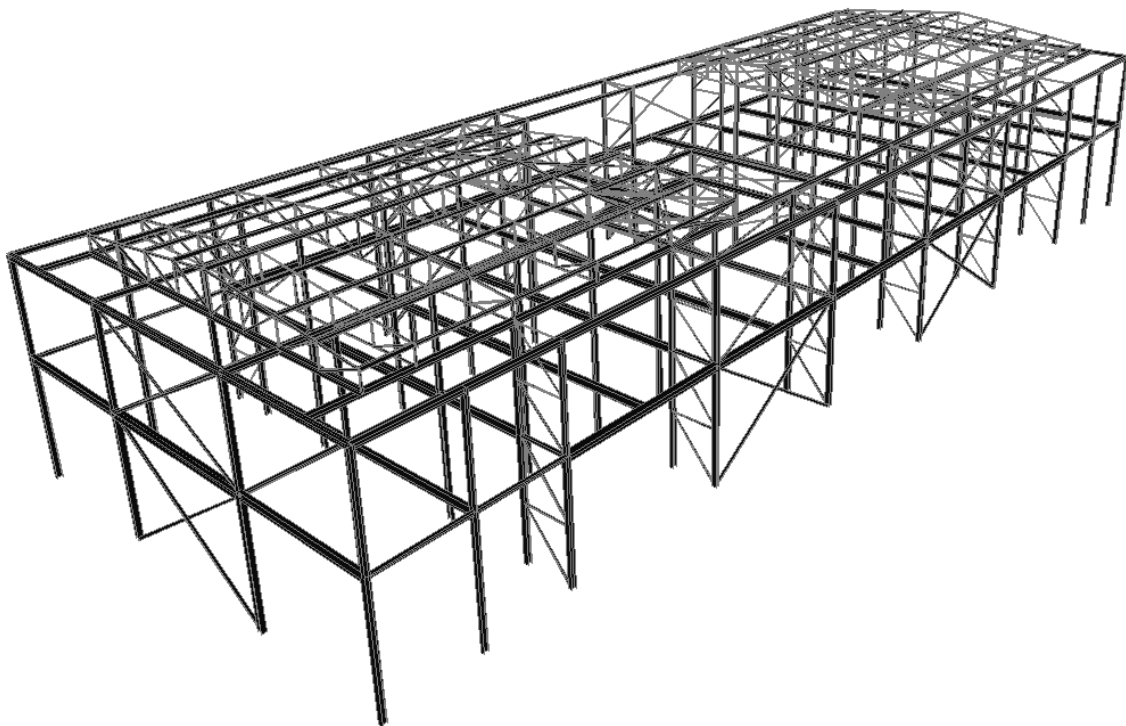




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Μελέτη διώροφου βιομηχανικού μεταλλικού κτιρίου



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Νικόλαος Α. Ηλιάδης

Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας

Αθήνα, Ιούλιος 2013  
ΕΜΚ ΔΕ 2013/61

Ηλιάδης Ν. Α. (2013).  
Μελέτη διώροφου βιομηχανικού μεταλλικού κτιρίου  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2013/61  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Iliadis N. A. (2013).  
Study of a two-storey industrial steel building  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2013/61  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη .....	3
Abstract .....	4
Ευχαριστίες .....	5
1 Εισαγωγή .....	6
2 Το κτίριο .....	7
2.1 Παρουσίαση του φορέα .....	7
2.2 Δομικά στοιχεία της κατασκευής .....	10
2.2.1 Υποστυλώματα .....	10
2.2.2 Κύριες δοκοί .....	11
2.2.3 Δευτερεύουσες δοκοί - Διαδοκίδες .....	12
2.2.4 Τεγίδες .....	13
2.2.5 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας .....	14
2.2.6 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας .....	14
2.2.7 Δικτυωτό ζύγωμα στέγης (ζευκτό) .....	17
2.2.8 Σύμμικτες πλάκες ορόφου .....	18
2.2.9 Επικάλυψη στέγης .....	20
2.3 Υλικά .....	20
2.3.1 Δομικός Χάλυβας .....	20
2.3.2 Σκυρόδεμα .....	21
2.3.3 Χάλυβας χαλυβδόφυλλων .....	22
2.3.4 Χάλυβας οπλισμού σκυροδέματος .....	22
2.3.5 Διατμητικοί ήλιοι .....	22
3 Δράσεις επί της κατασκευής - Συνδυασμοί δράσεων .....	24
3.1 Εισαγωγή .....	24
3.2 Μόνιμες δράσεις .....	24
3.3 Επιβαλλόμενες δράσεις .....	25
3.4 Φορτίο χιονιού .....	27
3.5 Δράσεις ανέμου .....	30
3.6 Σεισμικές δράσεις .....	30
3.7 Οριακές καταστάσεις .....	36
3.8 Συνδυασμοί δράσεων .....	37
3.8.1 Συντελεστές συνδυασμού .....	37
3.8.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας .....	38
3.8.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας .....	39
3.8.4 Συνδυασμοί δράσεων στο κτίριό μας .....	40
4 Ανάλυση της κατασκευής .....	41
4.1 Μέθοδοι, προσομοίωμα και πρόγραμμα ανάλυσης .....	41
4.1.1 Γενικά .....	41
4.1.2 Μέθοδοι ανάλυσης .....	41
4.1.3 Ελαστική ανάλυση .....	42
4.1.4 Προσομοίωμα ανάλυσης .....	43
4.1.5 Πρόγραμμα ανάλυσης .....	45
4.2 Στατική ανάλυση .....	45
4.2.1 Ενδεικτικός έλεγχος υποστυλώματος .....	48
4.3 Δυναμική ανάλυση .....	51
4.3.1 Μέθοδος ανάλυσης .....	51

