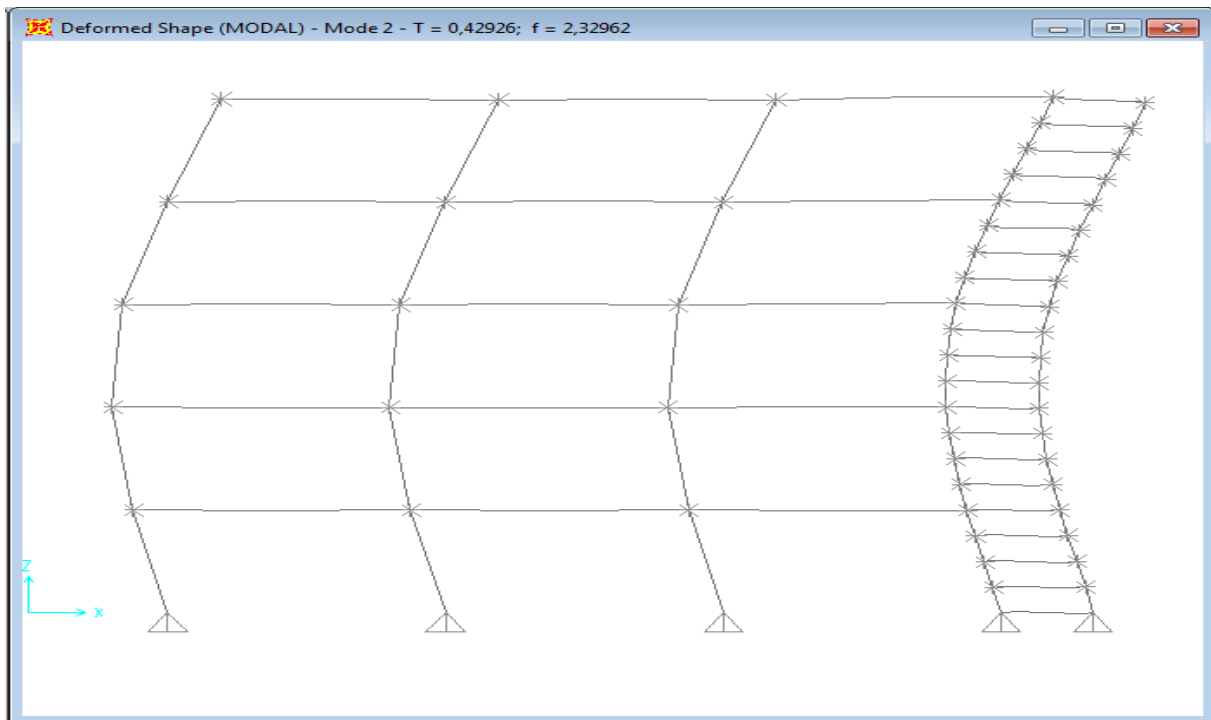
StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	1,344432	0,78769	0	0,00013	0,78769	0	0,00013
Mode	2	0,429255	0,15182	0	0,0003	0,93951	0	0,00043
Mode	3	0,242878	0,0402	0	0,00004258	0,97971	0	0,00047
Mode	4	0,184615	0,00004361	0	0,66823	0,97975	0	0,6687
Mode	5	0,180816	0,00019	0	0,04466	0,97994	0	0,71336
Mode	6	0,177407	0,00024	0	0,00019	0,98019	0	0,71355
Mode	7	0,171706	0,01363	0	0,00202	0,99382	0	0,71557
Mode	8	0,171546	0,00003538	0	0,0002	0,99386	0	0,71577
Mode	9	0,168663	0,000002856	0	0,0034	0,99386	0	0,71918
Mode	10	0,166093	0,000056	0	0,00051	0,99392	0	0,71969
Mode	11	0,164832	0,000003676	0	0,01263	0,99392	0	0,73232
Mode	12	0,15984	0,00007573	0	0,00104	0,994	0	0,73335

Πίνακας 5.2 Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά δρώσων ιδιομορφικών μαζών πλαισίων με IPE

Παρατηρούμε ότι ικανοποιούνται και τα δύο κριτήρια του Ευρωκώδικα 8 με τη χρησιμοποίηση των 12 πρώτων ιδιομορφών. Στη διεύθυνση x το ποσοστό της δρώσας ιδιομορφικής μάζας ξεπερνά το 90% με τις 2 πρώτες ιδιομορφές.



Σχήμα 5.8 1^η ιδιομορφή πλαισίου με IPE για 0,16g και 0,24g και ιδιοπεριόδός της



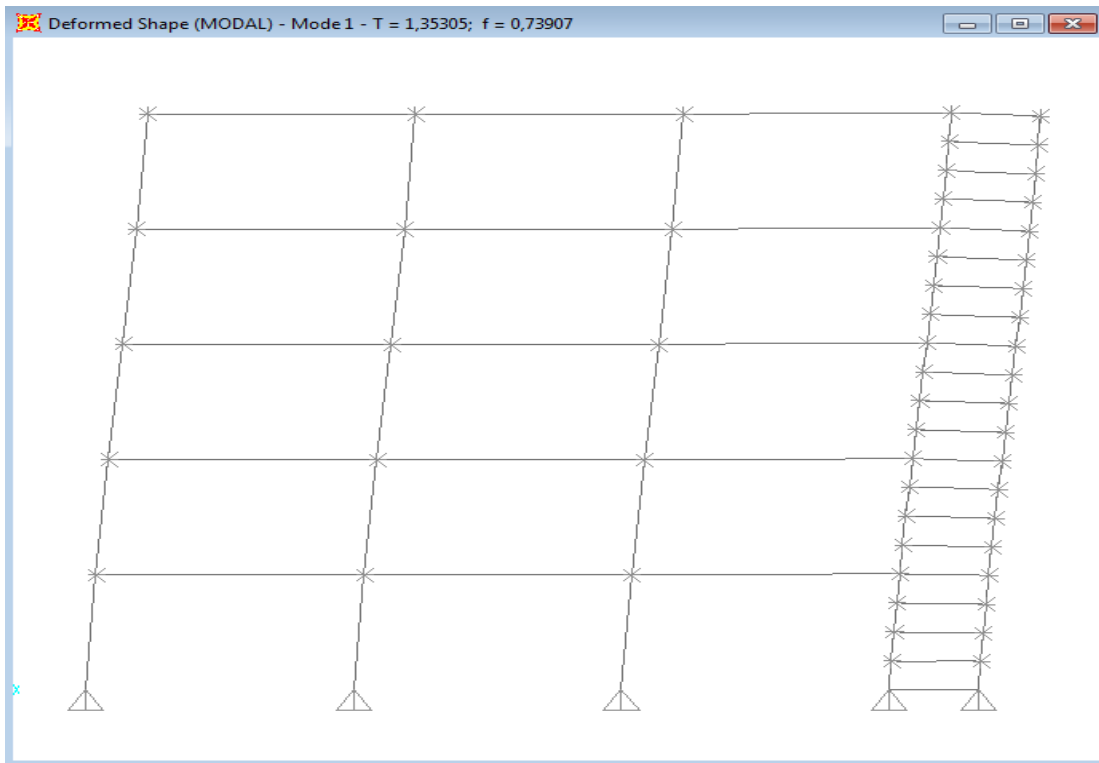
Σχήμα 5.9 2^η ιδιομορφή πλαισίου με IPE για 0,16g και 0,24g και ιδιοπεριόδός της

Πλαίσιο με SHS(0,16g και 0,24g)

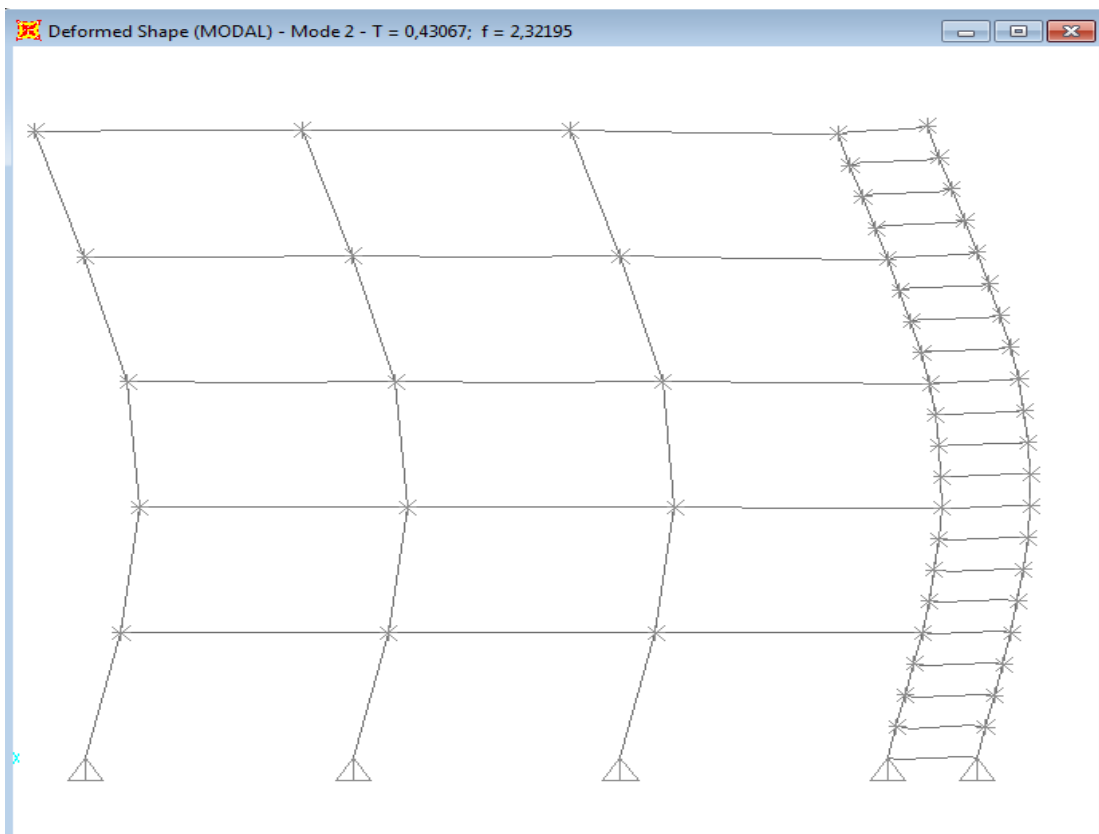
StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	1,353047	0,79638	0	0,00012	0,79638	0	0,00012
Mode	2	0,430673	0,14844	7,547E-17	0,00034	0,94483	7,547E-17	0,00047
Mode	3	0,241752	0,03729	1,676E-16	0,00005142	0,98211	2,431E-16	0,00052
Mode	4	0,184568	0,00002957	1,656E-16	0,66264	0,98214	4,087E-16	0,66316
Mode	5	0,180728	0,00012	1,245E-15	0,04954	0,98227	1,653E-15	0,7127
Mode	6	0,177319	0,00014	4,606E-16	0,0005	0,98241	2,114E-15	0,7132
Mode	7	0,171531	9,362E-07	3,655E-15	0,00015	0,98241	5,769E-15	0,71335
Mode	8	0,170459	0,01235	1,058E-15	0,00143	0,99476	6,827E-15	0,71478
Mode	9	0,168638	0,00000635	5,123E-16	0,00346	0,99477	7,339E-15	0,71823
Mode	10	0,166056	0,00007285	2,504E-15	0,00056	0,99484	9,843E-15	0,71879
Mode	11	0,164797	2,606E-06	5,816E-16	0,01267	0,99484	1,042E-14	0,73147
Mode	12	0,159752	0,00007395	4,31E-16	0,00103	0,99491	1,086E-14	0,7325

Πίνακας 5.3 Ιδιοπεριόδοι και ποσοστά δρώσων ιδιομορφικών μαζών πλαισίων με SHS

Παρατηρούμε ότι ικανοποιούνται και τα δύο κριτήρια του Ευρωκώδικα 8 με τη χρησιμοποίηση των 12 πρώτων ιδιομορφών. Στη διεύθυνση x το ποσοστό της δρώσας ιδιομορφικής μάζας ξεπερνά το 90% με τις 2 πρώτες ιδιομορφές



Σχήμα 5.10 1^η ιδιομορφή πλαισίου με SHS για 0,16g και 0,24g και ιδιοπερίοδος της



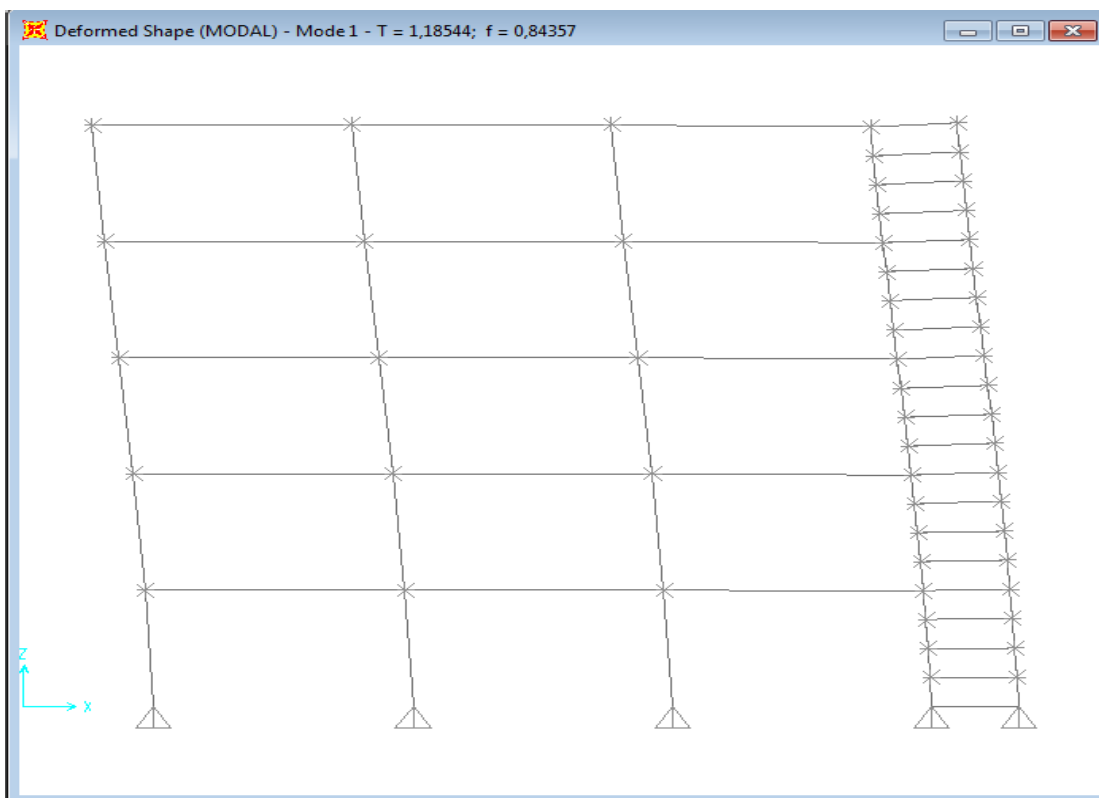
Σχήμα 5.11 2^η ιδιομορφή πλαισίου με SHS για 0,16g και 0,24g και ιδιοπερίοδος της

Πλαίσιο με CHS(0,36g)

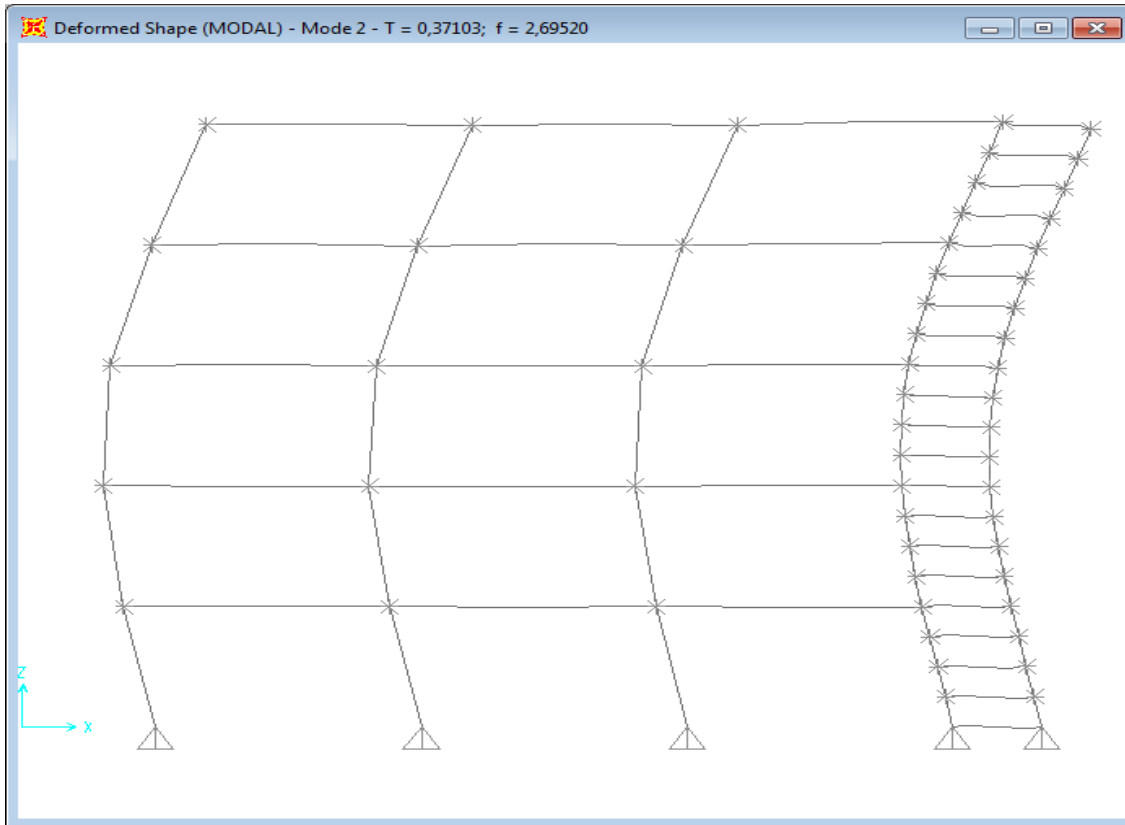
StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	1,185437	0,7701	0	0,00013	0,7701	0	0,00013
2	0,37103	0,16294	1,928E-19	0,00028	0,93305	1,928E-19	0,0004
3	0,205133	0,04489	1,713E-15	0,00017	0,97793	1,714E-15	0,00058
4	0,184375	0,000008175	5,067E-16	0,60395	0,97794	2,22E-15	0,60453
5	0,179782	0,00002815	1,746E-15	0,07931	0,97797	3,967E-15	0,68384
6	0,175851	0,00006318	3,122E-17	0,01752	0,97803	3,998E-15	0,70136
7	0,171116	2,587E-07	1,292E-16	1,398E-08	0,97803	4,127E-15	0,70136
8	0,168097	0,000002704	1,127E-18	0,00588	0,97804	4,128E-15	0,70724
9	0,165417	0,000004411	2,44E-17	0,00218	0,97804	4,153E-15	0,70942
10	0,164095	0,000007358	1,707E-19	0,01578	0,97805	4,153E-15	0,7252
11	0,158775	0,00002874	1,293E-16	0,0007	0,97808	4,282E-15	0,7259
12	0,156546	9,471E-08	9,339E-17	0,00007026	0,97808	4,375E-15	0,72597

Πίνακας 5.4 Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά δρώσων ιδιομορφικών μαζών πλαισίων με CHS

Παρατηρούμε ότι ικανοποιούνται και τα δύο κριτήρια του Ευρωκώδικα 8 με τη χρησιμοποίηση των 12 πρώτων ιδιομορφών. Στη διεύθυνση x το ποσοστό της δρώσας ιδιομορφικής μάζας ξεπερνά το 90% με τις 2 πρώτες ιδιομορφές



Σχήμα 5.12 1^η ιδιομορφή πλαισίου με CHS για 0,36g και ιδιοπερίοδος της



Σχήμα 5.13 2^η ιδιομορφή πλαισίου με CHS για 0,36g και ιδιοπερίοδος της

6. ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

6.1 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΑΣΜΑΤΟΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ – ΓΕΝΙΚΑ

Η δυναμική φασματική ανάλυση είναι μια μέθοδος δυναμικής ανάλυσης μιας κατασκευής που υπόκειται σε σεισμική διέγερση, που καταλήγει όμως σε μία σειρά στατικών αναλύσεων. Για κάθε ιδιομορφή, η στατική ανάλυση της κατασκευής υποκείμενης σε σεισμικές δυνάμεις παρέχει την ιδιομορφική στατική απόκριση, η οποία πολλαπλασιαζόμενη με την φασματική τεταγμένη της επιτάχυνσης παρέχει τη μέγιστη ιδιομορφική απόκριση. Επομένως η μέθοδος της δυναμικής φασματικής ανάλυσης αποφεύγει την δυναμική ανάλυση μονοβάθμιων συστημάτων που είναι απαραίτητη για τη ανάλυση χρονοϊστορίας απόκρισης. Ωστόσο εξακολουθεί να είναι μια δυναμική μέθοδος ανάλυσης, επειδή χρησιμοποιεί τις ιδιότητες της ταλάντωσης της κατασκευής και τα δυναμικά χαρακτηριστικά της εδαφικής κίνησης μέσω του φάσματος απόκρισης. Απλά δεν χρειάζεται να επιτελεσθεί κανένας υπολογισμός χρονοϊστορίας απόκρισης, αφού αυτό έχει ήδη γίνει με τον υπολογισμό του φάσματος απόκρισης.

Το μεγάλο κέρδος από τη χρησιμοποίηση της μεθόδου έγκειται στη δυνατότητα άμεσου υπολογισμού των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων βάσει της θεωρίας των φασμάτων απόκρισης, ακόμη και στην ανελαστική περιοχή, με την βοήθεια ενός συντελεστή συμπεριφοράς q καθώς και τη επιτυγχανόμενη «στατικοποίηση» όλων των υπολογισμών που αφορούν σε μια ορισμένη ιδιομορφική απόκριση. Το σημαντικότερο ίσως μειονέκτημα της μεθόδου είναι η επαλληλία των μέγιστων τιμών των επιμέρους ιδιομορφικών αποκρίσεων, διότι οι τιμές αυτές δεν πραγματοποιούνται ταυτόχρονα και άρα η φασματική επαλληλία δεν μπορεί να γίνει με απλή άθροιση όπως η χρονική.

Επομένως θα πρέπει να εισαχθούν προσεγγίσεις στο συνδυασμό των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων που καθορίζονται από το φάσμα σεισμικής απόκρισης επειδή καμία πληροφορία δεν είναι διαθέσιμη για το πότε θα εμφανιστούν αυτές οι μέγιστες ιδιομορφικές τιμές. Οι δύο πιο συνήθεις μέθοδοι επαλληλίας των ιδιομορφών είναι η **μέθοδος της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων (Square Root of Sum of Squares-SRSS)** και η μέθοδος της πλήρους

τετραγωνικής επαλληλίας (Complete Quadratic Combination-CQC). Η μέθοδος SRSS παρέχει άριστες εκτιμήσεις για την απόκριση κατασκευών με μεγάλη διαφορά ανάμεσα στις ιδιοσυχνότητες τους, ενώ η μέθοδος CQC είναι εφαρμόσιμη σε μια ευρύτερη τάξη κατασκευών.

Λαμβάνοντας υπόψη ότι οι κανόνες συνδυασμού των ιδιομορφών SRSS και CQC βασίζονται στην θεωρία τυχαίων ταλαντώσεων, η τελική μέγιστη τιμή της απόκρισης μπορεί να ερμηνευθεί ως ο μέσος όρος των μέγιστων τιμών της απόκρισης σε ένα σύνολο σεισμικών διεγέρσεων. Επομένως, οι παραπάνω κανόνες προορίζονται για χρήση όταν η διέγερση χαρακτηρίζεται από ένα ομαλό φάσμα απόκρισης, που προέρχεται από τα φάσματα πολλών σεισμικών διεγέρσεων. Το ομαλό φάσμα μπορεί να είναι ο μέσος όρος ή ο στατιστικός μέσος των ανεξάρτητων φασμάτων απόκρισης ή μπορεί να είναι ένα περισσότερο συντηρητικό φάσμα.

Για να πραγματοποιήσουμε τις δυναμικές ελαστικές αναλύσεις κάνουμε χρήση της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης για να επιτύχουμε μεγαλύτερη ακρίβεια στους υπολογισμούς μας, παρότι τα μεγάλα ποσοστά δρώσας ιδιομορφικής μάζας των θεμελιωδών ιδιομορφών και στις δύο διευθύνσεις θα μας επέτρεπαν να κάνουμε χρήση της απλούστερης μεθόδου ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης. Η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης εφαρμόζεται χωρίς κανένα περιορισμό σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών καθώς περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος, υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης και τετραγωνική επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων.

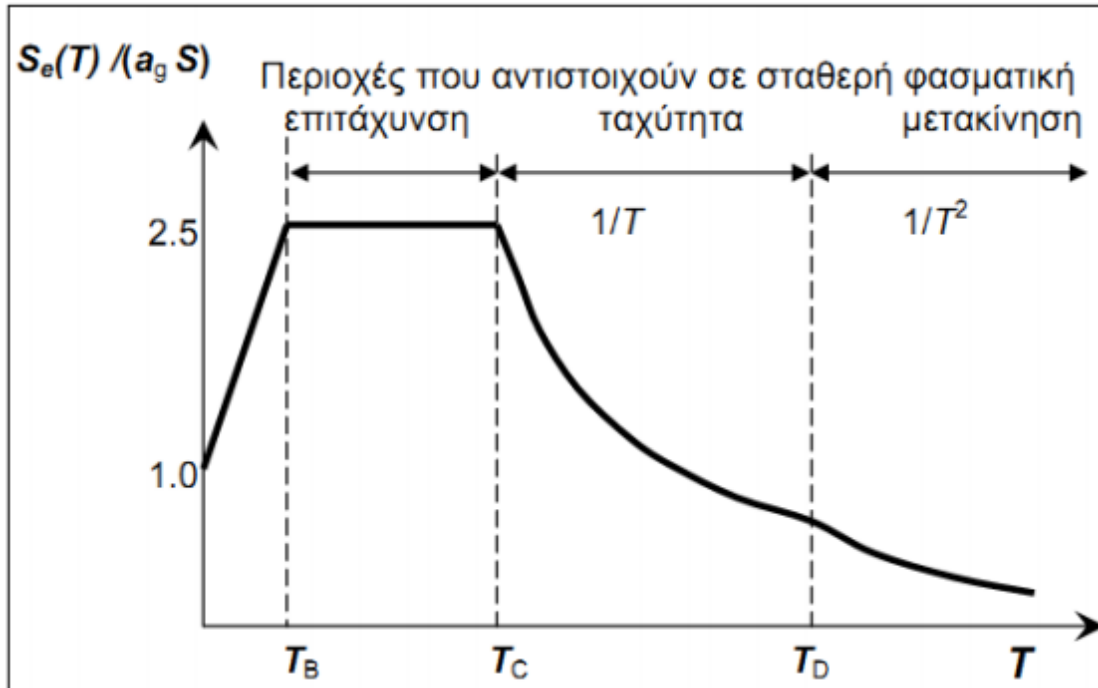
Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, οι αποκρίσεις σε δύο ιδιομορφές ταλάντωσης i και j (που περιλαμβάνουν και μεταφορικές και στρεπτικές ιδιομορφές) μπορεί να ληφθούν ως ανεξάρτητες εφόσον οι περίοδοί τους T_i και T_j ικανοποιούν (με $T_j \leq T_i$) την ακόλουθη συνθήκη:

$$T_j \leq 0,9T_i$$

Με βάση τις ιδιοπεριόδους της κατασκευής που υπολογίσαμε στο κεφάλαιο 6, προκύπτει πως η σχέση $T_j \leq 0,9T_i$ (που περιλαμβάνει και μεταφορικές και στρεπτικές ιδιομορφές) δεν ικανοποιείται, οπότε για το συνδυασμό των ιδιομορφικών μεγίστων χρησιμοποιούμε τη μέθοδο του Πλήρους Τετραγωνικού Συνδυασμού (CQC), ενώ για τη χωρική επαλληλία κάνουμε χρήση της μεθόδου SRSS.

6.2 ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ –ΦΑΣΜΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΦΟΡΕΩΝ

Διευκρινίζουμε ότι η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης δεν έχει ληφθεί υπόψη. Για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, με βάση τον Ευρωκώδικα 8, ισχύουν οι παρακάτω σχέσεις:



Σχήμα 6.1 Φάσμα σχεδιασμού του EC-8

- $S_d(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$ για $0 \leq T \leq T_B$
- $S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q}$ για $T_B \leq T \leq T_C$
- $S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right]$ αλλά $S_d(T) \geq \beta a_g$ για $T_C \leq T \leq T_D$
- $S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]$ αλλά $S_d(T) \geq \beta a_g$ για $T_D \leq T$

Για τα σύμβολα που αναφέρονται παραπάνω ισχύουν τα εξής:

$S_d(T)$ είναι η τιμή του (ανελαστικού) φάσματος σχεδιασμού, όπως αυτή προκύπτει με βάση τις τιμές όλων των μεταβλητών στο SAP2000

T είναι η περίοδος ταλάντωσης της εκάστοτε ιδιομορφής, που έχουν ήδη υπολογιστεί

a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A. Ισχύει $a_g = \gamma_I a_{gR}$ όπου γ_I είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας και για συνήθη κτίρια που δεν ανήκουν σε

άλλη κατηγορία (δηλαδή για κατηγορία σπουδαιότητας II) όπως είναι τα κτίρια γραφείων ισούται με 1,0, ενώ a_{gR} είναι η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς σε έδαφος κατηγορίας A, η οποία για την Αθήνα που εντάσσεται σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II, ισούται με 0,25g για το πενταόροφο κτήριο και με 0,16g, 0,24g ή 0,36g για τα πλαίσια ανάλογα με την περίπτωση

T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης που για έδαφος κατηγορίας B ισούται με 0,15 sec

T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης που για έδαφος κατηγορίας B ισούται με 0,50 sec

T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος που για έδαφος κατηγορίας B ισούται με 2,00 sec

S είναι ο συντελεστής εδάφους που για έδαφος κατηγορίας B ισούται με 1,20

η είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης, που ισούται με $\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$ και επειδή έχουμε θεωρήσει απόσβεση $\xi = 5\%$, είναι $\eta = 1$

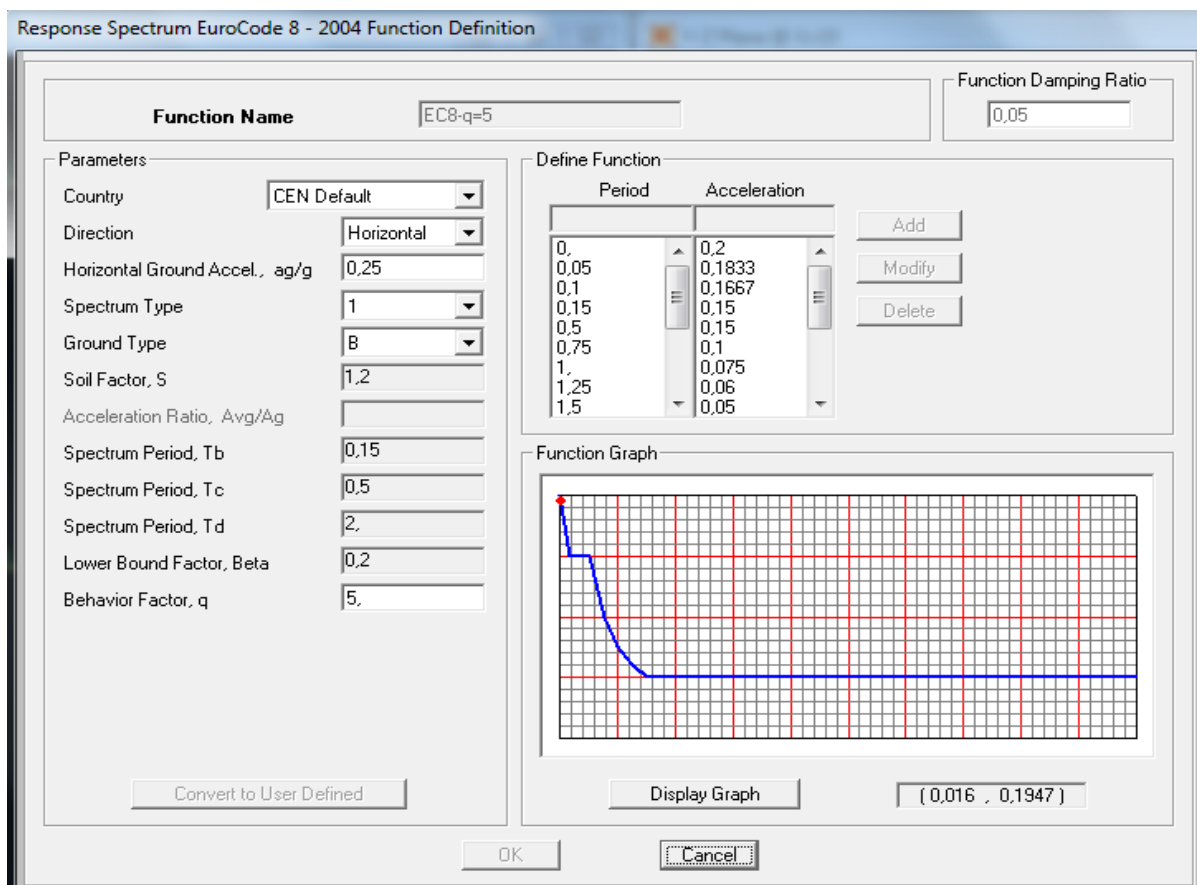
β είναι ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, ίσος με 0,20

q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς και επειδή για πλαίσια και κτήριο με σύστημα fuseis δεν υπάρχουν προτεινόμενες τιμές ούτε στον Ευρωκώδικα 8, ούτε από κάποιες σχετικές έρευνες, έχει θεωρηθεί αυθαίρετα ίσος με 5 και η τιμή αυτή θα συγκριθεί αργότερα με αυτήν που θα προκύψει από την ανάλυση pushover για να δούμε κατά πόσο ήταν εύλογη

2,5 είναι ο συντελεστής μέγιστης φασματικής ενίσχυσης

Φυσικά έχουμε κάνει την παραδοχή πως το κτίριό μας είναι κατασκευασμένο σε έδαφος κατηγορίας B, δηλαδή σε αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος. Επιπλέον, το Εθνικό μας Προσάρτημα για τον Ευρωκώδικα 8 προβλέπει τη χρήση φάσματος τύπου 1 οπότε σε

συνδυασμό με την κατηγορία Β του εδάφους προκύπτουν οι τιμές των παραμέτρων T_B , T_C , T_D και S που έχουμε αναφέρει στα προηγούμενα. Επίσης, πρόκειται για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς ίση με 0,25g και για κτήριο με συντελεστή σπουδαιότητας 1,00 αφού εντάσσεται στην κατηγορία σπουδαιότητας II. Με βάση όλα τα παραπάνω, το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού όπως αυτό κατασκευάζεται στο SAP για το πενταόροφο κτήριο φαίνεται στην παρακάτω εικόνα.



Σχήμα 6.2 Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού κατά Ευρωκώδικα 8 και συντελεστές του για το κτήριο(0,25g)

Για τα πλαίσια εφαρμόζεται προφανώς παρόμοια μέθοδος εισαγωγής των δεδομένων

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: Notes:

Load Case Type:

Modal Combination

CQC GMC f1:
 SRSS GMC f2:
 Absolute
 GMC Periodic + Rigid Type:
 NRC 10 Percent
 Double Sum

Directional Combination

SRSS
 CQC3
 Absolute
 Scale Factor:

Modal Load Case

Use Modes from this Modal Load Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	EC8-q=5	9.81
Accel	U1	EC8-q=5	9.81

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters

Modal Damping:

Σχήμα 6.3 Μέθοδος επαλληλίας των ιδιομορφών(με CQC όπως βλέπουμε) για σεισμό κατά χ.Ομοίως κατά γ

6.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΥ ΒΛΑΒΩΝ

Ο πενταόροφος φορέας και τα πλαίσια σχεδιάζονται και κατασκευάζονται για να αναλαμβάνουν σεισμική δράση, με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση βλαβών και συνεπακόλουθους περιορισμούς χρήσης, οι δαπάνες των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλές σε σύγκριση με την δαπάνη του ίδιου του φορέα και των πλαισίων. Αυτή η "απαίτηση περιορισμού βλαβών" θεωρείται ότι ικανοποιείται, εάν, οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων περιορίζονται σύμφωνα με τα παρακάτω.

6.3.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΧΕΤΙΚΗΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ ΟΡΟΦΟΥ-ΓΕΝΙΚΑ

Στη γραμμική ανάλυση, οι μετακινήσεις που προκαλούνται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού θα υπολογίζονται βάσει των ελαστικών παραμορφώσεων του στατικού συστήματος με τη βοήθεια της ακόλουθης απλουστευμένης έκφρασης:

$$d_s = q_d d_e$$

Όπου:

d_s είναι η μετακίνηση σημείου του στατικού συστήματος που προκαλείται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού

q_d είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς μετακίνησης, που λαμβάνεται ίσος με τον q εκτός αν ορίζεται διαφορετικά

d_e είναι η μετακίνηση του ίδιου σημείου του στατικού συστήματος, όπως προσδιορίζεται από την γραμμική ανάλυση βασισμένη στο φάσμα απόκρισης σχεδιασμού

Προκειμένου να ικανοποιείται η απαίτηση περιορισμού βλαβών πρέπει για κάθε περίπτωση να ισχύουν τα ακόλουθα όρια της σχετικής παραμόρφωσης του ορόφου d_r , η

οποία λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων ds των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου. Έτσι:

α) για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό συνδεδεμένα με τον φορέα:

$$d_r v \leq 0,005h$$

β) για κτίρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία: $d_r v \leq 0,0075h$

γ) για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία αγκυρωμένα με τέτοιο τρόπο ώστε να μην επηρεάζονται από τις παραμορφώσεις του φορέα, ή για κτίρια που δεν έχουν μη-φέροντα στοιχεία: $d_r v \leq 0,010h$

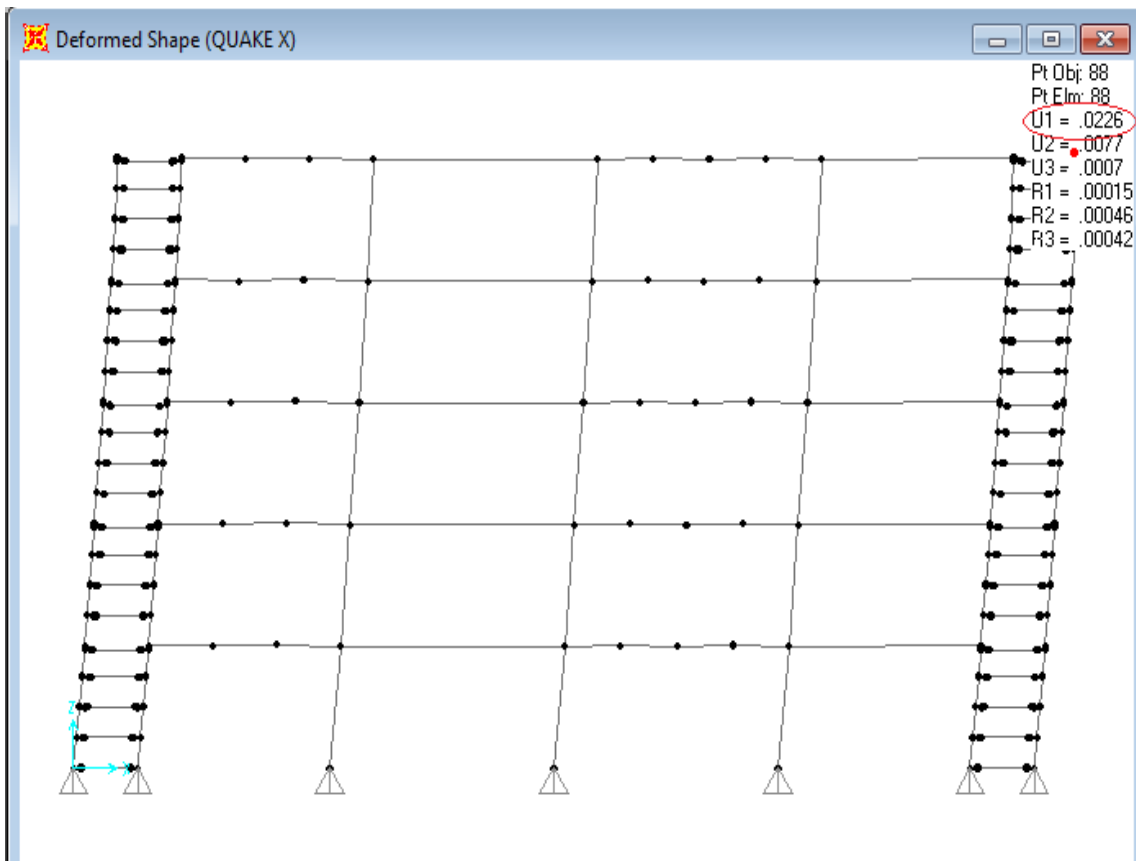
όπου

h είναι το ύψος του ορόφου

v είναι συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών (συνιστώμενες τιμές του v είναι 0.4 για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV και 0.5 για τις κατηγορίες σπουδαιότητας I και II)

6.3.1.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΟ ΚΤΗΡΙΟ

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών θεωρείται ότι ικανοποιείται, αν για τη σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού ικανοποιείται ο περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης ορόφου. Θεωρούμε ότι τα μη-φέροντα στοιχεία της κατασκευής μας είναι πλάστιμα, οπότε πρέπει να ισχύει $d_r v \leq 0,0075h$. Ο q_d (συντελεστής συμπεριφοράς μετακίνησης) λαμβάνεται ίσος με q (5,00) αφού η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος T (0,83 sec) δεν είναι μικρότερη του T_c (0,50 sec). Παρακάτω φαίνεται μία εικόνα με τον παραμορφωμένο φορέα από τον σεισμό σχεδιασμού για το **πενταώροφο κτήριο** και ο πίνακας με τους αντίστοιχους ελέγχους.

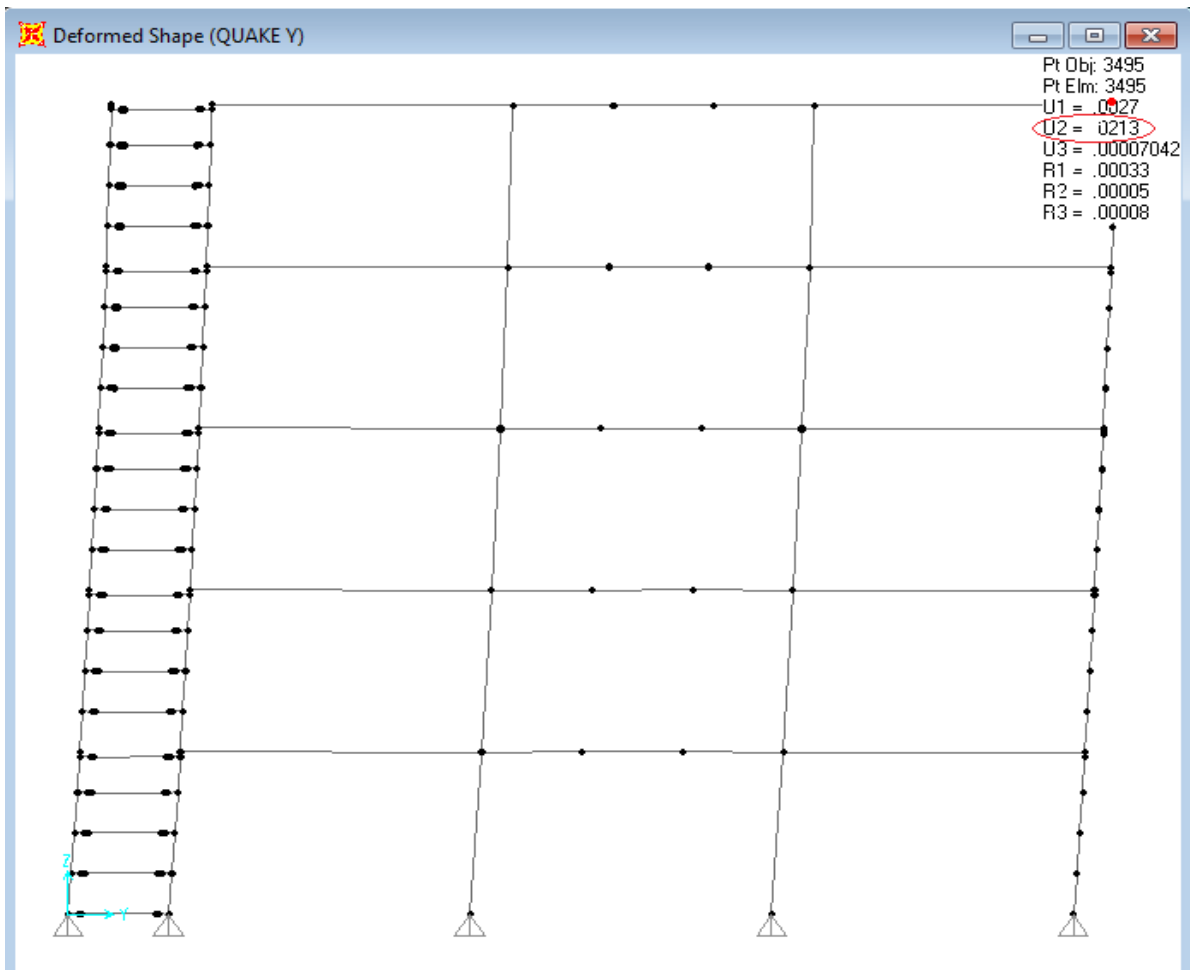


Σχήμα 6.5 Παραμορφωμένος φορέας για σεισμό στην x όψη

1. Limitation of interstorey drift					
Quake X	5th storey	4th storey	3rd storey	2 nd storey	1st storey
detop(mm)=	22,70	19,80	15,40	10,70	5,80
debot(mm)=	19,80	15,40	10,70	5,80	0,00
v=	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
dr=(detop-debot)*q=	14,5	22	23,5	24,5	29
dr*v=	7,25	11	11,75	12,25	14,5
0,0075*H _{0p} =	25,5	25,5	25,5	25,5	25,5
Check dr*v<0,0075*H _{0p}	OK	OK	OK	OK	OK

Πίνακας 6.1 Έλεγχος περιορισμού βλαβών κατά x

Παρατηρούμε, λοιπόν, πως ο έλεγχος περιορισμού βλαβών ικανοποιείται για όλους τους ορόφους κατά την διεύθυνση x του κτηρίου, αφού παντού ισχύει $d_r v \leq 0,0075h$.



Σχήμα 6.6 Παραμορφωμένος φορέας για σεισμό στην y όψη

1. Limitation of interstorey drift					
Quake Y	5th storey	4th storey	3rd storey	2 nd storey	1st storey
detop(mm)=	21,40	18,90	15,10	10,70	5,90
debot(mm)=	18,90	15,10	10,70	5,90	0,00
v=	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
dr=(detop-debot)*q=	12,5	19	22	24	29,5
dr*v=	6,25	9,5	11	12	14,75
0,0075*Hop=	25,5	25,5	25,5	25,5	25,5
Check dr*v<0,0075*Hop	OK	OK	OK	OK	OK

Πίνακας 6.2 Έλεγχος περιορισμού βλαβών κατά y

Παρατηρούμε, λοιπόν, πως ο έλεγχος περιορισμού βλαβών ικανοποιείται για όλους τους ορόφους κατά την διεύθυνση y του κτηρίου, αφού παντού ισχύει $d_r \cdot v \leq 0,0075h$.

