

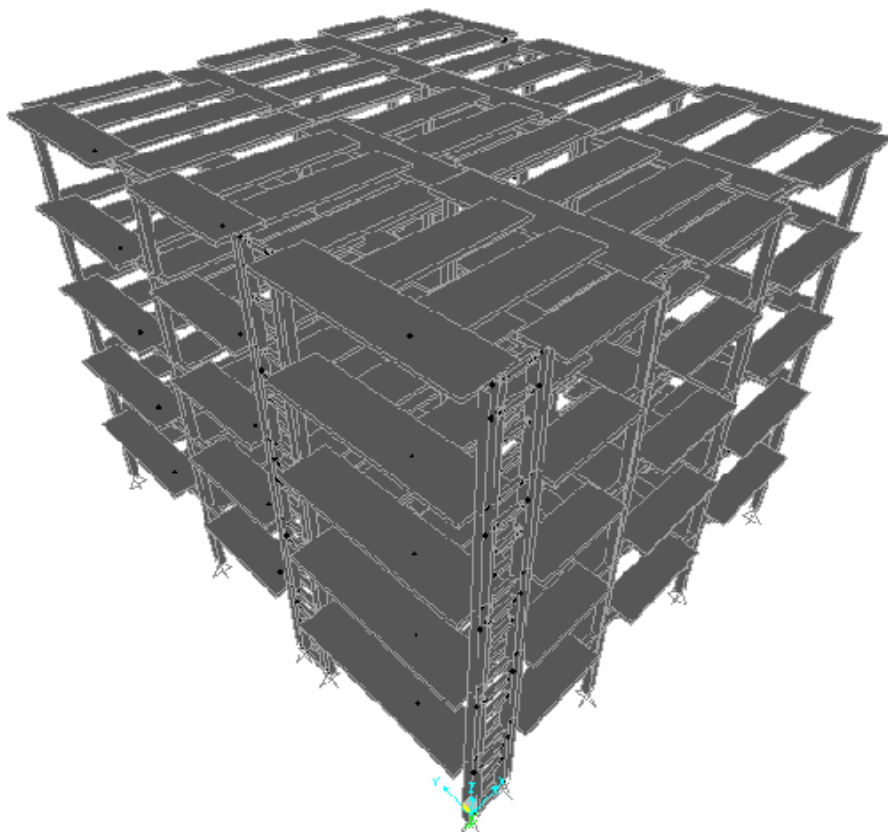


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός και Συμπεριφορά Πεντάώροφου Μεταλλικού Κτιρίου με Σύστημα Fuseis



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Σοφία Χ. Μελέτη

Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας

Αθήνα, Μάιος 2014

ΕΜΚ ΔΕ 2014/06

Μελέτη Σ. Χ. (2014).
Σχεδιασμός και συμπεριφορά πενταώροφου μεταλλικού κτιρίου με σύστημα Fuseis
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2014/06
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Meleti S. C. (2014).
Design and behavior of a multi-storey steel building with Fuseis system
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2014/06
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	5
Abstract	6
Ευχαριστίες	7
1 Εισαγωγή	8
2 Συνοπτική περιγραφή κτιρίων	9
2.1 Εισαγωγή	9
3 Υλικά	14
4 Φορτία	15
4.1 Κατηγορίες φορτίσεων	15
4.2 Συνδυασμοί φορτίσεων	16
5 Σύμμικτες πλάκες	17
5.1 Εισαγωγή	17
5.2 Σχεδιασμός	18
6 Σύμμικτες δοκοί	20
6.1 Γενικά	20
6.2 Διαστασιολόγηση κύριων σύμμικτων δοκών	21
6.2.1 Χαρακτηριστικά κύριων σύμμικτων δοκών	21
6.2.2 Έλεγχος βελών	24
6.2.3 Έλεγχος αντοχών σε καμπτική ροπή και τέμνουσα	25
6.2.4 Ευστάθεια	25
6.2.5 Υπολογισμός ήλων	25
6.2.6 Πρόβλεψη ρηγματώσεων	26
6.2.7 Έλεγχος διατμητικής κάλυψης πλάκας σκυροδέματος	26
6.3 Διαστασιολόγηση διαδοκίδων	27
6.3.1 Χαρακτηριστικά διαδοκίδων	27
6.3.2 Έλεγχος βελών	30
6.3.3 Έλεγχος αντοχών σε καμπτική ροπή και τέμνουσα	30
6.3.4 Ευστάθεια	30
6.3.5 Υπολογισμός ήλων	31
6.3.6 Πρόβλεψη ρηγματώσεων	32
6.3.7 Έλεγχος διατμητικής κάλυψης πλάκας σκυροδέματος	32
6.4 Υπολογισμός ενιαίου οπλισμού πλάκας ορόφου	33
7 Μέλη από χάλυβα -Οριακές καταστάσεις αστοχίας	34
7.1 Στατική ανάλυση και έλεγχος για το βασικό συνδυασμό	34
7.2 Αποτελέσματα-ποσοστά εκμετάλλευσης διατομών κτιρίου για το βασικό στατικό συνδυασμό	38
8 Σύστημα FUSEIS	42
8.1 Γενικά	42
8.2 Περιγραφή τυπικής διάταξης συστήματος FUSEIS	43
8.3 Τμήματα απομειωμένης διατομής – dogbones	45

8.3.1	Γενικά.....	45
8.3.2	Χαρακτηριστικά των dogbones - προσομοίωση στο SAP	46
8.3.3	Προσδιορισμός χαρακτηριστικών των dogbones.....	47
9	Σχεδιασμός με ελαστική ανάλυση	50
9.1	Επιρροή αρχικών ατελειών.....	50
9.2	Φαινόμενα 2ας τάξεως	50
9.3	Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόλρισης	54
9.4	Έλεγχος μετακινήσεων.....	57
9.5	Έλεγχος στο κτίριο για τον σεισμικό συνδυασμό	60
10	Απαιτήσεις ανελαστικού σχεδιασμού.....	67
10.1	Γενικά	67
10.2	Ικανοτικός έλεγχος υποστυλωμάτων.....	67
10.3	Περιορισμός γωνίας στροφής.....	72
11	Μη γραμμικές στατικές αναλύσεις.....	74
11.1	Γενικά	74
11.1.1	Πρωτεύοντα και δευτερεύοντα στοιχεία	75
11.1.2	Πλαστιμότητα.....	76
11.1.3	Πλαστικές αρθρώσεις.....	77
11.1.4	Στάθμες επιτελεστικότητας	78
11.1.5	Έλεγχος στοχευόμενης ικανότητας.....	81
11.2	Επίλυση του κτιρίου με τη στατική μη-γραμμική ανάλυση	82
11.2.1	Διαγράμματα M-θρl	82
11.2.2	Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής (capacity curve)	83
12	Συμπεράσματα.....	92

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2014/06

**Σχεδιασμός και συμπεριφορά πενταώροφου μεταλλικού κτιρίου με
σύστημα Fuseis**

Μελέτη Σ. Χ. (Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

Περίληψη

Σκοπός αυτής της εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η μελέτη, με έμφαση στην αντισεισμική συμπεριφορά, ενός πενταώροφου κτιρίου με φέροντα οργανισμό από χάλυβα. Για την παραλαβή και μεταφορά στη θεμελίωση των οριζόντιων δυνάμεων που ασκούνται κάθετα στα μέτωπα του κτιρίου χρησιμοποιείται, αντί των συνηθισμένων συστημάτων δυσκαμψίας, το σύστημα FUSEIS τύπου dogbone. Πρόκειται για μια καινοτόμο αντισεισμική μέθοδος, η οποία αποτελεί αντικείμενο μελέτης και πειραματικής εφαρμογής του Εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Η υπεροχή του συστήματος FUSEIS έναντι των άλλων συστημάτων δυσκαμψίας είναι η δυνατότητα επισκευής ή αντικατάστασης του έπειτα από ένα επιβλαβές σεισμικό γεγονός.

Οι διατάξεις του συστήματος FUSEIS είναι συμμετρικά διατεταγμένες στο κτίριο έτσι ώστε να επιτευχθεί η βέλτιστη πλευρική ευστάθεια του. Ο σχεδιασμός του συστήματος έγινε με βάση τον οδηγό “FUSEIS Design Guide (2012)”. Οι κύριες δοκοί καθώς και οι διαδοκίδες είναι σύμμικτες. Οι συνδέσεις των κύριων δοκών με τα υποστυλώματα του κτιρίου (πλην των υποστυλωμάτων του συστήματος FUSEIS) διαμορφώθηκαν κατά περίπτωση ως απλές συνδέσεις τέμνουσας ή ημιάκαμπτες συνδέσεις, ενώ οι διαδοκίδες είναι αρθρωτές. Η ανάλυση γίνεται με τη χρήση του υπολογιστικού προγράμματος SAP2000, ενώ διάφορες κατασκευαστικές λεπτομέρειες αποδόθηκαν για μεγαλύτερη ευκρίνεια με το πρόγραμμα AutoCad.

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

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

DIPLOMA THESIS
ΕΜΚ ΔΕ 2014/06

Design of a multi-storey steel building with Fuseis system

Meleti S. C. (supervised by Vayas I.)

Abstract

The purpose of this diploma thesis is the design and study, with emphasis on seismic behavior, of a five-storey building with load-bearing steel. For the collection and transport of the horizontal forces acting perpendicular to the fronts of the building to the foundation, system Fuseis1-1 of dogbone type is used instead of the usual stiffness systems,. It is an innovative seismic method, which is the subject of study and experimentation of Institute of Steel Structures of NTUA. The main advantage of Fuseis system over other stiffness systems is that elements are easily replaceable if they are plastically deformed or damaged after a strong seismic event.

Fuseis system was symmetrically arranged in the building so as to achieve optimum lateral stability. The system design was based on the guide “FUSEIS Design Guide (2012),,. Both the main beams and the crossbeams are composite. The connections between the beams and the columns of the building (excluding columns of Fuseis system) were formed either as simple shear connections or semi-rigid connections, while the crossbeams were hinged .The analysis is performed using the computer program SAP2000, and various construction details were attributed for greater clarity by the program AutoCad.

Finally, the building was studied in order to meet the requirements of both the elastic and the anelastic analysis for seismic loads .Following this, nonlinear static analysis (push over analysis) was made in order to examine the response of the structure.

Ευχαριστίες

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

Οφείλω επίσης να ευχαριστήσω την υποψήφια διδάκτωρ του Εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών Στέλλα Αυγερινού για την πολύτιμη βοήθεια και συνεισφορά της.

Στην οικογένεια μου αποδίδω ιδιαίτερες ευχαριστίες για την υποστήριξη τους.

1 Εισαγωγή

Η μελέτη που πραγματοποιήθηκε περιλαμβάνει αρχικά το σχεδιασμό και τη μελέτη ενός πενταώροφου κτιρίου, και στη συνέχεια την αναλυτικότερη και ακριβέστερη αποτίμηση αυτού. Η όλη διαδικασία μπορεί να διαχωριστεί σε τέσσερα βασικά στάδια τα οποία παρουσιάζονται ακολούθως.

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

Στο δεύτερο στάδιο της μελέτης (κεφάλαια 7,8,9,10) πραγματοποιείται μέσω των ιδιομορφικών αναλύσεων ο σχεδιασμός των υποστυλωμάτων και του συστήματος FUSEIS για τα σεισμικά φορτία. Σημειώνεται ότι, ο έλεγχος των μετακινήσεων κατά την ελαστική ανάλυση δεν ικανοποιείται, επομένως θα χρειαστούν επιπλέον διατάξεις συστήματος FUSEIS στην κατασκευή. Στα πλαίσια αυτής της εργασίας, όμως, οι διατάξεις διατηρήθηκαν ως έχουν.

Στο τρίτο στάδιο (κεφάλαιο 11) πραγματοποιείται η μη-γραμμικά στατική ανάλυση (Pushover) του κτιρίου σε κάθε διεύθυνση, οπότε και προσδιορίζονται οι τιμές των βασικών μεγεθών απόκρισης στα αναμενόμενα σεισμικά φορτία με βάση τη μέθοδο ATC40. Απ'τα αποτελέσματα των αναλύσεων Pushover, προκύπτουν εκτός απ'τα δεδομένα απόκρισης και άλλες πληροφορίες, σημαντικές για την αποτίμηση του κτιρίου.

Στο τέταρτο και τελευταίο στάδιο (κεφάλαιο 12) καταγράφονται και σχολιάζονται τα αποτελέσματα και τα συμπεράσματα από την συνολική ανάλυση του κτιρίου.

Στα κεφάλαια 2,3 και 4 παρουσιάζονται η γεωμετρία του εξεταζόμενου κτιρίου, οι ποιότητες των υλικών που κατά περίπτωση χρησιμοποιήθηκαν και τα φορτία που επιβλήθηκαν καθώς και ο συνδυασμός αυτών.

Στο κεφάλαιο 8 δίνεται μια συνοπτική περιγραφή και προκαταρκτική διαστασιολόγηση του συστήματος FUSEIS.

Όλες οι αναλύσεις και τα αποτελέσματα πραγματοποιήθηκαν στο λογισμικό SAP., ενώ κατά περίπτωση χρησιμοποιήθηκαν τα προγράμματα Microsoft EXCEL και AutoCad. Για τη διαστασιολόγηση των σύμμικτων πλακών χρησιμοποιήθηκαν οι κατάλληλοι πίνακες και το λογισμικό Symdeck Designer της κατασκευάστριας εταιρίας του χαλυβδόφυλλου που επιλέχθηκε. Η μελέτη ακολουθεί τις διατάξεις των Ευρωκωδίκων EC1,EC3,EC4 και EC8(απ' τον EC1 δεν έχουν ληφθεί υπόψη τα φορτία ανέμου και τα φορτία λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών δεδομένου ότι κύριο στόχο της εργασίας αποτελεί ο αντισεισμικός σχεδιασμός).

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

2 Συνοπτική περιγραφή κτιρίων

2.1 Εισαγωγή

Το κτίριο είναι ορθογωνικής κάτοψης 18x21m κατα x και y αντίστοιχα, πέντε ορόφων και συνολικού ύψους 17m. Σε κάθε όροφο τα κατακόρυφα φορτία των σύμμικτων πλακών μεταφέρονται στις διαδοκίδες και μέσω αυτών στις κύριες δοκούς απ' όπου καταλήγουν στα υποστυλώματα. Οι εδράσεις όλων των στύλων είναι αρθρωτές έτσι ώστε να επιτευχθεί ελαχιστοποίηση των ζημιών στις θέσεις θεμελίωσης. Οι διαδοκίδες είναι σύμμικτες και αμφιέρειστες ενώ στις κύριες δοκούς εφαρμόζονται ανάλογα με τον προσανατολισμό των υποστυλωμάτων απλές συνδέσεις τέμνουσας ή ημιάκαμπτες συνδέσεις. Οι κύριες δοκοί είναι επίσης σύμμικτες και υποστηρίζονται κατά τη φάση κατασκευής.

Η αντιμετώπιση των σεισμικών και όλων των πιθανών πλευρικών φορτίων επιτυγχάνεται μέσω των διατάξεων του συστήματος FUSEIS. Η κάθε διάταξη του εν λόγω συστήματος αποτελείται από δύο υποστυλώματα τοποθετημένα σε σχετικά μικρές αποστάσεις και τα οποία συνδέονται σε κάθε όροφο, με ορισμένο αριθμό δοκών (με συνδέσεις ροπής). Στην προκειμένη περίπτωση τα υποστυλώματα απέχουν 1,5 μέτρα και συνδέονται με 4 δοκάρια σε κάθε όροφο. Οι συνδέσεις των δοκών FUSEIS-υποστυλώματος σχηματίζονται ως άκαμπτες για να επιτρέψει τη δράση του μηχανισμού Vierendeel και έχουν σχεδιαστεί να έχουν επαρκή υπεραντοχή, προκειμένου να επιτευχθεί η απορρόφηση της ενέργειας μόνο στις δοκούς FUSEIS. Θα πρέπει να χρησιμοποιούνται κοχλιωτές συνδέσεις με μετωπικές πλάκες, οι οποίες επιτρέπουν την εύκολη αντικατάσταση των δοκών. Οι όποιες αναμενόμενες πλαστικές αρθρώσεις, επιθυμούμε να αναπτύσσονται στα άκρα αυτών των δοκών και όχι στα υποστυλώματα του συστήματος FUSEIS, τα οποία για αυτόν το λόγο ελέγχονται ικανοτικά. Επιπλέον επιδιώκεται η απομάκρυνση των πλαστικών αρθρώσεων απ' τις ακραίες διατομές των δοκών των FUSEIS η οποία επιτυγχάνεται με απομείωση των διατομών σε ορισμένη απόσταση απ' τα άκρα των δοκών. Η απομάκρυνση των πλαστικών αρθρώσεων απ' τα άκρα των δοκών αποτελεί προϋπόθεση για τη δυνατότητα αντικατάστασης των τελευταίων έπειτα από κάποιο επιβλαβές σεισμικό γεγονός.

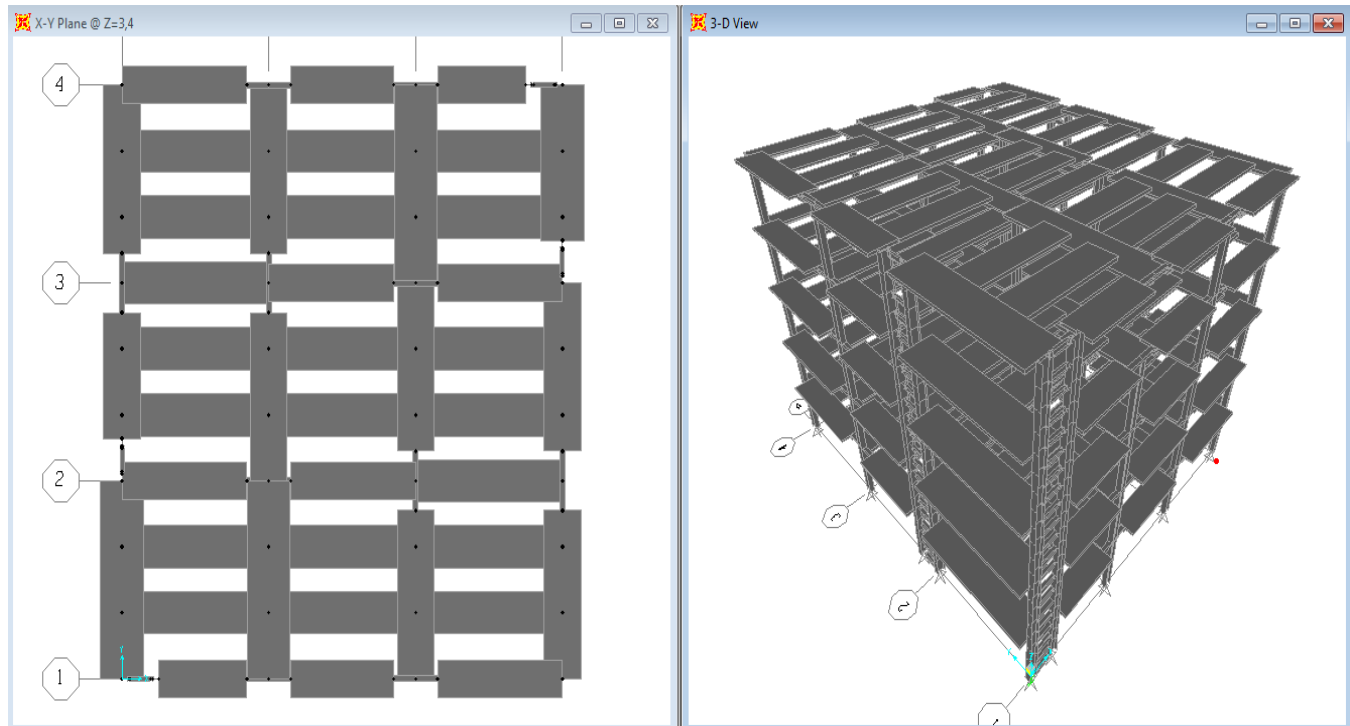
Για τις διαδοκίδες χρησιμοποιούνται διατομές HEA140 ενώ για τις κύριες δοκούς χρησιμοποιούνται διατομές HEB200. Για όλα τα υποστυλώματα χρησιμοποιούνται διατομές HEB360, ενώ για τα υποστυλώματα του συστήματος FUSEIS χρησιμοποιούνται διατομές HEB450. Για τα δοκάρια των FUSEIS χρησιμοποιούνται επίσης ανοιχτές διατομές διπλού Ταυ, οι οποίες διαφέρουν από όροφο σε όροφο εξαιτίας της αύξησης της διάτμησης των ορόφων από την κορυφή προς την βάση του κτιρίου. και είναι οι εξής:

1. IPE220
2. IPE240
3. IPE270
4. IPE300
5. IPE330

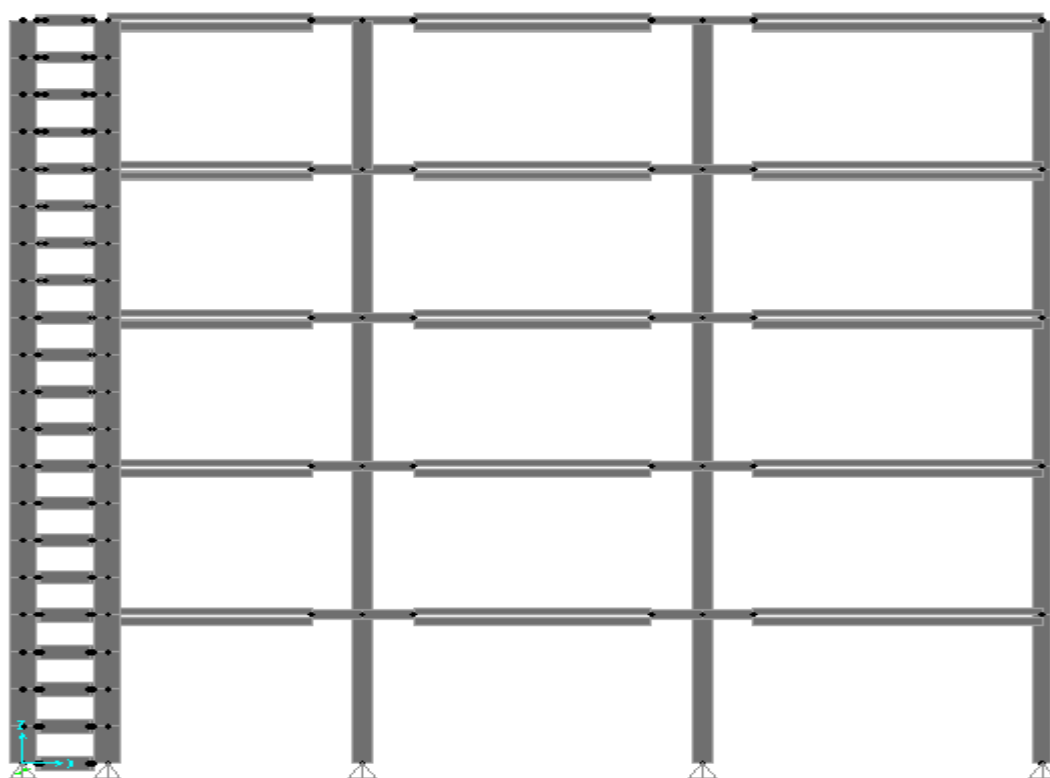
Οι σύμμικτες πλάκες έχουν πάχος 0.14m (άνω του χαλυβδόφυλλου) και περιλαμβάνουν χαλυβδόφυλλο Symdeck73 πάχους 0.75mm της εταιρείας Elastron. Χρησιμοποιούνται

πλάστιμοι ήλοι ύψους 0.10m, διαμέτρου κορμού $d=0.022\text{m}$ και διαμέτρου κεφαλής $d_o=0.035\text{m}$.

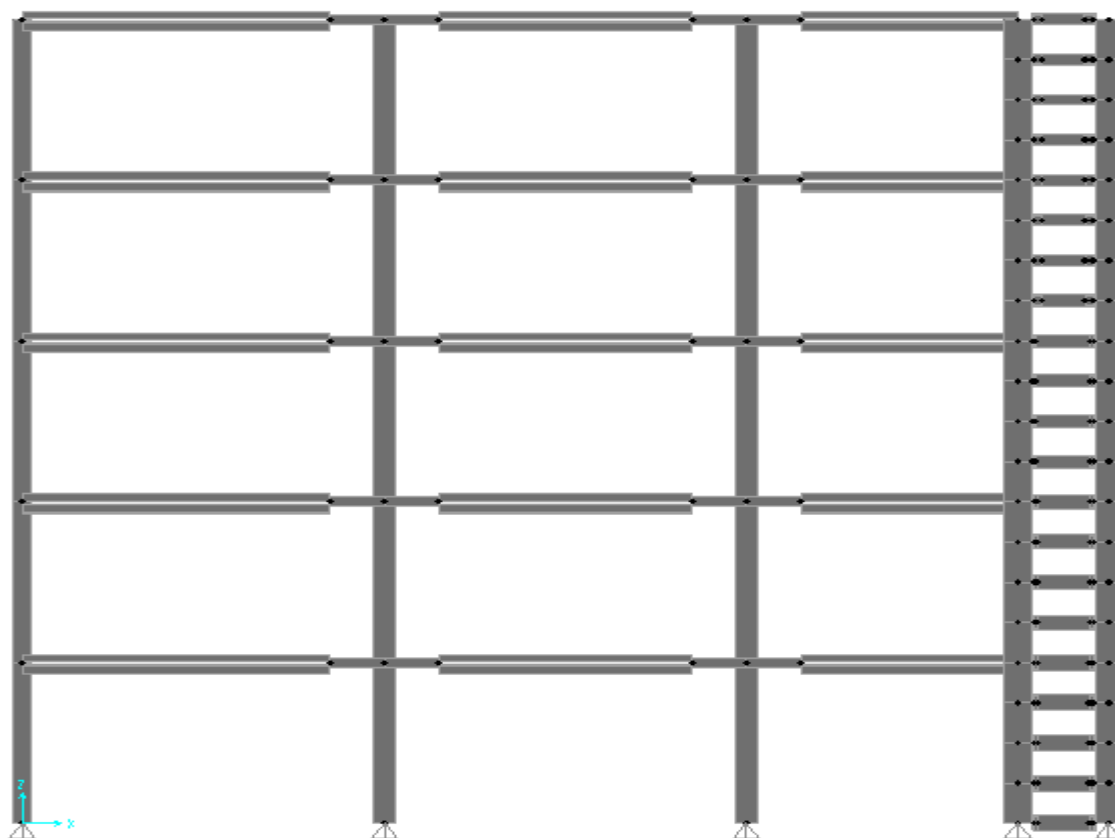
Στα σχήματα 2.1 έως 2.8 φαίνονται τυπικές όψεις και κατόψεις του κτιρίου μοντελοποιημένα στο πρόγραμμα SAP. Διακρίνονται οι διατάξεις του συστήματος FUSEIS και οι θέσεις τους.



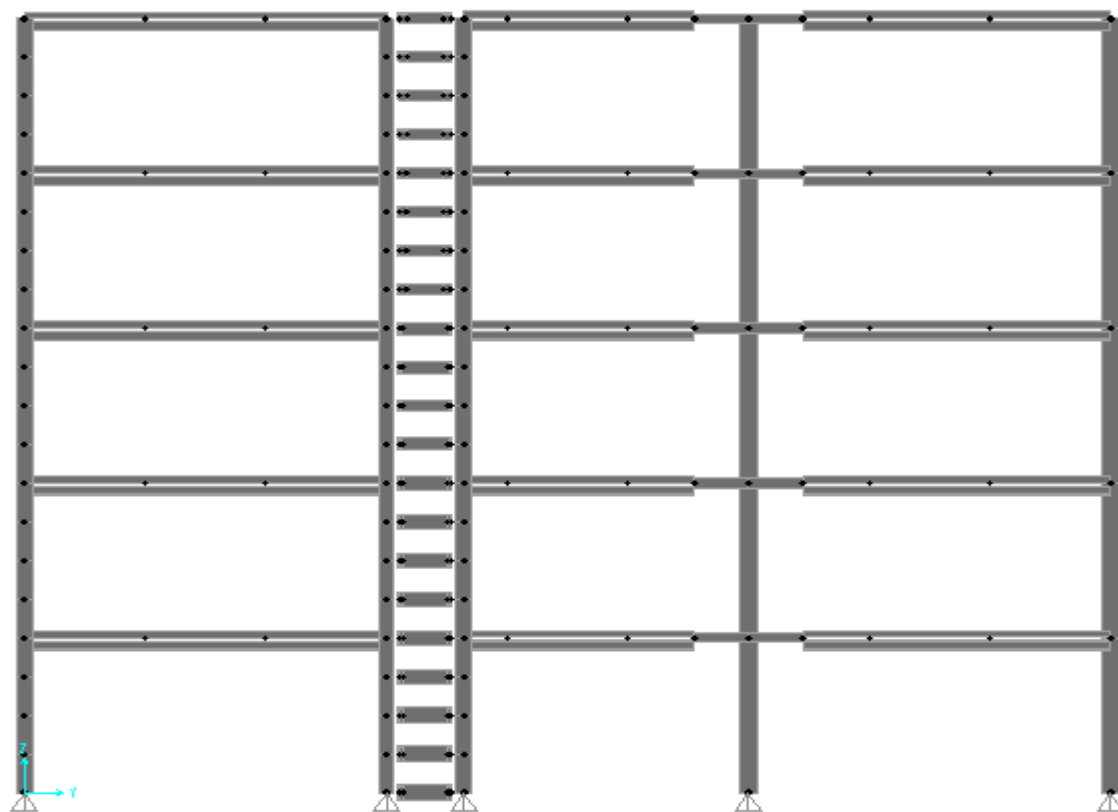
Σχήμα 2.1: Κάτοψη και τρισδιάστατη απεικόνιση του εξεταζόμενου κτιρίου



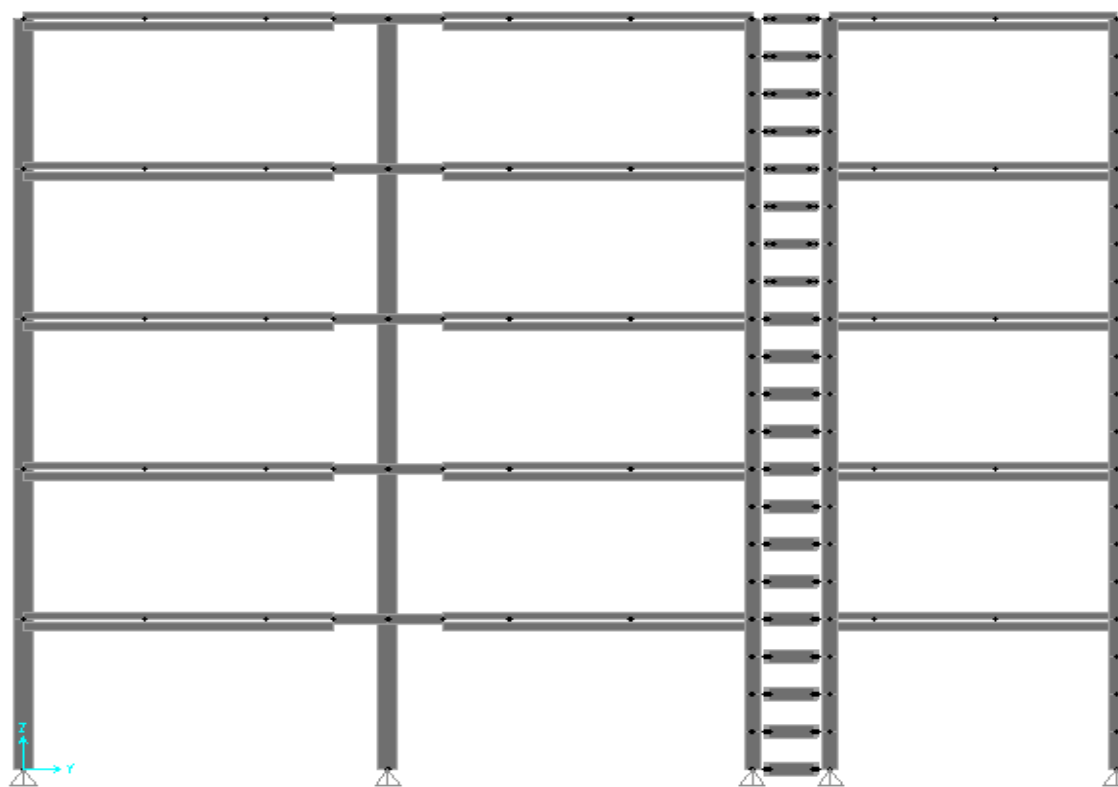
Σχήμα 2.2: Όψη του κτιρίου ($x,z,y=0$) με την διάταξη των FUSEIS



Σχήμα 2.3: Όψη του κτιρίου ($x,z,y=21$) με την διάταξη των FUSEIS



Σχήμα 2.4: Όψη του κτιρίου ($y,z,x=0$) με την διάταξη των FUSEIS



Σχήμα 2.5: Όψη του κτιρίου ($y,z,x=18$) με την διάταξη των FUSEIS

Η σύνδεση στους **ημιάκαμπτους κόμβους** λειτουργεί ως ελαστική πάκτωση και προσομοιώνεται συνήθως με τη βοήθεια κατάλληλων στροφικών ελατηρίων. Η στροφική δυσκαμψία S του ελατηρίου είναι η παράμετρος που συνδέει τη μεταβιβαζόμενη ροπή M_j προς τη σχετική στρόφη ϕ . Στο επόμενο σχήμα φαίνονται τα διαγράμματα $M-\phi$ για τις τρεις κατηγορίες: Άκαμπτοι, ημιάκαμπτοι και ονομαστικά αρθρωτοί κόμβοι.

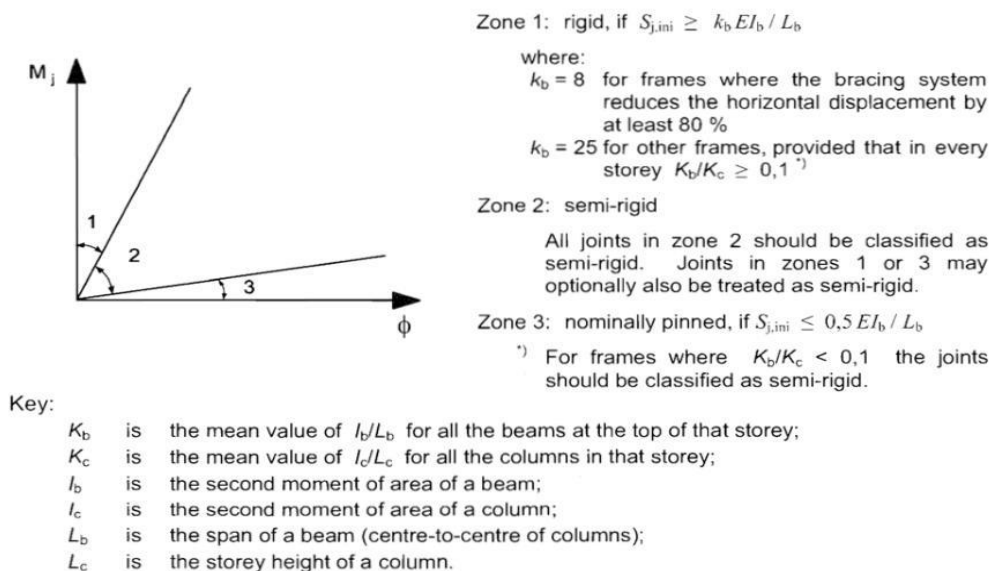


Figure 5.4: Classification of joints by stiffness

Σχήμα 2.6: Άκαμπτοι, αν $S_{j,ini} \geq \frac{k_b EI_b}{L_b}$ όπου θεωρήσαμε προσεγγιστικά $k_b=4$ και για τις διεύθυνσεις x και y προκύπτει στροφική δυσκαμψία $S_{j,ini}=7974,4\text{kNm}$ και $S_{j,ini}=6835,2\text{kNm}$ αντίστοιχα.

3 Υλικά

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

1. Δομικός Χάλυβας για όλα τα μέλη πλην των δοκών των FUSEIS:

S355, $E=210\text{GPa}$, $\gamma_{M0}=\gamma_{M1}=1$, $\gamma_{M2}=1,25$ ($\gamma=78,5\text{KN/m}^3$)

2. Δομικός Χάλυβας για τις δοκούς των FUSEIS:

S235, $E=210\text{GPa}$, $\gamma_{M0}=\gamma_{M1}=1$, $\gamma_{M2}=1,25$ ($\gamma=78,5\text{KN/m}^3$)

3. Χάλυβας οπλισμού:

B500C, $\gamma_s=1,15$

4. Σκυρόδεμα:

C25/30, $E_{cm}=30,5\text{GPa}$, $\gamma_c=1,5$ ($\gamma=25\text{KN/m}^3$)

Για τους ήλους χρησιμοποιείται χάλυβας ονομαστικής εφελκυστικής αντοχής $f_u=450\text{MPa}$ με συντελεστή ασφάλειας $\gamma_v=1.25$

Για το δομικό χάλυβα ως συντελεστή υπεραντοχής λαμβάνουμε $\gamma_{ov}=1,25$ (προτεινόμενη τιμή του EC8). Ισχύει πάντα $f_{y\max} \leq 1,1 * \gamma_{ov} * f_{yk}$.

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

4 Φορτία

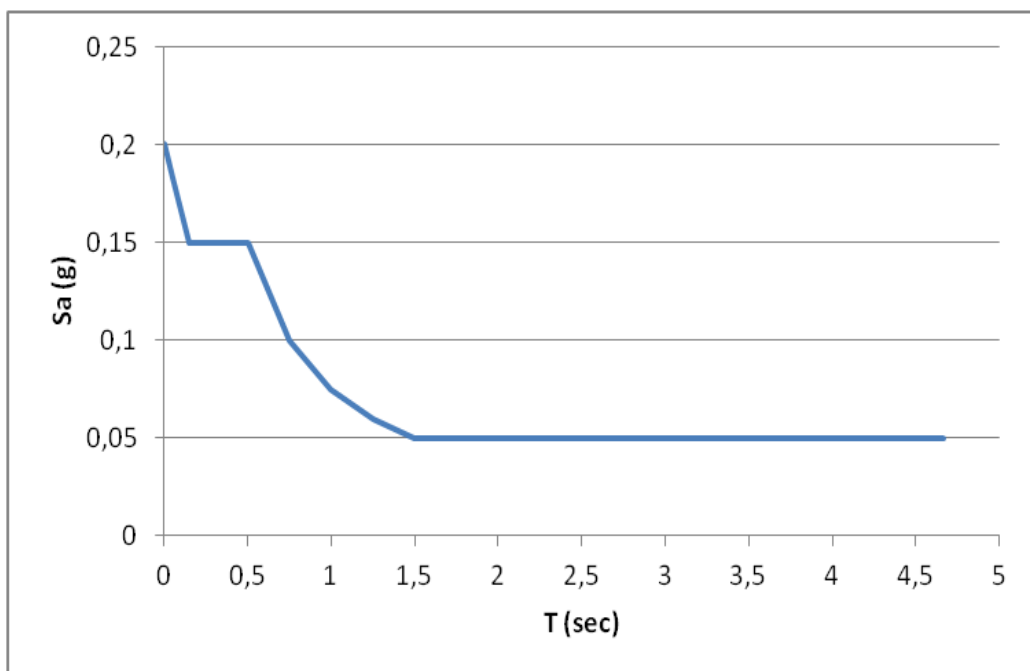
4.1 Κατηγορίες φορτίσεων

Τα φορτία που επιβάλλονται στην κατασκευή είναι τα παρακάτω:

1. Φορτία λόγω ίδιου βάρους: G
2. Ωφέλιμα φορτία (ίδια για όλους τους ορόφους): $Q=L_{storey}=L_{roof}=3\text{Kpa}$
σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα του *EN1991*
3. Επιπλέον μόνιμα φορτία: $G_{\mu\omicron\nu}=2,5\text{ Kpa}$
4. Σεισμικά φορτία E-φάσμα σχεδιασμού του EC8:

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού ορίζεται για:

- a) Type 1 elastic spectrum
- b) Ground type B: $S=1.2, T_B=0.15\text{sec}, T_C=0.5\text{sec}, T_D=2\text{sec}$
- c) $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} = 1,0 \cdot 0.25g$, Η τιμή του γ_I για την κατηγορία σπουδαιότητας II θα είναι εξ ορισμού ίση με 1,0
- d) Η τιμή του διορθωτικού συντελεστή απόσβεσης η μπορεί να ληφθεί από την έκφραση: $\eta = 10/(5 + \xi) = 1,0$ ($\xi=5\%$)
- e) $\beta=0.2$
- f) $q=5$
- g) $\varphi=0.8$ (μειωτικός συντελεστής για τα ωφέλιμα φορτία του τελευταίου ορόφου)



Σχήμα 4.1: Φάσμα σχεδιασμού για το εξεταζόμενο κτίριο

Η σεισμική μάζα προκύπτει απ' τον εξής συνδυασμό φορτίων:

$$G + G_{\mu\sigma\nu} + 0.3\phi L_{storey} + 0.3L_{roof}$$

Όπως ήδη αναφέρθηκε στην εισαγωγή σε αυτήν την εργασία δεν λαμβάνονται υπόψη θερμοκρασιακά φορτία και φορτία ανέμου δεδομένου ότι δίνεται έμφαση στον αντισεισμικό σχεδιασμό. Σύμφωνα με τον Ευροκώδικα 3, θα πρέπει να ληφθεί υπόψη μία αρχική κλίση του πλαισίου κατά την ανάλυση. Τα φορτία της αρχικής κλίσης προστίθενται στον βασικό συνδυασμό δράσεων $1,35G + 1,5Q$. Παρ' όλα αυτά, για πλαίσια κτιρίων οι καθολικές ατέλειες μπορούν να αγνοούνται αν ισχύει: $H_{Ed} \geq 0.15 * V_{Ed}$ γεγονός που για τις σεισμικές δράσεις στη χώρα μας είναι σύνηθες.