4.3.2	Παρουσία μαζών στη δυναμική ανάλυση .....	51
4.3.3	Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης.....	52
4.3.4	Τυχηματικές στρεπτικές επιδράσεις.....	54
4.3.5	Έλεγχος επιρροής από αποτελέσματα δευτέρας τάξεως.....	55
4.3.6	Έλεγχος περιορισμού βλαβών.....	56
4.3.7	Εντατικά μεγέθη δυναμικής ανάλυσης.....	57
5	Σχεδιασμός σύμμικτων δοκών.....	59
5.1	Κύριες δοκοί κατά Y - HEA300.....	59
5.1.1	Συνεργαζόμενο πλάτος.....	60
5.1.2	Χαρακτηριστικά σύμμικτης δοκού .....	60
5.1.3	Κατάταξη διατομής σιδηροδοκού .....	61
5.1.4	Φορτία .....	61
5.1.5	Φάση κατασκευής .....	63
5.1.6	Φάση λειτουργίας.....	65
5.2	Κύριες δοκοί κατά Y - IPE330.....	72
5.3	Κύριες δοκοί και διαδοκίδες κατά X.....	74
6	Διαστασιολόγηση κατακόρυφων συνδέσμων.....	75
6.1	Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά X .....	75
6.1.1	Διαγώνιοι σύνδεσμοι ισογείου .....	76
6.1.2	Διαγώνιοι σύνδεσμοι ορόφου.....	77
6.1.3	Υπεραντοχή Ω - Σύνδεσμοι κατά X.....	77
6.2	Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά Y .....	78
6.2.1	Διαγώνιοι σύνδεσμοι ισογείου .....	79
6.2.2	Διαγώνιοι σύνδεσμοι ορόφου.....	80
6.2.3	Υπεραντοχή Ω - Σύνδεσμοι κατά Y .....	81
6.3	Συγκεντρωτικά αποτελέσματα .....	81
6.4	Επίλυση με περιορισμό της θλιπτικής δύναμης των συνδέσμων δυσκαμψίας.....	82
7	Ικανοτικοί έλεγχοι .....	83
7.1	Κεφαλοδοκοί κατά Y.....	83
7.1.1	Επίλυση 1η - Καταπόνηση σιδηροδοκού από το σύνολο του αξονικού φορτίου .....	84
7.1.2	Επίλυση 2η - Θεώρηση ισοδύναμης διατομής χάλυβα .....	90
7.1.3	Επίλυση 3η - Προσομοίωση της σύμμικτης κεφαλοδοκού στο SAP2000.....	95
7.2	Κεφαλοδοκοί κατά X.....	101
7.3	Υποστυλώματα κατά Y .....	102
7.4	Έλεγχος σύνδεσης διαγώνιου συνδέσμου - κεφαλοδοκού κατά Y .....	105
8	Συμπεράσματα.....	109
9	Βιβλιογραφία .....	110
	Παράρτημα Α. Σχεδιασμός σύμμικτων πλακών με το πρόγραμμα Symdeck Designer.....	111
	Παράρτημα Β. Μη-γραμμική στατική ανάλυση με ορισμό θλιπτικού ορίου για τους διαγώνιους συνδέσμους.....	114
	Παράρτημα Γ. Σχέδια-Τελικές διατομές της κατασκευής.....	118

## Μελέτη διώροφου βιομηχανικού μεταλλικού κτιρίου

Ηλιάδης Ν. Α. (Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

### Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται τη μελέτη και τον σχεδιασμό ενός διώροφου βιομηχανικού κτιρίου σύμφωνα με τις ισχύουσες διατάξεις των Ευρωπαϊκών Προτύπων. Η ανάλυση της κατασκευής υλοποιήθηκε με τη βοήθεια του προγράμματος SAP2000 στο οποίο αναπτύξαμε το προσομοίωμα του φέροντα οργανισμού του κτιρίου μας.

Με βάση τα κείμενα των Ευρωκωδίκων αρχικά προσδιορίσαμε τα φορτία σχεδιασμού με τα οποία υλοποιήσαμε την ανάλυση του φορέα μας. Στο αρχικό στάδιο της μελέτης, τα αποτελέσματα των στατικών και δυναμικών αναλύσεων που εξήχθησαν από το πρόγραμμα λειτούργησαν ως έλεγχος μόρφωσης και οδηγός για τη βελτιστοποίηση του προσομοιώματος καθώς οι διαστασιολογήσεις και οι έλεγχοι των περισσοτέρων μελών υλοποιήθηκαν με τη βοήθεια λογιστικών φύλλων χρησιμοποιώντας μόνο ως μέτρο σύγκρισης τα παραπάνω αποτελέσματα.

Με τα παραμορφωσιακά και εντατικά μεγέθη της δυναμικής ανάλυσης πραγματοποιήσαμε τους αντισεισμικούς ελέγχους ασφάλειας της κατασκευής και την διαστασιολόγηση των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας οι οποίοι εξασφαλίζουν την πλευρική ευστάθεια του κτιρίου και παραλαμβάνουν το σύνολο των οριζόντιων δράσεων. Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας που τοποθετήσαμε είναι σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα και καθώς έχουμε διαφορετικές μορφές εξασφάλισης ως προς τις δύο κύριες διευθύνσεις σεισμικής διέγερσης, η διάταξή τους υλοποιήθηκε λαμβάνοντας υπόψη τις ιδιομορφικές αναλύσεις και με τη λογική του να εξασφαλίζεται μία ομοιόμορφη παραμορφωσιακή συμπεριφορά υπό τη δράση των σεισμικών φορτίων.

Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκαν οι ικανοτικοί έλεγχοι των μελών που συμμετέχουν στην παραλαβή των σεισμικών δράσεων και ειδικότερα για τον έλεγχο των κεφαλοδοκών έγινε διερεύνηση για τον προσδιορισμό του θλιπτικού φορτίου το οποίο τις καταπονεί. Υλοποιήσαμε τρεις διαφορετικές επιλύσεις με τα αποτελέσματα των οποίων έγινε πλήθος ελέγχων και διερευνήσαμε τη δυνατότητα βέλτιστης διαστασιολόγησης των συγκεκριμένων δοκών. Τέλος έγινε η σχεδίαση και ο έλεγχος της σύνδεσης του διαγώνιου συνδέσμου με τον κόμβου κεφαλοδοκού - υποστύλωματος.

Από τη μελέτη της παρούσας διπλωματικής μπορούν να εξαχθούν χρήσιμα συμπεράσματα που αφορούν την ανάλυση, το σχεδιασμό και την σεισμική συμπεριφορά κτιρίων με παρόμοια χαρακτηριστικά, είτε αναφερόμαστε σε μεμονωμένα μέλη της κατασκευής είτε στη συμπεριφορά του κτιρίου ως σύνολο.

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

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔΕ 2013/61

**Study of a two-storey industrial steel building**

Iliadis N. A. (supervised by Vayas I.)

**Abstract**

The subject of this thesis is the study and design of a two-storey industrial steel building based on current European standards. The model of our structure was designed and analyzed using the structural analysis program SAP2000.

Firstly, taking into account the European norms, we assessed the design loads that we applied to our structure for the analysis of the model. The results of the static and dynamic analyses were initially only used for monitoring the formation of our model and as a guide for the optimization of the structural design, since the vast majority of the steel members were analyzed, designed and verified independently with the assistance of computational programs. This repetitive process was undertaken in order to achieve, through the analyses, the anticipated deformation and force results for the steel members.

The safety verifications for the ultimate limit states and the limitation of damage requirements under the effect of the seismic loads were carried out using the results of the modal response spectrum analysis. With the same results we designed the vertical bracing members whose main function is to resist and bear the horizontal forces of an earthquake. The bracing type used in our building for resistance to horizontal actions can be described as diagonal concentric and because the form of the braces differ for each main axis of seismic load we opted for a symmetrical layout trying to achieve an even behavior for both directions.