6.3.1.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑ ΠΛΑΙΣΙΑ

Παραθέτουμε εν συνεχεία τους πίνακες που αφορούν και τους 9 τύπους πλαισίων και μια εικόνα για σεισμό 0,36 g σε κάθε περίπτωση διατομής

1. Limitation of interstorey drift (IPE ,0,16g)					
Quake X	5th storey	4th storey	3rd storey	2nd storey	1st storey
detop(mm)=	21,70	17,70	12,90	8,10	3,70
debot(mm)=	17,70	12,90	8,10	3,70	0,00
v=	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
dr=(detop-debot)*q=	20	24	24	22	18,5
dr*v=	10	12	12	11	9,25
0,0075*Hop=	25,5	25,5	25,5	25,5	25,5
Check dr*v<0,0075*Hop	OK	OK	OK	OK	OK

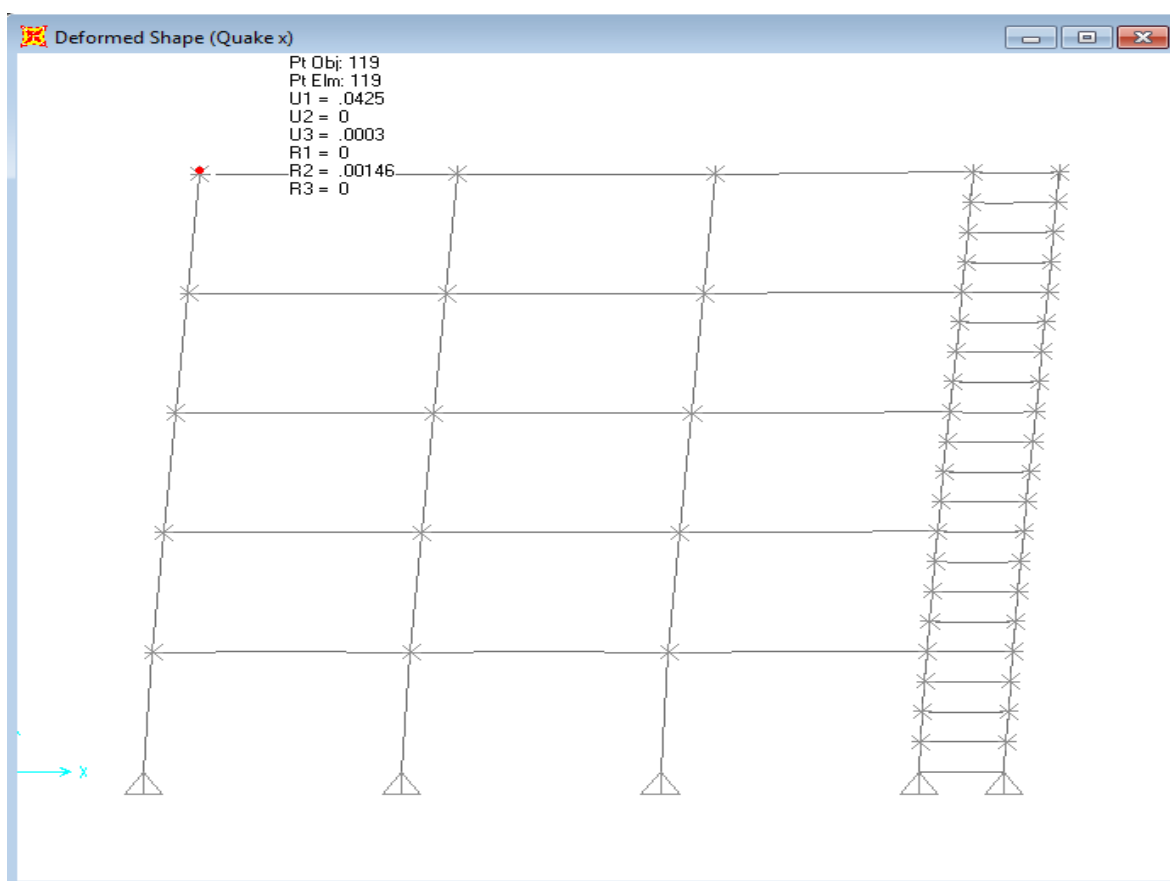
Πίνακας 6.3 Έλεγχος περιορισμού βλαβών πλαισίου IPE για σεισμό 0,16 g

1. Limitation of interstorey drift (IPE 0,24g)					
Quake X	5th storey	4th storey	3rd storey	2nd storey	1st storey
detop(mm)=	32,50	26,60	19,40	12,20	5,60
debot(mm)=	26,60	19,40	12,20	5,60	0,00
v=	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
dr=(detop-debot)*q=	29,5	36	36	33	28
dr*v=	14,75	18	18	16,5	14
0,0075*Hop=	25,5	25,5	25,5	25,5	25,5
Check dr*v<0,0075*Hop	OK	OK	OK	OK	OK

Πίνακας 6.4 Έλεγχος περιορισμού βλαβών πλαισίου IPE για σεισμό 0,24g

1. Limitation of interstorey drift (IPE 0,36g)					
Quake X	5th storey	4th storey	3rd storey	2nd storey	1st storey
detop(mm)=	42,50	34,00	24,30	14,90	6,50
debot(mm)=	34,00	24,30	14,90	6,50	0,00
v=	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
dr=(detop-debot)*q=	42,5	48,5	47	42	32,5
dr*v=	21,25	24,25	23,5	21	16,25
0,0075*Hop=	25,5	25,5	25,5	25,5	25,5
Check dr*v<0,0075*Hop	OK	OK	OK	OK	OK

Πίνακας 6.5 Έλεγχος περιορισμού βλαβών πλαισίου IPE για σεισμό 0,36g



Σχήμα 6.7 Παραμορφωμένη όψη πλαισίου με IPE για σεισμική δράση 0,36g

1. Limitation of interstorey drift (SHS 0,16g)					
Quake X	5th storey	4th storey	3rd storey	2nd storey	1st storey
detop(mm)=	21,80	17,90	13,20	8,40	3,90
debot(mm)=	17,90	13,20	8,40	3,90	0,00
v=	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
dr=(detop-debot)*q=	19,5	23,5	24	22,5	19,5
dr*v=	9,75	11,75	12	11,25	9,75
0,0075*Hop=	25,5	25,5	25,5	25,5	25,5
Check dr*v<0,0075*Hop	OK	OK	OK	OK	OK

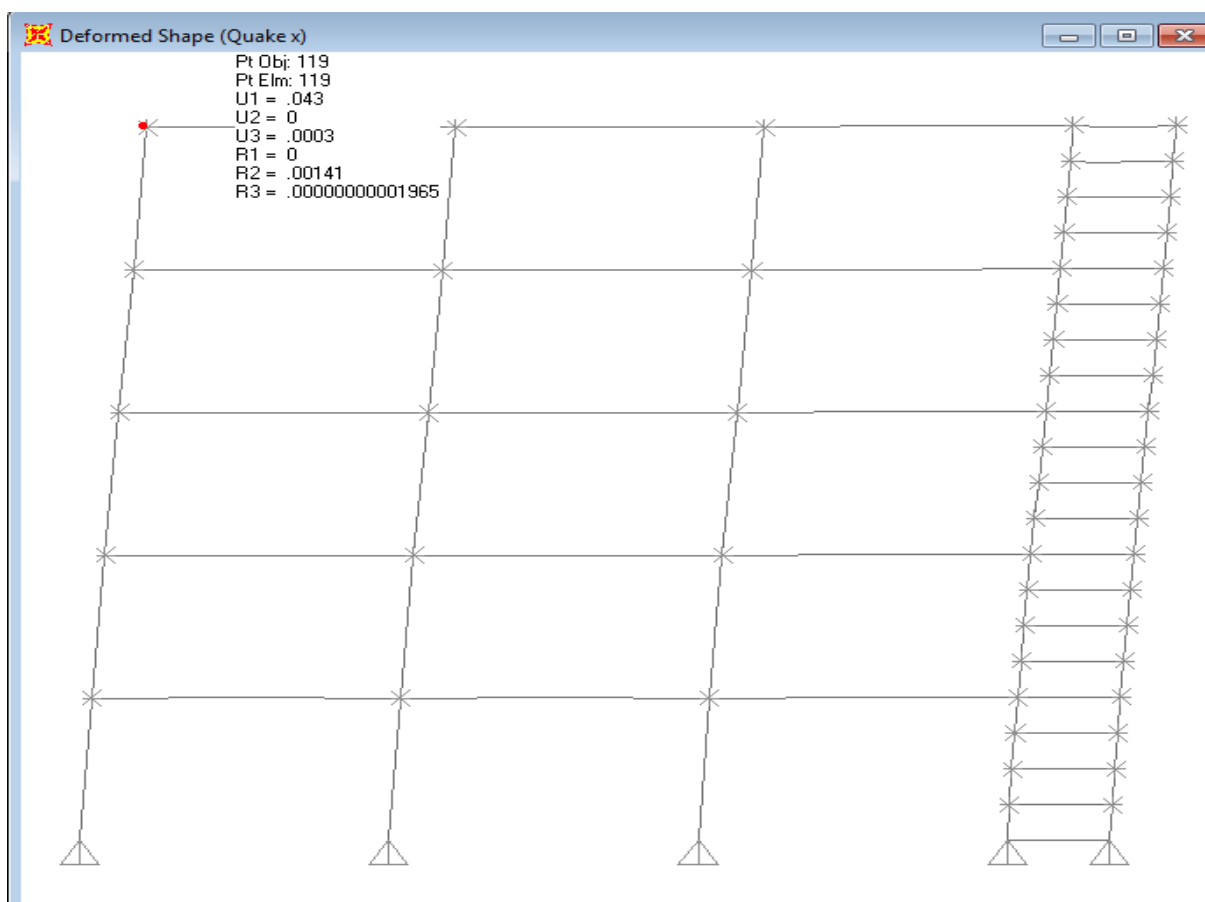
Πίνακας 6.6 Έλεγχος περιορισμού βλαβών πλαισίου με SHS για σεισμό 0,16g

1. Limitation of interstorey drift (SHS 0,24g)					
Quake X	5th storey	4th storey	3rd storey	2nd storey	1st storey
detop(mm)=	32,70	26,80	19,80	12,70	5,90
debot(mm)=	26,80	19,80	12,70	5,90	0,00
v=	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
dr=(detop-debot)*q=	29,5	35	35,5	34	29,5
dr*v=	14,75	17,5	17,75	17	14,75
0,0075*Hop=	25,5	25,5	25,5	25,5	25,5
Check dr*v<0,0075*Hop	OK	OK	OK	OK	OK

Πίνακας 6.7 Έλεγχος περιορισμού βλαβών πλαισίου με SHS για σεισμό 0,24g

1. Limitation of interstorey drift (SHS 0,36g)					
Quake X	5th storey	4th storey	3rd storey	2nd storey	1st storey
detop(mm)=	43,00	34,70	25,20	15,70	7,10
debot(mm)=	34,70	25,20	15,70	7,10	0,00
v=	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
dr=(detop-debot)*q=	41,5	47,5	47,5	43	35,5
dr*v=	20,75	23,75	23,75	21,5	17,75
0,0075*Hop=	25,5	25,5	25,5	25,5	25,5
Check dr*v<0,0075*Hop	OK	OK	OK	OK	OK

Πίνακας 6.8 Έλεγχος περιορισμού βλαβών πλαισίου με SHS για σεισμό 0,36g



Σχήμα 6.8 Παραμορφωμένη όψη πλαισίου με SHS για σεισμική δράση 0,36g

1. Limitation of interstorey drift (CHS, 0,16g)					
Quake X	5th storey	4th storey	3rd storey	2nd storey	1st storey
detop(mm)=	21,90	17,90	13,00	7,90	3,30
debot(mm)=	17,90	13,00	7,90	3,30	0,00
v=	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
dr=(detop-debot)*q=	20	24,5	25,5	23	16,5
dr*v=	10	12,25	12,75	11,5	8,25
0,0075*Hop=	25,5	25,5	25,5	25,5	25,5
Check dr*v<0,0075*Hop	OK	OK	OK	OK	OK

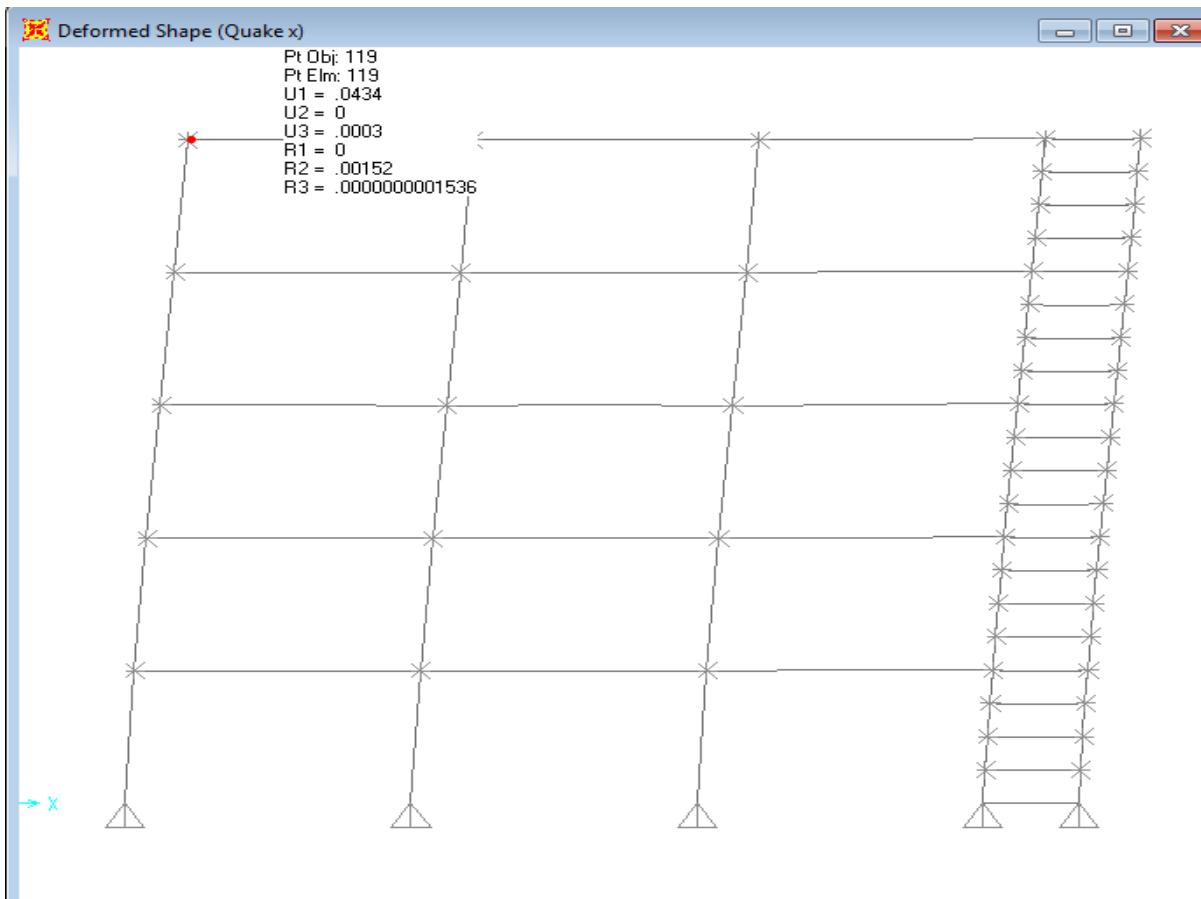
Πίνακας 6.9 Έλεγχος περιορισμού βλαβών πλαισίου με CHS για σεισμό 0,16g

1. Limitation of interstorey drift (CHS 0,24g)					
Quake X	5th storey	4th storey	3rd storey	2nd storey	1st storey
detop(mm)=	32,90	26,90	19,60	11,90	5,00
debot(mm)=	26,90	19,60	11,90	5,00	0,00
v=	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
dr=(detop-debot)*q=	0	0	0	0	0
dr*v=	0	0	0	0	0
0,0075*Hop=	0	0	0	0	0
Check dr*v<0,0075*Hop	NO	NO	NO	NO	NO

Πίνακας 6.10 Έλεγχος περιορισμού βλαβών πλαισίου με CHS για σεισμό 0,24g

1. Limitation of interstorey drift (CHS 0,36g)					
Quake X	5th storey	4th storey	3rd storey	2nd storey	1st storey
detop(mm)=	43,40	34,60	24,70	14,90	6,60
debot(mm)=	34,60	24,70	14,90	6,60	0,00
v=	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
dr=(detop-debot)*q=	44	49,5	49	41,5	33
dr*v=	22	24,75	24,5	20,75	16,5
0,0075*Hop=	25,5	25,5	25,5	25,5	25,5
Check dr*v<0,0075*Hop	OK	OK	OK	OK	OK

Πίνακας 6.11 Έλεγχος περιορισμού βλαβών πλαισίου με CHS για σεισμό 0,36g



Σχήμα 6.9 Παραμορφωμένη όψη πλαισίου με CHS για σεισμική δράση 0,36g

6.4 ΠΡΟΣΑΥΞΗΣΗ ΣΕΙΣΜΟΥ ΛΟΓΩ ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ ΒΑΣΗΣ

6.4.1 ΠΡΟΣΑΥΞΗΣΗ ΣΤΟ ΚΤΗΡΙΟ

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, εάν από τις σεισμικές δυνάμεις και το φάσμα σχεδιασμού προκύπτει ότι $V_{tot} / P_{tot} > \beta a_g$, τότε δεν απαιτείται προσαύξηση της τιμής του σεισμικού συντελεστή λόγω τέμνουσας βάσης, ενώ σε διαφορετική περίπτωση χρησιμοποιείται προσαυξητικός συντελεστής ίσος με $\beta a_g / (V_{tot} / P_{tot})$.

Από το SAP2000 βλέπουμε ότι η συνολική μάζα της κατασκευής για το σεισμικό συνδυασμό είναι 2229,5KN/(m/sec²).

Έτσι, με βάση το άθροισμα των ποσοστών των ιδιομορφικών μαζών των δύο πρώτων ιδιομορφών που έχουν ληφθεί υπόψη, η αντίστοιχη μάζα

κατά x γίνεται $0,92 * 2229,5 = 2051,14 / (m / sec^2)$ και τελικά το βάρος είναι $P_{tot} = 9,81 * 2051,14 = 20122$ KN

Ενώ κατά y $0,9522 * 2229,5 = 2135,861 / (m / sec^2)$ και τελικά το βάρος είναι $P_{tot} = 9,81 * 2135,861 = 20953$ KN

Από το SAP2000 έχουμε για το πενταόροφο κτήριο:

➤ Κατά x :

- P_{tot} = Συνολική μάζα πλαισίου από σεισμικό συνδυασμό (joint masses)=20122 Kg

- V_{tot} = Τέμνουσα βάσης από σεισμικό συνδυασμό (Quake x)=1719KN

- $P_{tot}/V_{tot} = 0,085 > b * a_g = 0,2 * 0,25 = 0,05 \rightarrow$ Ισχύει άρα δε χρειάζεται προσαύξηση λόγω τέμνουσας βάσης

➤ Κατά y :

$-P_{tot}$ = Συνολική μάζα πλαισίου από σεισμικό συνδυασμό (joint masses)=20953Kg

$-V_{tot}$ = Τέμνουσα βάσης από σεισμικό συνδυασμό (Quake y)=1749KN

$-P_{tot}/V_{tot}= 0,083 > b \cdot a_g = 0,2 \cdot 0,25 = 0,05 \rightarrow$ Ισχύει άρα δε χρειάζεται

προσαύξηση λόγω τέμνουσας βάσης

Σε περίπτωση που απαιτούνταν προσαύξηση του σεισμικού συντελεστή λόγω τέμνουσας βάσης, τότε ο συντελεστής αυτός θα πολλαπλασιαζόταν με αυτόν που προκύπτει από την απαίτηση λόγω φαινομένων 2ας τάξης και θα προέκυπτε ο τελικός συντελεστής από τον οποίο θα οριζόταν ο σεισμικός συνδυασμός σχεδιασμού.

6.4.2 ΠΡΟΣΑΥΞΗΣΗ ΣΤΑ ΠΛΑΙΣΙΑ

Για τα πλαίσια θα παρουσιάσουμε ενδεικτικά 3 πίνακες που φτιάξαμε στο excel για την περίπτωση σεισμού 0,36 g για τα 3 είδη διατομών(σε όλες τις περιπτώσεις δεν χρειάζεται προσαύξηση για τέμνουσα)

Mode	Eigen period sec	Participating mass ratios X (%)
1	1,160	77,35
2	0,358	16,20
Sum		93,55
Ptot (kN)= Joint masses	4637	
Vtot (kN)= Base Reactions- Quake x	373	
Lower bound for the horizontal design spectrum EC8 ($P_{tot}/V_{tot} > b \cdot a_g$)		base shear multiplier
0,080	OK	1,00
0,072	ag=	0,36

Πίνακας 6.12 Υπολογισμός συντελεστή προσαύξησης σεισμού λόγω τέμνουσας βάσης για πλαίσιο με IPE

Mode	Eigen period sec	Participating mass ratios X (%)
1	1,178	78,47
2	0,363	15,77
Sum		94,24
Ptot (kN)= Joint masses	4643	
Vtot (kN)= Base Reactions- Quake x	372	
Lower bound for the horizontal design spectrum EC8 (Ptot/Vtot> b*ag)		base shear multiplier
0,080	OK	1,00
0,072	ag=	0,36

Πίνακας 6.13 Υπολογισμός συντελεστή προσαύξησης σεισμού λόγω τέμνουσας βάσης για πλαίσιο με SHS

Mode	Eigen period sec	Participating mass ratios X (%)
1	1,185	77,00
2	0,371	16,30
Sum		93,30
Ptot (kN)= Joint masses	4642	
Vtot (kN)= Base Reactions- Quake x	367	
Lower bound for the horizontal design spectrum EC8 (Ptot/Vtot> b*ag)		base shear multiplier
0,079	OK	1,00
0,072	ag=	0,36

Πίνακας 6.14 Υπολογισμός συντελεστή προσαύξησης σεισμού λόγω τέμνουσας βάσης για πλαίσιο με CHS

6.5 ΚΑΘΟΛΙΚΗ ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΣΕ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ

-ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΦΑΙΝΟΜΕΝΑ ΔΕΥΤΕΡΑΣ ΤΑΞΗΣ

6.5.1 ΤΡΟΠΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΣΧΕΤΙΚΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΟΡΟΦΟΥ Θ-ΓΕΝΙΚΑ

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

Υπάρχουν 2 τρόποι γι αυτό:

1) Τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως (αποτελέσματα P- δ) δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη εάν η ακόλουθη συνθήκη ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10$$

όπου

θ είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου

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

d_r είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου και υπολογίζεται σύμφωνα με την **6.3**

V_{tot} είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου, και

h είναι το ύψος του ορόφου.

Οι σχετικοί κανονισμοί απαιτούν $\theta < 0,1$ έτσι ώστε να μην λαμβάνονται υπόψη τα φαινόμενα 2ας τάξεως. Σε κάθε περίπτωση πρέπει $\theta < 0,3$, διαφορετικά θα χρειαστεί ανάλυση 2^{ας} τάξεως

2)Εναλλακτικά ο συντελεστής ευαισθησίας θ μπορεί να υπολογιστεί με μεγαλύτερη ακρίβεια από την γραμμική ανάλυση λυγισμού για σεισμό που εισάγαμε στο SAP όπως είδαμε σε προηγούμενο κεφάλαιο (Η φόρτιση buckling_seismic $1*DEAD+1*ADD_DEAD+0,3*LIVE_ROOF+0,3*\varphi*LIVE_STOREY$). Υπολογίζουμε έτσι τον συντελεστή a_{cr} στο κτήριο και τα πλαίσια με τον οποίο αν πολλαπλασιασθεί το φορτίο σχεδιασμού θα προκληθεί ελαστική αστάθεια καθολικής μορφής. Οι ιδιομορφές που θα προκαλέσουν καθολικό λυγισμό για πρώτη φορά (και όχι ιδιομορφές με λυγισμό μεμονωμένων μελών) κατά x και y στην κατασκευή, είναι αυτές των οποίων θα ληφθεί ο συντελεστής λυγισμού και κατ επέκταση το a_{cr} , αφού διαιρέσουμε με q , λαμβάνοντας υπόψιν και τον παράγοντα των πλαστικών μετακινήσεων του κτηρίου

Άρα ο συντελεστής ευαισθησίας είναι

$$\theta = \frac{q}{a_{cr}}$$

- ✓ Εάν $0,1 < \theta < 0,2 \rightarrow$ τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις με συντελεστή ίσο με $1/(1 - \theta)$.
- ✓ Η τιμή του συντελεστή θ δεν θα υπερβαίνει το 0,3.

Εμείς επιλέγουμε τον 2^ο τρόπο

6.5.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ θ ΣΤΟ ΚΤΗΡΙΟ

Για το πενταόροφο κτήριο έχουμε καθολικό λυγισμό (και όχι απλά λυγισμό μεμονωμένων μελών) στην 1^η ιδιομορφή(με συντελεστή ίσο με 48,20). Παραθέτουμε το σχήμα της και ένα πίνακα υπολογισμού του παράγοντα $1/(1 - \theta)$ με τον οποίο θα προσαυξήσουμε τα μεγέθη του σεισμικού συνδυασμού. Τελικά $1/(1 - \theta) = 1,12$.

Στην περίπτωση αυτή το φορτίο σχεδιασμού του φορέα που εισάγουμε είναι ο αρχικός συνδυασμός 1,00G + 0,30Q (προσθέτοντας φυσικά κάθε φορά τις εκάστοτε σεισμικές δράσεις οι οποίες όμως δεν επηρεάζουν τους συντελεστές λυγισμού αφού είναι οριζόντιες). Παρακάτω παρατίθεται ένας πίνακας με τους κρίσιμους συντελεστές λυγισμού για τις 12 πρώτες ιδιομορφές λυγισμού της κατασκευής, όπως προκύπτει από το πρόγραμμα στατικής επίλυσης για την ανωτέρω ανάλυση, καθώς και τα σχήματα στα οποία φαίνονται οι 4 πρώτες ιδιομορφές λυγισμού του φορέα μαζί με τις αντίστοιχες τιμές του κρίσιμου συντελεστή λυγισμού.

Για να βρούμε τους κρίσιμους συντελεστές λυγισμού δημιουργήσαμε την φόρτιση BUCKLING SEISMIC στο SAP όπως προαναφέραμε

Load Case Data - Buckling

Load Case Name: BUCKLING SEISMIC [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...] Load Case Type: Buckling [Design...]

Stiffness to Use

Zero Initial Conditions - Unstressed State

Stiffness at End of Nonlinear Case [v]

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

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	1.
Load Pattern	DEAD	1.
Load Pattern	ADDITIONAL DI	1.
Load Pattern	LIVE ROOF	0,3
Load Pattern	LIVE STOREY	0,24

Buttons: Add, Modify, Delete

Other Parameters

Number of Buckling Modes: 50

Eigenvalue Convergence Tolerance: 1,000E-09

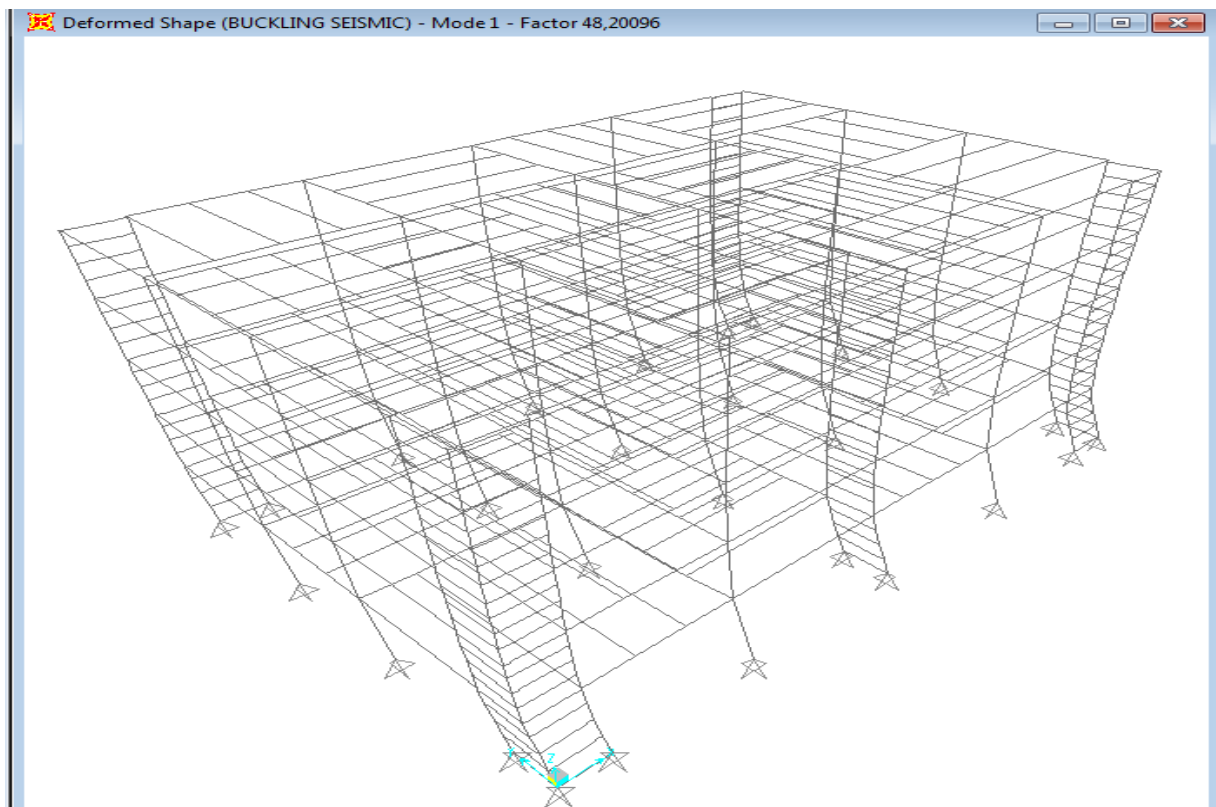
Buttons: OK, Cancel

Σχήμα 6.10 Εισαγωγή συνδυασμού BUCKLING SEISMIC στο SAP

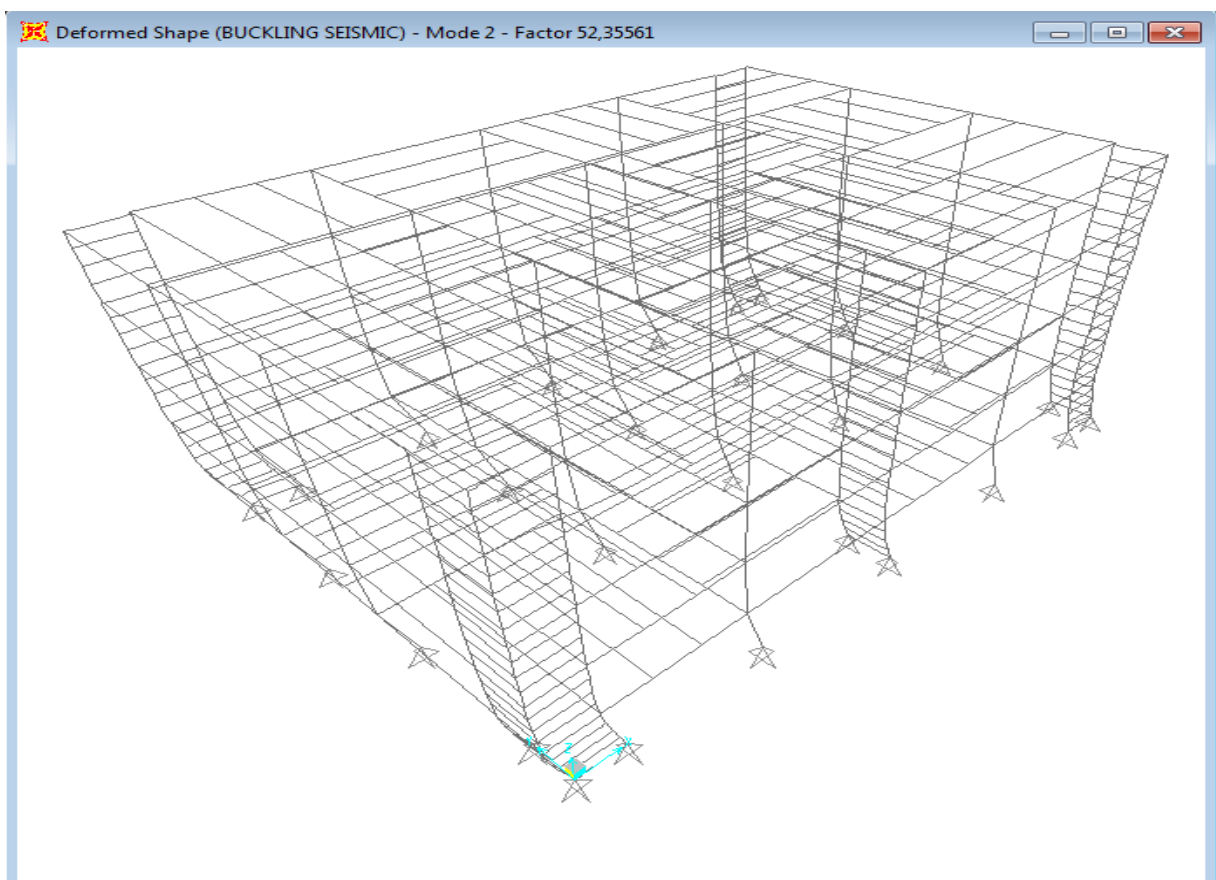
TABLE: Buckling Factors			
OutputCase	StepType	StepNum	ScaleFactor
Text	Text	Unitless	Unitless
BUCKLING SEISMIC	Mode	1	48,200955
BUCKLING SEISMIC	Mode	2	52,355611
BUCKLING SEISMIC	Mode	3	63,195277
BUCKLING SEISMIC	Mode	4	63,987503
BUCKLING SEISMIC	Mode	5	64,756736
BUCKLING SEISMIC	Mode	6	64,860012
BUCKLING SEISMIC	Mode	7	71,765738
BUCKLING SEISMIC	Mode	8	74,798586
BUCKLING SEISMIC	Mode	9	75,643779
BUCKLING SEISMIC	Mode	10	76,451358
BUCKLING SEISMIC	Mode	11	77,850117
BUCKLING SEISMIC	Mode	12	79,240438

Πίνακας 6.14 12 πρώτοι συντελεστές σεισμικού λυγισμού του κτηρίου

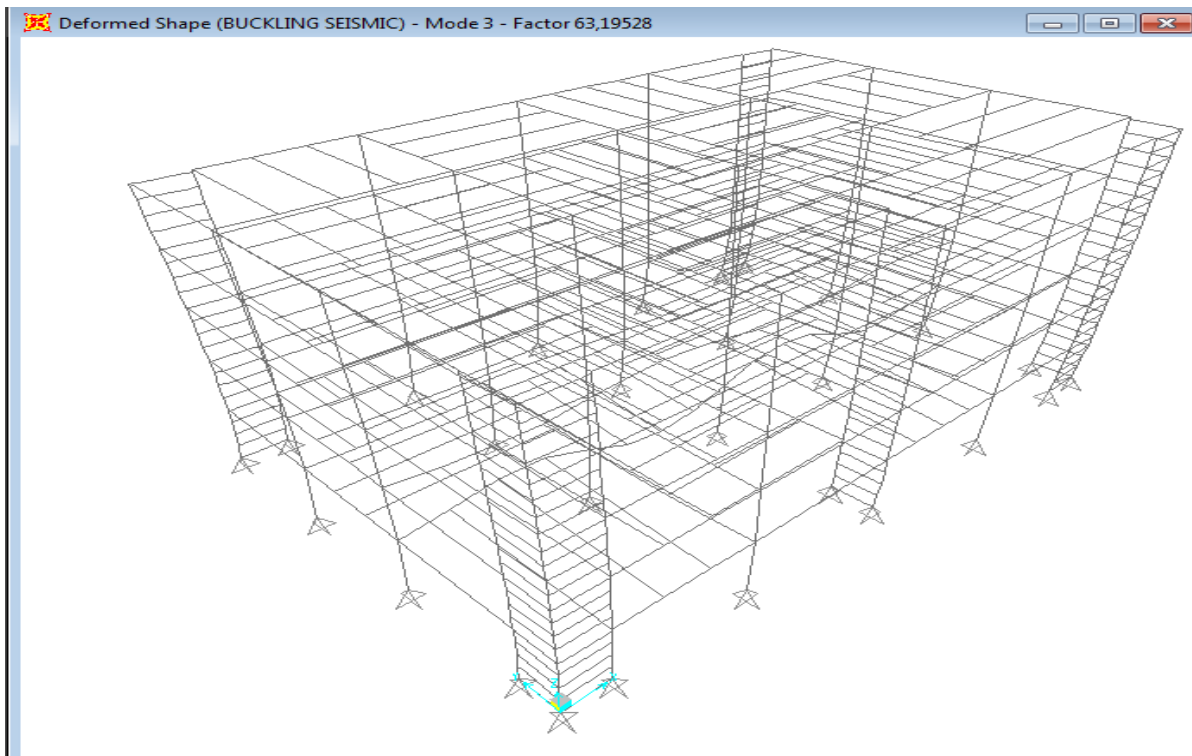
Παρακάτω παραθέτουμε τα σχήματα στα οποία φαίνονται οι 4 πρώτες ιδιομορφές λυγισμού του φορέα (που φυσικά εμφανίζουν και τους μεγαλύτερους συντελεστές) για το βασικό σεισμικό συνδυασμό, καθώς και η τιμή του κρίσιμου συντελεστή λυγισμού για την καθεμία από αυτές.



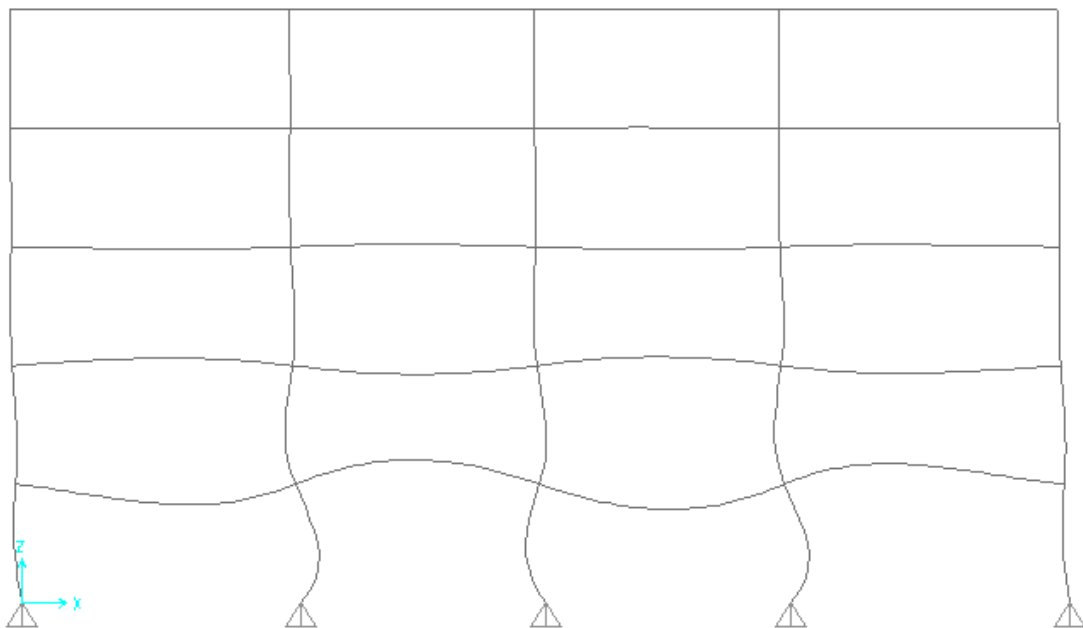
Σχήμα 6.11 1^η ιδιομορφή λυγισμού (κρίσιμη ως μικρότερη και καθολικού λυγισμού) για το βασικό σεισμικό συνδυασμό κατά y



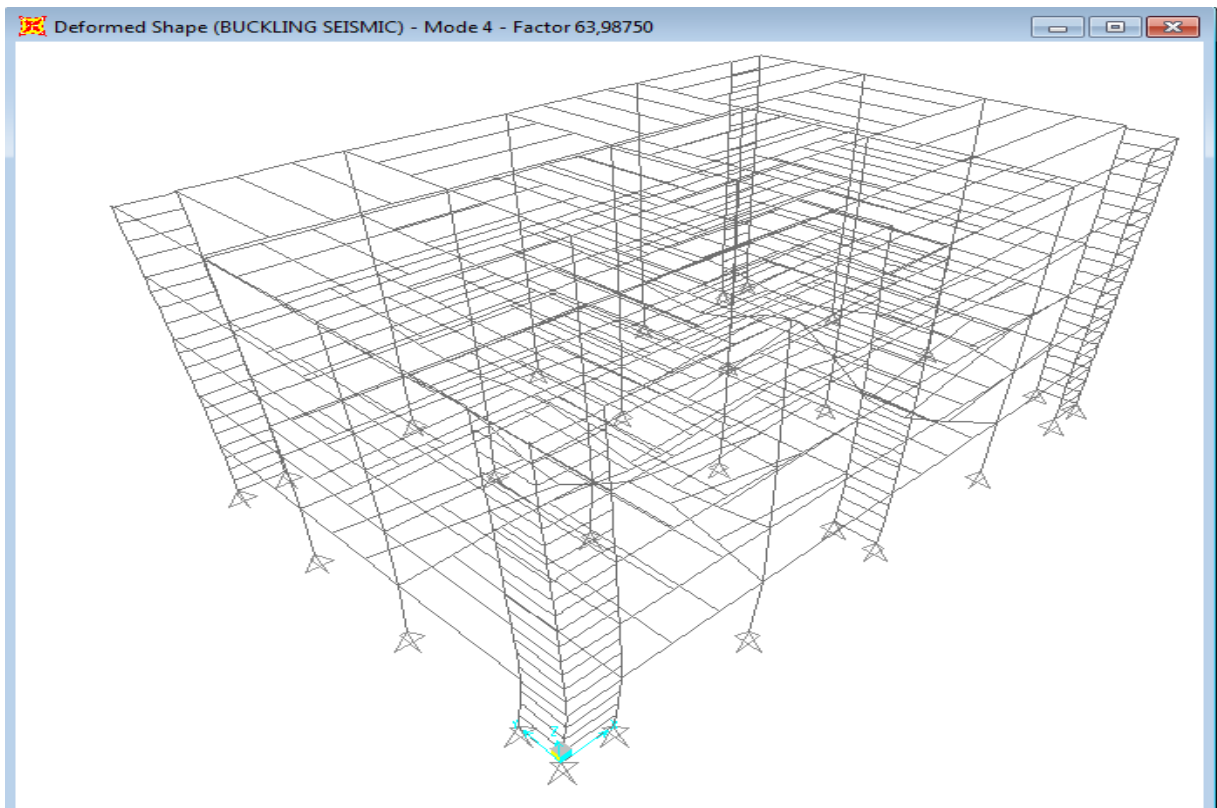
Σχήμα 6.12 2^η ιδιομορφή λυγισμού (καθολικός) για το βασικό σεισμικό συνδυασμό κατά x



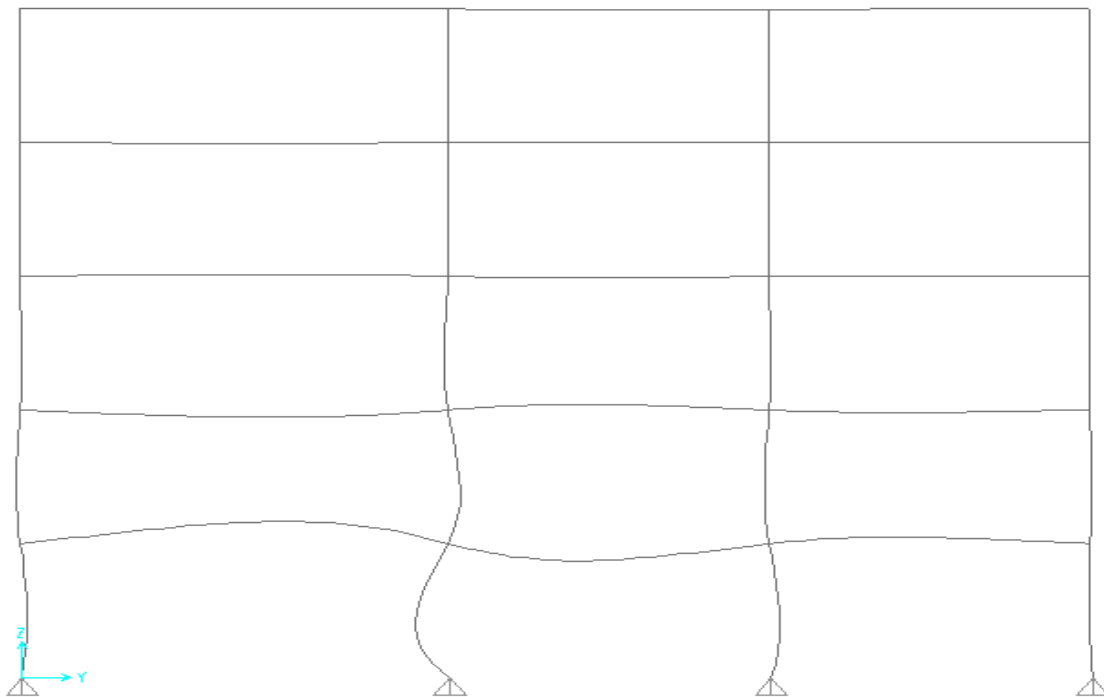
Σχήμα 6.13 3^η ιδιομορφή λυγισμού για το βασικό σεισμικό συνδυασμό (λυγισμός μεμονωμένων μελών κατά x)



Σχήμα 6.14 Τομή κατά χ(3) για την 3^η ιδιομορφή, ενδεικτική λυγισμού των μεμονωμένων μελών



Σχήμα 6.15 4^η ιδιομορφή λυγισμού για το βασικό σεισμικό συνδυασμό (λυγισμός μεμονωμένων μελών κατά y)



Σχήμα 6.16 Τομή κατά y(C) για την 4^η ιδιομορφή, ενδεικτική λυγισμού των μεμονωμένων μελών

2. 2nd order effects	1ST mode
buck factor=	48,20
acr=buck factor/q=	9,64
θ =	0,104
Load multiplier	1,12

Πίνακας 6.15 Υπολογισμός συντελεστή προσαύξησης σεισμικών φορτίων για καθολικό λυγισμό του κτηρίου

6.5.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ θ ΣΤΑ ΠΛΑΙΣΙΑ

Για τα πλαίσια παραθέτουμε τον παρακάτω πίνακα και για τις 3 περιπτώσεις διατομών στην περίπτωση σεισμού 0,16g η οποία είναι και η δυσμενέστερη γιατί οι διατομές είναι μικρότερης δυσκαμψίας σε σχέση με αυτές μεγαλύτερων σεισμικών εντάσεων άρα οι επιρροές 2ας τάξης(πολ/σης φορτίου) προκύπτουν μεγαλύτερες αλλά και πάλι μέσα στα επιθυμητά πλαίσια του συντελεστή ευαισθησίας $0,1 < \theta < 0,2$. Είναι προφανώς μεγαλύτερες και από του κτηρίου αφού αυτό σχεδιάστηκε για σεισμό 0,25g

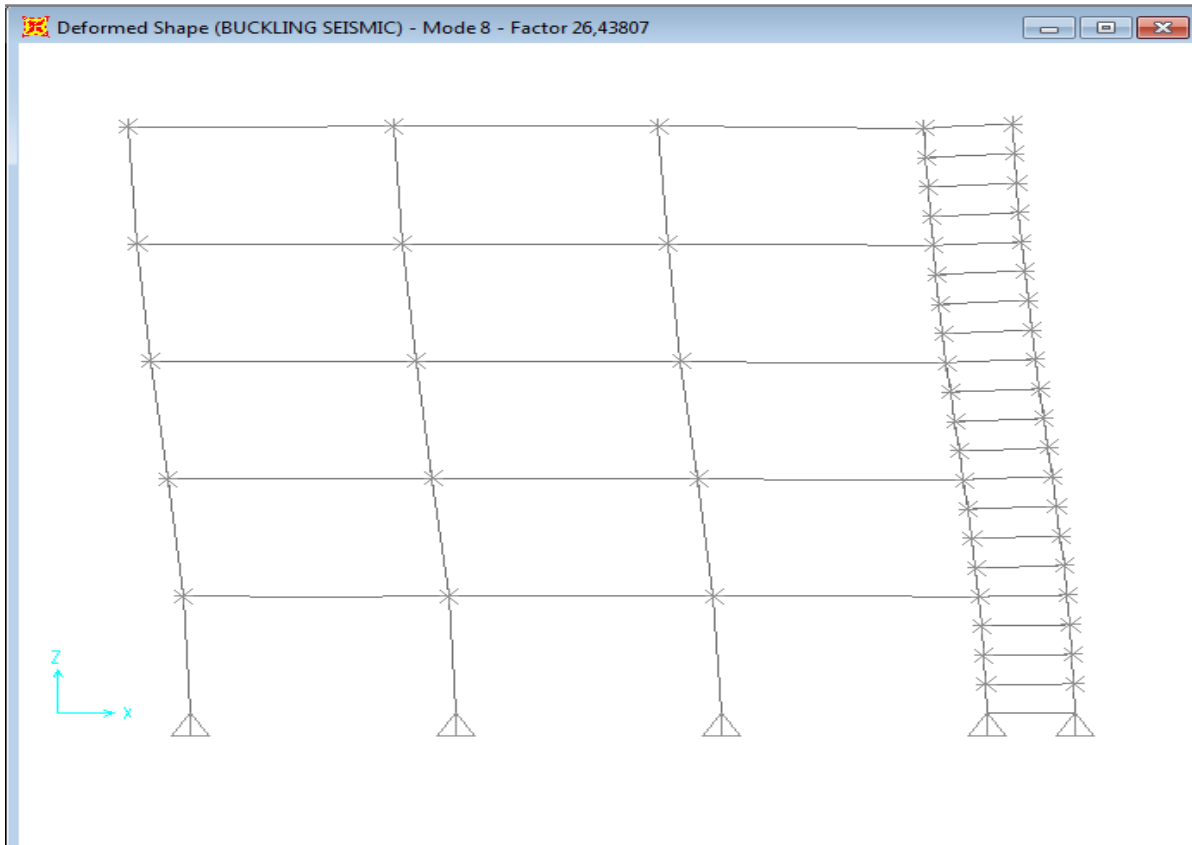
IPE	buck factor=	26,43	8th mode
	acr=buck factor/q=	5,29	
	θ =	0,189	
	Load multiplier	1,23	
SHS	buck factor=	26,17	6th mode
	acr=buck factor/q=	5,23	
	θ =	0,191	
	Load multiplier	1,24	
CHS	buck factor=	25,01	6th mode
	acr=buck factor/q=	5,00	
	θ =	0,200	
	Load multiplier	1,25	

Πίνακας 6.16 Υπολογισμός συντελεστών προσαύξησης σεισμικών φορτίων για καθολικό λυγισμό πλαισίων

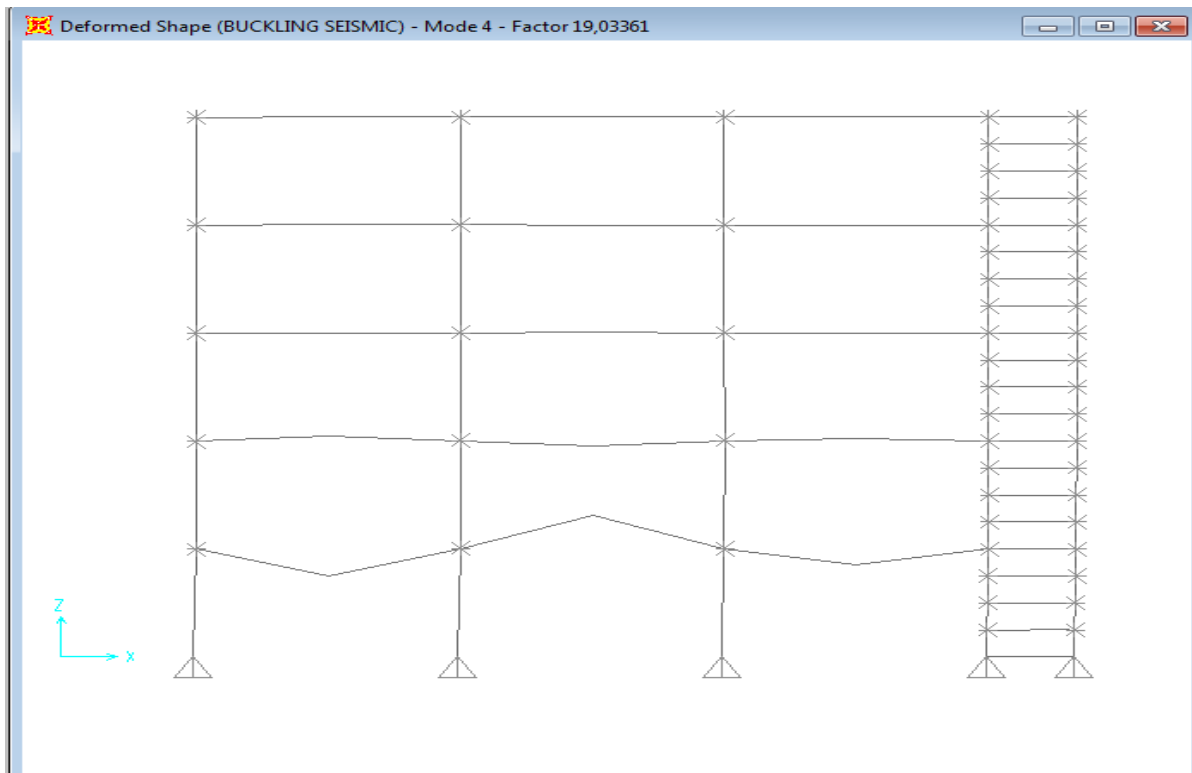
Όπως είδαμε και παραπάνω, στα πλαίσια δεν θα χρειαστεί ανάλυση 2^{ης} τάξης. Επίσης παρατηρούμε ότι ο συντελεστής θ προκύπτει σχεδόν ίδιος και για τα 3 είδη διατομών. Ενδεικτικά θα παραθέσουμε τους 15 πρώτους συντελεστές λυγισμού που υπολογίσαμε για το πλαίσιο με διατομές IPE στα δοκάρια των fuseis και για σεισμό 0,16g (όμοια για 0,24g), καθώς και τις 2 πρώτες ιδιομορφές λυγισμού.