4.2 Συνδυασμοί φορτίσεων

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

1. Βασικός στατικός συνδυασμός:
 $1.35G + 1.35G_{\mu\sigma\nu} + 1.5L_{storey} + 1.5L_{roof}$
2. Για έλεγχο λειτουργικότητας σύμμικτων δοκών:
 $G + G_{\mu\sigma\nu} + L_{storey} + L_{roof}$
3. Σεισμικός συνδυασμός:
 $G + G_{\mu\sigma\nu} + 0.3 * \phi * L_{storey} + 0.3L_{roof} + E$
4. Οι συνδυασμοί φορτίσεων για τις πλάκες δίνονται στο αντίστοιχο κεφάλαιο

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

5 Σύμμικτες πλάκες

5.1 Εισαγωγή

Τα ανοίγματα μεταξύ των διαδοκίδων είναι μήκους $L=2,5m$. Η τοποθέτηση των χαλυβδοφύλλων γίνεται κάθετα στις σύμμικτες διαδοκίδες επί των οποίων εδράζονται ως αμφιέριστα στοιχεία. Οι διατμητικοί ήλοι προς εξασφάλιση της ακραίας αγκύρωσης συγκολλώνται κατά κανόνα δια μέσω των φύλλων στα πέλματα των δοκών. Σε αυτή την περίπτωση πρέπει το μέγιστο πάχος των φύλλων να είναι $1,25mm$ και τα φύλλα να είναι καθαρά και ελεύθερα από υγρασία. Τέλος πρέπει να απομακρυνθεί κάθε χρώμα ή λοιπή επίστρωση από το πέλμα της σιδηροδοκού στη θέση της συγκόλλησης. Σύμφωνα με τον πίνακα τυπικών μέγιστων ανοιγμάτων χωρίς απαίτησης προσωρινής υποστήριξης, οι σύμμικτες αμφιέριστες πλάκες δεν υποστυλώνονται στη φάση κατασκευής και οι έλεγχοι που θα πρέπει να ικανοποιούνται είναι οι εξής:

1. Φάση κατασκευής:

Με βάση τον Ευρωκώδικα 3, Μέρος 1.3 περί λεπτότοιχων διατομών ψυχρής διαμόρφωσης γίνεται ο έλεγχος αντοχής του χαλυβδόφυλλου σε ροπή στο μέσο του ανοίγματος (οι πλάκες είναι αμφιέριστες) και σε τέμνουσα στη στήριξη, για τα ίδια βάρη του σκυροδέματος και του χαλυβδόφυλλου λαμβάνοντας υπόψη και τα φορτία διάστρωσης. Δεδομένου ότι το φύλλο είναι αμφιέριστο δεν απαιτείται έλεγχος σε αλληλεπίδραση ροπής και τέμνουσας. Σε περίπτωση που το βέλος δ_G ξεπερνά την τιμή $\min\{L/250, 20mm\}$ για τα ίδια βάρη σκυροδέματος και χαλυβδόφυλλου, τότε κατά τη φάση λειτουργίας θεωρούμε το πάχος της σύμμικτης πλάκας προσαυξημένο κατά $0.7 \delta_G$.

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

2. Φάση λειτουργίας:

a) Για το συνδυασμό $1.35(G+G_{μον})+1.5Q$ όπου G τα μόνιμα $G_{μον}$ τα επιπλέον μόνιμα και Q τα ωφέλιμα φορτία, πραγματοποιείται ο έλεγχος αντοχής σε ροπή και τέμνουσα στο μέσο του ανοίγματος και στη στήριξη αντίστοιχα. Θα πρέπει επίσης να γίνει ο έλεγχος σε διαμήκη διάτμηση (λαμβάνοντας υπόψη αν το χαλυβδόφυλλο αγκυρώνεται ή όχι μέσω των ήλων στο πέλμα της δοκού) καθώς και ο έλεγχος διάτρησης της πλάκας σκυροδέματος. Τέλος, σε περίπτωση πυρκαγιάς τοποθετούνται μεμονωμένες ράβδοι οπλισμού στις αυλακώσεις της πλάκας με επαρκή επικάλυψη (συνήθως έως $25mm$).

b) Για το συνδυασμό $G + G_{μον} + Q$ υπολογίζονται τα βέλη:

- i. $\delta_{G + G_{μον} + Q}$
- ii. δ_Q

και θα πρέπει να ισχύει:

$$\delta_Q \leq \min(1/350, 20)mm$$

$$\delta_{G + G_{μον} + Q} \leq \min(1/250, 30)mm$$

c) Προς αποφυγή ρηγματώσεων απαιτείται η τοποθέτηση ποσοστού άνω οπλισμού $\rho=0.2\%$ και στις δύο διευθύνσεις, εκατέρωθεν των στηρίξεων και σε αποστάσεις έως $1.2m$ από αυτές. Στην περίπτωση μας που

το άνοιγμα είναι 2,5m η απαίτηση οπλισμού αναφέρεται σε όλο το μήκος της πλάκας. Ο οπλισμός που αντιστοιχεί σε $\rho=0.2\%$ είναι $A_s=2.8\text{cm}^2/\text{m}$.

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

Για τους παραπάνω ελέγχους προηγείται ο υπολογισμός των παρακάτω μεγεθών της διατομής της σύμμικτης πλάκας:

1. Αντοχή έναντι θετικών ροπών κάμψης
2. Αντοχή έναντι τέμνουσας
3. Αντοχή έναντι διαμήκους διάτμησης
4. Θετική ροπή αδράνειας

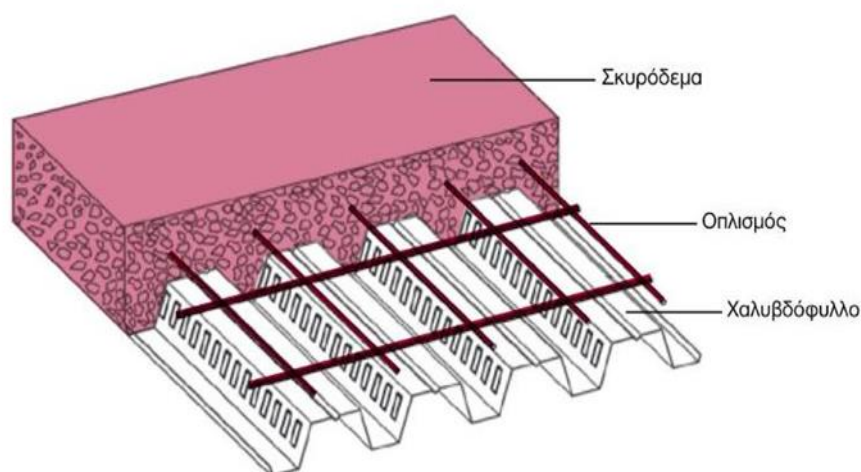
5.2 Σχεδιασμός

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

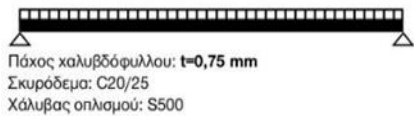
Δεδομένου ότι έχουμε:

1. Φάση κατασκευής χωρίς μέτρα υποστύλωσης
2. $L=2,5\text{m}$
3. $f_{ck}=25\text{Mpa}>20\text{Mpa}$ (αντοχή που θεωρούν οι πίνακες)
4. $Q=3\text{Kpa}$
5. $G_{\text{μον}}=2\text{Kpa}$

και λαμβάνοντας υπόψη το επιπλέον μόνιμο φορτίο ως ωφέλιμο (υπέρ της ασφάλειας) ώστε να είναι δυνατή η χρήση των πινάκων, προκύπτει ότι για χαλυβδόφυλλο symdeck73 πάχους $t=0,75\text{mm}$ το πάχος σύμμικτης πλάκας $h=0,14\text{m}$ είναι υπερεπαρκές για τα επιβαλλόμενα φορτία.



Σχήμα 5.1: Διαμόρφωση της σύμμικτης πλάκας.

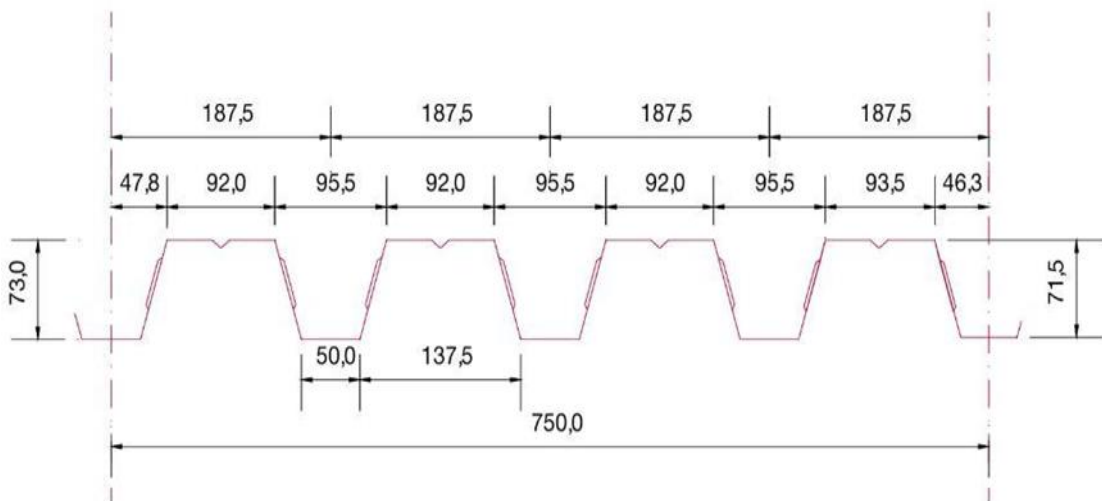


Πάχος πλάκας	Άνοιγμα L(m)																		
$h_s \text{ (m)}$	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50
0,13	26,22	20,58	16,82	12,06	8,85	6,64	5,06	3,88	2,98	2,28	1,72	1,26	0,89	0,58					
0,14	28,14	22,07	18,02	13,44	9,87	7,40	5,64	4,32	3,32	2,54	1,91	1,41	0,99	0,65					
0,15	30,00	23,54	19,21	14,82	10,88	8,17	6,22	4,77	3,66	2,80	2,11	1,55	1,10	0,71					
0,16	31,89	24,98	20,37	16,02	11,89	8,93	6,80	5,21	4,00	3,06	2,31	1,70	1,20	0,78					
0,17	33,72	26,40	21,52	17,58	12,90	9,69	7,37	5,66	4,35	3,32	2,51	1,85	1,30	0,85					
0,18	35,52	27,79	22,64	18,96	13,93	10,45	7,95	6,10	4,69	3,58	2,70	1,99	1,41	0,92	0,51				
0,19	37,28	29,16	23,74	19,87	14,93	11,21	8,53	6,55	5,03	3,85	2,90	2,14	1,51	0,99	0,55				
0,20	39,02	30,50	24,82	20,77	15,94	11,97	9,11	6,99	5,37	4,11	3,10	2,28	1,61	1,06	0,59				

Μέγιστες τιμές του ωφέλιμου φορτίου Q (kN/m²)

Σχήμα 5.2: Πίνακας κατασκευάστριας εταιρίας για τη διαστασιολόγηση του χαλυβδόφυλλου

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



Σχήμα 5.3: Γεωμετρία του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73.

6 Σύμμικτες δοκοί

6.1 Γενικά

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

Οι σύμμικτες δοκοί του εξεταζόμενου κτιρίου όπως ήδη έχει αναφερθεί, υποστυλώνονται στη φάση κατασκευής και πρέπει να εξετάζονται τόσο στη φάση κατασκευής, όσο και στη φάση λειτουργίας. Ο προσανατολισμός των χαλυβδόφυλλων ως προς τις κύριες δοκούς διαφέρει ανάλογα με την περίπτωση. Το σκυρόδεμα εντός των αυλακώσεων ο οπλισμός και το χαλυβδόφυλλο αγνοούνται στους υπολογισμούς των ροπών αντοχής και ροπών αδράνειας αλλά λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό του βάρους. Οι κύριες σύμμικτες δοκοί είναι είτε αμφιέριστες είτε συνεχείς ανάλογα με τον προσανατολισμό των υποστηλωμάτων και τον τρόπο σύνδεσης τους σε αυτά. Όταν οι κύριες δοκοί είναι αμφιέριστες τα στατικά συστήματα και τα φορτία στη φάση κατασκευής είναι ανάλογα με αυτά των δευτερευουσών δοκών. Για τη φάση λειτουργίας ισχύουν κατ'αναλογία τα ίδια όπως στις δευτερεύουσες δοκούς. Μια διαφορά υπάρχει στη σύμμικτη διατομή, από το γεγονός ότι οι αυλακώσεις των χαλυβδόφυλλων είναι παράλληλες προς τη δοκό. Διαφορά υπάρχει επίσης ως προς την πλευρική στήριξη της κύριας δοκού, την οποία προσφέρουν οι δευτερεύουσες δοκοί και όχι τα χαλυβδόφυλλα. Συνεχείς κύριες δοκοί είναι οι δοκοί που διακόπτονται μεταξύ υποστηλωμάτων και συνδέονται με αυτά μέσω ημιάκαμπτων συνδέσεων, οι οποίες μπορούν να παραλάβουν μόνον αρνητικές ροπές. Θα εξεταστούν συνεχείς δοκοί φορέων χωρίς πλαισιακή λειτουργία οι οποίες δεν συμβάλλουν στην παραλαβή της σεισμικής έντασης. Το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας σκυροδέματος δίνεται από τον εξής τύπο για τις αμφιέριστες δοκούς: $b_e = l/4 \leq b$ όπου l =μήκος ανοίγματος και b =απόσταση μεταξύ δοκών. Το συνεργαζόμενο πλάτος για τις συνεχείς σύμμικτες δοκούς υπολογίζεται σύμφωνα με EC4 όπως φαίνεται στο παρακάτω σκαρίφημα.

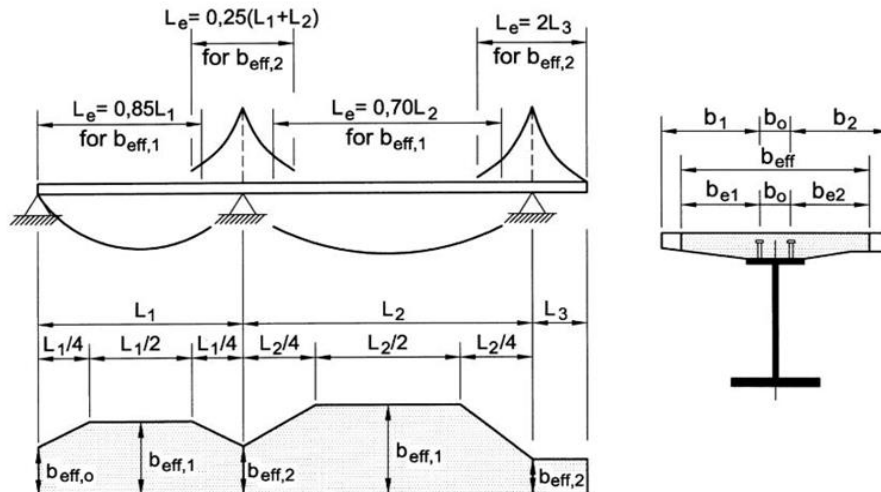


Figure 5.1 : Equivalent spans, for effective width of concrete flange

Σχήμα 6.1: Υπολογισμός συνεργαζόμενου πλάτους σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4

Για την ανάλυση του φορέα λαμβάνεται ανά φάτνωμα ενιαίο συνεργαζόμενο πλάτος, αφού δεν έχει σημαντικές επιπτώσεις. Οι διαφοροποιημένες τιμές του συνεργαζόμενου πλάτους εφαρμόζονται μόνο κατά τον έλεγχο αντοχής της δοκού.

Μέθοδοι ανάλυσης

Τα εντατικά μεγέθη συνεχών δοκών υπό κατακόρυφα φορτία προσδιορίζονται κατά κανόνα με ελαστική ανάλυση.

Ρηγματωμένη ανάλυση

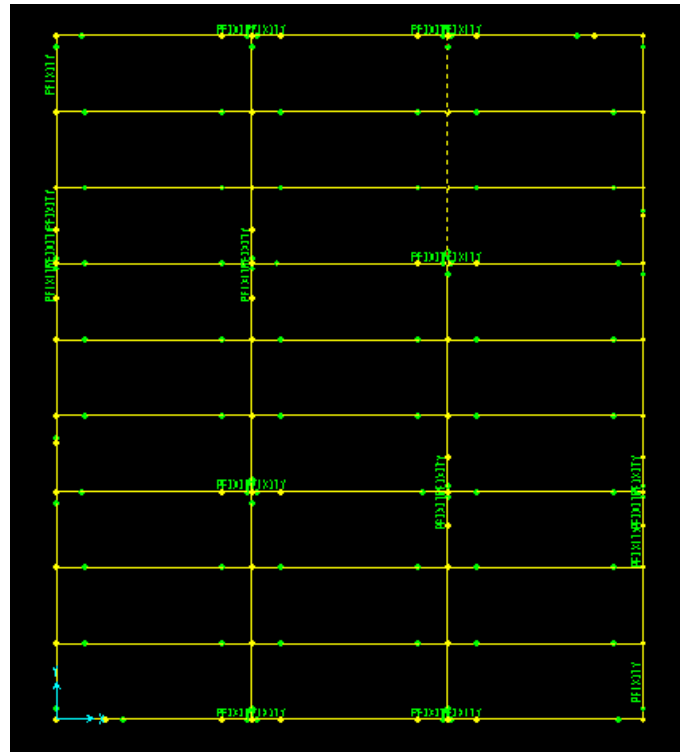
Στις περιοχές αρνητικών ροπών, κοντά στις ενδιάμεσες στηρίξεις, οι δοκοί έχουν δυσκαμψία ρηγματωμένης διατομής EI2 (ή μόνο τη σιδηροδοκό), ενώ στις υπόλοιπες περιοχές, αρηγματωτής διατομής EI1. Για λόγους απλοποίησης, ως περιοχές αρνητικών ροπών θεωρούνται το 15% του μήκους της δοκού εκατέρωθεν των στηριγμάτων, αν ο λόγος των εκατέρωθεν ανοιγμάτων δεν είναι μικρότερος από 0,6. Επομένως, στις συνεχείς δοκούς σε διάστημα 0,9m και 1,05m εκατέρωθεν των στηριγμάτων, κατά x και y αντίστοιχα, οι δοκοί έχουν δυσκαμψία ρηγματωμένης διατομής EI2 ενώ στο υπόλοιπο τμήμα διατομή EI1.

Ο υπολογισμός της ροπής αδράνειας της σύμμικτης διατομής μπορεί να επιτευχθεί με τη μέθοδο της ισοδύναμης διατομής ή με τη μέθοδο των επιμέρους διατομών. Στην προκειμένη περίπτωση επιλέχθηκε η πρώτη μέθοδος. Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται κατά τον υπολογισμό του κέντρου βάρους της διατομής δεδομένου ότι στις εξεταζόμενες διατομές μέρος της πλάκας σκυροδέματος εφελκύεται.

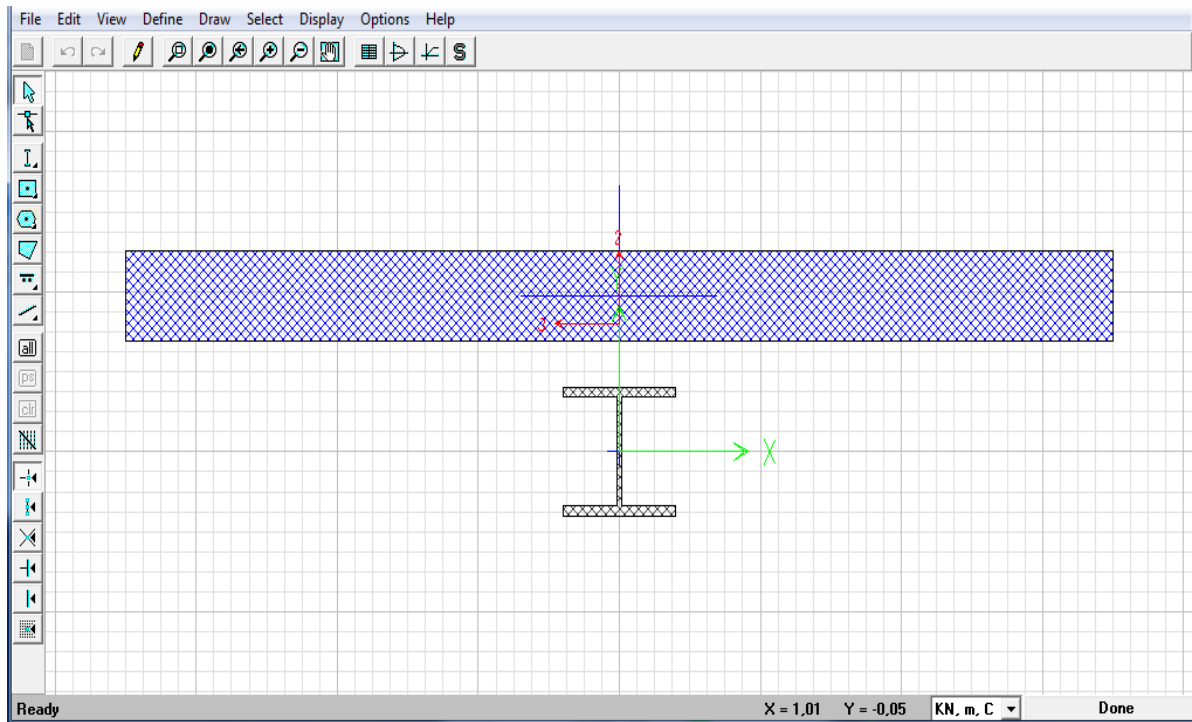
6.2 Διαστασιολόγηση κύριων σύμμικτων δοκών

6.2.1 Χαρακτηριστικά κύριων σύμμικτων δοκών

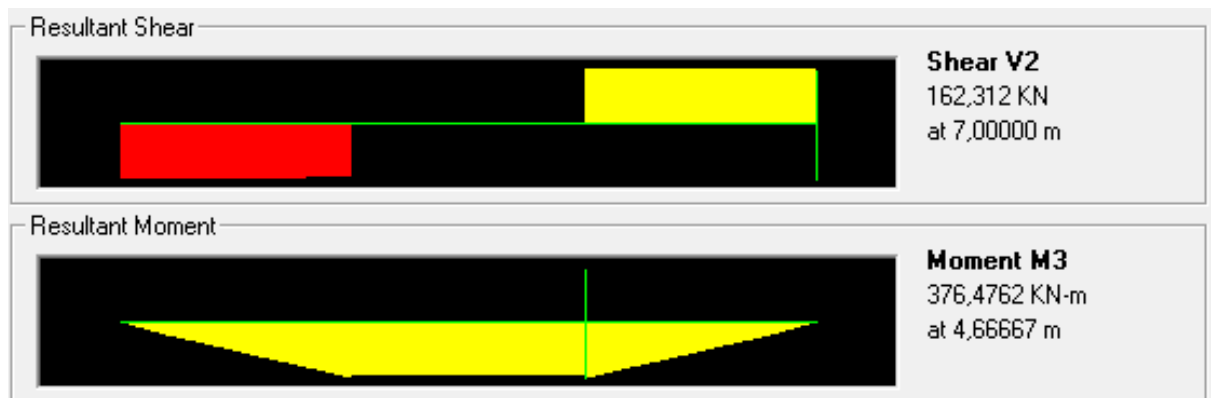
Στα σχήματα 6.2 έως 6.4 απεικονίζονται, η κύρια σύμμικτη δοκός (με διαγράμμιση στην κάτωψη) η οποία αποτελεί τη δυσμενέστερη περίπτωση απ' όλες τις κύριες σύμμικτες δοκούς του ορόφου, η διατομή της (με το τμήμα της πλάκας άνω του φύλλου και χωρίς τον οπλισμό) καθώς επίσης και ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών της δοκού για τον βασικό στατικό συνδυασμό.



Σχήμα 6.2: Θέση εξεταζόμενης κύριας δοκού



Σχήμα 6.3: Διατομή εξεταζόμενης κύριας δοκού



Σχήμα 6.4: Διαγράμματα ροπών και τεμνουσών εξεταζόμενης κύριας δοκού για τα φορτία του στατικού συνδυασμού

Η κύρια σύμμικτη δοκός μήκους 7m, αποτελείται από σιδηροδοκό HEB200 χάλυβα ποιότητας S355 ($E_s=210\text{GPa}$) και πλάκα σκυροδέματος ποιότητας C25/30 ($E_{cm}=30.5\text{GPa}$), πάχους 0.14m πάνω απ' το χαλυβδόφυλλο, συνεργαζόμενου πλάτους 1,75m. Οι ήλοι είναι ονομαστικής εφελκυστικής αντοχής $f_u=450\text{MPa}$, ύψους $h=0.10\text{m}$ και διαμέτρου κορμού $d=0.022\text{m}$ (από πίνακα διαστάσεων συνήθων διατμητικών ήλων ώστε να έχουμε μέγιστη διείσδυση στο σκυρόδεμα αλλά και να ικανοποιείται η απαίτηση ελάχιστης επικάλυψης κατά EC2). Ο αριθμός των ήλων στη δοκό εξασφαλίζει πλήρη διατμητική σύνδεση. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4, Μέρος 1, η μακροχρόνια τιμή του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος λαμβάνεται ως $E=E_{cm}/2=15,25\text{GPa}$ ώστε να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα ερπυσμού και συστολής ξήρανσης, εφόσον ισχύει η ανίσωση $\alpha_{cr}=F_{cr}/F_{Ed}\geq 10$. Παρακάτω δίνονται τα βασικά χαρακτηριστικά της σιδηροδοκού και της σύμμικτης δοκού που απαιτούνται για τους ελέγχους αντοχής και λειτουργικότητας:

Σιδηροδοκός (HEB200):

1. $h=0,20\text{m}, b=0,20\text{m}$
2. $A=78,08\text{ cm}^2$
3. $I_y=5696\text{ cm}^4$
4. $A_{vz}=24,83\text{ cm}^2$
5. $W_{pl,y}=642,5\text{ cm}^3, M_{a,pl}=W_{pl,y}\cdot f_{yd}=228,09\text{ kNm}$

Κατάταξη σύμμικτης δοκού

Θετικές ροπές

1. Πέλμα: Το πέλμα της σιδηροδοκού συνδέεται διατμητικά με την πλάκα σκυροδέματος. Όλη η διατομή της σιδηροδοκού εφελκύεται όπως αποδεικνύεται παρακάτω. Επομένως, το πέλμα είναι κατηγορίας 1.
2. Κορμός:

Typical plastic stress distributions are shown in Figure 6.2.

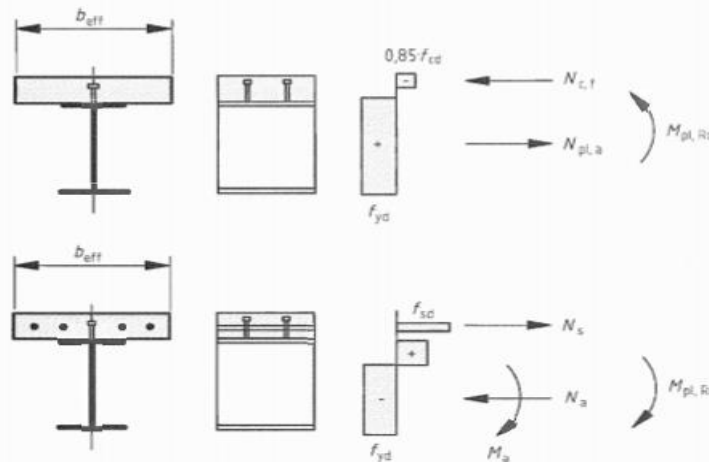


Figure 6.2 : Examples of plastic stress distributions for a composite beam with a solid slab and full shear connection in sagging and hogging bending

Σχήμα 6.5: Υπολογισμός πλαστικής ροπής για σύμμικτους δοκούς

Έστω ότι ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του πέλματος του σκυροδέματος, τότε:

Θέση Κ.Β. σιδηροδοκού: $Z_a = 0,24\text{m}$

Θλιπτική δύναμη: $D = b \cdot z_0 \cdot 0,85 \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot 2,5/1,5 \cdot 175 \cdot z_0 = 247,92 \cdot z_0$

Εφελκυστική δύναμη: $Z = A_a \cdot f_{yd} = 78,08 \cdot 35,5/1,00 = 2771,84\text{kN}$

Άρα, $z_0 = 11,18\text{cm} < d = 14\text{cm}$ ορθή υπόθεση. Συνεπώς, ολόκληρος ο κορμός βρίσκεται υπό εφελκυσμό και είναι κατηγορίας 1.

Τελικώς, η διατομή είναι κατηγορίας 1 επειδή τόσο το θλιβόμενο πέλμα όσο και ο κορμός είναι κατηγορίας 1.

Ελαστική ανάλυση

Μέθοδος ισοδύναμης διατομής

Σύμμικτη δοκός-βραχυχρόνια κατάσταση: ($\eta = E_a/E_c = 210/30,5 = 6,885$)

1. $A_e = 341,15\text{ cm}^2$
2. $z_e = -0,866\text{cm}$ πάνω από τη νεύρωση του χαλυβδόφυλλου.
3. $I_e = 29,382 \cdot 10^3\text{ cm}^4$

Σύμμικτη δοκός-μακροχρόνια κατάσταση: ($\eta = E_a/E_c = 210/15,25 = 13,77$)

1. $A_e = 210\text{ cm}^2$
2. $z_e = 1,84\text{ cm}$ κάτω από τη νεύρωση του χαλυβδόφυλλου.
3. $I_e = 24,233 \cdot 10^3\text{ cm}^4$

6.2.2 Έλεγχος βελών

Τα βέλη υπολογίζονται για το συνδυασμό λειτουργικότητας. Στους υπολογισμούς δεδομένου ότι το ποσοστό διατμητικής σύνδεσης είναι $\eta = 100\%$ δεν απαιτείται η προσαύξηση των βελών που ακολουθείται για τις περιπτώσεις που έχουμε σχετική ολίσθηση λόγω μερικής διατμητικής σύνδεσης. Ο ερπυσμός λαμβάνει χώρα μόνο για τα μόνιμα και οιονεί μόνιμα φορτία, την προένταση και τη συστολή ξήρανσης, αλλά όχι για τα φορτία μικρής διάρκειας (ωφέλιμα φορτία).

Βέλος λόγω ιδίων βαρών-βραχυπρόθεσμα: $\delta G = 0,00445\text{m}$

Βέλος λόγω ιδίων βαρών- μακροπρόθεσμα: $\delta G_{\infty} = 0,0055\text{m}$

Βέλος λόγω επιπλέον μόνιμων φορτίων-βραχυπρόθεσμα: $\delta G_{\text{extra}} = 0,004108\text{m}$

Βέλος λόγω επιπλέον μόνιμων φορτίων-μακροπρόθεσμα: $\delta_{Gextra,\infty}=0,005m$
 Βέλος λόγω ωφέλιμων φορτίων: $\delta_Q=0,004958m$
 Συνολικό βέλος από την οριζόντιο: $\delta_{max} = \delta_{G,\infty} + \delta_{Gextra,\infty} + \delta_Q = 0,016m < L/250 = 0,028m$
 Βέλος λόγω ωφέλιμων φορτίων και χρόνιων παραμορφώσεων: $\delta_2 = \delta_Q + (\delta_{Gextra,\infty} + \delta_{G,\infty}) - (\delta_G + \delta_{Gextra}) = 0,007m < L/300 = 0,023m$
 Για τον περιορισμό των ταλαντώσεων σε συνθήκη οικοδομικά έργα αρκεί να ισχύει $\delta_{max} < 0,028m$ συνθήκη που ικανοποιείται.

6.2.3 Έλεγχος αντοχών σε καμπτική ροπή και τέμνουσα

Τα εντατικά μεγέθη υπολογίζονται για το βασικό στατικό συνδυασμό.
 Προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα:
 Μέγιστη καμπτική ροπή: $M_{max}=376,48kNm$ σε απόσταση 4,67m από το άκρο της δοκού
 Μέγιστη τέμνουσα δύναμη: $V_{max}=162,3kN$ στη στήριξη
 Η αντοχή σε καμπτική ροπή της σύμμικτης δοκού για πλήρη διατμητική σύνδεση είναι $M_{pl,rd,f} = Z \cdot (z_a - z_0/2) = 510,3kNm > 376,48kNm = M_{max}$.
 Η αντοχή σε τέμνουσα δύναμη της σύμμικτης δοκού είναι $V_{pl,\alpha,Rd} = A_v \cdot (f_{yk}/\sqrt{3})/\gamma_M = 508,9kN > 162,3kN = V_{max}$. Προυπόθεση είναι να μην είναι ο κορμός λεπτότοιχος, το οποίο ισχύει διότι $h_w/t_w = 170/9 = 18,9 < 72 \cdot 0,81/1,0 = 58$ (μη ενισχυμένος).

6.2.4 Ευστάθεια

Η πλάκα συνδέεται πλήρως διατμητικά με τη δοκό HEB200 η οποία έχει ύψος $h=200mm$ και ποιότητα χάλυβα S355 άρα δεν απαιτείται έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού σύμφωνα με τον πίνακα μέγιστων υψών σιδηροδοκών για τα οποία δεν απαιτείται έλεγχος.

6.2.5 Υπολογισμός ήλων

Η δύναμη στην πλάκα σκυροδέματος της σύμμικτης δοκού για $M=M_{pl,rd,f}$ είναι $Z=2771,84kN$.

Επομένως η απαιτούμενη διαμήκης διατμητική αντοχή για πλήρη διατμητική σύνδεση, στη διεπιφάνεια σιδηροδοκού-σκυροδέματος, απ' το μέσο της δοκού έως τη στήριξη είναι $V_I = Z = 2771,84kN$.

1. $h/d = 10/2,2 = 4,55 > 4$ άρα $\alpha = 1$
2. Αντοχή σε διάτμηση: $P_{rd} = 0,80 \cdot f_u \cdot \pi \cdot 0,25 \cdot d^2 / \gamma_v = 109,4kN/ήλο$
3. Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας: $P_{rd} = 0,96 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v = 98,1kN/ήλο$.
 Άρα, η αντοχή ενός ήλου είναι $P_{rd} = 98,1kN$.

Μειωτικός συντελεστής για φύλλα με αυλακώσεις παράλληλες στη δοκό $k_1 = 0,6 \cdot b_0/h_p \cdot (h/h_p - 1) = 0,6 \cdot 272,8/73 \cdot (100/73 - 1) = 0,83 < 1$, όπου $h_p = 73mm$, $h = 100mm$, $b_0 = 200 + 50 + 22,75 = 272,8mm$ άρα $P_{rd} = 0,83 \cdot 98,1 = 81,4kN$.

Με βάση τα παραπάνω, ο αριθμός των ήλων που απαιτούνται για το 1/3 της δοκού είναι $n = 2771,84/81,4 = 34$ ήλοι και 70 ήλοι για όλο το μήκος της δοκού.

Η απόσταση μεταξύ των ήλων, αν τοποθετήσουμε 2 σε κάθε διατομή είναι: $e_l = l/3/n = 2,33/17 = 0,137m \approx 13cm$.

Δεδομένου ότι $M_{pl,rd,f}/M_{a,pl} = 510,3/228,09 = 2,23 < 2,5$, χρησιμοποιούνται όλκιμοι ήλοι κεφαλής διότι $d = 22mm$ και $h = 100mm > 4 \cdot d = 88mm$ και οι διατομές είναι κατηγορίας 1, η

ομοιόμορφη κατανομή των ήλων επιτρέπεται. Τοποθετούνται 2M22/130 στα ακραία τρίτα.

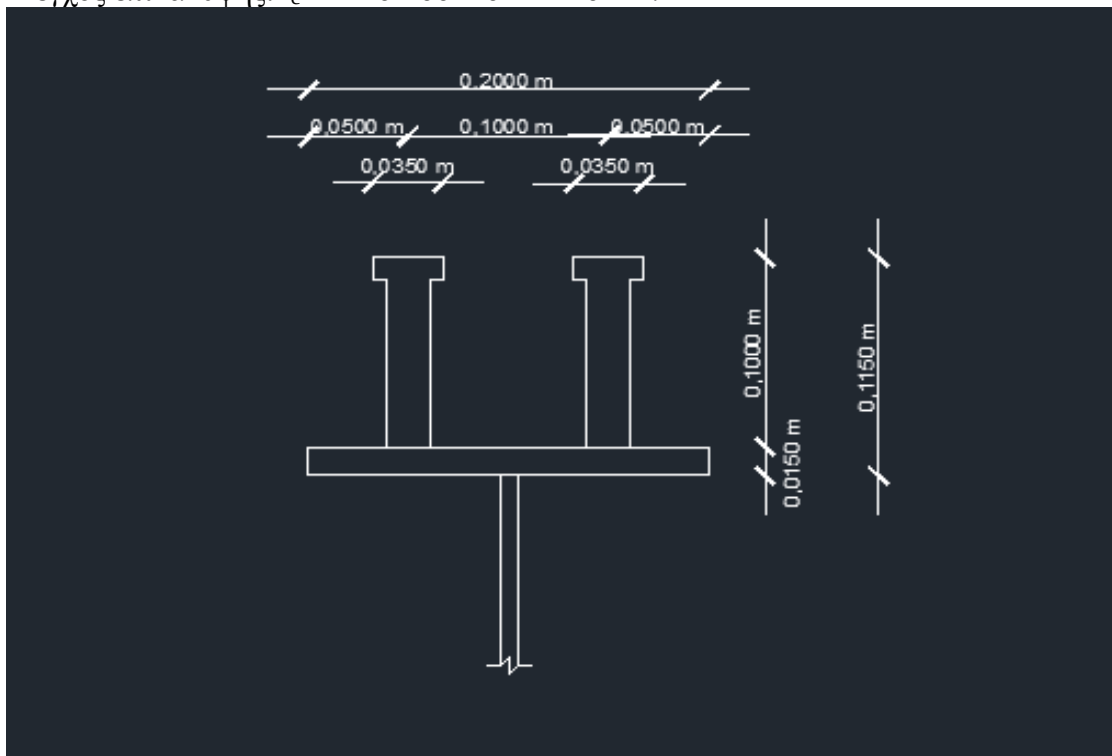
Έλεγχος διαμηκών αποστάσεων: $5*d \leq e_L \leq \min(6h_c, 800\text{mm}) \Rightarrow 110\text{mm} < 130\text{mm} < 800\text{mm}$.

Επιλέγεται εγκάρσια απόσταση των ήλων: $e_T = 10\text{cm}$ όπου $e_T > 2,5*d = 2,5*2,2 = 5,5\text{cm}$

Έλεγχος απόστασης από το άκρο του πέλματος:

Επιλέγεται απόσταση 5cm από το άκρο του πέλματος άρα, $b_f/3 - d/2 = 20/3 - 2.2/2 = 5,6\text{cm} > 2\text{cm}$ και $9*t_f*\epsilon = 9*1,5*\sqrt{(235/355)} = 10,94\text{cm} > 5\text{cm}$.

Έλεγχος επικάλυψης: $h_c - h = 140 - 100 = 40\text{mm} > 20\text{mm}$.



Σχήμα 6.6: Τυπική εγκάρσια τομή της σιδηροδοκού HEB200 και των ήλων 2M22/130

6.2.6 Πρόβλεψη ρηγματώσεων

Δεδομένου ότι η δοκός υποστηρίζεται στη φάση κατασκευής, απαιτείται άνω διαμήκης οπλισμός $\rho = 0.2\%$, δηλαδή $A_s = 4.9\text{cm}^2$ ή $A_s = 2.8\text{cm}^2/\text{m}$ εντός του συνεργαζόμενου πλάτους. Ο οπλισμός προεκτείνεται έως $l/4 = 1.75$ μέτρα από τις στηρίξεις.

6.2.7 Έλεγχος διατμητικής κάλυψης πλάκας σκυροδέματος

Η διατμητική ροή μεταφέρεται από την πλάκα σκυροδέματος στους διατμητικούς ήλους και στη συνέχεια στη σιδηροδοκό. Κατά τη μεταφορά από την πλάκα στους ήλους αναπτύσσεται διαμήκης διάτμηση σε διάφορες τομές. Η ασφαλής παραλαβή της ανωτέρω διάτμησης ελέγχεται στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

Η μέγιστη διατμητική ροή που δύναται να αναπτυχθεί στη διεπιφάνεια σιδηροδοκού-σύμμικτης πλάκας μέσω των ήλων για το $l/3$ της δοκού και για ποσοστό διατμητικής σύνδεσης 100% είναι $v_{l,ed} = 2771.84/2.33 = 1189,6\text{kN/m}$.

Για τον έλεγχο των διαγώνιων θλιπτήρων στην πλάκα σκυροδέματος απαιτούνται:

1. ο υπολογισμός της δρώσας διατμητικής ροής $v_{l,c,ed}$ βάσει της $v_{l,ed}$ σε τρείς διαφορετικές τομές στην πλάκα σκυροδέματος (b-b, c-c, d-d βάσει του EC4)

2. ο υπολογισμός της διαμήκουσ διατμητικής ροής αντοχής $v_{c,rd}$ σε κάθε μια απ' τις τρεις τομές
3. η σύγκριση της $v_{lc,ed}$ με την $v_{c,rd}$. Οι έλεγχοι γίνονται προς ικανοποίηση της ανισότητας: $v_{lc,ed} \leq v_{c,rd}$.

$$L_{cv} = 2 \cdot h + s_t + \phi_h = 2 \cdot 10 + 3,5 + 10 = 33,5 \text{ cm} \text{ 2 ήλοι στη διατομή}$$

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

Τομή	$v_{lc,ed}(\text{kN/m})$	$v_{c,rd}(\text{kN/m})$
b-b	1189,6	3560
c-c	1189,6	2601
d-d	526,83	712

Πίνακας 6.7: Δρώσα διαμήκης διατμητική ροή και αντοχή σε διαμήκη διατμητική ροή εξεταζόμενης κύριας δοκού για τις τομές b-b, c-c, d-d

Υπολογισμός εγκάρσιου οπλισμού για επάρκεια των ελκυστήρων

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

Τομή	$A_t(\text{cm}^2)$	$A_b(\text{cm}^2)$
b-b	-	11,40
c-c	-	11,40
d-d	5,05	5,05

Πίνακας 6.8: Απαιτούμενοι άνω(A_t) και κάτω(A_b) οπλισμοί εξεταζόμενης κύριας δοκού για τις τομές b-b, c-c, d-d

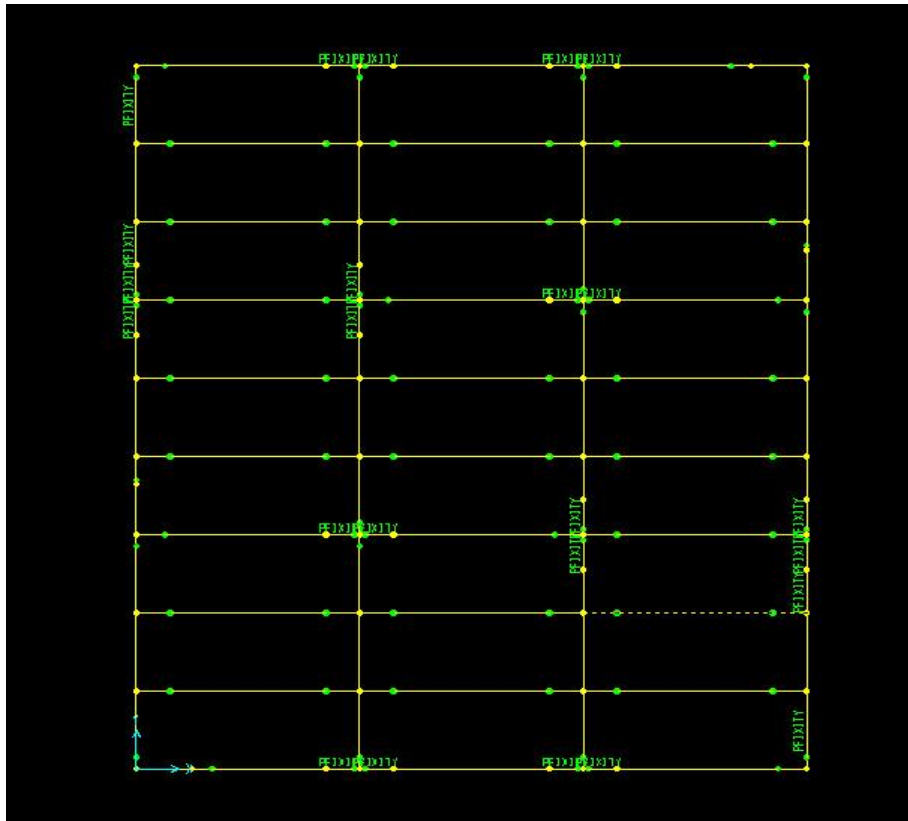
Ελάχιστος εγκάρσιος οπλισμός σύμμικτης πλάκας με φύλλο παράλληλο στη δοκό : $A_t = 0,2\% \cdot 175 \cdot (14 - 7,3) = 2,35 \text{ cm}^2$.