Next, we verified the rest of the members being stressed under the applied seismic actions, members such as the columns and the beams connected to the diagonal braces stressed with tension. At this point, because we wanted to study more in depth the behavior of the beam being stressed with compression, we considered three different approaches in order to determine the compression load. Based on the results of the aforementioned analyses we completed a series of verifications and suggested optimal design solutions for the specific examined steel members. Lastly, we designed the joint connecting the bracing diagonal and the beam-column joint.

By thoroughly studying this dissertation useful conclusions can be made concerning the analysis, design and seismic behavior of a steel building with characteristics similar to the model studied, whether considering specific members or the structure as a whole.

## Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον Καθηγητή κ. Ιωάννη Βάγια για την επίβλεψη της παρούσας διπλωματικής εργασίας και για την συμβολή του στη συνέχιση των σπουδών μου.

Θερμές ευχαριστίες θα ήθελα να εκφράσω επίσης στον υποψήφιο διδάκτορα κ. Ανδρέα Σπηλιόπουλο, η καθοδήγηση και οι συμβουλές του οποίου ήταν καθοριστικής σημασίας για την ολοκλήρωση της εργασίας.

Ευχαριστώ του γονείς μου, Αντζελα και Αλέξη, που ήταν πάντα δίπλα μου όλα αυτά τα χρόνια υποστηρίζοντας την ολοκλήρωση των σπουδών μου αλλά και τις επιθυμίες μου.

Τον αδερφό μου Λάμπη που κατά τη διάρκεια εκπόνησης αυτής της εργασίας ήταν ακροατής των προβληματισμών μου και τον ευχαριστώ για τις συμβουλές που μου παρείχε.

Τους φίλους μου, που ενώ με έβλεπαν όλο και λιγότερο το τελευταίο διάστημα δεν σταμάτησαν να με παροτρύνουν.

Τους καθηγητές και συμφοιτητές τους οποίους γνώρισα καλύτερα και μοιραστήκαμε εμπειρίες στο περιβάλλον της σχολής και σε εκδρομές.

# 1 Εισαγωγή

Η επιλογή του συγκεκριμένου θέματος μελέτης έγινε λόγω του ιδιαίτερου ενδιαφέροντος για την επιστήμη του Δομοστατικού μηχανικού και ειδικότερα για τις μεταλλικές κατασκευές. Σκοπός της παρούσας διπλωματικής ήταν μέσω της εκπόνησης της μελέτης μίας δώροφης μεταλλικής κατασκευής να εφαρμοστούν οι γνώσεις των προηγούμενων ετών, εμβαθύνοντας παράλληλα στις κανονιστικές διατάξεις των Ευρωπαϊκών Προτύπων και να αναπτυχθούν δεξιότητες που αφορούν το σχεδιασμό προσομοιωμάτων σε προγραμματιστικό περιβάλλον. Επίσης προσπάθεια έγινε να διερευνηθούν βέλτιστοι τρόποι σχεδιασμού συγκεκριμένων μελών και προσομοιώσής τους με τον πιο αντιπροσωπευτικό τρόπο στο πρόγραμμα ανάλυσης που χρησιμοποιήσαμε.

Δομή της εργασίας:

-Στο Κεφάλαιο 2 παρουσιάζεται η γεωμετρία και τα χαρακτηριστικά του υπό μελέτη κτιρίου. Γίνεται περιγραφή με λεπτομέρεια των δομικών στοιχείων της κατασκευής και των ιδιοτήτων των υλικών που χρησιμοποιήσαμε.

-Στο Κεφάλαιο 3 γίνεται ο προσδιορισμός των δράσεων που καταπονούν την κατασκευή και οι συνδυασμοί σχεδιασμού στις οριακές καταστάσεις βάση των Ευρωπαϊκών Προτύπων.

-Στο Κεφάλαιο 4 κάνουμε αναφορά στη μέθοδο ανάλυσης και στο προσομοίωμα που αναπτύξαμε, παρουσιάζοντας στη συνέχεια τα αποτελέσματα της στατικής και της δυναμικής ανάλυσης. Επίσης υλοποιούνται οι έλεγχοι ασφάλειας της κατασκευής που ορίζει ο αντισεισμικός σχεδιασμός.

-Στο Κεφάλαιο 5 παρουσιάζεται η διαδικασία σχεδιασμού των σύμμικτων δοκών καθώς και το σύνολο των ελέγχων που πραγματοποιήσαμε.

-Στο Κεφάλαιο 6 λαμβάνει χώρα η διαστασιολόγηση και οι έλεγχοι των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας, όπως επίσης και ο έλεγχος των παραπάνω μελών με μία μη γραμμική (ελαστική) στατική επίλυση μέσω του προγράμματος ανάλυσης.

-Στο Κεφάλαιο 7 υλοποιούμε τους ικανοτικούς ελέγχους των μελών που συμμετέχουν στην παραλαβή των σεισμικών δράσεων. Συγκεκριμένα για τον προσδιορισμό του αξονικού θλιπτικού φορτίου που καταπονεί την κεφαλοδοκό πραγματοποιούμε τρεις διαφορετικές επιλύσεις και παρουσιάζουμε ισάριθμες λύσεις για την διαστασιολόγησή της. Επίσης σχεδιάζεται η σύνδεση διαγώνιου συνδέσμου με τον κόμβο κεφαλοδοκού-υποστυλώματος.