TABLE: Buckling Factors			
OutputCase	StepType	StepNum	ScaleFactor
Text	Text	Unitless	Unitless
BUCKLING SEISMIC	Mode	1	10,892868
BUCKLING SEISMIC	Mode	2	10,987732
BUCKLING SEISMIC	Mode	3	18,519169
BUCKLING SEISMIC	Mode	4	19,033613
BUCKLING SEISMIC	Mode	5	21,734699
BUCKLING SEISMIC	Mode	6	21,896612
BUCKLING SEISMIC	Mode	7	23,982489
BUCKLING SEISMIC	Mode	8	26,438072
BUCKLING SEISMIC	Mode	9	31,711117
BUCKLING SEISMIC	Mode	10	35,142602
BUCKLING SEISMIC	Mode	11	35,374205
BUCKLING SEISMIC	Mode	12	37,62855
BUCKLING SEISMIC	Mode	13	44,442657
BUCKLING SEISMIC	Mode	14	47,683863
BUCKLING SEISMIC	Mode	15	48,167186

Πίνακας 6.17 Υπολογισμός των 15 πρώτων ιδιομορφών σεισμικού λυγισμού για το πλαίσιο με IPE για σεισμό 0,16g και 0,24g



Σχήμα 6.17 Κρίσιμη ιδιομορφή (καθολικός λυγισμός φορέα για 1^η φορά)



Σχήμα 6.18 Λυγισμός μεμονομένων μελών

6.6 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΩΝ FUSEIS ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ

6.6.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΟ ΚΤΗΡΙΟ-ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ

Οι δοκοί fuseis είναι τα μέλη τα οποία πρέπει να παραλάβουν όλη τη σεισμική δύναμη όπως έχουμε και αναφέρει προηγουμένως. Άρα πρέπει να μελετηθούν σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 και εν συνεχεία να χρησιμοποιήσουμε τα εντατικά τους μεγέθη και αντοχές για να προσδώσουμε υπεραντοχή στα υποστυλώματα. Όπως είδαμε και με τους ελέγχους για προσαύξηση σε τέμνουσα βάσης και για φαινόμενα 2ας τάξης ο αρχικός σεισμικός συνδυασμός $1 \cdot G + 0,3 \cdot ROOF + 0,24 \cdot STOREY + QUAKE_X + QUAKE_Y$ πρέπει να προσαυξηθεί στα σεισμικά του μεγέθη (QUAKE) με ένα συντελεστή που ισούται με το γινόμενο του συντελεστή προσαύξησης λόγω τέμνουσας βάσης με τον συντελεστή προσαύξησης λόγω φαινομένων 2ας τάξης. Αφού για το κτήριο δεν υπάρχει προσαύξηση λόγω τέμνουσας τότε ο τελικός συντελεστής για τις δοκούς είναι $a = 1,12$. Εφόσον έχουμε 2 διευθύνσεις θα εισάγουμε με την εντολή ENVELOPE (έτσι ώστε να προκύψει η περιβάλλουσα των πιο δυσμενών εντατικών μεγεθών) στο SAP 8 σεισμικούς συνδυασμούς ανάλογα με το ποια διεύθυνση είναι η κύρια. Εφόσον για τις ιδιοπεριόδους του κτιρίου δεν ικανοποιείται η σχέση $T_j \leq 0,9T_i$ (που περιλαμβάνει και μεταφορικές και στρεπτικές ιδιομορφές), για το συνδυασμό των ιδιομορφικών μεγίστων χρησιμοποιούμε τη μέθοδο του Πλήρους Τετραγωνικού Συνδυασμού (CQC), ενώ για τη χωρική επαλληλία κάνουμε χρήση της μεθόδου SRSS.

$$1 G + 0,3 Q + 1,12(1 \cdot a)E_x + 0,34(0,3 \cdot a) E_y$$

$$1 G + 0,3 Q - 1,12E_x - 0,34 E_y$$

$$1 G + 0,3 Q - 1,12E_x + 0,34 E_y$$

$$1 G + 0,3 Q + 1,12E_x - 0,34 E_y$$

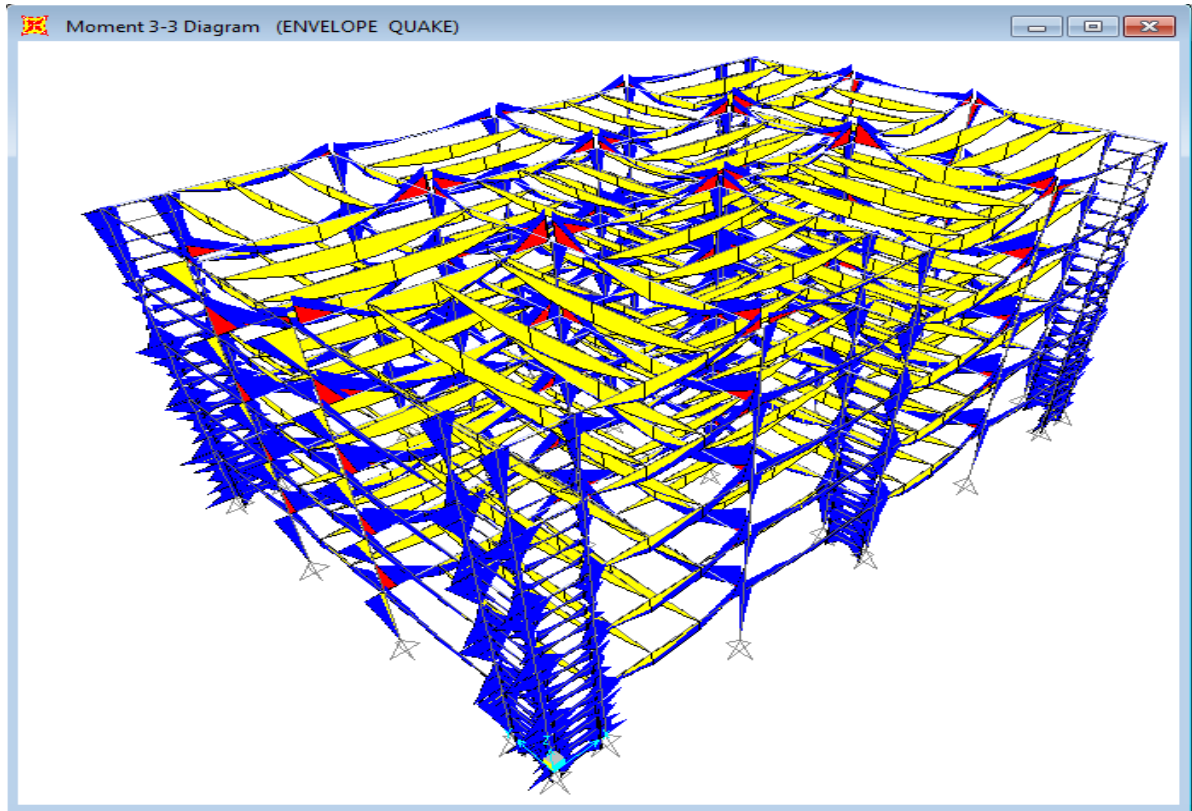
$$1 G + 0,3 Q + 1,12E_y + 0,34 E_x$$

$$1 G + 0,3 Q - 1,12E_y - 0,34 E_x$$

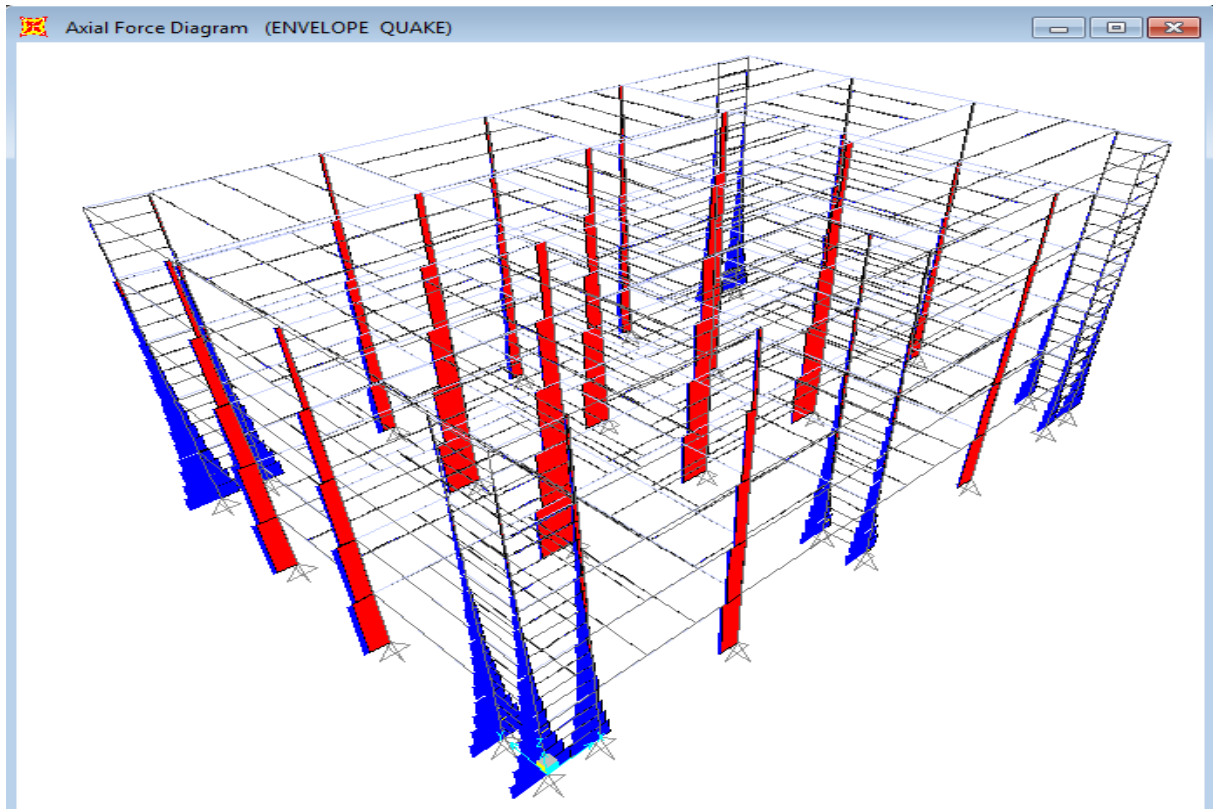
$$1 G + 0,3 Q - 1,12E_y + 0,34 E_x$$

$$1 G + 0,3 Q + 1,12E_y - 0,34 E_x$$

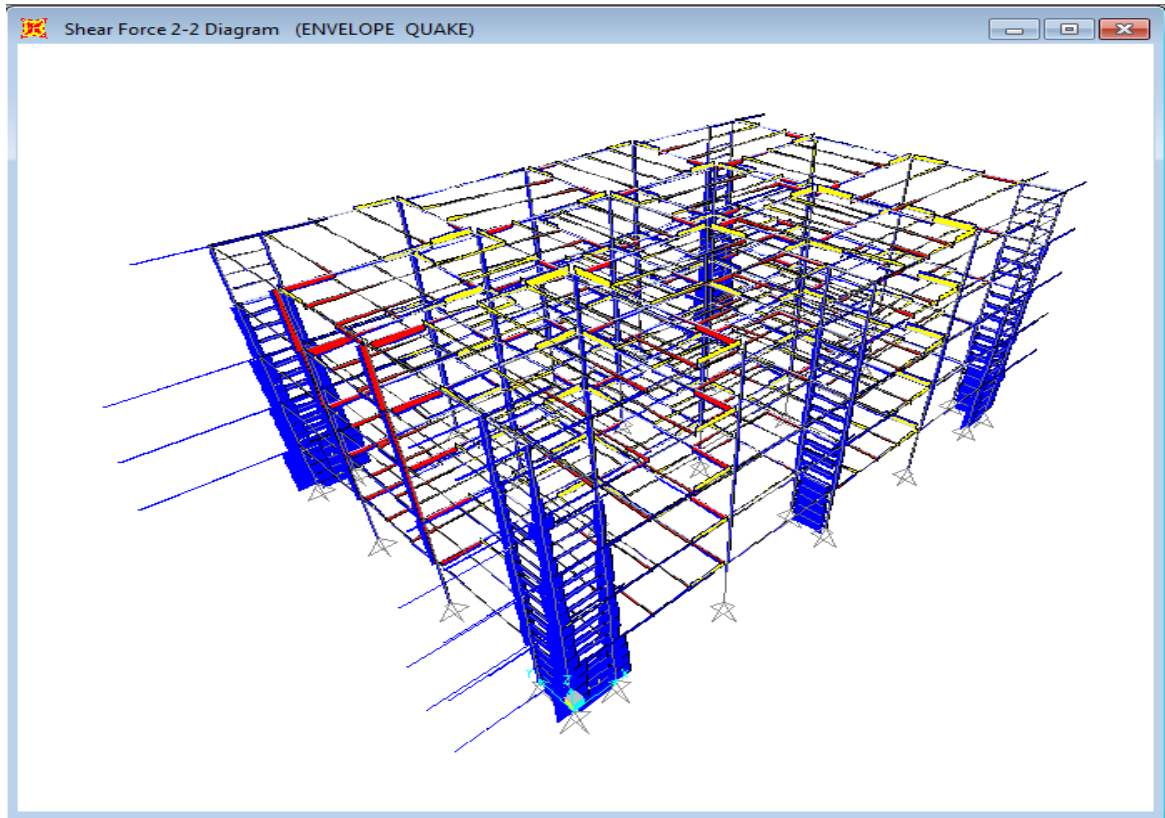
Μετά την ανάλυση προκύπτουν τα παρακάτω εντατικά μεγέθη



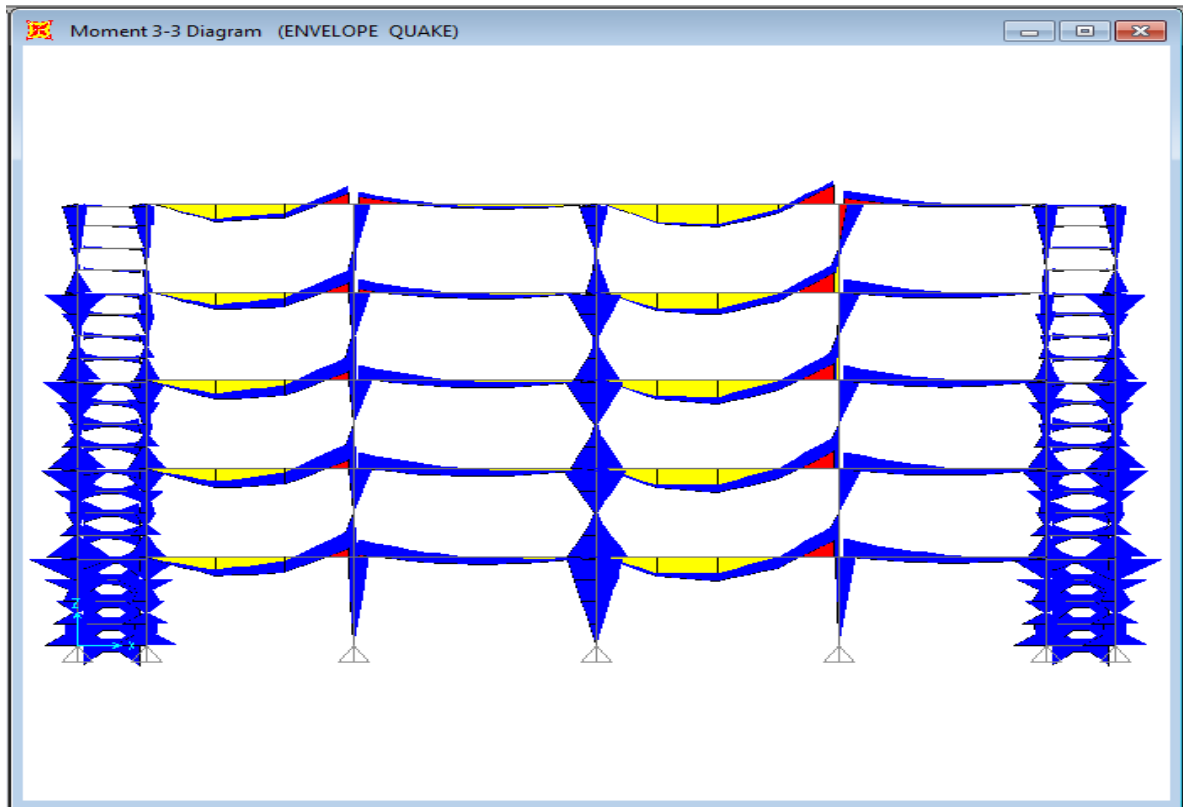
Σχήμα 6.19 Περιβάλλουσα ροπών 3-3 των 8 βασικών σεισμικών συνδυασμών



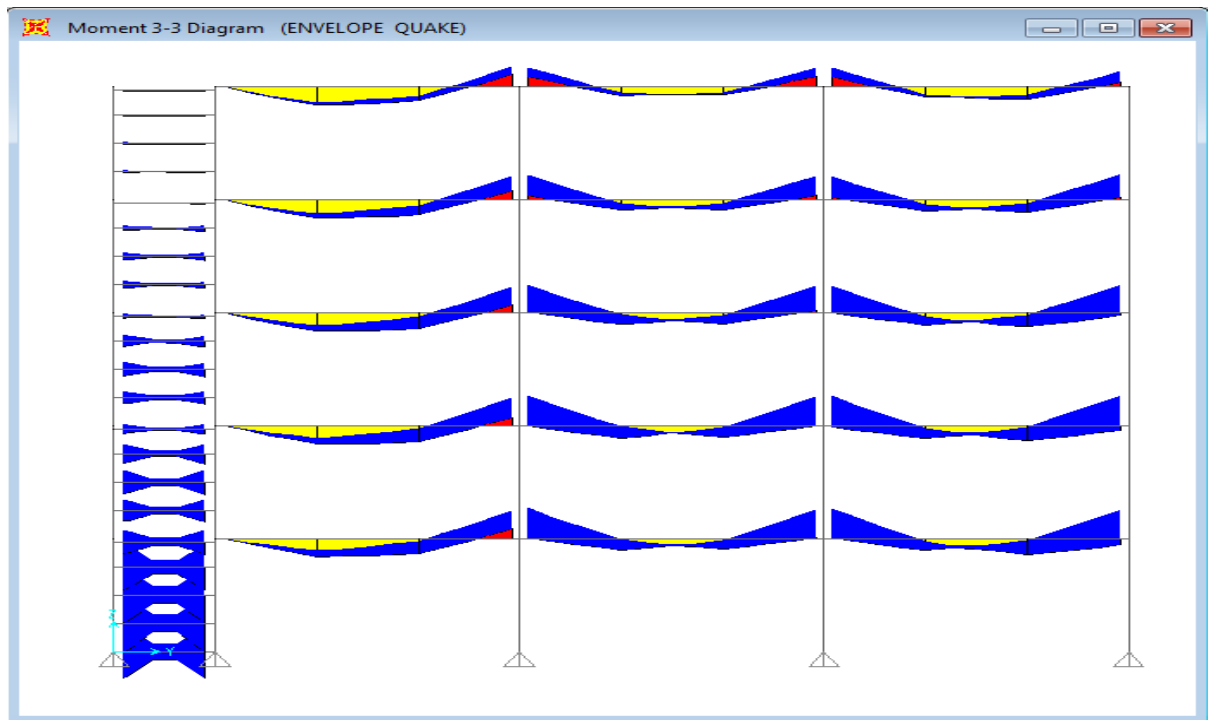
Σχήμα 6.20 Περιβάλλουσα αξονικών δυνάμεων των 8 βασικών σεισμικών συνδυασμών



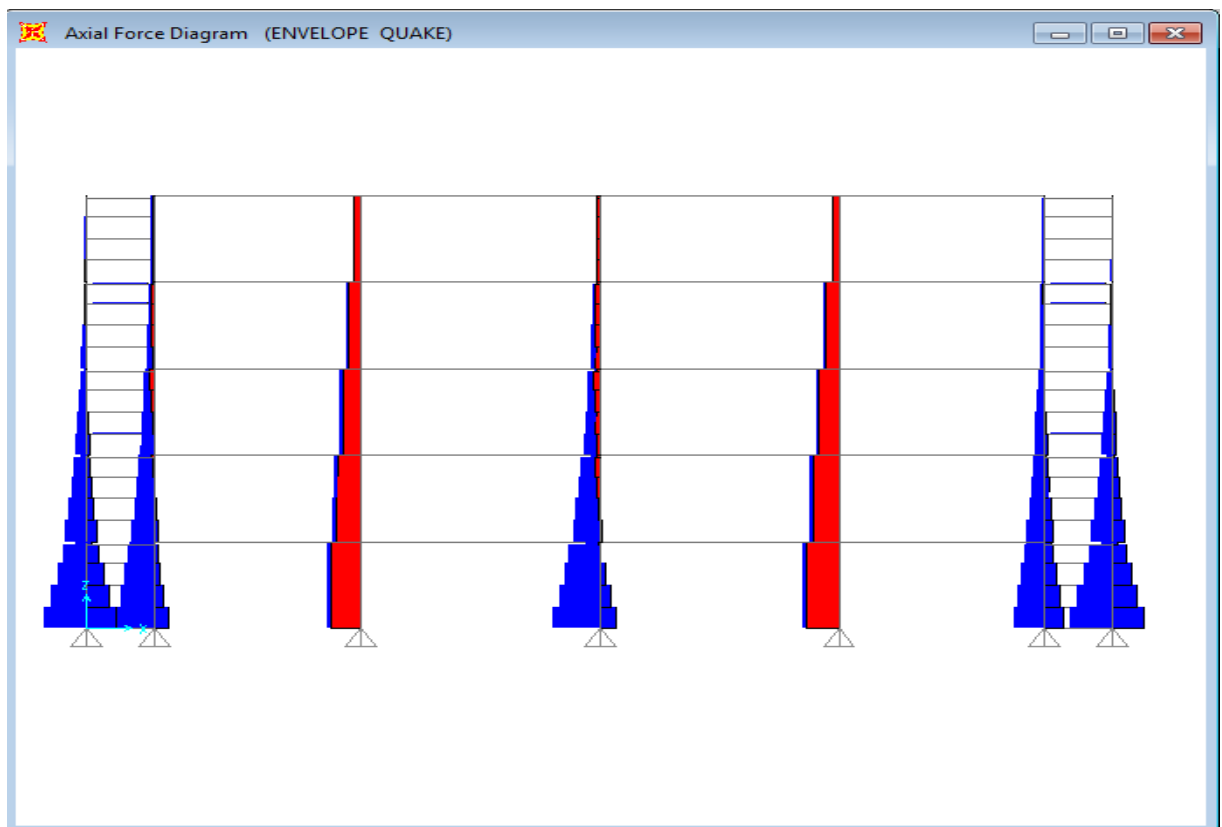
Σχήμα 6.21 Περιβάλλουσα τεμνουσών 2-2 των 8 βασικών σεισμικών συνδυασμών



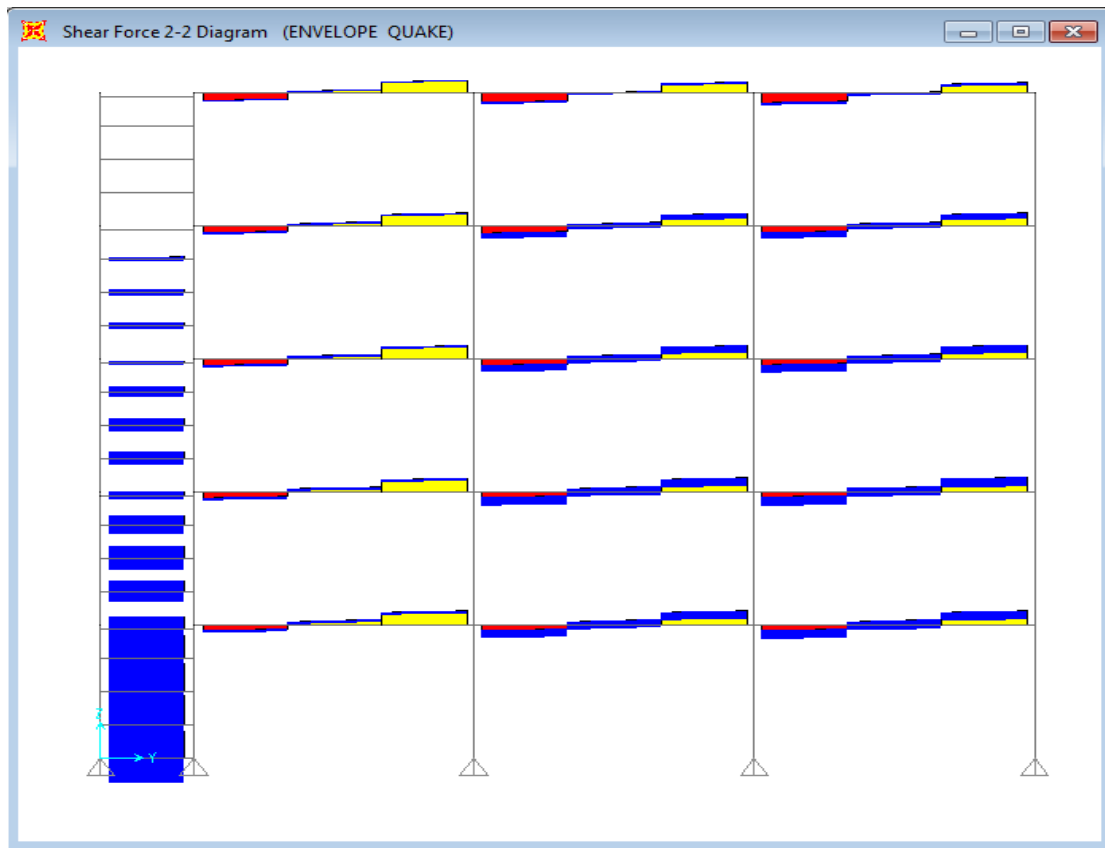
Σχήμα 6.22 Περιβάλλουσα ροπών 3-3 σε όψη κατά τη χ διεύθυνση



Σχήμα 6.23 Περιβάλλουσα ροπών 3-3 σε όψη κατά τη y διεύθυνση



Σχήμα 6.24 Περιβάλλουσα αξονικών σε όψη κατά τη x διεύθυνση



Σχήμα 6.25 Περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων 2-2 σε όψη κατά τη y διεύθυνση

Οι έλεγχοι αυτοί αφορούν την αξονική δύναμη, την τέμνουσα δύναμη και, τέλος, τη ροπή κάμψης. Συγκεκριμένα πρέπει να ικανοποιούνται ταυτόχρονα οι παρακάτω σχέσεις:

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} < 0,15,$$

$$V_{Ed} / V_{pl,Rd} < 1$$

και $M_{Ed} / M_{pl,Rd} < 1,$

όπου $N_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$ και $M_{pl,Rd}$ είναι αντίστοιχα οι πλαστικές αντοχές των διατομών σε αξονική, τέμνουσα και ροπή, ενώ N_{Ed} , V_{Ed} και M_{Ed} είναι τα δρώντα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού.

Διευκρινίζεται ότι, όσον αφορά την δρώσα διατμητική δύναμη σχεδιασμού, προκύπτει από την σχέση $V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$ όπου

$V_{Ed,G}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας η οποία οφείλεται σε μη σεισμικές δράσεις

$V_{Ed,M}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας η οποία οφείλεται στην εφαρμογή των πλαστικών ροπών (με αντίθετα πρόσημα) στις διατομές των άκρων της δοκού.

Επισημαίνουμε, επίσης, πως στους ελέγχους που ακολουθούν δεν έχει πραγματοποιηθεί μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω τέμνουσας στις περιπτώσεις όπου $V_{Ed} / V_{pl,Rd} > 0,5$.

Παρακάτω παρουσιάζονται πίνακες με τους ελέγχους για τα 3 εντατικά μεγέθη

Ο έλεγχος θα γίνει στα μεγέθη της απομοιωμένης διατομής

Sections	$M_{pl,rd}$ (reduced section, EC3)*	M_{ed}	$\frac{1}{\Omega}$ $=M_{ed}/M_{pl,rd}$	$M_{ed}/M_{pl,rd}$ <1
IPE 220	47,81	12,45	0,26	OK
IPE 240	60,63	27,20	0,45	OK
IPE 270	80,20	43,30	0,54	OK
IPE 300	105,12	67,20	0,64	OK
IPE 360	169,74	159,70	0,94	OK
SHS 200X8	78,75	15,75	0,20	OK
SHS 220X8	98,90	30,30	0,31	OK
SHS 240X8	116,95	49,90	0,43	OK
SHS 260X8	136,50	73,60	0,54	OK
SHS 280X8	157,56	130,70	0,83	OK

Πίνακας 6.18 Έλεγχος δοκών fuseis σε ροπή κάμψης του σεισμικού σεισμικού συνδυασμού(ποσοστά εκμετάλλευσης και Ω)

Sections	$N_{pl,rd}$ (reduced section, EC3)	N_{Ed}	$N_{Ed}/N_{pl,rd}$	$N_{Ed,M}/N_{pl,rd}$ $<1,15$
IPE 220	599,49	15,72	0,03	OK
IPE 240	694,19	34,20	0,05	OK
IPE 270	818,51	1,48	0,00	OK
IPE 300	967,73	1,38	0,00	OK
IPE 360	1303,55	2,86	0,00	OK
SHS 200X8	1180,64	22,30	0,02	OK
SHS 220X8	1331,04	57,60	0,04	OK
SHS 240X8	1443,84	14,80	0,01	OK
SHS 260X8	1556,64	16,40	0,01	OK
SHS 280X8	1669,44	17,94	0,01	OK

Πίνακας 6.19 Έλεγχος δοκών fuseis σε αξονική δύναμη του σεισμικού σεισμικού συνδυασμού(ποσοστά εκμετάλλευσης)

Sections	$V_{pl,rd}$	$V_{Ed,M}$	$V_{Ed,M}/V_{pl,rd}$	$V_{Ed,M}/V_{pl,link} < 0,5$
IPE 220	215,46	67,11	0,31	OK
IPE 240	259,69	85,10	0,33	OK
IPE 270	300,39	112,57	0,37	OK
IPE 300	348,42	147,54	0,42	OK
IPE 360	489,80	238,23	0,49	OK
SHS 200X8	348,15	110,53	0,32	OK
SHS 220X8	384,24	138,81	0,36	OK
SHS 240X8	420,33	164,14	0,39	OK
SHS 260X8	456,55	191,58	0,42	OK
SHS 280X8	492,64	221,14	0,45	OK

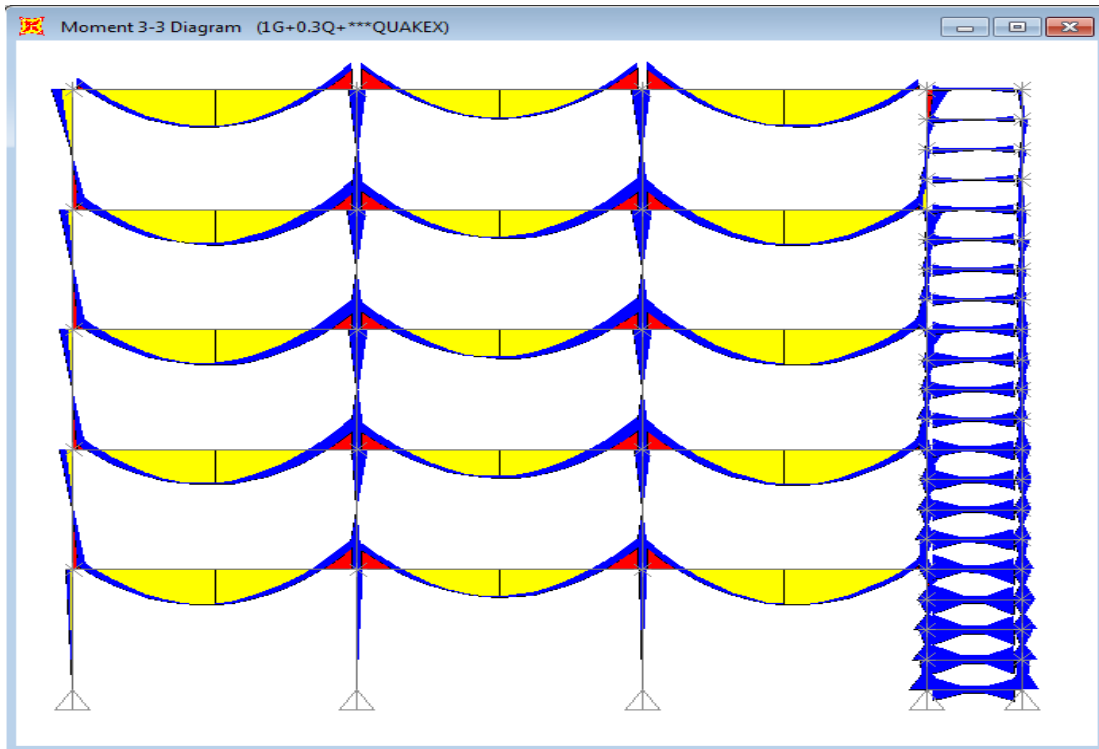
Πίνακας 6.20 Έλεγχος δοκών fuseis σε διατμητική δύναμη του σεισμικού συνδυασμού(ποσοστά εκμετάλλευσης)

Παρατηρούμε πως ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι που αφορούν τις δοκούς fuseis για όλους τους ορόφους και για τις διευθύνσεις (αφού ικανοποιούνται για όλα τα IPE και SHS).

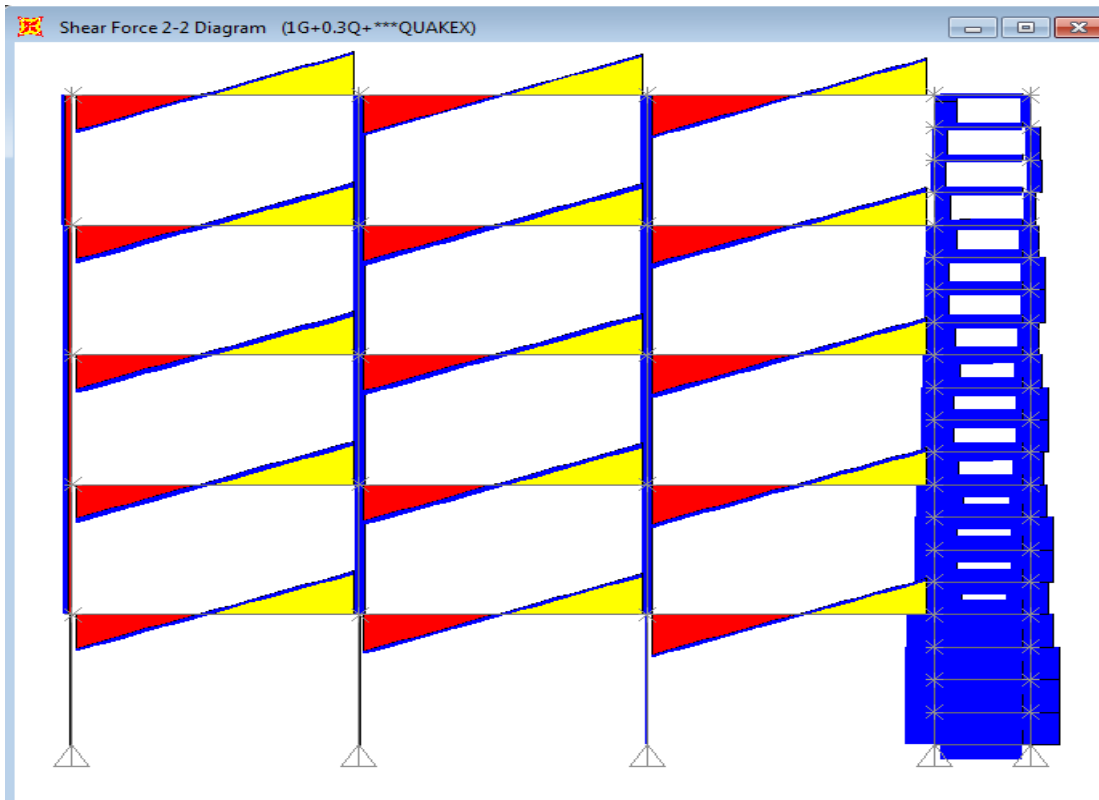
6.6.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑ ΠΛΑΙΣΙΑ-ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ

Εδώ θα παραθέσουμε κάποιους χαρακτηριστικούς πίνακες με τους ελέγχους εντατικών μεγεθών και για τις 3 περιπτώσεις σεισμικών εντάσεων με διαφορετικό τύπο διατομής σε κάθε σεισμό(3 πλαίσια συνολικά).Επίσης θα απεικονίσουμε τα διαγράμματα των 3 βασικών εντατικών μεγεθών για μια γενική περίπτωση πλαισίου(άλλωστε η μορφή τους είναι ίδια και για τα 9 πλαίσια).Παρατηρούμε ότι στον μεγαλύτερο σεισμό(0,36g) ο πολλαπλασιαστής λόγω φαινομένων 2ας τάξης ,όπως είδαμε και παραπάνω, είναι μικρότερος(1,17) αφού έχουμε διατομές δοκών fuseis μεγαλύτερης δυσκαμψίας οπότε είναι λογικό να μειώνουν περισσότερο τις παραμορφώσεις του σεισμικού λυγισμού.Προφανώς εισάγουμε μόνο μία φόρτιση για μία φορά σεισμού :

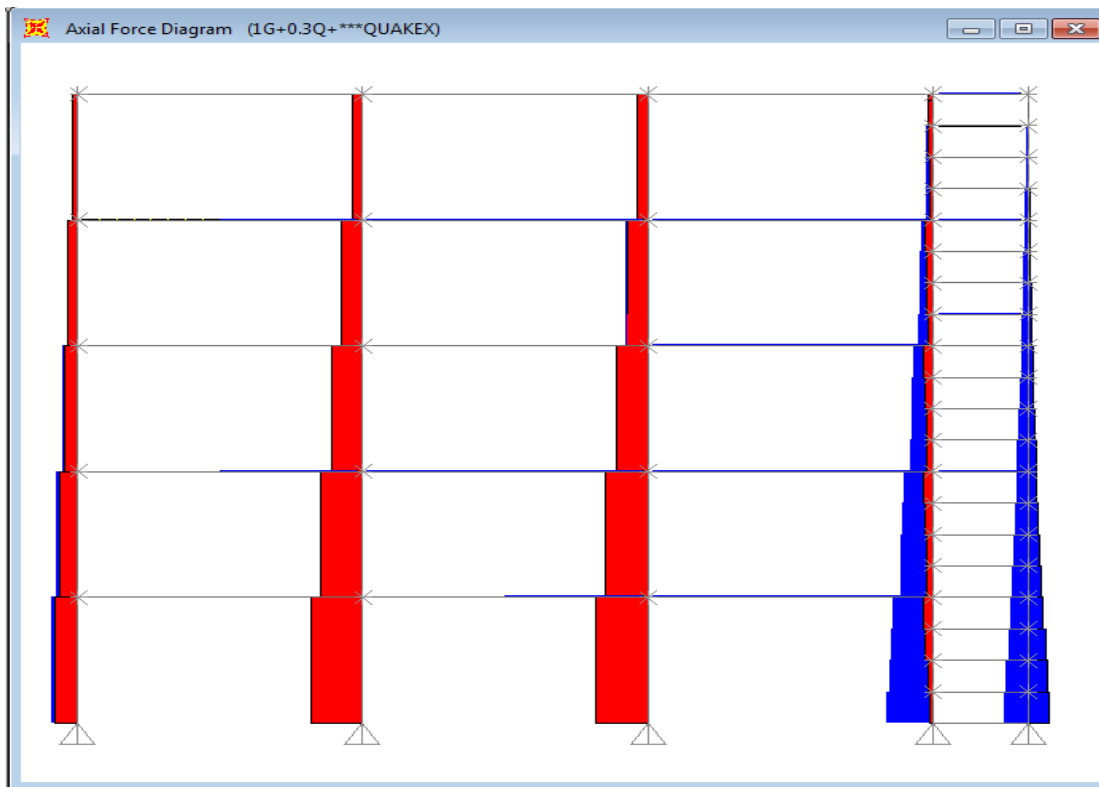
1,00G + 0,30Live roof + 0,24Live storey + 1*aQuake όπου για το a ισχύουν όσα αναφέραμε παραπάνω



Σχήμα 6.26 Διάγραμμα ροπών πλαισίου για τον βασικό σεισμικό σχεδιασμό



Σχήμα 6.27 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων πλαισίου για τον βασικό σεισμικό σχεδιασμό



Σχήμα 6.28 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων πλαισίου για τον βασικό σεισμικό σχεδιασμό

Sections	$M_{pl,rd}$ (reduced section, EC3)*	M_{ed}	$1/\Omega = M_{ed}/M_{pl,rd}$	$M_{ed}/M_{pl,rd} < 1$
IPE 220	47,81	15,24	0,32	OK
IPE 240	60,63	23,57	0,39	OK
IPE 270	80,20	31,80	0,40	OK
IPE 300	105,12	41,80	0,40	OK
IPE 330	133,63	59,11	0,44	OK

Πίνακας 6.21 Συντελεστές εκμετάλλευσης σεισμικών ροπών πλαισίου με IPE σεισμού 0,16g και συντελεστή προσαύξησης 2ας τάξης $a=1,24$

Sections	$N_{pl,rd}$ (reduced section, EC3)	N_{Ed}	$N_{Ed}/N_{pl,rd}$	$N_{Ed,M}/N_{pl,rd} < 1,15$
IPE 220	599,49	28,90	0,05	OK
IPE 240	694,19	20,24	0,03	OK
IPE 270	818,51	20,73	0,03	OK
IPE 300	967,73	20,20	0,02	OK
IPE 330	1119,54	26,32	0,02	OK

Πίνακας 6.22 Συντελεστές εκμετάλλευσης σεισμικών τεμνουσών δυνάμεων πλαισίου με IPE σεισμού 0,16g και συντελεστή προσαύξησης 2ας τάξης $a=1,24$

Sections	$V_{pl,rd}$	$V_{Ed,M}$	$V_{Ed,M}/V_{pl,rd}$	$V_{Ed,M}/V_{pl,link} < 0,5$
IPE 220	229,84	62,71	0,27	OK
IPE 240	267,01	79,52	0,30	OK
IPE 270	312,46	105,18	0,34	OK
IPE 300	364,02	137,86	0,38	OK
IPE 330	417,48	175,25	0,42	OK

Πίνακας 6.23 Συντελεστές εκμετάλλευσης σεισμικών αξονικών δυνάμεων πλαισίου με IPE σεισμού **0,16g** και συντελεστή προσαύξησης 2ας τάξης **a=1,24**

Sections	$M_{pl,rd}$ (reduced section, EC3)*	M_{Ed}	$1/\Omega$ $=M_{Ed}/M_{pl,rd}$	$M_{Ed}/M_{pl,rd} < 1$
SHS 180X8	64,09	21,55	0,34	OK
SHS200X8	78,75	35,07	0,45	OK
SHS 220X8	98,90	46,96	0,47	OK
SHS 240X8	116,95	61,23	0,52	OK
SHS 260X8	136,50	84,23	0,62	OK

Πίνακας 6.24 Συντελεστές εκμετάλλευσης σεισμικών ροπών πλαισίου με SHS σεισμού **0,24g** με συντελεστή προσαύξησης 2ας τάξης **a=1,24**

Sections	$N_{pl,rd}$ (reduced section, EC3)	N_{Ed}	$N_{Ed}/N_{pl,rd}$	$N_{Ed,M}/N_{pl,rd} < 1,15$
SHS 180X8	1067,84	38,10	0,04	OK
SHS200X8	1180,64	27,55	0,02	OK
SHS 220X8	1331,04	27,43	0,02	OK
SHS 240X8	1443,84	30,20	0,02	OK
SHS 260X8	1556,64	39,36	0,03	OK

Πίνακας 6.25 Συντελεστές εκμετάλλευσης σεισμικών αξονικών δυνάμεων πλαισίου με SHS σεισμού **0,24g** με συντελεστή προσαύξησης 2ας τάξης **a=1,24**

Sections	$V_{pl,rd}$	$V_{Ed,M}$	$V_{Ed,M}/V_{pl,rd}$	$V_{Ed,M}/V_{pl,link} < 0,5$
SHS 180X8	312,06	84,05	0,27	OK
SHS200X8	348,15	103,28	0,30	OK
SHS 220X8	384,24	129,71	0,34	OK
SHS 240X8	420,33	153,38	0,36	OK
SHS 260X8	456,55	179,02	0,39	OK

Πίνακας 6.26 Συντελεστές εκμετάλλευσης σεισμικών τεμνουσών δυνάμεων πλαισίου με SHS , σεισμού **0,24g** με συντελεστή προσαύξησης 2ας τάξης **a=1,24**

Sections	Mpl,rd (reduced section, EC3)*	Med	1/Ω =Med/Mpl,rd	Med/Mpl,rd <1
CHS 219.1X8	55,41	30,00	0,54	OK
CHS 244.5X8	68,85	50,15	0,73	OK
CHS 273X8	86,26	68,25	0,79	OK
CHS 323.9X8	120,99	96,91	0,80	OK
CHS 355.6X8	147,14	125,72	0,85	OK

Πίνακας 6.27 Συντελεστές εκμετάλλευσης σεισμικών ροπών πλαισίου με CHS σεισμού 0,36g , με συντελεστή προσαύξησης 2ας τάξης a=1,17

Sections	Npl,rd (reduced section, EC3)	NEd	NEd/Npl,rd	NEd,M/Npl,rd <1,15
CHS 219.1X8	971,26	50,10	0,05	OK
CHS 244.5X8	1081,94	36,31	0,03	OK
CHS 273X8	1210,96	36,95	0,03	OK
CHS 323.9X8	1433,03	41,02	0,03	OK
CHS 355.6X8	1580,61	43,57	0,03	OK

Πίνακας 6.28 Συντελεστές εκμετάλλευσης σεισμικών αξονικών δυνάμεων πλαισίου με CHS , σεισμού 0,36g με συντελεστή προσαύξησης 2ας τάξης a=1,17

Sections	Vpl,rd	VEd,M	VEd,M/Vpl,rd	VEd,M/Vpl,link <0,5
CHS 219.1X8	359,95	77,77	0,22	OK
CHS 244.5X8	403,10	96,63	0,24	OK
CHS 273X8	451,67	121,07	0,27	OK
CHS 323.9X8	538,37	169,81	0,32	OK
CHS 355.6X8	592,23	206,52	0,35	OK

Πίνακας 6.29 Συντελεστές εκμετάλλευσης σεισμικών τεμνουσών δυνάμεων πλαισίου με CHS , σεισμού 0,36g με συντελεστή προσαύξησης 2ας τάξης a=1,17

Παρατηρούμε πως ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι που αφορούν τις δοκούς fuseis στα πλαίσια για τον βασικό σεισμικό συνδυασμό

6.7 ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΣ ΓΩΝΙΑΣ ΣΤΡΟΦΗΣ

6.7.1 ΓΕΝΙΚΑ

Εφόσον το πενταόροφο κτήριο και τα πλαίσια φορέας είναι σχεδιασμένα για να αποσβαίνουν ενέργεια στις δοκούς, **οι συνδέσεις των δοκών στα υποστυλώματα θα πρέπει να σχεδιάζονται για τον απαιτούμενο βαθμό υπεραντοχής.**

Η απαίτηση η αστοχία να γίνεται στη δοκό και όχι στη συνδεσή αυτής με το υποστυλώμα(ψαθυρή αστοχία-ανεπιθύμητη συμπεριφορά) γίνεται με τον έλεγχο της πλαστικής γωνίας στροφής θ_p .

Συγκεκριμένα ο σχεδιασμός των συνδέσεων θα πρέπει να είναι τέτοιος ώστε η ικανότητα στροφής της περιοχής της πλαστικής άρθρωσης θ_p να μην είναι μικρότερη από 25 mrad για φορείς της κατηγορίας πλαστιμότητας ΚΠΜ με $q > 2$, περίπτωση την οποία και μελετάμε.

Η γωνία στροφής των fuseis θ_p , θα πρέπει να είναι συμβατή με τις συνολικές παραμορφώσεις. Δεν θα πρέπει να υπερβαίνει τις ακόλουθες τιμές:

- fuseis μικρού μήκους $\theta < 0,08$ ακτίνια
- fuseis μεγάλου μήκους $\theta < 0,02$ ακτίνια
- fuseis ενδιάμεσου μήκους $\theta =$ η τιμή η οποία προσδιορίζεται από γραμμική παρεμβολή ανάμεσα στις παραπάνω τιμές. (η περίπτωση μας)

Ο σχεδιασμός των συνδέσεων θα πρέπει να είναι τέτοιος ώστε

$$\theta_p < \text{drift} \cdot L_{\text{beam}} / L_{\text{link}}$$

Η στροφή θ_p ορίζεται ως

$$\theta_p = \theta / 0,5L$$

όπου

θ είναι η καμπτική παραμόρφωση στο μέσο του ανοίγματος,

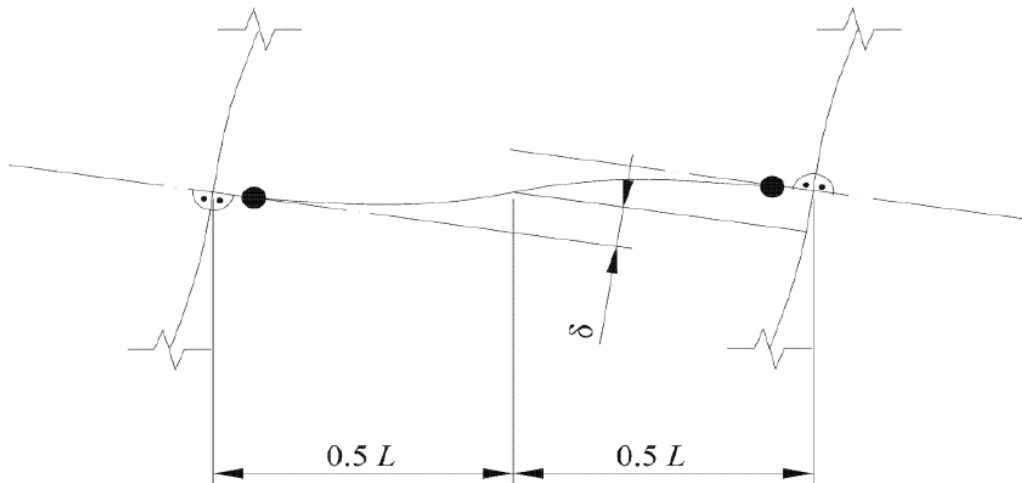
L είναι το άνοιγμα της δοκού

Όμως: $\theta = \delta \cdot q \cdot \text{Προσαύξηση}$

όπου

- δ_{vert} = κατακόρυφη μέγιστη μετακίνηση

-Έχουμε επιπλέον προσαύξηση λόγω φαινομένων δευτέρας τάξης όπως υπολογίσαμε και σε προηγούμενο κεφάλαιο



Σχήμα 6.29 Καμπτική παραμόρφωση της δοκού για τον υπολογισμό του θ_p

-drift= 0,04 αφού θεωρούμε fuseis ενδιάμεσου μήκους.

Θεωρούμε $L_{\text{beam}} = (2 - 0,4) = 1,6$ (καθαρό μήκος δοκαριού)

$L_{\text{link}} = L_{\text{dogbone}} = 1,425$

6.7.2 ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΣ ΓΩΝΙΑΣ ΣΤΡΟΦΗΣ ΣΤΟ ΚΤΗΡΙΟ

Παραθέτουμε το πίνακα των ελέγχων για το πενταόροφο κτήριο

Sections	$\theta_p = \delta \cdot q^* (\text{Seis. Load mult.}) / 0,5L$	$\delta_{\text{vert}} (\text{mm})$	drift	$\text{drift} \cdot L_{\text{beam}} / L_{\text{link}}$	Check $\theta_p < \text{drift} \cdot L_{\text{beam}} / L_{\text{link}}$
IPE 220	0,0047	0,60	0,04	0,045	OK
IPE 240	0,0047	0,60	0,04	0,045	OK
IPE 270	0,0047	0,60	0,04	0,045	OK
IPE 300	0,0039	0,50	0,04	0,045	OK
IPE 360	0,0031	0,40	0,04	0,045	OK
SHS 200X8	0,0063	0,80	0,04	0,045	OK
SHS 220X8	0,0063	0,80	0,04	0,045	OK
SHS 240X8	0,0055	0,70	0,04	0,045	OK
SHS 260X8	0,0047	0,60	0,04	0,045	OK
SHS 280X8	0,0031	0,40	0,04	0,045	OK

Πίνακας 6.30 πλαστικές στροφές θ_p για σεισμό κατά x και κατά y

Άρα ικανοποιείται ο έλεγχος για τη γωνία στρόφης και κατά τις 2 διευθύνσεις σε όλους τους ορόφους.

6.7.3 ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΣ ΓΩΝΙΑΣ ΣΤΡΟΦΗΣ ΣΤΑ ΠΛΑΙΣΙΑ

Όσον αφορά τα πλαίσια θα παρουσιαστεί ενδεικτικά μόνο ο έλεγχος για σεισμό 0,36g και για τις 3 κατηγορίες διατομών (όπου ικανοποιείται επίσης ο έλεγχος)

Sections	$\theta_p = \delta \cdot q^* (\text{Seis. Load mult.}) / 0,5L$	$\delta_{\text{vert}} (\text{mm})$	drift	$\text{drift} \cdot L_{\text{beam}} / L_{\text{link}}$	Check $\theta_p < \text{drift} \cdot L_{\text{beam}} / L_{\text{link}}$
IPE 240	0,0147	1,80	0,04	0,045	OK
IPE 270	0,0147	1,80	0,04	0,045	OK
IPE 300	0,0139	1,70	0,04	0,045	OK
IPE 330	0,0114	1,40	0,04	0,045	OK
IPE 360	0,0065	0,80	0,04	0,045	OK

Πίνακας 6.31 πλαστικές στροφές θ_p για σεισμό 0,36g στα πλαίσια με IPE

Sections	$\theta_p = \delta \cdot q^* (\text{Seis. Load mult.}) / 0,5L$	$\delta_{\text{vert}} (\text{mm})$	drift	$\text{drift} \cdot L_{\text{beam}} / L_{\text{link}}$	Check $\theta_p < \text{drift} \cdot L_{\text{beam}} / L_{\text{link}}$
SHS 200X8	0,0148	1,80	0,04	0,045	OK
SHS 220X8	0,0148	1,80	0,04	0,045	OK
SHS 240X8	0,0140	1,70	0,04	0,045	OK
SHS 260X8	0,0107	1,30	0,04	0,045	OK
SHS 280X8	0,0066	0,80	0,04	0,045	OK

Πίνακας 6.32 πλαστικές στροφές θ_p για σεισμό 0,36g στα πλαίσια με SHS

Sections	$\theta_p = \delta \cdot q^* (\text{Seis. Load mult.}) / 0,5L$	$\delta_{\text{vert}} (\text{mm})$	drift	$\text{drift} \cdot L_{\text{beam}} / L_{\text{link}}$	Check $\theta_p < \text{drift} \cdot L_{\text{beam}} / L_{\text{link}}$
CHS 219.1X8	0,0145	1,76	0,04	0,045	OK
CHS 244.5X8	0,0142	1,72	0,04	0,045	OK
CHS 273X8	0,0131	1,59	0,04	0,045	OK
CHS 323.9X8	0,0107	1,30	0,04	0,045	OK
CHS 355.6X8	0,0065	0,79	0,04	0,045	OK

Πίνακας 6.33 πλαστικές στροφές θ_p για σεισμό 0,36g στα πλαίσια με CHS

6.8 ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

6.8.1 ΓΕΝΙΚΑ

Η φιλοσοφία του ικανοτικού σχεδιασμού είναι η πρόσδοση υπεραντοχής στα υποστυλώματα έτσι ώστε κατά τον σεισμό σχεδιασμού να έχουμε αστοχία στα δοκάρια του συστήματος fuseis και να **αποφευχθεί το φαινόμενο «μαλακού ορόφου»** (συγκένρωση πλαστιμότητας σε ένα μόνο όροφο).

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

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

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

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

όπου

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

$N_{Ed,E}$ ($M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$) είναι η θλιπτική δύναμη (αντίστοιχα η ροπή κάμψης και η τέμνουσα) στο υποστύλωμα, οφειλόμενη στη σεισμική δράση σχεδιασμού

γ_{ov} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής υλικού και δηλώνει την πιθανότητα το πραγματικό όριο διαρροής να είναι μεγαλύτερο από το ονομαστικό (προτεινόμενη τιμή $\gamma_{ov} = 1,25$)

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

6.8.2 ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΤΟ ΚΤΗΡΙΟ

Ο ικανοτικός σχεδιασμός αποτέλεσε το τελικό κριτήριο της επιλογής των διατομών των υποστυλωμάτων και των δοκών fuseis. Για να επιτύχουμε την απαίτηση του ικανοτικού σχεδιασμού, εισάγαμε στο SAP την φόρτιση CAPACITY DESIGN (8 συνολικά φορτίσεις-4 ανά διεύθυνση ανάλογα με τη φορά των σεισμών κατά χ) και αφού κάναμε την ανάλυση εν συνεχεία προχωρήσαμε στο σχεδιασμό με σκοπό οποιεσδήποτε αστοχίες σε αυτούς τους 8 σεισμικούς συνδυασμούς (1 μόνο στο πλαίσιο) να γίνονται στα δοκάρια (δηλαδή συντελεστής εκμετάλλευσης > 1) και όχι στα υποστυλώματα. Έγιναν πλείστες δοκιμές συνδυασμών δοκών-υποστυλωμάτων τόσο στο κτήριο όσο και στα πλαίσια έτσι ώστε να συμβαίνει αστοχία στη δοκό αλλά και να έχουμε όσο το δυνατόν μεγαλύτερο συντελεστή εκμετάλλευσης της διατομής του στοιχείου που σχεδιάστηκε με υπεραντοχή (εν προκειμένω των κοίλων όρθογωνικών διατομών CHS των υποστυλωμάτων).