Άρα απαιτείται κάτω οπλισμός $A_b = 11,40 \text{ cm}^2$ και άνω οπλισμός $A_t = 5,05 \text{ cm}^2$ εντός του συνεργαζόμενου πλάτους ή $A_b = 6,52 \text{ cm}^2/\text{m}$ και $A_t = 2,90 \text{ cm}^2/\text{m}$ εντός του συνεργαζόμενου πλάτους.

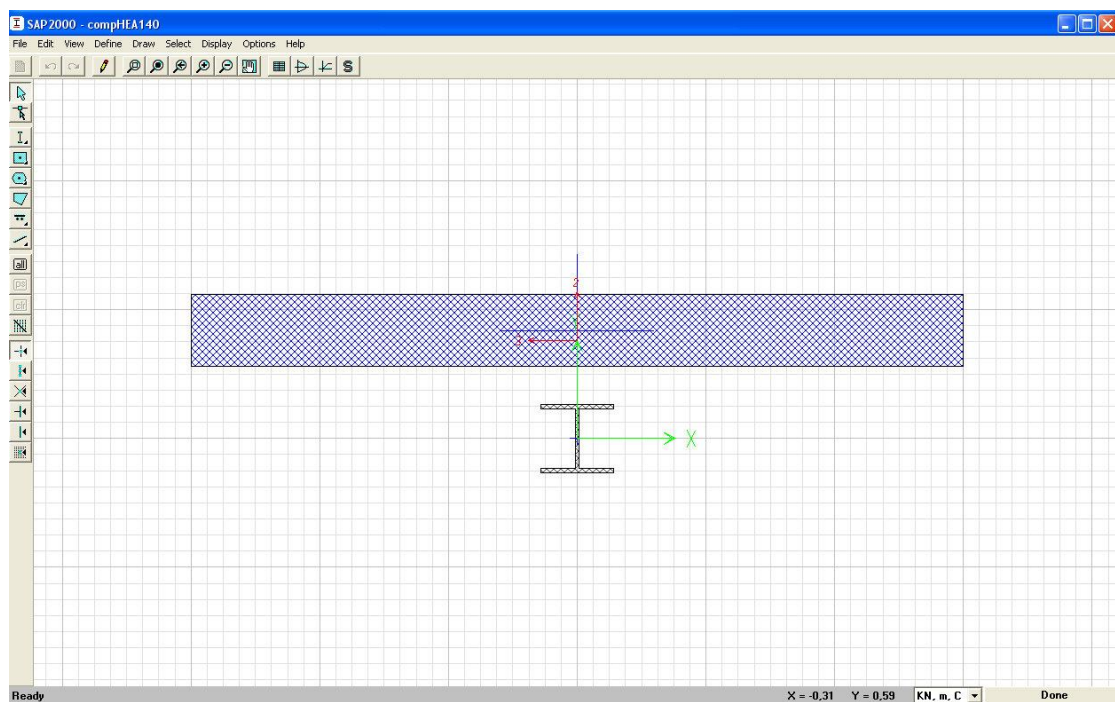
6.3 Διαστασιολόγηση διαδοκίδων

6.3.1 Χαρακτηριστικά διαδοκίδων

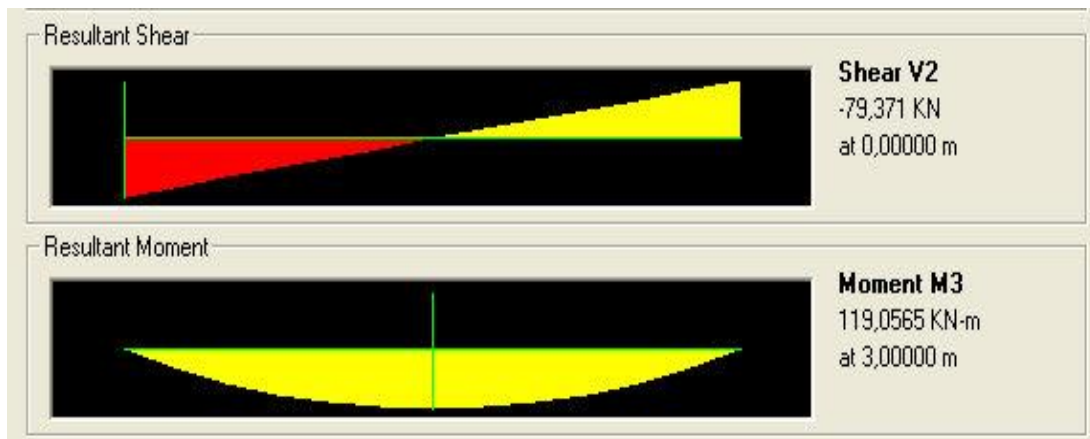
Στα σχήματα 6.9 έως 6.11 απεικονίζονται (με διαγράμμιση στην κάτοψη) μια απ' τις δυσμενέστερα φορτιζόμενες διαδοκίδες του ορόφου, η διατομή αυτής της διαδοκίδας (με το τμήμα της πλάκας άνω του φύλλου και χωρίς τον οπλισμό) καθώς επίσης και ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών της διαδοκίδας για τον βασικό στατικό συνδυασμό.



Σχήμα 6.9: Θέση εξεταζόμενης διαδοκίδας



Σχήμα 6.10: Διατομή εξεταζόμενης διαδοκίδας



Σχήμα 6.11: Διαγράμματα τεμνουσών και ροπών εξεταζόμενης διαδοκίδας για τα φορτία του στατικού συνδυασμού

Η σύμμικτη διαδοκίδα μήκους 6m, αποτελείται από σιδηροδοκό HEA140 χάλυβα ποιότητας S355 ($E_s=210\text{GPa}$) και πλάκα σκυροδέματος ποιότητας C25/30 ($E_{cm}=30.5\text{GPa}$), πάχους 0.14m (πάνω απ' το χαλυβδόφυλλο) συνεργαζόμενου πλάτους $b_e=l/4=1.5\text{m}\leq b$. Οι ήλοι είναι ονομαστικής εφελκυστικής αντοχής $f_u=450\text{MPa}$, ύψους $h=0.10\text{m}$ και διαμέτρου κορμού $d=0.022\text{m}$. Ο αριθμός των ήλων στη δοκό εξασφαλίζει πλήρη διατμητική σύνδεση. Η μακροχρόνια τιμή του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος λαμβάνεται ως $E=E_{cm}/2=15.25\text{GPa}$ ώστε να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα ερπυσμού και συστολής ξήρανσης. Παρακάτω δίνονται τα βασικά χαρακτηριστικά της σιδηροδοκού και της σύμμικτης δοκού που απαιτούνται για τους ελέγχους αντοχής και λειτουργικότητας:

Σιδηροδοκός (HEA140):

1. $h=0.133\text{m}$, $b=0.14\text{m}$
2. $A=31.42\text{ cm}^2$
3. $I_y=1033\text{ cm}^4$
4. $A_{vz}=10.12\text{ cm}^2$
5. $W_{pl,y}=173.5\text{ cm}^3$, $M_{a,pl}=W_{pl,y}\cdot f_{yd}=61.593\text{ kNm}$

Κατάταξη σύμμικτης δοκού

Θετικές ροπές

1. *Πέλμα:* Το πέλμα της σιδηροδοκού συνδέεται διατμητικά με την πλάκα σκυροδέματος. Όλη η διατομή της σιδηροδοκού εφελκύεται όπως αποδεικνύεται παρακάτω. Επομένως, το πέλμα είναι κατηγορίας 1.

2. *Κορμός:*

Έστω ότι ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του πέλματος του σκυροδέματος, τότε:

Θέση Κ.Β. σιδηροδοκού: $z_a=0.2065\text{m}$

Θλιπτική δύναμη: $D=b\cdot z_0\cdot 0.85\cdot f_{cd}=0.85\cdot 2.5/1.5\cdot 150\cdot z_0=212.5\cdot z_0$

Εφελκυστική δύναμη: $Z=A_a\cdot f_{yd}=31.42\cdot 35.5/1.00=1115.41\text{ kN}$

Άρα, $z_0=5.25\text{cm}<d=14\text{cm}$ ορθή υπόθεση. Συνεπώς, ολόκληρος ο κορμός βρίσκεται υπό εφελκυσμό και είναι κατηγορίας 1.

Τελικώς, η διατομή είναι κατηγορίας 1 επειδή τόσο το θλιβόμενο πέλμα όσο και ο κορμός είναι κατηγορίας 1.

Ελαστική ανάλυση

Μέθοδος ισοδύναμης διατομής

Σύμμικτη δοκός-βραχυχρόνια κατάσταση: ($\eta=E_a/E_c=210/30.5=6.885$)

1. $A_e=178\text{ cm}^2$

2. $Z_e = -0,29 \text{ cm}$ πάνω από τη νεύρωση του χαλυβδόφυλλου.
3. $I_e = 9318 \text{ cm}^4$

Σύμμικτη δοκός-μακροχρόνια κατάσταση: ($\eta = E_a/E_c = 210/15,25 = 13,77$)

1. $A_e = 105 \text{ cm}^2$
2. $Z_e = 1,86 \text{ cm}$ κάτω από τη νεύρωση του χαλυβδόφυλλου.
3. $I_e = 7880 \text{ cm}^4$

6.3.2 Έλεγχος βελών

Τα βέλη υπολογίζονται για το συνδυασμό λειτουργικότητας. Στους υπολογισμούς δεδομένου ότι το ποσοστό διατμητικής σύνδεσης είναι $\eta = 100\%$ δεν απαιτείται η προσάυξη των βελών που ακολουθείται για τις περιπτώσεις που έχουμε σχετική ολίσθηση λόγω μερικής διατμητικής σύνδεσης. Ο ερπυσμός λαμβάνει χώρα μόνο για τα μόνιμα και οιονεί μόνιμα φορτία, την προένταση και τη συστολή ξήρανσης, αλλά **όχι** για τα φορτία μικρής διάρκειας (ωφέλιμα φορτία).

Βέλος λόγω ίδιων βαρών-βραχυπρόθεσμα: $\delta_G = 0,00259 \text{ m}$

Βέλος λόγω ίδιων βαρών- μακροπρόθεσμα: $\delta_{G,\infty} = 0,003217 \text{ m}$

Βέλος λόγω επιπλέον μόνιμων φορτίων-βραχυπρόθεσμα: $\delta_{G,\text{extra}} = 0,002504 \text{ m}$

Βέλος λόγω επιπλέον μόνιμων φορτίων-μακροπρόθεσμα: $\delta_{G,\text{extra},\infty} = 0,003100 \text{ m}$

Βέλος λόγω ωφέλιμων φορτίων: $\delta_Q = 0,003022 \text{ m}$

Συνολικό βέλος: $\delta_{\max} = \delta_{G,\infty} + \delta_{G,\text{extra},\infty} + \delta_Q = 0,0094 \text{ m} < L/250 = 0,024 \text{ m}$

Βέλος λόγω ωφέλιμων φορτίων και χρόνιων παραμορφώσεων: $\delta_2 = \delta_Q + (\delta_{G,\infty} + \delta_{G,\text{extra},\infty}) - (\delta_G + \delta_{G,\text{extra}}) = 0,0043 \text{ m} < L/300 = 0,020 \text{ m}$

Για τον περιορισμό των ταλαντώσεων σε συνήθη οικοδομικά έργα αρκεί να ισχύει $\delta_{\max} < 0,028 \text{ m}$ (εμπειρικό κριτήριο) συνθήκη που ικανοποιείται.

6.3.3 Έλεγχος αντοχών σε καμπτική ροπή και τέμνουσα

Τα εντατικά μεγέθη υπολογίζονται για το βασικό στατικό συνδυασμό.

Προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα:

Μέγιστη καμπτική ροπή: $M_{\max} = 119,06 \text{ kNm}$ στο μέσο της δοκού.

Μέγιστη τέμνουσα δύναμη: $V_{\max} = 79,37 \text{ kN}$ στη στήριξη.

Η αντοχή σε καμπτική ροπή της σύμμικτης δοκού για πλήρη διατμητική σύνδεση είναι $M_{pl,rd,f} = Z \cdot (z_a - z_0/2) = 201,06 \text{ kNm} > 119,06 \text{ kNm} = M_{\max}$.

Η αντοχή σε τέμνουσα δύναμη της σύμμικτης δοκού είναι $V_{pl,\alpha,Rd} = A_v \cdot (f_{yk}/\sqrt{3})/\gamma_M = 207,42 \text{ kN} > 79,37 \text{ kN} = V_{\max}$. Προυπόθεση είναι να μην είναι ο κορμός λεπτότοιχος, το οποίο ισχύει διότι $h_w/t_w = 116/5,5 = 21,1 < 72 \cdot 0,81/1,0 = 58$ (μη ενισχυμένος).

6.3.4 Ευστάθεια

Η πλάκα συνδέεται πλήρως διατμητικά με τη δοκό HEA140 η οποία έχει ύψος $h = 133 \text{ mm}$ και ποιότητα χάλυβα S355 άρα δεν απαιτείται έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού σύμφωνα με τον πίνακα μέγιστων υψών σιδηροδοκών για τα οποία δεν απαιτείται έλεγχος.

6.3.5 Υπολογισμός ήλων

Η δύναμη στην πλάκα σκυροδέματος της σύμμικτης δοκού για $M=M_{pl,rd,f}$ είναι $Z=1115,41\text{kN}$.

Επομένως η απαιτούμενη διαμήκης διατμητική αντοχή για πλήρη διατμητική σύνδεση, στη διεπιφάνεια σιδηροδοκού-σκυροδέματος, απ' το μέσο της δοκού έως τη στήριξη είναι $V_1=Z=1115,41\text{kN}$.

1. $h/d=10/2,2=4,55>4$ άρα $\alpha=1$
2. Αντοχή σε διάτμηση: $P_{rd}=0,80*f_u*\pi*0,25*d^2/\gamma_v=109,4\text{kN/ήλο}$
3. Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας: $P_{rd}=0,96*\alpha*d^2*\sqrt{f_{ck}}*E_{cm}/\gamma_v=98,1\text{kN/ήλο}$.
Άρα, η αντοχή ενός ήλου είναι $P_{rd}=98,1\text{kN}$.

Μειωτικός συντελεστής για φύλλα με αυλακώσεις κάθετες στη δοκό $k_t=0,7/\sqrt{n_f}*b_0/h_p*(h/h_p-1)=0,7/\sqrt{1}*272,8/73*(100/73-1)=0,96\leq k_{tmax}=0,75$ για συγκόλληση απευθείας στη δοκό, όπου $h_p=73\text{mm}$, $h=100\text{mm}$, $n_f=1,0$, $b_0=200+50+22,75=272,8\text{mm}$ άρα $P_{rd}=0,75*98,1=73,6\text{ kN}$.

Με βάση τα παραπάνω, ο αριθμός των ήλων που απαιτούνται για το 1/2 της δοκού είναι $n=1115,41/73,6=15$ ήλοι και 30 ήλοι για όλο το μήκος της δοκού.

Δεδομένου ότι $M_{pl,rd,f}/M_{a,pl}=201,06/61,593=3,26>2,5$, η πλαστική κατανομή των ήλων δεν επιτρέπεται και έτσι επιλέγεται η ελαστοπλαστική κατανομή. Τοποθετούνται M22/160 στα ακραία τρίτα και M22/320 στο μεσαίο τρίτο του ανοίγματος.

Η απόσταση μεταξύ των ήλων, αν τοποθετήσουμε 1 σε κάθε διατομή είναι: $e_l=l/3/n=2,00/12=0,166\text{m}\approx 16\text{cm}$.

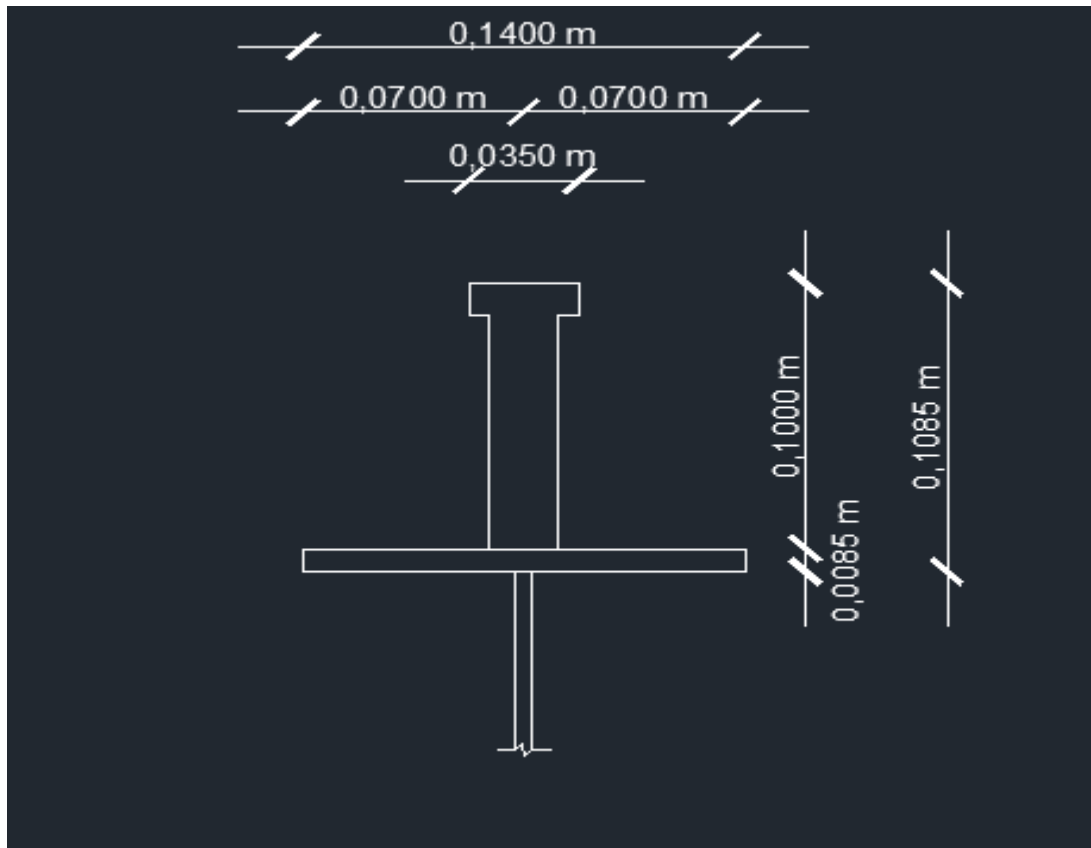
Έλεγχος διαμηκών αποστάσεων: $5*d\leq e_l\leq \min(6h_c, 800\text{mm})\Rightarrow 110\text{mm}<160\text{mm}<800\text{mm}$.

& $110\text{mm}<320\text{mm}<800\text{mm}$.

Έλεγχος απόστασης από το άκρο του πέλματος:

Επιλέγεται απόσταση 7cm από το άκρο του πέλματος άρα, $b_f/2=7\text{cm}>2\text{ cm}$ και $9*t_f*\epsilon=9*0,85*\sqrt{(235/355)}=6,22\text{cm}\approx 7\text{cm}$ οριακά επαρκεί.

Έλεγχος επικάλυψης: $h_c-h=140-100=40\text{mm}>20\text{mm}$.



Σχήμα 6.12: Τυπική εγκάρσια τομή της σιδηροδοκού HEA140 και του ήλου M22/320

6.3.6 Πρόβλεψη ρηγματώσεων

Δεδομένου ότι η δοκός υποστηρίζεται στη φάση κατασκευής, απαιτείται άνω διαμήκης οπλισμός $\rho=0,2\% \cdot A_c$, δηλαδή $A_s=4,2\text{cm}^2$ ή $A_s=2,8\text{cm}^2/\text{m}$ εντός του συνεργαζόμενου πλάτους. Ο οπλισμός προεκτείνεται έως $l/4=1,50$ μέτρα από τις στηρίξεις.

6.3.7 Έλεγχος διατμητικής κάλυψης πλάκας σκυροδέματος

Η διατμητική ροή που δύναται να αναπτυχθεί στη διεπιφάνεια σιδηροδοκού-σύμμικτης πλάκας μέσω των ήλων για το μισό άνοιγμα της δοκού είναι ίση με $v_{l,ed}=1115,41/3=371,8\text{kN/m}$.

Ελάχιστος εγκάρσιος οπλισμός πλάκας με φύλλα κάθετα στη δοκό, χάλυβας B500C:

$$\rho_{\min}=(\alpha_p+A_t/s_{tr})/h_c=0,20\%, A_t/s_{tr,\min}=1,94\text{cm}^2$$

Τομή α-α

$$\Delta\rho\omega\sigma\alpha\ \rho\acute{o}\eta: v_{l,c,Ed}=v_{l,ed} \cdot A_{cp,eff}/A_{c,tot,eff}=(150/2-7)/150 \cdot 371,8=168,55\text{kN/m}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Έλεγχος} & \text{σκυροδέματος:} \end{array} \quad v_{c,Rd}=0,75 \cdot L_v \cdot f_{cd}/(\cot\theta+\tan\theta)=((0,75 \cdot (14-7,3) \cdot 0,85 \cdot 2,5/1,5)/(1,2+1/1,2)) \cdot 100=712\text{kN/m} > v_{l,c,Ed}=168,55\text{kN/m}$$

Έλεγχος οπλισμών και φύλλου: Χαλυβδόφυλλο ποιότητας S320 το οποίο δεν είναι συνεχές άρα, $P_{pb,Rd}=k_\phi \cdot 1,1 \cdot d \cdot t_p \cdot f_{ydp}=3,7 \cdot 1,1 \cdot 2,2 \cdot 0,075 \cdot 32=21,5\text{kN}$.

$$\begin{array}{l} V_{s+p,Rd}=(A_{sf}/s_f \cdot f_{yd}+P_{pb,Rd}/s) \cdot \cot\theta=((3,20 \cdot 50/1,15)+(21,5/16)) \cdot 1,2=168,57\text{kN/m} \geq \\ v_{l,c,Ed}=168,55\text{kN/m}. \end{array}$$

Άρα απαιτείται άνω οπλισμός $A_t=3,20\text{cm}^2$ εντός του συνεργαζόμενου πλάτους ή $A_t=2,15\text{cm}^2/\text{m}$ εντός του συνεργαζόμενου πλάτους.

Τομή b-b

Δεν χρειάζεται έλεγχος δεδομένου ότι στην αντοχή των ήλων εφαρμόστηκε ο συντελεστής k_t .

6.4 Υπολογισμός ενιαίου οπλισμού πλάκας ορόφου

Μέχρι τώρα έχουν προκύψει οι απαιτούμενοι οπλισμοί για την εξεταζόμενη κύρια δοκό, τη διαδοκίδα και για τις σύμμικτες πλάκες. Οι οπλισμοί της εξεταζόμενης δοκού ισχύει για όλες τις δοκούς του ορόφου αμφιέριστες ή συνεχείς. Ωστόσο για λόγους πρακτικής ευχέρειας θα πρέπει να υπολογιστεί ένας ενιαίος άνω και κάτω οπλισμός στις δύο διευθύνσεις του ορόφου ο οποίος θα καλύπτει ταυτόχρονα όλες τις απαιτήσεις σε οπλισμό των δοκών και των πλακών. Δεδομένου ότι σε κάθε όροφο συναντώνται κάθετα μεταξύ τους:

- κύριες δοκοί με κύριες δοκούς
- διαδοκίδες με κύριες δοκούς

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

Στον παρακάτω πίνακα συνοψίζονται οι οπλισμοί που έχουν υπολογιστεί έως τώρα:

	Διαμήκης		Εγκάρσιος	
	$A_b(\text{cm}^2/\text{m})$	$A_t(\text{cm}^2/\text{m})$	$A_b(\text{cm}^2/\text{m})$	$A_t(\text{cm}^2/\text{m})$
Κύριες δοκοί	-	2,80	6,52	2,90
Διαδοκίδες	-	2,80	-	2,15

Πίνακας 6.13: Σύνοψη απαιτούμενων οπλισμών για κύριες δοκούς και διαδοκίδες

Επομένως έχουμε:

- $A_{tot,t}=2,90+2,80=5,70 \text{ cm}^2/\text{m}$ που αντιστοιχεί σε $\Phi 10/130$
- $A_{tot,b}=6,52 \text{ cm}^2/\text{m}$ που αντιστοιχεί σε $\Phi 10/120$

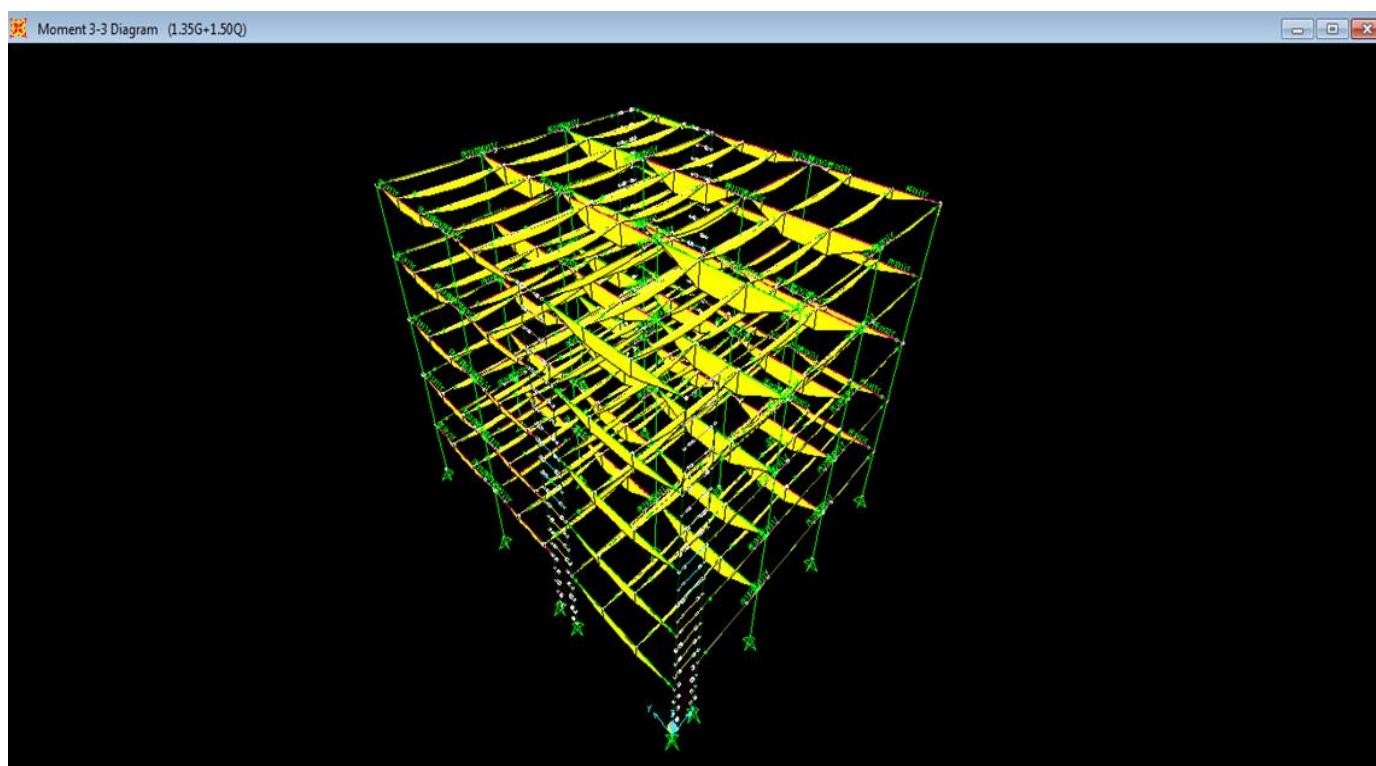
Ο $A_{tot,t}$ τοποθετείται (άνω) σε όλη την επιφάνεια του ορόφου και στις δύο διευθύνσεις. Ο $A_{tot,b}$ τοποθετείται (κάτω) μόνο στις κύριες δοκούς, εγκάρσια προς αυτές και εντός του συνεργαζόμενου πλάτους.

Ο απαιτούμενος οπλισμός της πλάκας έχει τον ίδιο σκοπό (την πρόβλεψη ρηγμάτωσης του σκυροδέματος σε περιοχές αρνητικών ροπών) και απαιτείται στην ίδια ποσότητα (ανά μέτρο), με το διαμήκη οπλισμό των κύριων δοκών. Με την τοποθέτηση σε όλον τον όροφο και στις δύο διευθύνσεις άνω οπλισμού $A_{tot,t}$ ο απαιτούμενος οπλισμός $\rho=0,2\%$ για πρόβλεψη ρηγμάτωσης ικανοποιείται σε όλες τις περιοχές αρνητικών ροπών.

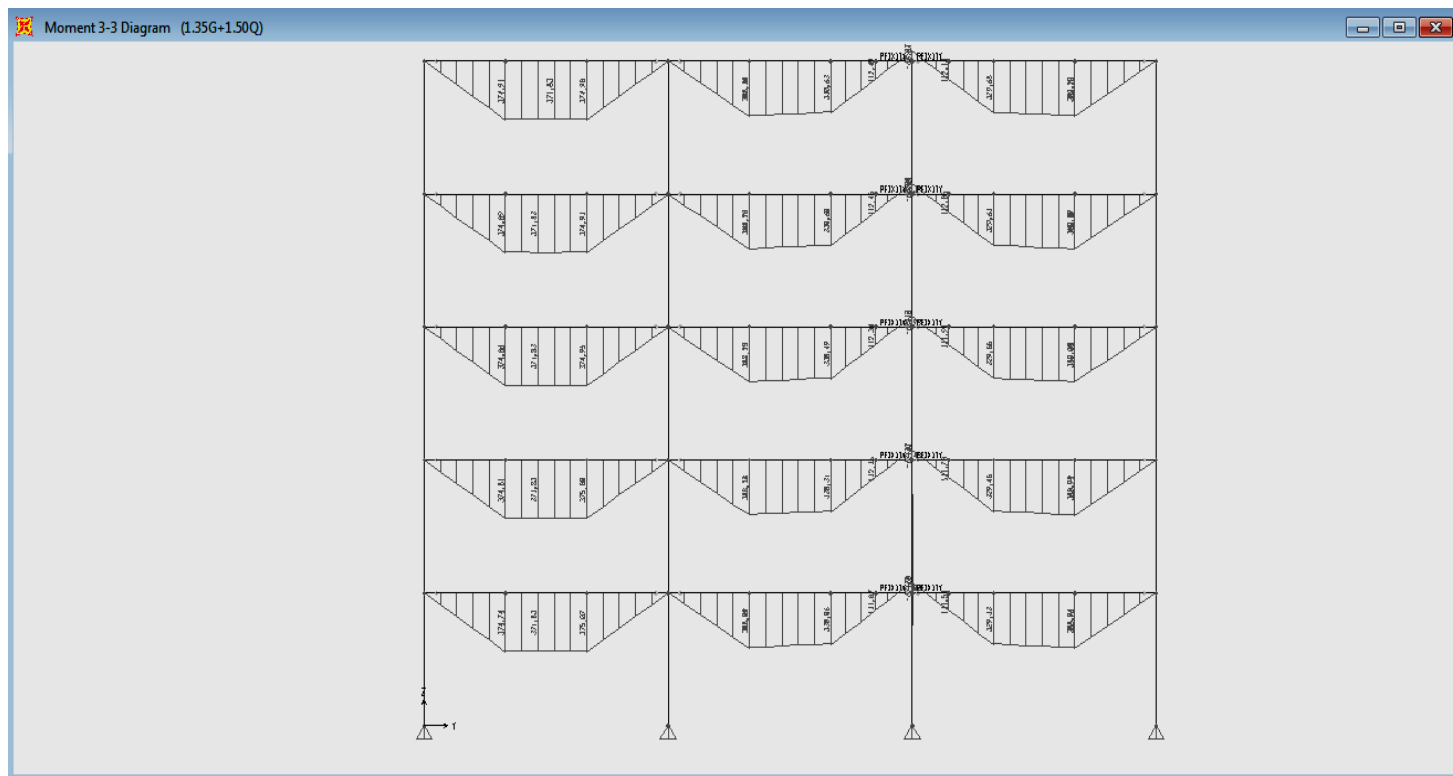
7 Μέλη από χάλυβα -Οριακές καταστάσεις αστοχίας

7.1 Στατική ανάλυση και έλεγχος για το βασικό συνδυασμό

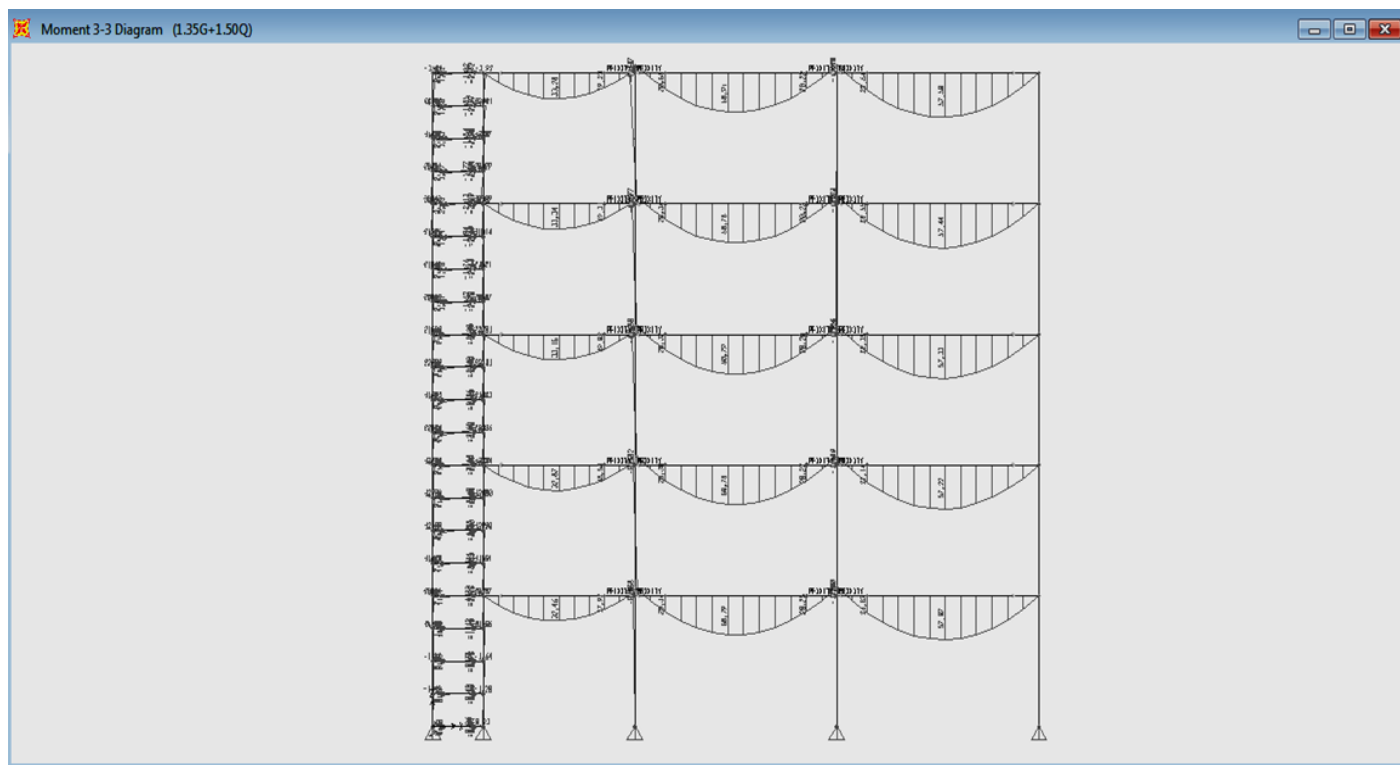
Για τους σκοπούς της ανάλυσης, ο φέρων οργανισμός του κτιρίου προσομοιώνεται ως πλαίσιο στο χώρο. Η επίλυση γίνεται χωριστά για τις μόνιμες δράσεις G και τις μεταβλητές δράσεις Q . Τα μέλη του φορέα πρέπει να ελεγχθούν για το βασικό συνδυασμό δράσεων $1,35G+1,50Q$. Τα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης για τον ανωτέρω συνδυασμό δίνονται ενδεικτικά στα παρακάτω σχήματα.