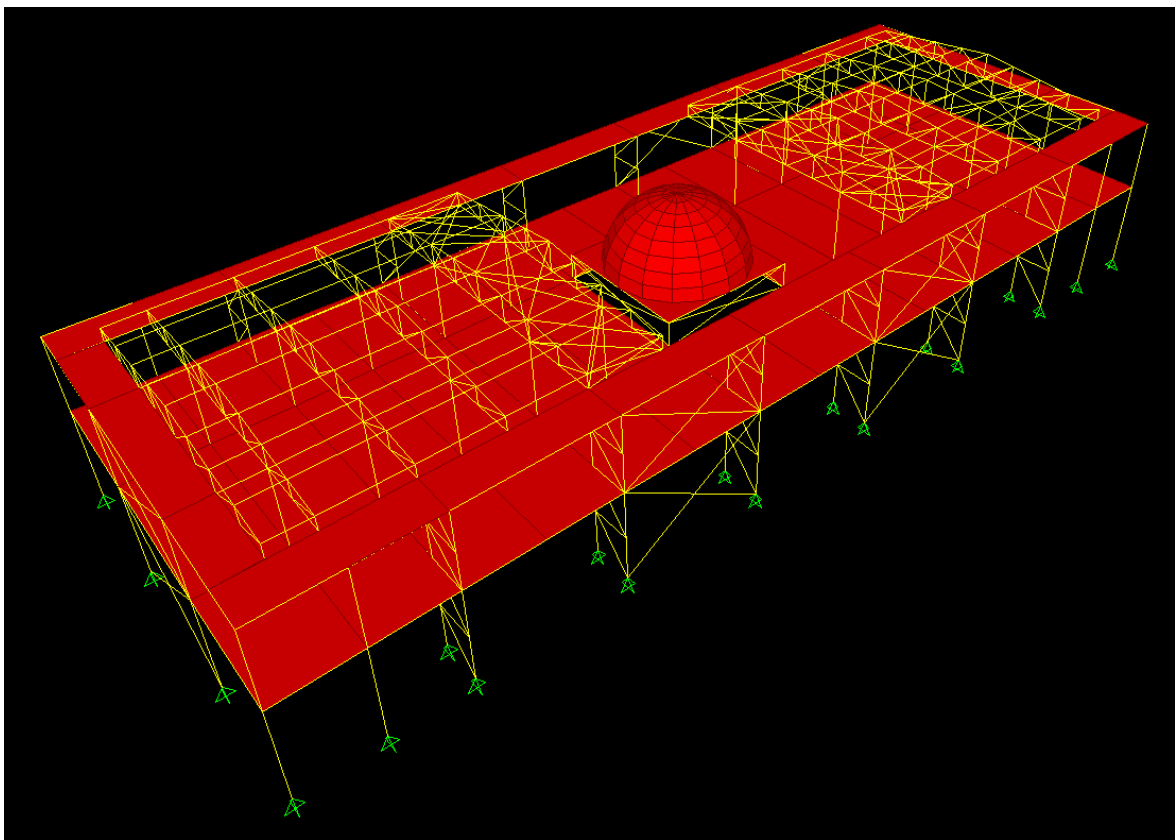
-Τέλος στο Κεφάλαιο 8 γίνεται αναφορά στα συμπεράσματα που μπορούμε να εξάγουμε από την παρούσα μελέτη.



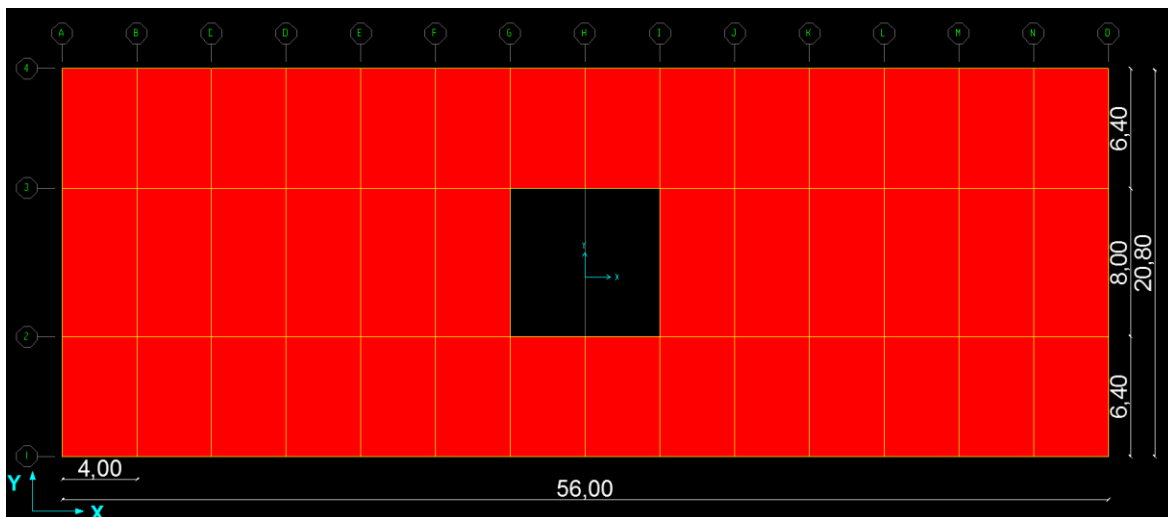
## 2 Το κτίριο

### 2.1 Παρουσίαση του φορέα

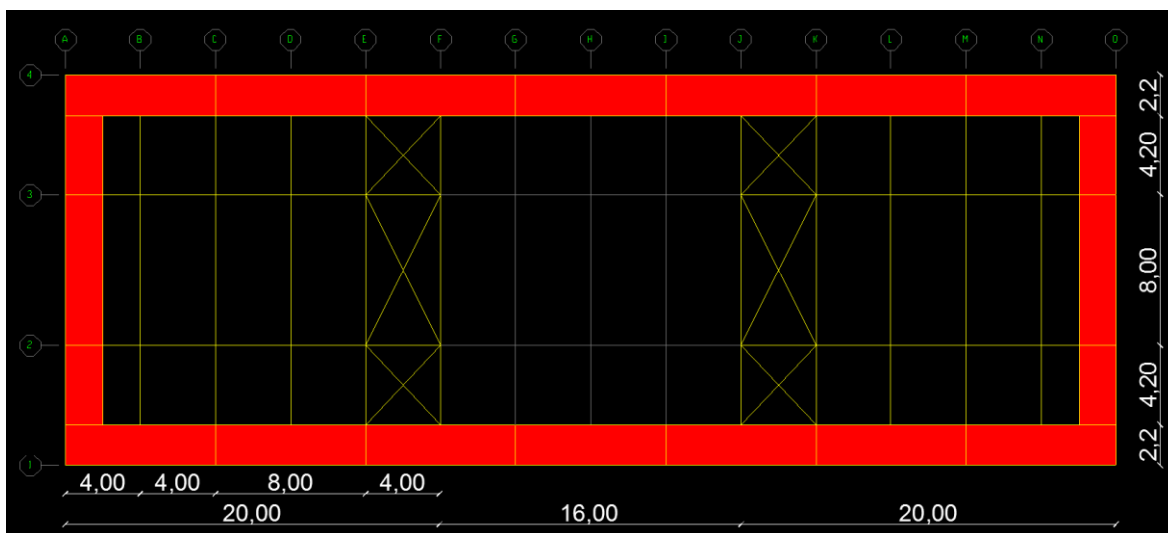
Το αντικείμενο μελέτης της παρούσας διπλωματικής είναι ένα διώροφο βιομηχανικό κτίριο με πολλαπλής φύσεως λειτουργίες και ιδιαίτερα μορφολογικά και αρχιτεκτονικά χαρακτηριστικά. Το κτίριο αποτελείται από δύο ορόφους με φέροντα οργανισμό από χάλυβα που συμπληρώνεται από σύμμικτη πλάκα χαλυβδόφυλλου-σκυροδέματος στον 1ο όροφο και δικτυωτά ζυγώματα (ζευκτά) στην οροφή. Η κάτοψη του κτιρίου και του προσομοιώματος που αναπτύχθηκε χαρακτηρίζεται από 14 φατνώματα των 4 μέτρων κατά τη διεύθυνση X και από 3 φατνώματα, 2 των 6,4 μέτρων και 1 (κεντρικό) των 8 μέτρων, κατά τη διεύθυνση Y. Το ύψος του ισογείου είναι 5,3 μέτρα, γεγονός που εξυπηρετεί τις βιομηχανικές λειτουργίες για τις οποίες σχεδιάστηκε, ενώ το ύψος του ορόφου ορίζεται στα 4,3 μέτρα στον οποίο στεγάζονται τα γραφεία διοίκησης καθώς επίσης και χώροι συνεδριάσεων και εστίασης. Συνεπώς, το ολικό ύψος των δύο ορόφων είναι 9,6 μέτρα και το συνολικό ύψος της κατασκευής, αν λάβουμε υπόψη την οροφή κλίσης ~11%, καταλήγει να είναι 11,25 μέτρα. Παρακάτω παρουσιάζονται χαρακτηριστικές όψεις, κατόψεις και τομές του υπό μελέτη κτιρίου.