Αυτοί οι 8 σεισμικοί συνδυασμοί είναι ίδιοι με αυτούς της σεισμικής ανάλυσης με βάση την δυναμική ιδιομορφική μέθοδο που είδαμε προηγουμένως, με τη μόνη διαφορά ότι επιπλέον της προσάυξης των φαινομένων 2^{ας} τάξης υπάρχει προσάυξη με τον συντελεστή υπεραντοχής $\mathbf{b} = \gamma_{ov} \cdot \mathbf{\Omega} \cdot \mathbf{a}$ (συντ. φαινομένων 2^{ας} τάξης) του σεισμικού μεγέθους κατά γ και κατά χ . Προκύπτει $\mathbf{b} = 1,63$

Η διαδικασία είναι η εξής:

- Υπολογισμός των συντελεστών υπεραντοχής Ω των δοκών των fuseis(που είναι τα στοιχεία απορρόφησης της σεισμικής ενέργειας) και του min όλων με βάση τον παρακάτω πίνακα του excel:

Sections	$1/\Omega = M_{ed}/M_{pl,rd}$	Ω
IPE 220	0,26	3,84041
IPE 240	0,45	2,22922
IPE 270	0,54	1,85227
IPE 300	0,64	1,56429
IPE 360	0,94	1,06287
SHS 200X8	0,20	4,99996
SHS 220X8	0,31	3,26413
SHS 240X8	0,43	2,34371
SHS 260X8	0,54	1,85466
SHS 280X8	0,83	1,2055

Πίνακας 6.34 Υπολογισμός όλων των Ω και του min(1,062 για την IPE 360)

- Υπολογισμός του τελικού σεισμικού συντελεστή b. Παραθέτουμε τον αντίστοιχο πίνακα του excel

Capacity design of Fuseis columns		
load multiplier $b=$	$1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega$	
$\Omega = \min \Omega_i =$	1,06	
$\gamma_{ov} =$	1,25	
Multiplier (2nd order) $a=$	1,12	final multiplier for capacity design (compared to q)
Multiplier for capacity design $b=$	1,63	1,63

Πίνακας 6.35 Υπολογισμός του συντελεστή προσαύξησης b του κτηρίου για τον ικανοτικό σχεδιασμό

Πρέπει $b < q$ (5 στην περιπτωσή μας), διαφορετικά στη θέση του b θα βάζαμε $q=5$

- Μόρφωση των 8 ικανοτικών σεισμικών συνδυασμών και εισαγωγή τους στο SAP

1 G + 0,3 Q + 1,63Ex + 0,49 Ey (CAPACITY DESIGN X)

1 G + 0,3 Q -1,63Ex - 0,49 Ey (CAPACITY DESIGN X 2)

1 G + 0,3 Q -1,63Ex + 0,49 Ey (CAPACITY DESIGN X 3)

1 G + 0,3 Q +1,63Ex -0,49 Ey (CAPACITY DESIGN X 4)

1 G + 0,3 Q +1,63Ey +0,49 Ex (CAPACITY DESIGN Y)

1 G + 0,3 Q -1,63Ey - 0,49 Ex (CAPACITY DESIGN Y 2)

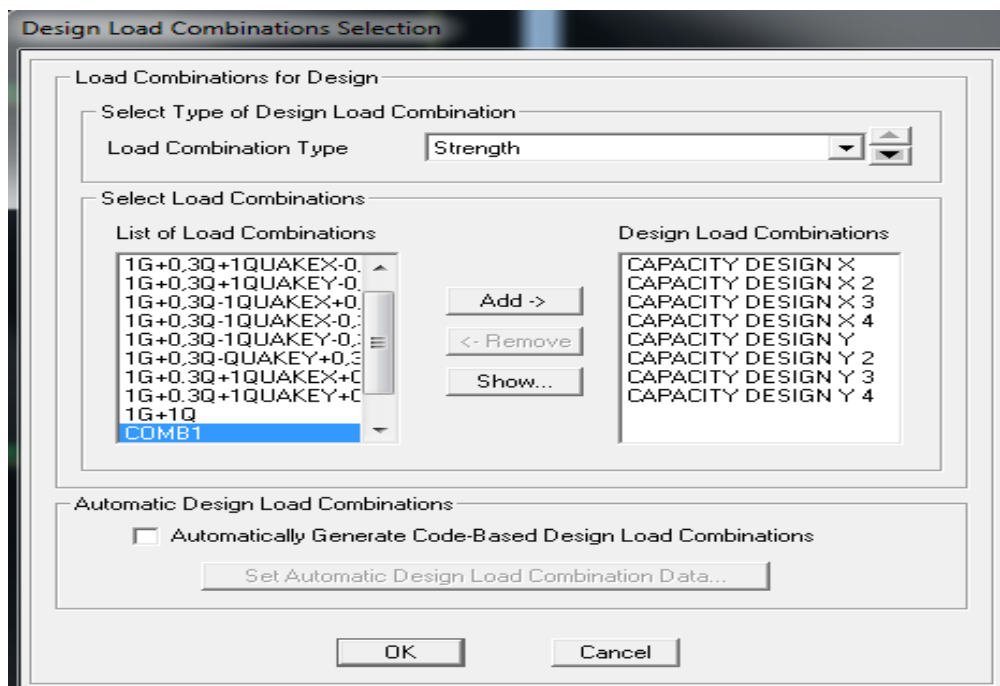
1 G + 0,3 Q -1,63Ey + 0,49 Ex (CAPACITY DESIGN Y 3)

1 G + 0,3 Q +1,63Ey -0,49 Ex (CAPACITY DESIGN Y 4)

- Ανάλυση και εν συνεχεία σχεδιασμός και εκτέλεση σχεδιασμού με την επιλογή

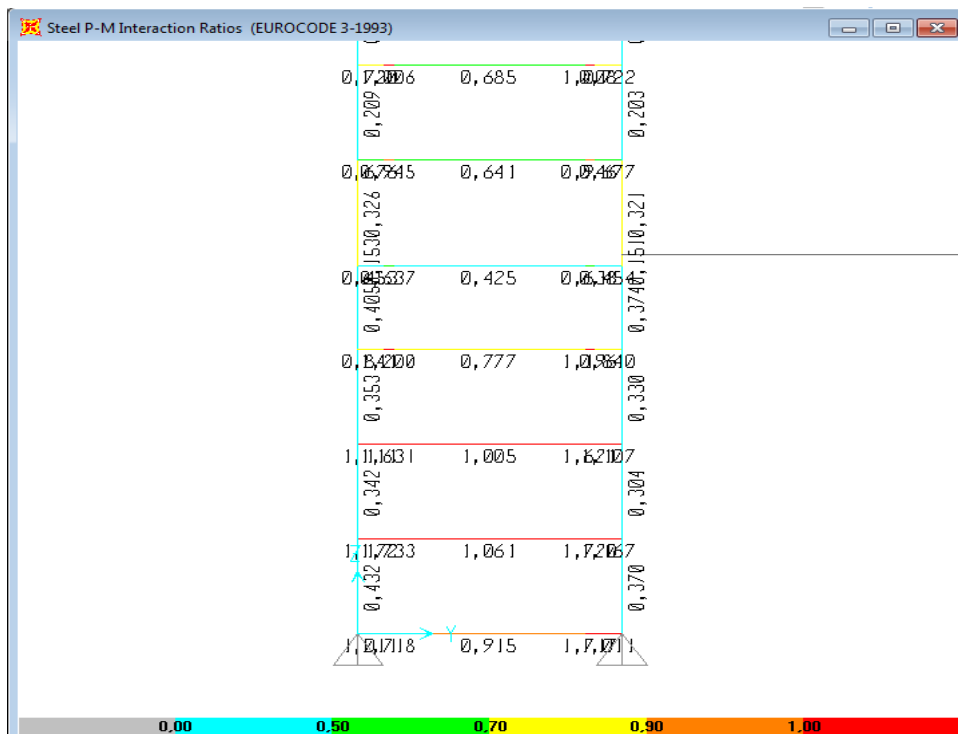
Design>steel frame design

Εισάγουμε τους σεισμικούς συνδυασμούς που θα ελεγχθούν

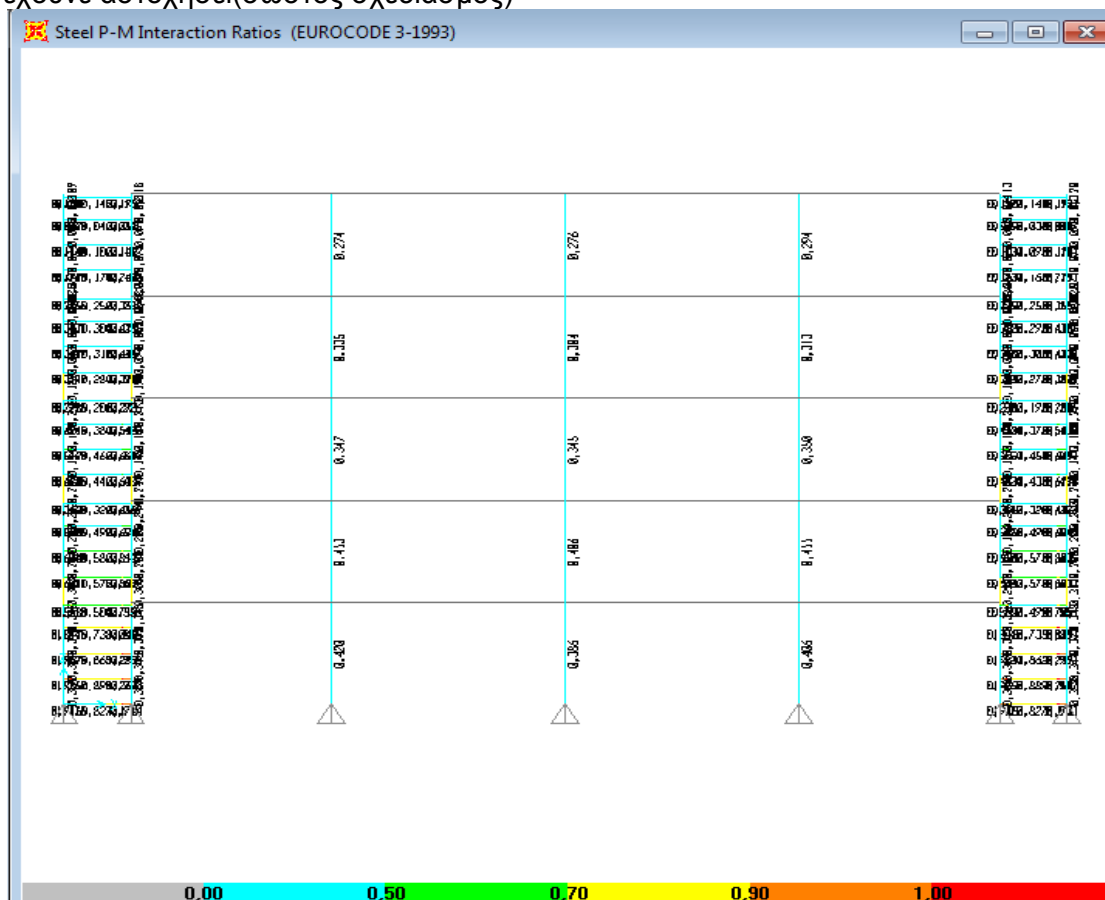


Σχήμα 6.30 Σχεδιασμός υποστυλωμάτων fuseis με βάση τους 8 ικανοτικούς σεισμικούς συνδυασμούς(4 ανά διεύθυνση)

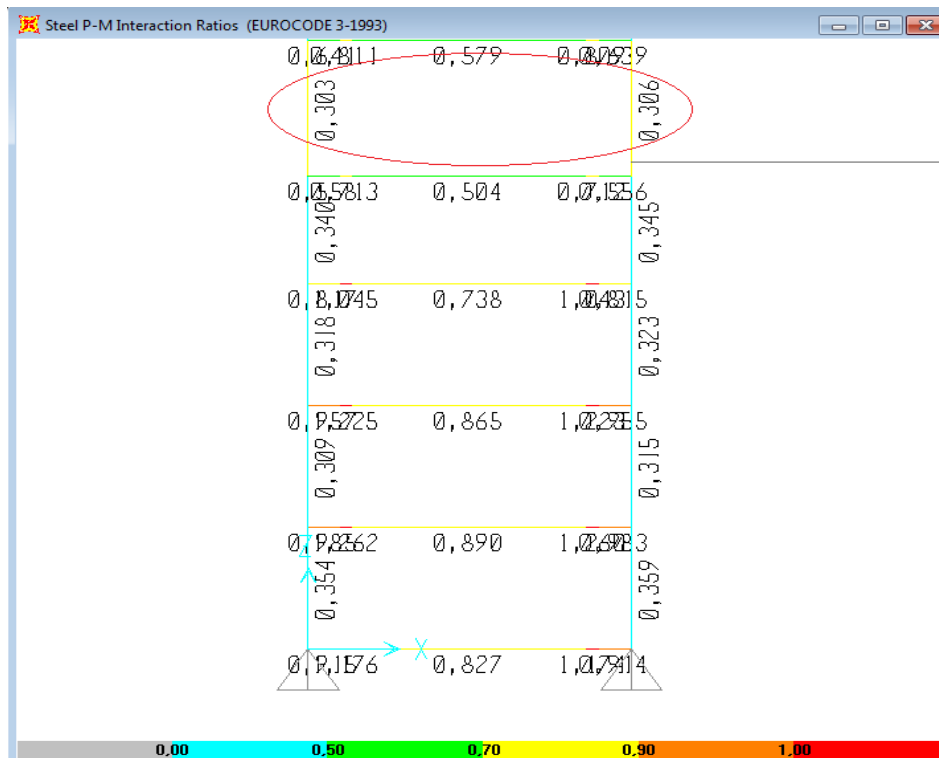
Τα αποτελέσματα της ανάλυσης(συντελεστές εκμετάλλευσης με τα αντίστοιχα χρώματα φαίνονται παρακάτω):



Σχήμα 6.33 Λεπτομέρεια fuseis 1^{ου} ορόφου στην ίδια όψη(τα δοκάρια του ισογείου έχουνε αστοχήσει(σωστός σχεδιασμός)



Σχήμα 6.34 Συντελεστές εκμετάλλευσης στην όψη 5 (διεύθυνση x)



Σχήμα 6.35 Λεπτομέρεια fuseis 1^{ου} ορόφου στην ίδια όψη(σημειώμενα τα υποστυλώματα του 2^{ου} ορόφου με το μεγαλύτερο λόγο εκμετάλλευσης 0,889)

Τελικά βρέθηκε ο μεγαλύτερος συντελεστής εκμετάλλευσης διατομής **0,889** στα παραπάνω 2 υποστυλώματα κίτρινου χρώματος (αφού βρίσκονται στην περιοχή 0,70-0,90) .

Επίσης παρατηρούμε πως και κατά τις 2 διευθύνσεις τα δοκάρια αναλαμβάνουν μεγαλύτερη σεισμική ένταση(μεγαλύτερος συντελεστής εκμετάλλευσης) και κάποια από αυτά στο ισόγειο αστοχούν(κόκκινο χρώμα) ενώ όλα τα υποστυλώματα έχουν επάρκεια. Έτσι τηρείται η βασική απαίτηση του ικανοτικού σχεδιασμού για αστοχία στα δοκάρια και αποφυγή έτσι δημιουργίας «μαλακού» ορόφου.

6.8.2 ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΤΑ ΠΛΑΙΣΙΑ

Όσον αφορά τα πλαίσια η παραπάνω διαδικασία είναι η ίδια. Θα παραθέσουμε ενδεικτικά όλους τους πίνακες με τον υπολογισμό του συντελεστή υπεραντοχής b και του ποσοστού εκμετάλλευσης κάθε φορά της διατομής του δυσμενέστερου υποστυλώματος:

Capacity design of Fuseis columns	0,16g	
load multiplier $b=$	$1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega$	
$\Omega = \min \Omega_i =$	2,26	
Multiplier (2nd order) $a=$	1,24	final multiplier for capacity design (compared to q)
Multiplier for capacity design $b=$	3,84	3,84
Design of the columns (comb 1*G+0,3*Q+1*b*Quake X)		
Fuseis columns (capacity design)	0,747	

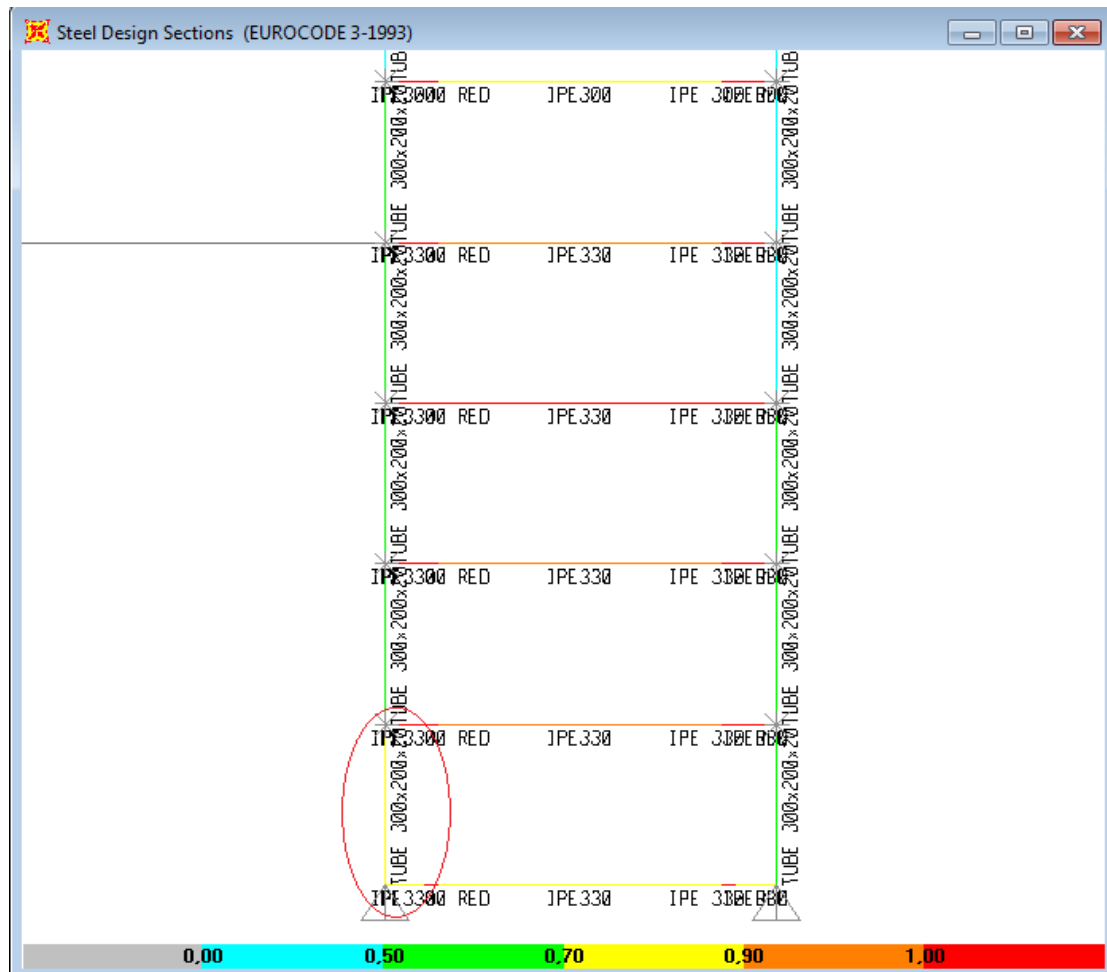
Πίνακας 6.36 Ικανοτικός συντελεστής προσαύξησης b για σεισμό **0,16g** πλαισίου με **IPE**

4. Capacity design of Fuseis columns	0,24g	IPE
load multiplier $b=$	$1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega$	
$\Omega = \min \Omega_i =$	1,51	
$\gamma_{ov} =$	1,25	
Multiplier (2nd order) $a=$	1,24	final multiplier for capacity design (compared to q)
Multiplier for capacity design $b=$	2,56	2,56
Design of the columns (comb 1*G+0,3*Q+1*b*Quake X)		
Fuseis columns (capacity design)	0,747	

Πίνακας 6.37 Ικανοτικός συντελεστής προσαύξησης b για σεισμό **0,24g** πλαισίου με **IPE**

Capacity design of Fuseis columns	0,36g	IPE
load multiplier $b=$	$1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega$	
$\Omega = \min \Omega_i =$	1,33	
$\gamma_{ov} =$	1,25	
Multiplier (2nd order) $a=$	1,16	final multiplier for capacity design (compared to q)
Multiplier for capacity design $b=$	2,13	2,13
Design of the columns (comb 1*G+0,3*Q+1*b*Quake X)		
Fuseis columns (capacity design)	0,700	

Πίνακας 6.38 Ικανοτικός συντελεστής προσαύξησης b για σεισμό **0,36g** πλαισίου με **IPE**



Σχήμα 6.36 Λεπτομέρεια fuseis 1^{ου} ορόφου πλαισίου με IPE για σεισμό 0,24g(σημειώμενο το υποστύλωμα του 1^{ου} ορόφου με το μεγαλύτερο λόγο εκμετάλλευσης 0,747)

Capacity design of Fuseis columns	0,16g	SHS
load multiplier b=	1,1* γ_{ov} * Ω	
$\Omega = \min \Omega_i =$	2,39	
$\gamma_{ov} =$	1,25	
Multiplier (2nd order) a=	1,24	final multiplier for capacity design (compared to q)
Multiplier for capacity design b=	4,08	4,08
Design of the columns (comb 1*G+0,3*Q+1*b*Quake X)		
Fuseis columns (capacity design)	0,787	

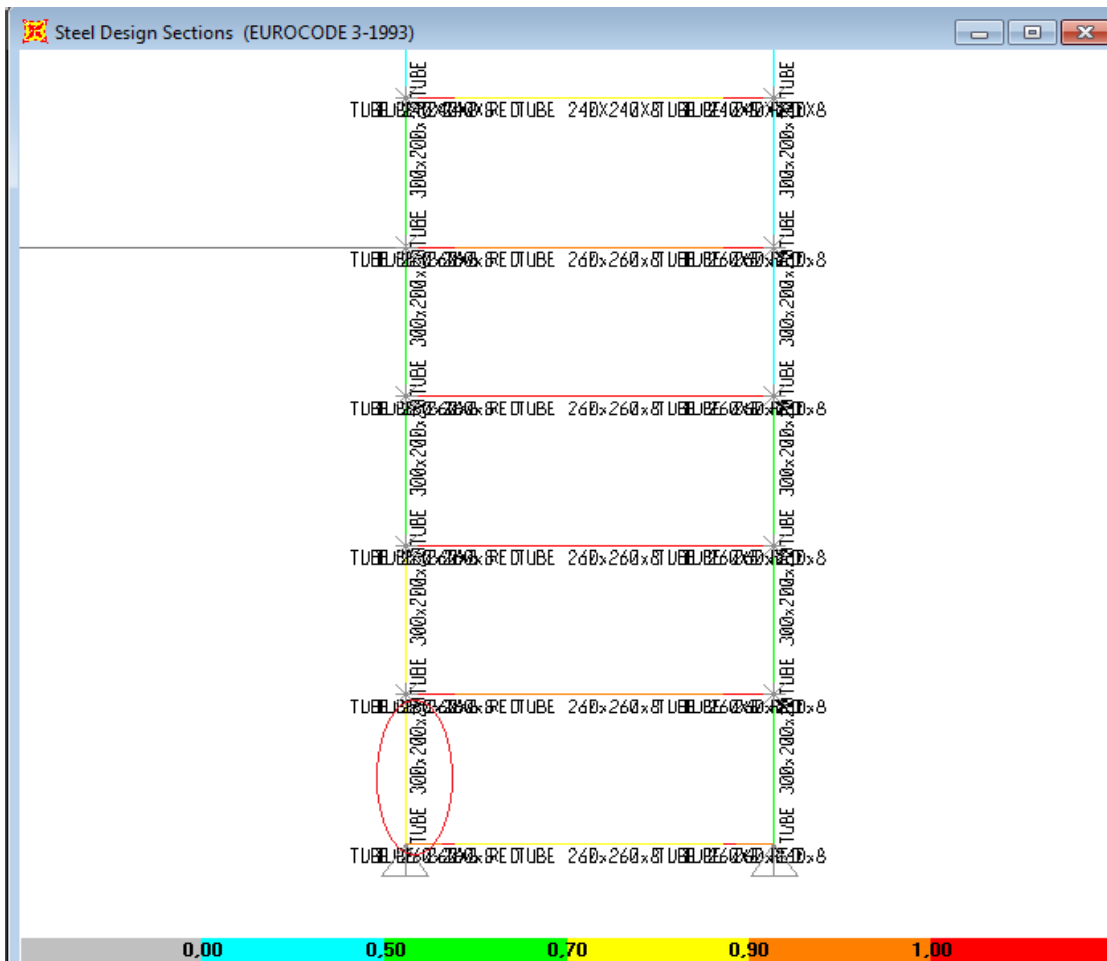
Πίνακας 6.39 Ικανοτικός συντελεστής προσαύξησης b για σεισμό **0,16g** πλαισίου με **SHS**

Capacity design of Fuseis columns	0,24g	SHS
load multiplier b=	$1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega$	
$\Omega = \min \Omega_i =$	1,62	
$\gamma_{ov} =$	1,25	
Multiplier (2nd order) a=	1,24	final multiplier for capacity design (compared to q)
Multiplier for capacity design b=	2,75	2,75
Design of the columns (comb 1*G+0,3*Q+1*b*Quake X)		
Fuseis columns (capacity design)	0,794	

Πίνακας 6.40 Ικανοτικός συντελεστής προσαύξησης b για σεισμό **0,24g** πλαισίου με **SHS**

4. Capacity design of Fuseis columns	0,36g	
load multiplier b=	$1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega$	
$\Omega = \min \Omega_i =$	1,25	
$\gamma_{ov} =$	1,25	
Multiplier (2nd order) a=	1,17	final multiplier for capacity design (compared to q)
Multiplier for capacity design b=	2,02	2,02
Design of the columns (comb 1*G+0,3*Q+1*b*Quake X)		
Fuseis columns (capacity design)	0,664	

Πίνακας 6.41 Ικανοτικός συντελεστής προσαύξησης b για σεισμό **0,36g** πλαισίου με **SHS**



Σχήμα 6.37 Λεπτομέρεια fuseis 1^{ου} ορόφου πλαισίου με SHS για σεισμό 0,24g(σημειώμενο το υποστύλωμα του 1^{ου} ορόφου με το μεγαλύτερο λόγο εκμετάλλευσης 0,794)

Capacity design of Fuseis columns	0,16g	
load multiplier b=	1,1* γ_{ov} * Ω	
$\Omega = \min \Omega_i =$	2,19	
$\gamma_{ov} =$	1,25	
Multiplier (2nd order) a=	1,28	final multiplier for capacity design (compared to q)
Multiplier for capacity design b=	3,87	3,87
Design of the columns (comb 1*G+0,3*Q+1*b*Quake X)		
Fuseis columns (capacity design)	0,730	

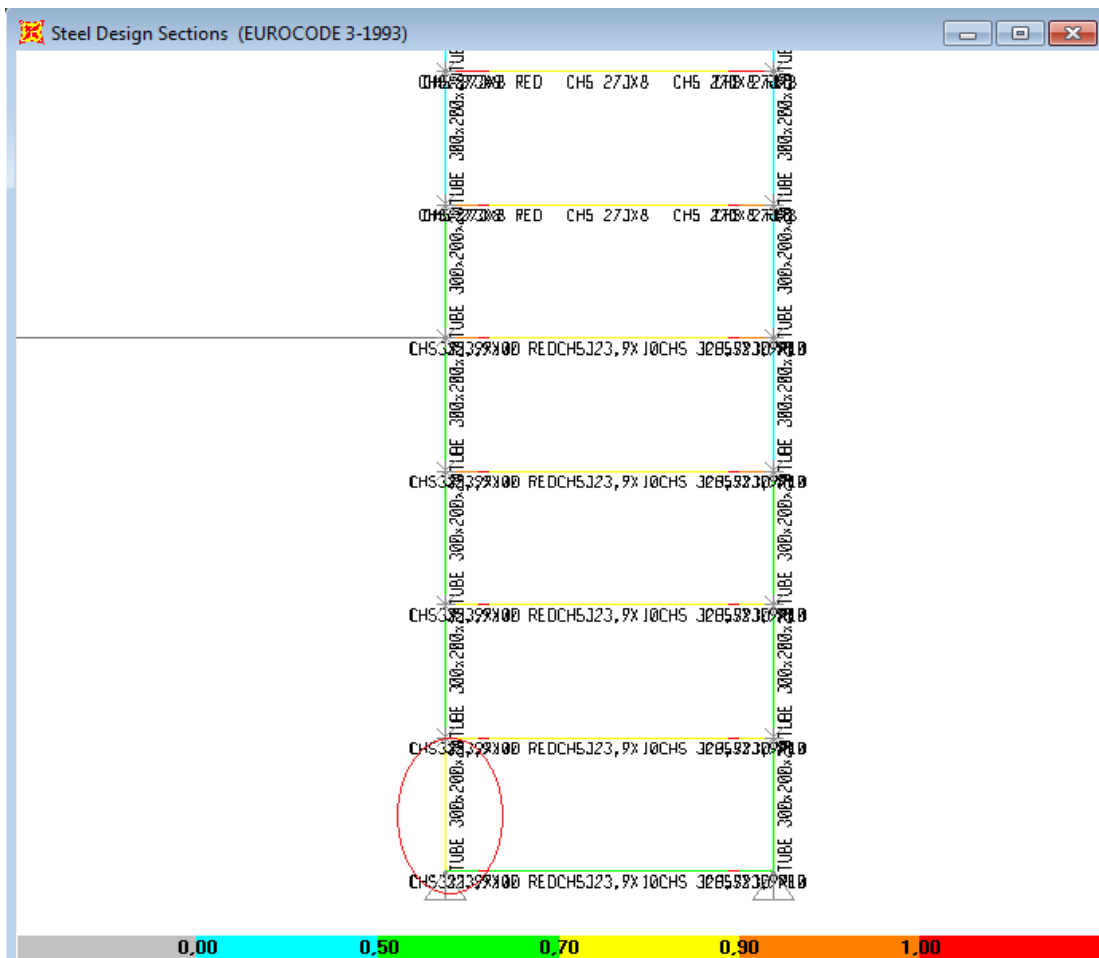
Πίνακας 6.42 Ικανοτικός συντελεστής προσαύξησης b για σεισμό **0,16g** πλαισίου με **CHS**

Capacity design of Fuseis columns	0,24g	
load multiplier b=	$1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega$	
$\Omega = \min \Omega_i =$	1,51	
$\gamma_{ov} =$	1,25	
Multiplier (2nd order) a=	1,25	final multiplier for capacity design (compared to q)
Multiplier for capacity design b=	2,60	2,60
Design of the columns (comb 1*G+0,3*Q+1*b*Quake X)		
Fuseis columns (capacity design)	0,734	

Πίνακας 6.43 Ικανοτικός συντελεστής προσαύξησης b για σεισμό **0,24g** πλαισίου με **CHS**

Capacity design of Fuseis columns	0,36g	
load multiplier b=	$1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega$	
$\Omega = \min \Omega_i =$	1,17	
$\gamma_{ov} =$	1,25	
Multiplier (2nd order) a=	1,17	final multiplier for capacity design (compared to q)
Multiplier for capacity design b=	1,89	1,89
Design of the columns (comb 1*G+0,3*Q+1*b*Quake X)		
Fuseis columns (capacity design)	0,616	

Πίνακας 6.44 Ικανοτικός συντελεστής προσαύξησης b για σεισμό **0,36g** πλαισίου με **CHS**



Σχήμα 6.38 Λεπτομέρεια fuseis 1^{ου} ορόφου πλαισίου με CHS για σεισμό 0,24g(σημειώμενο το υποστύλωμα του 1^{ου} ορόφου με το μεγαλύτερο λόγο εκμετάλλευσης 0,734)

Στην περίπτωση σεισμών 0,16g και 0,24g παρατηρούμε ότι για όλες τις περιπτώσεις των διατομών, ο συντελεστής εκμετάλλευσης για τον ικανοτικό σχεδιασμό των υποστυλωμάτων είναι σχεδόν ο ίδιος. Αυτό πολύ απλά οφείλεται στο ότι ο πολλαπλασιασμός του Ω με το σεισμικό μέγεθος απαλείφει τη σεισμική ένταση. Από τη στιγμή που έχουμε ολόιδια αδρανειακά χαρακτηριστικά (άρα ίδιο a για συντελεστή 2^{ος} τάξης) είναι λογικό τα ικανοτικά μεγέθη του υποστυλώματος να είναι τα ίδια (άλλωστε το κομμάτι 1g+0,3q δίνει τα ίδια ακριβώς ενατικά μεγέθη). Συνεπώς και ο συντελεστής εκμετάλλευσης είναι ο ίδιος.

7. ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (PUSHOVER)

7.1 ΠΛΑΣΤΙΜΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΚΑΙ Η ΜΕΘΟΔΟΣ PUSHOVER – ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ

Η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης (γραμμική-ελαστική) σε συνδυασμό με τα φάσματα, τον συντελεστή συμπεριφοράς q που λαμβάνει υπόψη την ελαστοπλαστική συμπεριφορά της κατασκευής και τους ικανοτικούς ελέγχους έχει το μειονέκτημα ότι δε μπορεί να εφαρμοστεί για τον έλεγχο υπάρχουσών κατασκευών, διότι δεν πληρούνται οι ικανοτικές προϋποθέσεις που εξασφαλίζονται εκ των προτέρων στις νέες κατασκευές. Όπως αναφέρθηκε και σε προηγούμενο κεφάλαιο, προκειμένου να γίνει η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς ενός κτιρίου που σχεδιάστηκε σύμφωνα με παλαιότερους κανονισμούς εφαρμόζονται μέθοδοι υπολογισμού της μετελαστικής του συμπεριφοράς. Οι μέθοδοι αυτές διακρίνονται σε δυναμικές και στατικές ανάλογα με τον τρόπο επιβολής της διέγερσης. Στην προσαυξητική δυναμική ανάλυση επιβάλλονται σεισμικές δράσεις, η ένταση των οποίων αυξάνεται σταδιακά μέχρι την κατάρρευση, ενώ στην στατική υπερωθητική ή αλλιώς ανελαστική ανάλυση (static pushover) το αποτέλεσμα της δράσης της σεισμικής διέγερσης προσομοιώνεται με στατικά επιβαλλόμενες μετατοπίσεις ή στατικά φορτία σταδιακά αυξανόμενα μέχρι την κατάρρευση. Οι 2 αυτές προσεγγιστικές μέθοδοι που βασίζονται στην στατική υπερωθητική ανάλυση και μετατρέπουν το ανελαστικό δυναμικό πρόβλημα σε ανελαστικό στατικό, είναι γνωστές και ως μέθοδος της σεισμικής αποτίμησης και σχεδιασμού με επιβολή μετατοπίσεων (displacement - based seismic design method) και ως μέθοδος φασματικής ικανότητας (capacity spectrum method) με επιβολή δυνάμεων. Η μέθοδος φασματικής ικανότητας θεωρείται πιο κοντά στη δυναμική ανάλυση στην οποία επιβάλλονται αδρανειακές δυνάμεις και έχει υιοθετηθεί από τους αμερικάνικους κανονισμούς ATC-40 και FEMA 356.

Στην στατική ανελαστική ανάλυση, και συγκεκριμένα στη μέθοδο φασματικής ικανότητας, η κατασκευή φορτίζεται με σταθερά κατακόρυφα φορτία (μόνιμα και κινητά του σεισμικού συνδυασμού) και με μονοτονικά επιβαλλόμενα στατικά πλευρικά φορτία που αντιπροσωπεύουν τις σεισμικές δυνάμεις και αυξάνονται βαθμιαία μέχρι την τελική κατάρρευση ή έως η κατασκευή να παραλάβει μία προκαθορισμένη μετακίνηση οροφής. Αναλυτικότερα, τα βήματα της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης επηρεάζονται από τη

θεώρηση που υιοθετείται για την προσομοίωση της μη γραμμικής συμπεριφοράς του φορέα. Η γραμμικοποιημένη μέθοδος βήμα προς βήμα προϋποθέτει τη γραμμική συμπεριφορά του φορέα μέσα σε κάθε προσαυξητικό βήμα φόρτισης, λαμβάνοντας φυσικά υπόψη και τη μείωση της δυσκαμψίας των μελών που έχουν πλαστικοποιηθεί στα προηγούμενα βήματα και έχοντας έτσι δημιουργήσει μια νέα κατανομή πλευρικής φόρτισης, για την κατασκευή της καμπύλης ικανότητας. Προφανώς, η παραδοχή αυτή ισχύει με τη θεώρηση της συγκεντρωμένης πλαστικότητας και του ακαριαίου σχηματισμού των πλαστικών αρθρώσεων μέσω μιας ελαστικής – απολύτως πλαστικής θεώρησης.

Στην πιο ρεαλιστική θεώρηση της κατανεμημένης πλαστικότητας, η πλαστικοποίηση πραγματοποιείται σταδιακά καθ' ύψος της διατομής και κατά το διαμήκη άξονα των ράβδων του φορέα, με αποτέλεσμα η κατασκευή να συμπεριφέρεται μη γραμμικά σε κάθε προσαυξητικό βήμα φόρτισης και συγκεκριμένα να συμπεριφέρεται μη γραμμικά αμέσως μετά την πλαστικοποίηση της ακρότατης ίνας της διατομής του πρώτου στοιχείου που πλαστικοποιείται και να παραμένει στη μη γραμμική περιοχή έως την τελική κατάρρευση. Στην περίπτωση αυτή ακολουθείται μία μη γραμμική προσαυξητική - επαναληπτική διαδικασία για τον υπολογισμό της καμπύλης φορτίου (τέμνουσα βάσης) – μετατόπισης (οροφής).

Γενικά οι απλοποιημένες ανελαστικές στατικές μέθοδοι, που βασίζονται στον έλεγχο των μετακινήσεων, απαιτούν τον προσδιορισμό της ικανότητας καθώς και της απαίτησης σε μετακίνηση και έπειτα της συμπεριφοράς της κατασκευής που εξαρτάται από τον τρόπο με τον οποίο η ικανότητα μπορεί να ανταποκρίνεται στην απαίτηση:

A) ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ: Η συνολική ικανότητα της κατασκευής εξαρτάται από την επιμέρους ικανότητα των δομικών στοιχείων που συνθέτουν το φέροντα οργανισμό. Προκειμένου να προσδιοριστεί η ικανότητα πέρα από το όριο διαρροής, απαιτείται κάποιας μορφής ανελαστική ανάλυση (static pushover). Με βάση τη διαδικασία που αναλύθηκε στα προηγούμενα και λαμβάνοντας υπόψη και φαινόμενα 2^{ης} τάξης (P-Δ), υπολογίζεται η καμπύλη ικανότητας που έχει ως άξονες την τέμνουσα βάσης που ασκείται στο φορέα (V) και την ανελαστική μετακίνηση κορυφής της κατασκευής (δ). Για τον υπολογισμό της καμπύλης ικανότητας πρέπει να εφαρμόζονται τουλάχιστον δύο καθ' ύψος κατανομές των οριζοντίων φορτίων: η ομοιόμορφη κατανομή που είναι βασισμένη σε οριζόντια

φορτία που είναι ανάλογα προς τη μάζα ανεξάρτητα από την στάθμη (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης) και η ιδιομορφική κατανομή που είναι ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζόντιων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση όπως προκύπτει από την ελαστική ανάλυση.

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

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

ΠΡΩΤΕΥΟΝΤΑ ΚΑΙ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΝΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Όλα εκείνα τα στοιχεία της κατασκευής τα οποία συμβάλουν στην δυσκαμψία και την κατανομή της έντασης στο κτίριο ή παραλαμβάνουν τις οριζόντιες φορτίσεις οι οποίες οφείλονται κυρίως στις σεισμικές διεγέρσεις μπορεί κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό να διακρίνονται σε πρωτεύοντα ή δευτερεύοντα.

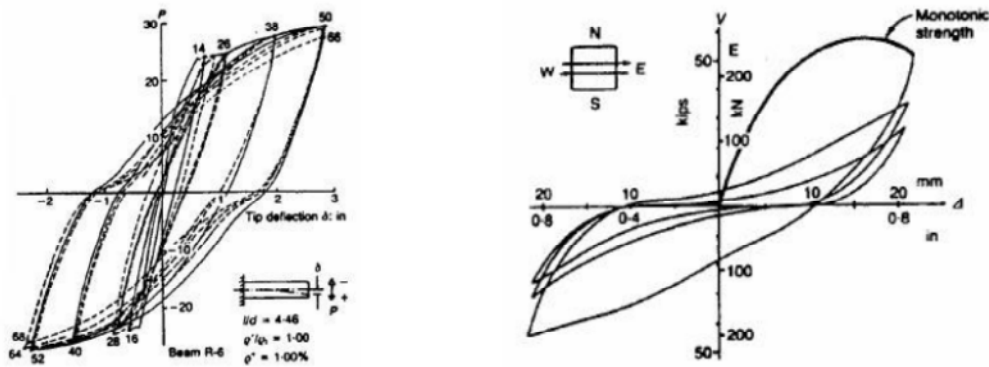
Ως πρωτεύοντα, χαρακτηρίζονται τα στοιχεία που συμβάλουν στην ανάληψη των σεισμικών φορτίων (π.χ. υποστυλώματα, δοκάρια, τοιχία κλπ.), ενώ σαν δευτερεύοντα χαρακτηρίζονται όλα τα υπόλοιπα επιμέρους στοιχεία ή φορείς τα οποία δεν χαρακτηρίζονται από αυτή την ιδιότητα, δηλαδή να μην συμβάλουν στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων, δεν συμμετέχουν όμως σε σημαντικό βαθμό στην ανάληψη σεισμού. Συνεπώς, η διάκριση αυτή έγκειται στο γεγονός ότι για τα δευτερεύοντα στοιχεία ισχύουν διαφορετικά κριτήρια επιτελεστικότητας, επιτρέπεται δηλαδή να συμβούν σε αυτά τα στοιχεία μεγαλύτερες βλάβες και μετακινήσεις σε περίπτωση σεισμού. Ωστόσο, δεν παύει να απαιτείται σε κάθε περίπτωση η εξασφάλιση της ασφαλούς μεταφοράς των κατακόρυφων φορτίων του ίδιου βάρους υπό την μέγιστη πλευρική παραμόρφωση για τον σεισμό σχεδιασμού.

Αυτή η διάκριση γίνεται με στόχο να διαφοροποιηθούν οι έλεγχοι για την κάθε κατηγορία στοιχείου, έτσι ώστε να μην καταλήξει ο μελετητής στο συμπέρασμα ότι ένα κτίριο δεν είναι επαρκές λόγω της αστοχίας κάποιων μεμονωμένων στοιχείων τα οποία δεν είναι καθοριστικά για την ευστάθεια του λόγω σεισμικών δράσεων.

7.2 ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ

Ο όρος πλαστιμότητα αναφέρεται στην ικανότητα μιας κατασκευής, μέλους ή υλικού να υποστεί πλαστικές παραμορφώσεις σε μικρό ή μεγάλο βαθμό, χωρίς απώλεια ή μείωση της φέρουσας ικανότητας. Τα υλικά τα οποία έχουν μικρή πλαστιμότητα χαρακτηρίζονται ως ψαθυρά υλικά (π.χ. το άοπλο σκυρόδεμα), ενώ υλικά με μεγάλη πλαστιμότητα χαρακτηρίζονται ως όλκιμα (π.χ. ο χάλυβας). Η πλαστιμότητα αποτελεί έναν από τους σημαντικότερους παράγοντες για τις αντισεισμικές κατασκευές καθώς καθορίζει αν μια κατασκευή θα καταρρεύσει ή όχι σε περίπτωση ενός ισχυρού σεισμού. Αυτό οφείλεται στο ότι οι περισσότεροι συντελεστές που χρησιμοποιούνται από τους αντισεισμικούς κανονισμούς προϋποθέτουν ότι ένα μέρος της σεισμικής ενέργειας θα εξουδετερωθεί σαν έργο πλαστικής παραμόρφωσης, δηλαδή ότι η κατασκευή θα μπει στην ανελαστική περιοχή.

Η πλαστιμότητα μιας κατασκευής δεν είναι εύκολο να υπολογιστεί ή ακόμα και να εκτιμηθεί με κάποιο τρόπο. Αυτό οφείλεται κυρίως στο γεγονός ότι δεν υπάρχουν καθιερωμένες μέθοδοι αντισεισμικού υπολογισμού ή αντισεισμικοί κανονισμοί στους οποίους υπεισέρχεται άμεσα σαν φυσικό μέγεθος. Σε επίπεδο κατασκευής η πλαστιμότητα εξασφαλίζεται μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των μελών τα οποία συνθέτουν την κατασκευή. Ένα μέλος λέμε ότι έχει πλάστιμη συμπεριφορά, όταν, για μεν μονότονη φόρτιση παρατηρείται αύξηση των παραμορφώσεων χωρίς σημαντική μείωση της αντοχής του μέλους, για δε ανακυκλιζόμενη φόρτιση (σεισμική διέγερση) οι βρόχοι υστέρησης δύναμης – παραμόρφωσης είναι περίπου σταθεροί σε πλάτος και σε μέγιστη δύναμη για σταθερό εύρος των κύκλων παραμόρφωσης. Αντίθετα, όταν ένα μέλος δεν έχει πλάστιμη συμπεριφορά, μετά από δυο ή τρεις κύκλους φόρτισης - επαναφόρτισης παρατηρείται σημαντική μείωση της αντοχής και της δυσκαμψίας. Στην παρακάτω εικόνα φαίνονται σχηματικά τα όσα προαναφέρθηκαν.



Σχήμα 7.1 Βρόχοι υστέρησης για πλάσιμη και ψαθυρή συμπεριφορά

7.3 ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ

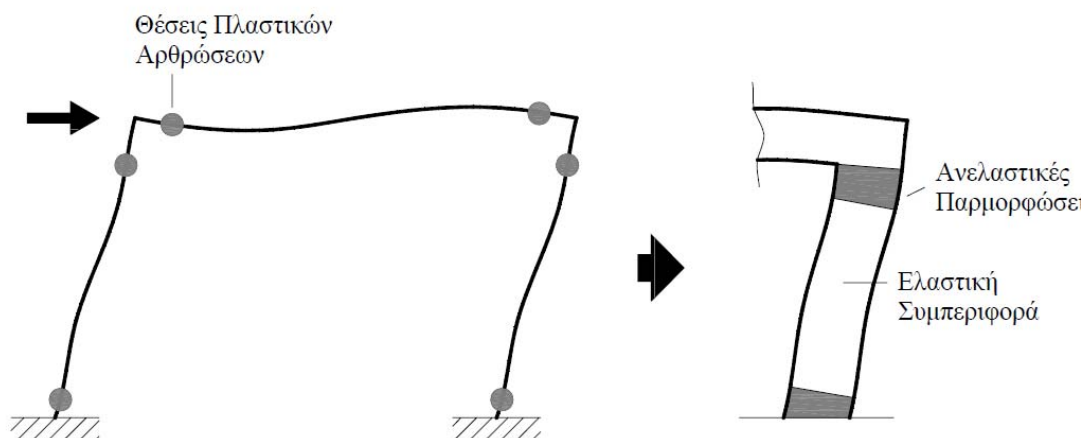
Η συμπεριφορά μιας κατασκευής που αποκρίνεται ελαστικά σε μία εξωτερική δράση περιγράφεται με ακρίβεια από την ελαστική θεωρία. Είναι γνωστό όμως, ότι οι νέες κατασκευές σχεδιάζονται με τρόπο ώστε να μη συμπεριφερθούν ελαστικά, ιδιαίτερα για σεισμικές φορτίσεις αντίστοιχες με τον ισχυρό σεισμό σχεδιασμού.

Επομένως, προϋπόθεση του σχεδιασμού είναι η ανάπτυξη σημαντικών ανελαστικών παραμορφώσεων στα μέλη, οι οποίες συμβάλουν στην «κατανάλωση» της ενέργειας που εισάγεται στην κατασκευή μέσω της σεισμικής διέγερσης. Αντίστοιχα είναι σκόπιμο και στην αποτίμηση υφιστάμενων κτιρίων πριν ή μετά την επέμβαση να λαμβάνεται υπόψη η δυνατότητα του υπό μελέτη κτιρίου να «καταναλώνει» ενέργεια μέσω των ανελαστικών παραμορφώσεων των μελών, ώστε να προκύψουν ακριβή συμπεράσματα για την ικανότητά του. **Οι ελαστικές μέθοδοι ανάλυσης λαμβάνουν υπόψη την ανελαστική συμπεριφορά των μελών της κατασκευής έμμεσα, υιοθετώντας τον δείκτη συμπεριφοράς q .** Αντίθετα, κατά την εφαρμογή ανελαστικών αναλύσεων απαιτείται η άμεση προσομοίωση της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων σε όλο το φάσμα της απόκρισής τους.

Κατά την επιβολή μιας αυξανόμενης έντασης σε μία κατασκευή, τα μέλη της σταδιακά διαρρέουν και αναπτύσσουν ανελαστικές παραμορφώσεις. Η εμφάνιση των διαρροών συνδέεται με την αντοχή των μελών και την σχέση της με την αντίστοιχη ένταση σε διάφορες θέσεις κατά μήκος του μέλους. Προφανώς, δεδομένου ότι η κατανομή των εντατικών μεγεθών κατά μήκος των δοκών και υποστυλωμάτων ενός κτιρίου που

καταπονείται από τα κατακόρυφα φορτία του και τη δράση του σεισμού είναι γνωστή, είναι δυνατόν να εντοπιστούν οι θέσεις όπου αναμένεται να αναπτυχθούν ανελαστικές παραμορφώσεις. Οι θέσεις αυτές εντοπίζονται στα άκρα των δοκών και στην κορυφή και βάση των υποστυλωμάτων.

Τα παραπάνω αποτυπώνονται και στο σχεδιασμό νέων κατασκευών με την ύπαρξη κρίσιμων περιοχών σε δοκούς και υποστυλώματα, οι οποίες εκτείνονται σε συγκεκριμένες αποστάσεις από τα άκρα των μελών και για τις οποίες λαμβάνονται αυξημένα μέτρα, ώστε να αντιμετωπιστούν οι αντίστοιχα αυξημένες απαιτήσεις παραμόρφωσης τους σε ακραίες περιπτώσεις σεισμικής έντασης. Κατά συνέπεια, τα μέλη μιας κατασκευής υπό σεισμική φόρτιση αναμένεται να αναπτύξουν ανελαστικές παραμορφώσεις σε περιοχές πεπερασμένου μήκους οι οποίες αναφέρονται με τον όρο πλαστικές αρθρώσεις.



Σχήμα 7.2 Θέσεις πιθανών πλαστικών αρθρώσεων στο σώμα της κατασκευής

7.4 ΣΤΑΘΜΕΣ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

Η χρήση μόνο μίας στάθμης σεισμού από τον Ευρωκώδικα 8 στην ελαστική ανάλυση δε μας επιτρέπει να εξαγάγουμε συμπεράσματα ως προς τις ζημιές ή την ενδεχόμενη κατάρρευση που θα συμβεί υπό σεισμική διέγερση μικρότερης ή μεγαλύτερης έντασης αντίστοιχα κάτι όμως που είναι σαφές πως είναι σκόπιμο να γνωρίζουμε. Έτσι στους διεθνείς κανονισμούς ορίζεται η έννοια της σεισμικής επίδοσης ή επιτελεστικότητας που αποτελεί την επιθυμητή (ή ανεκτή) οριακή κατάσταση βλαβών λόγω σεισμών διαφόρων

εντάσεων και εξαρτάται από τη σύγκριση της ικανότητας και της απαίτησης του κτιρίου υπολογίζοντας διάφορα χαρακτηριστικά της συμπεριφοράς του όπως η παραμόρφωση των ορόφων και οι πλαστικές παραμορφώσεις. Οι 3 βασικές στάθμες επιτελεστικότητας που ορίζονται από τους κανονισμούς ανάλογα με το είδος και το επίπεδο των ζημιών που αναπτύσσονται στην κατασκευή είναι οι εξής:

Στάθμη 1: Άμεση λειτουργία (Immediate Occupancy – IO): Η κατασκευή συνεχίζει τη λειτουργία της με ελαφρές μόνο βλάβες. Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό, το επίπεδο βλαβών είναι τέτοιο ώστε καμία λειτουργία του κτιρίου να μη διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό, εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Τα στοιχεία του φορέα δεν έχουν εισαχθεί σημαντικά στη μετελαστική περιοχή με αποτέλεσμα να διατηρούν την αντοχή και τη δυσκαμψία τους και οι παραμένουσες παραμορφώσεις, κυρίως σε επίπεδο σχετικών μετακινήσεων ορόφων, θεωρούνται ασήμαντες, οπότε δεν επηρεάζεται η ικανότητα της κατασκευής να φέρει κατακόρυφα και οριζόντια φορτία στον ίδιο βαθμό όπως και πριν το σεισμό. Ο κίνδυνος τραυματισμού ατόμων είναι αμελητέος, ενώ οι προσβάσεις και τα συστήματα ασφαλείας (κλιμακοστάσια, πόρτες, ανελκυστήρες, συστήματα πυρασφάλειας, γεννήτριες κτλ) παραμένουν σε λειτουργία. Στα μη φέροντα στοιχεία παρατηρούνται μικρές μόνο βλάβες που δεν επηρεάζουν τις βασικές λειτουργίες.

Στάθμη 2: Ασφάλεια ζωής (Life Safety – LS): Αναμένεται να παρουσιαστούν επισκευάσιμες βλάβες στο φέροντα οργανισμό, χωρίς όμως να συμβούν σημαντικές βλάβες στην οικοσκευή και χωρίς να συμβεί θάνατος ή σοβαρός τραυματισμός. Το κτίριο διατηρεί ένα σημαντικό μέρος της αντοχής και της δυσκαμψίας του έναντι οριζόντιων δράσεων, αλλά πριν τη λειτουργία του είναι σκόπιμο να γίνουν επισκευές και να εφαρμοστούν προσωρινά συστήματα ενίσχυσης της δυσκαμψίας, όπως χιαστί σύνδεσμοι. Τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία είναι ικανά να φέρουν τα υπερκείμενα φορτία και οι παραμένουσες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι μέτριες. Όλα τα στοιχεία του φέροντος οργανισμού επιτρέπεται να αναπτύξουν σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις, αλλά τα πρωτεύοντα στοιχεία πρέπει να διαθέτουν σημαντικό περιθώριο ασφαλείας έναντι εξάντλησης της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας τους. Τα μη φέροντα στοιχεία (όπως διαχωριστικοί τοίχοι) αναμένεται να υποστούν βλάβες χωρίς όμως απειλή κατάρρευσης.