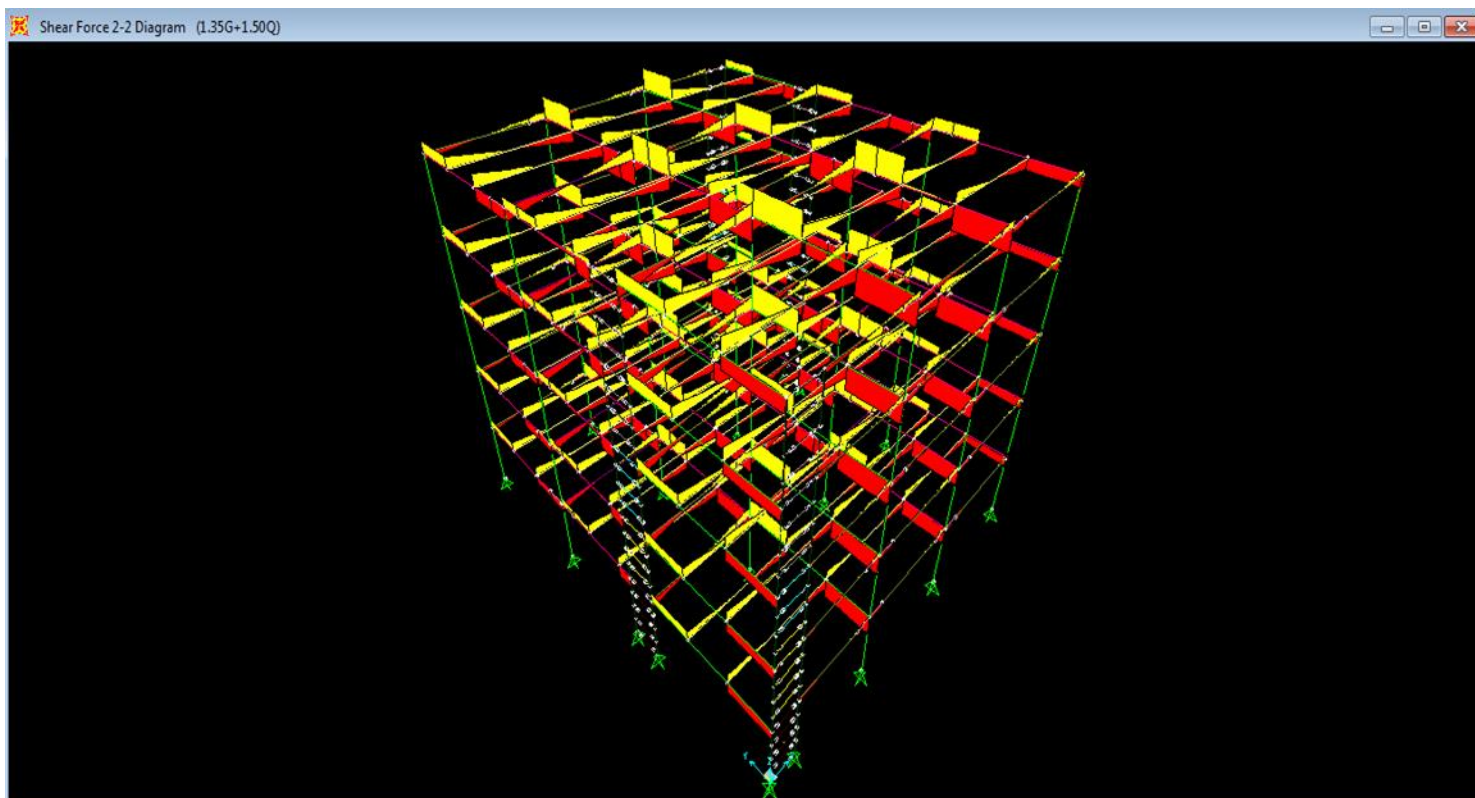
Σχήμα 7.1: Διαγράμματα ροπών κάμψης $M_{y,sd}$ (περί τον ισχυρό άξονα) για όλο το κτίριο



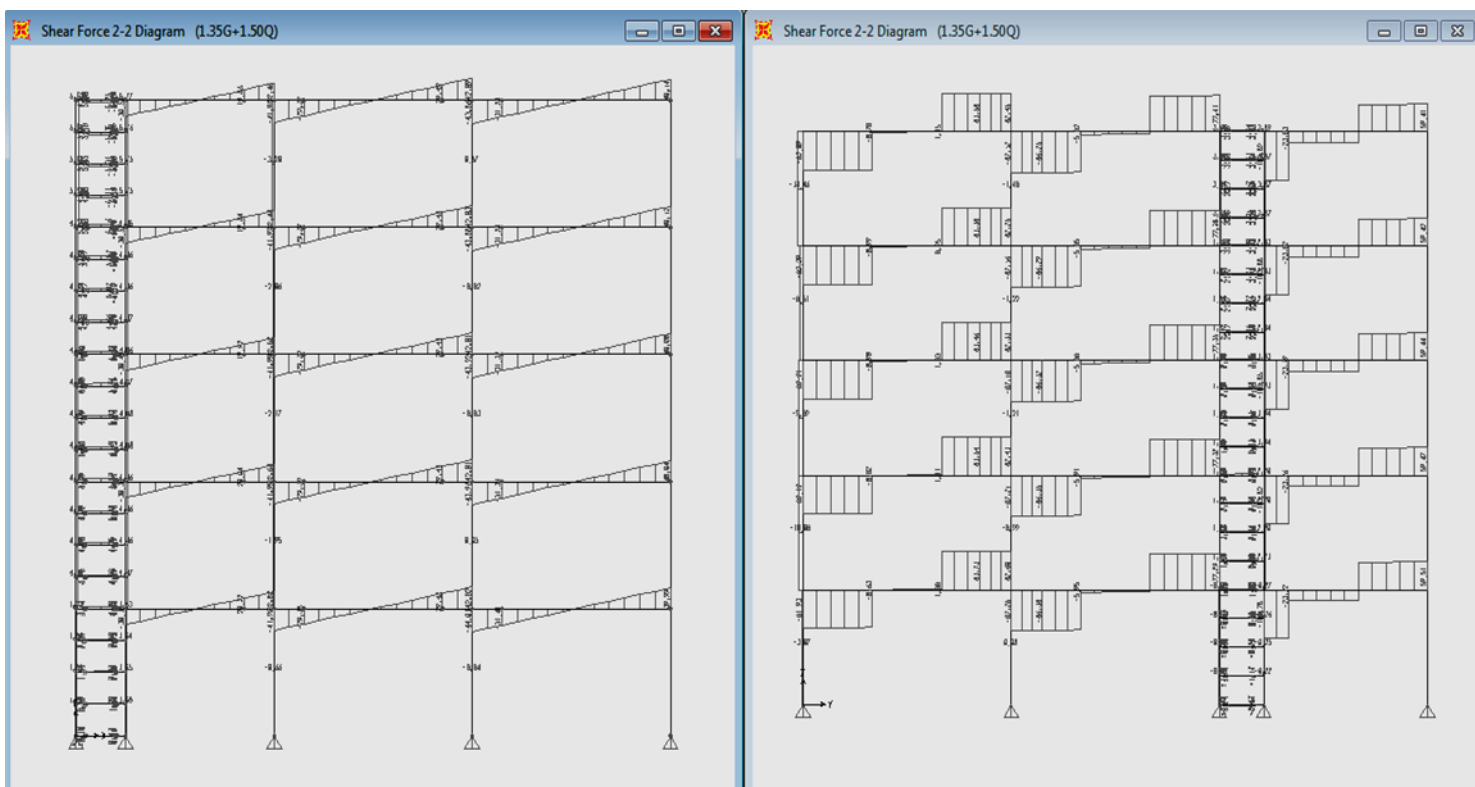
Σχήμα 7.2: Διάγραμμα ροπών κάμψης $M_{y,Sd}$ στην όψη (x,z)



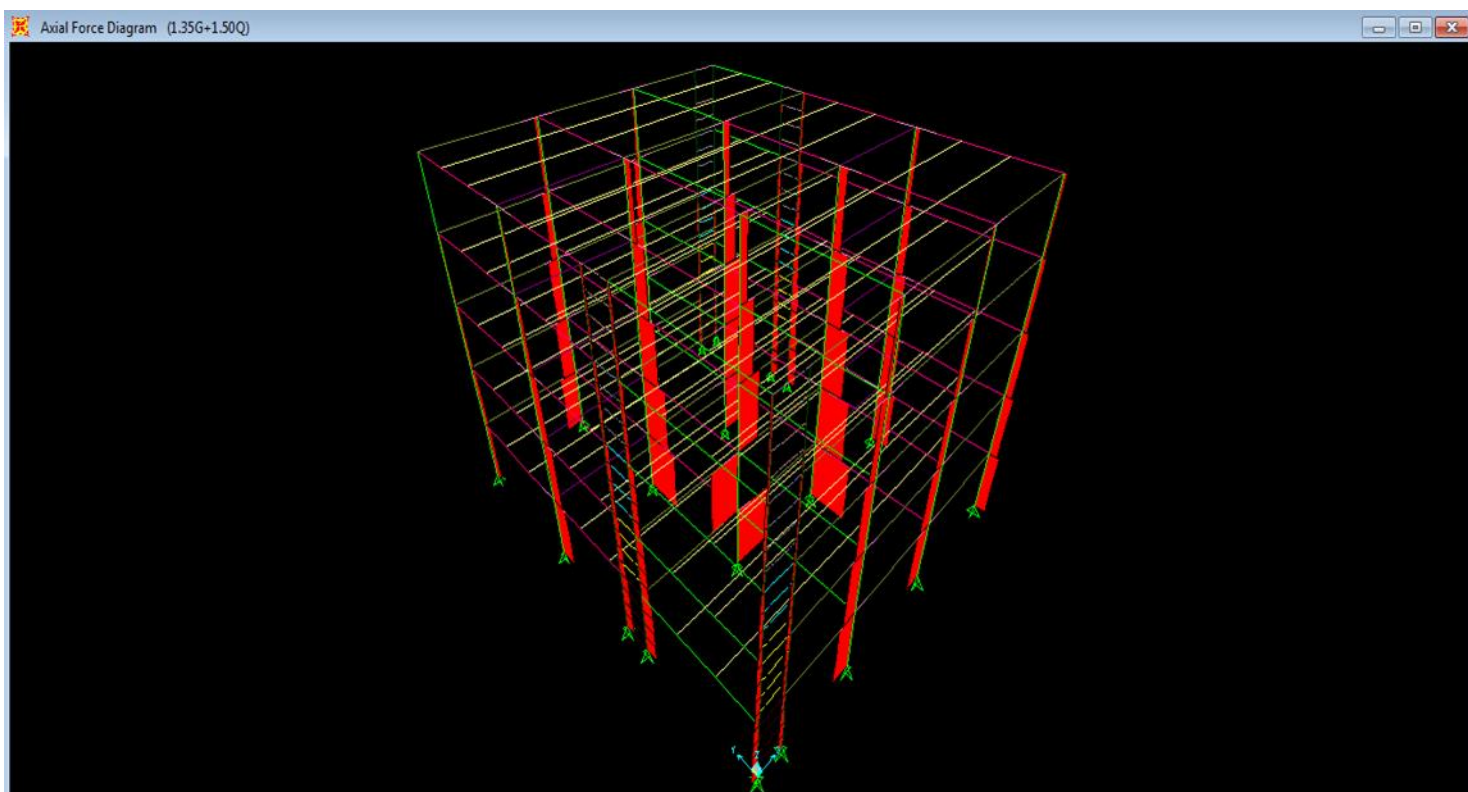
Σχήμα 7.3: Διάγραμμα ροπών κάμψης $M_{y,Sd}$ στην όψη (y,z)



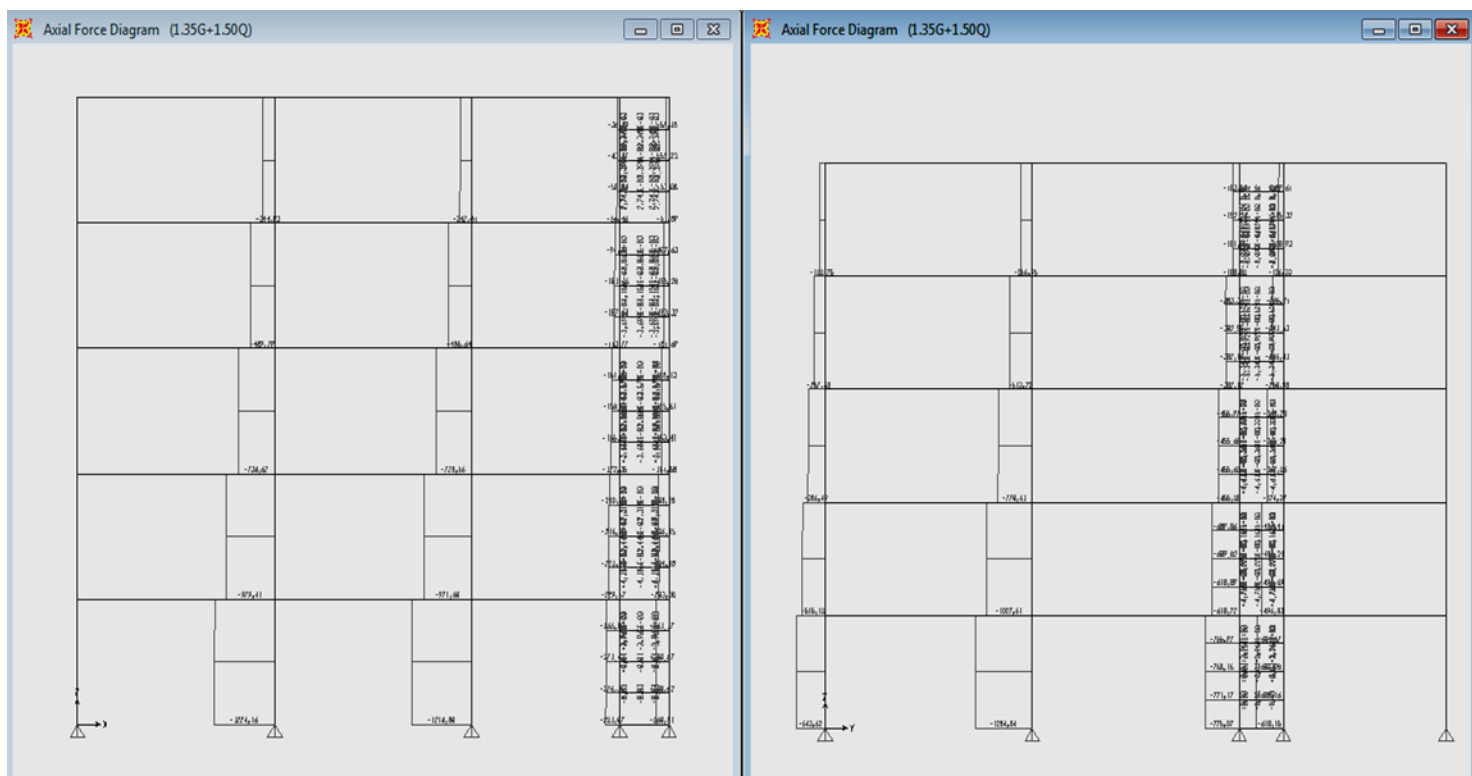
Σχήμα 7.4: Τρισδιάστατο διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων (κατά τον άξονα z)



Σχήμα 7.5: Διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων στις όψεις (x,z) και (y,z) αντίστοιχα

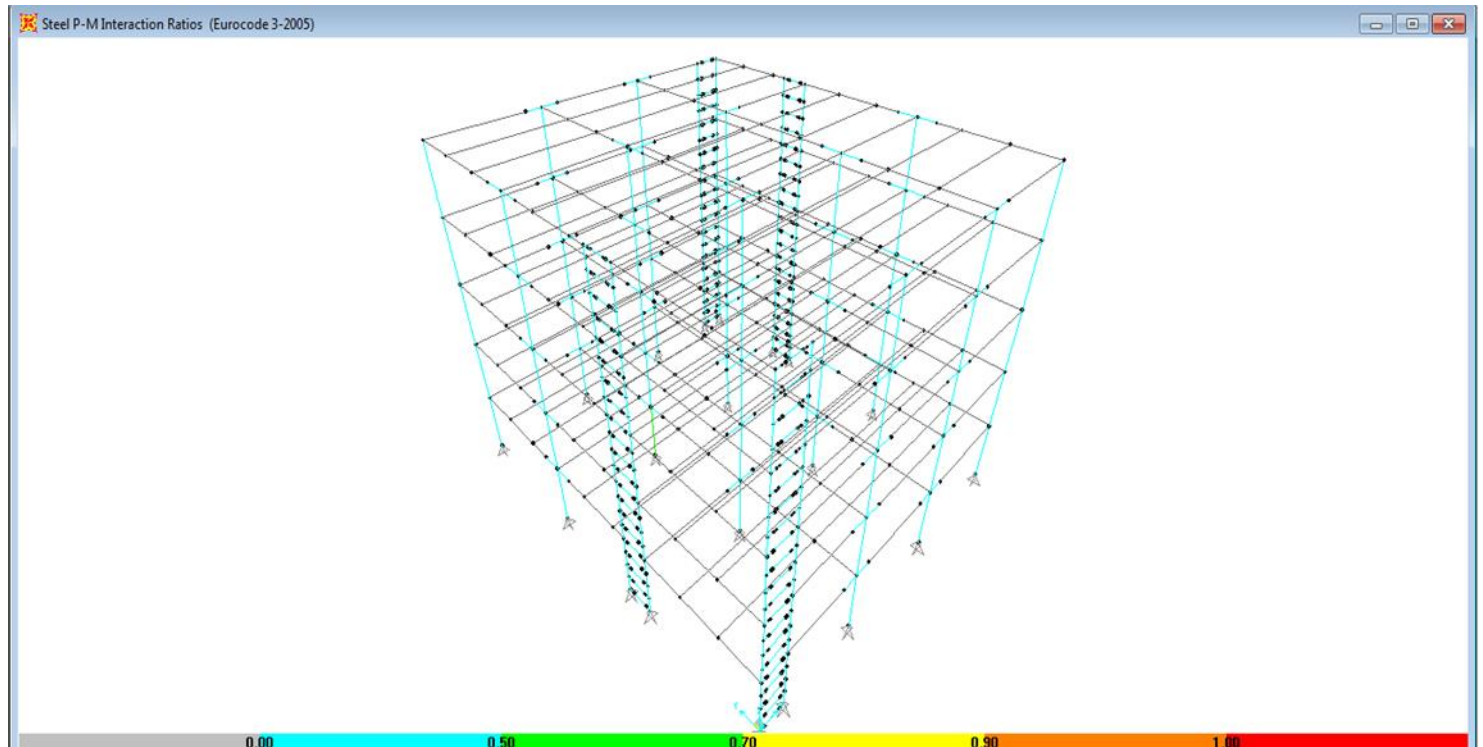


Σχήμα 7.6: Τρισδιάστατο διάγραμμα αξονικών δυνάμεων

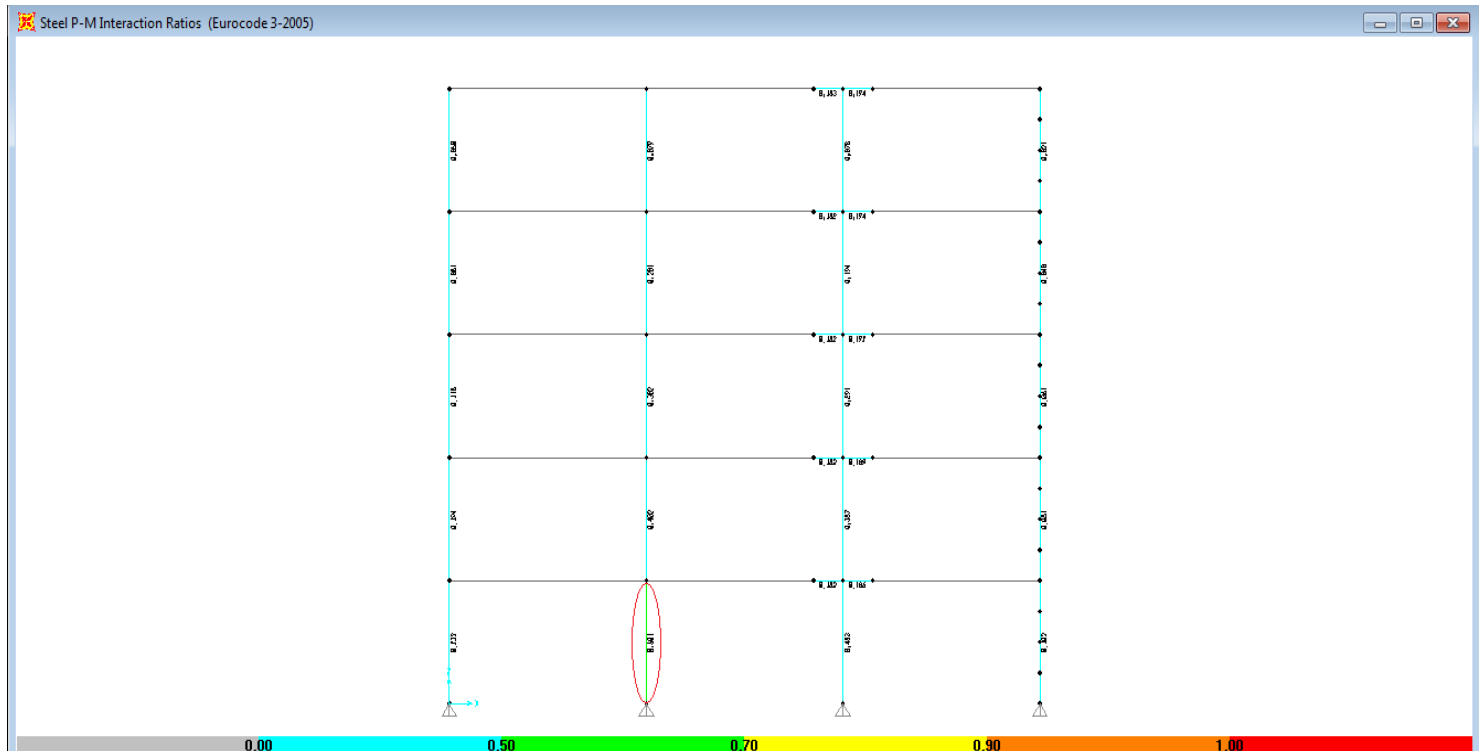


Σχήμα 7.7: Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων στις όψεις (x,z) και (y,z) αντίστοιχα

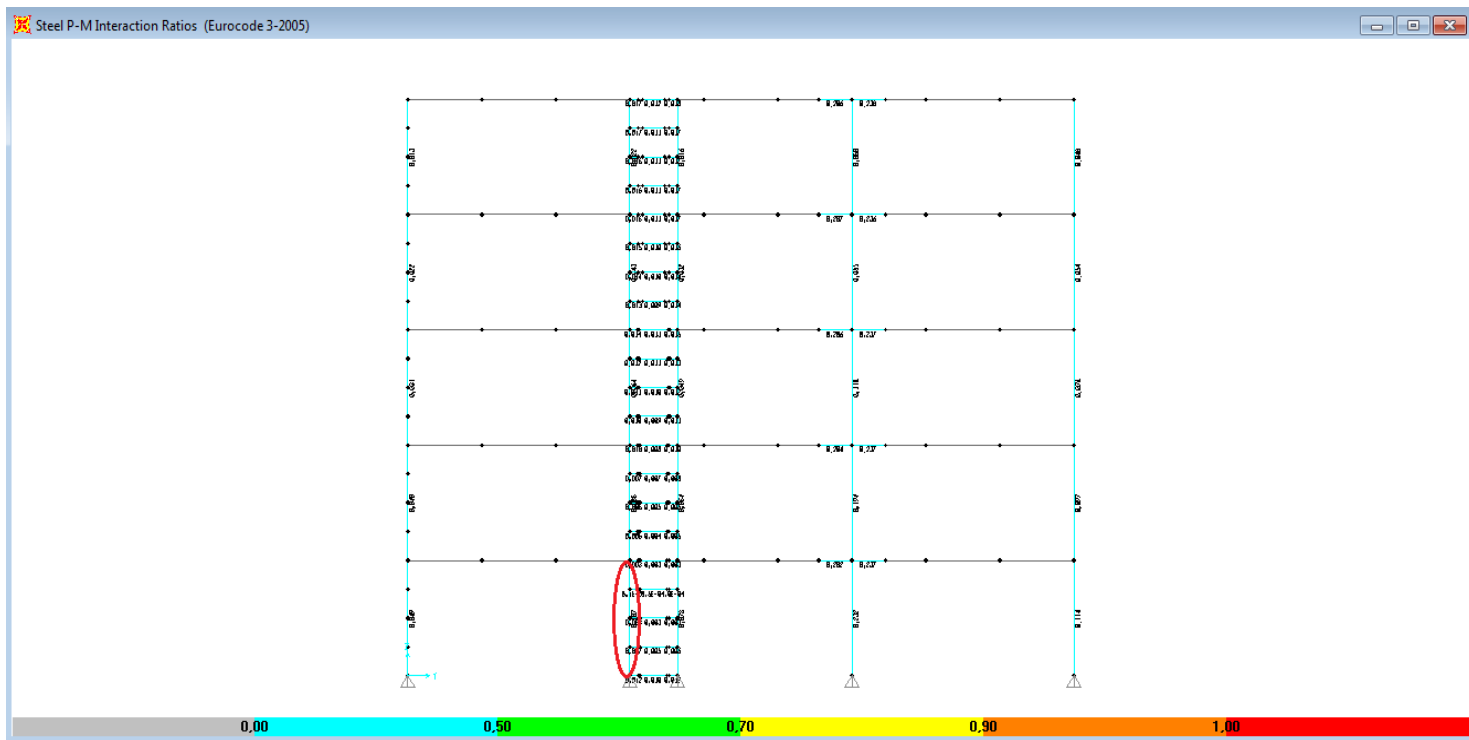
7.2 Αποτελέσματα-ποσοστά εκμετάλλευσης διατομών κτιρίου για το βασικό στατικό συνδυασμό



Σχήμα 7.8: Τρισδιάστατο διάγραμμα με τα ποσοστά εκμετάλλευσης των διατομών



Σχήμα 7.9: Ποσοστά εκμετάλλευσης διατομών με επισήμανση του δυσμενέστερου Υποστυλώματος (εκμετάλλευση 0,501-πράσινο χρώμα)



Σχήμα 7.10: Ποσοστά εκμετάλλευσης διατομών με επισημάνση του δυσμενέστερου υποστυλώματος FUSEIS (εκμετάλλευση 0,107-γαλάζιο χρώμα)

Με εξαίρεση τις σύμμικτες δοκούς και τις σύμμικτες πλάκες τα υπόλοιπα μέλη (υποστυλώματα και δοκοί FUSEIS) της κατασκευής είναι αμιγώς μεταλλικά. Η διαστασιολόγηση τους ακολουθεί τις διατάξεις του EC3. Ελέγχονται σε οριακές καταστάσεις αστοχίας μόνο. Οι διατομές που χρησιμοποιούνται είναι όλες διατομές διπλού Ταν ΙΡΕ για τις δοκούς και ΗΕΒ για τα υποστυλώματα.

Οι αντοχές που πρέπει να υπολογιστούν είναι οι εξής:

- Αντοχή σε αξονική θλιπτική δύναμη $N_{c,Rd}$ καθώς και η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό $N_{b,Rd}$
- Αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα δύναμη λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή της στρέψης
- Αντοχή σχεδιασμού σε καμπτική ροπή $M_{c,Rd}$, η ροπή αντοχής έναντι πλευρικού λυγισμού $M_{b,Rd}$ λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή των τεμνουσών και του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού
- Αντοχή σε στρεπτική ροπή

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File

Frame : 26
 X Mid : 6,000
 Y Mid : 7,000
 Z Mid : 1,700
 Length : 3,400
 Loc : 0,000
 Design Sect: HE360B
 Design Type: Column
 Frame Type: Ductility Class High Moment Resisting Frame
 Sect Class : Class 1
 Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 RLLF : 1,000

Units KN, m, C

Area : 0,018
 IMajor : 4,319E-04
 IMinor : 1,014E-04
 Ixy : 0,000
 SMajor : 0,002
 SMinor : 6,760E-04
 ZMajor : 0,003
 ZMinor : 0,001
 rMajor : 0,154
 rMinor : 0,075
 E : 210000000,00
 Fy : 355000,000
 AUMajor: 0,005
 AUMinor: 0,011

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
0,000	-2446,703	0,000	0,000	0,060	-0,135	0,000

PMN DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation (6.62)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0,483	0,483	0,000	0,000	0,950	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
Axial	-2446,703	5067,394	6425,500	6425,500	5067,394

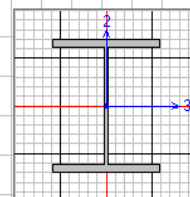
MOMENT DESIGN

	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major Moment	0,000	952,465	952,465	952,465
Minor Moment	0,000	366,360	366,360	

	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment	1,000	1,000	0,620	0,918		1,880
Minor Moment	1,000	1,000	0,771		0,462	

SHEAR DESIGN

	Ued Force	Uc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion
Major Shear	0,060	922,317	6,515E-05	OK	0,000
Minor Shear	0,135	2305,792	5,874E-05	OK	0,000



Σχήμα 7.11: Έλεγχος του δυσμενέστερου στύλου του κτιρίου για τον βασικό στατικό συνδυασμό

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

Όλες οι διατομές είναι κατηγορίας 1 σε θλίψη οπότε μπορούν να αναπτύξουν πλαστική ροπή αντοχής. Δεδομένου ότι έχουμε ανοιχτές διατομές απαιτείται απομείωση των καμπτικών ροπών αντοχής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Εφόσον οι δρώσες τέμνουσες δεν ξεπερνούν το 50% των αντίστοιχων τεμνουσών αντοχής και επομένως δεν απαιτείται απομείωση των ροπών αντοχής λόγω τεμνουσών δυνάμεων.

Ως τέμνουσες αντοχής υπολογίζονται οι πλαστικές τέμνουσες αντοχής. Στο εξεταζόμενο κτίριο οι στρεπτικές ροπές είναι αμελητέες και επομένως δεν είναι ικανές να απομειώσουν τις τέμνουσες αντοχής.

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

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

Δεδομένου ότι σε όλους τους στύλους η αξονική δύναμη είναι θλιπτική ενώ στις δοκούς των FUSEIS είναι σχεδόν μηδαμινή, όλοι οι προαναφερθέντες έλεγχοι συνοψίζονται στην ικανοποίηση των κριτηρίων 6.61 και 6.62 του EC3,part1-1 για μέλη σταθερής διατομής καταπονούμενα ταυτόχρονα από αξονική θλίψη και ροπές κάμψης περί

τον ισχυρό και τον ασθενή άξονα της διατομής. Αυτά τα δύο κριτήρια εφαρμόζονται και στην προκειμένη μελέτη. Για τον υπολογισμό των όρων k_{zy} , k_{yz} , k_{zz} , k_{yy} εφαρμόζεται η μέθοδος 2 του παραρτήματος AnnexB του EC3,part1-1. Οι συντελεστές C_{my} , C_{mz} δεν εξαρτώνται από το διάγραμμα ροπών του μέλους και λαμβάνονται ίσοι με 0,9 δεδομένου ότι ο λυγισμός στον οποίο υπόκεινται είναι από μετάθεση (EC3,part1-1,Annex B).

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

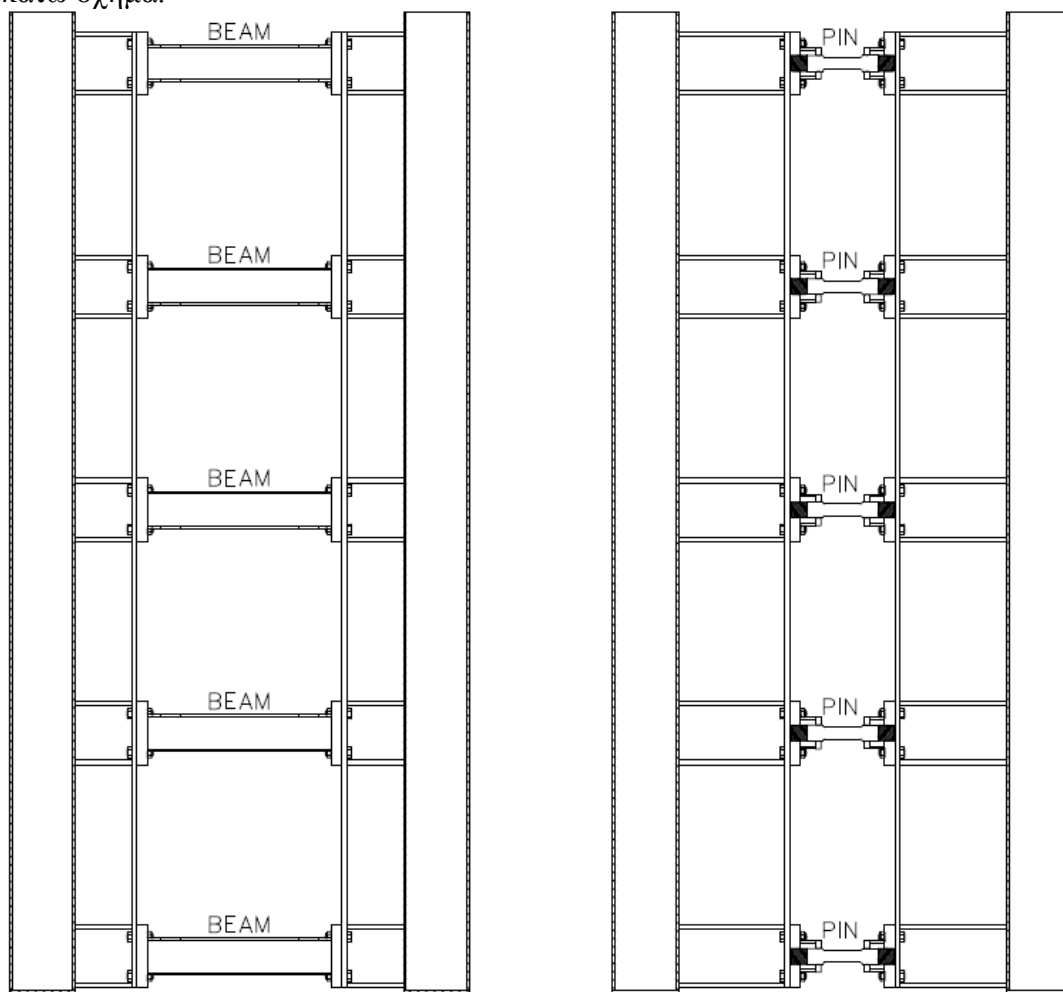
Ο συντελεστής χ_{LT} για μέλη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις υπολογίζεται από την σχέση 6.56 της παραγράφου 6.3.2.2 του EC3-part 1. Στα πλαίσια αυτής της εργασίας δεν έχει πραγματοποιηθεί μελέτη των συνδέσεων, με αποτέλεσμα όλες οι διατομές στα άκρα των μελών να θεωρούνται πλήρεις και να λαμβάνεται υπόψη η πλαστική αντοχή σχεδιασμού της πλήρους διατομής.

Φυσικά, σε όλους τους κόμβους το πάχος των υποστυλωμάτων είναι μεγαλύτερο από εκείνο των συνδεόμενων δοκών.

8 Σύστημα FUSEIS

8.1 Γενικά

Τα συστήματα FUSEIS είναι μια καινοτόμος αντισεισμική μέθοδος και αποτελούνται από ζεύγη ισχυρών υποστυλωμάτων κλειστής ή ανοιχτής διατομής, τα οποία συνδέονται μεταξύ τους με οριζόντιες ασθενέστερες δοκούς στη στάθμη των ορόφων και ενδιάμεσα αυτών. Οι δοκοί των FUSEIS είτε συνδέονται απευθείας στα υποστυλώματα (FUSEIS 1-1) είτε διακόπτονται και συνδέονται με πείρους (FUSEIS 1-2) όπως φαίνεται ενδεικτικά στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 8.1: FUSEIS 1-1 και FUSEIS 1-2

Το σύστημα παραλαμβάνει πλευρικά φορτία όπως ο σεισμός και ο άνεμος, μέσω της κάμψης των δοκών και των αξονικών εντάσεων των υποστυλωμάτων, όπως μια δοκός Vierendeel. Τα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας του συστήματος είναι οι δοκοί και οι πείροι στα συστήματα FUSEIS 1-1 και FUSEIS 1-2 αντίστοιχα. Τα στοιχεία αυτά δεν παραλαμβάνουν κατακόρυφα φορτία καθώς συμμετέχουν μόνο στο κύριο σύστημα παραλαβής των σεισμικών δράσεων του φορέα.

Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκε το **σύστημα FUSEIS 1-1 με απομειωμένες διατομές δοκών** στο οποίο οι οριζόντιες δοκοί που συνδέουν τα υποστυλώματα του συστήματος εκτείνονται από το ένα υποστυλώμα 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. Συγκεκριμένα, η απομείωση των διατομών των δοκαριών γίνεται για να καταστεί δυνατός ο σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης μακριά από την περιοχή σύνδεσης τους με τα υποστυλώματα και για να αποφευχθεί η ψαθυρή μορφή αστοχίας των συνδέσεων. Η απομείωση των διατομών μορφής διπλού ταυ πραγματοποιείται με μείωση του πλάτους των πελμάτων. Η ποιότητα του χάλυβα των δοκών (S235) είναι χαμηλότερη από την αντίστοιχη των υποστυλωμάτων (S355) του συστήματος. Συγκεκριμένα, για χάλυβα ποιότητας S235 και με $\gamma_{ov} = 1,25$ η μέθοδος $f_{y,max} \leq 1,1\gamma_{ov} * f_y$ δίνει μία μέγιστη τιμή του $f_{y,max} = 323 \text{ MPa}$, όπου τα ανώτερα όρια διαρροής των χαλύβων του τύπου S235 περιορίζονται στο $f_{y,max} = 355 \text{ MPa}$. Οι δοκοί των FUSEIS συνδέονται με συνδέσεις ροπής στα υποστυλώματα, έτσι ώστε να αναπτυχθεί ο μηχανισμός της δοκού Vierendeel, ενώ οι σύμμικτες κύριες δοκοί του κτιρίου συνδέονται με απλές συνδέσεις τέμνουσας στα υποστυλώματα των FUSEIS, διότι όπως αναφέρθηκε παραπάνω, το σύστημα δεν παραλαμβάνει τα φορτία βαρύτητας της κατασκευής. Τα υποστυλώματα συνδέονται αρθρωτά στη βάση τους με σκοπό να ελαχιστοποιούνται οι βλάβες εκεί.

Τα πλεονεκτήματα του συστήματος FUSEIS έναντι των άλλων συστημάτων δυσκαμνίας είναι τα εξής:

1. Οι ανελαστικές παραμορφώσεις περιορίζονται αυστηρά στα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας (dissipative elements) (δοκοί ή πείροι)
2. Τα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας είναι εύκολο να αντικατασταθούν, εφόσον παραμορφωθούν πλαστικά ή καταστραφούν μετά από ένα επιβλαβές σεισμικό γεγονός, δεδομένου ότι είναι μικρά τμήματα και δεν αποτελούν μέρος του συστήματος παραλαβής των φορτίων βαρύτητας της κατασκευής. Μετά την αντικατάσταση των δοκών, το σύστημα είναι έτοιμο να παραλάβει εκ νέου τα αναμενόμενα σεισμικά φορτία.
3. Τα στοιχεία μπορούν να τοποθετηθούν σε μικρές περιοχές του κτιρίου χωρίς να παρεμποδίζεται ο αρχιτεκτονικός σχεδιασμός του.
4. Τα συστήματα FUSEIS μπορούν να αποτελέσουν ορατά μέρη του κτιρίου υποδεικνύοντας την αντισεισμική του ιδιότητα.
5. Επιτρέπονται διαδοχικές πλαστικοποιήσεις με την ορθή επιλογή των διατομών των στοιχείων απορρόφησης ενέργειας.

Η μελέτη του συστήματος FUSEIS αποτελεί εδώ και ορισμένα χρόνια αντικείμενο έρευνας και μελέτης στο εργαστήριο μεταλλικών κατασκευών του ΕΜΠ.

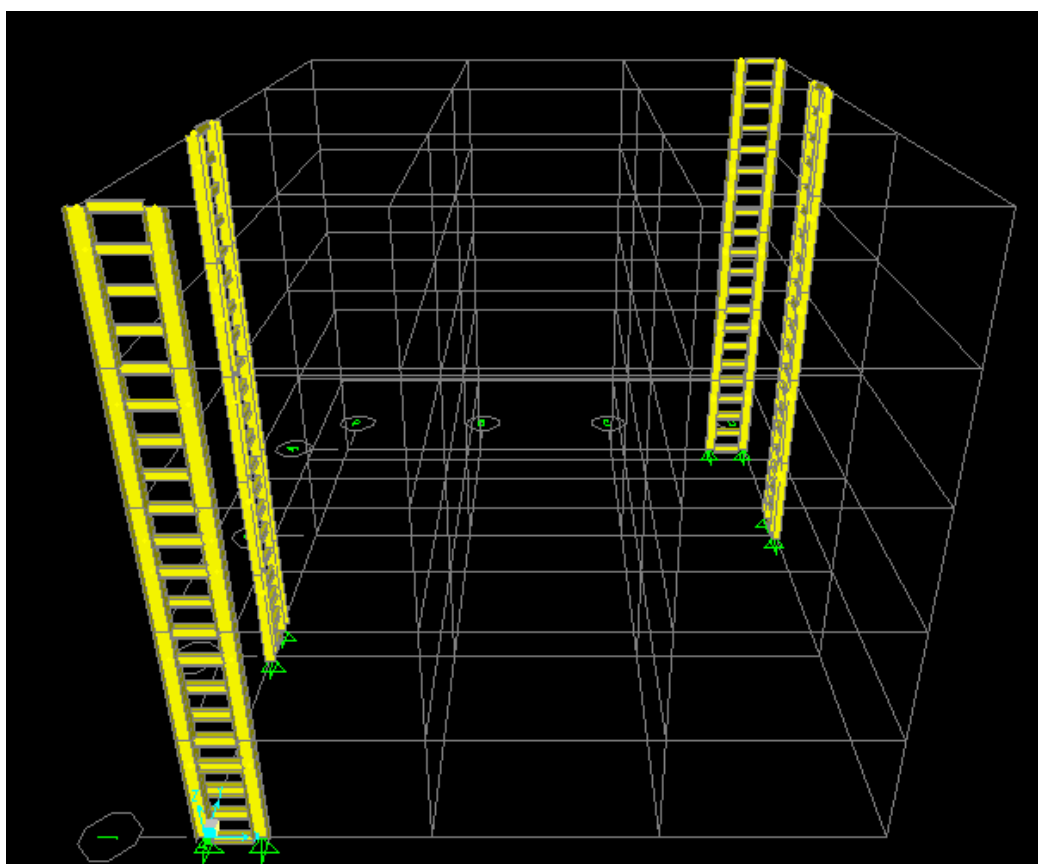
8.2 Περιγραφή τυπικής διάταξης συστήματος FUSEIS

Στο εξεταζόμενο κτίριο μια τυπική διάταξη του συστήματος FUSEIS αποτελείται από δύο υποστυλώματα ανοιχτής διατομής διπλού Ταυ HEB450, αμετάβλητης σε όλο το ύψος του κτιρίου, εδραζόμενα με αρθρωτές στηρίξεις, τα οποία συνδέονται σε κάθε όροφο με τέσσερα δοκάρια με συνδέσεις ροπής (στον πρώτο όροφο υπάρχει και πέμπτη δοκός στο επίπεδο της βάσης). Τα κέντρα βάρους των υποστυλωμάτων απέχουν 1,50 μέτρα. Τα δοκάρια τα οποία είναι επίσης ανοιχτής διατομής διπλού Ταυ, απέχουν σε κάθε όροφο 0.85m, και περιλαμβάνουν περιοχές απομειωμένης, μέσω σταδιακής μείωσης του πλάτους των πελμάτων, διατομής κοντά στις στηρίξεις. Τα τμήματα απομειωμένης διατομής ονομάζονται dogbones. Οι διατομές των δοκών της διάταξης μεταβάλλονται από όροφο σε

όροφο εξαιτίας της αυξανόμενης τιμής της τέμνουσας των ορόφων από την κορυφή έως στη βάση του κτιρίου. Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται οι επιλεγθείσες διατομές IPE σε κάθε όροφο.

1 ^{ος} όροφος	IPE330
2 ^{ος} όροφος	IPE300
3 ^{ος} όροφος	IPE270
4 ^{ος} όροφος	IPE240
5 ^{ος} όροφος	IPE220

Πίνακας 8.2: Διατομές δοκών FUSEIS σε κάθε όροφο

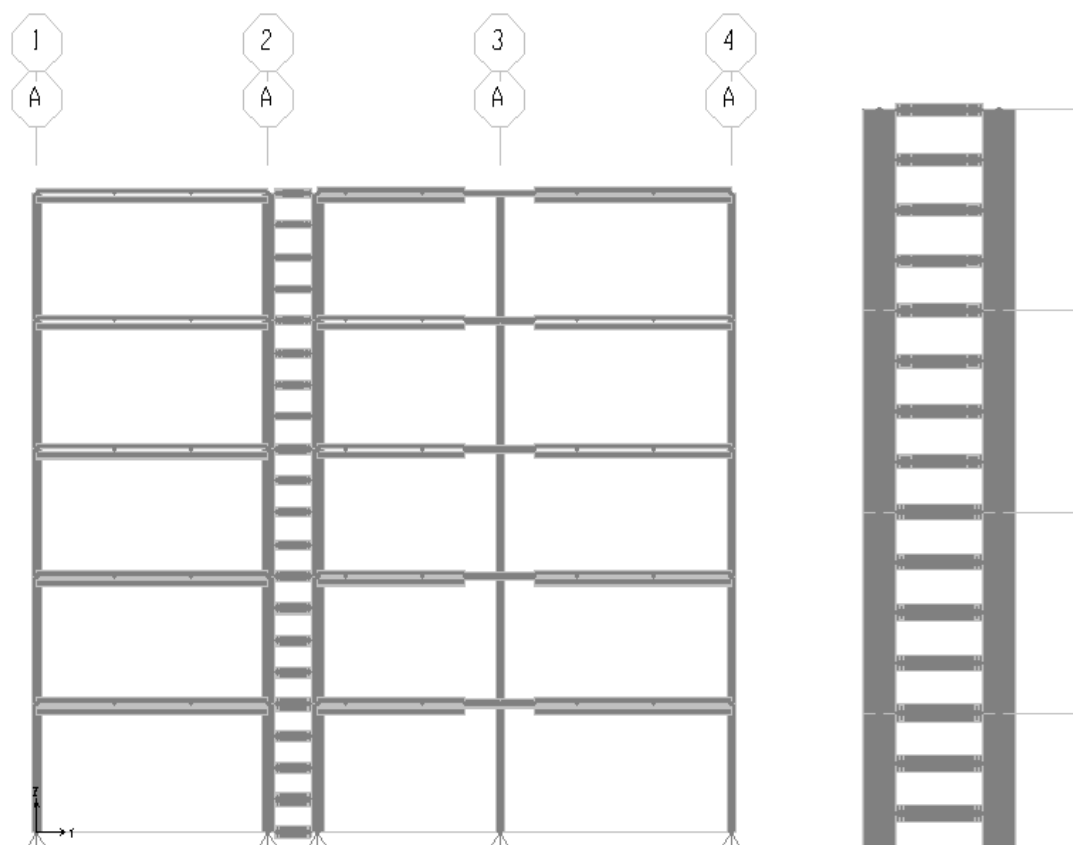


Σχήμα 8.3: Γεωμετρία συστήματος FUSEIS στο κτίριο

Οι διατάξεις του συστήματος είναι συνήθως κατά το δυνατόν συμμετρικά τοποθετημένες ως προς και τους δύο άξονες. Στην προκειμένη περίπτωση ισχύει η συμμετρία περι τον άξονα x και ως προς τον άξονα y.