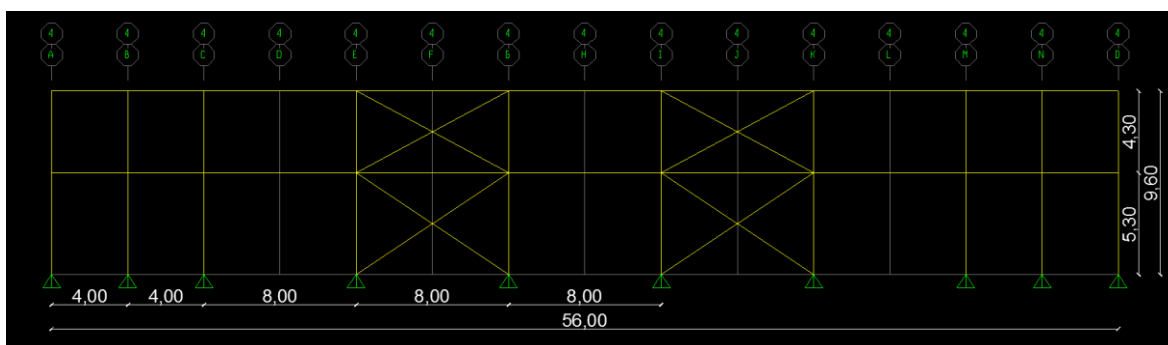
Σχήμα 2.1: Προοπτικό του κτιρίου.



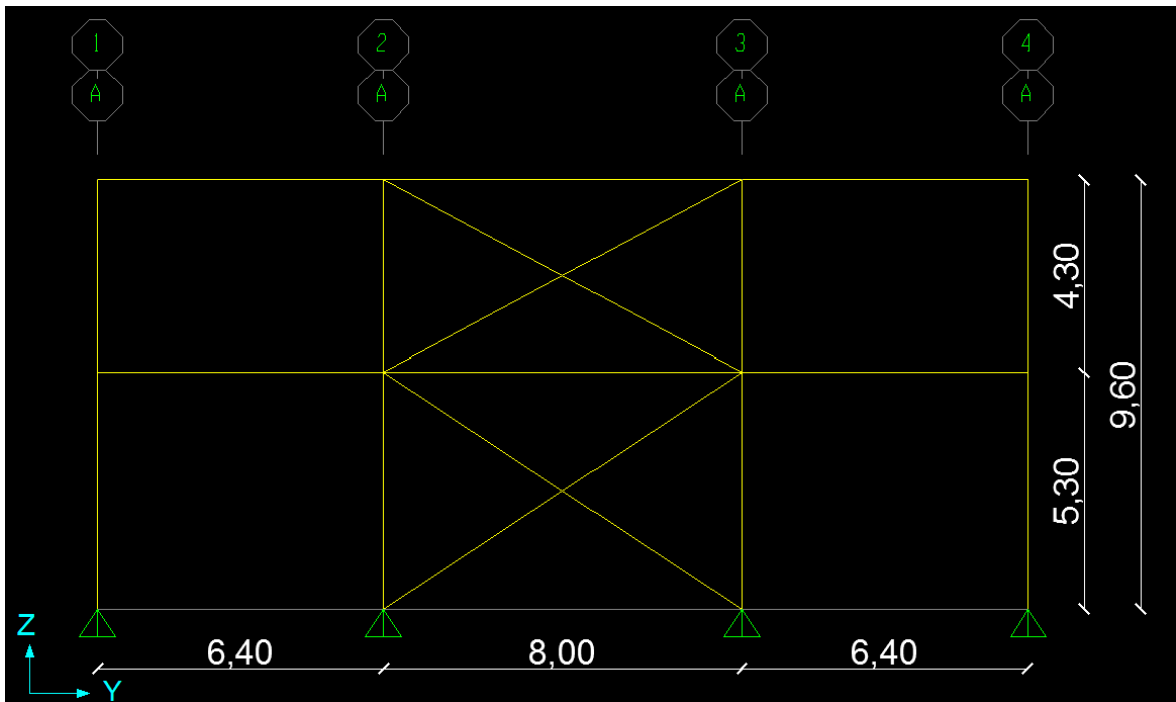
Σχήμα 2.2: Κάτοψη ορόφου στη στάθμη 5,3 μέτρα.



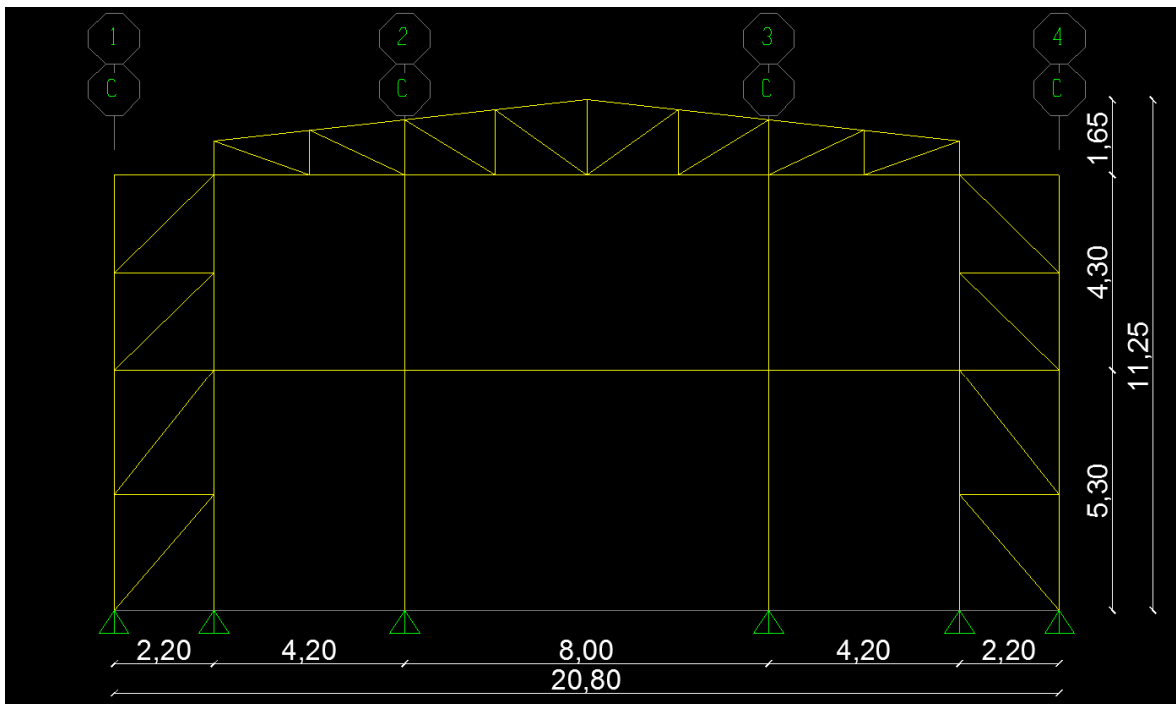
Σχήμα 2.3: Κάτοψη οροφής στη στάθμη 9,6 μέτρα.