Στάθμη 3: Αποφυγή κατάρρευσης (Collapse Prevention – CP): Αναμένεται να παρουσιαστούν εκτεταμένες βλάβες (μη επισκευάσιμες κατά κανόνα) στο φέροντα

οργανισμό. Ο φορέας έχει ακόμα την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά τη διάρκεια και για ένα διάστημα μετά το σεισμό) χωρίς όμως να διαθέτει ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι μερικής ή ολικής κατάρρευσης. Υπάρχει ακόμα σημαντική μείωση της αντοχής και δυσκαμψίας του συστήματος ανάληψης οριζοντίων φορτίων. Οι παραμένουσες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι μεγάλες και μη αναστρέψιμες. Το κτίριο δεν είναι ασφαλές προς χρήση αφού μπορεί να καταρρεύσει σε ένα μετασεισμό. Στα κατακόρυφα μη φέροντα στοιχεία δεν επιτρέπεται να ξεπεραστεί η διαθέσιμη παραμόρφωση αστοχίας, ενώ στα οριζόντια επιτρέπονται υπερβάσεις.

Η SEAOC 1999 (Structural Engineers Association of California) ορίζει τους σεισμούς που φαίνονται στον παρακάτω πίνακα με διαφορετικές περιόδους επαναφοράς και φυσικά διαφορετικές εντάσεις:

Χαρακτηρισμός σεισμού	Περίοδος επαναφοράς (έτη)	Πιθανότητα εμφάνισης σε 1 έτος
Συχνός	42	0,023
Περιστασιακός	72	0,014
Σπάνιος (Σχεδιασμού)	475	0,002
Πολύ σπάνιος	970	0,001

Πίνακας 7.1 Στάθμες σεισμού κατά SEAOC 1999

Οι 4 παραπάνω στάθμες σεισμού οδηγούν σε 4 διαφορετικές τιμές για τη μέγιστη πιθανή μετακίνηση οροφής του κτιρίου. Για να χαρακτηριστεί η συμπεριφορά της κατασκευής ως ικανοποιητική θα πρέπει να εξασφαλίζεται η ασφάλεια ζωής για το σεισμό σχεδιασμού και η αποφυγή κατάρρευσης για τον πολύ σπάνιο σεισμό, ενώ για να χαρακτηριστεί ως καλή θα πρέπει να εξασφαλίζεται η άμεση λειτουργία για συχνό σεισμό και οι περιορισμένες ζημιές για περιστασιακό σεισμό. Τα παραπάνω αποτελούν το βασικό στόχο στις στάθμες επιτελεστικότητας. Υπάρχει ακόμα η αυξημένη απαίτηση (περιορισμός βλαβών στο σεισμό σχεδιασμού και αναλόγως οι υπόλοιπες στάθμες) και η πολύ αυξημένη απαίτηση (άμεση λειτουργία στο σεισμό σχεδιασμού και αναλόγως οι υπόλοιπες στάθμες). Σε κτίρια υψηλής επιτελεστικότητας (άμεση λειτουργία) εφαρμόζονται γραμμικές (ελαστικές) δυναμικές μέθοδοι ανάλυσης, ενώ σε κτίρια χαμηλής επιτελεστικότητας (ασφάλεια ζωής και αποφυγή κατάρρευσης) έχει νόημα η χρήση μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων (που είναι όμως χρονοβόρες και επίπονες) και μη γραμμικών στατικών μεθόδων ανάλυσης (pushover) με στόχο το ρεαλιστικότερο (σε σχέση με τις γραμμικές) και απλούστερο (σε σχέση με τις δυναμικές μη γραμμικές) προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής.

Ο Ευρωκώδικας 8 από τη μεριά του ορίζει τις ακόλουθες 3 στάθμες επιτελεστικότητας:

Στάθμη 1: Περιορισμού βλαβών (DL): Ο φορέας έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να έχουν αποφύγει σημαντική διαρροή και να διατηρούν την αντοχή και τη δυσκαμψία τους. Τα μη φέροντα στοιχεία (διαχωριστικά, τοιχοπληρώσεις κτλ) μπορεί να παρουσιάζουν κατανεμημένη ρηγμάτωση, όμως η βλάβη θα μπορούσε να επισκευαστεί με οικονομικό τρόπο. Οι μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων είναι αμελητέες. Ο φορέας δεν απαιτεί μέτρα επισκευής.

Στάθμη 2: Σημαντικών βλαβών (SD): Ο φορέας έχει υποστεί σημαντικές βλάβες, διαθέτει, όμως, ορισμένη εναπομένουσα πλευρική αντοχή και δυσκαμψία και τα κατακόρυφα στοιχεία είναι σε θέση να αντέξουν τα κατακόρυφα φορτία. Τα μη φέροντα στοιχεία έχουν υποστεί βλάβες, αν και δεν παρουσιάζουν αστοχίες εκτός επιπέδου. Υπάρχουν μέτριες μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων. Ο φορέας μπορεί να αντέξει μετασεισμούς μέτριας έντασης. Η επισκευή του φορέα ενδεχομένως να είναι αντιοικονομική.

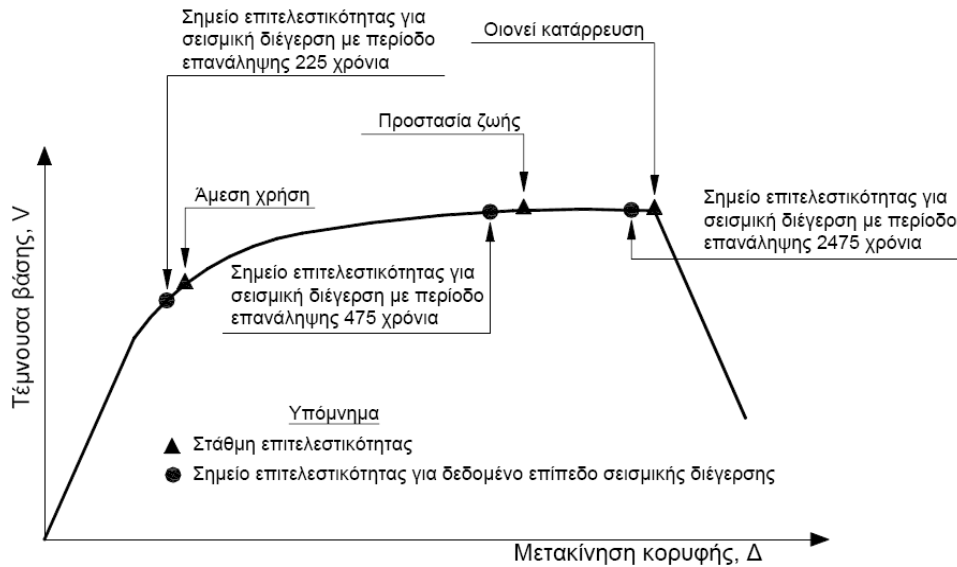
Στάθμη 3: Οιονεί κατάρρευσης (NC): Ο φορέας έχει υποστεί σοβαρή ζημιά, με χαμηλή εναπομένουσα πλευρική αντοχή και δυσκαμψία, αν και τα κατακόρυφα στοιχεία είναι ακόμα σε θέση να αντέχουν κατακόρυφα φορτία. Τα περισσότερα μη φέροντα στοιχεία έχουν καταρρεύσει. Υπάρχουν μεγάλες μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις ορόφων. Ο φορέας απέχει λίγο από την κατάρρευση και πιθανόν δε θα επιβίωνε σε άλλο σεισμό, ακόμα και μέτριας έντασης.

Ο παραπάνω ορισμός της οιονεί κατάρρευσης προσεγγίζει περισσότερο την πραγματική κατάρρευση του κτιρίου από ό,τι ο αντίστοιχος στη γραμμική δυναμική ανάλυση (που χοντρικά ισοδυναμεί με την οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών που ορίστηκε παραπάνω) και ανταποκρίνεται στην πληρέστερη εκμετάλλευση της ικανότητας παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων.

Η περίοδος επαναφοράς και η πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια της σεισμικής διέγερσης που αντιστοιχεί σε κάθε μία από τις παραπάνω οριακές καταστάσεις, ώστε η προστασία να θεωρείται κατάλληλη, για συνήθη νέα κτίρια δίνεται στον επόμενο πίνακα:

Οριακή κατάσταση	Περίοδος επαναφοράς (έτη)	Πιθανότητα υπέρβασης σε 50 έτη
Περιορισμού βλαβών	225	20%
Σημαντικών βλαβών	475	10%
Οιονεί κατάρρευσης	2475	2%

Πίνακας 7.2 Στάθμες σεισμού κατά Ευρωκώδικα 8



Σχήμα 7.3 Ένδειξη σταθμών επιτελεστικότητας στην καμπύλη ικανότητας μιας κατασκευής

Ο καθορισμός των διάφορων σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται πάνω στην καμπύλη αντίστασης της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής.

Η κατασκευή της καμπύλης αντίστασης γίνεται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου, με δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους. Ως κατανομή των φορτίων καθ' ύψος μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική κατανομή,

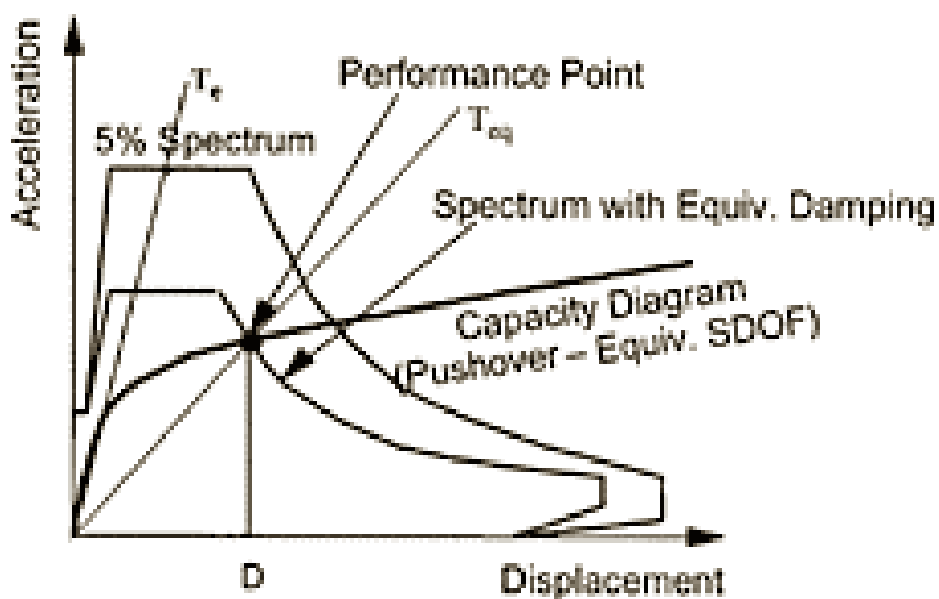
η πρώτη ιδιομορφή ή ακόμη και περισσότερο πολύπλοκοι συνδυασμοί με συμμετοχή ανώτερων ιδιομορφών. Για την κατασκευή αυτής της καμπύλης γίνονται πολλές στατικές επιλύσεις, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα (μεθοδολογία pushover), λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει.

7.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΟΧΕΥΟΜΕΝΗΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ

Για δεδομένη περίοδο επανάληψης του σεισμού σχεδιασμού, υπολογίζεται κατ' αρχήν η αναμενόμενη μετακίνηση της κατασκευής (*στοχευόμενη μετακίνηση* – target displacement) που ορίζει το σημείο επιτελεστικότητας (performance point) της κατασκευής γι' αυτό το σεισμό. Ο ακριβέστερος τρόπος υπολογισμού αυτής της μετακίνησης είναι με μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας. Η μέθοδος αυτή, όμως,

απαιτεί εξειδικευμένα προγράμματα και σημαντικό υπολογιστικό χρόνο, ενώ τα αποτελέσματα δεν είναι κατ'ανάγκην αξιόπιστα, επειδή εξαρτώνται από την επιλογή της σεισμικής διέγερσης. Γι' αυτό και απαιτούνται πολλές τέτοιες επιλύσεις με σεισμικές διεγέρσεις διαφορετικών χαρακτηριστικών. Ως μία απλοποίηση του προβλήματος, η μετακίνηση μπορεί να υπολογιστεί με προσεγγιστικές μεθόδους (π.χ. μέθοδος των συντελεστών) ή με στατική μη-γραμμική ανάλυση (μέθοδος pushover), η ακρίβεια όμως των αποτελεσμάτων είναι αμφισβητήσιμη. Στη βιβλιογραφία έχουν προταθεί διάφορες εναλλακτικές μεθοδολογίες εφαρμογής της στατικής μη-γραμμικής ανάλυσης όπως η μέθοδος ATC-40(αυτή χρησιμοποιεί το SAP), η μέθοδος N2, η ιδιομορφική στατική μη-γραμμική ανάλυση (modal pushover), η προσαρμοζόμενη στατική μη-γραμμική ανάλυση (adaptive pushover) κ.α.

Γενικά, επειδή η στατική ανελαστική ανάλυση της μεθόδου ATC-40 βασίζεται στην θεωρία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος και ο υπολογισμός της απόκρισης της κατασκευής γίνεται με βάση την παραμόρφωση για συγκεκριμένη κατανομή φόρτισης καθ' ύψος, η ακρίβεια της δεν είναι αρκετά ικανοποιητική. Για τον προσδιορισμό του σημείου επιτελεστικότητας της κατασκευής αρκεί η εύρεση του σημείου εξισορρόπησης της απαίτησης (demand) και της αντοχής (capacity) της κατασκευής. Το σημείο αυτό, όταν η καμπύλη είναι σε μορφή ADRS (Acceleration –Displacement Response Spectrum) αντιστοιχεί στο σημείο τομής της με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού για δεδομένη απόσβεση ή του αντίστοιχου ανελαστικού φάσματος. Αυτό γίνεται στο SAP μέσω μιας συνεχούς διαδικασίας διορθώσεων-συγκλίσεων



Σχήμα 7.4 Γραφική απεικόνιση σημείου επιτελεστικότητας μεθόδου ATC-40

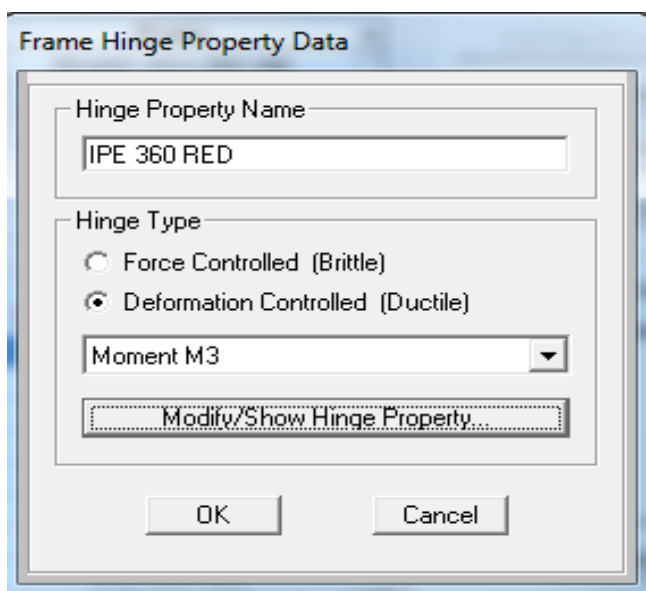
7.6 ΕΠΙΛΥΣΗ ΚΤΗΡΙΟΥ ΜΕ ΤΗΝ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

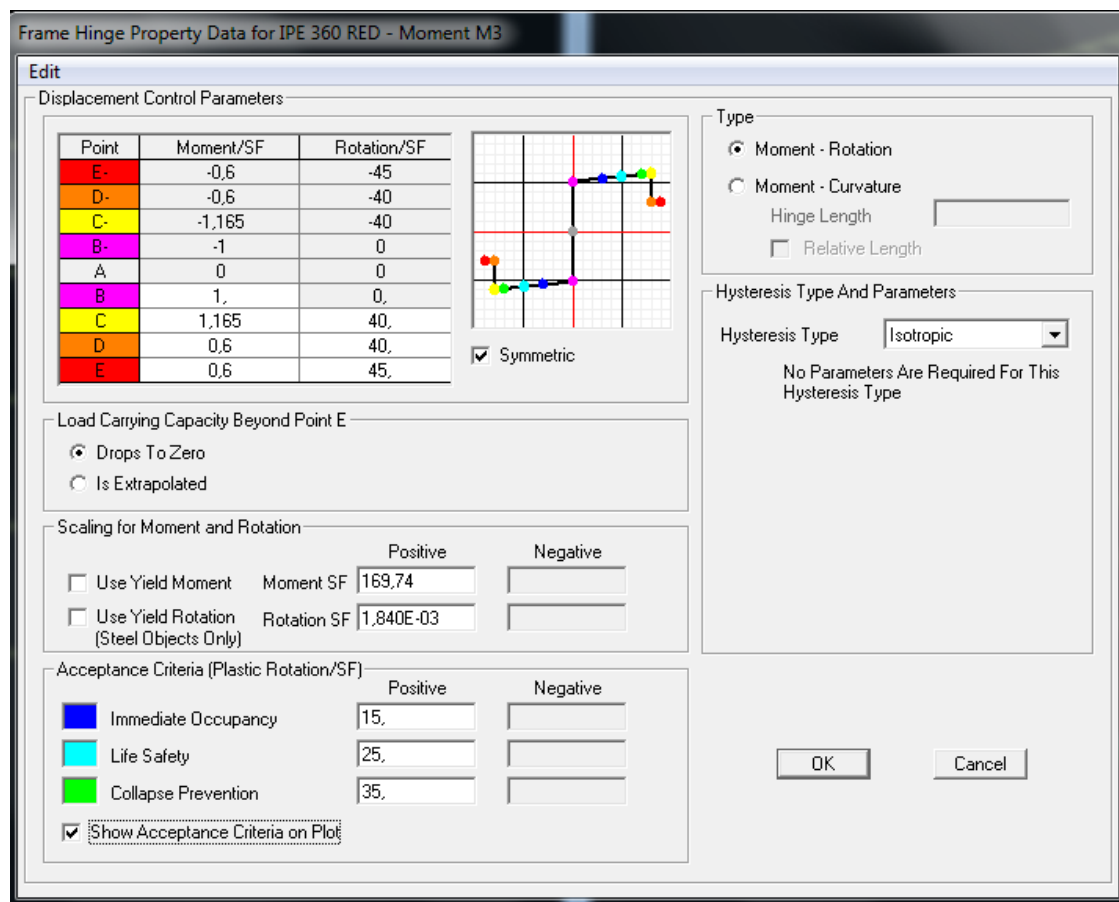
Υποβάλλουμε την κατασκευή μας σε στατική ανελαστική ανάλυση με κύριο στόχο τη ζητούμενη καμπύλη φασματικής ικανότητας και την προκύπτουσα μετατόπιση του κτιρίου, από την οποία καταλήγουμε σε χρήσιμα συμπεράσματα σχετικά με την απομένουσα αντοχή του. Παρακολουθούμε επίσης την εμφάνιση των πλαστικών αρθρώσεων με τη διαδικασία βήμα προς βήμα και εντοπίζουμε την στιγμή διαρροής τους και τη μετάβαση από τη μία στάθμη ασφαλείας στην επόμενη μέχρι την πλήρη πλαστικοποίησή τους. Η παραπάνω διαδικασία και οι απαιτούμενες εντολές που εισάγονται στο SAP2000 καθώς και οι παραδοχές που γίνονται στο εκάστοτε στάδιο, παρουσιάζονται αναλυτικά στα παρακάτω έχοντας χωρίσει την ανάλυση σε επιμέρους βήματα για λόγους ευχέρειας.

Βήμα 1^ο: Είδη πλαστικών αρθρώσεων

Πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς: Λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών οι δοκοί δεν καταπονούνται από αξονικές δυνάμεις αλλά από κάμψη και διάτμηση και στις 2 διευθύνσεις. Έτσι η μη γραμμικότητα του υλικού προσομοιώνεται με πλαστικές αρθρώσεις τύπου M₃, όπως φαίνεται στα παρακάτω σχήματα.

Φυσικά το κριτήριο ορίζεται για πλάστιμη αστοχία (ductile) και για μηδενική απομένουσα φέρουσα ικανότητα. Οι υπόλοιποι συντελεστές ορίζονται από το πρόγραμμα.





Σχήμα 7.5 Εισαγωγή ιδιοτήτων πλαστικής άρθρωσης(SF σταθμών επιτελεστικότητας)

Σημεία Διαγράμματος Ροπής - Στροφής

A: είναι πάντα η αρχή των αξόνων

B: είναι το σημείο διαρροής. Δεν έχουμε μετακίνηση (στροφή) μέχρι το σημείο B εφόσον η πλαστική άρθρωση εμπεριέχει μόνο τις πλαστικές μετακινήσεις (στροφές) . Άρα πρέπει να υπάρξει πλαστικοποίηση για να έχουμε μη μηδενική μετακίνηση (στροφή). Άρα και οι ελαστικές μετακινήσεις που αναπτύσσονται στο μέλος στο σημείο B δεν εμπεριέχονται στις μετακινήσεις (στροφές) των σημείων C, D, E.

C: είναι η μέγιστη αντοχή για την υπερωθητική ανάλυση. Η τιμή του **ισουται με τον συντελεστή σχήματος a_{pl} (shape factor)** της διατομής

D: είναι η παραμένουσα αντοχή μετά την απομείωση.

E: είναι το σημείο που συμβαίνει η πλήρης αστοχία.

Ο συντελεστής σχήματος ισούται με το λόγο πλαστικής ροπής (M_{pl}) προς τη ροπή διαρροής (M_{el}) κάθε διατομής. Στην περίπτωση της IPE360 (απομειωμένης εφόσον οι θέσεις πλαστικών αρθρώσεων βρίσκονται στο dogbone)) που βλέπουμε στο παραπάνω σχήμα προκύπτει

$$a_{pl} = W_{pl}/W_{el} = 1,165$$

Θα παραθέσουμε 2 πίνακες από το excel όπου υπολογίσαμε τους συντελεστές σχήματος και τις πλαστικές στροφές θ_{pl} όλων των διατομών και για τις 2 διευθύνσεις

Profil	Ltot	Ldog (cm)	fy exp (kN/cm2)	Wpl_y,d (cm³)	ly,d (cm⁴)	Wel_y,d (cm³)	My,d (kN.m)	Mpl,d (kN.m)	θ_{pl}	f shape factor
SHS 180X8	1700	1525	23,5	272,7	2009,2	223,24	52,46	64,09	0,0038604	1,222
SHS 200X8	1700	1525	23,5	335,1	2748,6	274,89	64,6	78,75	0,0034676	1,219
SHS 220X8	1700	1525	23,5	420,86	3829,9	348,17	81,82	98,9	0,0031255	1,209
SHS 240X8	1700	1525	23,5	497,66	4944,7	412,06	96,83	116,95	0,0028626	1,208
SHS 260X8	1700	1525	23,5	580,86	6256,6	481,28	113,1	136,5	0,0026406	1,207
SHS 280X8	1700	1525	23,5	670,46	7781,68	555,8	130,61	157,56	0,0024506	1,206

Πίνακας 7.3 Συντελεστές σχήματος και πλαστικές στροφές διατομών για την διεύθυνση x του κτηρίου

Profil	Ltot	Ldog (cm)	fy exp (kN/cm2)	Wpl_y,d (cm³)	ly,d (cm⁴)	Wel_y,d (cm³)	My,d (kN.m)	Mpl,d (kN.m)	θ_{pl}	f shape factor
IPE 220	1050	92,5	23,50	203,46	2772,00	174,22	40,94	47,81	0,000183158	1,168
IPE 240	1050	92,5	23,50	258,02	3892,00	221,47	52,05	60,63	0,000167489	1,165
IPE 270	1050	92,5	23,50	341,29	5790,00	292,96	68,85	80,20	0,000148876	1,165
IPE 300	1050	92,5	23,50	447,32	8356,00	383,94	90,23	105,12	0,000133998	1,165
IPE 360	1700	1525	23,50	722,30	16270,00	619,80	145,65	169,74	0,001840859	1,165

Πίνακας 7.4 Συντελεστές σχήματος και πλαστικές στροφές διατομών για την διεύθυνση y του κτηρίου

Επίσης παραθέτουμε τον πίνακα με τις παραμέτρους των πλαστικών αρθρώσεων για όλα τα είδη των διατομών μετά από πειράματα που έγιναν στο εργαστήριο. Περιλαμβάνει και τα κριτήρια αποδοχής που ισούται με το λόγο πλαστικής στροφής/ροπής αντοχής

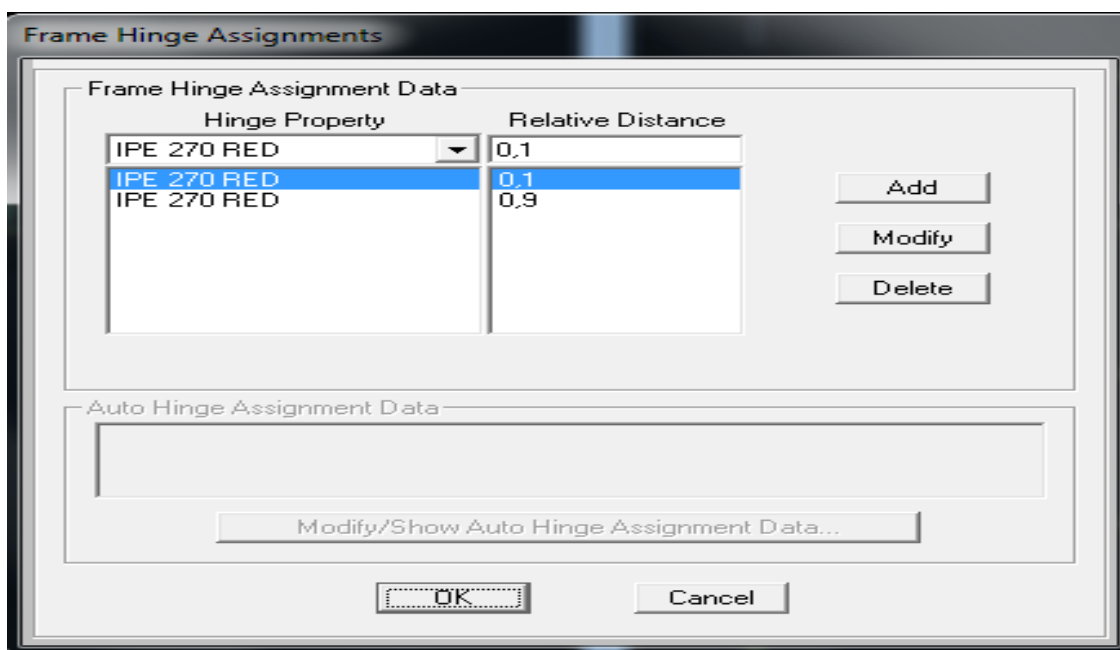
Table 2.2: Non-linear hinge parameters for IPE, SHS, CHS & Pins

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

Πίνακας 7.5 Παράμετροι πλαστικών αρθρώσεων που εισάγονται στο SAP

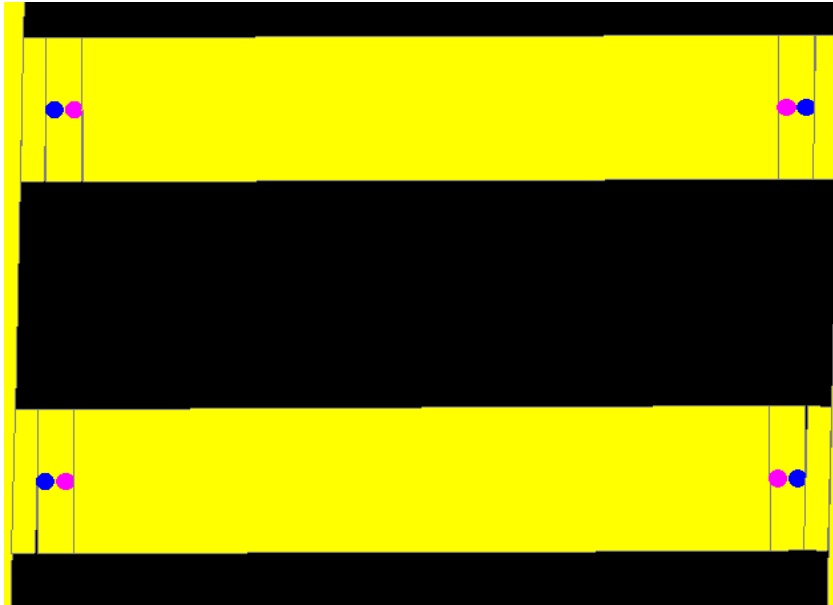
Βήμα 2^ο: Πιθανές θέσεις εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων

Εισάγονται τα σημεία στα οποία μπορούν να αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις, που είναι στο κομμάτι μήκους 0,075 m(dogbone) που βρίσκεται κοντά στα δύο άκρα της διατομής, διότι στις περιοχές αυτές αναπτύσσονται οι μέγιστες τιμές των εντατικών μεγεθών και είναι πιο ευπαθείς αφού έχουν απομειωμένη δυσκαμψία.



Σχήμα 7.6 Ορισμός πλαστικών αρθρώσεων στα τμήματα της απομειωμένης διατομής των δοκών fuseis

Επιλέγουμε τις τιμές 0,1 και 0,9 και όχι τις τιμές 0 και 1 στις σχετικές αποστάσεις, διότι τα δομικά μέλη στην πραγματικότητα δεν είναι ραβδωτά αλλά έχουν διαστάσεις οπότε υπολογίζουμε τις πλαστικές αρθρώσεις στις παρειές και όχι στα κέντρα των κόμβων. Άρα τοποθετούνται 2 πλαστικές αρθρώσεις σε κάθε κομμάτι απομειωμένης διατομής του dogbone.



Σχήμα 7.7 Λεπτομέρεια δοκού fuseis με εμφανή τα σημεία διάνοιξης των πλαστικών αρθρώσεων

Στα υποστυλώματα και στα σύμμικτα δοκάρια δεν θα ορίσουμε πλαστικές αρθρώσεις αφού έχει διασφαλισθεί η μη ύπαρξη «μαλακού» ορόφου στο σύστημα fuseis λόγω της υπεραντοχής που τους έχουμε προσδώσει στον ικανοτικό σχεδιασμό και λόγω επαλήθευσης αυτού μέσω μιας ανάλυσης σε ένα μόνο πλαίσιο όπως θα δούμε και παρακάτω. Επίσης στα σύμμικτα δοκάρια ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων είναι στα αρχικά στάδια διαρροής όταν οι αρθρώσεις των δοκαριών των fuseis βρίσκονται σε υψηλές στάθμες επιτελεστικότητας. Ο λόγος που ορίζουμε αρθρώσεις μόνο στα δοκάρια είναι για να επιτευχθεί σύγκλιση της μεθόδου rushover που είναι προβληματική στα κτήρια κυρίως. Εξάλλου το προσομοιωμά μας δεν είναι συνηθισμένο (ορίσαμε 2 πλαστικές αρθρώσεις σε πολύ μικρή απόσταση μεταξύ τους στο πολύ μικρό κομμάτι απομειωμένης διατομής).

Από τα παραπάνω είναι λογικό να μην περιμένουμε την ακριβή καμπύλη κατάρρευσης που θα αντιστοιχούσε σε ολικό μηχανισμό κατάρρευσης. Παρόλα αυτά το σημείο επιτελεστικότητας και η εκτίμηση του συντελεστή q μπορούν να εκτιμηθούν με ακρίβεια όπως θα δούμε και παρακάτω.

Βήμα 3^ο: Μη γραμμικοί συνδυασμοί φόρτισης

Ορίζουμε τους μη γραμμικούς συνδυασμούς φόρτισης που χρησιμοποιούνται στην στατική ανελαστική ανάλυση. Οι παρακάτω φορτίσεις ορίζονται και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, δηλαδή στους άξονες x και y . Λόγω συμμετρίας κατά τον άξονα x σε αυτόν ο συνδυασμός ορίζεται μόνο με θετικό πρόσημο. Αντίθετα στον άξονα y λόγω μη συμμετρίας ορίζουμε φόρτιση pushover και για τις 2 διευθύνσεις. Αρχικά ορίζουμε 2 συνδυασμούς που περιλαμβάνουν όλα τα κατακόρυφα μη σεισμικά φορτία του σεισμικού συνδυασμού, έναν για κάθε διεύθυνση. Φυσικά τα φορτία σε αυτή την περίπτωση είναι $1,00G + 0,30Q$ και επιβάλλονται στην αφόρτιστη εντατική κατάσταση του φορέα. Η μόνη διαφορά μεταξύ των 2 αυτών συνδυασμών είναι πως ο ένας ελέγχει τη μετατόπιση του μεσαίου κόμβου του ανωτάτου ορόφου (κορυφή) του κτιρίου (κόμβος 224) κατά x , ενώ ο άλλος ελέγχει τη μετατόπιση του ίδιου σημείου κατά y . Όπως αναφέραμε και παραπάνω, χρησιμοποιούμε 2 καθ' ύψος κατανομές των οριζοντίων φορτίων (σε κάθε διεύθυνση): την ομοιόμορφη και την ιδιομορφική κατανομή. Σε κάθε περίπτωση οι φορτίσεις αυτές προστίθενται στην εντατική κατάσταση στην οποία έχει περιέλθει η κατασκευή από τις κατακόρυφες μη γραμμικές φορτίσεις και επιλέγεται ως μετατόπιση ελέγχου το 4% του ύψους του κτιρίου (αυτόματα από το πρόγραμμα ως σχετική μετακίνηση αστοχίας, χωρίς βλάβη της γενικότητας αφού θα μπορούσαμε να επιλέξουμε οποιαδήποτε μετατόπιση επιθυμούμε), δηλαδή τα 0,68m. Όσον αφορά στην ιδιομορφική ανάλυση, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 τα οριζόντια φορτία πρέπει να είναι συμβατά με αυτά που προκύπτουν από την ελαστική ανάλυση, στην οποία αναφέρεται πως μπορεί να ληφθεί υπόψη η επίδραση μόνο της θεμελιώδους ιδιομορφής (σε κάθε διεύθυνση) αν ικανοποιούνται τα κριτήρια για κανονικότητα σε όψη και αν οι θεμελιώδεις ιδιοπερίοδοι T της κατασκευής σε κάθε διεύθυνση ικανοποιούν την σχέση $T \leq 2,0 \text{sec}, 4 * T_c$ όπου $T_c = 0,5 \text{sec}$. Επειδή τα κριτήρια αυτά ικανοποιούνται και επειδή η πολυ-ιδιομορφική στατική ανελαστική ανάλυση (modal pushover analysis) βρίσκεται ακόμα σε ερευνητικό στάδιο, χρησιμοποιούμε μόνο τη θεμελιώδη ιδιομορφή σε κάθε διεύθυνση (παρότι στη δυναμική ελαστική ανάλυση χρησιμοποιήσαμε την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης για λόγους μεγαλύτερης ακρίβειας). Φυσικά στην ομοιόμορφη κατανομή τα φορτία είναι ανάλογα προς τη μάζα ανεξάρτητα από την στάθμη (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης). Ακολούθως παραθέτουμε τα σχήματα με τους ανωτέρω συνδυασμούς όπως έχουν ορισθεί στο SAP2000.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: GRAVITY Y Set Def Name Modify/Show... Notes: Modify/Show... Load Case Type: Static Design...

Initial Conditions:
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case ...
Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:
 Linear
 Nonlinear
 Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case:
 All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL ...

Geometric Nonlinearity Parameters:
 None
 P-Delta
 P-Delta plus Large Displacements

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	1.
Load Pattern	DEAD	1.
Load Pattern	ADDITIONAL DI	1.
Load Pattern	LIVE ROOF	0,3
Load Pattern	LIVE STOREY	0,24

Add Modify Delete

Other Parameters:
 Load Application: Full Load Modify/Show...
 Results Saved: Multiple States Modify/Show...
 Nonlinear Parameters: User Defined Modify/Show...

OK Cancel

Σχήμα 7.8 Μη γραμμικός συνδυασμός κατακόρυφων φορτίσεων για έλεγχο των μετατοπίσεων κατά y (ομοίως κατά x)

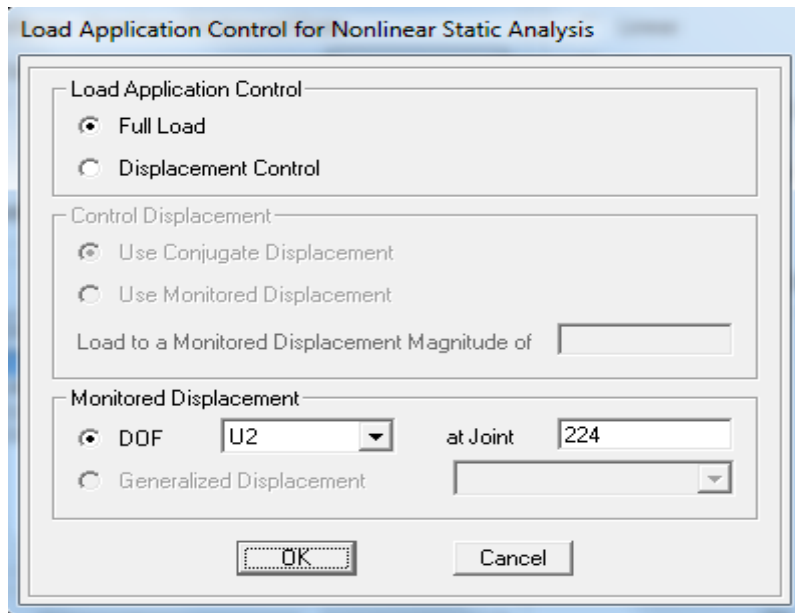
Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control:
 Full Load
 Displacement Control

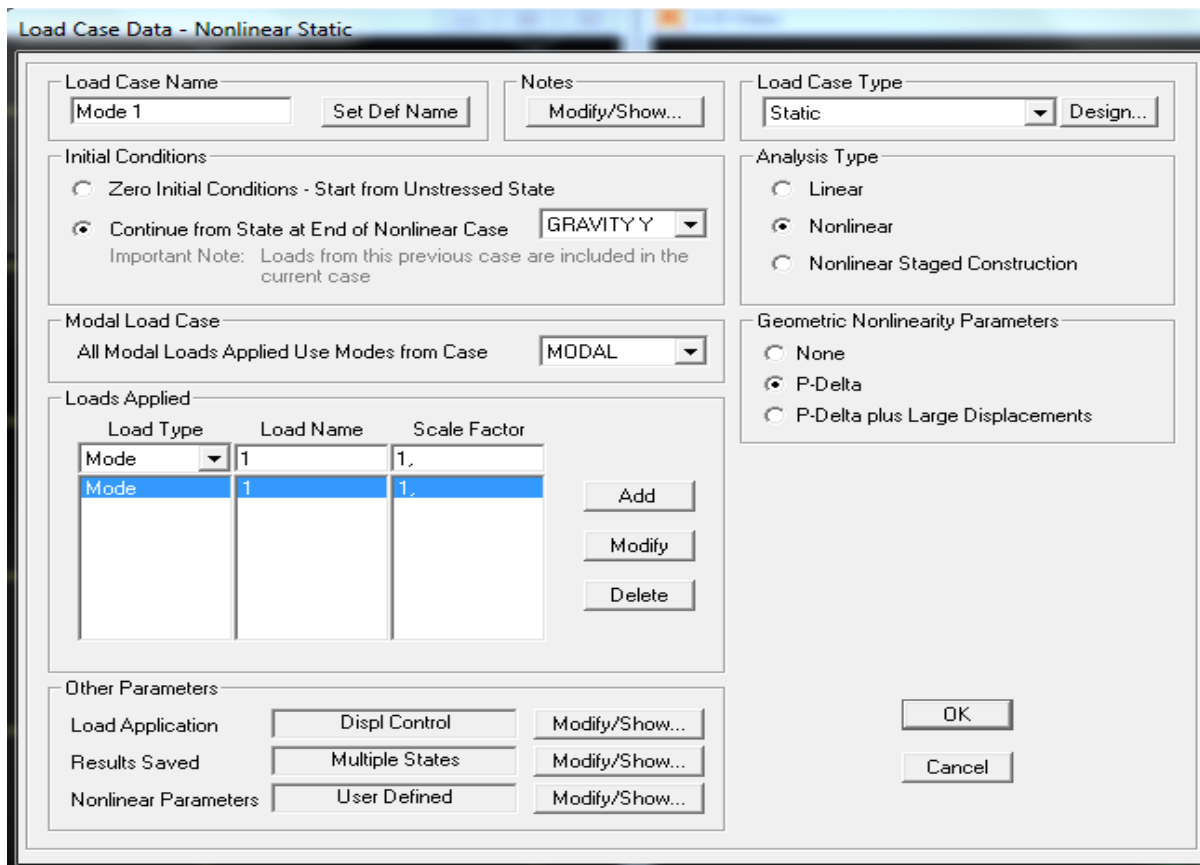
Control Displacement:
 Use Conjugate Displacement
 Use Monitored Displacement
 Load to a Monitored Displacement Magnitude of ...

Monitored Displacement:
 DOF: U1 ... at Joint: 224 ...
 Generalized Displacement: ...

OK Cancel



Σχήμα 7.9 Έλεγχος μετατοπίσεων των κατακόρυφων μη γραμμικών συνδυασμών φορτίσεων κατά x και y αντίστοιχα



Σχήμα 7.10 Μη γραμμικός συνδυασμός 1^{ης} ιδιομορφής (μετατόπιση κατά y)

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: Mode 1-1 Set Def Name Modify/Show... Notes

Load Case Type: Static Design...

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case GRAVITY Y

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

Analysis Type

Linear

Nonlinear

Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case

All Modal Loads Applied Use Modes from Case MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	-1.
Mode	1	-1.

Add
Modify
Delete

Other Parameters

Load Application Displ Control Modify/Show...

Results Saved Multiple States Modify/Show...

Nonlinear Parameters User Defined Modify/Show...

OK
Cancel

Σχήμα 7.11 Μη γραμμικός συνδυασμός 1^{ης} ιδιομορφής (μετατόπιση κατά -y)

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: Mode 2 Set Def Name Modify/Show... Notes

Load Case Type: Static Design...

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case GRAVITY X

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

Analysis Type

Linear

Nonlinear

Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case

All Modal Loads Applied Use Modes from Case MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	2	1.
Mode	2	1.

Add
Modify
Delete

Other Parameters

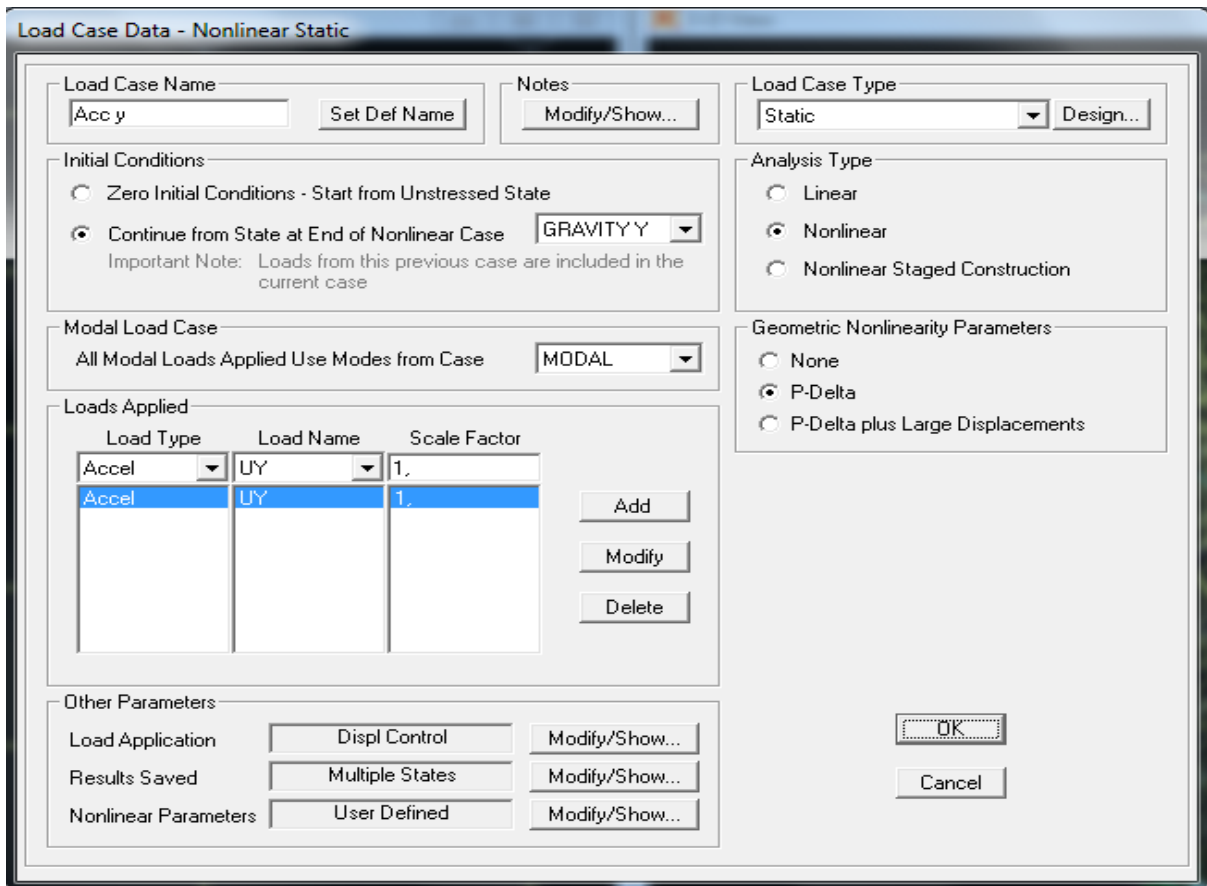
Load Application Displ Control Modify/Show...

Results Saved Multiple States Modify/Show...

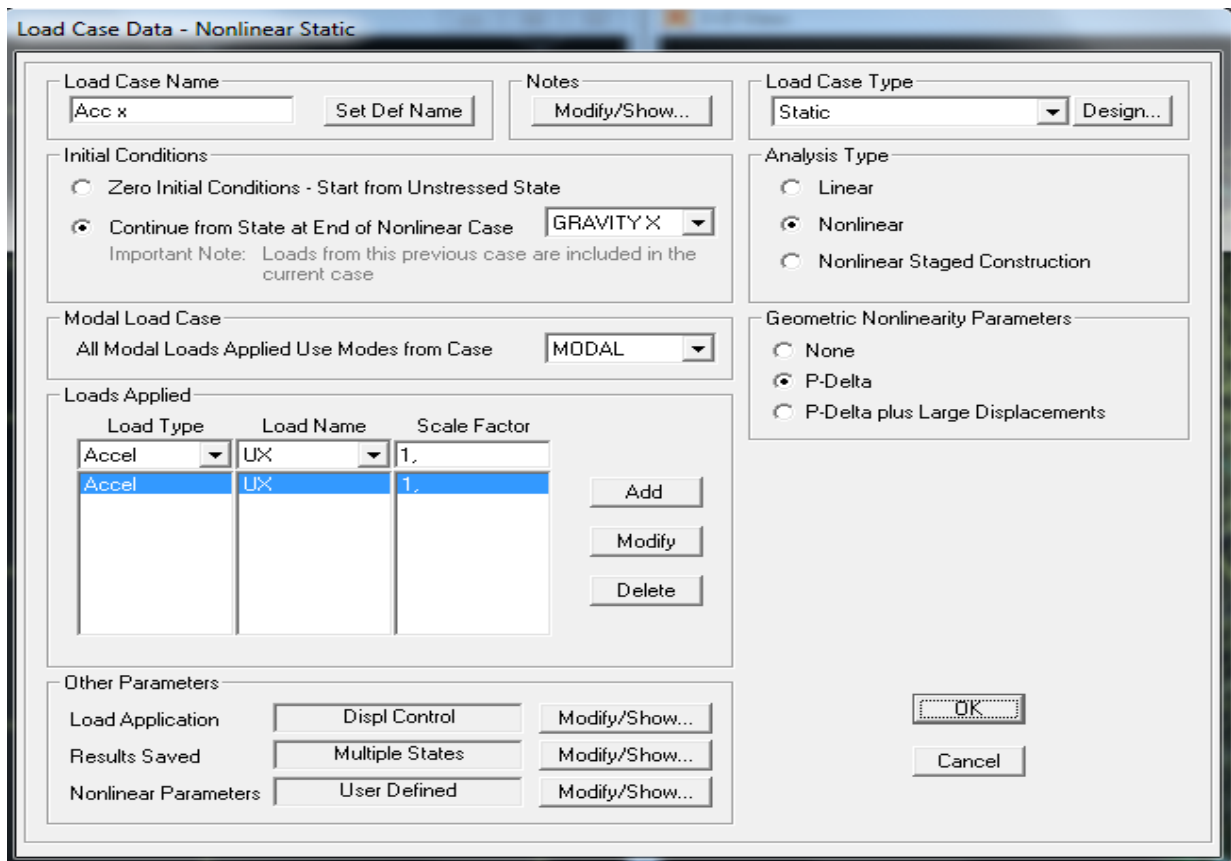
Nonlinear Parameters User Defined Modify/Show...

OK
Cancel

Σχήμα 7.12 Μη γραμμικός συνδυασμός 1^{ης} ιδιομορφής (μετατόπιση κατά x)

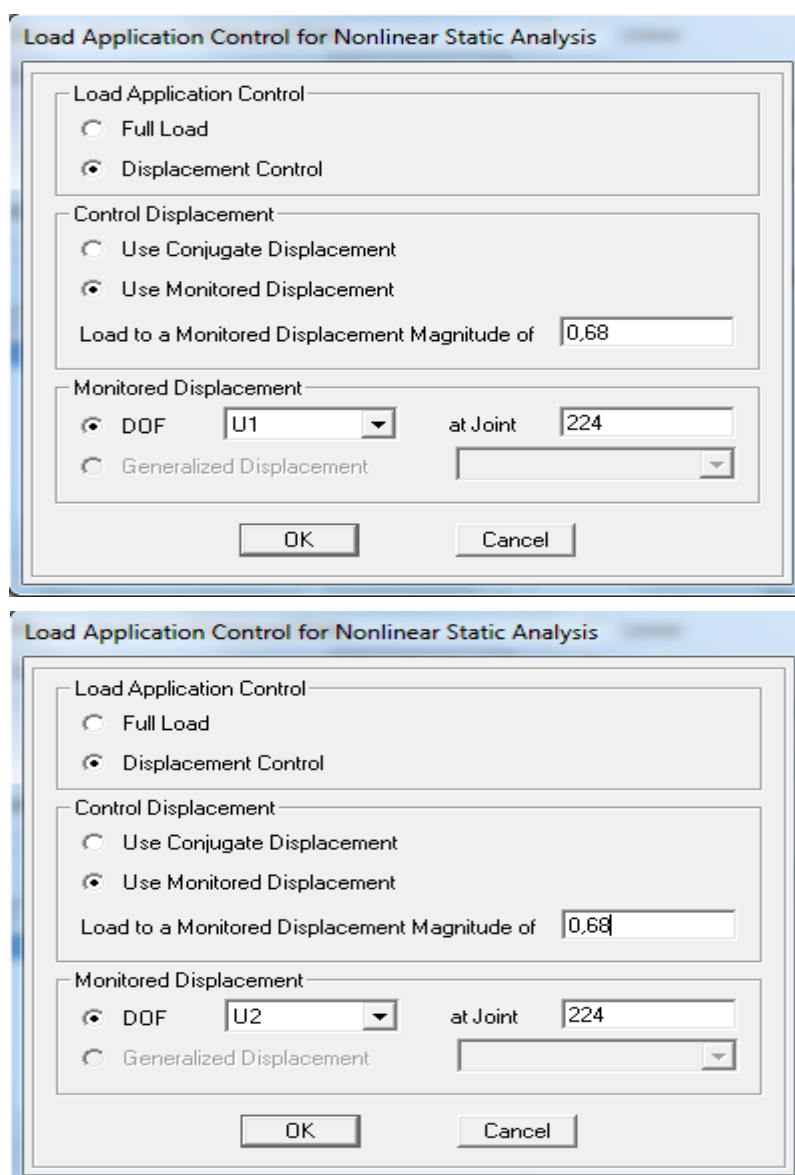


Σχήμα 7.13 Μη γραμμικός συνδυασμός ομοιόμορφης επιτάχυνσης (μετατόπιση κατά y)

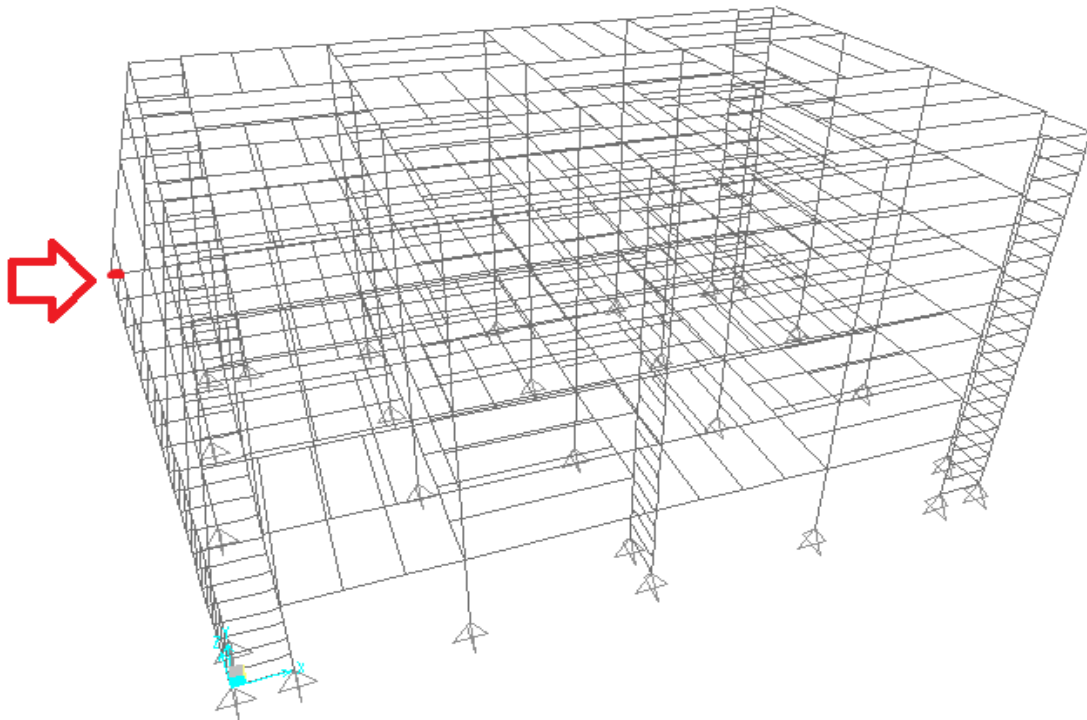


Σχήμα 7.14 Μη γραμμικός συνδυασμός ομοιόμορφης επιτάχυνσης (μετατόπιση κατά x)

Το πρόγραμμα έχει, όπως αναφέραμε και παραπάνω σαν προεπιλογή για τη μετακίνηση ελέγχου της Pushover ανάλυση το 4% του ύψους του υψηλότερου κόμβου. Ο κανονισμός ορίζει ως τη μέγιστη μετακίνηση για την οποία πραγματοποιείται η Pushover ανάλυση την παραπάνω τιμή.