Οι αποστάσεις δοκών και στύλων και οι τύποι διατομών δοκών και στύλων είναι παράγοντες προκαθορισμένοι.

Στις δοκούς των FUSEIS εφαρμόζονται «rigid zones» από το κέντρο βάρους των υποστυλωμάτων μέχρι την παρειά τους, έτσι ώστε να αποφευχθούν φαινόμενα λυγισμού των δοκών.



Σχήμα 8.2: Διατάξεις συστήματος κτιρίου

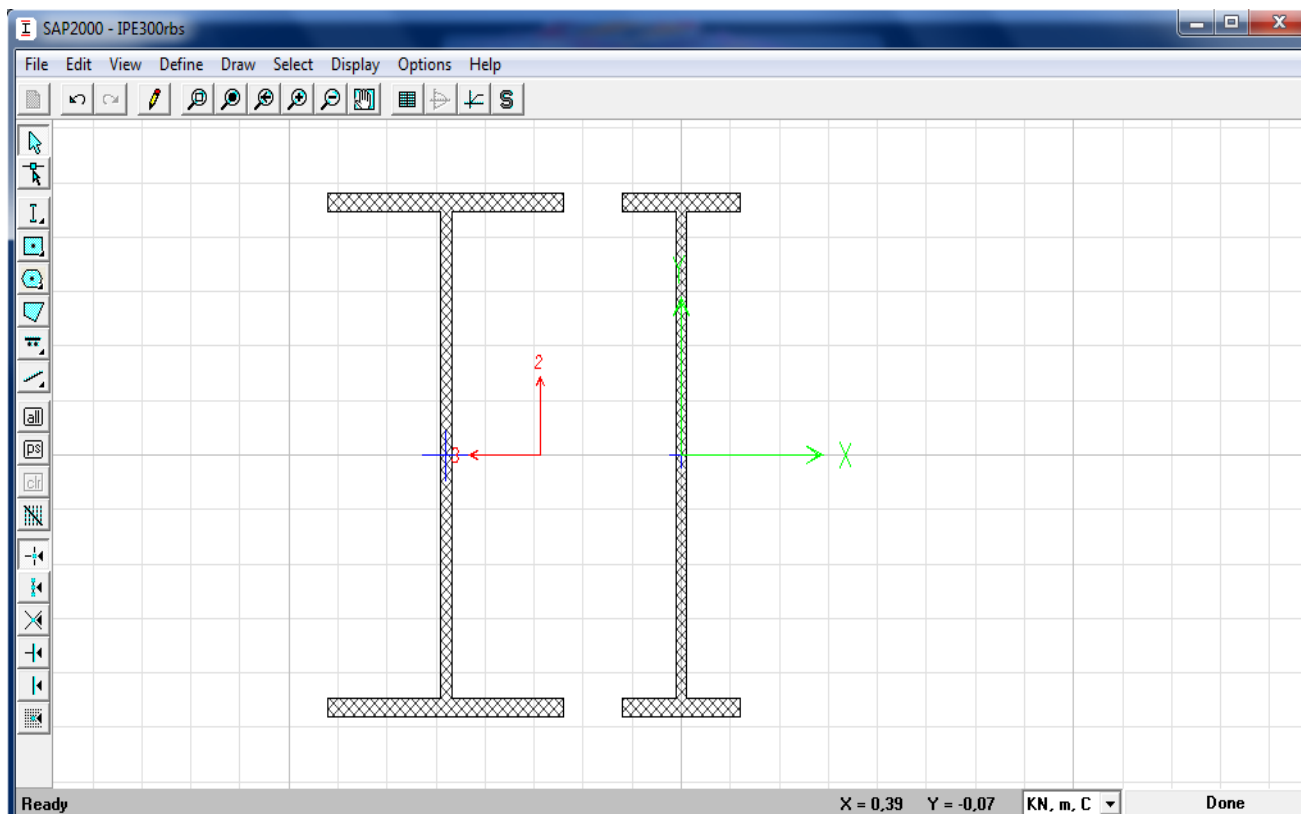
Σχήμα 8.3: Τμήμα τυπικής διάταξης συστήματος FUSEIS κτιρίου

8.3 Τμήματα απομειωμένης διατομής – dogbones

8.3.1 Γενικά

Όπως ήδη αναφέρθηκε για τις δοκούς των διατάξεων, η απομάκρυνση των θέσεων πλαστικών αρθρώσεων από τα άκρα των δοκών επιτυγχάνεται με την απομείωση των διατομών σε ορισμένη απόσταση από τα άκρα. Στην προκειμένη περίπτωση όπου οι δοκοί είναι διατομής διπλού Ταυ, η απομείωση πραγματοποιείται με σταδιακή μείωση του πλάτους του άνω και κάτω πέλματος της διατομής. Οι διαστάσεις των επιμηκών εγκοπών και οι αποστάσεις τους από τα άκρα της δοκού υπολογίζονται σύμφωνα με τον κανονισμό FEMA 350/351.

Στα σχήματα 8.4 και 8.5 φαίνονται σε κάτοψη και σε όψη μιας διάταξης των FUSEIS, τα δύο υποστυλώματα και η δοκός που τα συνδέει, με εμφανή τα απομειωμένα τμήματα της δοκού, καθώς και μια τυπική απομειωμένη διατομή IPE300 στο SAP.



Σχήμα 8.5: Απομειωμένη διατομή IPE300 στο SAP

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

8.3.2 Χαρακτηριστικά των dogbones - προσομοίωση στο SAP

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

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

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

- 2 ακραία στοιχεία πλήρους διατομής και μήκους a το καθένα (χωρίς το τμήμα μήκους $0,2m$ που προσομοιώνεται ως στερεός κόμβος)
- 2 ενδιάμεσα στοιχεία απομειωμένης διατομής (αποκοπτόμενα τμήματα πλάτους $2g$ σε άνω και κάτω πέλμα) μήκους b το καθένα
- 1 ενδιάμεσο (μεσαίο) τμήμα πλήρους διατομής μήκους $L=L_{net}-2a-2b$ όπου $L_{net}=1,50-2*0,225=1,05m$ το καθαρό μήκος της δοκού



Σχήμα 8.6: Κάτοψη απομονωμένης δοκού συστήματος FUSEIS

8.3.3 Προσδιορισμός χαρακτηριστικών των dogbones

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

$$a = 0,50 \cdot b_f$$

$$b = 0,65 \cdot d_b$$

όπου b_f , d_b το πλάτος του πέλματος πλήρους διατομής και το ύψος της πλήρους διατομής αντίστοιχα. Ακολουθείται μια επαναληπτική διαδικασία στην οποία με τη βοήθεια του προγράμματος Excel δίνονται διάφορες πιθανές τιμές των a, b . Για τις τιμές αυτές υπολογίζεται επίσης η απόσταση του κέντρου του απομειωμένου τμήματος της δοκού (πιθανή θέση σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης) από την παρειά του υποστυλώματος (ακραία διατομή της δοκού) $s = a + b/2$ καθώς και το μήκος του τμήματος της δοκού ανάμεσα στα δύο κέντρα των απομειωμένων διατομών $L_{RBS} = L_{net} - 2 \cdot a - b$.

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

- 1^η απαίτηση

Θα πρέπει σε κάθε περίπτωση η μέγιστη δρώσα ροπή $M_{cf,Ed}$ (η οποία εξαρτάται από το g) στο άκρο της δοκού να μην ξεπερνά την πλαστική ροπή αντοχής $M_{pl,Rd,b}$. Η $M_{cf,Ed}$ υπολογίζεται ικανοτικά κατά τον EC8,part3,B.5.3.4.(3vii). Η πλαστική ροπή αντοχής της πλήρους διατομής υπολογίζεται κατά τον EC8,part3, B.5.1.(5).

- 2^η απαίτηση

Θα πρέπει το ημιπλάτος g να μην υπερβαίνει την τιμή $g_{max} = 0,25 \cdot b_f$. Μια καλή, αρχική προσέγγιση για την επαναληπτική διαδικασία βελτιστοποίησης είναι $g = 0,20 \cdot b_f$.

- 3^η απαίτηση:

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

- 4^η απαίτηση:

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

- 5^η απαίτηση:

Θα πρέπει δεδομένων των απομειώσεων να ικανοποιείται η σχέση (6.4) του EC8,part1,draft5,6.6.2 βάση της οποίας $V_{CD,ed} / V_{pl,rd,b} \leq 0,5$ όπου:

$$V_{CD,ed} = 2 \cdot M_{pl,rd,RBS} / L_{RBS} + w \cdot L_{RBS} / 2, \text{ η ικανοτική τέμνουσα}$$

$$V_{pl,rd,b} = A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{MO}), \text{ η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα της πλήρους δοκού}$$

$$M_{pl,rd,RBS} = Z_{RBS} \cdot f_y, \text{ η πλαστική ροπή αντοχής στο κέντρο της απομειωμένης διατομής}$$

$$Z_{RBS}: \text{ η πλαστική ροπή αντίστασης της απομειωμένης διατομής}$$

f_y : η τάση διαρροής του χάλυβα

Η επιρροή του βάρους των δοκών στους απαιτούμενους υπολογισμούς είναι αμελητέα, άρα αμελείται ο δεύτερος όρος στον υπολογισμό της $V_{CD,ed}$.

Ο συντελεστής υπεραντοχής λαμβάνεται ίσος με $\gamma_{ov}=1,25$ ενώ το καθαρό μήκος των δοκών FUSEIS είναι $L_{net}=1,1m$.

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

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

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

section	f_y (kpa)	f_u (kpa)	γ_{ov}	b_f (m)	d_b (m)	t_f (m)
IPE330	235000	360000	1,25	0,16	0,33	0,0115
IPE300	235000	360000	1,25	0,15	0,3	0,0107
IPE270	235000	360000	1,25	0,135	0,27	0,0102
IPE240	235000	360000	1,25	0,12	0,24	0,0098
IPE220	235000	360000	1,25	0,11	0,22	0,0092

Πίνακας 8.1: Χαρακτηριστικά απομειωμένων διατομών

section	A (m ²)	G (KN/m)	a (m)	b (m)	s (m)	g_{max} (m)
IPE330	0,006261	0,491	0,056	0,066	0,089	0,04
IPE300	0,005381	0,422	0,0525	0,06	0,0825	0,0375
IPE270	0,004595	0,361	0,04725	0,054	0,07425	0,03375
IPE240	0,003912	0,307	0,06	0,132	0,126	0,03
IPE220	0,003337	0,262	0,055	0,143	0,1265	0,0275

Πίνακας 8.2: Χαρακτηριστικά απομειωμένων διατομών

section	g (m)	Z_{rbs} (m ³)	L_{RBS} (m)	$M_{pl,rd,RBS}$ (kNm)	$M_{pl,rd,b}$ (kNm)	$M_{cf,Ed}$ (kNm)
IPE330	0,0265	0,0006	0,9220	143,3909	189,0105	171,0939
IPE300	0,03	0,0004	0,9350	105,1200	147,6740	123,6869
IPE270	0,027	0,0003	0,9515	80,2000	113,7400	92,7295
IPE240	0,024	0,0003	0,8480	60,6300	86,1510	78,6638
IPE220	0,022	0,0002	0,8470	47,8100	67,0690	62,1049

Πίνακας 8.3: Χαρακτηριστικά απομειωμένων διατομών

section	$V_{pl,Rd,b}$ (kN)	$V_{ed,G}$ (Kn)	$V_{ed,M}$ (kN)	$V_{CD,Ed}$ (kN)	$\frac{V_{CD,Ed}}{V_{pl,Rd,b}}$	$\frac{(M_{cf,Ed}/M_{pl,rd,b})^*}{100\%}$
IPE330	418,021802	0,226351	311,0433	311,2696	0,6940	90,5209
IPE300	348,41934	0,197285	224,8556	225,0529	0,6459	82,8862
IPE270	300,389572	0,1717457	168,5759	168,7477	0,5618	81,4382
IPE240	259,686378	0,130168	142,9953	143,1255	0,5511	91,4203
IPE220	215,455573	0,110957	112,8926	113,0035	0,5245	91,0611

Πίνακας 8.4: Χαρακτηριστικά απομειωμένων διατομών

Υπάρχει μια ακόμα σύσταση του κανονισμού, βάσει της οποίας η $M_{cf,Ed}$ πρέπει να είναι περίπου ίση με $85\% \div 100\% M_{pl,rd,b}$ η οποία στην προκειμένη περίπτωση επαληθεύεται (τα ποσοστά είναι 81,43% με 91,42%). Η απομείωση των διατομών, λόγω των απαιτήσεων 1 έως 5 δεν θα μπορούσε να είναι μικρότερη, δεδομένου του μικρού καθαρού μήκους $L_{net}=1,1m$ των δοκών.

Μετά το πέρας των υπολογισμών για τον καθορισμό του πλάτους απομείωσης διαπιστώθηκε ότι το μήκος $L_{net}=1,1m$ είναι αρκετά μικρό για τις απαιτήσεις του 5όρου κτιρίου και έτσι, σε όλες τις διατομές η απομείωση ισούται με την οριακή τιμή $g_{max}=b_f/4$, η τέμνουσα $V_{CD,ed}$ πλησιάζει ή ξεπερνά ελάχιστα την τιμή $0,5 \cdot V_{pl,Rd,b}$.

Επίσης, θα πρέπει να σχολιαστεί το γεγονός ότι μόνο στη διατομή IPE220 ισχύουν οι σχέσεις (FEMA 350/351) για τα μήκη $a=0,50 \cdot b_f$ και $b=0,65 \cdot d_b$. Σε όλες τις υπόλοιπες διατομές τα a, b που έχουν επιλεγεί είναι μικρότερα από τα ελάχιστα του κανονισμού. Για τις διατομές IPE330 IPE300 και IPE270 το μήκος των δοκών είναι οριακά μικρότερο ή ίσο από το τετραπλάσιο του ύψους τους, συνθήκη απαραίτητη ώστε το στοιχείο να θεωρείται ραβδωτό. Επομένως, για μεγαλύτερης ακρίβειας αποτελέσματα, απαιτείται ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία.

9 Σχεδιασμός με ελαστική ανάλυση

9.1 Επιρροή αρχικών ατελειών

Σύμφωνα με τον Ευροκώδικα 3, θα πρέπει να ληφθεί υπόψη μία αρχική κλίση του πλαισίου κατά την ανάλυση. Τα φορτία της αρχικής κλίσης προστίθενται στον βασικό συνδυασμό δράσεων $1,35G+1,5Q$. Παρ' όλα αυτά, για πλαίσια κτιρίων οι καθολικές ατέλειες μπορούν να αγνοούνται αν ισχύει: $H_{Ed} \geq 0,15 \cdot V_{Ed}$ γεγονός που για τις σεισμικές δράσεις στη χώρα μας είναι σύνηθες.

9.2 Φαινόμενα 2ας τάξεως

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

- Ο βασικός στατικός συνδυασμός:
 $1,35G+1,35 G_{\mu\sigma\nu}+1,5L_{storey}+1,5L_{roof}$
- Ο σεισμικός συνδυασμός:
 $G+ G_{\mu\sigma\nu} +0,3 \cdot \varphi \cdot L_{storey}+0,3L_{roof}+E$

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

Βασικός στατικός συνδυασμός:

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:

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

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

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).

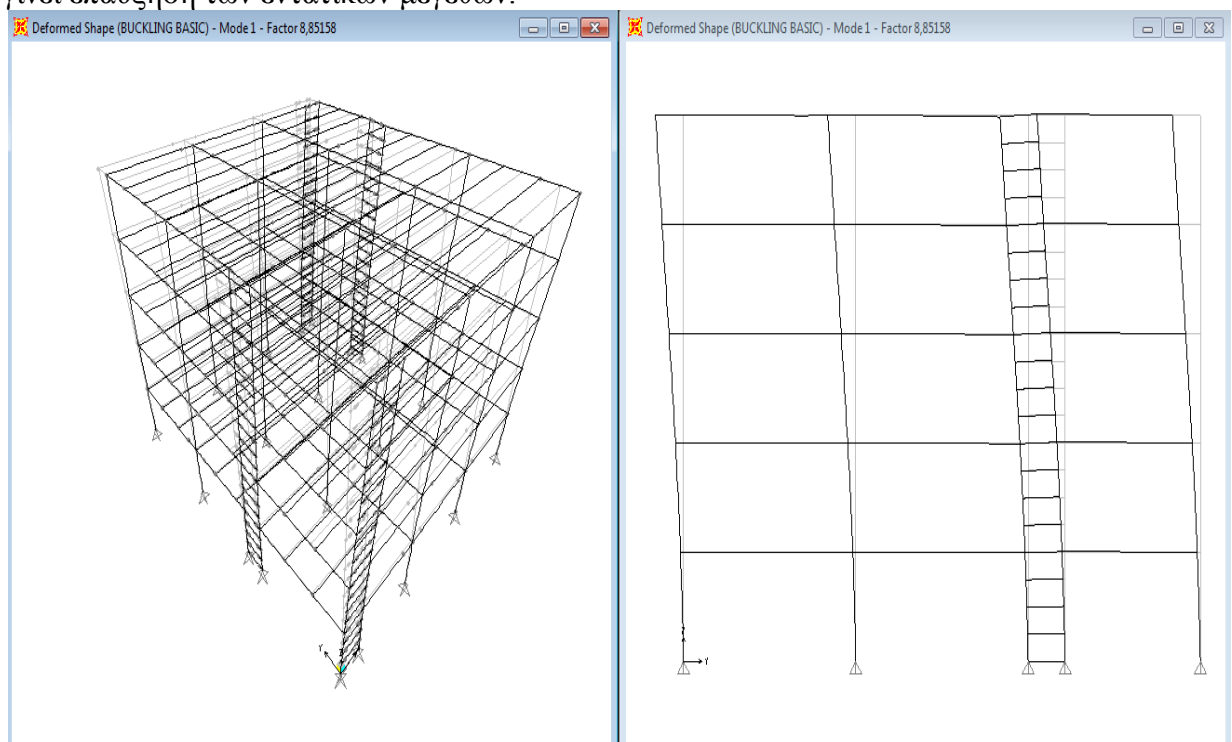
Δεδομένου ότι για τα στατικά φορτία δεν αναπτύσσονται πλαστικές αρθρώσεις η οριακή τιμή του α_{cr} για την οποία αγνοούμε τα φαινόμενα 2^{ας} τάξεως είναι ίση με 10.

Για το εξεταζόμενο κτίριο η ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού πραγματοποιήθηκε στο πρόγραμμα SAP. Παρακάτω παρατίθεται ένας πίνακας με τους κρίσιμους συντελεστές λυγισμού για τις 12 πρώτες ιδιομορφές του κτηρίου.

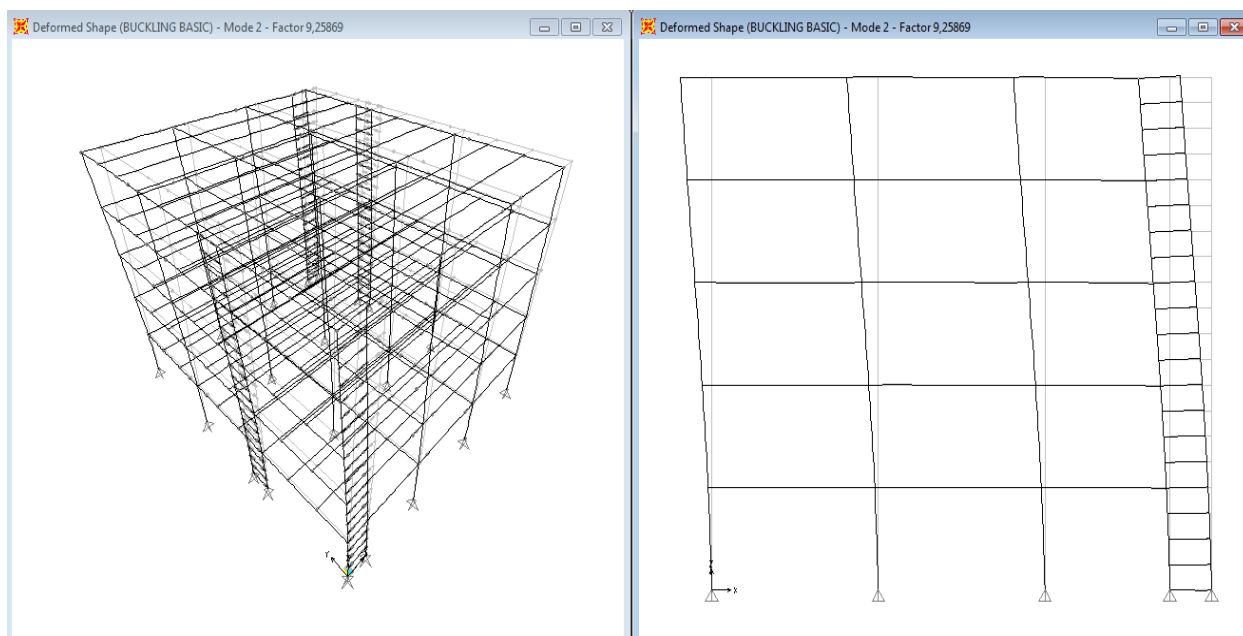
TABLE: Buckling Factors			
OutputCase	StepType	StepNum	ScaleFactor
Text	Text	Unitless	Unitless
BUCKLING BASIC	Mode	1	8,851582
BUCKLING BASIC	Mode	2	9,258687
BUCKLING BASIC	Mode	3	10,769807
BUCKLING BASIC	Mode	4	10,807117
BUCKLING BASIC	Mode	5	11,152071
BUCKLING BASIC	Mode	6	11,191517
BUCKLING BASIC	Mode	7	20,807502
BUCKLING BASIC	Mode	8	20,838997
BUCKLING BASIC	Mode	9	21,228452
BUCKLING BASIC	Mode	10	21,288259
BUCKLING BASIC	Mode	11	21,437626
BUCKLING BASIC	Mode	12	21,596509

Πίνακας 9.1: ιδιομορφών λυγισμού του κτηρίου

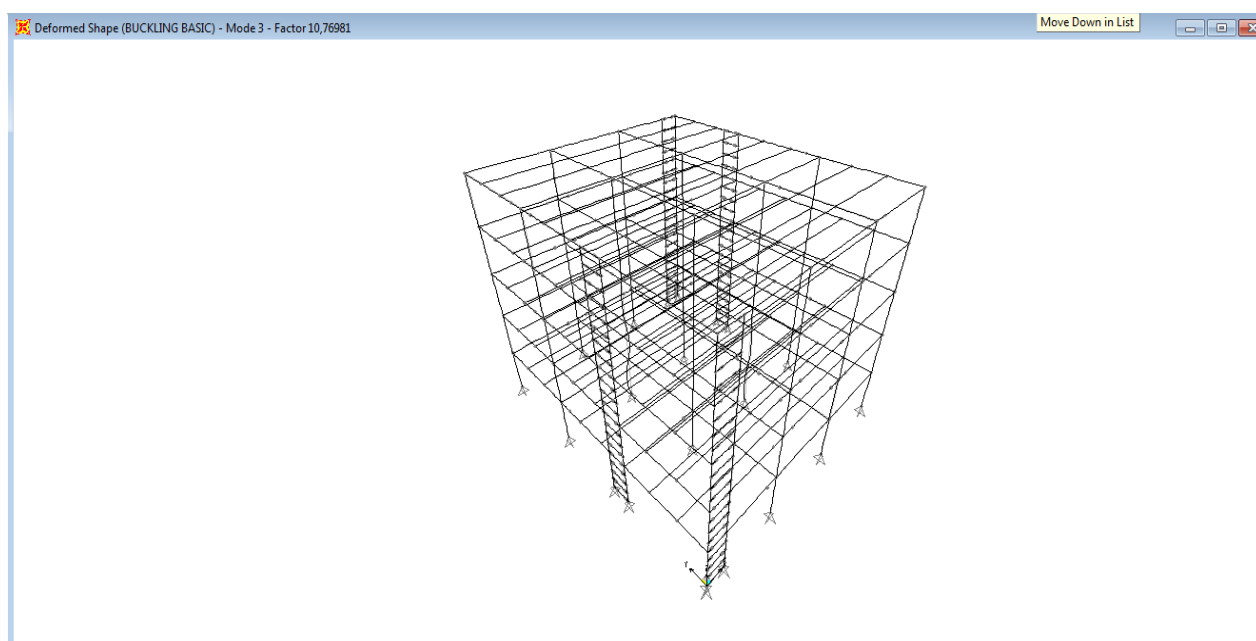
Εφόσον, το $\alpha_{cr} < 10$ για την πρώτη ιδιομορφή λυγισμού (κρίσιμη ως μικρότερη), δεν ικανοποιείται το κριτήριο ισχύος της ανάλυσης 1^{ης} τάξης και ο προσδιορισμός της επιρροής της παραμορφωμένης γεωμετρίας στην ανάλυση του φορέα και ο έλεγχος της ευστάθειας των πλαισίων ή των τμημάτων τους πρέπει να γίνεται λαμβάνοντας υπόψη και τις επιρροές 2^{ης} τάξης. Για πολυώροφα πλαίσια, οι επιρροές 2^{ης} τάξης λόγω πλευρικής μετάθεσης υπολογίζονται αυξάνοντας τα οριζόντια φορτία H_{Ed} (π.χ. άνεμο) και τα ισοδύναμα φορτία ϕV_{Ed} λόγω ατελειών, καθώς και άλλες πιθανές επιρροές λόγω μετάθεσης σύμφωνα με τη θεωρία πρώτης τάξης, μέσω του μεγεθυντικού συντελεστή: $1/(1-1/\alpha_{cr})$ υπό την προϋπόθεση ότι $\alpha_{cr} \geq 3$. Δεδομένου, όμως, ότι η επιρροή αρχικών ατελειών καθώς και τα φορτία ανέμου αμελούνται στην παρούσα εργασία δεν χρειάζεται να γίνει επαύξηση των εντατικών μεγεθών.



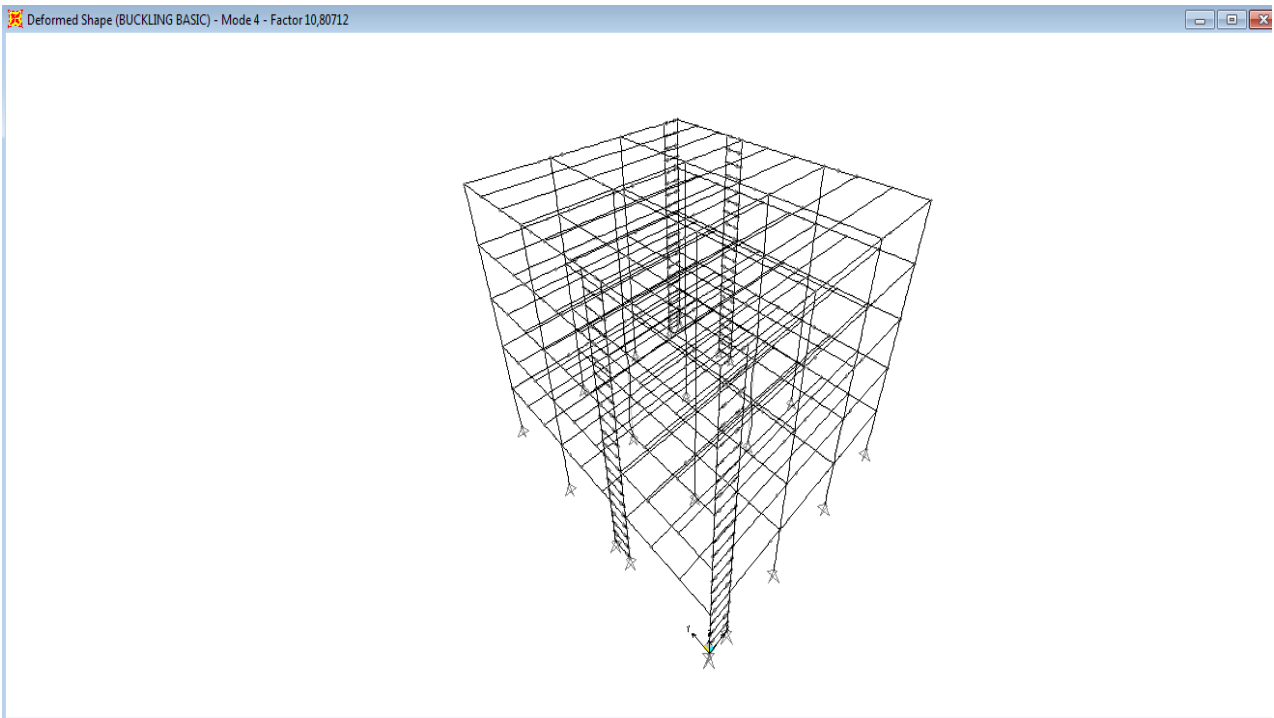
Σχήμα 9.2: 1^η ιδιομορφή λυγισμού (κρίσιμη ως μικρότερη) για το βασικό συνδυασμό κατά y



Σχήμα 9.3: 2^η ιδιομορφή λυγισμού για το βασικό στατικό συνδυασμό κατά x



Σχήμα 9.4: 3^η ιδιομορφή λυγισμού για το βασικό στατικό συνδυασμό



Σχήμα 9.5: 4^η ιδιομορφή λυγισμού για το βασικό στατικό συνδυασμό

Σεισμικός συνδυασμός:

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

Υπάρχουν 2 τρόποι για αυτό:

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

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

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
- V_{tot} είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου, και
- h είναι το ύψος του ορόφου.

2) Εναλλακτικά ο συντελεστής ευαισθησίας θ μπορεί να υπολογιστεί με μεγαλύτερη ακρίβεια από την γραμμική ανάλυση λυγισμού για σεισμό που εισάγαμε στο SAP. Η επιρροή των φαινομένων 2^{ης} τάξης προσδιορίζεται με βάση την τιμή του προσανζητικού συντελεστή $1/(1-\theta)$ όπου το θ υπολογίζεται ως εξής:

$$\theta = 1/(a_{cr}/q) \text{ όπου:}$$

- το a_{cr} υπολογίζεται μέσω της ιδιομορφικής ανάλυσης λυγισμού από την κρίσιμη ιδιομορφή λυγισμού για τα στατικά φορτία του σεισμικού συνδυασμού τα οποία είναι τα εξής: $G+G_{\mu ov}+0,3*\varphi*L_{storey}+0,3L_{roof}$
- $q=5$

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

- $\theta \leq 0,1$: Τα φαινόμενα P-Δ αγνοούνται
- $0,1 \leq \theta \leq 0,2$: Τα σεισμικά μεγέθη προσαυξάνονται με τον συντελεστή $1/(1-\theta)$
- $0,2 \leq \theta \leq 0,3$: Απαιτείται ανάλυση 2ας τάξεως
- Δεν επιτρέπονται τιμές του θ μεγαλύτερες από 0,3

Επιλέγεται ο δεύτερος τρόπος και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον πίνακα 9.6.

$\alpha_{cr,x}$	$\alpha_{cr,y}$	α_{cr}	a_{cr}/q	θ	$1/(1-\theta)$
17,53152	16,759	16,759	3,352	0,298	1,425

Πίνακας 9.6: Προσαυξητικοί συντελεστές λόγω φαινομένων P-Δ για τα σεισμικά φορτία

Όπως προκύπτει απ' τις τιμές του θ , θα πρέπει να προσαυξηθούν τα σεισμικά φορτία. Η προσαύξηση αυτή επιτυγχάνεται πολλαπλασιάζοντας τη σεισμική δράση του σεισμικού συνδυασμού με τον όρο $1/(1-\theta)$. Έτσι, για το εξεταζόμενο κτίριο προκύπτουν οι παρακάτω 8 σεισμικοί συνδυασμοί:

$G+ G_{\mu ov} +0,3*\varphi* L_{storey}+0,3L_{roof}+1,425E_x+0,4275E_y$
 $G+ G_{\mu ov} +0,3*\varphi* L_{storey}+0,3L_{roof}-1,425E_x-0,4275E_y$
 $G+ G_{\mu ov} +0,3*\varphi* L_{storey}+0,3L_{roof}-1,425E_x+0,4275E_y$
 $G+ G_{\mu ov} +0,3*\varphi* L_{storey}+0,3L_{roof}+1,425E_x-0,4275E_y$
 $G+ G_{\mu ov} +0,3*\varphi* L_{storey}+0,3L_{roof}+1,425E_y+0,4275E_x$
 $G+ G_{\mu ov} +0,3*\varphi* L_{storey}+0,3L_{roof}-1,425E_y-0,4275E_x$
 $G+ G_{\mu ov} +0,3*\varphi* L_{storey}+0,3L_{roof}-1,425E_y+0,4275E_x$
 $G+ G_{\mu ov} +0,3*\varphi* L_{storey}+0,3L_{roof}+1,425E_y-0,4275E_x$

9.3 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

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 $G+ G_{\mu ov}+0,3L_{roof} +0,3*0,8L_{storey}$. Το $\varphi=0,8$ προκύπτει από τον πίνακα του Ευρωκώδικα 8 λόγω συσχετισμένων χρήσεων ορόφων.

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). Σύμφωνα με τον EC8, οι

αποκρίσεις σε δύο ιδιομορφές ταλάντωσης i και j (που περιλαμβάνουν και μεταφορικές και στρεπτικές ιδιομορφές) μπορεί να ληφθούν ως ανεξάρτητες εφόσον οι περίοδοι τους T_i και T_j ικανοποιούν (με $T_j \leq T_i$) την ακόλουθη συνθήκη: $T_j \leq 0,9 \cdot T_i$. Με βάση τις ιδιοπεριόδους της κατασκευής που υπολογίσαμε, προκύπτει πως η σχέση 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.

Σε κάθε διεύθυνση χρησιμοποιήθηκε το φάσμα σχεδιασμού του EC8 για $q=5$ και για απόσβεση 5%, ενώ σε κάθε διάφραγμα θεωρήθηκαν λόγοι εκκεντρότητας ίσοι με $e_x=e_y=0.05$.

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

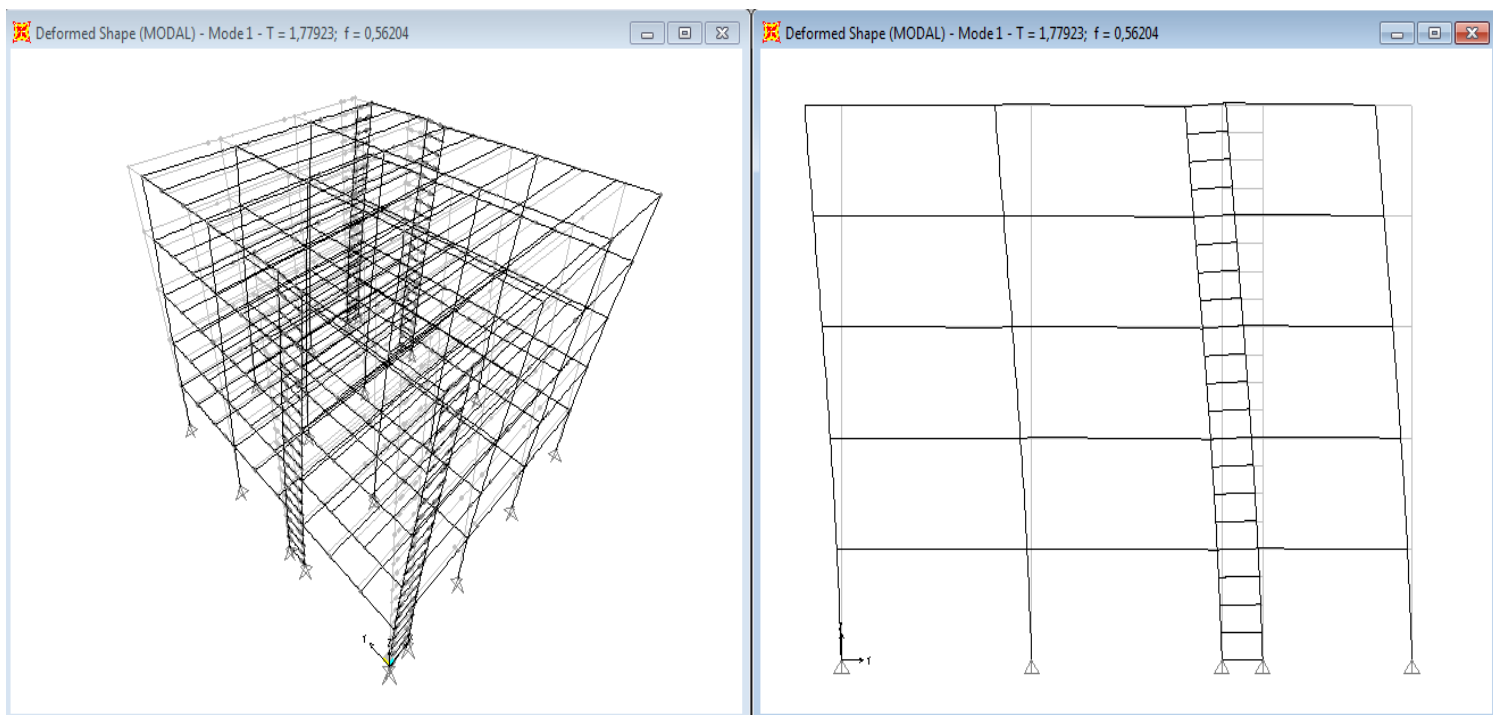
Από τον πίνακα 9.7 προκύπτουν τα εξής:

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 (στη διεύθυνση x λαμβάνονται υπόψη οι 2^η και 5^η ιδιομορφές και το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών είναι $75,1+18,5= 93,6\%$), ενώ στη διεύθυνση y με τις 4 πρώτες ιδιομορφές (στη διεύθυνση y λαμβάνονται υπόψη οι 1^η και 4^η ιδιομορφές και είναι $74,8 + 18,8 = 93,5\%$). 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.

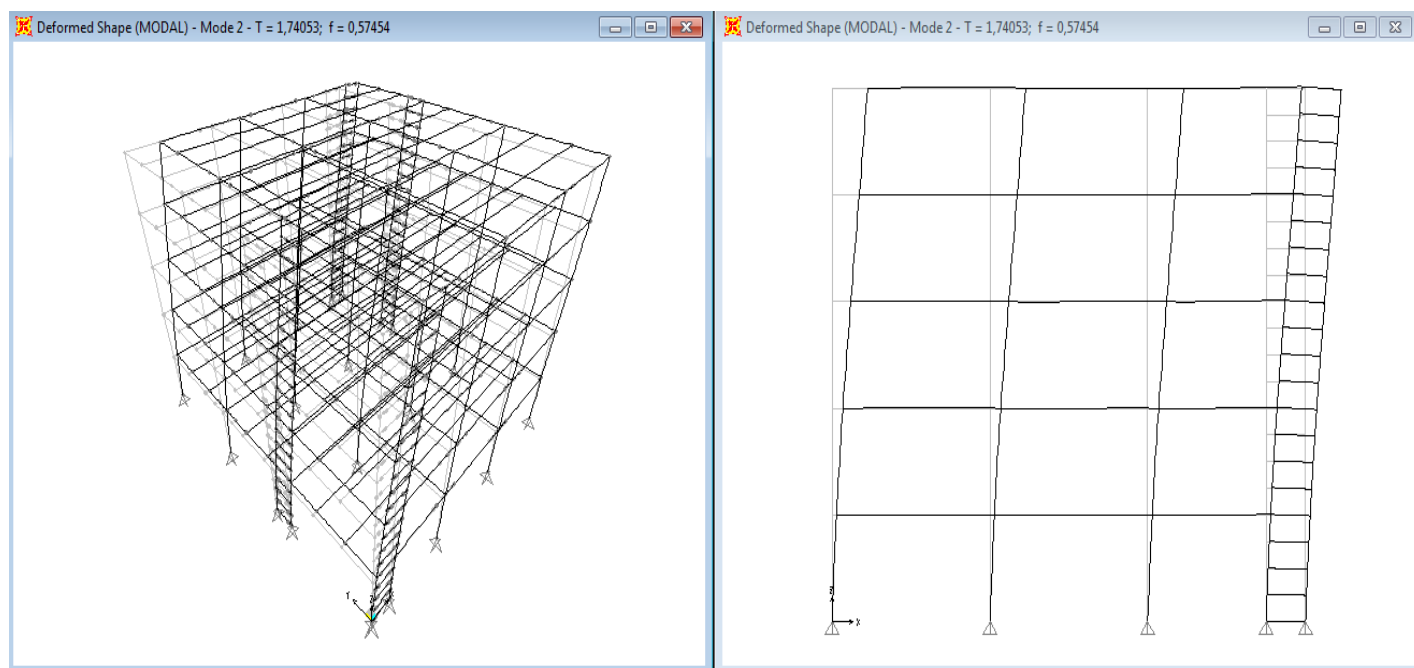
TABLE: Modal Participating Mass Ratios													
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	1,779	0,000	0,748	0,000	0,000	0,748	0,000	0,455	0,000	0,229	0,455	0,000	0,229
2	1,741	0,751	0,000	0,000	0,751	0,748	0,000	0,000	0,522	0,317	0,455	0,522	0,546
3	1,104	0,000	0,000	0,000	0,751	0,748	0,000	0,000	0,000	0,201	0,455	0,522	0,747
4	0,452	0,000	0,188	0,000	0,751	0,935	0,000	0,003	0,000	0,057	0,458	0,522	0,804
5	0,447	0,185	0,000	0,000	0,936	0,935	0,000	0,000	0,003	0,078	0,458	0,525	0,882
6	0,285	0,000	0,000	0,000	0,936	0,935	0,000	0,000	0,000	0,052	0,458	0,525	0,934
7	0,223	0,000	0,000	0,382	0,936	0,935	0,382	0,152	0,129	0,000	0,610	0,654	0,934
8	0,221	0,000	0,000	0,000	0,936	0,935	0,382	0,001	0,014	0,000	0,611	0,668	0,934
9	0,217	0,000	0,002	0,000	0,936	0,938	0,382	0,039	0,000	0,001	0,649	0,669	0,935
10	0,214	0,000	0,000	0,001	0,936	0,938	0,383	0,000	0,000	0,000	0,650	0,669	0,935
11	0,213	0,000	0,021	0,000	0,936	0,958	0,383	0,005	0,000	0,006	0,654	0,669	0,941
12	0,211	0,000	0,000	0,014	0,936	0,958	0,397	0,006	0,005	0,000	0,660	0,674	0,941

Πίνακας 9.7: Ποσοστά ενεργών ιδιομορφικών μαζών και ιδιοπερίοδοι κτιρίου ,για τις πρώτες 12 ιδιομορφές

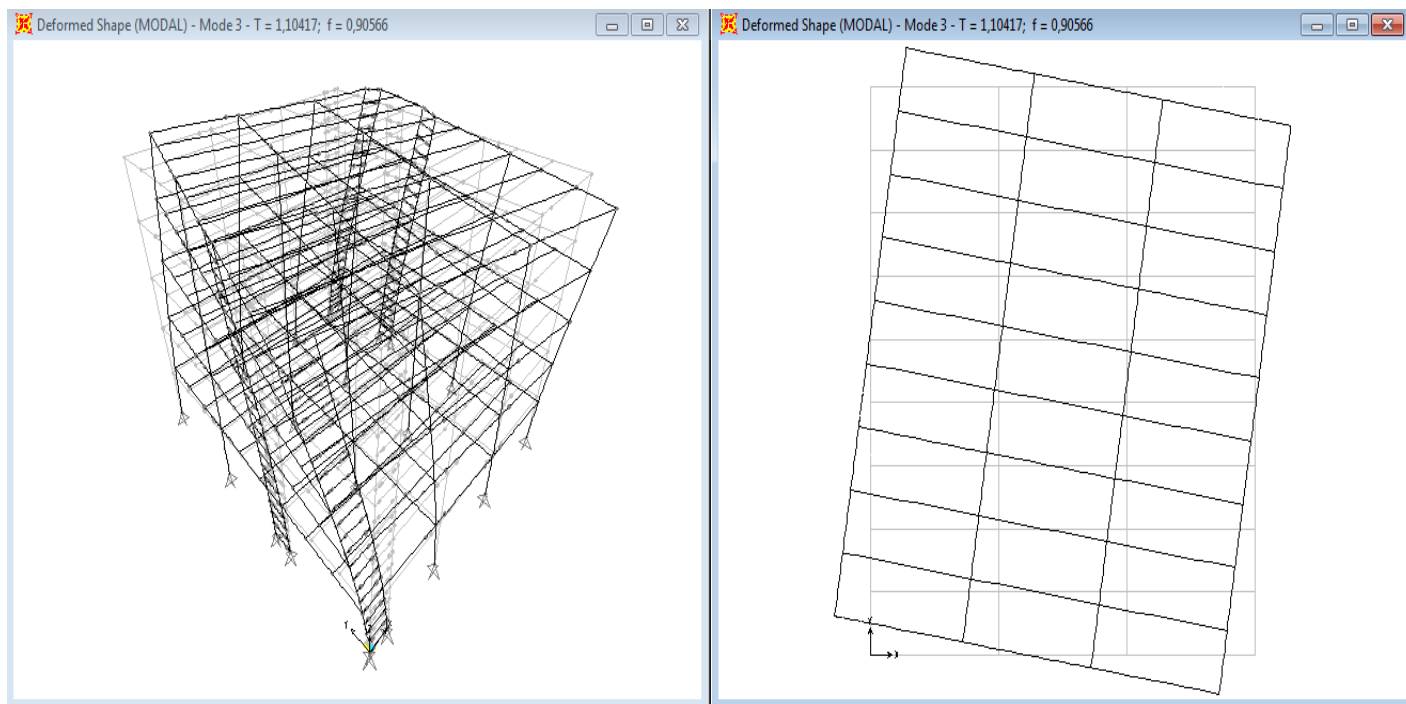
Στα σχήματα 9.8 έως 9.10 φαίνονται οι μορφές των τριών πρώτων ιδιομορφών για το κτίριο.