Σχήμα 2.4: Πλάγια περιμετρική όψη κατά X



Σχήμα 2.5: Πρόσοψη κατά Y



Σχήμα 2.6: Χαρακτηριστική τομή κατά Y με παρουσία δικτυωτού ζυγώματος και κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας.

## 2.2 Δομικά στοιχεία της κατασκευής

Η παραλαβή των κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων της κατασκευής υλοποιείται από τα παρακάτω δομικά στοιχεία:

1) Υποστυλώματα	HEB
2) Κύριες δοκοί (σύμμικτες)	HEA και IPE
3) Δευτερεύουσες δοκοί(σύμμικτες)	IPE
4) Τεγίδες	IPE
5) Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	Κοίλες τετραγωνικές διατομές(SHS)
6) Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	Κοίλες τετραγωνικές διατομές(SHS)
7) Δικτυωτό ζύγωμα στέγης	Κοίλες τετραγωνικές διατομές(SHS)
8) Σύμμικτες πλάκες ορόφου	
9) Επικάλυψη στέγης	

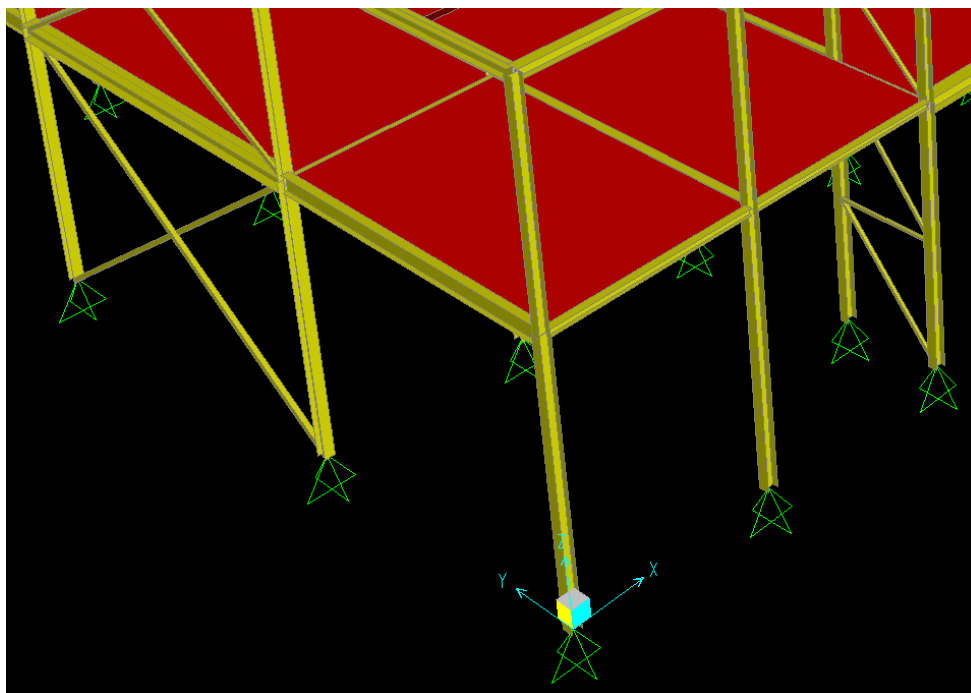
Στη συνέχεια γίνεται αναφορά στα βασικά χαρακτηριστικά κάθε δομικού στοιχείου και αναλύεται η στατική λειτουργία του και η προσομοίωση του στο φορέα που αναπτύχθηκε.

### 2.2.1 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα και των δύο ορόφων είναι διατομής διπλού ταυ και συγκεκριμένα έγινε επιλογή από τις πρότυπες ελατές διατομές HEB. Συγκεκριμένα:

- Ισόγειο - Διατομές HEB200 και HEB 220
- Όροφος - Διατομές HEB180

Η επιλογή πλατύπελμων διατομών HEB για τα υποστυλώματα έγινε διότι τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά τους προσφέρουν μια πιο ισορροπημένη συμπεριφορά και αντοχή έναντι λυγισμού. Καθώς στον φορέα μας δεν προβλέπεται πλαισιακή λειτουργία για την παραλαβή των κατακόρυφων ή των οριζοντίων φορτίων ο προσανατολισμός των κυρίων αξόνων των υποστυλωμάτων έγινε με γνώμονα τον περιορισμό του μήκους λυγισμού των υποστυλωμάτων όπου αυτό ήταν εφικτό. Επίσης για επιλογή του προσανατολισμού των στύλων, αλλά και για την τελική επιλογή του τύπου διατομής για ένα εύρος κύριων δοκών, σημαντικός παράγοντας ήταν η δυνατότητα υλοποίησης των συνδέσεων δοκών-υποστυλωμάτων αλλά και η προσπάθεια για την επίτευξη ομοιόμορφης δυσκαμψίας κατά τους δύο άξονες. Με το παραπάνω σκεπτικό οι ασθενείς άξονες των περιμετρικών υποστυλωμάτων κατά τον άξονα X, καθώς επίσης και τα υποστυλώματα με τα οποία διαμορφώνουν τον κατακόρυφο δικτυωτό σύνδεσμο δυσκαμψίας, έχουν διαταχθεί παράλληλα με τον άξονα X. Αντίθετα στα εσωτερικά υποστυλώματα κατά τον άξονα X (που στηρίζουν το ζευκτό) οι ασθενείς τους άξονες είναι κάθετα διατεταγμένοι στον άξονα X. Μια βοηθητική εικόνα για τη διάταξη των κυρίων αξόνων των υποστυλωμάτων λαμβάνουμε από το Σχήμα 2.7 της διπλανής σελίδας. Στο φορέα μας θεωρούμε ότι δεν απαιτείται μεταφορά ροπής από τους στύλους στη θεμελίωση οπότε έχουν τοποθετηθεί αρθρώσεις στη βάση τους, δηλαδή εφαρμογή μόνο μετακινησιακών δεσμεύσεων κατά τους άξονες X και Y.