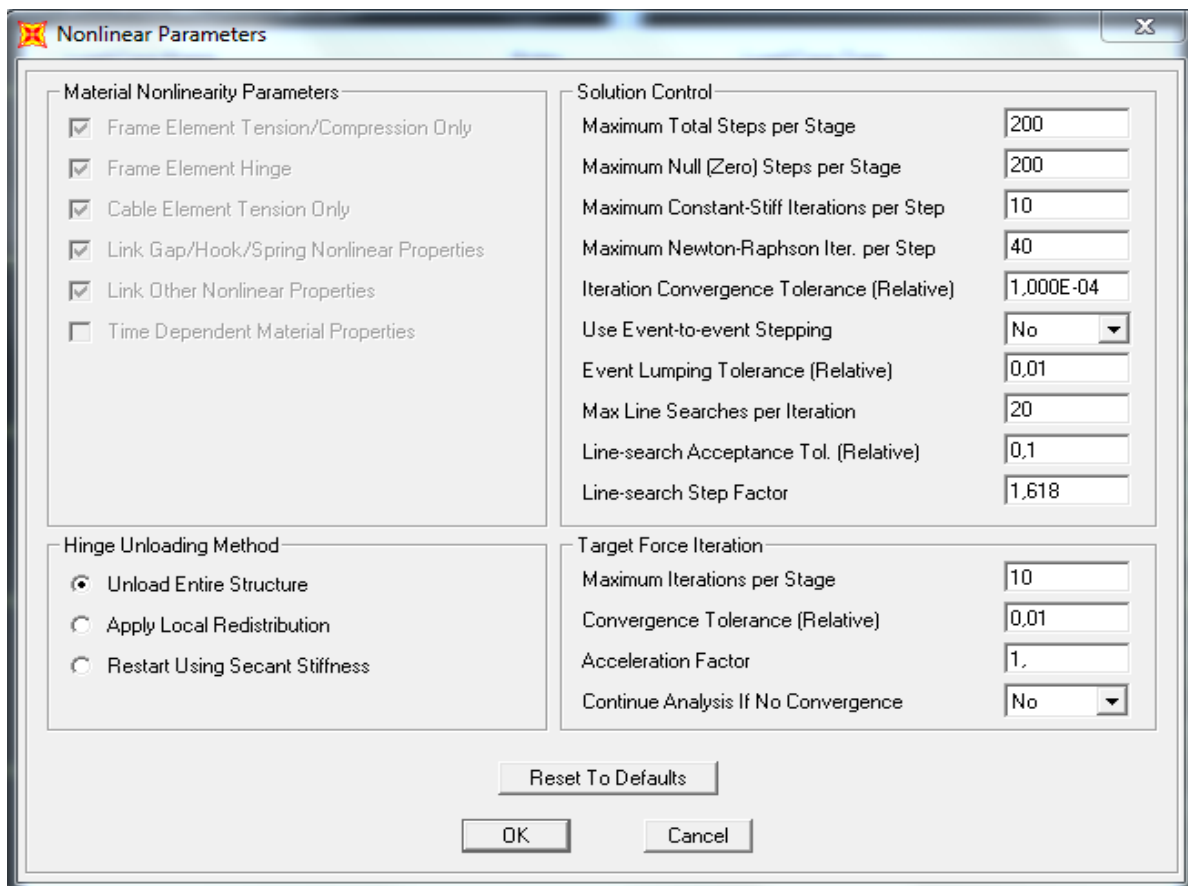
Σχήμα 7.15 Έλεγχοι μετατοπίσεων των οριζόντιων μη γραμμικών συνδυασμών φορτίσεων κατά x και κατά y αντίστοιχα



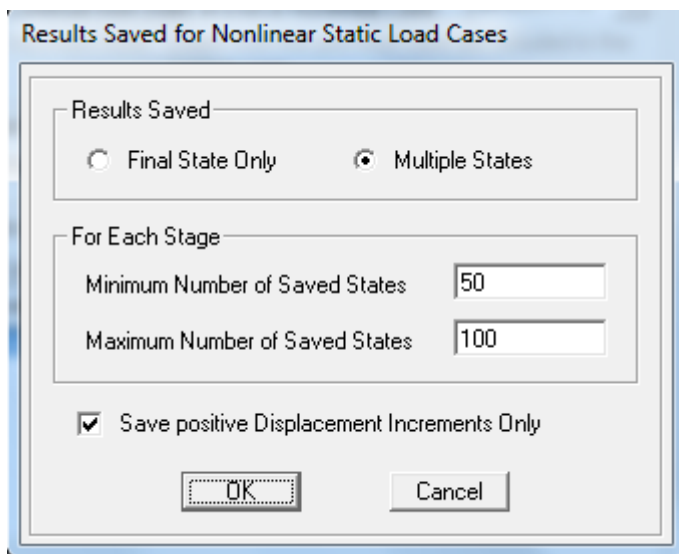
Σχήμα 7.16 Ένδειξη σημείου ελέγχου pushover (κόμβος 224)

Επιλέγουμε την ανάλυση Pushover με έλεγχο παραμορφώσεων (Displacement Control), δηλαδή η φόρτιση πραγματοποιείται με τη μορφή επιβαλλόμενης μετατόπισης. Ενώ η επιβολή της επιλεγόμενης φόρτισης πραγματοποιείται σταδιακά σε 200 βήματα κατά μέγιστο. Την ολοκλήρωση της ανάλυσης θα σηματοδοτήσει η επίτευξη φόρτισης που θα οδηγήσει σε μετατόπιση του κόμβου ελέγχου ίση με τη στοχευόμενη, εκτός βέβαια εάν η κατασκευή αστοχήσει πριν την επίτευξη αυτή της μετατόπισης.

Η μέθοδος φόρτισης - αποφόρτισης που χρησιμοποιούμε είναι αυτή της αποφόρτισης όλης της κατασκευής (Upload Entire Structure). Πρακτικά, αυτό σημαίνει ότι όταν μια πλαστική άρθρωση φτάσει σε κάποιο τμήμα του διαγράμματος $F - \delta$ με αρνητική κλίση, η πλευρική φόρτιση της κατασκευής συνεχίζεται έως ότου η επιπρόσθετη παραμόρφωση να αποκτήσει αρνητική τιμή. Εφόσον τώρα η παραμόρφωση αντιστραφεί, η κατασκευή αποφορτίζεται, δηλαδή σημειώνεται μείωση της κατανομής της πλευρικής παραμόρφωσης. Η μείωση εξακολουθεί μέχρι την πλήρη αποφόρτιση της εν λόγω πλαστικής άρθρωσης. Στη συνέχεια, η κατασκευή επαναφορτίζεται και κάποιο άλλο τμήμα της αναλαμβάνει το ποσοστό της φόρτισης που αφαιρέθηκε από τη συγκεκριμένη πλαστική άρθρωση.



Σχήμα 7.17 Ορισμός των μη γραμμικών παραμέτρων της μεθόδου pushover



Σχήμα 7.18 Ορισμός μέγιστων και ελάχιστων βημάτων της μεθόδου pushover(επιλέγουμε 50 βήματα κατ ελάχιστο για καλύτερη εποπτεία της μεθόδου)

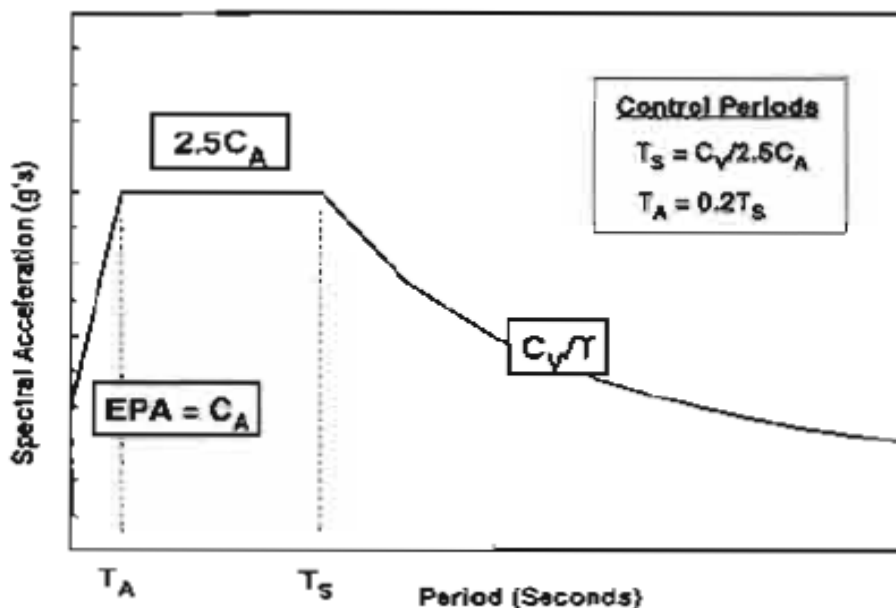
Βήμα 4^ο: Σεισμικές παράμετροι C_a και C_v

Οι τιμές των σεισμικών παραμέτρων C_a και C_v ελέγχουν το σχήμα του ελαστικού φάσματος απόκρισης. Για κάθε επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας, αποδίδεται στην κατασκευή μία ορισμένη τιμή των σεισμικών συντελεστών σύμφωνα με κάποιους πίνακες του κανονισμού ATC-40. Οι πίνακες αυτοί όμως δεν έχουν εφαρμογή στην ελληνική (και γενικά στην ευρωπαϊκή) πραγματικότητα και έτσι για τον υπολογισμό των συντελεστών χρησιμοποιείται ένας εναλλακτικός τρόπος. Σύμφωνα με τον κανονισμό ATC-40 ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης βασίζεται στις σεισμικές παραμέτρους της περιοχής C_a και C_v , για κάθε επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας. Εξισώνοντας το φάσμα του αμερικάνικου κανονισμού (ATC-40) με το ελαστικό φάσμα απόκρισης (και όχι με το ελαστοπλαστικό φάσμα απόκρισης) του Ευρωκώδικα 8 υπολογίζουμε τις σεισμικές παραμέτρους ως εξής:

$$2,5C_a = 2,5a_g S_n \rightarrow C_a = 0,24 * 1,2 * 1,00 \rightarrow C_a = 0,300$$

$$\frac{C_v}{T} = 2,5a_g S_n \frac{T_c}{T} \rightarrow C_v = 2,5 * 0,24 * 1,2 * 1,00 * 0,5 \rightarrow C_v = 0,375$$

Το φάσμα του ATC-40 που χρησιμοποιήσαμε φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 7.19 Ελαστικό φάσμα απόκρισης του κανονισμού ATC-40

Βήμα 5^ο: Εύρεση στοχευόμενης μετακίνησης

Η pushover, όπως παρουσιάζεται στον ATC-40, στοχεύει στον υπολογισμό της μέγιστης μετακίνησης μιας κατασκευής για ένα δεδομένο φάσμα σχεδιασμού, λαμβάνοντας υπόψη την πραγματική μη γραμμική συμπεριφορά των στοιχείων της καθώς και τις επιρροές 2^{ης} τάξης. Η ζητούμενη μετακίνηση προκύπτει από το σημείο τομής (σημείο επιτελεστικότητας) της υπερωθητικής καμπύλης συμπεριφοράς (αντοχής - αντίστασης) με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού που εκφράζει την απαίτηση που αντιστοιχεί στην ενεργό απόσβεση (άθροισμα ελαστικής και υστερητικής απόσβεσης) μετατρέποντας και τις 2 αυτές καμπύλες στο διάγραμμα των φασματικών συντεταγμένων S_a - S_d . Φυσικά επιλέγουμε ως απόσβεση (ενεργό) της κατασκευής μας το 0,05. Στον τύπο της κατασκευής (structural behavior type) επιλέγουμε την κατηγορία B με βάση τον ATC-40, αφού γίνονται οι παραδοχές πως το κτίριο είναι πρακτικώς νέο χωρίς μη φέροντα στοιχεία, δε λαμβάνονται υπόψη φαινόμενα εγγύς πεδίου (μεγάλη διάρκεια σεισμού) και το μέγεθος του αναμενόμενου σεισμού είναι $M \leq 6,5$ και τέλος ότι το έδαφος θεμελίωσης είναι σκληρό (όπως είναι τα εδάφη κατηγορίας B που έχουμε θεωρήσει). Οι παράμετροι για το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του ATC-40 όπως έχουν ορισθεί στο SAP2000 για όλους τους παραπάνω συνδυασμούς παρουσιάζονται στο παρακάτω σχήμα.

The image shows a software dialog box titled "Parameters For ATC-40 Capacity Spectrum". It contains the following settings:

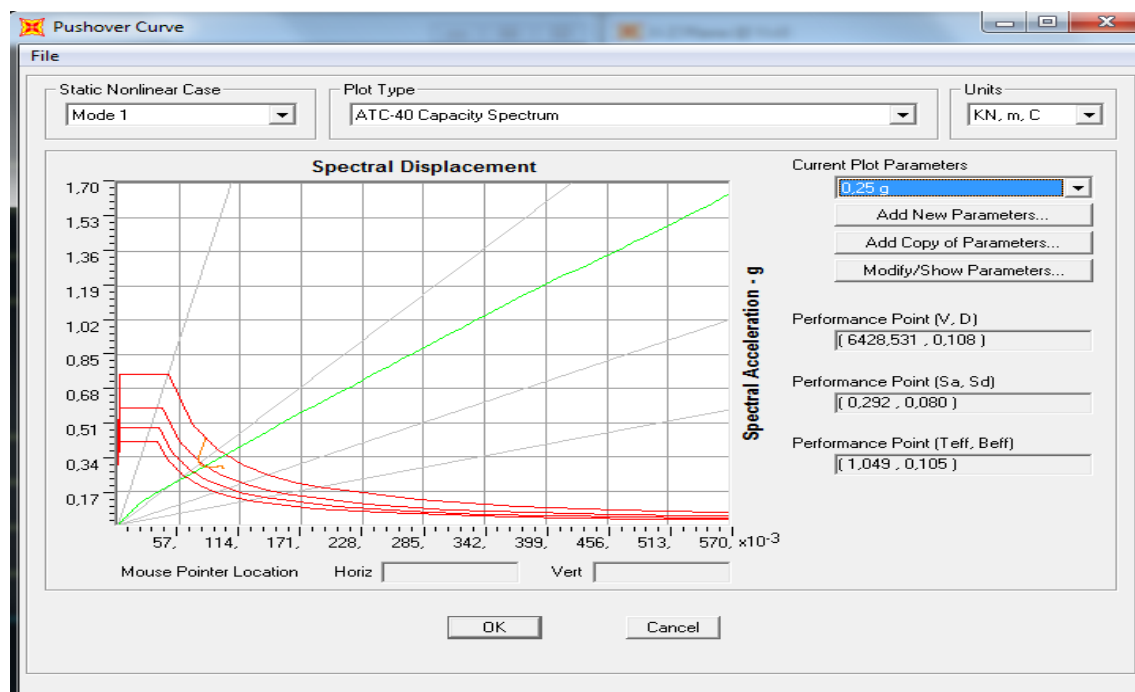
- Pushover Parameters Name:** Name: 0,25 g; Units: KN, m, C
- Plot Axes:** Sa - Sd (selected)
- Demand Spectrum Definition:** User Coeffs (selected); Ca: 0,3; Cv: 0,375
- Damping Parameters Definition:** Inherent + Additional Damping: 0,05; Structural Behavior Type: B
- Items Visible On Plot:** Show Capacity Curve (checked, green); Show Family of Demand Spectra (checked, red); Show Single Demand Spectrum (ADRS) (checked, yellow); Show Constant Period Lines at (checked, grey)

Σχήμα 7.20 Παράμετροι του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού του ATC-40

Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της στατικής ανελαστικής ανάλυσης για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων που ορίστηκαν στα προηγούμενα. Συγκεκριμένα σε κάθε συνδυασμό δίνονται οι τιμές της τέμνουσας βάσης και της μετακίνησης κορυφής, η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης καθώς και οι νέες τιμές της ενεργού ιδιοπεριόδου και της ενεργού απόσβεσης που είναι σαφώς μεγαλύτερες από τις αρχικές, αφού λόγω της δημιουργίας των πλαστικών αρθρώσεων μειώνεται η δυσκαμψία της κατασκευής (αύξηση ιδιοπεριόδου) και αυξάνεται η ικανότητα απορρόφησης ενέργειας λόγω υστερητικής συμπεριφοράς (αύξηση απόσβεσης). Τα παραπάνω αντιστοιχούν στο σημείο επιτελεσματικότητας που αντιπροσωπεύει τη μακροσκοπική συμπεριφορά της κατασκευής χωρίς να μας δίνει περαιτέρω πληροφορίες για τα επιμέρους στοιχεία του φορέα. Για το λόγο αυτό θα δίνεται ο αριθμός των πλαστικών αρθρώσεων που δημιουργούνται και η στάθμη επιτελεσματικότητας στην οποία αντιστοιχούν και θα ελέγχεται κατά πόσο υπάρχει κίνδυνος κατάρρευσης τόσο όλης της κατασκευής όσο και κάποιου συγκεκριμένου ορόφου (μαλακού ορόφου).

Mode 1:

Όπως προκύπτει από το παρακάτω σχήμα για τη φόρτιση αυτή έχουμε μετακίνηση κορυφής 10,8 cm, τέμνουσα βάσης 6428,531KN, φασματική επιτάχυνση 0,292g, ενεργό ιδιοπερίοδο 1,049 sec και ενεργό απόσβεση 0,105.



Σχήμα 7.21 Σύγκριση καμπύλης φασματικής ικανότητας με διάγραμμα απαιτούμενου φάσματος για το συνδυασμό Mode

TABLE: Pushover Curve Demand Capacity - ATC40 - Mode 1								
Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPhi
			m		m			
0	0,872087	0,05	0	0	0,081237	0,430003	1.000.000	1.000.000
1	0,872087	0,05	0,010653	0,05639	0,081237	0,430003	0,989199	1.441.814
2	0,876446	0,052143	0,021262	0,111428	0,080798	0,423436	0,990398	1.444.820
3	0,93522	0,089683	0,032552	0,149825	0,074477	0,342793	1.002.660	1.415.594
4	0,976764	0,102225	0,044082	0,186004	0,074826	0,315727	1.006.927	1.393.763
5	1.008.020	0,106702	0,05576	0,220915	0,07622	0,301974	1.008.240	1.377.329
6	1.030.833	0,106652	0,067466	0,255592	0,077956	0,295334	1.008.411	1.366.020
7	1.048.281	0,104984	0,079151	0,28996	0,079658	0,291819	1.008.038	1.358.422
8	1.062.255	0,102814	0,09087	0,32419	0,081234	0,289813	1.007.545	1.352.267
9	1.073.519	0,100383	0,102585	0,358346	0,08269	0,288849	1.007.044	1.347.569
10	1.082.798	0,097938	0,114302	0,392463	0,084022	0,288496	1.006.580	1.343.805
11	1.090.614	0,095608	0,126034	0,426564	0,085237	0,288485	1.006.180	1.340.593

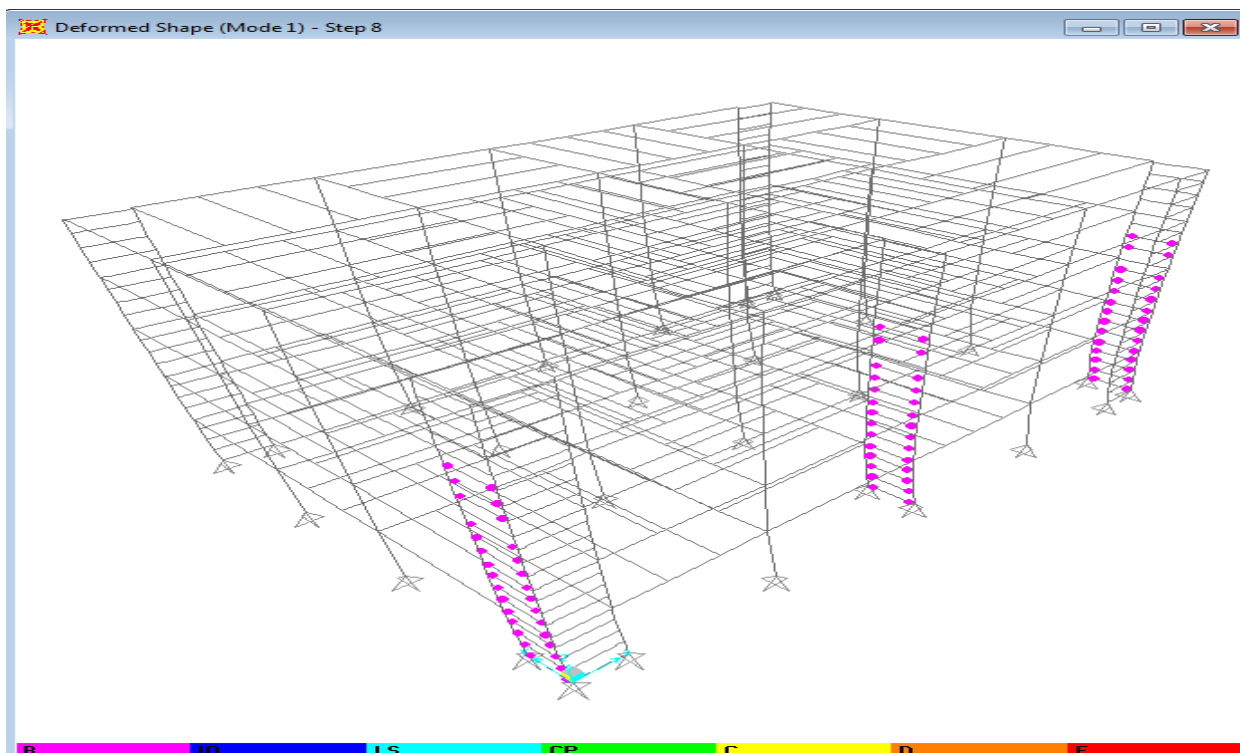
Πίνακας 7.6 Πίνακας απαίτησης - ικανότητας για το συνδυασμό Mode 1

TABLE: Pushover Curve - Mode 1											
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	KN									
0	-0,000080	0,000	588	0	0	0	0	0	0	0	588
1	0,015280	1.219.653	588	0	0	0	0	0	0	0	588
2	0,030640	2.412.997	576	12	0	0	0	0	0	0	588
3	0,046000	3.284.656	558	30	0	0	0	0	0	0	588
4	0,061360	4.095.163	540	48	0	0	0	0	0	0	588
5	0,076720	4.870.116	526	62	0	0	0	0	0	0	588
6	0,092080	5.635.552	516	72	0	0	0	0	0	0	588
7	0,107440	6.390.963	504	84	0	0	0	0	0	0	588
8	0,122800	7.141.933	502	86	0	0	0	0	0	0	588
9	0,138160	7.890.457	496	92	0	0	0	0	0	0	588
10	0,153520	8.637.710	494	94	0	0	0	0	0	0	588
11	0,168880	9.384.489	492	90	6	0	0	0	0	0	588

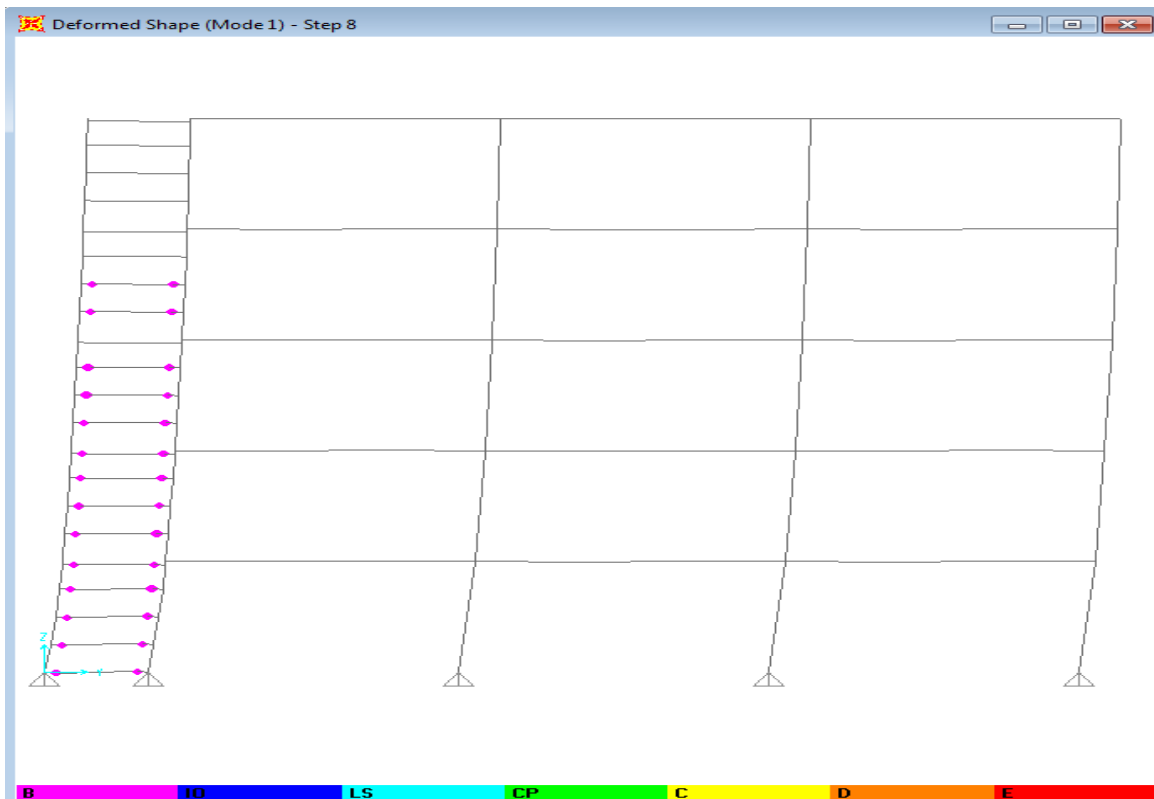
Πίνακας 7.7 Πίνακας της καμπύλης pushover για το συνδυασμό Mode 1

Φυσικά η κατασκευή φαίνεται ασφαλής μακροσκοπικά. Με βάση τους παραπάνω 2 πίνακες και για λόγους μεγαλύτερης ακρίβειας παρατηρούμε πως η ιδιοπερίοδος 1,049 sec επέρχεται περίπου στο 8^ο βήμα (με ιδιοπερίοδο 1,062 sec) στο οποίο έχουν δημιουργηθεί 86 πλαστικές αρθρώσεις καμία από τις οποίες δεν είναι πέραν της στάθμης επιτελεστικότητας άμεσης λειτουργίας. Ουσιαστικά οι διατομές αυτές βρίσκονται στα αρχικά στάδια διαρροής. Επομένως, για το συνδυασμό αυτό δεν υπάρχει ούτε τοπική κατάρρευση του φορέα. Τέλος πρέπει να τονίσουμε πως ικανοποιείται και ο περιορισμός του Ευρωκώδικα 8 που επιβάλλει οι πλαστικές αρθρώσεις να δημιουργούνται μόνο στις δοκούς ως στοιχεία απόδοσης ενέργειας και όχι στα υποστυλώματα, αφού παρατηρούμε πως καμία από τις 86 πλαστικές αρθρώσεις που σχηματίζονται δε βρίσκεται στα κατακόρυφα στοιχεία της κατασκευής.

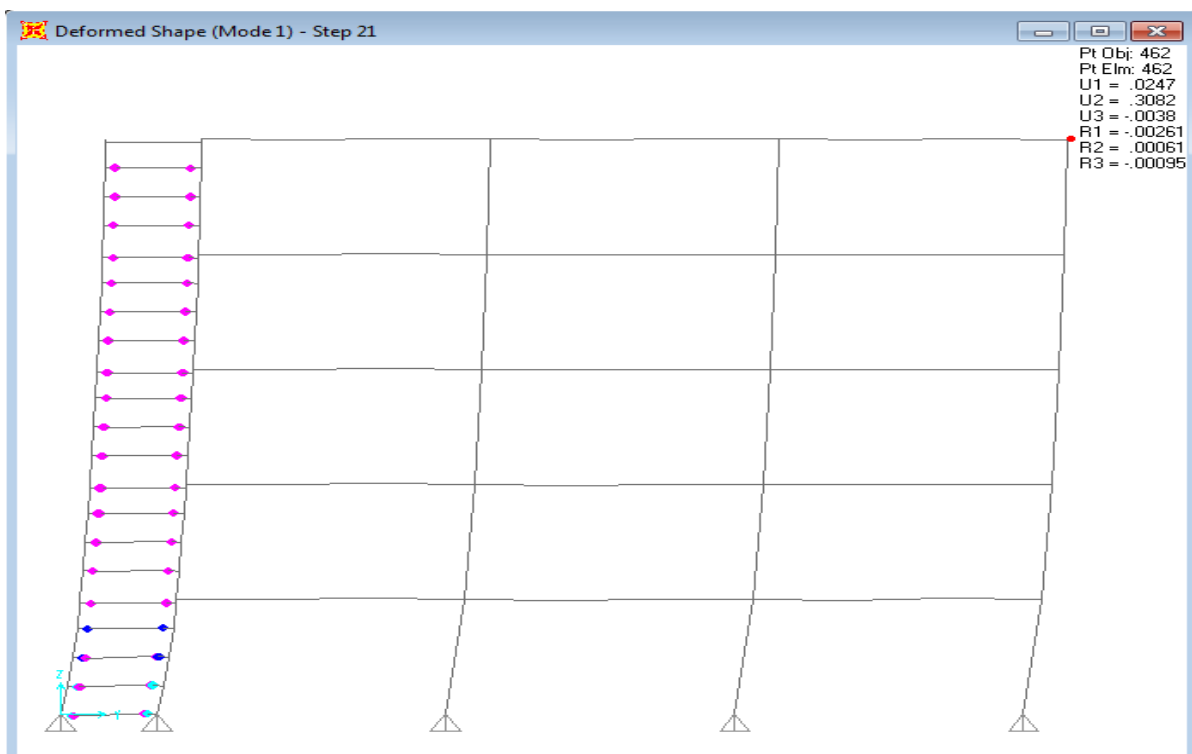
Στους παραπάνω πίνακες παρατηρούμε τη μεταβολή της ιδιοπεριόδου και της ενεργού απόσβεσης καθώς και τη δημιουργία και τις στάθμες επιτελεστικότητας των πλαστικών αρθρώσεων μέχρι το 11^ο βήμα (με μετατόπιση 0,168 m). Παρακάτω παρουσιάζουμε τον παραμορφωμένο φορέα για το 8^ο βήμα.



Σχήμα 7.22 Παραμορφωμένος φορέας και σχηματιζόμενες πλαστικές αρθρώσεις για το 8^ο βήμα του συνδυασμού Mode 1 (σημείο επιτελεστικότητας για σεισμό 0,25g)



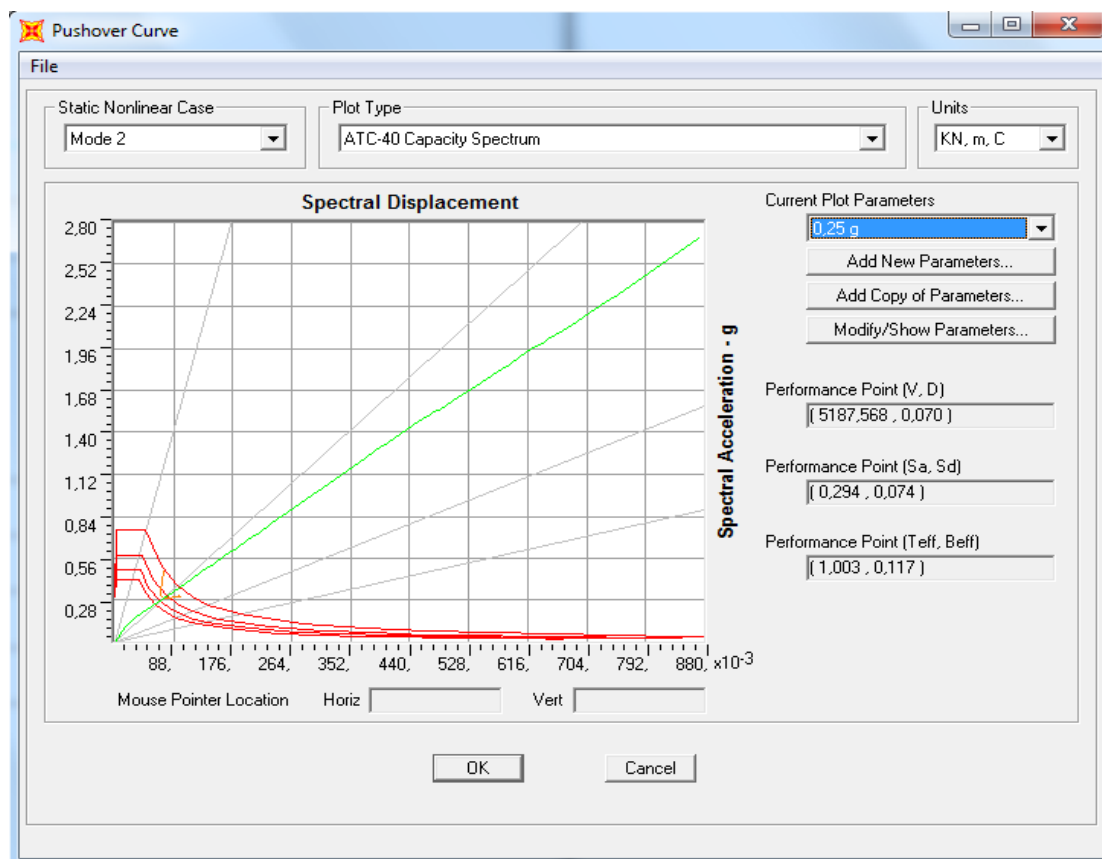
Σχήμα 7.23 Όψη D παραμορφωμένου φορέα κατά y και σχηματιζόμενων πλαστικών αρθρώσεων για το 8^ο βήμα του συνδυασμού Mode 1(σημείο επιτελεστικότητας)



Σχήμα 7.24 Όψη D παραμορφωμένου φορέα κατά y και σχηματιζόμενων πλαστικών αρθρώσεων για το 21^ο βήμα του συνδυασμού Mode 1(πρώτη πλαστική άρθρωση(γαλάζια) που βρίσκεται στην στάθμη επιτελεστικότητας «προστασία ζωής»)

Mode 2:

Όπως προκύπτει από το παρακάτω σχήμα για τη φόρτιση αυτή έχουμε μετακίνηση κορυφής 7,0 cm, τέμνουσα βάσης 5187,568KN, φασματική επιτάχυνση 0,294g, ενεργό ιδιοπερίοδο 1,003 sec και ενεργό απόσβεση 0,117.



Σχήμα 7.25 Σύγκριση καμπύλης φασματικής ικανότητας με διάγραμμα απαιτούμενου φάσματος για το συνδυασμό Mode 2

Φυσικά η κατασκευή φαίνεται ασφαλής μακροσκοπικά. Με βάση τους παρακάτω πίνακες και για λόγους μεγαλύτερης ακρίβειας παρατηρούμε πως η ιδιοπερίοδος 1,003 sec επέρχεται περίπου στο 5^ο βήμα (με ιδιοπερίοδο 1,013 sec κατά το δυσμενέστερο) στο οποίο έχουν δημιουργηθεί 160 πλαστικές αρθρώσεις καμία από τις οποίες δεν είναι πέραν της στάθμης επιτελεστικότητας άμεσης χρήσης. Ουσιαστικά οι διατομές αυτές βρίσκονται στα αρχικά στάδια διαρροής. Επομένως, για το συνδυασμό αυτό δεν υπάρχει ούτε τοπική κατάρρευση του φορέα. Τέλος πρέπει να τονίσουμε πως ικανοποιείται και ο περιορισμός του Ευρωκώδικα 8 που επιβάλλει οι πλαστικές αρθρώσεις να δημιουργούνται μόνο στις δοκούς ως στοιχεία απόδοσης ενέργειας και όχι στα υποστυλώματα, αφού παρατηρούμε πως καμία από τις 160 πλαστικές αρθρώσεις που σχηματίζονται δε βρίσκεται στα κατακόρυφα στοιχεία της κατασκευής.

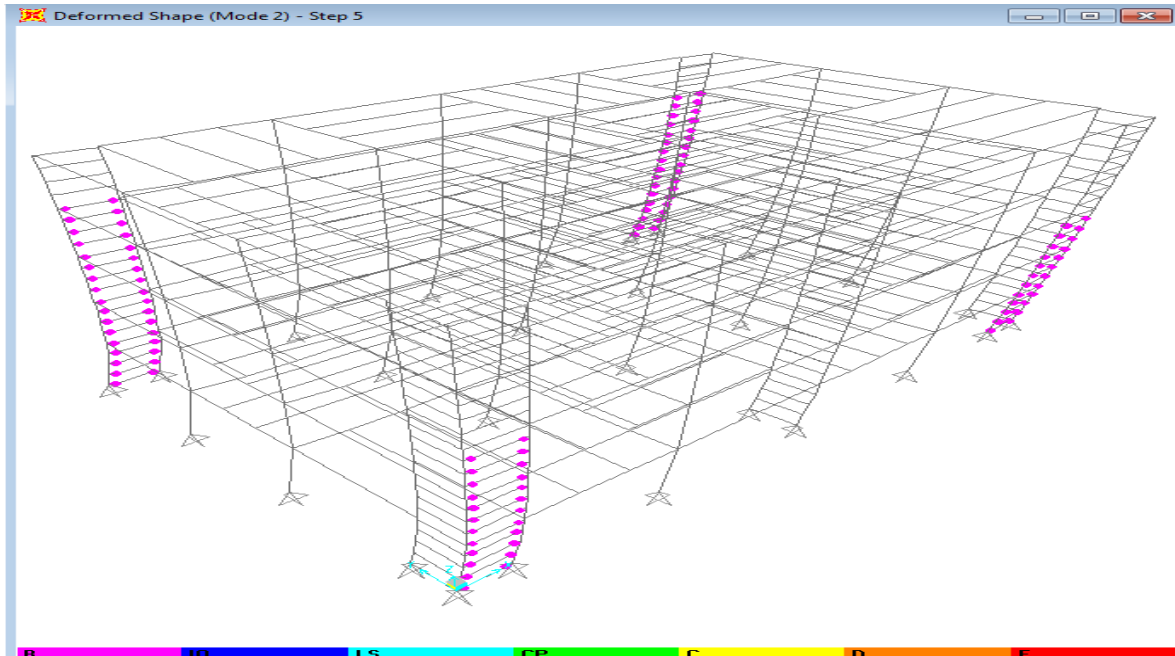
TABLE: Pushover Curve Demand Capacity - ATC40 - Mode 2								
Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPhi
			m		m			
0	0,790288	0,05	0	0	0,073617	0,47451	1.000.000	1.000.000
1	0,790288	0,05	0,016543	0,106631	0,073617	0,47451	0,698766	0,928486
2	0,888534	0,10719	0,032603	0,166245	0,067091	0,342104	0,759576	0,942242
3	0,949164	0,12008	0,048452	0,216504	0,069175	0,309103	0,787294	0,95105
4	0,987109	0,119294	0,064282	0,265583	0,07209	0,297841	0,801138	0,955786
5	1.013.348	0,115519	0,080076	0,313922	0,074761	0,293086	0,808866	0,959093
6	1.031.523	0,109799	0,096287	0,364292	0,077314	0,292509	0,809766	0,957136
7	1.044.283	0,103545	0,113008	0,417169	0,079688	0,294168	0,805605	0,951437
8	1.054.059	0,098307	0,129849	0,470486	0,081701	0,296029	0,801139	0,946333
9	1.061.907	0,094053	0,14671	0,523753	0,083396	0,297723	0,797532	0,942265
10	1.069.176	0,091106	0,163738	0,576619	0,084755	0,298474	0,796067	0,938087
11	1.075.531	0,088724	0,180799	0,629202	0,085918	0,299005	0,795345	0,934517

Πίνακας 7.8 Πίνακας απαίτησης – ικανότητας για το συνδυασμό Mode 2

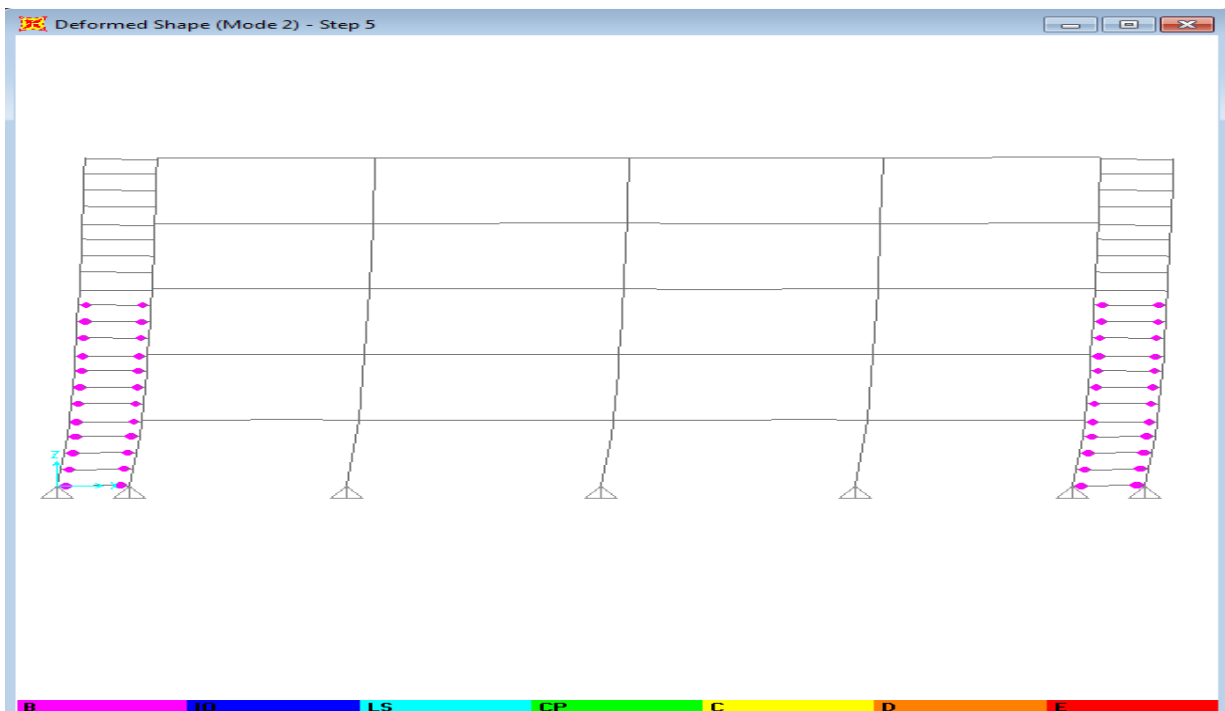
TABLE: Pushover Curve - Mode 2											
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	KN									
0	-0,000342	0,000	588	0	0	0	0	0	0	0	588
1	0,015018	1.629.172	576	12	0	0	0	0	0	0	588
2	0,030378	2.761.036	540	48	0	0	0	0	0	0	588
3	0,045738	3.726.947	480	108	0	0	0	0	0	0	588
4	0,061098	4.652.192	456	132	0	0	0	0	0	0	588
5	0,076458	5.552.000	428	160	0	0	0	0	0	0	588
6	0,091818	6.450.017	407	173	8	0	0	0	0	0	588
7	0,107178	7.348.274	379	189	20	0	0	0	0	0	588
8	0,122538	8.241.484	370	190	28	0	0	0	0	0	588
9	0,137898	9.133.250	354	198	36	0	0	0	0	0	588
10	0,153258	10.036.676	346	202	40	0	0	0	0	0	588
11	0,168618	10.941.997	322	214	52	0	0	0	0	0	588

Πίνακας 7.9 Πίνακας της καμπύλης pushover για το συνδυασμό Mode 2

Στους παραπάνω πίνακες παρατηρούμε τη μεταβολή της ιδιοπεριόδου και της ενεργού απόσβεσης καθώς και τη δημιουργία και τις στάθμες επιτελεστικότητας των πλαστικών αρθρώσεων μέχρι το 11^ο βήμα (με μετατόπιση 0,168 m). Παρακάτω παρουσιάζουμε τον παραμορφωμένο φορέα για το 5^ο βήμα.



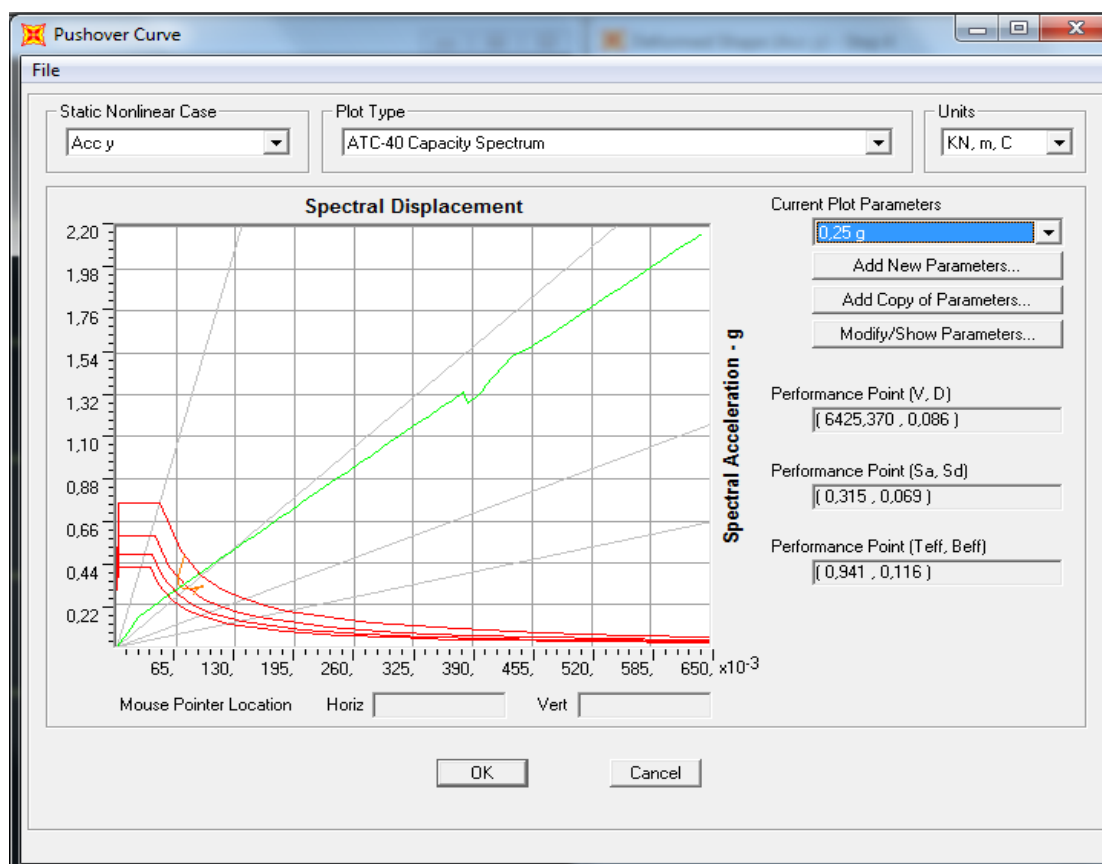
Σχήμα 7.26 Παραμορφωμένος φορέας και σχηματιζόμενες πλαστικές αρθρώσεις για το 5^ο βήμα του συνδυασμού Mode 2(σημείο επιτελεστικότητας)



Σχήμα 7.27 Όψη 1 παραμορφωμένου φορέα κατά x και σχηματιζόμενων πλαστικών αρθρώσεων για το 5^ο βήμα του συνδυασμού Mode 2(σημείο επιτελεστικότητας)

Acc y:

Όπως προκύπτει από τα παρακάτω σχήματα και πίνακες για τη φόρτιση αυτή έχουμε μετακίνηση κορυφής 8,6 cm, τέμνουσα βάσης 6425,370KN, φασματική επιτάχυνση 0,315g, ενεργό ιδιοπερίοδο 0,941 sec και ενεργό απόσβεση 0,116. Η κατασκευή φαίνεται και πάλι μακροσκοπικά ασφαλής. Η ιδιοπερίοδος 0,941 sec επέρχεται περίπου στο 5^ο βήμα (με ιδιοπερίοδο 0,95 sec ως συντηρητική εκτίμηση) στο οποίο έχουν δημιουργηθεί αυτή τη φορά 64 πλαστικές αρθρώσεις καμία από τις οποίες δεν βρίσκεται πέραν της στάθμης επιτελεστικότητας άμεσης λειτουργίας. Ουσιαστικά οι διατομές αυτές βρίσκονται στα αρχικά στάδια της διαρροής. Επομένως, για το συνδυασμό αυτό δεν υπάρχει ούτε τοπική κατάρρευση του φορέα. Τέλος ικανοποιείται και ο περιορισμός του Ευρωκώδικα 8 που επιβάλλει οι πλαστικές αρθρώσεις να δημιουργούνται μόνο στις δοκούς ως στοιχεία απόδοσης ενέργειας και όχι στα υποστυλώματα, αφού παρατηρούμε πως καμία από τις 64 πλαστικές αρθρώσεις που σχηματίζονται δε βρίσκεται στα κατακόρυφα στοιχεία της κατασκευής.