Σχήμα 9.8: 1^η ιδιομορφή (μεταφορική κατά y) και η ιδιοπερίοδος της $T_1=T_y=1,7792\text{sec}$



Σχήμα 9.9: 2^η ιδιομορφή (μεταφορική κατά x) και η ιδιοπερίοδος της $T_2=T_x=1,7405\text{sec}$



Σχήμα 9.10: 3^η ιδιομορφή (στρεπτική) και η ιδιοπερίοδος της $T_3=T_\theta=1,1041\text{sec}$

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

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

9.4 Έλεγχος μετακινήσεων

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

$d_r \cdot v \leq 0.0075 \cdot h$ για κτίρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία

$d_r \cdot v \leq 0.005 \cdot h$ για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό συνδεδεμένα με τον φορέα
όπου

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

d_s : είναι η μετακίνηση σημείου του στατικού συστήματος που προκαλείται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού και $d_s = q_d \cdot d_e$

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

$v=0,5$: είναι συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών
 $h=3,4\text{m}$ (το ύψος του ορόφου)

Στο εξεταζόμενο κτίριο καθορίζεται ως μέγιστη επιτρεπόμενη σχετική μετακίνηση η $d_r=0,051m$.

Η "απαίτηση περιορισμού βλαβών" θεωρείται ότι ικανοποιείται, εάν, υπό σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από την σεισμική δράση σχεδιασμού που αντιστοιχεί στη "απαίτηση μη-κατάρρευσης" οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων περιορίζονται σύμφωνα με το χωρίο 4.4.3.2. του EC8. Οι μέγιστες αναμενόμενες σχετικές μετακινήσεις υπολογίζονται βάσει της παραδοχής ότι οι μετακινήσεις για ανελαστική απόκριση είναι ίσες με εκείνες που θα είχε το κτίριο στην θεωρητική περίπτωση ελαστικής απόκρισης. Επομένως για τον υπολογισμό των μέγιστων σχετικών μετακινήσεων d_r καθώς και των μέγιστων μετακινήσεων D των ορόφων χρησιμοποιείται ο παρακάτω συνδυασμός φορτίσας:

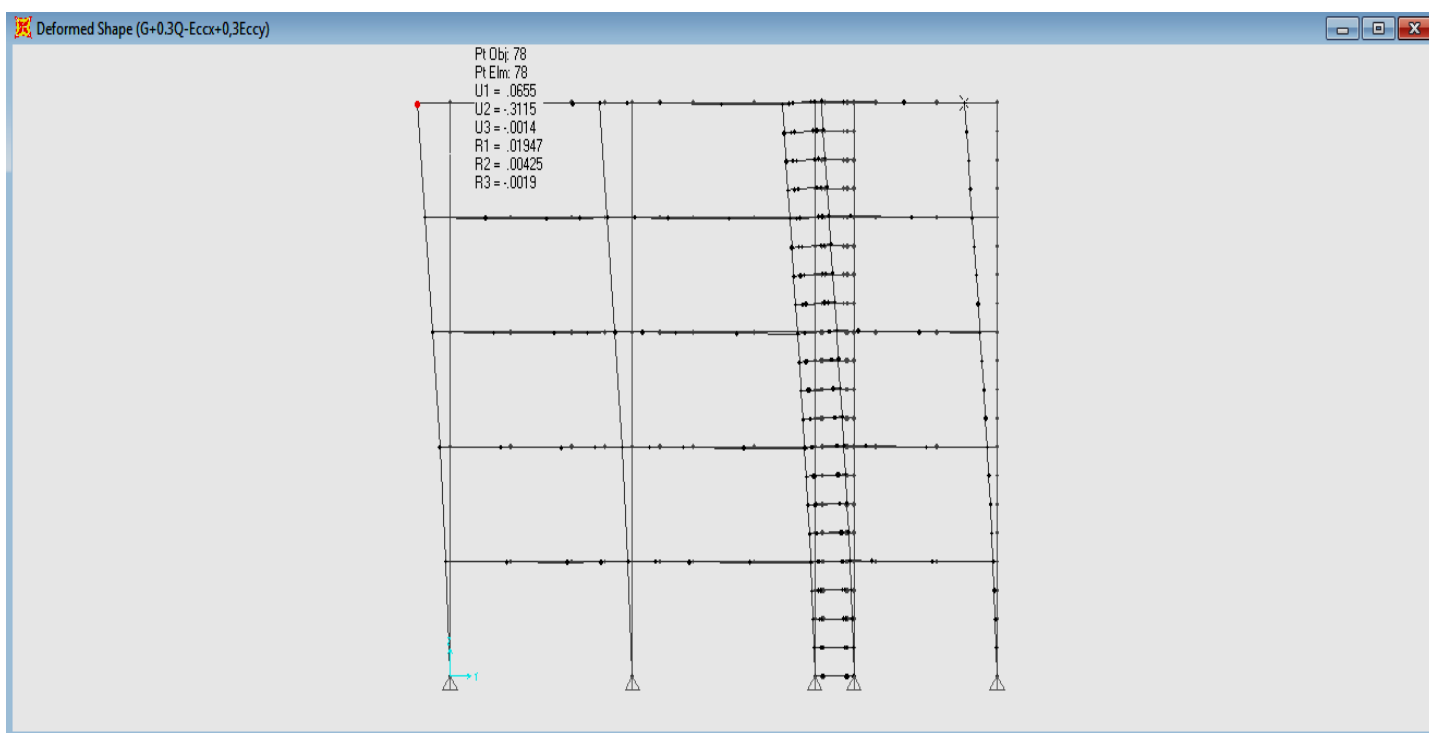
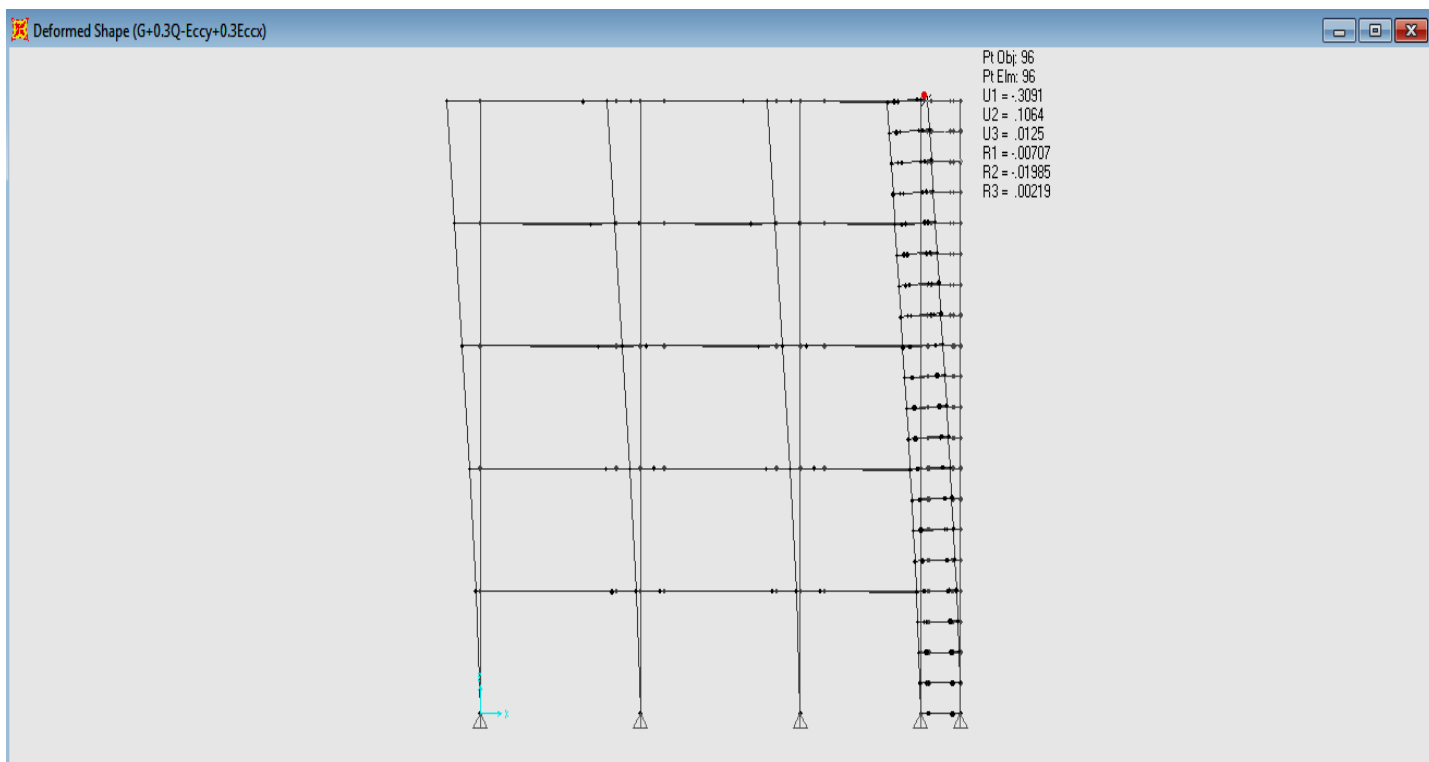
$$G + G_{\mu\text{ον}} + 0.3 \cdot \varphi \cdot L_{\text{storey}} + 0.3 L_{\text{roof}} + E$$

όπου ως φάσμα απόκρισης της σεισμικής δράσης E έχει ληφθεί το φάσμα σχεδιασμού του EC8 για $q=1$. Εναλλακτικά, υπολογίζονται οι μέγιστες σχετικές μετακινήσεις από το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού και έπειτα πολλαπλασιάζονται με τον συντελεστή $q=5$. Οι προσυζητικοί συντελεστές λόγω φαινομένων $2^{\text{ας}}$ τάξεως είναι ίσοι με 1 δεδομένου ότι για $q=1$, προκύπτει $\theta < 0.1$. Επίσης, λαμβάνονται υπόψη και οι λόγοι εκκεντρότητας e_{ccx} και e_{ccy} , διότι σύμφωνα με τον EC8 στον καθορισμό των μετακινήσεων d_e , πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι στρεπτικές επιδράσεις της σεισμικής δράσης.

Λόγω της προσδιδόμενης εκκεντρότητας $e_{\text{ccx}}=e_{\text{ccy}}=0,05$ τα διαφράγματα στρέφονται περί το κέντρο βάρους τους και επομένως, οι ακραίες τιμές των d_r και D κατά x και y υπολογίζονται για εκείνα σημεία των ορόφων που δίνουν τις δυσμενέστερες τιμές για τους σεισμικούς συνδυασμούς. Ακολουθώς, δίνονται τα d_r και D σε πινακοποιημένη μορφή για το εξεταζόμενο κτίριο.

			Μέγιστες σχετικές μετακινήσεις ορόφων		Μέγιστες απόλυτες μετακινήσεις ορόφων	
Όροφος	$d_{sy}(m)$	$d_{sx}(m)$	$d_{rx}(m)$	$d_{ry}(m)$	$D_x(m)$	$D_y(m)$
1	0,03754	0,037375	0,037375	0,03754	0,04013	0,03963
2	0,09123	0,090115	0,05274	0,05369	0,09703	0,09644
3	0,15681	0,153895	0,06378	0,06558	0,16603	0,16589
4	0,226785	0,221545	0,06765	0,069975	0,23918	0,23998
5	0,29431	0,28618	0,064635	0,067525	0,30915	0,31145

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



Σχήμα 9.11^α: Οριζόντιες παραμορφώσεις ορόφων λόγω σεισμού κατά την διεύθυνση x

Σχήμα 9.11^β: Οριζόντιες παραμορφώσεις ορόφων λόγω σεισμού κατά την διεύθυνση y

Συμπεραίνουμε, λοιπόν, πως οι μετακινήσεις του κτιρίου τόσο κατά την διεύθυνση x όσο και την y υπερβαίνουν τις μέγιστες επιτρεπόμενες και δεν ικανοποιείται ο περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης όλων των ορόφων πλην του πρώτου. Ενδεχομένως, να χρειαστούν και άλλες διατάξεις συστήματος FUSEIS στο υπό εξέταση κτίριο.

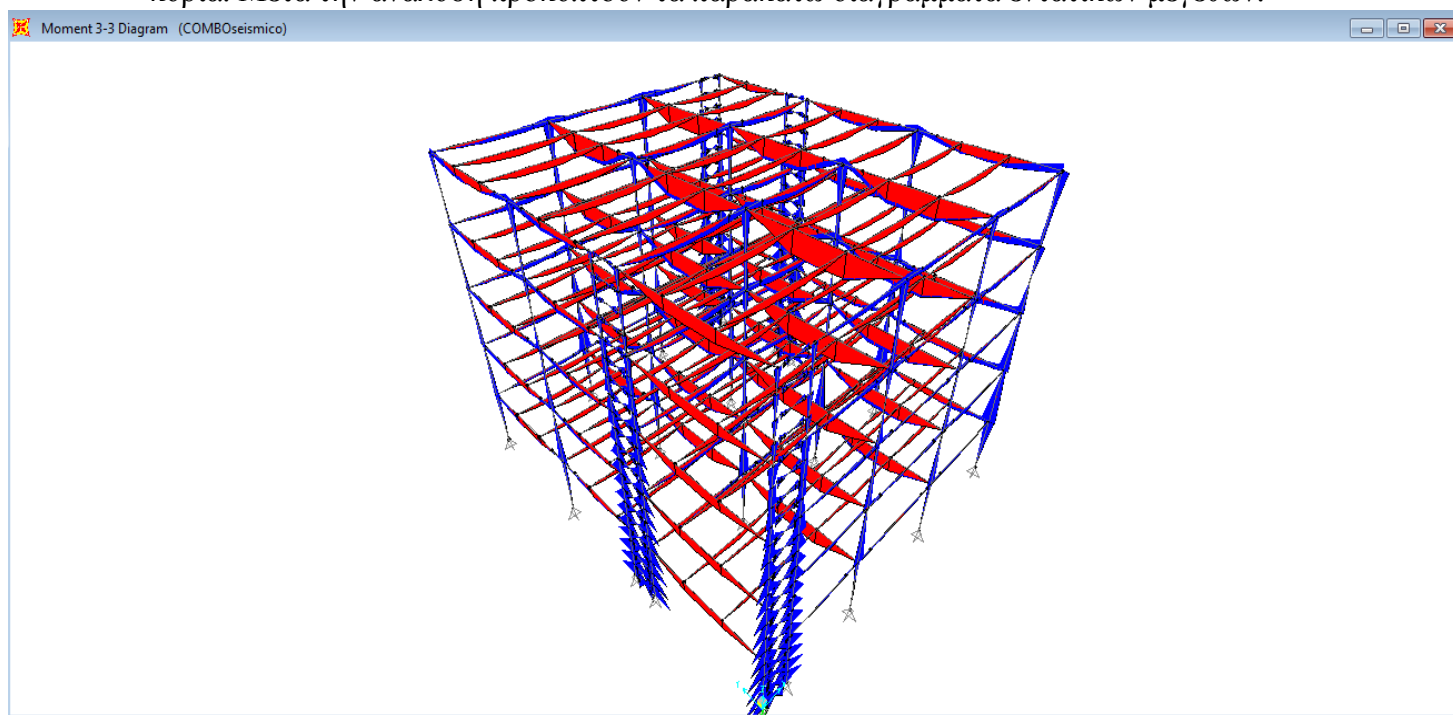
Για να είναι δυνατή η σύγκριση των μετακινήσεων των ιδιομορφικών αναλύσεων με εκείνες των μη γραμμικών στατικών αναλύσεων (Push-Over) θα πρέπει να προηγηθούν σε αυτό το κεφάλαιο ορισμένοι ακόμα υπολογισμοί σχετικά με τις μετακινήσεις. Συγκεκριμένα θα πρέπει για σεισμικά φορτία σε μια μόνο διεύθυνση κάθε φορά, για $q=1$ και με $e_{ccx}=e_{ccy}=0$ να υπολογιστεί η μέγιστη αναμενόμενη μετακίνηση κορυφής στην αντίστοιχη διεύθυνση (θεωρώντας και πάλι ότι οι ανελαστικές μετακινήσεις είναι ίσες με τις εκείνες για θεωρητικά ελαστική απόκριση του κτιρίου). Δεδομένου ότι αφαιρέσαμε την εκκεντρότητα που είχαμε προσδώσει στους προηγούμενους υπολογισμούς, οι διαφορές των μετακινήσεων των σημείων του τελευταίου διαφράγματος είναι αμελητέες. Έτσι για τη μέτρηση της μετακίνησης επιλέγεται τυχαία το σημείο με συντεταγμένες $x=0, y=21, z=17$ και το ίδιο σημείο θα επιλεγεί στις αναλύσεις Push-Over για τον έλεγχο μετακίνησης. Δεδομένου ότι για $q=1$ προκύπτει $\theta < 0,1$ δεν επέρχεται κάποια προσαύξηση λόγω φαινομένων P-Δ. Τα αποτελέσματα συνοψίζονται στον πίνακα 9.12:

$D_{x,top}$ (m)	$D_{y,top}$ (m)
0,28737	0,29447

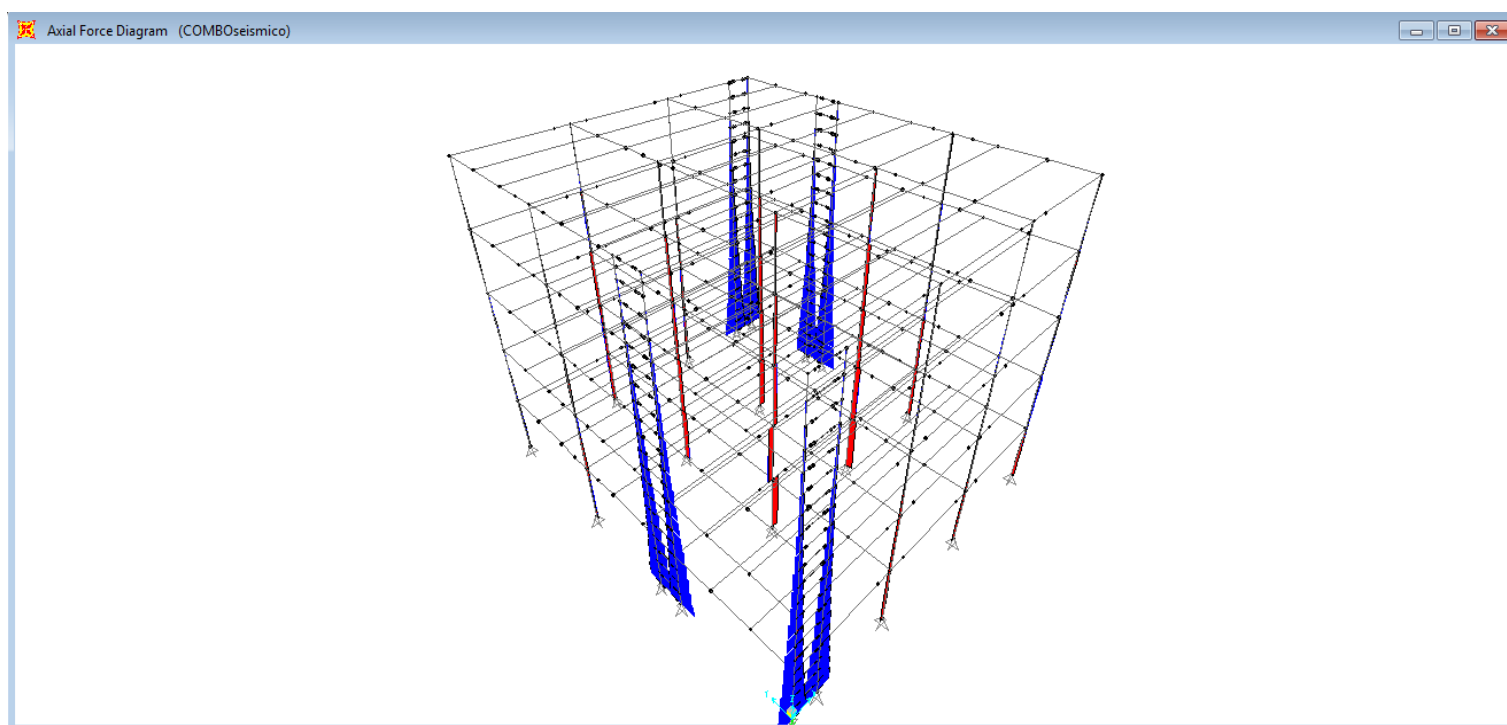
Πίνακας 9.12: Μέγιστες μετακινήσεις κορυφής σε κάθε διεύθυνση για σεισμικά φορτία στην αντίστοιχη διεύθυνση, με $q=1, e_{ccx}=e_{ccy}=0$.

9.5 Έλεγχος στο κτίριο για τον σεισμικό συνδυασμό

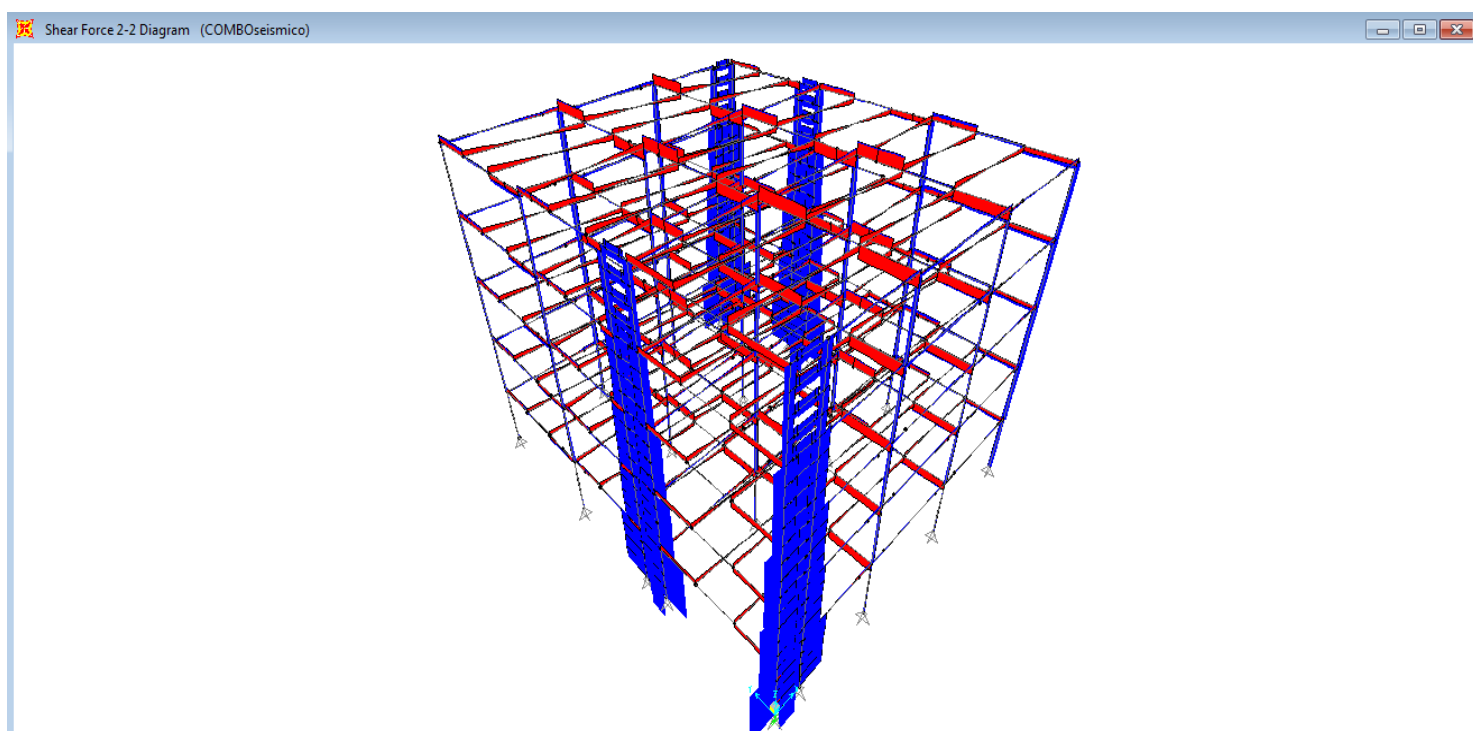
Λαμβάνοντας υπόψη τους 8 σεισμικούς συνδυασμούς καθώς και την προσαύξηση τους λόγω φαινομένων 2^{ης} τάξης και εφόσον έχουμε 2 διευθύνσεις θα εισάγουμε με την εντολή ENVELOPE (έτσι ώστε να προκύψει η περιβάλλουσα των πιο δυσμενών εντατικών μεγεθών) στο SAP 8 σεισμικούς συνδυασμούς ανάλογα με το ποια διεύθυνση είναι η κύρια. Μετά την ανάλυση προκύπτουν τα παρακάτω διαγράμματα εντατικών μεγεθών.



Σχήμα 9.12: Περιβάλλουσα ροπών M3-3 των 8 βασικών σεισμικών συνδυασμών

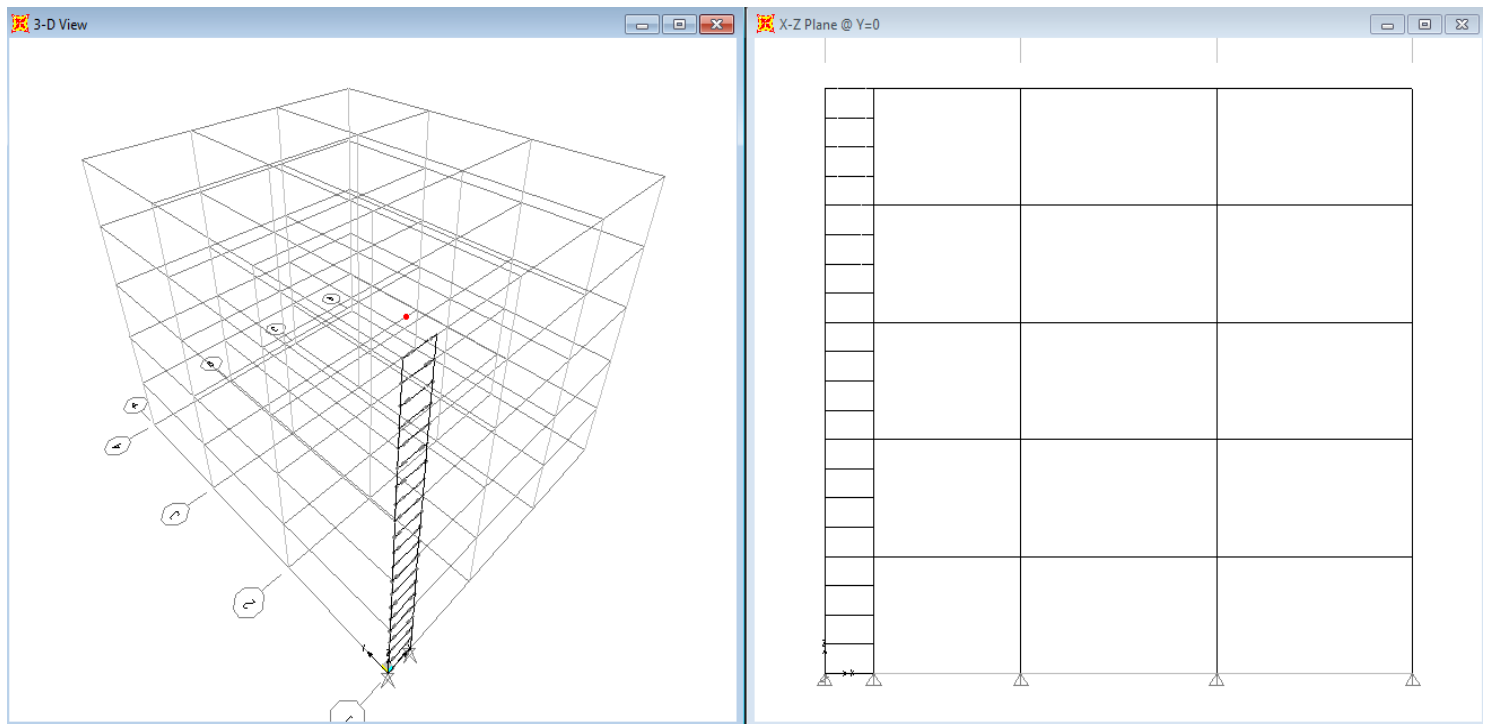


Σχήμα 9.13: Περιβάλλουσα αξονικών δυνάμεων των 8 βασικών σεισμικών συνδυασμών

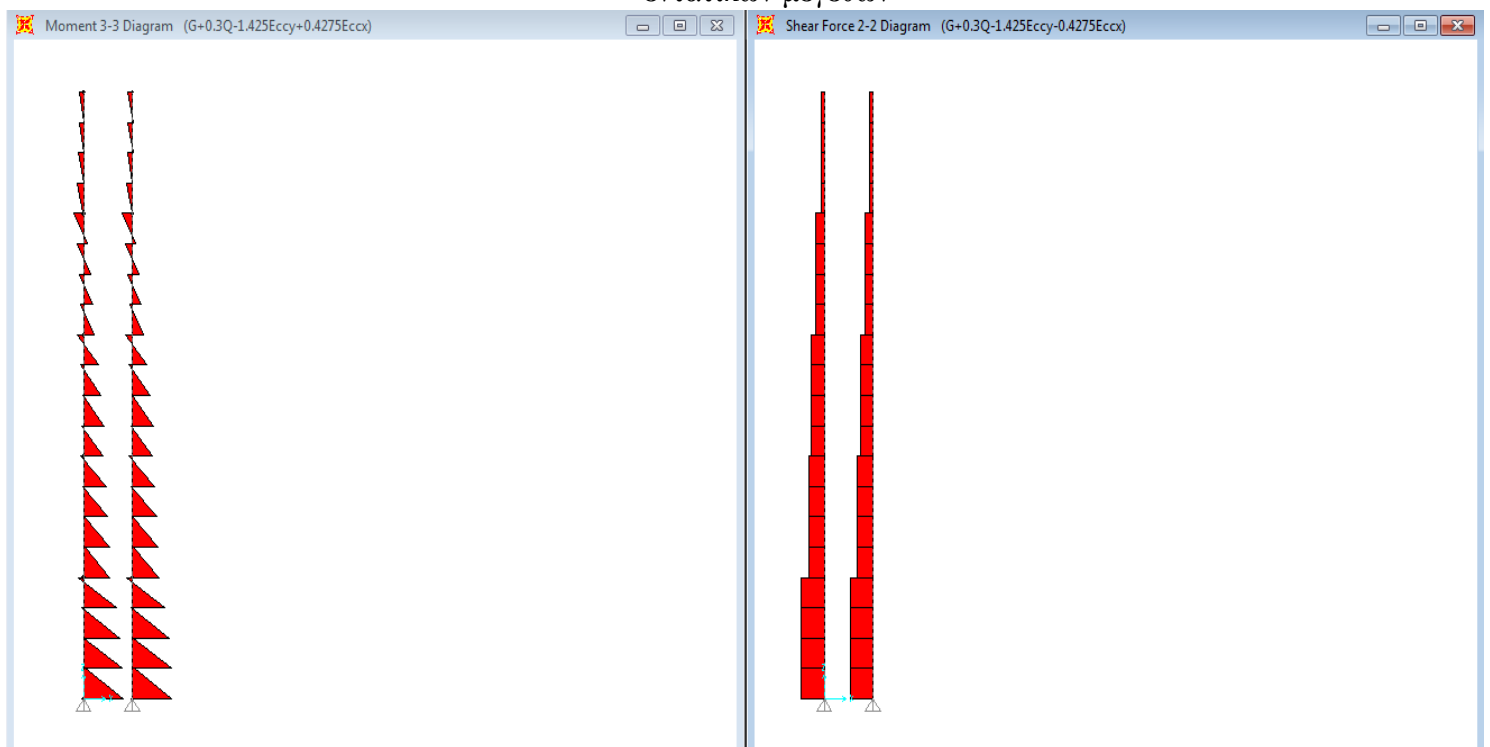


Σχήμα 9.14: Περιβάλλουσα τεμνουσών 2-2 των 8 βασικών σεισμικών συνδυασμών

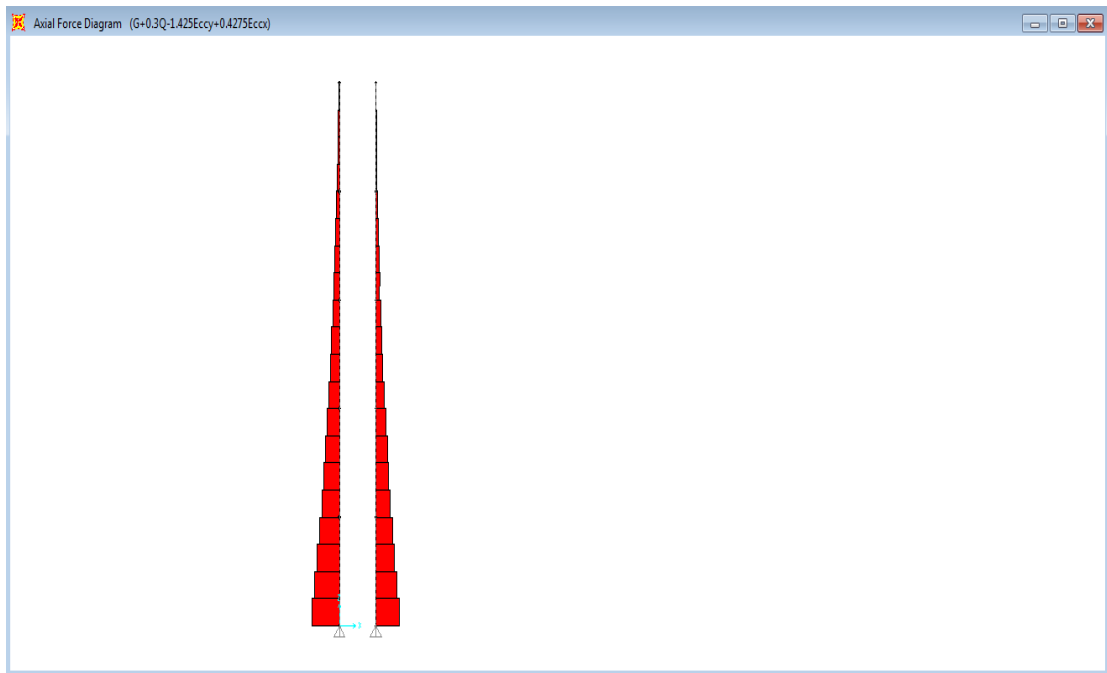
Στη συγκεκριμένη παράγραφο, επιλέγονται ενδεικτικά τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών για τους στύλους και τις δοκούς μιας διάταξης του συστήματος FUSEIS. Δίνονται αξονικές, ροπές και τέμνουσες που δρουν στο επίπεδο της διάταξης.



Σχήμα 9.15: Διάταξη συστήματος FUSEIS κτιρίου για το οποίο ακολουθούν ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών

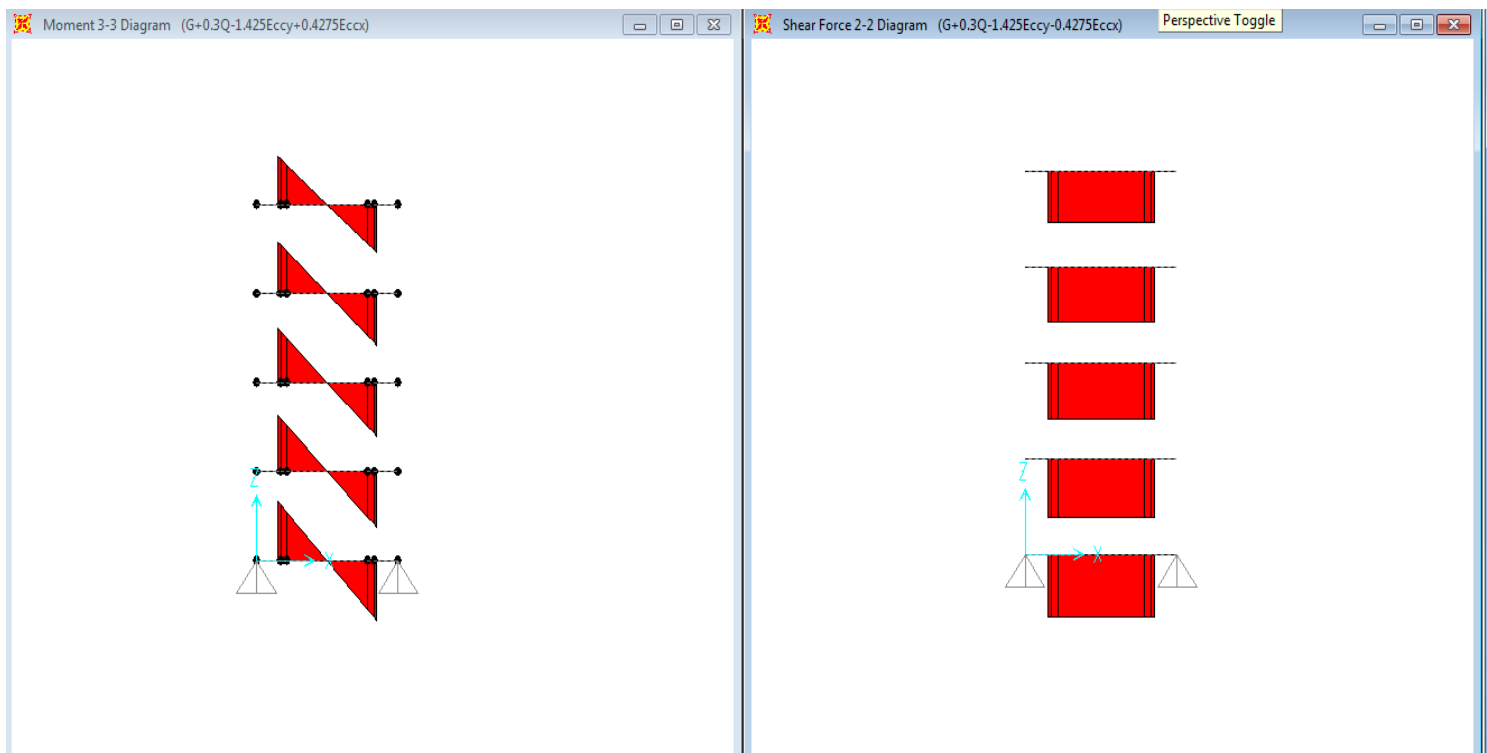


Σχήμα 9.16: Διαγράμματα ροπών και τεμνουσών των στύλων αντίστοιχα, για τα σεισμικά φορτία του σεισμικού συνδυασμού



Σχήμα 9.17: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων των στύλων αντίστοιχα, για τα σεισμικά φορτία του σεισμικού συνδυασμού

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



Σχήμα 9.18: Διαγράμματα ακραίων ροπών και τεμνουσών δοκών FUSEIS αντίστοιχα, για τα σεισμικά φορτία του σεισμικού συνδυασμού. Οι αξονικές δυνάμεις είναι αμελητέες.