Σχήμα 2.7: Διάταξη κυρίων αξόνων υποστυλωμάτων

### 2.2.2 Κύριες δοκοί

Οι δοκοί του ορόφου κατά τη διεύθυνση X και κατά τη διεύθυνση Y σχεδιάζονται ως σύμμικτες και αμφιέριστες οι οποίες συνδέονται με τα υποστυλώματα με απλές συνδέσεις τέμνουσας. Με τη σύμμικτη λειτουργία της σιδηροδοκού και του σκυροδέματος των σύμμικτων πλακών αυτό που επιτυγχάνουμε είναι η καλύτερη εκμετάλλευση των δύο υλικών που θεωρούμε ότι συνεργάζονται στην παραλαβή των εντατικών μεγεθών. Όπως γνωρίζουμε το σκυρόδεμα έχει μεγάλη αντοχή σε θλιπτική καταπόνηση ενώ θεωρούμε πρακτικά μηδενική την αντοχή του σε εφελκυσμό. Ο χάλυβας από την άλλη έχει εξαιρετική συμπεριφορά σε εφελκυσμό με ιδιαίτερα ικανοποιητικά μετελαστικά χαρακτηριστικά. Με το σωστό σχεδιασμό μιας αμφιέριστης σύμμικτης δοκού καταφέρνουμε να εκμεταλλευτούμε τις ιδιότητες των δύο αυτών υλικών. Στη σιδηροδοκό αναπτύσσεται κυρίως εφελκυσμός ενώ έχουμε πλήρη εκμετάλλευση της θλιπτικής αντοχής του ανώτερου στρώματος σκυροδέματος της πλάκας που συμμετέχει στη σύμμικτη λειτουργία. Η συνεργασία των δύο υλικών επιτυγχάνεται με μηχανικά μέσα και συγκεκριμένα με την τοποθέτηση διατμητικών συνδέσμων οι οποίοι παραλαμβάνουν την διατμητική δύναμη που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια χάλυβα-σκυροδέματος και εμποδίζουν την σχετική ολίσθηση των δύο στοιχείων(σε περίπτωση πλήρους διατμητικής σύνδεσης)[6].

Στην οροφή περιμετρικά της στέγης τοποθετήθηκαν επικαλύψεις ίδιου τύπου με τη στέγη και καθώς δεν έχουμε σύμμικτη λειτουργία το στατικό σύστημα θεωρείται η αμφιέριστη δοκός στην οποία λόγω της σύνδεσης δοκού-επικαλύψεων προσφέρεται στήριξη στο άνω πέλαμα και παρεμπόδιση των πλευρικών παραμορφώσεων του (βλ. 2.2.4).

Ο σχεδιασμός και η επιλογή των δοκών έγινε από τις πρότυπες ελατές διατομές HEA και IPE μετά από αριθμό δοκιμών κατά μια μεθοδολογία που αναπτύσσεται στο Κεφάλαιο 5. Οι δοκοί που επιλέχθηκαν τελικώς είναι:

- Δοκοί ορόφου - Διατομές HEA300, HEA140 και IPE330
- Δοκοί οροφής - Διατομές HEA200, IPE160

Η διεύθυνση των αυλακώσεων των χαλυβδόφυλλων στις σύμμικτες πλάκες είναι παράλληλη με τη διεύθυνση των δοκών κατά  $Y$  όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.8(α) , ενώ είναι κάθετη στη διεύθυνση των δοκών κατά  $X$  όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.8(β).



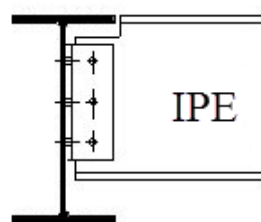
Σχήμα 2.8: Αυλακώσεις παράλληλες με τη δοκό(α), Αυλακώσεις κάθετες(β).

### 2.2.3 Δευτερεύουσες δοκοί - Διαδοκίδες

Οι δευτερεύουσες δοκοί σε μια μεταλλική κατασκευή συντελούν στη μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων από τις πλάκες στις κύριες δοκούς. Ύστερα από τα αποτελέσματα επιλύσεων και σχεδίασης των σύμμικτων πλακών με το πρόγραμμα Symdeck Designer θεωρήθηκε ότι τα ανοίγματα των 4 μέτρων κατά  $X$  είναι ιδιαίτερα μεγάλα για να καλυφθούν μονάχα από τη στατική λειτουργία των πλακών καθώς οδηγούσαν σε υπερβολικά μεγάλα στατικά ύψη. Για τους παραπάνω λόγους αποφασίστηκε η διάταξη διαδοκίδων μήκους 4 μέτρων στον όροφο (στάθμη 5,3μ.), παράλληλα με τον κύριο άξονα  $X$  οι οποίες μαζί με τις πλάκες μεταφέρουν το μεγαλύτερο μέρος των κατακόρυφων φορτίων στις κύριες δοκούς κατά  $Y$ . Όσον αφορά την υψομετρική τους θέση σε σχέση με αυτή των κύριων δοκών επιλέξαμε την ισοσταθμία έτσι ώστε να δημιουργηθεί ένα ενιαίο επίπεδο δοκών πάνω στο οποίο να υλοποιείται η έδραση των σύμμικτων πλακών. Με αυτή τη λύση η στατική λειτουργία των διαδοκίδων είναι σύμμικτη, όμοια με αυτή των κύριων δοκών που αναπτύχθηκε παραπάνω. Αξίζει να τονίσουμε ότι οι διαδοκίδες δεν εισήχθησαν στο πρόγραμμα ανάλυσης και η διατομή που επιλέχθηκε είναι από τη σειρά IPE. Η αναλυτική διαστασιολόγηση που έγινε με τη βοήθεια λογιστικού φύλλου (Microsoft Excel) με τη μεθοδολογία που αναπτύσσεται στο κεφάλαιο 5.

- Δευτερεύουσες δοκοί - IPE160

Για την σύνδεση κύριων δοκών-διαδοκίδων σε ισοσταθμία απαιτείται όμως απότμηση του άνω πέλματος των διαδοκίδων και πραγματοποιείται όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.9.