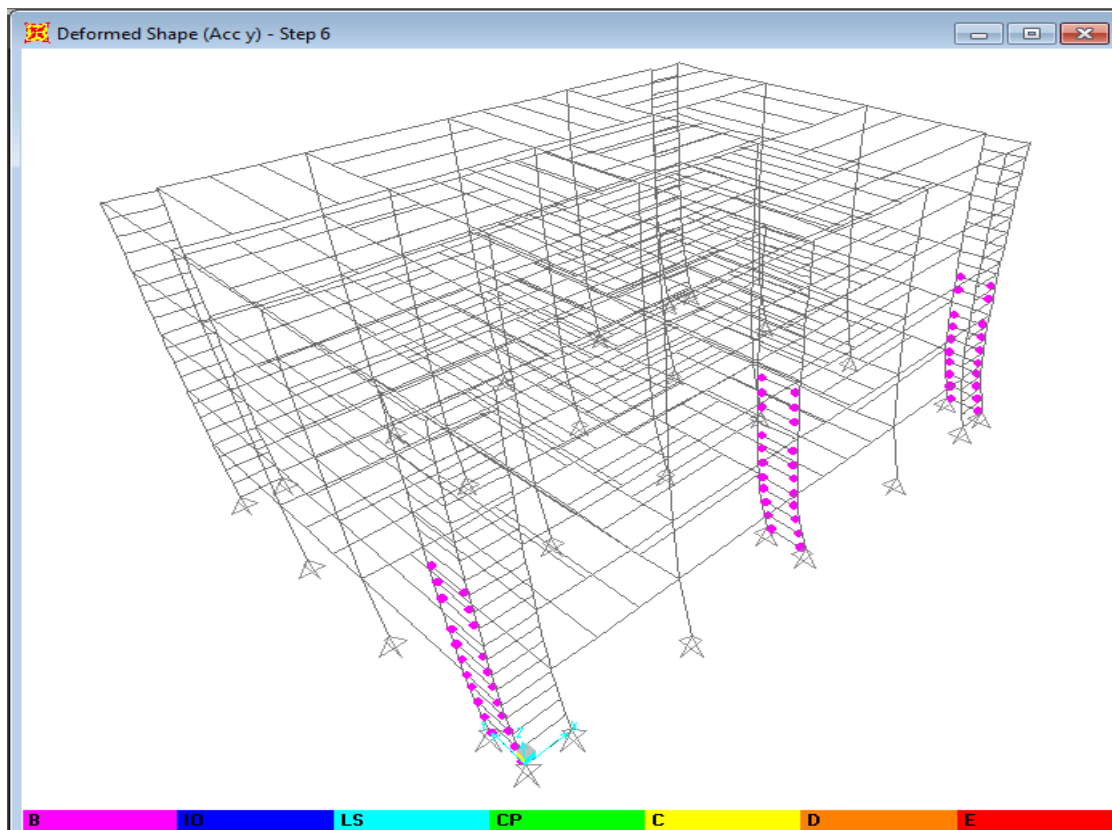
Σχήμα 7.28 Σύγκριση καμπύλης φασματικής ικανότητας με διάγραμμα απαιτούμενου φάσματος για το συνδυασμό Acc y

TABLE: Pushover Curve Demand Capacity - ATC40 - Acc y								
Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPhi
			m		m			
0	0,790412	0,05	0	0	0,073628	0,474436	1.000.000	1.000.000
1	0,790412	0,05	0,01196	0,077068	0,073628	0,474436	0,891377	1.284.255
2	0,790412	0,05	0,02392	0,154135	0,073628	0,474436	0,89138	1.284.257
3	0,851461	0,095206	0,036233	0,201193	0,066629	0,369974	0,913592	1.271.773
4	0,894761	0,110355	0,048918	0,245979	0,066959	0,336693	0,924599	1.255.969
5	0,927013	0,115543	0,061708	0,289076	0,068387	0,320361	0,930944	1.244.563
6	0,950732	0,115602	0,074512	0,331854	0,070125	0,312319	0,93451	1.236.853
7	0,968654	0,113485	0,087289	0,37451	0,071862	0,308318	0,936814	1.231.764
8	0,983104	0,11094	0,100076	0,416841	0,07345	0,305936	0,938357	1.227.865
9	0,994836	0,108172	0,11284	0,458985	0,074908	0,304695	0,939407	1.225.100
10	1.004.529	0,105385	0,125595	0,501057	0,076245	0,304176	0,940185	1.222.976
11	1.012.658	0,102684	0,138345	0,543098	0,07747	0,304123	0,940796	1.221.291

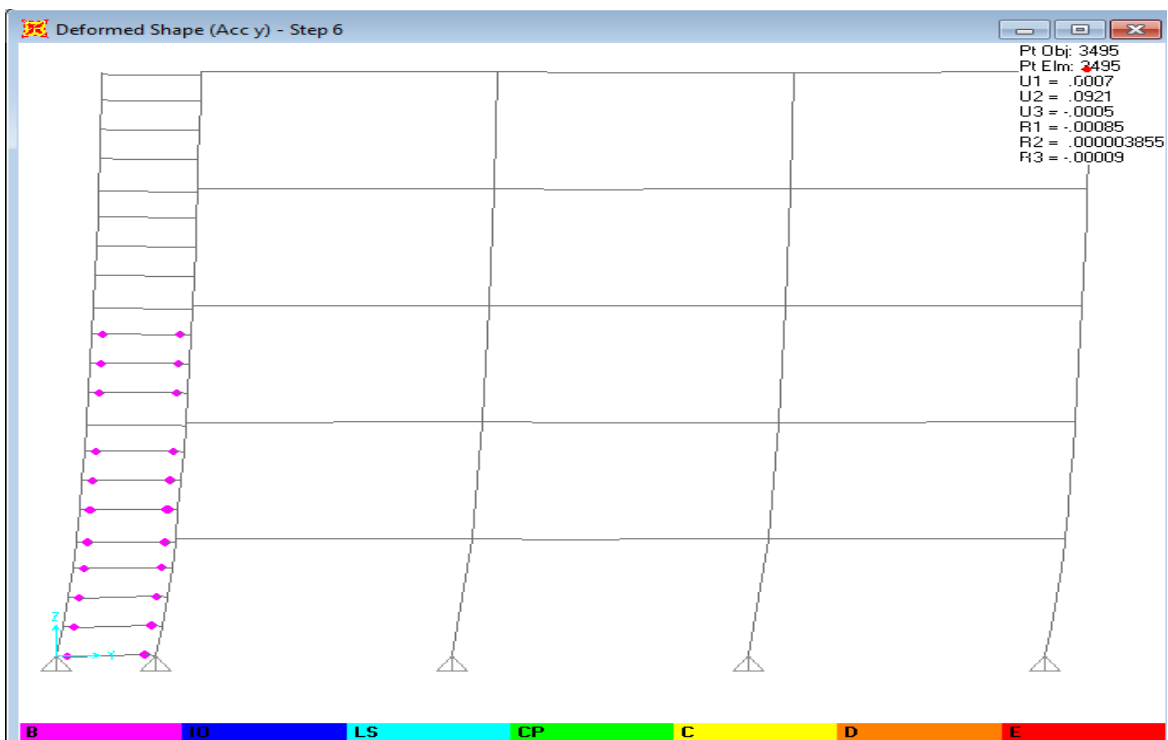
Πίνακας 7.10 Πίνακας απαίτησης – ικανότητας για το συνδυασμό Acc y

TABLE: Pushover Curve - Acc y											
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	KN									
0	-0,00008	0	588	0	0	0	0	0	0	0	588
1	0,01528	1.502.051	588	0	0	0	0	0	0	0	588
2	0,03064	3.004.105	567	21	0	0	0	0	0	0	588
3	0,046	4.018.975	552	36	0	0	0	0	0	0	588
4	0,06136	4.972.809	540	48	0	0	0	0	0	0	588
5	0,07672	5.884.180	528	60	0	0	0	0	0	0	588
6	0,09208	6.780.822	524	64	0	0	0	0	0	0	588
7	0,10744	7.671.284	514	74	0	0	0	0	0	0	588
8	0,1228	8.552.427	506	82	0	0	0	0	0	0	588
9	0,13816	9.427.646	502	86	0	0	0	0	0	0	588
10	0,15352	10.300.336	500	78	10	0	0	0	0	0	588
11	0,16888	11.171.846	496	80	12	0	0	0	0	0	588

Πίνακας 7.11 Πίνακας της καμπύλης pushover για το συνδυασμό Acc y



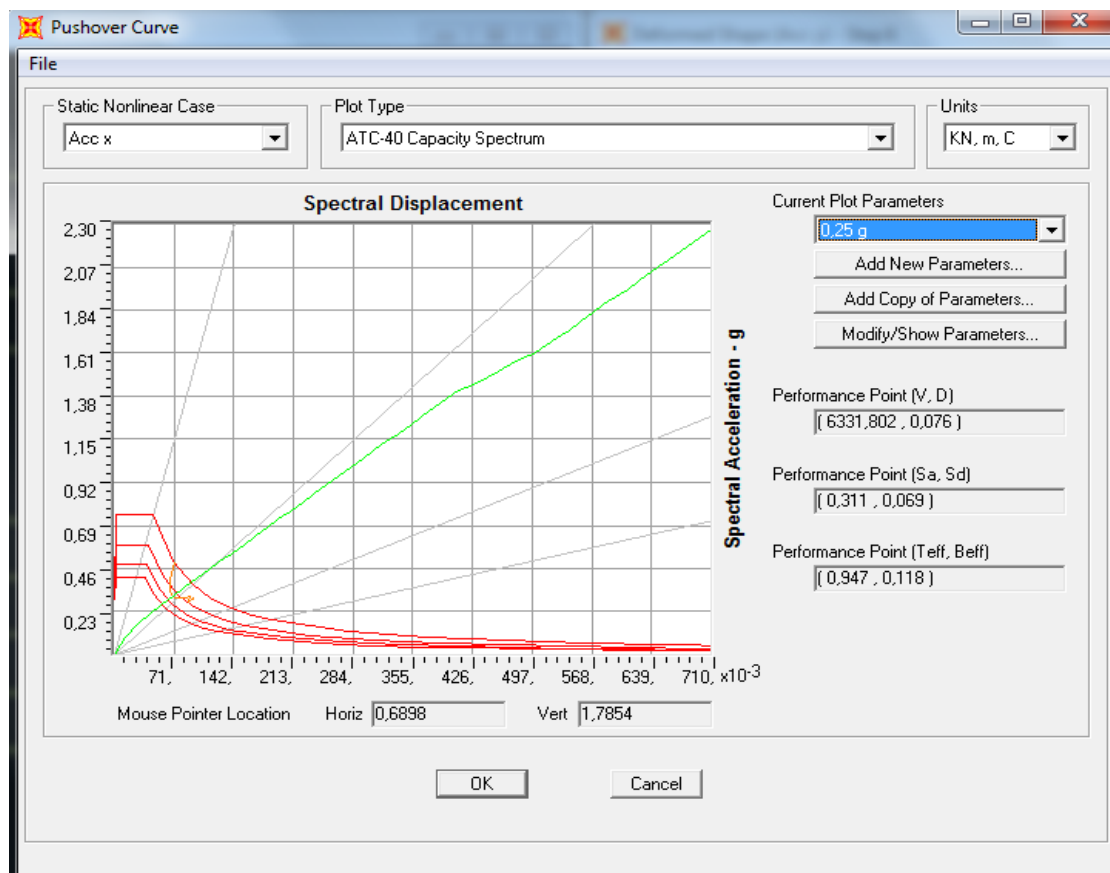
Σχήμα 7.29 Παραμορφωμένος φορέας και σχηματιζόμενες πλαστικές αρθρώσεις για το 6^ο βήμα του συνδυασμού Acc y (σημείο επιτελεστικότητας)



Σχήμα 7.30 Όψη Α παραμορφωμένου φορέα κατά y και σχηματιζόμενων πλαστικών αρθρώσεων για το 6^ο βήμα του συνδυασμού Acc y (σημείο επιτελεστικότητας)

Acc x:

Όπως προκύπτει από τα παρακάτω σχήματα και πίνακες για τη φόρτιση αυτή έχουμε μετακίνηση κορυφής 7,6 cm, τέμνουσα βάσης 6331,802KN, φασματική επιτάχυνση 0,311g, ενεργό ιδιοπερίοδο 0,947 sec και ενεργό απόσβεση 0,118. Η κατασκευή φαίνεται και πάλι μακροσκοπικά ασφαλής. Η ιδιοπερίοδος 0,947 sec επέρχεται περίπου στο 2^ο βήμα (με ιδιοπερίοδο 0,948 sec) στο οποίο έχουν δημιουργηθεί αυτή τη φορά στο οποίο έχουν δημιουργηθεί 128 πλαστικές αρθρώσεις καμία από τις οποίες δεν είναι πέραν της στάθμης επιτελεστικότητας άμεσης



Σχήμα 7.31 Σύγκριση καμπύλης φασματικής ικανότητας με διάγραμμα απαιτούμενου φάσματος για το συνδυασμό Acc

Χρήσης. Ουσιαστικά οι διατομές αυτές βρίσκονται στα αρχικά στάδια της διαρροής. Επομένως, για το συνδυασμό αυτό δεν υπάρχει ούτε τοπική κατάρρευση του φορέα. Τέλος πρέπει να τονίσουμε πως ικανοποιείται και ο περιορισμός του Ευρωκώδικα 8 που επιβάλλει οι πλαστικές αρθρώσεις να δημιουργούνται μόνο στις δοκούς ως στοιχεία απόδοσης ενέργειας και όχι στα υποστυλώματα, αφού παρατηρούμε πως καμία από τις

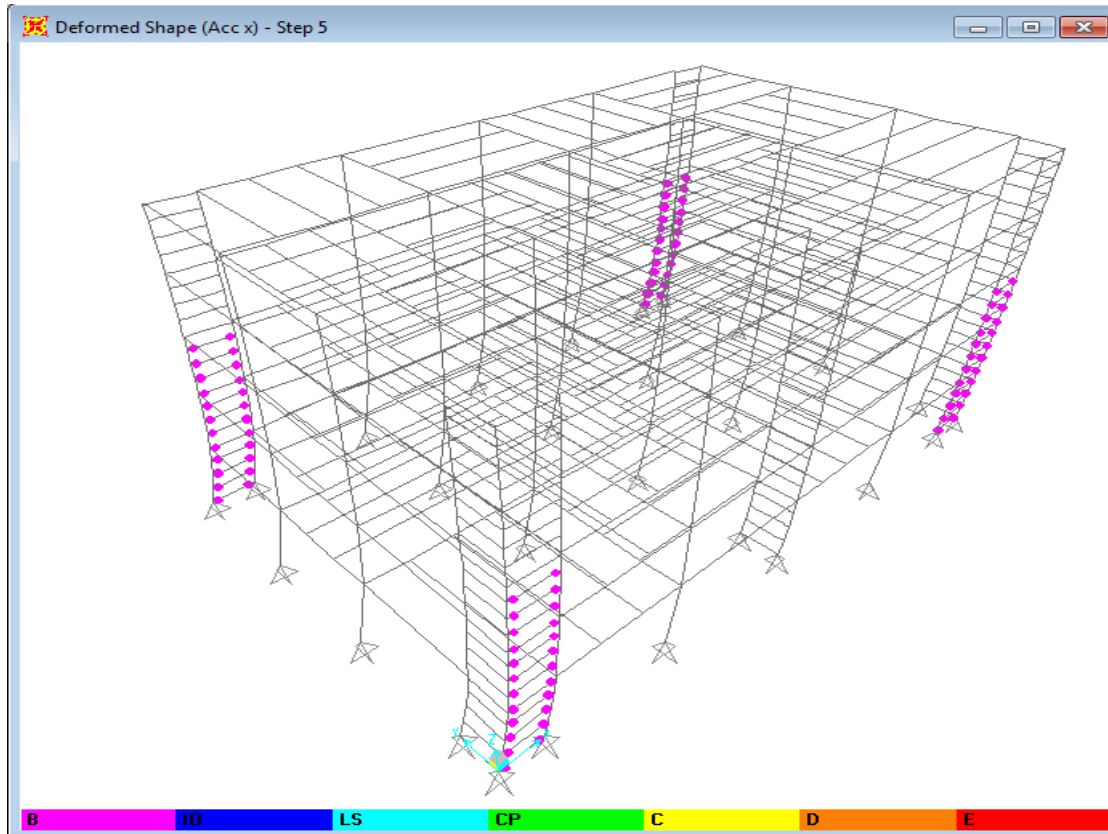
128 πλαστικές αρθρώσεις που σχηματίζονται δε βρίσκεται στα κατακόρυφα στοιχεία της κατασκευής.

TABLE: Pushover Curve Demand Capacity - ATC40 - Acc x								
Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPhi
			m		m			
0	0,759247	0,05	0	0	0,070725	0,49391	1.000.000	1.000.000
1	0,759247	0,05	0,013278	0,092727	0,070725	0,49391	0,880072	1.156.798
2	0,813145	0,080381	0,027422	0,166959	0,066816	0,406805	0,899742	1.120.249
3	0,87655	0,111363	0,041364	0,216722	0,065412	0,342722	0,919006	1.114.024
4	0,918443	0,11872	0,055412	0,264445	0,067178	0,320598	0,927023	1.108.791
5	0,947529	0,11842	0,06948	0,311541	0,069361	0,311005	0,930974	1.105.350
6	0,969087	0,115942	0,083468	0,357793	0,071413	0,306121	0,933519	1.104.139
7	0,985727	0,112646	0,097508	0,403987	0,073298	0,303679	0,934998	1.102.674
8	0,999112	0,109392	0,111534	0,449797	0,074971	0,302344	0,935897	1.101.729
9	1.009.943	0,106192	0,12551	0,495361	0,076478	0,301842	0,93655	1.101.430
10	1.018.966	0,10323	0,13945	0,540677	0,077828	0,301756	0,936937	1.101.472
11	1.026.541	0,100442	0,153389	0,585977	0,079057	0,302014	0,937224	1.101.513

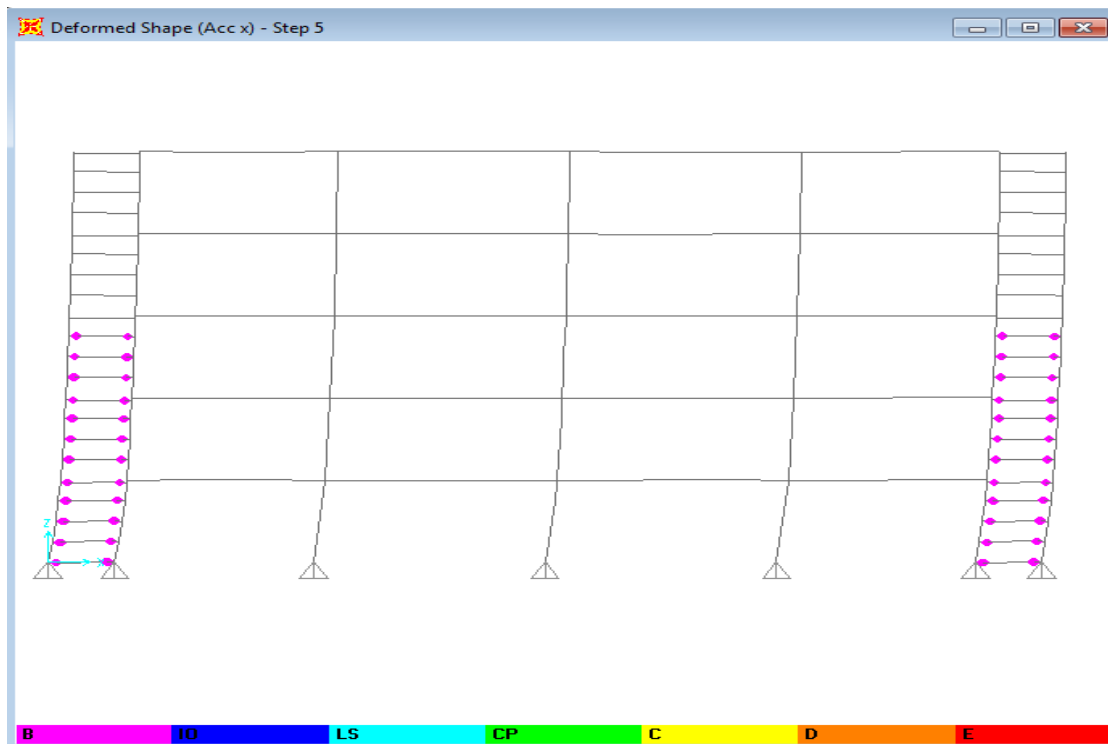
Πίνακας 7.12 Πίνακας απαίτησης – ικανότητας για το συνδυασμό Acc x

TABLE: Pushover Curve - Acc x											
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LSstoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	KN									
0	-0,000342	0	588	0	0	0	0	0	0	0	588
1	0,015018	1.784.330	571	17	0	0	0	0	0	0	588
2	0,030378	3.284.574	537	51	0	0	0	0	0	0	588
3	0,045738	4.354.848	500	88	0	0	0	0	0	0	588
4	0,061098	5.360.157	482	106	0	0	0	0	0	0	588
5	0,076458	6.341.669	460	128	0	0	0	0	0	0	588
6	0,091818	7.303.082	439	136	13	0	0	0	0	0	588
7	0,107178	8.259.035	416	149	23	0	0	0	0	0	588
8	0,122538	9.204.406	408	152	28	0	0	0	0	0	588
9	0,137898	10.143.875	389	171	28	0	0	0	0	0	588
10	0,153258	11.076.412	380	164	44	0	0	0	0	0	588
11	0,168618	12.008.116	376	164	48	0	0	0	0	0	588

Πίνακας 7.13 Πίνακας της καμπύλης pushover για το συνδυασμό Acc x



Σχήμα 7.32 Παραμορφωμένος φορέας και σχηματιζόμενες πλαστικές αρθρώσεις για το 5^ο βήμα του συνδυασμού Acc x (σημείο επιτελεστικότητας)



Σχήμα 7.33 Όψη 1 παραμορφωμένου φορέα κατά x και σχηματιζόμενων πλαστικών αρθρώσεων για το 5^ο βήμα του συνδυασμού Acc x (σημείο επιτελεστικότητας)

7.7 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ α ΚΤΗΡΙΟΥ

Ο ακριβής συντελεστής συμπεριφοράς σύμφωνα με τον ευρωκώδικα 8 είναι ο λόγος α_u/α_1

Όπου

α_1 = ο απαιτούμενος συντελεστής επάυξης των σεισμικών φορτίων για τη δημιουργία της 1^{ης} πλαστικής άρθρωσης οπουδήποτε στην κατασκευή

α_u = ο απαιτούμενος συντελεστής επάυξης των σεισμικών φορτίων για τη δημιουργία αρκετών πλαστικών αρθρώσεων ώστε να προκληθεί μηχανισμός κατάρρευσης .

Ο συντελεστής για την περίπτωση της καμπύλης ικανότητας με τη μέθοδο pushover αντιστοιχεί σε μετατοπίσεις του σημείου ελέγχου που αναφέρεται στο κέντρο βάρους της οροφής του κτηρίου

Η διαφορά με την pushover που εκτελέσαμε είναι,όπως αναφέραμε και παραπάνω, ότι ορίσαμε πλαστικές αρθρώσεις μόνο στα δοκάρια-dogbone του συστήματος fuseis και όχι στις σύμμικτες κύριες δοκούς και γενικά στα υποστυλώματα.Αυτό έχει ως συνέπεια να μην βλέπουμε τον ολικό μηχανισμό κατάρρευσης στο κτήριο αλλά μόνο τις πλαστικές αρθρώσεις των δοκαριών που ξεπερνάνε το ανεπιθύμητο σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής.Άρα δεν μπορούμε να εξάγουμε τον συντελεστή α_u της ολικής κατάρρευσης.Γι αυτό το λόγο θα θεωρήσουμε $\alpha_u=\alpha_{cap(4\%)}$ όπου $\alpha_{cap(4\%)}$ ισούται με τον συντελεστή του βήματος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης στο οποίο έχουμε για πρώτη φορά σχετική παραμόρφωση οποιουδήποτε ορόφου(drift) μεγαλύτερη του 4%.Δηλαδή αντί να θεωρήσουμε το σημείο κατάρρευσης ως το σημείο ελέγχου συνολικά της κατασκευής στο οποίο $\delta_{coruφης}/h=4\%$ θα θεωρήσουμε για κάποιο όροφο το $\max(\delta_{οροφής-δπατώματος})/h$ ορόφου στο 4% ως περίπτωση μη αναστρέψιμης βλάβης άρα ως την μέγιστη δυνατή μετατόπιση κορυφής που μας ενδιαφέρει για την κατασκευή.Αυτή η υπόθεση προσεγγίζει αρκετά καλά την φύση της σεισμικής διέγερσης αφού έτσι και αλλιώς ,όπως έχουμε τονίσει ,η μέθοδος pushover προσομοιώνεται με μια ιδεατή στατική φόρτιση χωρίς ανακύκλιση άρα δεν είναι απαραίτητο η κατάρρευση να συμβαίνει στην

περίπτωση του ολικού μηχανισμού της pushover αλλά νωρίτερα λόγω κόπωσης από επαναλαμβανόμενους κύκλος υστέρησης.

Με αυτό τον τρόπο ,λοιπόν, θα υπολογίσουμε για την κάθε διεύθυνση του κτηρίου και των πλαισίων το **αχρήσης** που έχει να κάνει με το σημείο επιτελεστικότητας κάθε σεισμικής διέγερσης αλλά και το **qcapacity** που έχει να κάνει με τον μέγιστο συντελεστή συμπεριφοράς που μπορεί να αναπτύξει η κατασκευή και εξαρτάται μόνο από τα αδρανειακά της χαρακτηριστικά. Προφανώς πρέπει πάντοτε **αχρήσης < qcapacity**. Τις πληροφορίες αυτές θα τις αντλήσουμε από την καμπύλη μετατόπισης οροφής-τέμνουσας βάσης και αντίστοιχου πίνακα του SAP.

Για το κτήριο (σεισμός 0,25 g) έχουμε για τις 2 περιπτώσεις φορτίσεως (ιδιομορφική και ομοιόμορφη) και για τις 2 διευθύνσεις

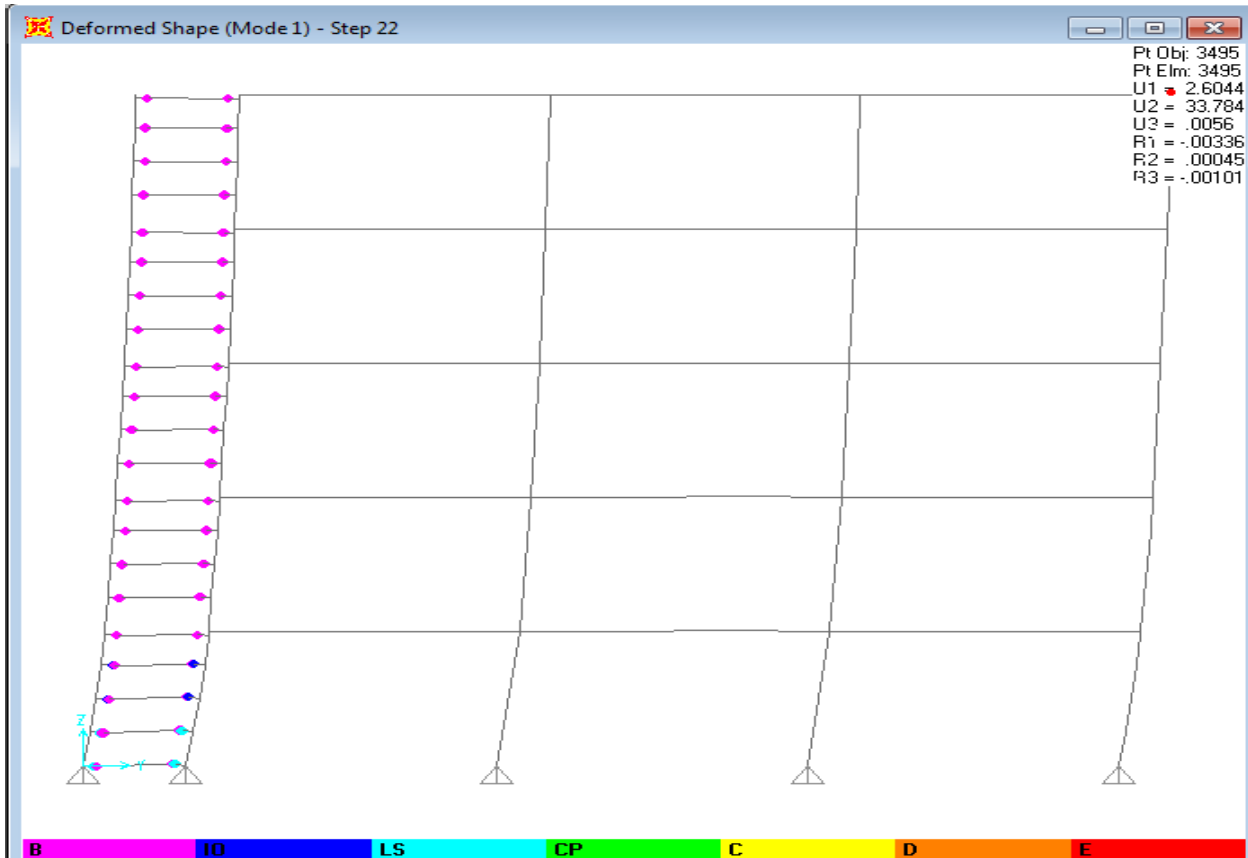
Mode 1

Βρήκαμε διαρροή της πρώτης πλαστικής άρθρωσης στο 2^ο βήμα της φόρτισης με δγοροφής=0,03m. Από το σχήμα 7.21 της βλέπουμε ότι το σημείο επιτελεστικότητας του σεισμού είναι $\delta_{per}(οροφής)=0,108m$. Άρα έχουμε **qper=0,108/0,03=3,6**. Το δε βήμα στο οποίο έχουμε για πρώτη φορά $drift \geq 4\%$ για κάποιον όροφο συμβαίνει όταν $\delta d \geq 4\% \cdot h_{or}$. Αφού $h_{or}=3,4m$, πρέπει $\delta d \geq 13,6cm$ (ισχύει γενικά και για τις 2 διευθύνσεις). Αυτό συμβαίνει πρώτη φορά για την διεύθυνση y στο 22^ο βήμα της φόρτισης για τον όροφο του ισογείου με $\delta d=14,2cm$. Για το ίδιο βήμα η μετατόπιση της κορυφής είναι $\delta_{cap}(4\%)_{κορυφής}=33,784$. Άρα ο μέγιστος δείκτης συμπεριφοράς που μπορεί να αναλάβει η κατασκευή είναι **qcapacity=33,784/3=11,26**

Προφανώς **3,6 < 11,26 (αχρήσης < qcapacity)**

Acc y

Βρήκαμε διαρροή της πρώτης πλαστικής άρθρωσης στο 2^ο βήμα της φόρτισης με δγοροφής=0,03m. Από το σχήμα 7.28 βλέπουμε ότι το σημείο επιτελεστικότητας του σεισμού είναι $\delta_{per}(οροφής)=0,086m$. Άρα έχουμε **qper=0,086/0,03=2,87**. Πρέπει $\delta d \geq 13,6cm$. Αυτό συμβαίνει πρώτη φορά για την διεύθυνση x στο 19^ο βήμα της φόρτισης για τον όροφο του ισογείου με $\delta d=13,67cm$. Για το ίδιο βήμα η μετατόπιση της κορυφής είναι $\delta_{cap}(4\%)_{κορυφής}=29,18$. Άρα ο μέγιστος δείκτης συμπεριφοράς που μπορεί να αναλάβει η κατασκευή είναι **qcapacity=29,18/3=9,73**. Προφανώς **2,87 < 9,73 (αχρήσης < qcapacity)**



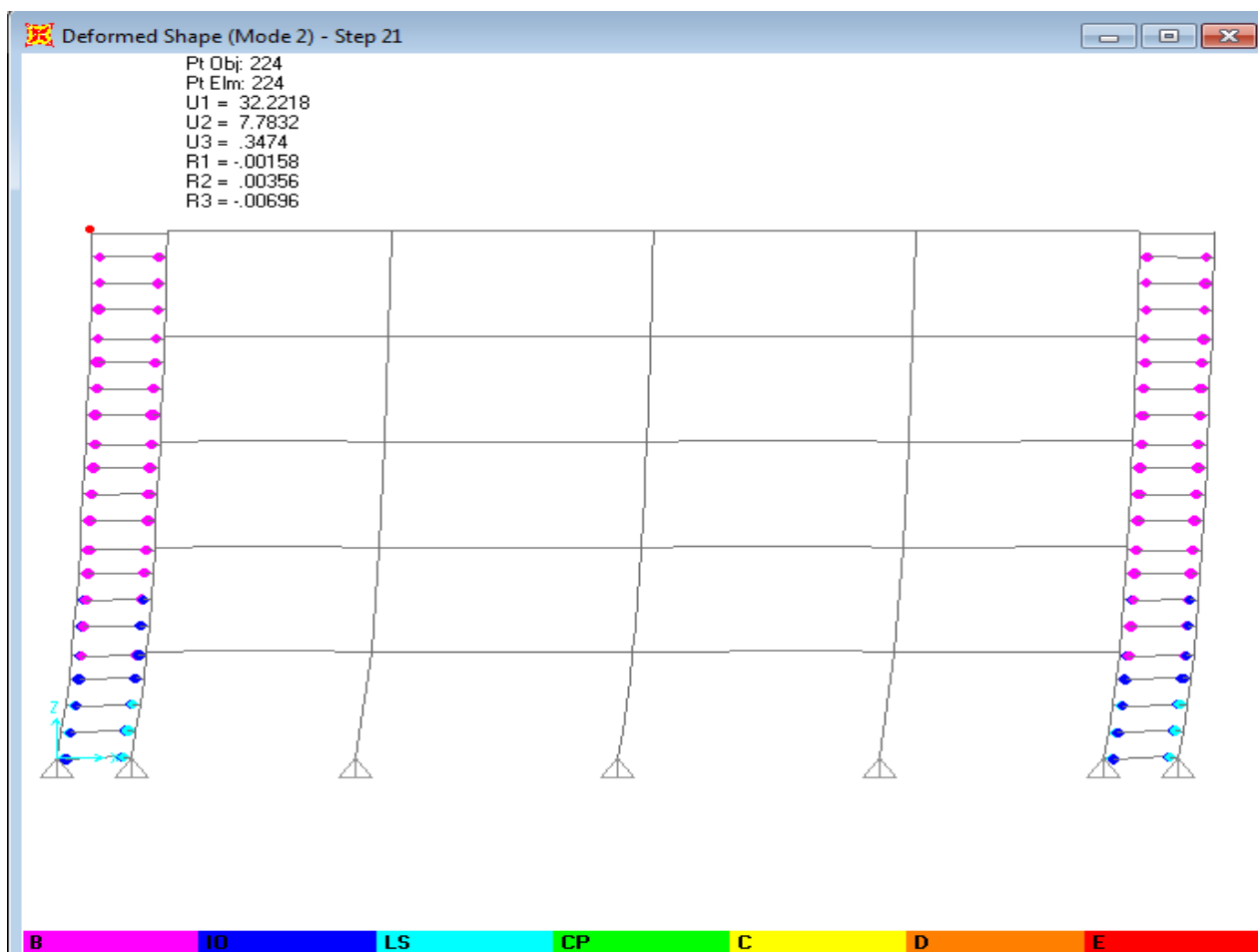
Σχήμα 7.34 Βήμα κατά το οποίο έχουμε drift ορόφου > 4% για πρώτη φορά (διεύθυνση y, όψη A)

Mode 2

Βρήκαμε διαρροή της πρώτης πλαστικής άρθρωσης στο 2^ο βήμα της φόρτισης με $\delta_{γοροφής} = 0,03\text{m}$. Από το σχήμα 7.25 της βλέπουμε ότι το σημείο επιτελεστικότητας του σεισμού είναι $\delta_{ρερογ(οροφής)} = 0,07\text{m}$. Άρα έχουμε $q_{per} = 0,07/0,03 = 2,34$. Πρέπει $\delta_d \geq 13,6\text{cm}$. Αυτό συμβαίνει πρώτη φορά για την διεύθυνση x στο 21^ο βήμα της φόρτισης για τον όροφο του ισογείου με $\delta_d = 14,01\text{cm}$. Για το ίδιο βήμα η μετατόπιση της κορυφής είναι $\delta_{cap(4\%)\text{κορυφής}} = 32,22$. Άρα ο μέγιστος δείκτης συμπεριφοράς που μπορεί να αναλάβει η κατασκευή είναι $q_{capacity} = 32,22/3 = 10,74$. Προφανώς $2,34 < 10,74$ ($q_{χρήσης} < q_{capacity}$)

Acc x

Βρήκαμε διαρροή της πρώτης πλαστικής άρθρωσης στο 2^ο βήμα της φόρτισης με $\delta_{γοροφής}=0,028\text{m}$. Από το σχήμα 7.31 βλέπουμε ότι το σημείο επιτελεστικότητας του σεισμού είναι $\delta_{ρετορ(οροφής)}=0,076\text{m}$. Άρα έχουμε $q_{per}=0,076/0,028=2,72$. Πρέπει $\delta_d \geq 13,6\text{cm}$. Αυτό συμβαίνει πρώτη φορά για την διεύθυνση x στο 19^ο βήμα της φόρτισης για τον όροφο του ισογείου με $\delta_d=14,01\text{cm}$. Για το ίδιο βήμα η μετατόπιση της κορυφής είναι $\delta_{cap(4\%)\text{κορυφής}}=29,15$. Άρα ο μέγιστος δείκτης συμπεριφοράς που μπορεί να αναλάβει η κατασκευή είναι $q_{capacity}=29,15/2,8=10,41$. Προφανώς $2,72 < 10,41$ ($q_{χρήσης} < q_{capacity}$)



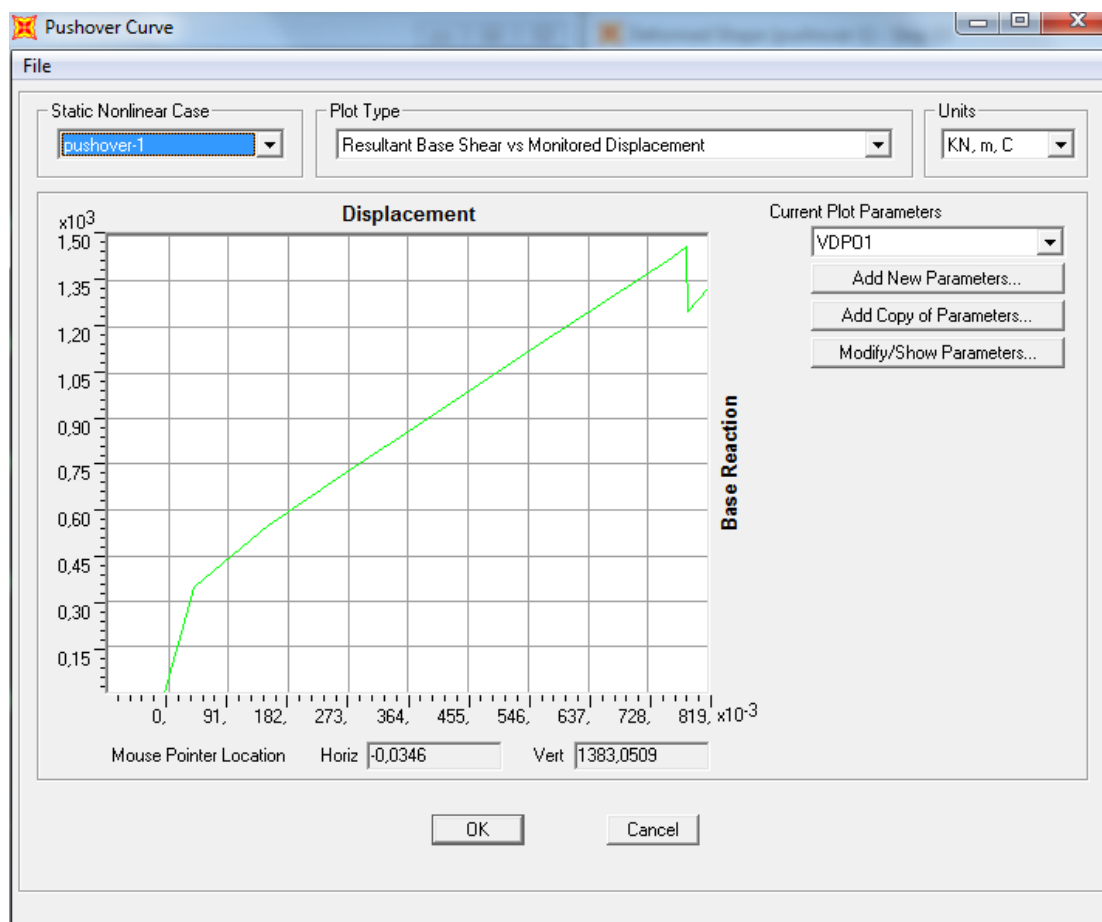
Σχήμα 7.35 Βήμα κατά το οποίο έχουμε drift ορόφου >4% για πρώτη φορά (διεύθυνση x, όψη 1)

Παρατηρούμε ότι και στις 4 περιπτώσεις ο $q_{capacity}$ είναι αρκετά μεγαλύτερος του 5 (μεταξύ 9,73 και 11,26) άρα η αρχική μας εκτίμηση και η χρήση $q=5$ στην ιδιομορφική ανάλυση κρίνεται σωστή και αρκετά συντηρητική.

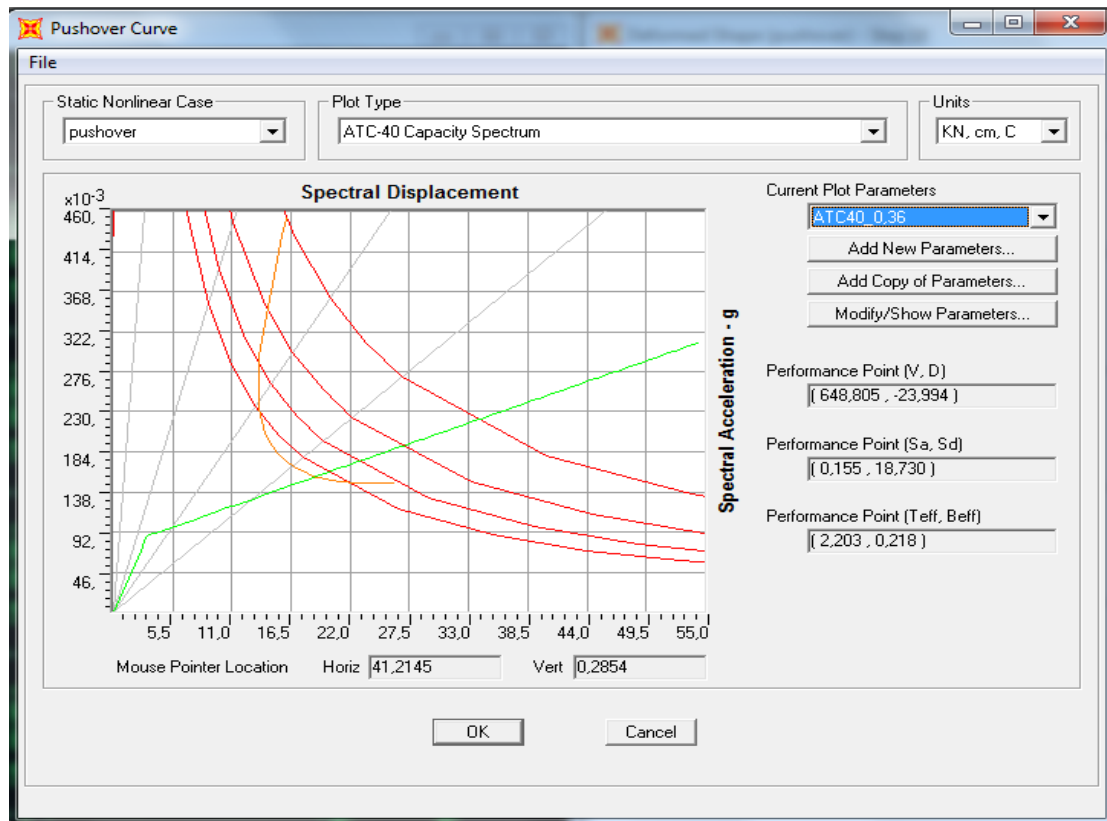
7.8 ΕΠΙΛΥΣΗ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΜΕ ΤΗΝ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Στα πλαίσια η μεθοδολογία της pushover είναι ίδια με την διαφορά ότι εισαγάγαμε μόνο ένα είδος φόρτισης με βάση την ιδιομορφική κατανομή της 1^{ης} ιδιομορφής και αφορά μόνο μία διεύθυνση αφού έχουμε πλαισιακή λειτουργία. Θα δείξουμε ενδεικτικά την καμπύλη ικανότητας ενός μόνο πλαισίου καθώς και τον παραμορφωμένο φορέα του βήματος του σημείου επιτελεστικότητας και του σημείου κατάρρευσης (πλαίσιο με διατομές SHS και για σεισμό 0,36g).

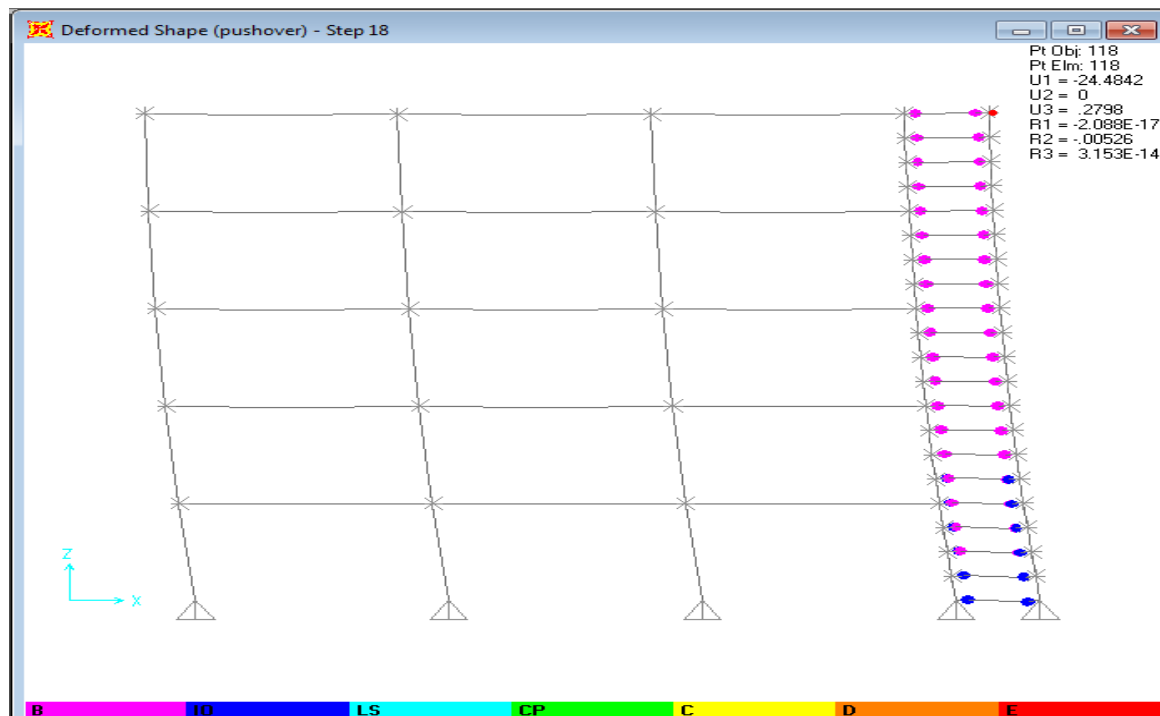
Εδώ πρέπει να τονίσουμε ότι η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής μας είναι ίδια στις περιπτώσεις σεισμών 0,16g και 0,24g για τα 3 είδη διατομών αφού έχουμε επιλέξει τα ίδια αδρανειακά χαρακτηριστικά σε όλους τους ορόφους σε κάθε τύπο διατομής. Επίσης για τους σεισμούς 0,16g και 0,24g όλες οι πλαστικές περιπτώσεις και για τα 3 είδη διατομών είναι μωβ, άρα ευρισκόμενες στα αρχικά στάδια διαρροής ενώ για τον σεισμό 0,36g κάποιες έχουν περάσει στην στάθμη επιτελεστικότητας «άμεση λειτουργία» (έχουν σκούρο μπλε χρώμα). Άρα η λειτουργία των πλαισίων κρίνεται ικανοποιητική από άποψη βλαβών.



Σχήμα 7.36 Καμπύλη ικανότητας για πλαίσιο με SHS και σεισμό 0,36g



Σχήμα 7.37 Καμπύλη φασματικής ικανότητας ATC-40 για πλαίσιο με SHS σεισμού 0,36g(σημείο επιτελεστικότητας με μετακίνηση κορυφής 24 cm)



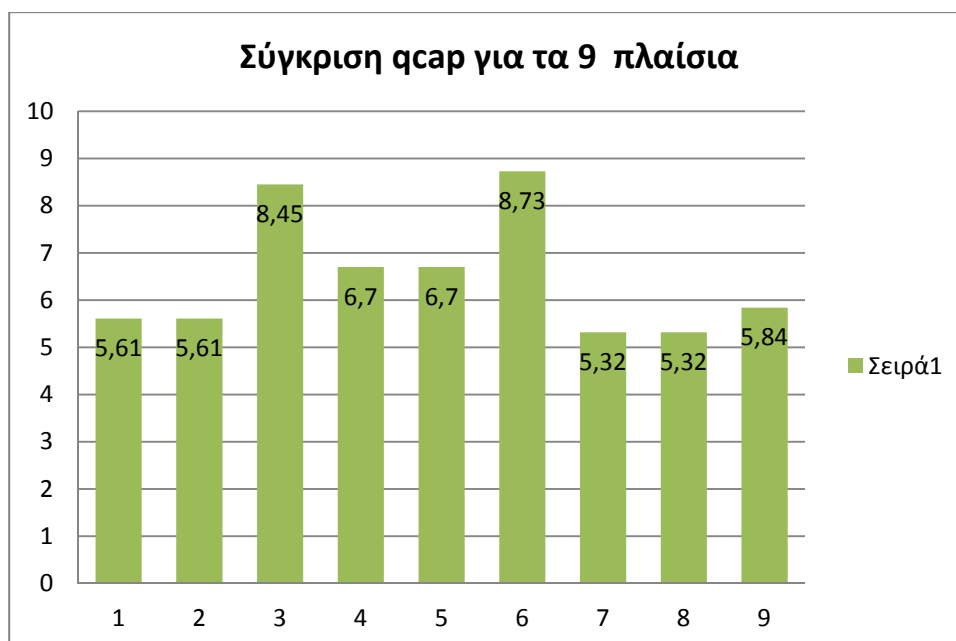
Σχήμα 7.38 Σημείο επιτελεστικότητας για σεισμό 0,36g και μετακίνηση οροφής 24.5cm

7.9 ΠΙΝΑΚΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΟΥ q ΣΕ ΟΛΑ ΤΑ ΠΛΑΙΣΙΑ

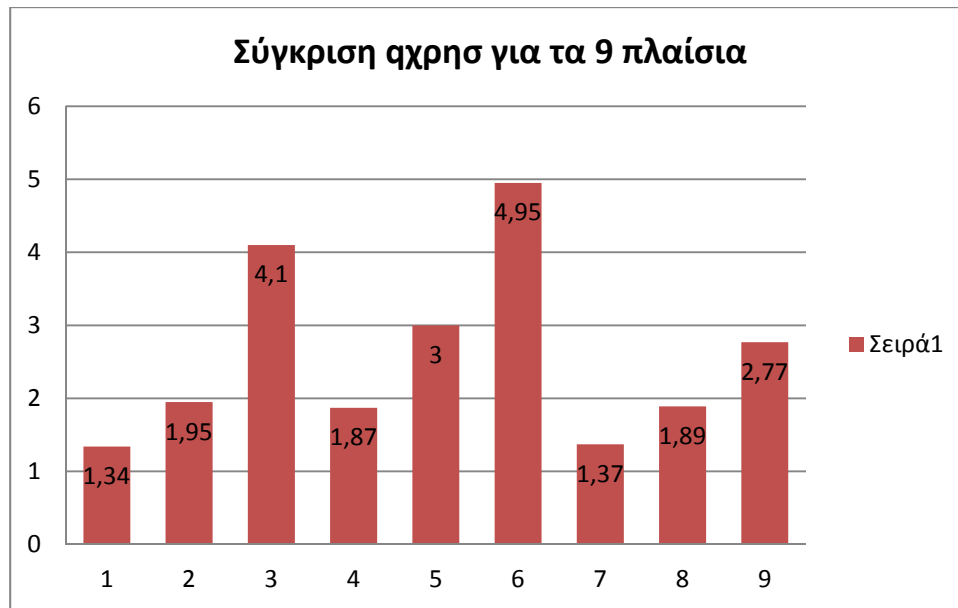
Η μεθοδολογία για τον υπολογισμό του συντελεστή συμπεριφοράς στα πλαίσια είναι ακριβώς η ίδια, οπότε θα παραθέσουμε συγκεντρωτικά τους 2 δείκτες συμπεριφοράς που προκύπτουν για όλες τις δυνατές περιπτώσεις διατομών και σεισμών

Frames	δy	$\delta cap(4\%)$	δper	$q \text{ χρησ} = \delta per / \delta y$	$q_{cap} = \delta cap(4\%) / \delta y$
IPE 0,16-1	6,310	35,380	8,461	1,34	5,61
IPE 0,24-2	6,310	35,380	12,274	1,95	5,61
IPE 0,36-3	4,7	39,73	19,215	4,10	8,45
SHS0,16-4	5,32	35,62	9,948	1,87	6,7
SHS 0,24-5	5,32	35,62	16	3	6,7
SHS 0,36-6	4,85	42,32	24	4,95	8,73
CHS 0,16-7	7,68	40,9	10, 524	1,37	5,32
CHS 0,24-8	7,68	40,9	14,483	1,89	5,32
CHS 0,36-9	7,32	42,72	20,28	2,77	5,84

Πίνακας 7.14 Υπολογισμός του q για όλους τους τύπους διατομών των πλαισίων και για τους 3 σεισμούς



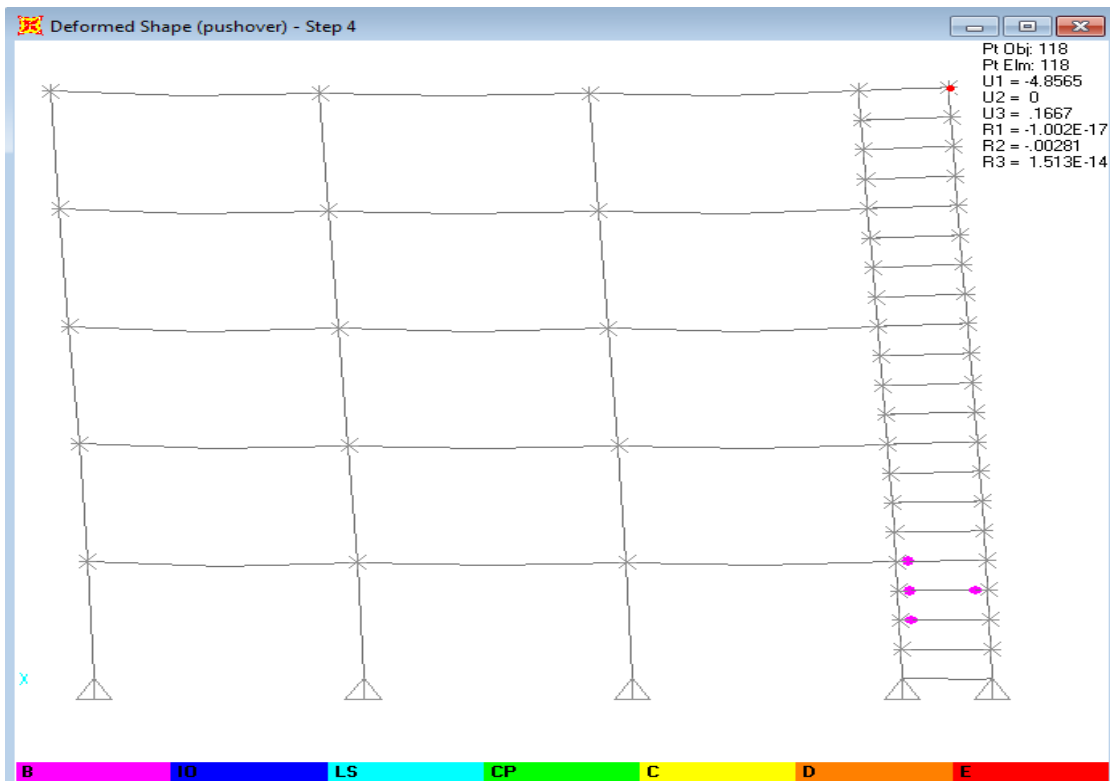
Σχήμα 7.39 Ιστόγραμμα σύγκρισης των q_{cap} για όλα τα πλαίσια