Οι τέμνουσες και οι ροπές λόγω των πλευρικών φορτίων (σεισμικών) μεταφέρονται από όροφο σε όροφο μέσω των τεμνουσών και αξονικών δυνάμεων των στύλων του

συστήματος FUSEIS. Οι ισχυρές αξονικές δυνάμεις (και επομένως η δυνατότητα παραλαβής μεγάλων ροπών) δύναται να αναπτυχθούν στα υποστυλώματα των διατάξεων χάρη στην σχετικά πυκνή τοποθέτηση ενδιάμεσων δοκών.

Είναι επίσης εμφανής η σημαντική μείωση της ροπής στο μέσο των dogbones σε σχέση με τα άκρα των δοκών. Οι αξονικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στα δοκάρια των διατάξεων είναι ασήμαντες.

Η ανάπτυξη ορισμένου μεγέθους ροπών και τεμνουσών στα δοκάρια, είναι δυνατή ακόμα και για κατακόρυφα μόνο φορτία (κάτι που δεν φαίνεται στα δοθέντα διαγράμματα). Οι σύμμικτες κύριες δοκοί μεταβιβάζουν στους στύλους κατακόρυφα φορτία με εκκεντρότητα ίση με 0,225m. Επομένως, αν και είναι αρθρωτές στα υποστυλώματα του συστήματος FUSEIS μεταβιβάζουν σε αυτά ροπές, με αποτέλεσμα να κάμπτονται και οι δοκοί των διατάξεων.

Από τις αναλύσεις για τους δύο χρησιμοποιούμενους για ελέγχους αντοχής, συνδυασμούς φορτίσεων, τον βασικό στατικό συνδυασμό και τον σεισμικό συνδυασμό υπολογίζονται τα ποσοστά εκμετάλλευσης των διατομών των μεταλλικών στοιχείων. Δεν καταγράφονται τα αντίστοιχα ποσοστά για τα σύμμικτα δοκάρια, δεδομένου ότι το SAP δεν μπορεί να κάνει τον παραπάνω έλεγχο. Ο σεισμικός συνδυασμός συμπεριλαμβάνει την προσαύξηση λόγω φαινομένων $2^{\alpha\varsigma}$ τάξεως ενώ ο βασικός στατικός συνδυασμός είναι ο 1,35G+1,50Q αμελώντας την επιρροή των αρχικών ατελειών. Τα ποσοστά εκμετάλλευσης προκύπτουν για οριακές καταστάσεις αστοχίας και υπολογίζονται:

- Στα υποστυλώματα που δεν ανήκουν στο σύστημα FUSEIS
- Στα υποστυλώματα του συστήματος FUSEIS
- Στις δοκούς του συστήματος FUSEIS και εξετάζονται στο σύνολο τους

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

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

Τα ποσοστά εκμετάλλευσης στα υποστυλώματα, η διατομή των οποίων δεν μεταβάλλεται καθ' ύψος του κτιρίου, καταγράφονται για τον πρώτο μόνο όροφο δεδομένου ότι εκεί λαμβάνουν τη μέγιστη τιμή. Τα s_{rmax} για τις δοκούς των διατάξεων FUSEIS προκύπτουν στα άκρα των dogbones και όχι στα μέσα τους, όπου αργότερα στις μη γραμμικές αναλύσεις θα τοποθετηθούν οι πλαστικές αρθρώσεις. Τα ποσοστά εκμετάλλευσης των δοκών του συστήματος FUSEIS για τον βασικό στατικό συνδυασμό είναι αρκετά μικρά δεδομένου ότι συμμετέχουν ελάχιστα στην παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων βαρύτητας.

Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στους πίνακες 9.16 έως 9.18.

Σεισμικός συνδυασμός	Ομάδες μελών	sr_{max}	sr_{min}	sr_{av}
	Υποστυλώματα κτιρίου εκτός διατάξεων FUSEIS	0,348	0,063	0,2045
	Υποστυλώματα διατάξεων FUSEIS	0,738	0,075	0,4065
	Δοκοί διατάξεων FUSEIS	0,936	0,034	0,5765

Πίνακας 9.16: Ποσοστά εκμετάλλευσης για το σεισμικό συνδυασμό

Στατικός συνδυασμός	Ομάδες μελών	sr_{max}	sr_{min}	sr_{av}
	Υποστυλώματα κτιρίου εκτός διατάξεων FUSEIS	0,501	0,139	0,345
	Υποστυλώματα διατάξεων FUSEIS	0,107	0,045	0,093
	Δοκοί διατάξεων FUSEIS	0,045	0,003	0,024

Πίνακας 9.17: Ποσοστά εκμετάλλευσης για το βασικό στατικό συνδυασμό

Συγκεντρωτικές μέγιστες τιμές ποσοστών εκμετάλλευσης	Ομάδες μελών	sr_{max}	sr_{min}	sr_{av}
	Υποστυλώματα κτιρίου εκτός διατάξεων FUSEIS	0,501	0,139	0,345
	Υποστυλώματα διατάξεων FUSEIS	0,738	0,075	0,4065
	Δοκοί διατάξεων FUSEIS	0,936	0,034	0,5765

Πίνακας 9.18: Μέγιστα ποσοστά εκμετάλλευσης από όλους τους συνδυασμούς

Εκτός από τα ποσοστά εκμετάλλευσης, υπολογίστηκε στο κτίριο το $\min \{M_{pl,rd,i}/M_{E,ed,i}\}$
όπου:

- $M_{pl,rd,i}$ η ροπή αντοχής της απομειωμένης διατομής της δοκού i του συστήματος FUSEIS στις οποίες υπάρχουν πλάστιμες ζώνες
- $M_{E,ed,i}$ η ροπή στο μέσο του dogbone της δοκού i του συστήματος FUSEIS, για τα φορτία του δυσμενέστερου σεισμικού συνδυασμού

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

section	$M_{pl,rd,RBS}(kNm)$	$M_{E,ed,i}(kNm)$	$M_{pl,rd,i}/M_{E,ed,i}$
IPE330	143,39	134,260	1,068
IPE300	105,12	85,2978	1,232
IPE270	80,20	66,3645	1,208
IPE240	60,63	38,1337	1,589
IPE220	47,81	22,1095	2,162

Πίνακας 9.19: Υπολογισμός $\min\{M_{pl,rd,i}/M_{E,ed,i}\}$ στις δοκούς FUSEIS του κτιρίου

Από τα αποτελέσματα του πίνακα παρατηρούμε ότι το $\min\{M_{pl,rd,i}/M_{E,ed,i}\}=1,068$.

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι στο κτίριο

Ωστόσο, ο περιορισμός των διαφορών στα ποσοστά εκμετάλλευσης, οδηγεί αναπόφευκτα σε μικρότερες διατομές των δοκών του συστήματος FUSEIS, των τελευταίων ορόφων με αποτέλεσμα την αύξηση των σχετικών μετακινήσεων. Δεδομένου ότι η διατομή των υποστυλωμάτων δεν μεταβάλλεται καθ' ύψος, για τον περιορισμό των αυξημένων σχετικών μετακινήσεων των τελευταίων ορόφων, επιβαρύνονται με ομοιόμορφη αύξηση της δυσκαμψίας των στύλων όλοι οι όροφοι του κτιρίου.

Τα υποστυλώματα των FUSEIS διαθέτουν αρκετά μεγάλη υπεραντοχή αλλά τα ποσοστά εκμετάλλευσης αυξάνονται κατά τον ικανοτικό έλεγχο όπως θα φανεί στο επόμενο κεφάλαιο.

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

10 Απαιτήσεις ανελαστικού σχεδιασμού

10.1 Γενικά

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

Προκειμένου να εξασφαλιστεί πλάστιμη συμπεριφορά που προσφέρει απόδοση ενέργειας, θα αποφεύγεται η ψαθυρή αστοχία ή ο πρόωρος σχηματισμός ασταθών μηχανισμών. Για τον σκοπό αυτό, μπορεί να είναι αναγκαίο όπου απαιτείται από τα σχετικά μέρη του EN 1998, να χρησιμοποιείται η διαδικασία ικανοτικού σχεδιασμού, η οποία χρησιμοποιείται για να οδηγήσει στην ιεράρχηση αντοχών των διάφορων φερόντων στοιχείων και μορφών αστοχίας η οποία είναι απαραίτητη για την εξασφάλιση ενός κατάλληλου πλαστικού μηχανισμού και για την αποφυγή μορφών ψαθυρής αστοχίας. Όταν ένα πολυώροφο κτίριο αναμένεται να αποκριθεί ανελαστικά σε κάποια σεισμική διέγερση, τότε θα πρέπει να εξασφαλιστεί ότι δεν θα αναπτυχθεί μηχανισμός ορόφου, και οι διατομές όπου επιθυμείται να αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις μπορούν να αναπτύξουν την πλήρη πλαστική ροπή αντοχή τους με ικανότητα ανοχής μεγάλων πλαστικών στροφών.

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

10.2 Ικανοτικός έλεγχος υποστυλωμάτων

Ο ικανοτικός σχεδιασμός αποτέλεσε το τελικό κριτήριο της επιλογής των διατομών των υποστυλωμάτων και των δοκών FUSEIS. Έγιναν πλείστες δοκιμές συνδυασμών δοκών-υποστυλωμάτων στο κτήριο 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 διατομών HEB των υποστυλωμάτων).

Πολλαπλασιάζοντας τα σεισμικά φορτία του σεισμικού συνδυασμού (τα ήδη προσαυξημένα λόγω φαινομένων P-Δ) με τον όρο $k=1.1*\gamma_{ov}*\min(M_{pl,rd,i}/M_{E,ed,i}) \leq q=5$ όπου:

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

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

σεισμικού συνδυασμού

$\gamma_{ov}=1.25$ ο συντελεστής υπεραντοχής όπως προτείνεται από τον EC8-part1.6.2.(3)

Επομένως, ο όρος $k=1,1*1,068*1,25=1,4685$. Για το εξεταζόμενο κτίριο προκύπτουν οι 8 παρακάτω ικανοτικοί σεισμικοί συνδυασμοί :

G+ $G_{\mu ov} + 0,3*\varphi* Lstorey+0,3Lroof+2,093Ex+0,628Ey$

G+ $G_{\mu ov} + 0,3*\varphi* Lstorey+0,3Lroof-2,093Ex-0,628Ey$

G+ $G_{\mu ov} + 0,3*\varphi* Lstorey+0,3Lroof-2,093Ex+0,628Ey$

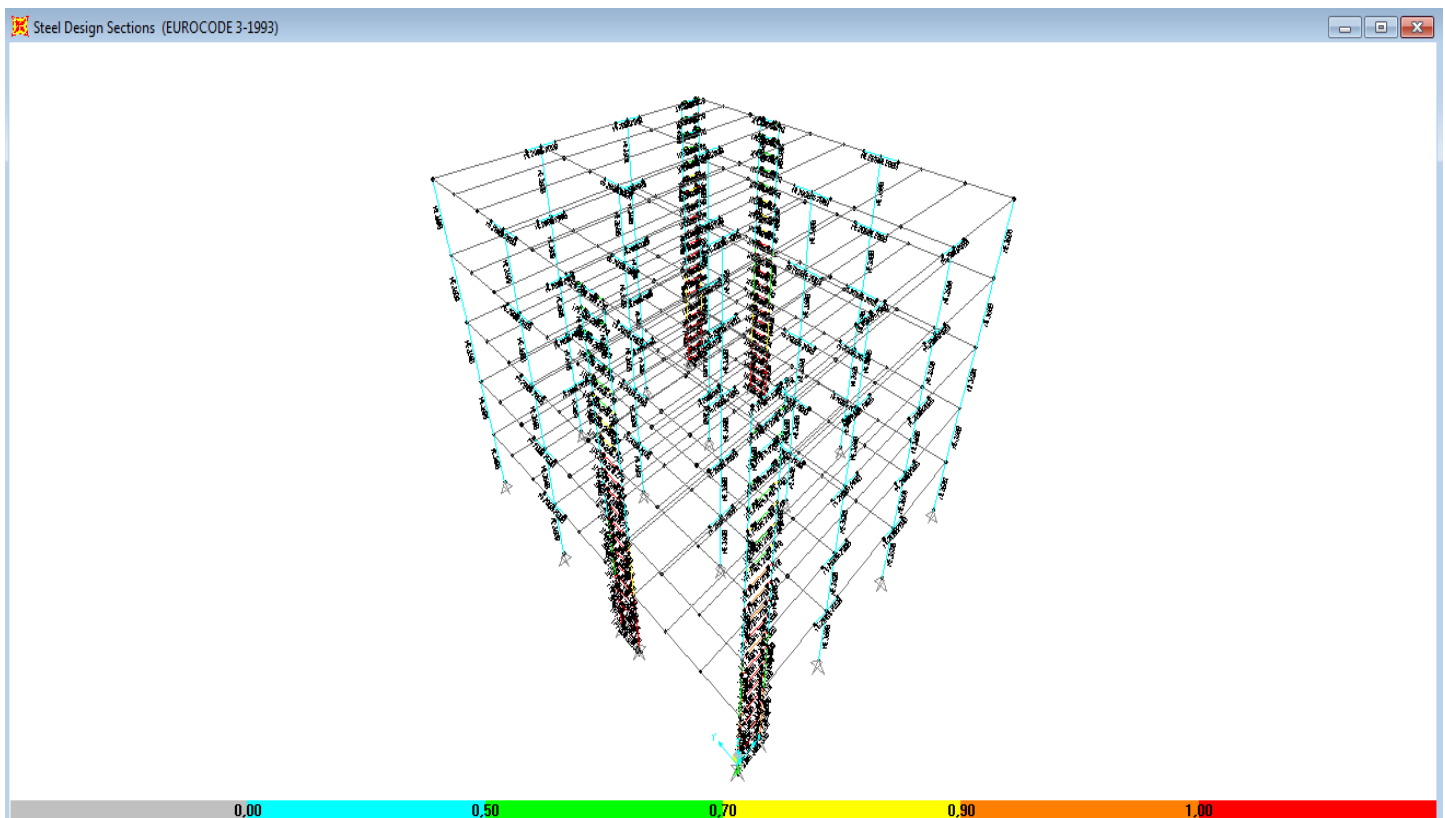
G+ $G_{\mu ov} + 0,3*\varphi* Lstorey+0,3Lroof+2,093Ex-0,628Ey$

G+ $G_{\mu ov} + 0,3*\varphi* Lstorey+0,3Lroof+2,093Ey+0,628Ex$

G+ $G_{\mu ov} + 0,3*\varphi* Lstorey+0,3Lroof-2,093Ey-0,628Ex$

G+ $G_{\mu ov} + 0,3*\varphi* Lstorey+0,3Lroof-2,093Ey+0,628Ex$

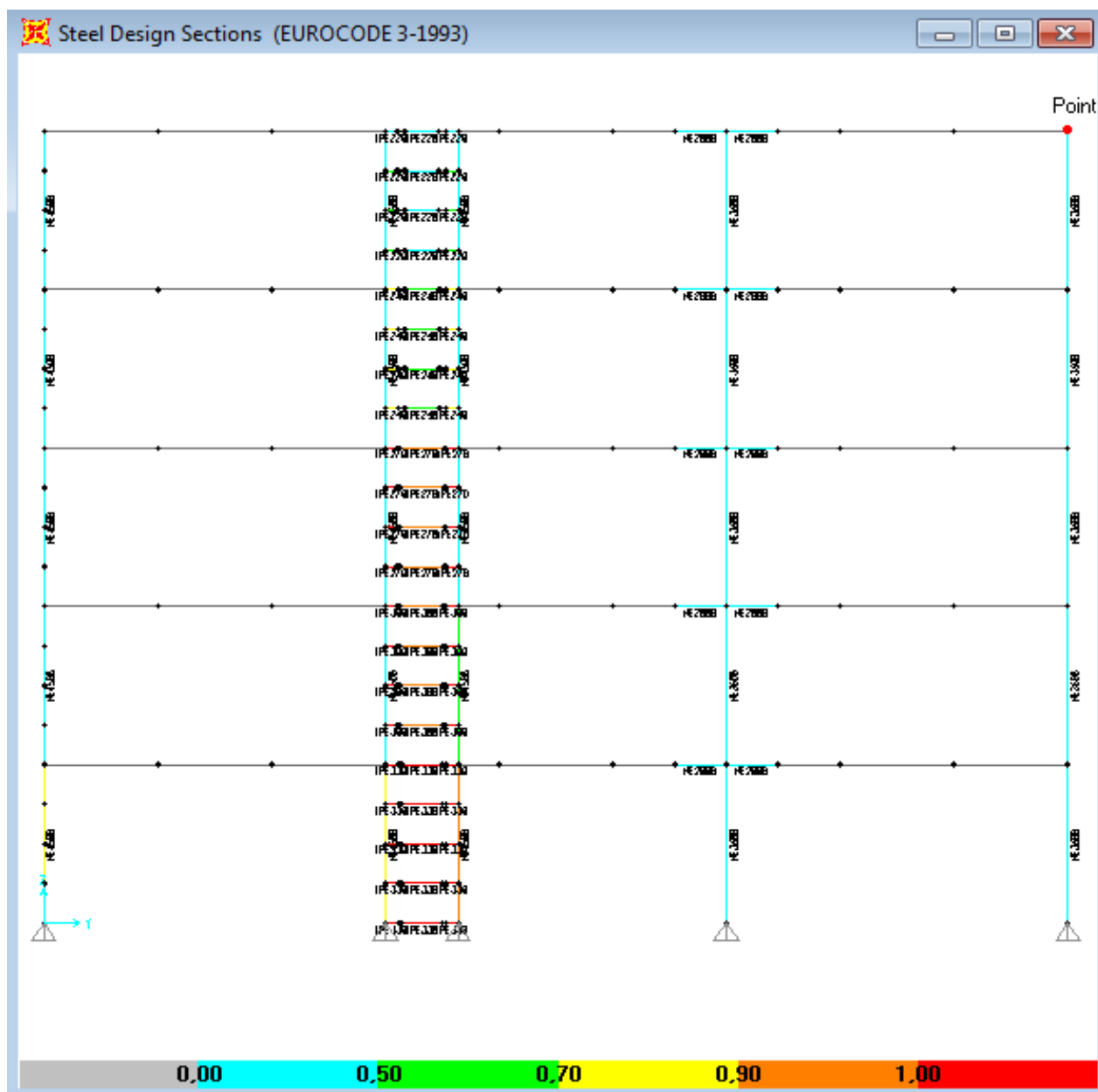
G+ $G_{\mu ov} + 0,3*\varphi* Lstorey+0,3Lroof+2,093Ey-0,628Ex$



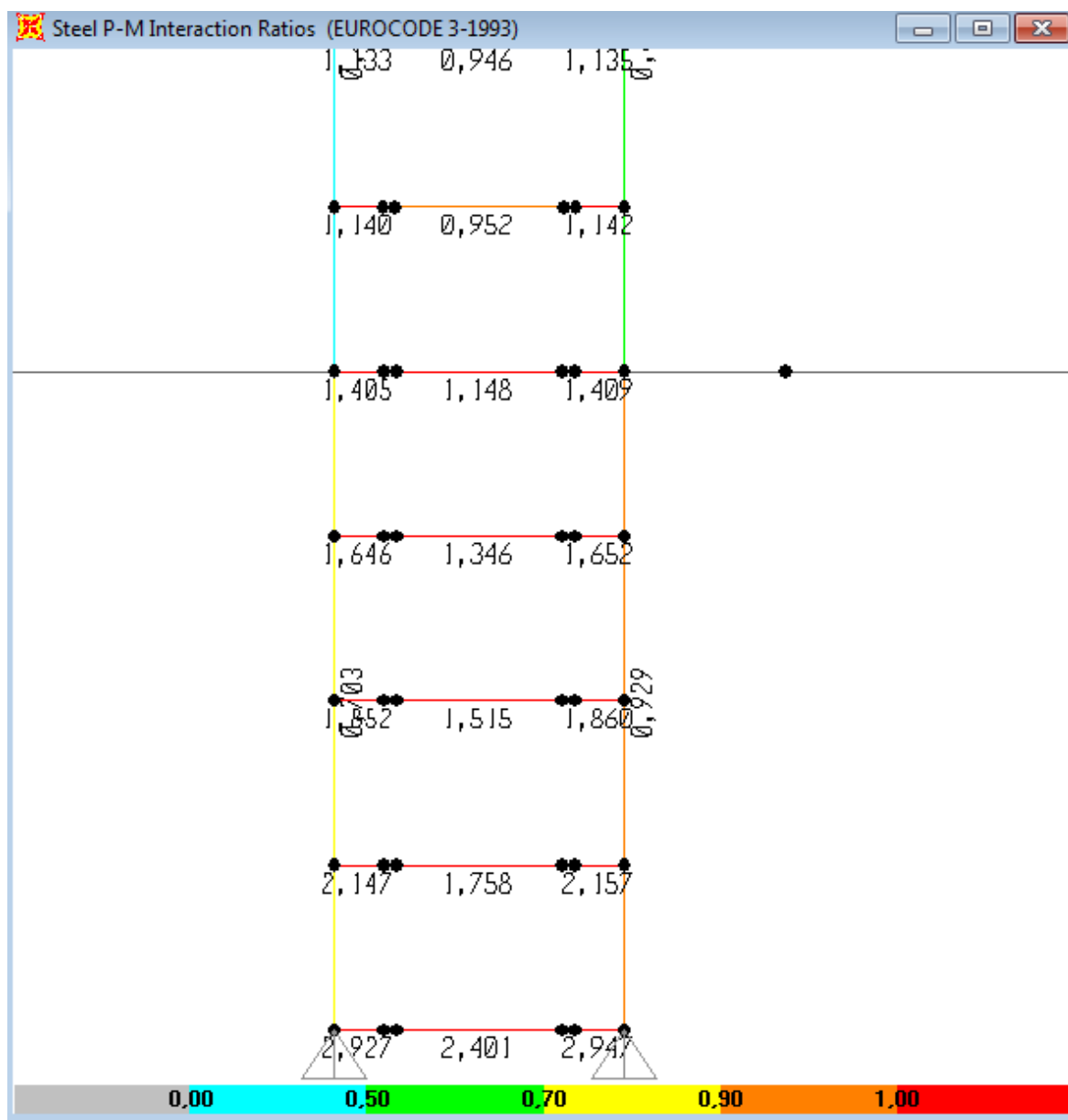
Σχήμα 10.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση κτηρίου με τους συντελεστές εκμετάλλευσης του ικανοτικού σχεδιασμού



Σχήμα 10.2: Συντελεστές εκμετάλλευσης για τα σεισμικά φορτία του ικανοτικού στην όψη (x,z)



Σχήμα 10.3: Συντελεστές εκμετάλλευσης για τα σεισμικά φορτία του ικανοτικού στην όψη (y,z)



Σχήμα 10.4: Λεπτομέρεια συστήματος FUSEIS 1ου ορόφου με το υποστύλωμα με το μεγαλύτερο ποσοστό εκμετάλλευσης 0,929

Τελικά, βρέθηκε ο μεγαλύτερος συντελεστής εκμετάλλευσης διατομής 0,929 στο παραπάνω υποστύλωμα πορτοκαλί χρώματος.

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 ανάπτυξης μηχανισμού «μαλακού» ορόφου.

Συμπληρωματικά, θα γίνουν οι έλεγχοι σύμφωνα με τον EC8 6.6.2.(2) για τις δοκούς των FUSEIS εκ των οποίων ο έλεγχος σε τέμνουσα δύναμη έγινε στην προκαταρκτική μελέτη της διαστασιολόγησης των απομειωμένων διατομών των δοκών FUSEIS, αλλά παρατίθεται και εδώ αναλυτικά.

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

$N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,15$ ο οποίος αμελείται δεδομένου ότι οι αξονικές δυνάμεις είναι αμελητέες

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

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

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 και ο όρος αυτός πρακτικά αμελείται

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

Οι έλεγχοι θα γίνουν στα μεγέθη της απομοιωμένης διατομής.

section	$M_{pl,Rd,RBS}(kNm)$	$M_{E,ed,i}(kNm)$	$1/\Omega = M_{Ed}/M_{pl,Rd}$	$M_{Ed}/M_{pl,Rd} < 1$
IPE330	143,39	134,260	0,936	Ok
IPE300	105,12	85,2978	0,811	Ok
IPE270	80,20	66,3645	0,827	Ok
IPE240	60,63	38,1337	0,629	Ok
IPE220	47,81	22,1095	0,462	Ok

Πίνακας 10.5: Έλεγχος δοκών FUSEIS σε ροπή κάμψης του σεισμικού σεισμικού συνδυασμού (ποσοστά εκμετάλλευσης και Ω)

section	$V_{pl,Rd,b}(kN)$	$V_{Ed,M}(kN)$	$V_{Ed}/V_{pl,Rd,b}$	$V_{Ed}/V_{pl,Rd,b}$
IPE330	418,021802	293,361	0,702	Ok
IPE300	348,41934	182,603	0,524	Ok
IPE270	300,389572	139,619	0,465	Ok
IPE240	259,686378	90,026	0,347	Ok
IPE220	215,455573	52,279	0,243	Ok

Πίνακας 10.6: Έλεγχος δοκών FUSEIS σε διατμητική δύναμη του σεισμικού συνδυασμού

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

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)

10.3 Περιορισμός γωνίας στροφής

Εφόσον το πενταόροφο κτήριο είναι σχεδιασμένο για να αποσβαίνεται ενέργεια στις δοκούς, οι συνδέσεις των δοκών στα υποστυλώματα θα πρέπει να σχεδιάζονται για τον απαιτούμενο βαθμό υπεραντοχής.

Ο σχεδιασμός των συνδέσεων για κτίρια που έχουν σχεδιαστεί με $q > 4$ (κατηγορία πλαστιμότητας ΚΠΥ) θα πρέπει να είναι τέτοιος ώστε η ικανότητα στροφής της περιοχής της πλαστικής άρθρωσης θ_p να μην είναι μικρότερη από 35 mrad (EC8-part 1 6.6.4(3)). Για κτίρια που έχουν σχεδιαστεί για $2 \leq q \leq 4$ η ελάχιστη απαιτούμενη ικανότητα πλαστικής στροφής θα πρέπει να είναι 25mrad. Στο εξεταζόμενο κτήριο αν και έχει ληφθεί $q=5$, λόγω κρισιμότητας των μετακινήσεων η πρώτη πλαστική άρθρωση αντιστοιχεί σε q αρκετά

μικρότερο του 4 και έτσι ως όριο ελάχιστης ικανότητας πλαστικής στροφής λαμβάνονται τα 25mrad.

Σύμφωνα, με την παράγραφο 2.3(6)-FUSEIS DESIGN GUIDE η πλαστική στροφή δίνεται από την παρακάτω σχέση:

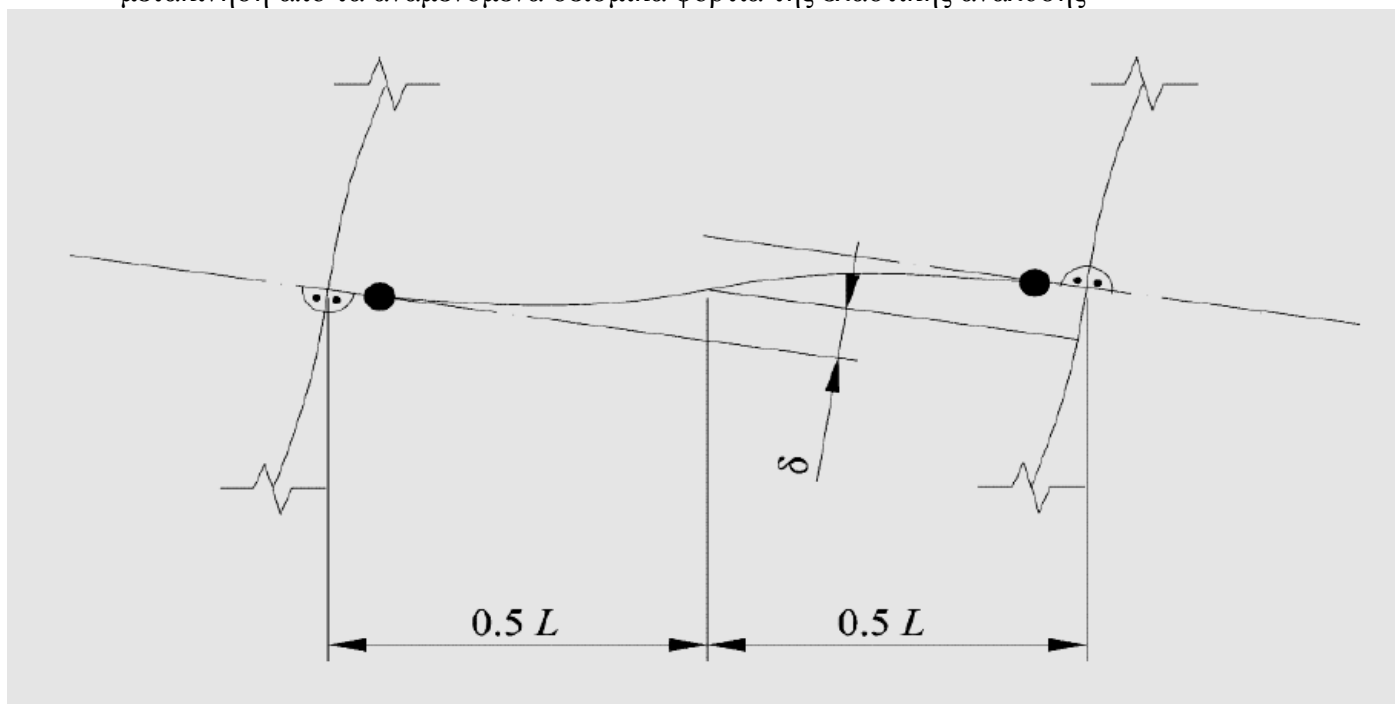
$$\theta_p = \theta_{gl} * L / L_{rbs}$$

όπου:

$L = 1,5\text{m}$ η αξονική απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων FUSEIS

L_{rbs} είναι το μήκος μεταξύ των μέσων των dogbones της δοκού όπου σχηματίζονται οι πλαστικές αρθρώσεις

θ_{gl} είναι η γωνία στροφής στην στάθμη κάθε ορόφου που προκαλείται από την μετακίνηση από τα αναμενόμενα σεισμικά φορτία της ελαστικής ανάλυσης



Με βάση των παραπάνω προκύπτουν τα αποτελέσματα του πίνακα 10.8.

section	drift _{min}	hstorey	θ_{gl}	L	L_{rbs}	θ_p
IPE330	0,03754	3,4	0,01104	1,5	0,922	0,01796
IPE300	0,05369	3,4	0,01579	1,5	0,935	0,02533
IPE270	0,06558	3,4	0,01929	1,5	0,9515	0,0304
IPE240	0,069975	3,4	0,02058	1,5	0,848	0,0364
IPE220	0,067525	3,4	0,01986	1,5	0,847	0,03517

Πίνακας 10.8: Υπολογισμός πλαστικής στροφής

Παρατηρούμε ότι ο έλεγχος στη διατομή IPE330 δεν ικανοποιείται.

11 Μη γραμμικές στατικές αναλύσεις

11.1 Γενικά

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 υπαρχουσών 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:

1. *Ικανότητα:* Η συνολική ικανότητα της κατασκευής εξαρτάται από την επιμέρους ικανότητα των δομικών στοιχείων που συνθέτουν το φέροντα οργανισμό. Προκειμένου να προσδιοριστεί η ικανότητα πέρα από το όριο διαρροής, απαιτείται κάποιας μορφής ανελαστική ανάλυση (static pushover). Με βάση τη διαδικασία που αναλύθηκε στα προηγούμενα και λαμβάνοντας υπόψη και φαινόμενα 2ης τάξης (P-Δ), υπολογίζεται η καμπύλη ικανότητας που έχει ως άξονες την τέμνουσα βάσης που ασκείται στο φορέα (V) και την ανελαστική μετακίνηση κορυφής της κατασκευής (δ). Για τον υπολογισμό της καμπύλης ικανότητας πρέπει να εφαρμόζονται τουλάχιστον δύο καθ' ύψος κατανομές των οριζοντίων φορτίων: η ομοιόμορφη κατανομή που είναι βασισμένη σε οριζόντια φορτία που είναι ανάλογα προς τη μάζα ανεξάρτητα από την στάθμη (ομοιόμορφη επιτάχυνση απόκρισης) και η ιδιομορφική κατανομή που είναι ανάλογη προς οριζόντια φορτία συμβατά προς την κατανομή οριζόντιων φορτίων στην υπό εξέταση διεύθυνση όπως προκύπτει από την ελαστική ανάλυση.
2. *Απαίτηση σε μετακίνηση:* Η μετακίνηση του εδάφους κατά τη διάρκεια ενός σεισμού προκαλεί στις κατασκευές σύνθετες οριζόντιες μετακινήσεις που μεταβάλλονται με το χρόνο. Η παρακολούθηση των μετακινήσεων σε κάθε χρονικό βήμα είναι πολύ δύσκολη. Έτσι στις ανελαστικές μεθόδους για μια δεδομένη κατασκευή και εδαφική κίνηση, η απαίτηση σε μετακίνηση αποτελεί εκτίμηση της μέγιστης αναμενόμενης σεισμικής απόκρισης του φορέα. Για τον προσδιορισμό της απαίτησης σε μετακίνηση χρησιμοποιούμε τη μέθοδο φασματικής ικανότητας.
3. *Συμπεριφορά της κατασκευής:* Δεδομένης της ικανότητας και της απαίτησης σε μετακίνηση του φορέα ελέγχεται η συμπεριφορά της κατασκευής ώστε να διαπιστωθεί κατά πόσο τα στοιχεία της έχουν υποστεί βλάβες μικρότερες από τα επιτρεπτά όρια για τη δεδομένη στάθμη επιτελεστικότητας. Προκειμένου να γίνει σύγκριση της διατιθέμενης με την απαιτούμενη αντοχή, τόσο η καμπύλη P-δ όσο και το φάσμα σχεδιασμού μετατρέπονται στο διάγραμμα φασματικών συντεταγμένων S_a - S_d .

11.1.1 Πρωτεύοντα και δευτερεύοντα στοιχεία

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.

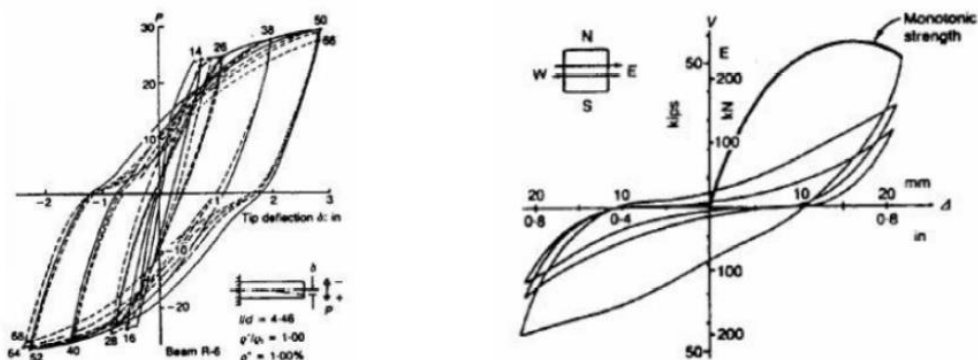
Ως πρωτεύοντα, χαρακτηρίζονται τα στοιχεία που συμβάλουν στην ανάληψη των σεισμικών φορτίων (π.χ. υποστυλώματα, δοκάρια, τοιχεία κλπ.), ενώ σαν δευτερεύοντα χαρακτηρίζονται όλα τα υπόλοιπα επιμέρους στοιχεία ή φορείς τα οποία δεν χαρακτηρίζονται από αυτή την ιδιότητα, δηλαδή να μην συμβάλουν στην ανάληψη 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.

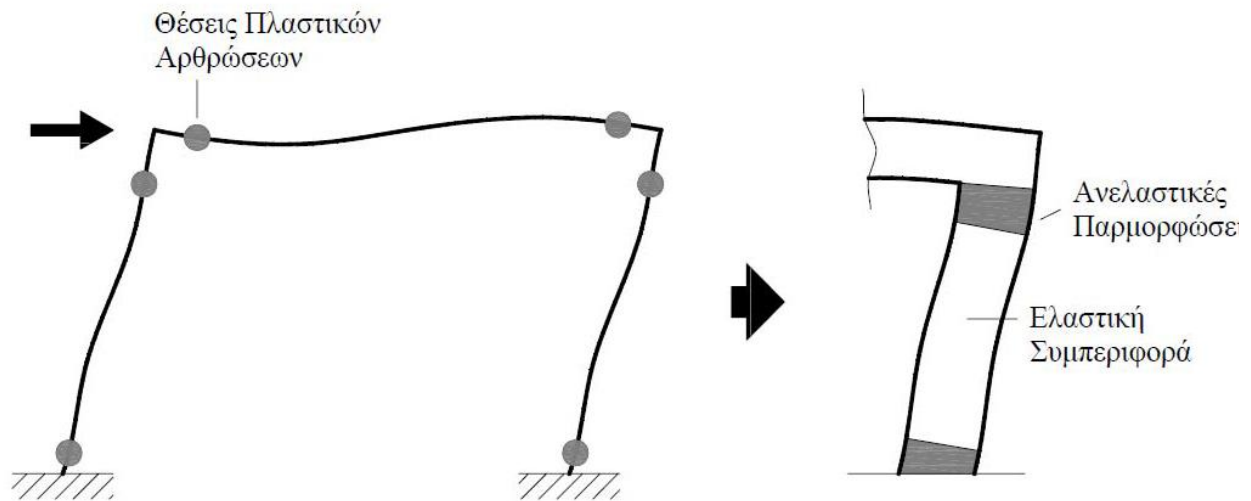
Αυτή η διάκριση γίνεται με στόχο να διαφοροποιηθούν οι έλεγχοι για την κάθε κατηγορία στοιχείου, έτσι ώστε να μην καταλήξει ο μελετητής στο συμπέρασμα ότι ένα κτίριο δεν είναι επαρκές λόγω της αστοχίας κάποιων μεμονωμένων στοιχείων τα οποία δεν είναι καθοριστικά για την ευστάθεια του λόγω σεισμικών δράσεων.

11.1.2 Πλαστιμότητα

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 11.1: Βρόχοι υστέρησης για πλάστιμη και ψαθυρή συμπεριφορά
Σχήμα 11.2: Θέσεις πιθανών πλαστικών αρθρώσεων στο σώμα της κατασκευής



11.1.3 Πλαστικές αρθρώσεις

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.

11.1.4 Στάθμες επιτελεστικότητας

Η χρήση μόνο μίας στάθμης σεισμού από τον Ευρωκώδικα 8 στην ελαστική ανάλυση δε μας επιτρέπει να εξάγουμε 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 11.3: 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 εναπομένονσα 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 αντισυμβατική.

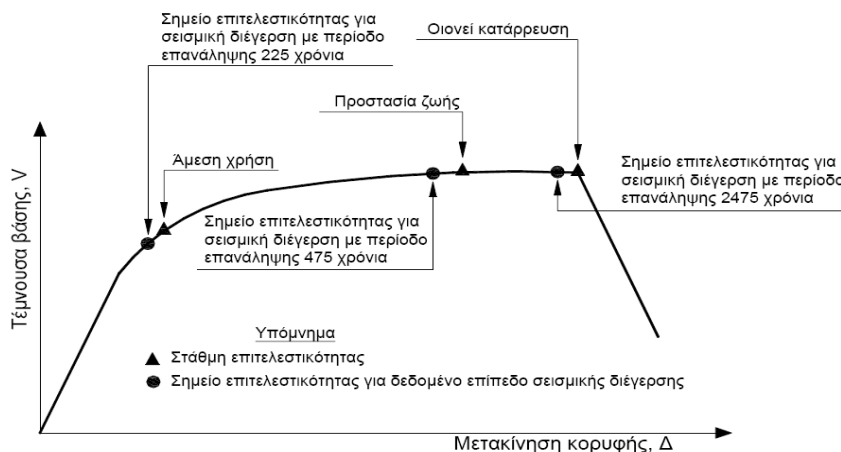
- Στάθμη 3: Οιονεί κατάρρευσης (NC): Ο φορέας έχει υποστεί σοβαρή ζημιά, με χαμηλή εναπομένουσα πλευρική αντοχή και δυσκαμψία, αν και τα κατακόρυφα στοιχεία είναι ακόμα σε θέση να αντέχουν κατακόρυφα φορτία. Τα περισσότερα μη φέροντα στοιχεία έχουν καταρρεύσει. Υπάρχουν μεγάλες μόνιμες σχετικές παραμορφώσεις 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 11.4: Στάθμες σεισμού κατά τον Ευρωκώδικα 8



Σχήμα 11.5: 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

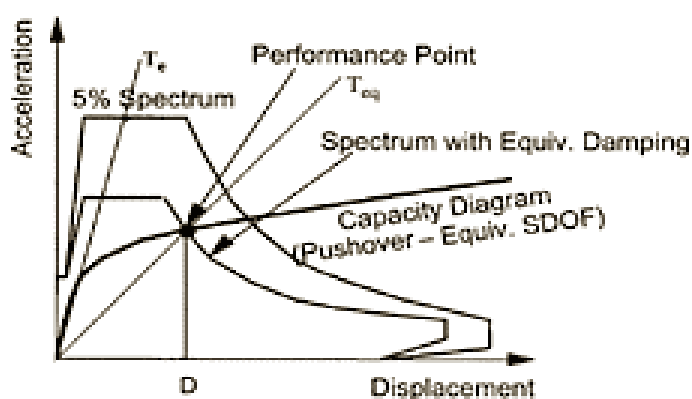
πολλές στατικές επιλύσεις, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα (μεθοδολογία pushover), λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρέυσει.

11.1.5 Έλεγχος στοχευόμενης ικανότητας

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.