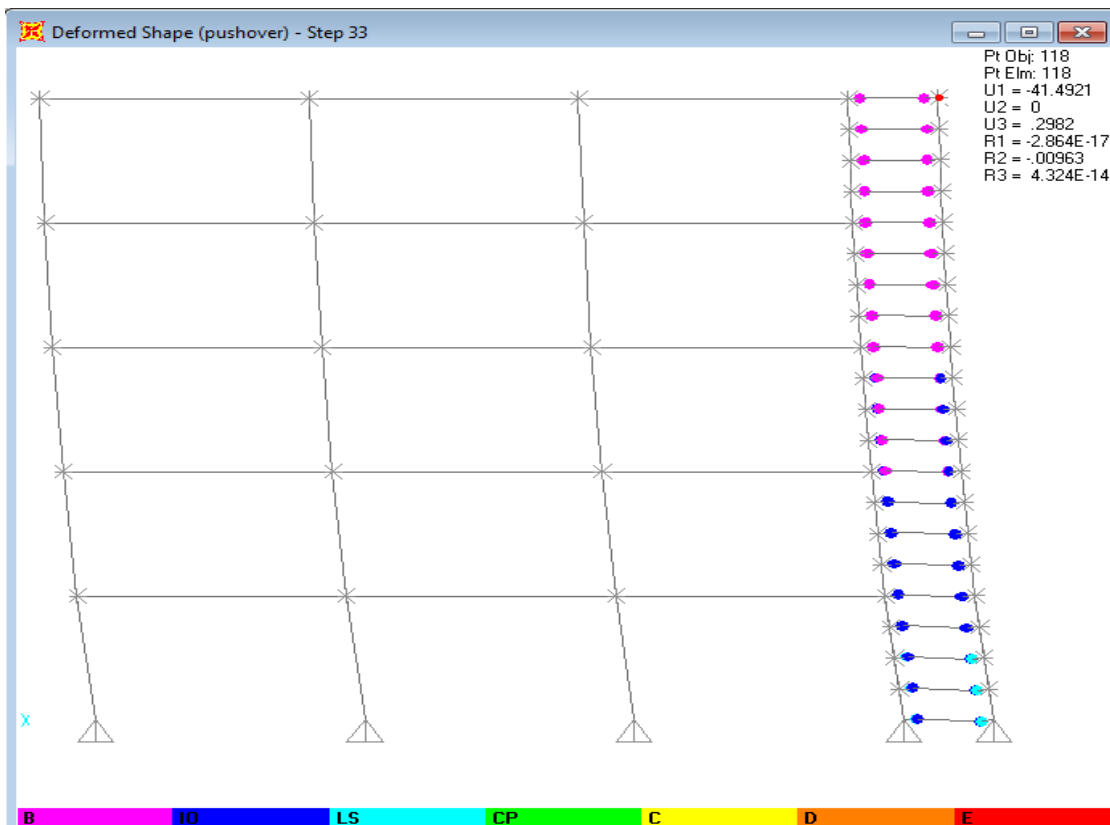
Σχήμα 7.40 Ιστόγραμμα σύγκρισης των qcr για όλα τα πλαίσια

Παρατηρούμε ότι και στις 9 περιπτώσεις ο **qcapacity** είναι επίσης μεγαλύτερος του 5(μεταξύ 5,61 και 8,73) άρα η αρχική μας εκτίμηση και η χρήση $q=5$ στην ιδιομορφική ανάλυση των πλαισίων κρίνεται σωστή. Επίσης παρατηρούμε ότι για όλους τους σεισμούς ισχύει **αχρήσης < qcapacity**. Άλλωστε, όπως αναφέραμε και παραπάνω όλες οι αρθρώσεις βρίσκονται κατά το δυσμενέστερο στην στάθμη επιτελεστικότητας IO (άμεση χρήση-σκούρο μπλε χρώμα) για την περίπτωση σεισμικής διέγερσης 0,36g (και στις 3 περιπτώσεις διατομών). Άρα περιμέναμε **αχρήσης < qcapacity** σε όλα τα πλαίσια. Επίσης από τον πίνακα βλέπουμε ότι το **qcap** στις περιπτώσεις σειμών 0,16g και 0,24g (για κάθε τύπο διατομής) είναι ίδιο αφού οι διατομές των fuseis δεν αλλάζουν άρα η καμπύλη ικανότητας είναι ίδια αφού εξαρτάται καθαρά από τα αδρανειακά χαρακτηριστικά του πλαισίου. Παρατηρούμε επίσης ότι όσο λιγότερο υπερδιαστασιοποιημένη είναι η κατασκευή τόσο περισσότερο εισέρχεται στην πλαστική περιοχή και κυρίως τόσο μεγαλύτερο συντελεστή συμπεριφοράς αποκτά. **Η πιο υπερδιαστασιοποιημένη διατομή από τις 3 είναι η CHS καθώς παρουσιάζει το μικρότερο q.**

Το **αχρήσης** διαφοροποιείται φυσικά αφού αλλάζει το φάσμα ATC άρα και το σημείο τομής του με την καμπύλη. Θα δείξουμε ενδεικτικά το σημείο διαρροής και το σημείο κατάρρευσης για πλαίσιο με SHS (σεισμού 0,36g) του μεγαλύτερου q(8,73). Από τις 2 παρακάτω εικόνες υπολογίζεται το qcap



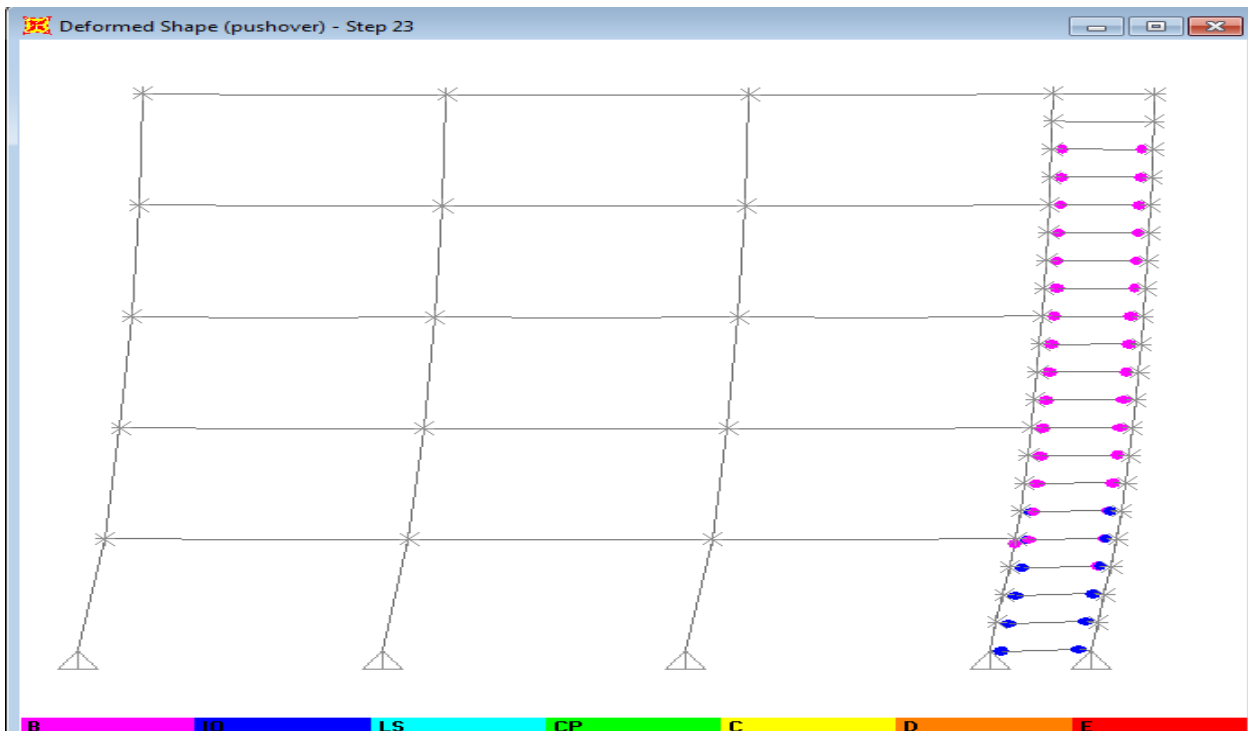
Σχήμα 7.41 Σημείο διαρροής δy πλαισίου SHS για σεισμό 0,36g



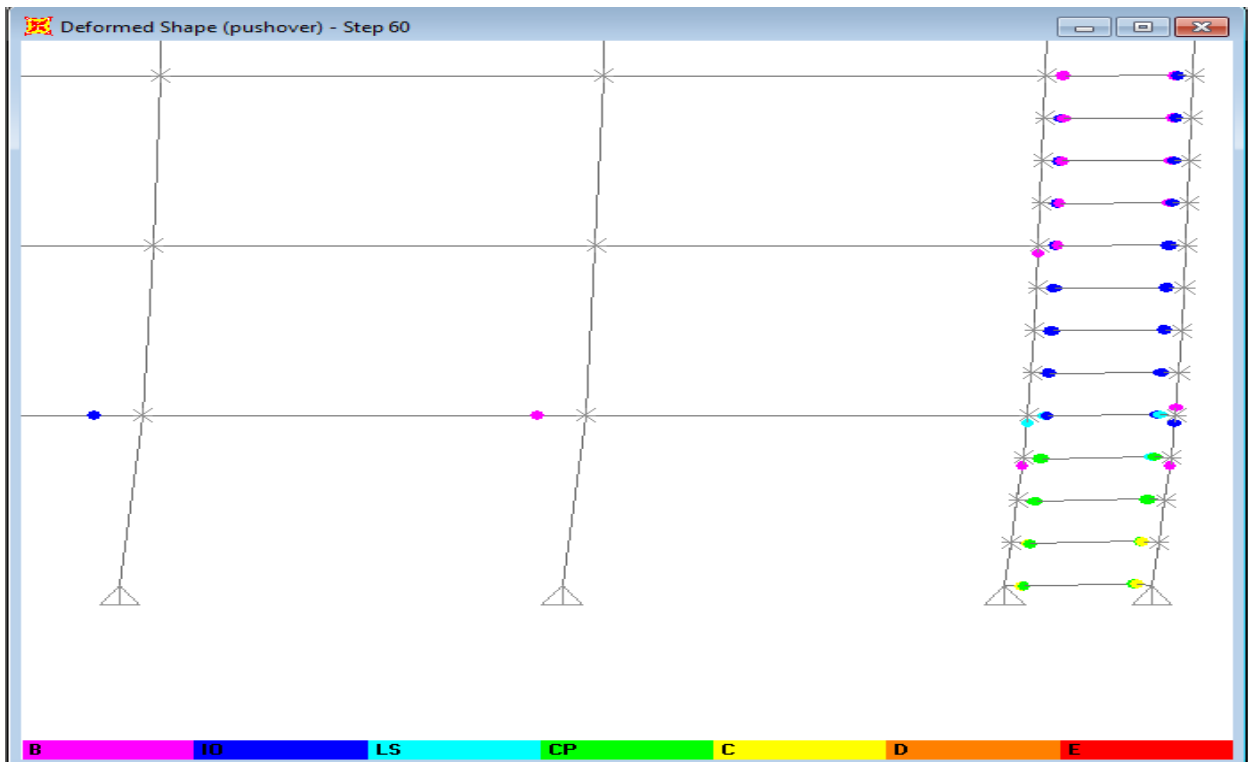
Σχήμα 7.42 Σημείο κατάρρευσης δcap πλαισίου SHS για σεισμό 0,36g(driftισογειού>4%)

7.10 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑΣ ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΥ ΟΡΟΦΟΥ ΣΤΟ ΣΥΣΤΗΜΑ FUSEIS ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΕΝΟΣ ΠΛΑΙΣΙΟΥ

Όπως προαναφέραμε τοποθετήθηκαν πλαστικές αρθρώσεις μόνο στα δοκάρια του συστήματος fuseis. Εκτελώντας κατ' αυτό τον τρόπο την ανελαστική στατική ανάλυση δεν είμαστε σε θέση να δούμε αν δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στα 2 άκρα των υποστυλωμάτων άρα μηχανισμός ορόφου. Αυτό το έχουμε διασφαλίσει με τον ικανοτικό σχεδιασμό έχοντας σχεδιάσει τα υποστυλώματα του fuseis με υπεραντοχή σε σχέση με τα δοκάρια του συστήματος. Παρόλαυτα χρησιμοποιούμε τη μέθοδο pushover σαν επαλήθευση του παραπάνω τοποθετώντας αρθρώσεις ενδεικτικά σε ένα μόνο πλαίσιο με SHS για σεισμό 0,16g και 0,24g (το ίδιο είναι αφού και για τις 2 περιπτώσεις πλαισίων έχουμε πανομοιότυπα αδρανειακά χαρακτηριστικά). Βάζουμε πλαστικές αρθρώσεις και στα υποστυλώματα του συστήματος fuseis και στα σύμμικτα δοκάρια. Παρατηρούμε ότι οι πλαστικές αρθρώσεις που εμφανίζονται στα κύρια δοκάρια HEA260 είναι κάποιες στα πρώτα στάδια διαρροής (μωβ χρώμα) και άλλες στην στάθμη άμεσης χρήσης (σκούρο μπλε) τη στιγμή που τα δοκάρια του συστήματος fuseis έχουν περάσει την στάθμη κατάρρευσης (κίτρινο χρώμα). Επίσης για το ίδιο βήμα έχουν εμφανιστεί πλαστικές αρθρώσεις στο ένα άκρο κάποιων υποστυλωμάτων (άρα δεν έχουμε μηχανισμό ορόφου) με δυσμενέστερο ένα που είναι στην στάθμη επιτελεστικότητας προστασία ζωής (γαλάζιο χρώμα) άρα χαμηλότερο από την στάθμη των δοκών. Φυσικά μιλάμε για καταστάσεις πολύ μεγαλύτερου σεισμού από τον 0,36g. (μεγαλύτερη σεισμική ένταση με την οποία επιβάλαμε όλα τα πλαίσια) και αναφέρεται σε μετακίνηση κορυφής 65,65cm. **Άρα ορθώς τοποθετήσαμε πλαστικές αρθρώσεις μόνο στα δοκάρια fuseis αφού ο πλαστικός μηχανισμός κατάρρευσης δεν εμφανίζει φαινόμενα μηχανισμού ορόφου.** Παρακάτω παρουσιάζουμε 2 χαρακτηριστικά βήματα της ανάλυσης την οποία χάριν μεγαλύτερης ακρίβειας εκτελέσαμε με 60 στάδια.



Σχήμα 7.43 Σημείο επιτελεστικότητας κατά το οποίο έχει διανοιχθεί μόνο μία πλαστική άρθρωση στο υποστύλωμα στα πρώτα στάδια διαρροής (άρα δεν έχουμε μηχανισμό «μαλακού ορόφου»)



Σχήμα 7.44 Βήμα 60 της pushover ανάλυσης(τελευταίο) στο οποίο φαίνονται διανοιγμένες πλαστικές αρθρώσεις της σύμμικτης δοκού στα πρώτα στάδια σε αντίθεση με των fuseis

8.ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ-ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

8.1 ΓΕΝΙΚΑ

Η ανάλυση του κτιρίου με συστήματα FUSEIS οδηγεί στα εξής συνοπτικά συμπεράσματα:

1. Οι δοκοί του συστήματος που είναι ασθενέστερες των στύλων και καθορίζουν την συνολική ακαμψία του συστήματος, επιλέγονται να λειτουργούν ελαστικά για σεισμικές φορτίσεις μικρότερες από τον σεισμό σχεδιασμού. Αντίστοιχα, για μεγαλύτερες σεισμικές καταπονήσεις επιλέγονται να διαμορφώνουν πλαστικές αρθρώσεις και να απορροφούν ενέργεια.
2. Το σύστημα παρουσιάζει ικανότητα απορρόφησης μεγάλης ποσότητας ενέργειας μέσω της πλαστικής παραμόρφωσης των δοκών.
3. Σε σύγκριση με τα συμβατικά συστήματα απορρόφησης ενέργειας, το σύστημα Fuseis παρέχει ολκιμότητα και αρχιτεκτονική ευχέρεια, όπως τα πλαίσια ροπής, αλλά και δυσκαμψία όπως τα πλαίσια με συνδέσμους.
4. Οι συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων διαμορφώνονται ως κόμβοι ροπής και πρέπει να διαθέτουν επαρκή υπεραντοχή ώστε να επιτυγχάνεται η απορρόφηση ενέργειας μόνο στις δοκούς FUSEIS. Πρόκειται για κοχλιωτή σύνδεση με μετωπική πλάκα στα άκρα των δοκών, η οποία επιτρέπει την εύκολη επισκευή ή αντικατάστασή τους αν αυτό απαιτηθεί.

8.2 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΟΙΚΟΝΟΜΙΚΟΤΗΤΑΣ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΟΙΚΟΝΟΜΙΚΗ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΟΥΣ

Η σύγκριση της οικονομικότητας για τις 9 περιπτώσεις(3 διατομές δοκών fuseis για 3 σεισμούς) πλαισίων θα γίνει με τον συνδυασμό 2 κριτηρίων.Αυτό της συνολικής ποσοστότητας χάλυβα που χρησιμοποιήθηκε σε κάθε πλαίσιο και του ποσοστού εκμετάλλευσης της δυσμενέστερης διατομής του συστήματος για τα εντατικά μεγέθη.Προφανώς η σύγκριση θα γίνει μόνο μεταξύ των στοιχείων του συστήματος των fuseis(δοκοί και υποστυλώματα) αφού οι σύμμικτες δοκοί(HEA 260) και τα υποστυλώματα του κτηρίου(SHS 200x200x15) έχουν ίδια διατομή και για τις 9 περιπτώσεις αφού αναλαμβάνουν τα μη σεισμικά φορτία της κατασκευής κατά βάση.

IPE 0,16g και 0,24g

TABLE: Material List 2 - By Section Property				
Section	ObjectType	NumPieces	TotalLength	TotalWeight
Text	Text	Unitless	m	KN
IPE240	Frame	12	7,4	2,271
IPE 240 RED	Frame	8	0,6	0,138
IPE220	Frame	12	7,4	1,94
IPE 220 RED	Frame	8	0,6	0,12
IPE270	Frame	12	7,4	2,666
IPE330	Frame	15	9,25	4,546
IPE300	Frame	12	7,4	3,125
IPE 270 RED	Frame	8	0,6	0,164
IPE 330 RED	Frame	10	0,75	0,28
IPE 300 RED	Frame	8	0,6	0,194
TUBE 300x200x20	Frame	40	34	49,11
SUM				64,554

Πίνακας 8.1 Υπολογισμός συνολικού βάρους(KN) συστήματος fuseis πλαισίου με διατομές IPE για σεισμούς 0,16g και 0,24g

IPE 0,36g

TABLE: Material List 2 - By Section Property				
Section	ObjectType	NumPieces	TotalLength	TotalWeight
Text	Text	Unitless	m	KN
IPE240	Frame	12	7,4	2,271
IPE 240 RED	Frame	8	0,6	0,138
IPE270	Frame	12	7,4	2,666
IPE330	Frame	12	7,4	3,636
IPE300	Frame	12	7,4	3,125
IPE 270 RED	Frame	8	0,6	0,164
IPE 330 RED	Frame	8	0,6	0,224
IPE 300 RED	Frame	8	0,6	0,194
IPE360	Frame	15	9,25	5,279
IPE 360 RED	Frame	10	0,75	0,327
TUBE 400x300x20	Frame	40	34	70,462
SUM				88,486

Πίνακας 8.2 Υπολογισμός συνολικού βάρους(KN) συστήματος fuseis πλαισίου με διατομές IPE για σεισμό 0,36g

SHS 0,16 και 0,24g

TABLE: Material List 2 - By Section Property				
Section	ObjectType	NumPieces	TotalLength	TotalWeight
Text	Text	Unitless	m	KN
TUBE 300x200x20	Frame	40	34	49,11
TUBE 260x260x8	Frame	15	9,25	5,855
TUBE 240X240X8	Frame	12	7,4	4,313
TUBE 220X220X8	Frame	12	7,4	3,941
TUBE 200X200X8	Frame	12	7,4	3,569
TUBE 180X180X8	Frame	12	7,4	3,197
TUBE 260X8 RED	Frame	10	0,75	0,39
TUBE 240X8 RED	Frame	8	0,6	0,289
TUBE 220X8 RED	Frame	8	0,6	0,267
TUBE 200X8 RED	Frame	8	0,6	0,237
TUBE 180X8 RED	Frame	8	0,6	0,214
SUM				71,382

Πίνακας 8.3 Υπολογισμός συνολικού βάρους(KN) συστήματος fuseis πλαισίου με διατομές SHS για σεισμούς 0,16g και 0,24g

SHS 0,36g

TABLE: Material List 2 - By Section Property				
Section	ObjectType	NumPieces	TotalLength	TotalWeight
Text	Text	Unitless	m	KN
TUBE 400x300x20	Frame	40	34	70,462
TUBE 260x260x8	Frame	12	7,4	4,684
TUBE 240X240X8	Frame	12	7,4	4,313
TUBE 220X220X8	Frame	12	7,4	3,941
TUBE 200X200X8	Frame	12	7,4	3,569
TUBE 260X8 RED	Frame	8	0,6	0,312
TUBE 240X8 RED	Frame	8	0,6	0,289
TUBE 220X8 RED	Frame	8	0,6	0,267
TUBE 200X8 RED	Frame	8	0,6	0,237
TUBE 280X280X8	Frame	15	9,25	6,32
TUBE 280X8 RED	Frame	10	0,75	0,418
SUM				94,812

Πίνακας 8.4 Υπολογισμός συνολικού βάρους(KN) συστήματος fuseis πλαισίου με διατομές SHS για σεισμό 0,36g

CHS 0,16g και 0,24g

TABLE: Material List 2 - By Section Property				
Section	ObjectType	NumPieces	TotalLength	TotalWeight
Text	Text	Unitless	m	KN
TUBE 300x200x20	Frame	40	34	49,11
CHS323,9X10	Frame	15	9,25	7,161
CHS 273X8	Frame	12	7,4	3,869
CHS244,5X8	Frame	12	7,4	3,453
CHS 219,1X8	Frame	12	7,4	3,082
CHS 193,7X8	Frame	12	7,4	2,711
CHS 323,9X10 RED	Frame	10	0,75	0,445
CHS 273X8 RED	Frame	8	0,6	0,243
CHS 244,5X8 RED	Frame	8	0,6	0,217
CHS 219,1X8 RED	Frame	8	0,6	0,195
CHS 193,7X8 RED	Frame	8	0,6	0,172
SUM				70,658

Πίνακας 8.5 Υπολογισμός συνολικού βάρους(KN) συστήματος fuseis πλαισίου με διατομές CHS για σεισμούς 0,16g και 0,24g

CHS 0,36g

TABLE: Material List 2 - By Section Property				
Section	ObjectType	NumPieces	TotalLength	TotalWeight
Text	Text	Unitless	m	KN
TUBE 400x300x20	Frame	40	34	70,462
CHS 219.1X8	Frame	12	7,4	2,977
CHS 244.5X8	Frame	12	7,4	3,453
CHS 273X8	Frame	12	7,4	3,869
CHS 323.9X8	Frame	12	7,4	4,612
CHS 355.6X8	Frame	15	9,25	6,344
CHS 219.1X8 RED	Frame	8	0,6	0,195
CHS 244.5X8 RED	Frame	8	0,6	0,217
CHS 273X8 RED	Frame	8	0,6	0,243
CHS 323.9X8 RED	Frame	8	0,6	0,287
CHS 355.6X8 RED	Frame	10	0,75	0,396
SUM				93,055

Πίνακας 8.6 Υπολογισμός συνολικού βάρους(KN) συστήματος fuseis πλαισίου με διατομές CHS για σεισμό 0,36g

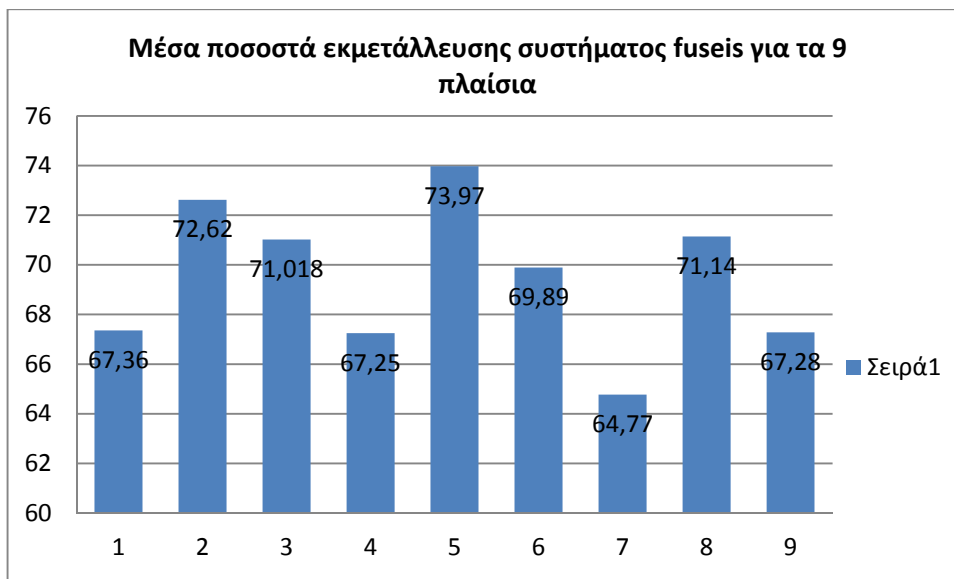
Από τους παραπάνω πίνακες παρατηρούμε ότι το σύστημα fuseis(δοκάρια και υποστυλώματα) με τα αθροιστικά λιγότερα κιλά χάλυβα είναι αυτό με τις διατομές IPE και για τις 3 περιπτώσεις σεισμού. Παρόλα αυτά δεν μπορούμε να το χαρακτηρίσουμε ως την οικονομικότερη λύση γιατί ,όπως αναφέραμε και παραπάνω, πρέπει να εισάγουμε στους υπολογισμούς μας και τον παράγοντα του ποσοστού εκμετάλλευσης κάθε διατομής. Δηλαδή υπάρχει περίπτωση το IPE, αν και οικονομικότερο όσον αφορά τα κιλά του χάλυβα, να έχει αρκετά χαμηλό ποσοστό εκμετάλλευσης υλικού άρα μεγάλο μέρος των διατομών να είναι αχρείαστο και να καταλήγουμε έτσι σε αντιοικονομική λύση.

Θα υπολογίσουμε ένα μέσο συντελεστή εκμετάλλευσης της διατομής διαχωρίζοντας το βάρος της διατομής του υποστυλώματος με αυτές των δοκαριών του συστήματος εισάγοντας το ποσοστό εκμετάλλευσης σαν συντελεστή βάρους. Για τα δοκάρια επιλέγουμε το μέγιστο συντελεστή εκμετάλλευσης από τον συνδυασμό $1*G+0,3*Q+1*a*Quake$ Χ(δηλαδή το βασικό σεισμικό συνδυασμό προσαυξημένο με το συντελεστή a για φαινόμενα 2^{ος} τάξης)

Ενώ για τα υποστυλώματα το μέγιστο συντελεστή εκμετάλλευσης για τον συνδυασμό $1*G+0,3*Q+1*b*Quake$ Χ(δηλαδή τον ικανοτικό σχεδιασμό). Δίνουμε τον παρακάτω πίνακα και δύο ιστογράμματα στα οποία εμφανίζεται το μέσο ποσοστό εκμετάλλευσης των διατομών fuseis ενιαία(υποστυλώματα και δοκάρια μαζί) και ξεχωριστά

Διατομή δοκών	Σεισμός	Beam(Ton)	Column(Ton)	Total Mass(Ton)	Ποσοστό beam %	Ποσοστό column %	μέσο ποσοστό %
IPE	0,16(1)	1,5444	4,911	6,4554	44	74,7	67,36
	0,24(2)	1,5444	4,911	6,4554	66	74,7	72,62
	0,36(3)	1,8024	7,0462	8,8486	75	70	71,018
SHS	0,16(4)	2,2272	4,911	7,1382	42	78,7	67,25
	0,24(5)	2,2272	4,911	7,1382	62	79,4	73,97
	0,36(6)	2,435	7,0462	9,4812	80	66,4	69,89
CHS	0,16(7)	2,1548	4,911	7,0658	46	73	64,77
	0,24(8)	2,1548	4,911	7,0658	66	73,4	71,14
	0,36(9)	2,2593	7,0462	9,3055	85	61,6	67,28

Πίνακας 8.7 Μέσο ποσοστό εκμετάλλευσης διατομών fuseis για τους 3 σεισμούς



Σχήμα 8.1 Μέσα ποσοστά εκμετάλλευσης συστήματος fuseis για τα 9 πλαίσια



Σχήμα 8.2 Ποσοστά εκμετάλλευσης υλικού υποστυλωμάτων και δοκών (ξεχωριστά) Κόκκινο-υποστυλώματα, Μπλε-δοκάρια

Απ' ότι βλέπουμε δεν υπάρχει μεγάλη διαφορά στα ποσοστά εκμετάλλευσης για τις 3 περιπτώσεις των διατομών. Ελαφρώς πιο αντισυμβατικό θα χαρακτηρίζαμε το πλαίσιο με τις διατομές CHS καθώς έχει τα μικρότερα μέσα ποσοστά εκμετάλλευσης και για τις 3 σεισμικές επιταχύνσεις. Το μεγαλύτερο ποσοστό εκμετάλλευσης και για τα 3 είδη διατομών παρατηρείται στο σεισμό 0,24g. Ελαφρώς πιο οικονομικό σε αυτή την περίπτωση είναι το σύστημα με SHS.

8.3 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΟΡΟΦΗΣ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ PUSHOVER ΜΕ ΤΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΣΤΟ ΚΤΗΡΙΟ ΚΑΙ ΣΤΑ ΠΛΑΙΣΙΑ

Όπως είδαμε σε προηγούμενα κεφάλαια το κτήριο και τα πλαίσια είναι επαρκή τόσο στην περίπτωση ανάλυσης με την ιδιομορφική απόκριση φάσματος όσο και στην περίπτωση ανάλυσης με τη στατική ανελαστική μέθοδο. Θα καταρτίσουμε ένα πίνακα με τη μετακίνηση οροφής των πλαισίων και του κτηρίου για κάθε μέθοδο και θα δούμε αν υπάρχουν σημαντικές αποκλίσεις ή όχι. Ουσιαστικά συγκρίνουμε τη μετακίνηση της οροφής για το σημείο επιτελεστικότητας κάθε σεισμικής διέγερσης και διεύθυνσης (αν πρόκειται για το κτήριο) της pushover με την μέγιστη μετακίνηση οροφής (την έχουμε βρει στο κεφάλαιο με τις μέγιστες σχετικές μετακινήσεις-drifts. Φόρτιση QUAKE X και Y του SAP) για την σεισμική διέγερση πολλαπλασιασμένη όμως με τον συντελεστή συμπεριφοράς α (που υποθέσαμε ως 5). Δηλαδή μετατρέπουμε τη σεισμική διέγερση σε ελαστική. Θα δούμε λοιπόν κατά πόσο η ελαστική με την πλαστική μέθοδο είναι κοντά στην εξαγωγή των αποτελεσμάτων τους.

Μετακίνηση οροφής στις 9 περιπτώσεις πλαισίων			
	Mode-pushover(cm)	Ελαστική(cm)	Απόκλιση(%)
IPE 0,16	8,461	10,85	22,02
IPE 0,24	12,274	16,25	24,47
IPE 0,36	19,215	21,25	9,58
SHS 0,16	9,948	10,9	8,733
SHS 0,24	16	16,35	2,14
SHS 0,36	24	21,5	-11,63
CHS 0,16	10,524	10,95	3,89
CHS 0,24	14,483	16,45	11,96
CHS 0,36	20,28	21,7	6,54

Πίνακας 8.8 Σύγκριση μετατοπίσεων κορυφής πλαισίων ελαστικής με pushover ανάλυση

Εξαιρουμένων των 2 πλαισίων με IPE για σεισμούς 0,16g και 0,24g που έχουμε αποκλίσεις 22,02% και 24,47 % οι υπόλοιπες 7 περιπτώσεις κινούνται σε ανεκτά-χαμηλά επίπεδα (μεταξύ 3,89 έως 11,96 το μέγιστο). Εξαιρουμένης δε της περίπτωσης με SHS για σεισμό 0,36g η μετακίνηση του ελαστικού σεισμού είναι εν γένει μεγαλύτερη αυτής του αντίστοιχου σημείου επιτελεστικότητας της pushover.

Μετακίνηση οροφής του κτηρίου και στις 2 διευθύνσεις για σεισμό 0,25g					
Σεισμός κατά y		Απόκλιση(%)	Σεισμός κατά x		Απόκλιση(%)
Ελαστική(cm)	10,7		Ελαστική(cm)	11,35	
Mode 1-pushover(cm)	10,8	-0,935	Mode 2-pushover(cm)	10,3	9,25
acc y-pushover(cm)	8,6	19,63	acc x-pushover(cm)	9,06	20,18

Πίνακας 8.9 Σύγκριση μετατοπίσης κορυφής κτηρίου ελαστικής με pushover ανάλυση

Όσον αφορά το κτήριο η σύγκριση αφορά μόνο μία σεισμική διέγερση αλλά 2 διευθύνσεις και 2 περιπτώσεις φορτίσεων για την pushover(ACC και MODE) .

Εξαιρουμένης της περίπτωσης acc y όπου η ελαστική μετακίνηση είναι 19,63% μεγαλύτερη από την pushover οι υπόλοιπες κινούνται σε ανεκτά επίπεδα. Παρατηρούμε πως και στο κτήριο η ελαστική ανάλυση εν γένει έχει μεγαλύτερες τιμές

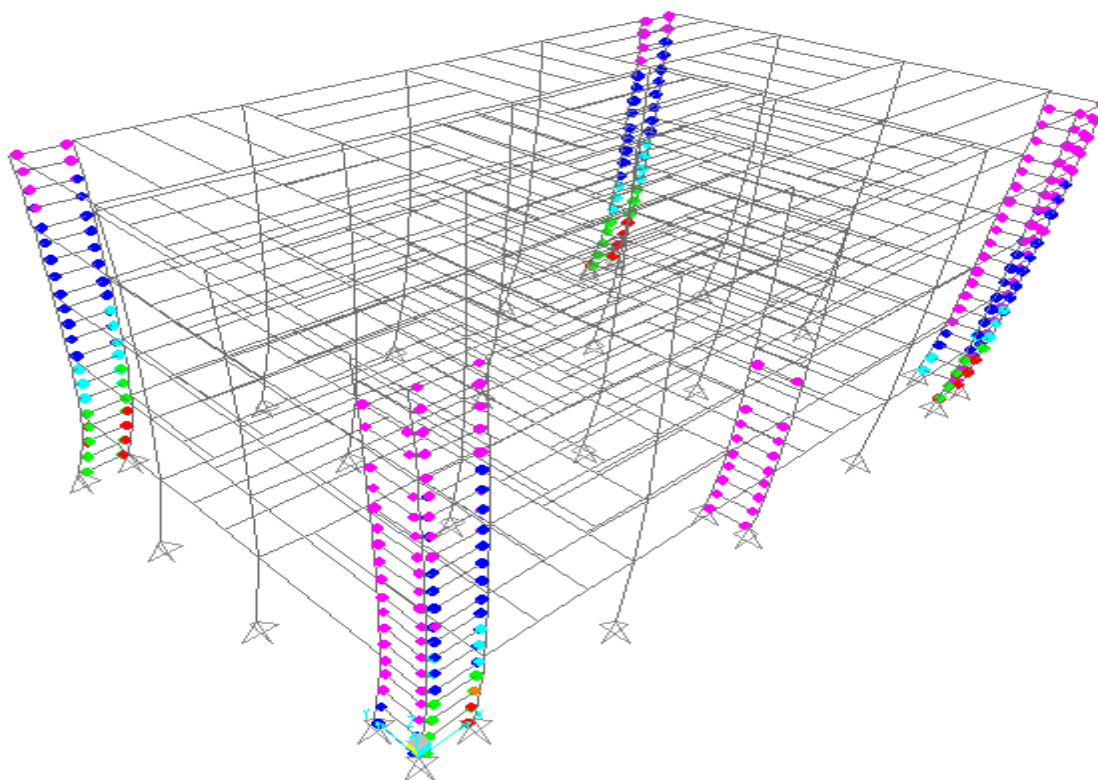
Οι αποκλίσεις μεταξύ EC8 και pushover στις δύο διευθύνσεις του κτιρίου οφείλονται στους εξής λόγους:

- Η pushover λαμβάνει υπόψη μόνο ένα είδος φορτίου (είτε αυτό που προκύπτει από τη θεμελιώδη ιδιομορφή είτε ομοιόμορφο κατανεμημένο) ενώ η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης χρησιμοποιεί επαλληλία περισσοτέρων ιδιομορφών.
- Στην pushover δε λαμβάνονται υπόψη τα δυναμικά χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης αλλά τα φορτία επιβάλλονται στατικά.
- Στην pushover λαμβάνεται υπόψη η σταδιακή αύξηση της ενεργού απόσβεσης με τη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων, ενώ δεν ισχύει το ίδιο και για την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης.
- Η pushover θεωρεί ανεξάρτητη την ικανότητα της κατασκευής και την απαίτηση της σεισμικής διέγερσης (κάτι που φυσικά δεν ισχύει στην πραγματικότητα), ενώ η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης όχι.

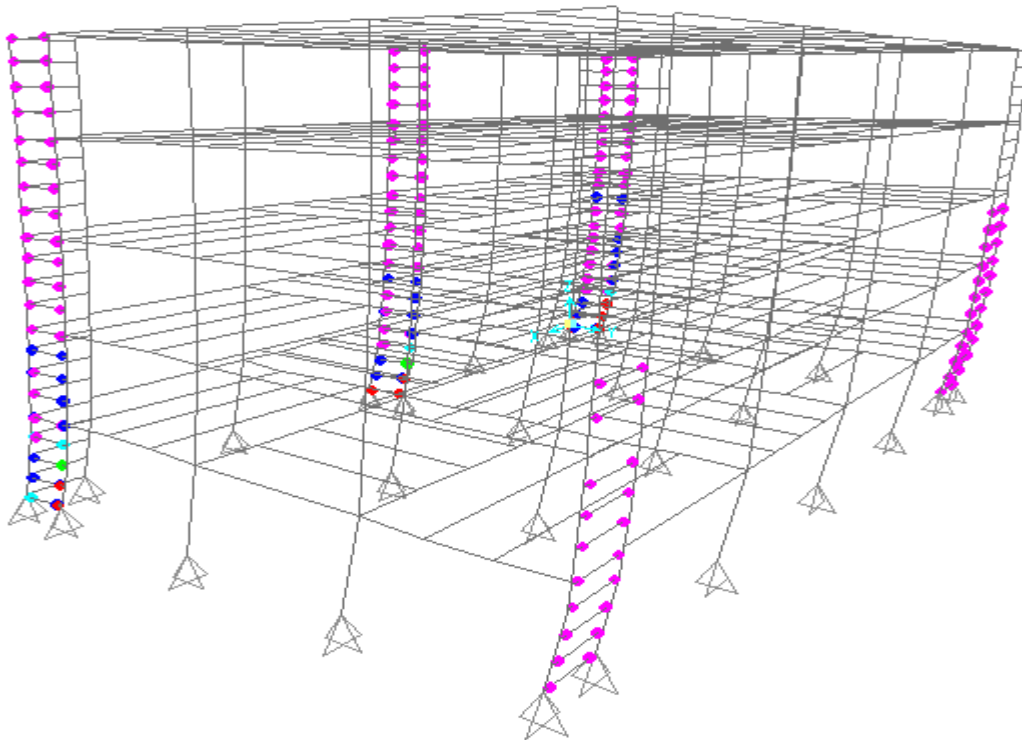
8.4 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ q_{cap} ΤΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΜΕ ΑΥΤΟ ΤΗΣ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗΣ Y ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ

Ο συντελεστής συμπεριφοράς του κτηρίου κατά την διεύθυνση y q_{cap} (δηλαδή ο συντελεστής που αφορά την ολική πλαστιμότητα της κατασκευής και εξαρτάται μόνο από τα αδρανειακά χαρακτηριστικά της) είναι σαφώς μεγαλύτερος από τους αντίστοιχους των 3 ειδών διατομών για όλους τους σεισμούς. Την διεύθυνση y την διαστασιολογήσαμε με τα ΙΡΕ των πλαισίων για σεισμό 0,16 και 0,24g , με μόνη διαφορά τη διατομή του

ισογείου που αντί για IPE 330 τοποθετήθηκε 360. Ο συντελεστής q του κτηρίου βρέθηκε 11,26 για την ιδιομορφική κατανομή mode 1 και 9,73 για την ομοιόμορφη κατανομή accy (άρα μέσος όρος $q_{cap}=10$) και 5,61 για το αντίστοιχο πλαίσιο με IPE. Από αυτό συμπεραίνουμε ότι η μελέτη απευθείας μεμονωμένου πλαισίου είναι εφικτή , χωρίς να χρειάζεται να αναχθούμε σε χωρικό φορέα, αφού η εκτίμηση του q_{cap} είναι αρκετά μικρότερη για το πλαίσιο ,άρα και πιο συντηρητική και ασφαλής. Το μεγάλο q του κτηρίου οφείλεται στο γεγονός ότι λόγω μη συμμετρικής κάτοψης(αφού κατά την y έχουμε fuseis μόνο σε ένα ακραίο φάτνωμα όπως έχουμε προαναφέρει) άρα μερικής στρέψης , αναπτύσσονται πλαστικές αρθρώσεις και στα fuseis της άλλης διεύθυνσης x (μικρότερης επιτελεστικότητας), κατά την εκτέλεση pushover στην y . Άρα αναπτύσσεται επιπλέον πλαστιμότητα, λόγω ύπαρξης περισσότερων πλαστικών αρθρώσεων άρα και μεγαλύτερη ικανότητα απορρόφησης σεισμικής ενέργειας, κάτι που εκφράζεται με μεγαλύτερο q . Το ίδιο ισχύει και για την pushover κατά την x διεύθυνση(εμφανίζονται αρθρώσεις στην y λόγω στρέψης). Αυτό είναι εμφανές με τα 2 παρακάτω σχήματα.



Σχήμα 8.3 Ενεργοποίηση πλαστικών αρθρώσεων στην διεύθυνση y για pushover κατά την x



Σχήμα 8.4 Ενεργοποίηση πλαστικών αρθρώσεων στην διεύθυνση x για pushover κατά την y. Συν τοις άλλοις στο κτήριο έχουμε πολύ μεγαλύτερη ταλάντωση μάζας από τη σεισμική φόρτιση. Άρα και στην pushover κάθε πλαίσιο της διεύθυνσης y λαμβάνει μεγαλύτερη μάζα (έχει μεγαλύτερη σεισμική «επιφάνεια επιρροής») άρα κατά την μετατροπή της σε γραμμικό φορτίο παραλαμβάνει μεγαλύτερη δύναμη σε σχέση με αυτή του δισδιάστατου πλαισίου) άρα μεταβάλλεται και η ιδιομορφική κατανομή σε αυτό με αποτέλεσμα να έχουμε μεγαλύτερη παραμόρφωση μάζας (μεγαλύτερη απορρόφηση ενέργειας) και αλλαγή της καμπύλης ικανότητας. Παρατηρούμε ότι στο κτήριο η διαρροή γίνεται νωρίτερα (για μικρότερη μετακίνηση κορυφής) για ίδια περίπου σεισμική ένταση με το πλαίσιο (0,25g έναντι 0,24g αντίστοιχα). Οπότε μειούμενου του παρονομαστή αυξάνεται ο συντελεστής α στο κτήριο.

8.5 ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΘΟΔΟΥ PUSHOVER

Η στατική ανελαστική ανάλυση λαμβάνει υπόψη τη μη γραμμική συμπεριφορά του φορέα, σε αντίθεση με την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, αλλά όχι και την ταλαντωτική του συμπεριφορά την οποία εξετάζουν η δυναμική ανάλυση ιδιομορφών (ελαστικά) και η ανάλυση χρονοϊστορίας (ανελαστικά). Έχει όμως το πλεονέκτημα ότι είναι πιο απλή και ομοιόμορφη στην εφαρμογή της και στην εξαγωγή συμπερασμάτων,

αφού δεν εξαρτάται τόσο από τη διέγερση αλλά επικεντρώνει την προσοχή της στον έλεγχο της συμπεριφοράς των μελών.

Κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό στόχος μας είναι η βελτίωση της μηχανικής συμπεριφοράς του φορέα που αφορά κυρίως τους εξής τρεις τομείς:

- Μείωση των συνολικών παραμορφώσεων (ελαστικών και κυρίως ανελαστικών)
- Μείωση των αδρανειακών δυνάμεων της κατασκευής κατά τη διάρκεια του σεισμού
- Ικανότητα απορρόφησης ενέργειας μέσω πλαστικής παραμόρφωσης (ή απόσβεσης) χωρίς κίνδυνο αστοχίας των μελών του φορέα.

Για την αξιολόγηση της μηχανικής συμπεριφοράς απαιτείται να ληφθούν υπόψη οι ανελαστικές παραμορφώσεις. Επομένως ενδείκνυται η εφαρμογή της μεθόδου pushover στην οποία η σεισμική δράση προκαλεί μια μέγιστη πιθανή μετακίνηση στην κατασκευή, για την οποία ελέγχονται οι παραμορφώσεις και οι αντοχές των μελών και εντοπίζονται οι πιθανές ζημιές σε φέροντα (και μη) στοιχεία.

Επομένως η στατική μη γραμμική ανάλυση μπορεί να εξελιχθεί σε ένα πολύ χρήσιμο εργαλείο εάν χρησιμοποιηθεί με προσοχή και εάν ο μελετητής κατέχει την απαιτούμενη εμπειρία, αλλά δε μπορούν να παραληφθούν κάποιες σημαντικές αδυναμίες και περιορισμοί που τη διέπουν και είναι οι εξής:

- Η δυναμική δράση των σεισμών καταπονεί τον πολυβάθμιο ελαστοπλαστικό ταλαντωτή κατά σύνθετο τρόπο και προκειμένου να απλοποιήσουμε το πρόβλημα στην πράξη εξομοιώνουμε το πολυβάθμιο σύστημα με μονοβάθμιο. Αν και σε πολλές περιπτώσεις η απόκριση καθορίζεται σχεδόν αποκλειστικά από τη θεμελιώδη ιδιομορφή (όπως στη δική μας κατασκευή), η εξομοίωση αυτή δε μπορεί να αποτελέσει μέσο γενίκευσης διότι η απόκριση των παραμορφώσεων μπορεί να είναι αρκετά ανακριβής όταν είναι σημαντική η επίδραση των υψηλότερων ιδιομορφών, αφού αυτές αγνοούνται.
- Λαμβάνεται υπόψη η προοδευτική μείωση της δυσκαμψίας και η προοδευτική αύξηση της ιδιοπεριόδου λόγω σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων, αλλά στη φόρτιση δε λαμβάνεται υπόψη η αλλαγή των ιδιομορφών έτσι ώστε σε κάθε βήμα η κατασκευή να επιφορτίζεται με την εκάστοτε 1^η ιδιομορφή της, αλλά διαρκώς καταπονείται με φορτία που προκύπτουν από την αρχική 1^η ιδιομορφή.

- Δεν παρακολουθείται ολόκληρη η χρονική εξέλιξη του φαινομένου, όπως στη μέθοδο της χρονοολοκλήρωσης, αλλά εξετάζεται μόνο ο αρχικός κλάδος φόρτισης – μετακίνησης υπό σταδιακά αυξανόμενο οριζόντιο στατικό φορτίο, αγνοώντας τα δυναμικά χαρακτηριστικά της σεισμικής φόρτισης καθώς και τη χρονική της διάρκεια που πιθανότατα να οδηγήσει σε αύξηση της απαιτούμενης ενέργειας απορρόφησης λόγω ανακυκλιζόμενης φόρτισης είτε και σε αστοχία λόγω ολιγοκυκλικής κόπωσης.
- Λαμβάνονται υπόψη μόνο οι οριζόντιες σεισμικές συνιστώσες, παραλείποντας παντελώς την κατακόρυφη που σε ορισμένες περιπτώσεις είναι σημαντική.
- Απαιτείται διαχωρισμός μεταξύ της διαθέσιμης και της απαιτούμενης σεισμικής ικανότητας, κάτι που είναι απόλυτα αναληθές αφού η ανελαστική σεισμική απόκριση είναι πλήρως εξαρτημένη από την πορεία των δυνάμεων και η ικανότητα της κατασκευής σχετίζεται άμεσα με τη σεισμική διέγερση και απαίτηση.
- Δε λαμβάνεται υπόψη η μη ολόνομη συμπεριφορά της κατασκευής και είναι πιθανό να οδηγηθούμε σε λαθεμένους μηχανισμούς κατάρρευσης.

Απόρροια των παραπάνω είναι πως η στατική ανελαστική ανάλυση λόγω ατελειών και παραλήψεων δε μπορεί να αντικαταστήσει πλήρως την ανελαστική δυναμική που είναι η πληρέστερη και η πιο ακριβής μέθοδος για την αποτίμηση των κατασκευών αλλά ταυτόχρονα και η πιο χρονοβόρα και η πιο επίπονη. Παρόλα αυτά μπορεί να χρησιμοποιείται συμπληρωματικά προς την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης για καλύτερη εποπτεία της μετελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής εξαιτίας της ευκολίας χρήσης που τη διέπει.

Βιβλιογραφία

1. ΒΑΓΙΑΣ Ι., Σιδηρές Κατασκευές – Ανάλυση και Διαστασιολόγηση, Εκδόσεις «Κλειδάριθμος», Αθήνα 2003.
2. ΒΑΓΙΑΣ Ι., Σύμμικτες Κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 2^η Έκδοση, Εκδόσεις «Κλειδάριθμος», Αθήνα 2006.
3. ΒΑΓΙΑΣ Ι., ΕΡΜΟΠΟΥΛΟΣ Ι., ΙΩΑΝΝΙΔΗΣ Γ., Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, ΤΟΜΟΣ ΙΙ, Εκδόσεις «Κλειδάριθμος», Αθήνα 2004.
4. ΒΑΓΙΑΣ Ι., ΕΡΜΟΠΟΥΛΟΣ Ι., ΙΩΑΝΝΙΔΗΣ Γ., Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα, Εκδόσεις «Κλειδάριθμος», Αθήνα 2005.
5. EN 1990, Eurocode 0: Basis of structural design, European Committee for Standardisation (CEN), 2003.
6. EN 1991-1-1, Eurocode 1: Actions on structure, Part 1-1: General actions – Densities, self-weight, imposed loads for buildings, CEN, April 2002.
7. EN 1993-1-1, Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1-1: General structural rules, CEN, Brussels, 2002.
8. EN 1994-1-1, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN, January 2002.
9. Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός, Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια (EN 1998-1:2004), CEN, 2004
10. ΕΡΜΟΠΟΥΛΟΣ Χ. ΙΩΑΝΝΗΣ, Ευρωκώδικας 1, 2^η Έκδοση, Εκδόσεις «Κλειδάριθμος», Αθήνα 2005.
11. ΚΑΤΣΙΚΑΔΕΛΗΣ Θ.Ι., Δυναμική των Κατασκευών, Τόμος Ι & ΙΙ, Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα 2002.
12. ΠΑΠΑΣΤΑΜΑΤΙΟΥ Δ., ΨΥΧΑΡΗΣ Ι., Βοηθητικές σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας, Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου,
13. ΠΑΠΑΔΡΑΚΑΚΗΣ, Μ.: *Μαθήματα Στατικής V, Πλαστική ανάλυση ραβδωτών φορέων, Σύγχρονες μέθοδοι*, ΕΜΠ, 1996
14. ΚΑΠΟΠΟΥΛΟΣ ΜΠΑΤΗΣ-ΟΔΥΣΣΕΑΣ: *Μελέτη πολυόροφου κτηρίου με φέροντα οργανισμό από χάλυβα*, Διπλωματική εργασία ΕΜΠ, 2010
15. ΓΙΑΝΝΟΠΟΥΛΟΣ ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ: *Αντισεισμικός έλεγχος μεταλλικού κτηρίου με ανελαστικές μεθόδους*, Διπλωματική εργασία ΕΜΠ, 2010
16. ΔΕΡΜΙΤΖΑΚΗ ΕΛΕΝΗ: *Μελέτη πολυώροφης σύμμικτης κατασκευής με συστήματα fuseis*, Διπλωματική εργασία ΕΜΠ, 2010

17. *ATC-40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Volume 1, Applied Technology Council, 1996
18. Anil K. Chopra, Δυναμική των κατασκευών ,Θεωρία και Εφαρμογές στη Σεισμική Μηχανική, Εκδόσεις Γκιούρδας, 2007
19. Vayas, Karydakis, Dimakogianni, Dougka: *FUSEIS(dissipative Devices for Seismic Resistant Steel Frames) Design Guide*, March 2012
20. *Quantification of Building Seismic Performance Factors*, June 2009
21. *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, November 2000, FEMA, Washington D.C.
22. Bozorgnia Y., Bertero V., *Earthquake Engineering From Engineering Seismology to Performance-based engineering*, Florida 2006
23. Συγκριτική μελέτη εφαρμογής μεθόδων ανάλυσης “static pushover” και “time history” σε κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος, 15^ο Συνέδριο σκυροδέματος, ΤΕΕ, ΕΤΕΚ, Κοτανίδης, Δουδούμης
24. Εγχειρίδιο του προγράμματος SAP v.14