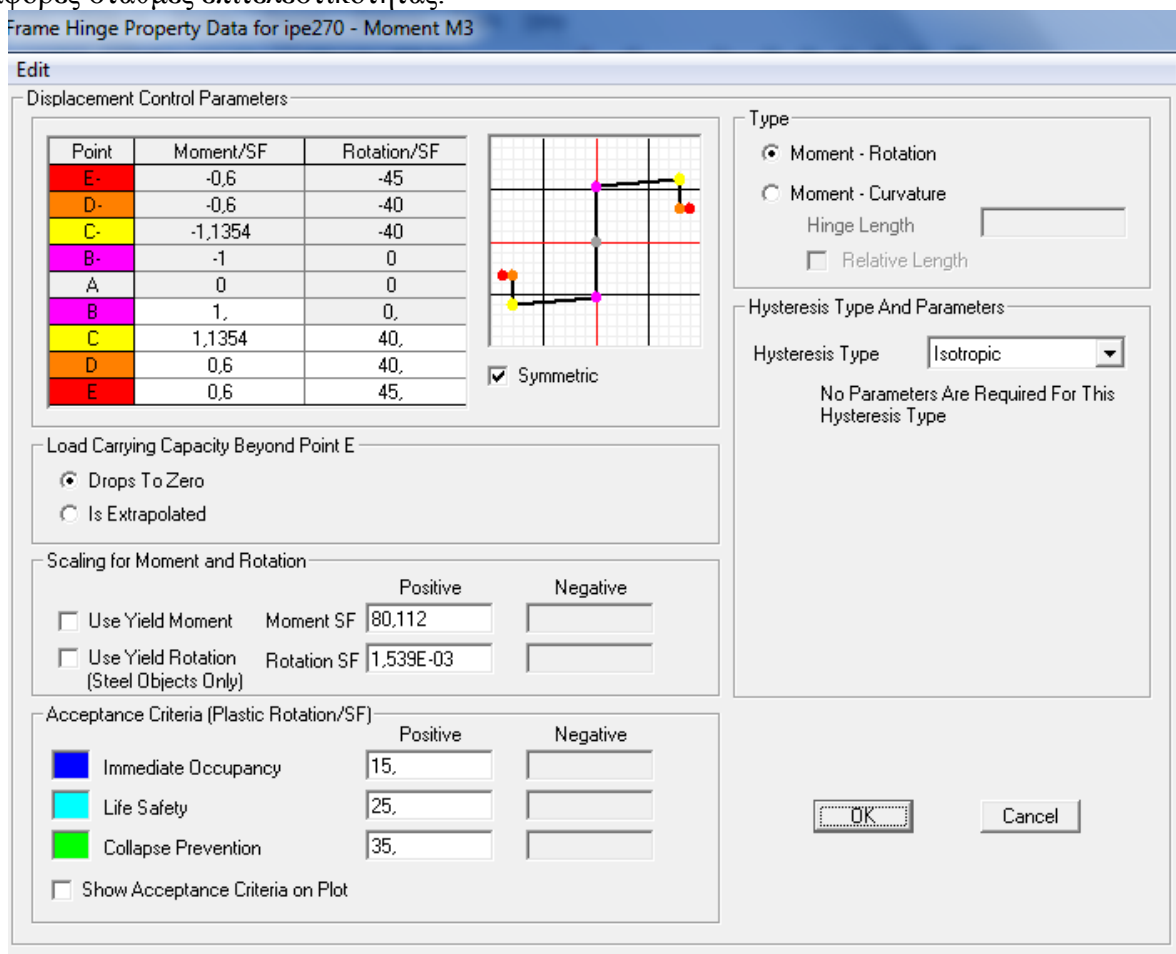


Σχήμα 11.6: Γραφική απεικόνιση σημείου επιτελεστικότητας σύμφωνα με την μέθοδο ATC-40

11.2 Επίλυση του κτιρίου με τη στατική μη-γραμμική ανάλυση

11.2.1 Διαγράμματα M-θρl

Αρχικά, τοποθετούνται πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς του συστήματος FUSEIS, τα οποία είναι και τα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας, στις ημιάκαμπτες συνδέσεις των κύριων σύμμικτων δοκών με τα υποστυλώματα του κτιρίου, καθώς και στα άκρα όλων των υποστυλωμάτων. Συγκεκριμένα, στις δοκούς του συστήματος FUSEIS οι πλαστικές αρθρώσεις τοποθετούνται στα μέσα των τμημάτων των απομειωμένων διατομών και είναι τύπου M3, στις κύριες δοκούς του κτιρίου τοποθετούνται επίσης τύπου M3, σε απόσταση 0,05l από την περιοχή της σύνδεσης με τα υποστυλώματα, ενώ στα υποστυλώματα τοποθετούνται πλαστικές αρθρώσεις τύπου P-M2-M3 σε αποστάσεις 0,05l από τους κόμβους σύνδεσης με τις επιμέρους δοκούς. Οι πλαστικές αρθρώσεις τύπου M3 αφορούν δηλαδή διατομές όπου οι αξονικές και τέμνουσες δυνάμεις είναι αρκετά μικρές ώστε να μην επηρεάζουν την πλαστική ροπή αντοχής, ενώ οι πλαστικές αρθρώσεις τύπου P-M2-M3 λαμβάνουν υπόψη την αλληλεπίδραση αξονικών θλιπτικών δυνάμεων και διαξονικών ροπών κάμψης. Οι ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων για τις δοκούς του κτιρίου και του συστήματος FUSEIS ορίστηκαν από τον μηχανικό, ενώ οι πλαστικές αρθρώσεις στα υποστυλώματα διαμορφώθηκαν από το πρόγραμμα SAP βάση του κανονισμού FEMA 356. Για κάθε πλαστική άρθρωση θα πρέπει να είναι γνωστό το διάγραμμα ροπών-πλαστικών στροφών, καθώς και τα σημεία επί του διαγράμματος που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας.



Σχήμα 11.7: Τυπικό διάγραμμα ροπών-πλαστικών στροφών απομειωμένης IPE διατομής

Το διάγραμμα το οποίο είναι συμμετρικό (εικόνα 11.7), καθορίζεται από 5 σημεία:

- Σημείο A: $M=0, \theta_{pl}=0$
- Σημείο B: $M=M_y$ (ελαστική ροπή αντοχής), $\theta_{pl}=0$
- Σημείο C: $M=a_{pl} \cdot M_y = M_{pl}$ (πλαστική ροπή αντοχής), $\theta_{pl}=40 \cdot \theta_{sf}$
- Σημείο D: $M=0,6 \cdot M_y$, $\theta_{pl}=40 \cdot \theta_{sf}$
- Σημείο E: $M=0,6 \cdot M_y$, $\theta_{pl}=45 \cdot \theta_{sf}$

Όπου

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

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

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

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

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

I_{rbs} : Ροπή αδράνειας απομειωμένης διατομής

Οι στάθμες επιτελεστικότητας άμμεσης χρήσης (IO), προστασίας ζωής (LS) και οιονεί κατάρρευσης (CP) σε όρους πλαστικών στροφών διατομών, αντιστοιχούν στις πλαστικές στροφές $\theta_{IO}=15 \theta_{sf}$, $\theta_{LS}=25 \theta_{sf}$, $\theta_{CP}=35 \theta_{sf}$.

Στον πίνακα 11.8 δίνονται για κάθε απομειωμένη διατομή όλες οι απαραίτητες πληροφορίες για τη μόρφωση του αντίστοιχου διαγράμματος $M-\theta_{pl}$.

section	A (m ²)	b _f (m)	t _f (m)	g(m)	b _{rbs} (m)	A _{f,rbs} (m)	A _{rbs} (m ²)	I _y (m ⁴)	d _b (m)
IPE330	0,00626	0,16	0,0115	0,0265	0,107	0,00246	0,00504	1,177E-04	0,33
IPE300	0,00538	0,15	0,0107	0,0300	0,09	0,00193	0,00410	8,356E-05	0,3
IPE270	0,0046	0,135	0,0102	0,0270	0,081	0,00165	0,00349	5,790E-05	0,27
IPE240	0,00391	0,12	0,0098	0,0240	0,072	0,00141	0,00297	3,892E-05	0,24
IPE220	0,00334	0,11	0,0092	0,0220	0,066	0,00121	0,00253	2,772E-05	0,22

section	α_f	α_{pl}	$M_{pl,rd,RBS}(kNm)$	E(Kpa)	L _{RBS} (m)	I _{RBS} (m ⁴)	Z _{rbs} (m ³)	θ_{sf} (rad)
IPE330	0,4881	1,1295	143,3909	2,10E+08	0,922	8,6772E-05	0,00061	0,001209
IPE300	0,4701	1,1366	104,0273	2,10E+08	0,935	5,6682E-05	0,00044	0,001362
IPE270	0,4730	1,1354	80,1120	2,10E+08	0,9515	3,9302E-05	0,00034	0,001539
IPE240	0,4750	1,1346	60,7038	2,10E+08	0,848	2,6449E-05	0,00026	0,001545
IPE220	0,4805	1,1325	47,0160	2,10E+08	0,847	1,872E-05	0,0002	0,001688

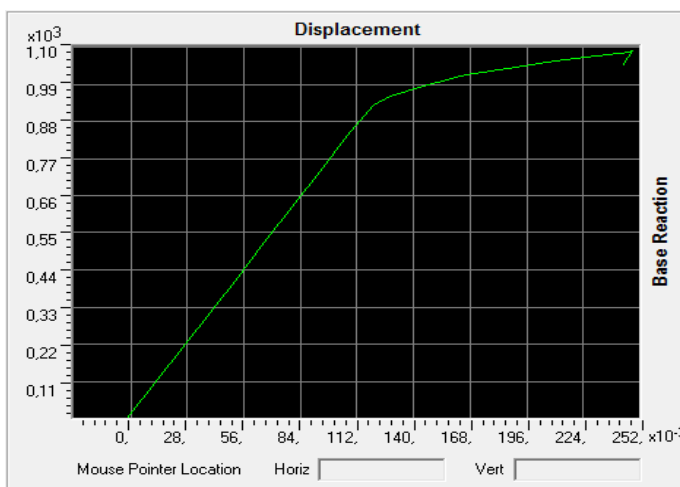
Πίνακας 11.8: Προσδιορισμός των $M_{pl,rd,RBS}$, a_{pl} , θ_{sf} των απομειωμένων διατομών, για την κατασκευή των διαγραμμάτων ροπών-πλαστικών στροφών

11.2.2 Καμπύλη ικανότητας της κατασκευής (capacity curve)

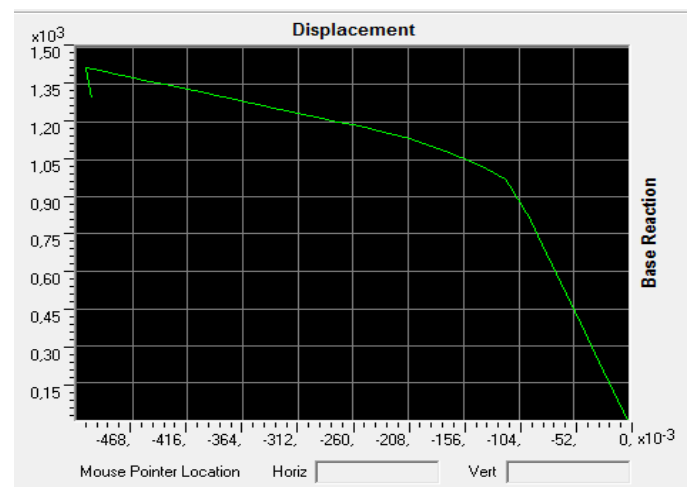
Ο καθορισμός των διάφορων σταθμών επιτελεστικότητας γίνεται πάνω στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης της κορυφής. Η κατασκευή της καμπύλης ικανότητας γίνεται με υπολογισμό της ανελαστικής μετακίνησης της κορυφής για διάφορες τιμές του οριζόντιου φορτίου, με δεδομένη κατανομή φορτίων στους ορόφους. Ως κατανομή των φορτίων καθ' ύψος μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τριγωνική ή ομοιόμορφη κατανομή. 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. Δεδομένου ότι οι δύο πρώτες ιδιομορφές κάθε κτιρίου είναι σχεδόν μεταφορικές (ασθενώς συζευγμένες λόγω μικρής ασυμμετρίας ως προς τον άξονα y), σε κάθε ανάλυση εφαρμόζεται μια μόνο κατανομή σε μια μόνο διεύθυνση αλλά και στις δύο φορές. Η μια κατανομή (ιδιομορφική) είναι όμοια της κατανομής των φορτίων της πρώτης ή της δεύτερης ιδιομορφής του κτιρίου ανάλογα με τη διεύθυνση της φόρτισης. Στη δεύτερη κατανομή (ομοιόμορφη) τα φορτία στους βαθμούς ελευθερίας είναι ανάλογα της μάζας των βαθμών ελευθερίας, ανεξάρτητα από την στάθμη, στη διεύθυνση της φόρτισης. Η μετακίνηση κορυφής καταγράφεται για το σημείο με συντεταγμένες $x=0, y=21$ του τελευταίου ορόφου.

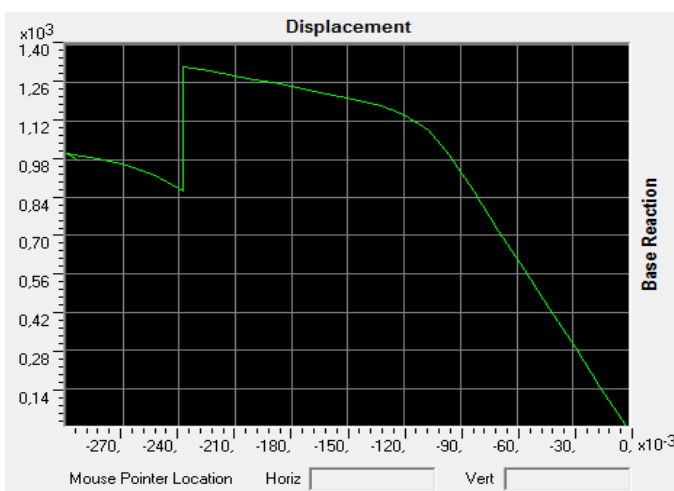
Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται οι καμπύλες ικανότητας για φόρτιση κατά x και y ιδιομορφικής κατανομής, καθώς και οι καμπύλες ικανότητας για ομοιόμορφη φόρτιση κατά x και y .



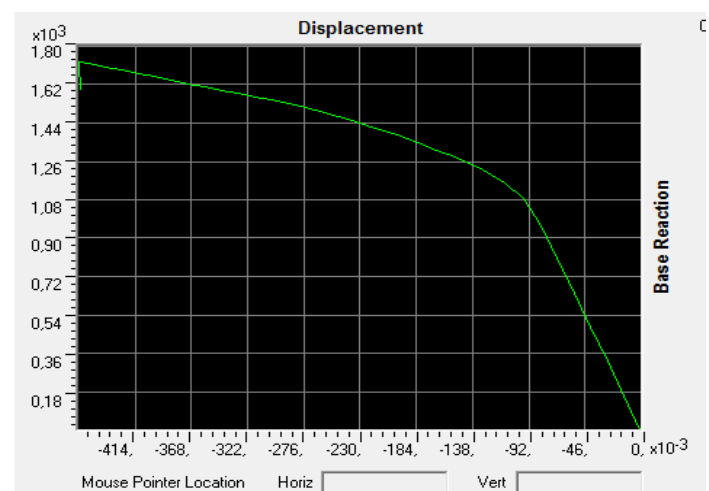
Σχήμα 11.9: Καμπύλη ικανότητας για φόρτιση κατά y ιδιομορφικής κατανομής



Σχήμα 11.10: Καμπύλη ικανότητας για φόρτιση κατά x ιδιομορφικής κατανομής

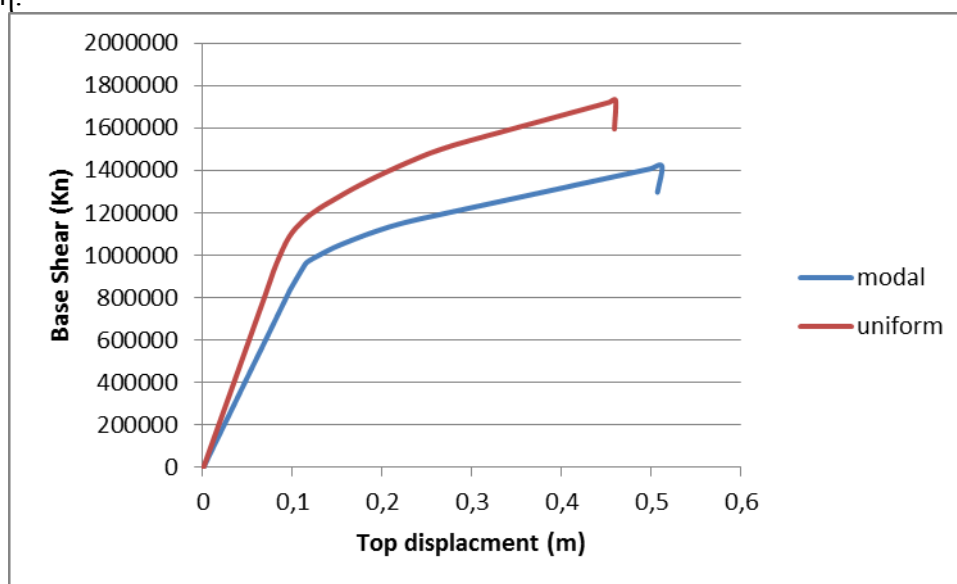


Σχήμα 11.11: Καμπύλη ικανότητας για ομοιόμορφη φόρτιση κατά y

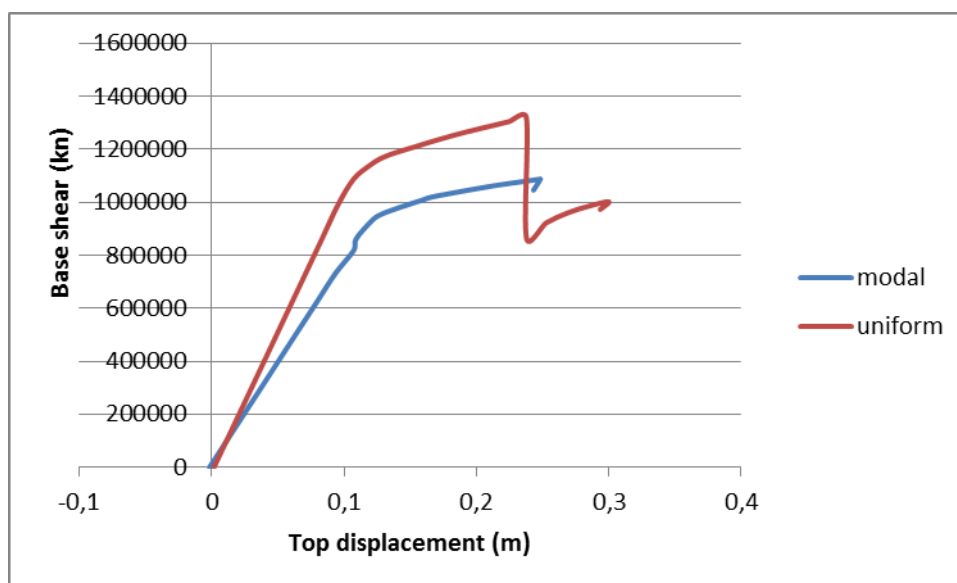


Σχήμα 11.12: Καμπύλη ικανότητας για ομοιόμορφη φόρτιση κατά x

Επίσης, παρουσιάζονται και συγκεντρωτικά οι καμπύλες ικανότητας για κάθε διεύθυνση.



Σχήμα 11.13: Καμπύλες ικανότητας για την ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή κατά τη διεύθυνση x



Σχήμα 11.14: Καμπύλες ικανότητας για την ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή κατά τη διεύθυνση y

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

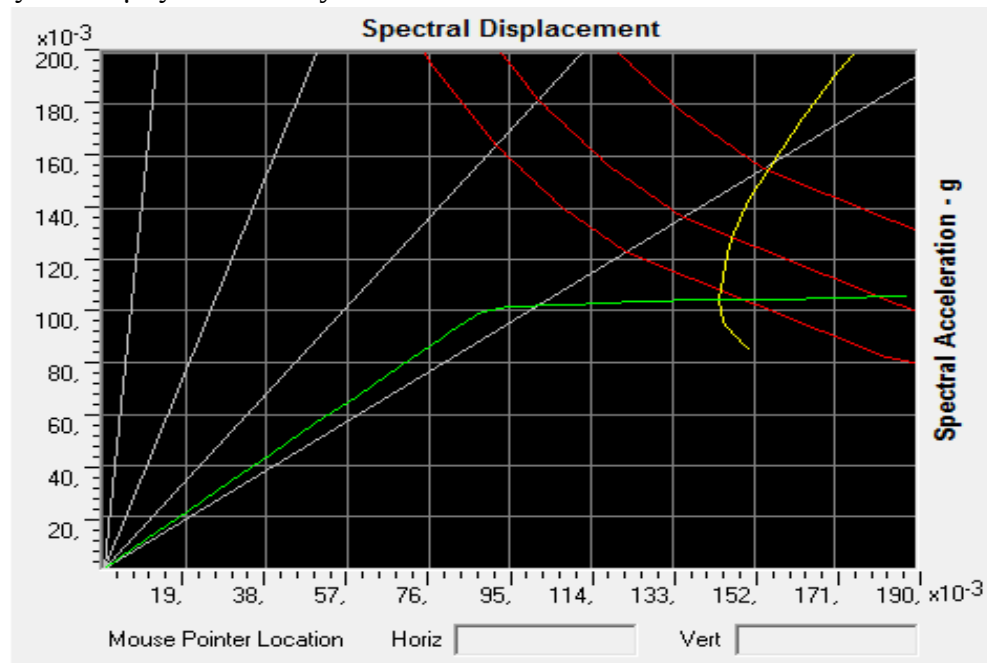
Οι τιμές των σεισμικών παραμέτρων C_a και C_v ελέγχουν το σχήμα του ελαστικού φάσματος απόκρισης. Για κάθε επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας, αποδίδεται στην κατασκευή μία ορισμένη τιμή των σεισμικών συντελεστών σύμφωνα με κάποιους πίνακες του κανονισμού ATC-40. Οι πίνακες αυτοί όμως δεν έχουν εφαρμογή 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:

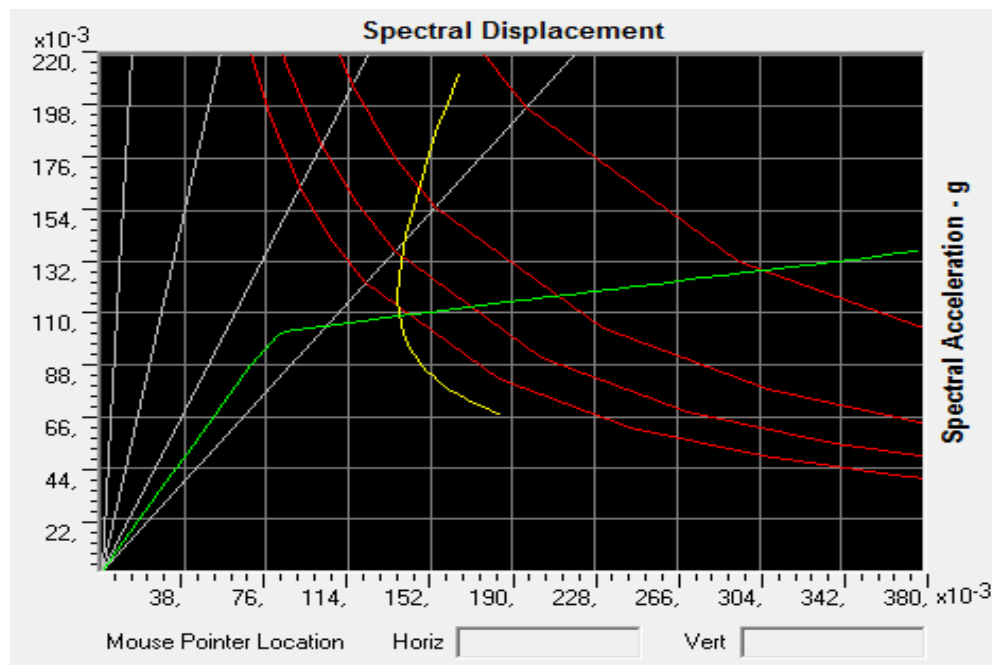
$$2,5C_a = 2,5a_gS_n \rightarrow C_a = 0,25 * 1,2 * 1,0 \rightarrow C_a = 0,3$$

$$\frac{C_v}{T} = 2,5a_gS_n \frac{T_c}{T} \rightarrow C_v = 2,5 * 0,25 * 1,2 * 1,0 * 0,5 \rightarrow C_v = 0,375$$

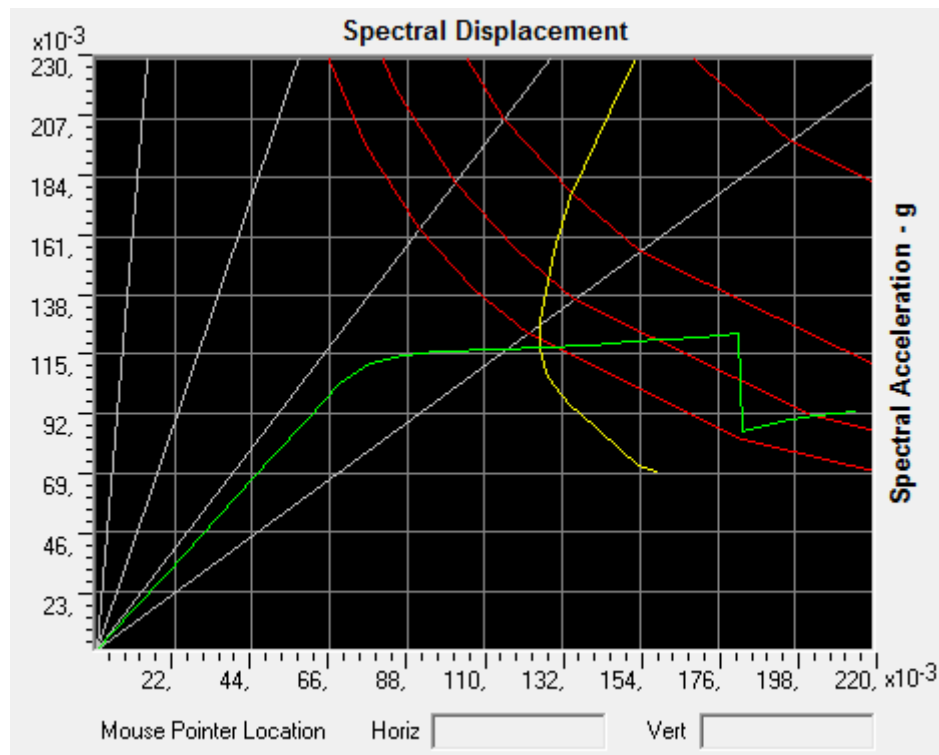
Ακολουθούν τα φάσματα ικανότητας και απαίτησης για τις ιδιομορφικές και ομοιόμορφες κατανομές κατά x και y.



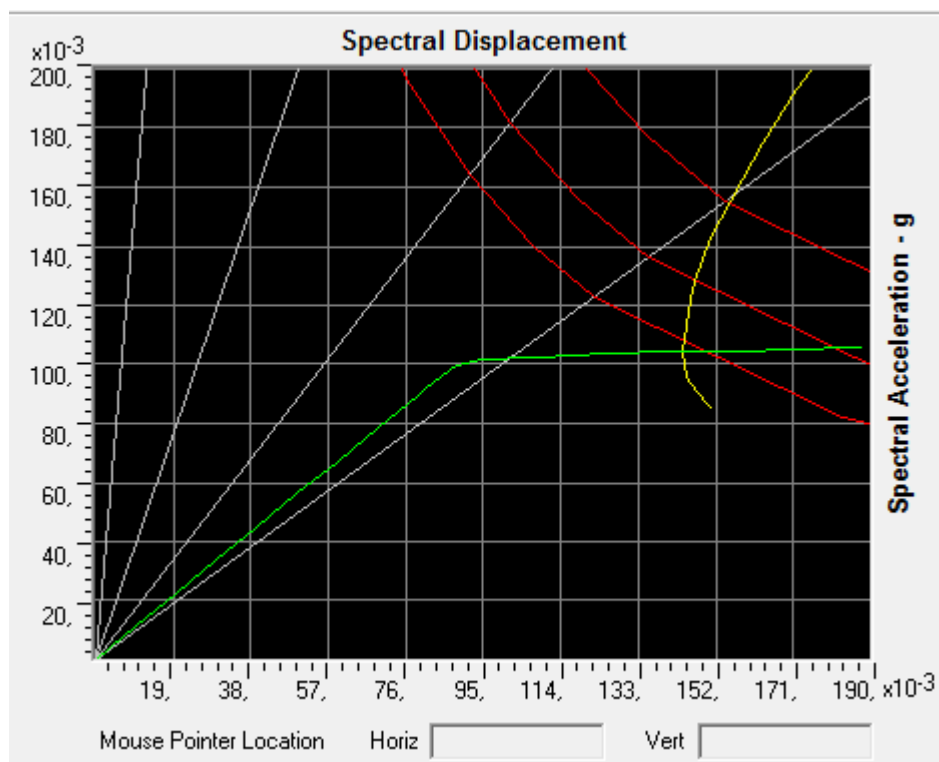
Σχήμα 11.15: Φάσμα ικανότητας και φάσμα απαίτησης για φόρτιση κατά y ιδιομορφικής κατανομής



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



Σχήμα 11.17: Φάσμα ικανότητας και φάσμα απαίτησης για ομοιόμορφη φόρτιση κατά y



Σχήμα 11.18: Φάσμα ικανότητας και φάσμα απαίτησης για ομοιόμορφη φόρτιση κατά x

Επίσης, παρατίθενται και τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα στους παρακάτω πίνακες.

	Φόρτιση κατά x		Φόρτιση κατά y	
Κατανομή φορτίων	Ιδιομορφική κατά x	Ομοιόμορφη κατά x	Ιδιομορφική κατά y	Ομοιόμορφη κατά y
$\Delta_t(m)$	0,0944	0,0677	0,0944	0,0829
$\Delta_{t,el}(m)$	0,0959	0,0687	0,0935	0,0833
$\Delta_y(m)$	0,0970	0,0820	0,1071	0,0959
$\Delta_t(m)$	0,5115	0,4598	0,2482	0,300
Δ_t / Δ_y	0,990	0,837	0,873	0,868
Δ_c / Δ_y	5,279	5,607	2,317	3,128
a_u/a_1	5,039	5,010	2,078	3,075
$D_{top}(m)$	0,28737		0,29447	

	Διεύθυνσης	x	y
Φόρτιση	Κατανομής	Ιδιομορφική	Ιδιομορφική
Συνολικός αριθμός εν δυνάμει πλαστικών αρθρώσεων και στις δύο διευθύνσεις		640+640=1280	
Αριθμός πλαστικών αρθρώσεων στο σημείο επιτελεστικότητας		68	68
Αριθμός πλαστικών αρθρώσεων με	$0 < \theta < \theta_{IO}$	68	68
	$\theta_{IO} < \theta < \theta_{LS}$	0	0
	$\theta_{LS} < \theta < \theta_{CP}$	0	0
	$\theta_{CP} < \theta$	0	0

Πίνακες 11.19&11.20: Αποτελέσματα μη γραμμικής στατικής ανάλυσης

Οι πλαστικές στροφές θ_{IO} , θ_{LS} , θ_{CP} αναφέρονται στις στάθμες επιτελεστικότητας άμμεσης χρήσης, προστασίας ζωής και αποφυγής κατάρρευσης αντίστοιχα. Δεδομένου ότι το λογισμικό δεν αποθηκεύει τα δεδομένα για το σημείο επιτελεστικότητας ακριβώς αλλά για κάποιο γειτονικό σημείο, τα στοιχεία των πινάκων παρουσιάζουν ορισμένο ποσοστό σφάλματος.

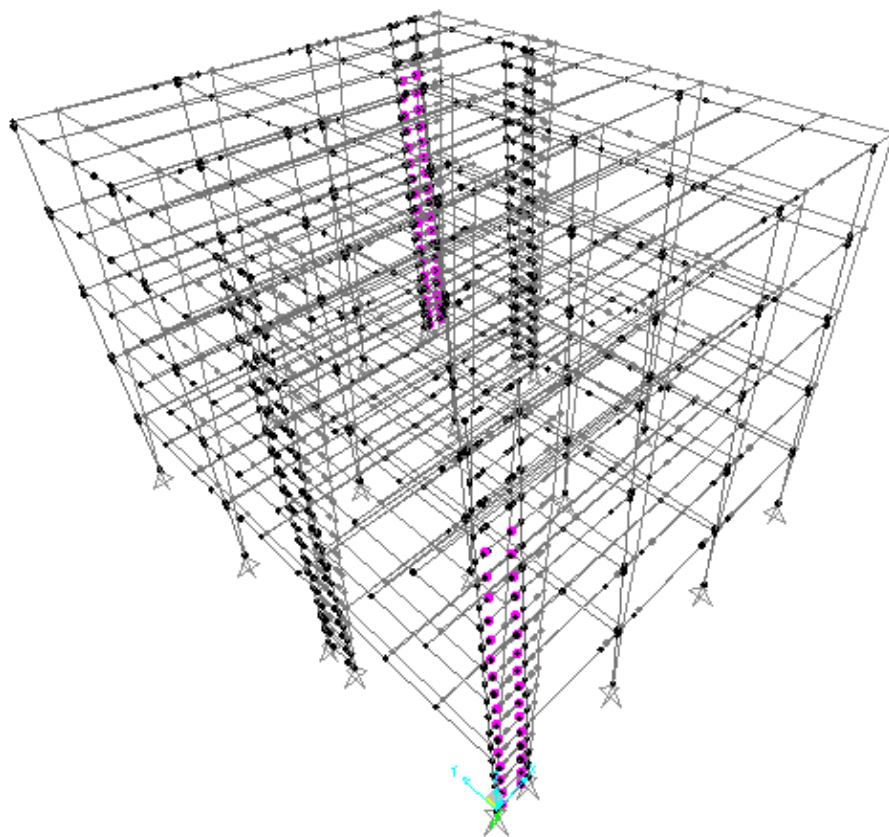
Όπου:

- Μέγιστη μετακίνηση κορυφής: Δ_t
- Μέγιστη αναπτυσσόμενη πλαστιμότητα σε όρους μετακίνησης κορυφής: Δ_t/Δ_y
- Μέγιστες πλαστικές στροφές στις διατομές των πλαστικών αρθρώσεων: $\theta_{pl,max}$
- Δείκτης πλαστιμότητας του κτιρίου: $\mu = \Delta_u/\Delta_y$
- Συντελεστής συμπεριφοράς κτιρίου: a_u/a_1
- Δ_y η μετακίνηση στην οποία αντιστοιχεί η δημιουργία της πρώτης πλαστικής άρθρωσης
- Δ_u η μετακίνηση που αντιστοιχεί στο σημείο δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης
- a_1 μέγεθος της a_g που αντιστοιχεί στη δημιουργία της πρώτης πλαστικής άρθρωσης
- a_u μέγεθος της a_g που αντιστοιχεί στη δημιουργία μηχανισμού κατάρρευσης

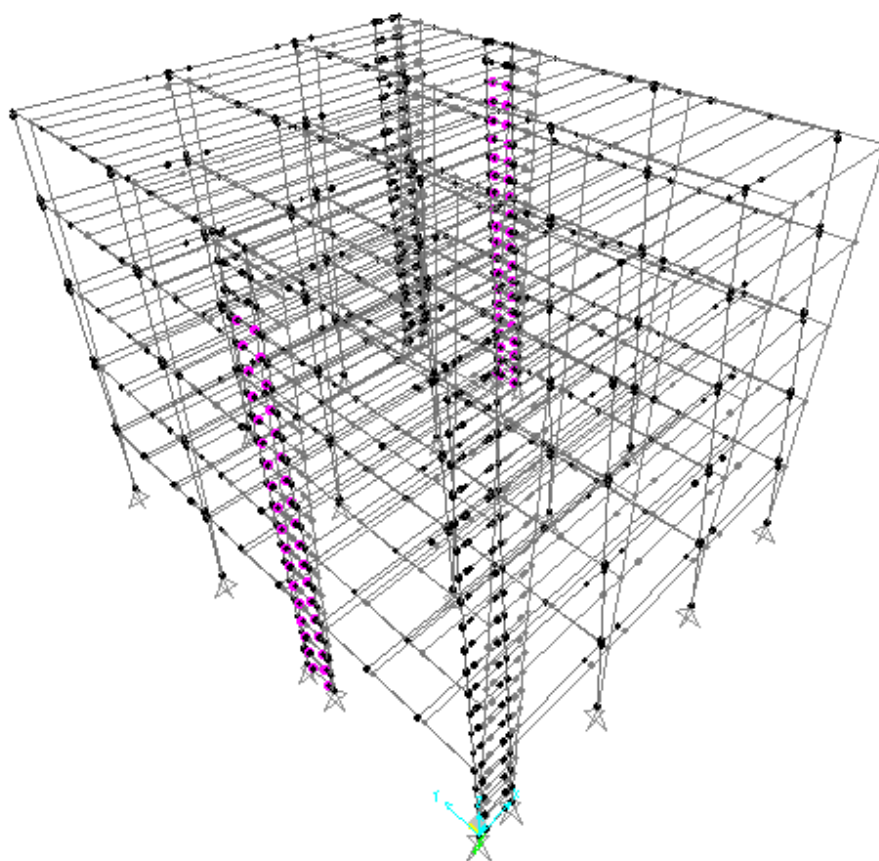
Εκτός απ' τη μέγιστη ανελαστική μετακίνηση κορυφής υπολογίζεται με pushover ανάλυση και η μέγιστη μετακίνηση κορυφής $\Delta_{t,el}$ θεωρώντας ότι το κτίριο αποκρίνεται πλήρως ελαστικά.

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

Στις επόμενες εικόνες δίνεται ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στο κτίριο, στο σημείο επιτελεστικότητας (ή κοντά σε αυτό) για φόρτιση ιδιομορφικής κατανομής στις διευθύνσεις x και y .



Σχήμα 11.21: Παραμόρφωση κτιρίου κοντά στο σημείο επιτελεστικότητας για ιδιομορφικής κατανομής φόρτιση κατά x (εκτεταμένη πλαστικοποίηση)



Σχήμα 11.22: Παραμόρφωση κτιρίου κοντά στο σημείο επιτελεστικότητας για ιδιομορφικής κατανομής φόρτιση κατά (εκτεταμένη πλαστικοποίηση)

12 Συμπεράσματα

Αρχικά λαμβάνοντας υπόψη τον έλεγχο των μετακινήσεων ο οποίος δεν ικανοποιείται στο κτίριο μας οδηγούμαστε στο συμπέρασμα ότι απαιτούνται και άλλες διατάξεις FUSEIS στο κτίριο.

Επίσης, με την εισαγωγή επιπλέον διατάξεων θα μειωθούν σημαντικά και τα ποσοστά εκμετάλλευσης τα οποία στις δοκούς FUSEIS έχουν αρκετά μεγάλες τιμές.

Στο κτίριο και για τις αντίστοιχες μετακινήσεις απόκρισης δεν έχει πραγματοποιηθεί σχεδιασμός βέλτιστου βάρους και επομένως (με το δεδομένο αριθμό διατάξεων στο σύστημα FUSEIS) η απόκριση που υπολογίστηκε ενδεχομένως να μπορεί να επιτευχθεί με μικρότερο βάρος χάλυβα.

Εφόσον οι διατομές RBS έχουν προσομοιωθεί με σταθερή διατομή σε όλο το μήκος τους, οι πλαστικές αρθρώσεις θα έπρεπε να τοποθετηθούν στα άκρα των RBS που βρίσκονται πλησιέστερα στα άκρα των δοκών. Παρ' όλα αυτά, οι πλαστικές αρθρώσεις επιλέγεται να τοποθετηθούν στα μέσα των RBS. Για μεγαλύτερης ακρίβειας ανάλυση, θα πρέπει να προστεθούν μια ή περισσότερες πλαστικές αρθρώσεις σε διάφορες γειτονικές θέσεις του κάθε RBS.

Οι λόγοι Δ_i/Δ_y ενδεικτικοί των αναπτυσσόμενων πλαστιμοτήτων, δεν ξεπερνούν την τιμή 1.36.

Η πλαστιμότητα της κατασκευής είναι αρκετά ικανοποιητική αλλά ο συντελεστής συμπεριφοράς που προέκυψε από την push over analysis ($q=2$) βγήκε αρκετά μικρότερος από τον αρχικά θεωρούμενο ($q=5$).

Σε όλες σχεδόν τις περιπτώσεις πλαστικοποιείται μεγάλο μέρος των απομειωμένων τμημάτων των δοκών του συστήματος FUSEIS. Σε καμιά περίπτωση δεν ξεπερνάται η στάθμη επιτελεστικότητας προστασίας ζωής (σε όρους πλαστικής στροφής διατομών). Η κατασκευή φαίνεται ασφαλής μακροσκοπικά και 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 καμιά από τις πλαστικές αρθρώσεις που σχηματίζονται δε βρίσκεται στα κατακόρυφα στοιχεία της κατασκευής.

Τα συστήματα FUSEIS βρίσκονται σε πειραματικό στάδιο, όμως, τα πλεονεκτήματά τους είναι πολλά και με περαιτέρω ανάλυση θα αποτελέσουν ένα «ατελές» σύστημα δυσκαμψίας.

Δεδομένου ότι το λογισμικό δεν αποθηκεύει τα δεδομένα για το σημείο επιτελεστικότητας ακριβώς αλλά για κάποιο γειτονικό σημείο, τα στοιχεία των πινακοποιημένων αποτελεσμάτων της push over analysis ενδεχομένως να παρουσιάζουν ορισμένο σφάλμα.

Από τον πίνακα 11.19 παρατηρούμαι ότι σε κάθε διεύθυνση υπάρχει μεγάλη απόκλιση στις μετακινήσεις Δ_i που υπολογίστηκαν από την μη γραμμική στατική ανάλυση και τις μετακινήσεις D_{top} που προέκυψαν από την ιδιομορφική ανάλυση για $q=1$ και μηδενικές εκκεντρότητες,

Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Ερμόπουλος Ι. (2005) «Ευρωκώδικας 1, βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής, 2^η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Βάγιας Ι., (2003). «Σιδηρές κατασκευές, ανάλυση και διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Βάγιας Ι., (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3^η έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
7. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2002). “Incremental Dynamic Analysis.” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31(3), 491–514.
8. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2004). “Applied Incremental Dynamic Analysis.” Earthquake Spectra, 20(2), 523–553.

9. Vamvatsikos D., Fragiadakis M. (2010). "Incremental Dynamic Analysis for seismic performance uncertainty estimation." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39(2), 141–163.
10. Anil K. Chopra (2007). "Dynamic of structures,theory and application to earthquake engineering." Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα.
11. I. Vayas, Ph. Karydakis, D. Dimakogianni, G. Dougka,C. A. Castiglioni, A. Kanyilmaz, L. Calado, Jorge M. Proença, M. Espinha, B. Hoffmeister, T. Rauert, D. Kalteziotis (2012). "Fuseis, dissipative devices for seismic resistant steel frames, Design Guide."
12. Ψυχάρης Ι., «Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας,σημειώσεις για το μάθημα τοθ 9^ο εξαμήνου Αντισεισμική τεχνολογία 2». Εκδόσεις ΕΜΠ, Αθήνα.

.