Σχήμα 2.9: Σύνδεση κύριων-δευτερεύουσων δοκών

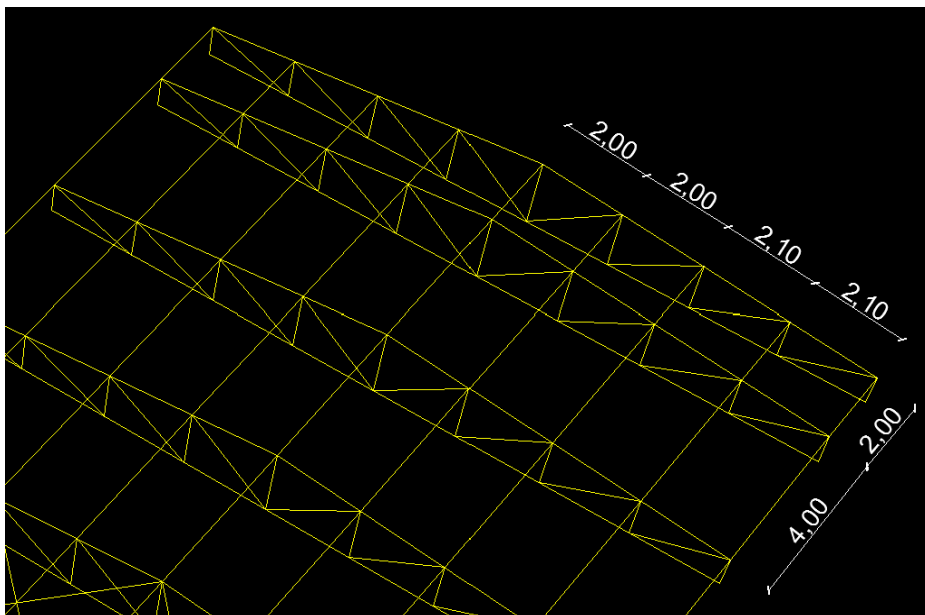
## 2.2.4 Τεγίδες

Οι τεγίδες σε ένα μεταλλικό κτίριο είναι δευτερεύοντα επιφανειακά δομικά στοιχεία που συμπληρώνουν το κέλυφος του φέροντος οργανισμού και συντελούν στην μεταφορά των φορτίων που ασκούνται στα φύλλα επικάλυψης (χιόνι, ανεμοπιέσεις, κ.λπ.) στους κύριους φορείς. Πολλές φορές λειτουργούν δευτερευόντως και ως στοιχεία που συμμετέχουν στους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας προσφέροντας πλευρική στήριξη στα ζυγώματα. Στην προαναφερθείσα περίπτωση έχουμε τη δημιουργία ενός δικτυώματος δυσκαμψίας με πέλματα τα ζυγώματα των εκατέρωθεν κυρίων πλαισίων, ορθοστάτες ορισμένες από τις τεγίδες και ως διαγώνιες πρόσθετα τοποθετούμενες ράβδους οι οποίες συνήθως λειτουργούν ως ελκυστήρες [3].

Στην περίπτωση μας το στατικό σύστημα που έχει επιλεγεί είναι αυτό της αμφιέριστης λειτουργίας μεταξύ δύο διαδοχικών δικτυωτών ζυγωμάτων, με συνολικό μήκος κάθε τεγίδας τα 4 μέτρα, γεγονός που συνεπάγεται απλότητα στις συνδέσεις και ευκολία στην ανέγερση. Θεωρήσαμε ότι δεν συμμετέχουν στην λειτουργία των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας γεγονός που τις απαλλάσσει από πιθανές αξονικές φορτίσεις. Λόγω της κλίσης της στέγης οι τεγίδες καταπονούνται σε διαξονική κάμψη με μικρή τιμή ροπής κάμψης ως προς τον ασθενή άξονα εξαιτίας τις μικρής τιμής της κλίσης και κύρια καμπτική καταπόνηση ως προς τον ισχυρό άξονα. Επίσης θεωρούμε ότι τα φύλλα επικάλυψης είναι επαρκώς στερεωμένα επί των τεγίδων γεγονός που προσφέρει συνεχή υποστήριξη στο άνω πέλμα των τεγίδων και παρεμποδίζει τις πλευρικές παραμορφώσεις τους καθώς. Μερικώς δεσμευμένη θεωρούμε και την ελευθερία στροφής των τεγίδων εξαιτίας της δυσκαμψίας των φύλλων για παραμορφώσεις εκτός του επιπέδου τους.

Οι αποστάσεις των τεγίδων κατά τον άξονα Y ορίζονται στα 2 και στα 2,10 μέτρα ανάλογα με το φάτνωμα στο οποίο βρίσκονται (των 8 ή των 6,4 μέτρων αντίστοιχα). Η τελική επιλογή τεγίδων έγινε από τη σειρά IPE. Μία εικόνα για τη διάταξη των τεγίδων λαμβάνουμε από το Σχήμα 2.10.

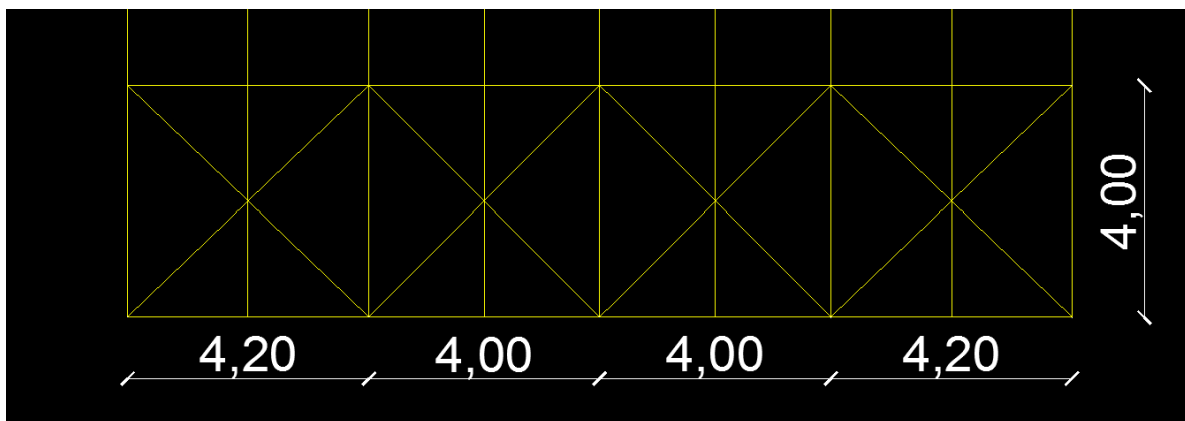
- Τεγίδες - IPE160



Σχήμα 2.10: Τεγίδες του φορέα

## 2.2.5 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Στην στέγη και συγκεκριμένα στα εσωτερικά φατνώματα πριν από την οπή της στέγης έχουμε τοποθετήσει οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας στο επίπεδο του άνω πέλματος των δικτυωτών ζυγμάτων. Με την προσθήκη ράβδων, στη συγκεκριμένη περίπτωση κοίλων ορθογωνικών διατομών, έχουμε δημιουργήσει δικτυωτούς φορείς οι οποίοι μεταφέρουν στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας τις οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις ή τις δυνάμεις ανεμοπιέσεων που ασκούνται στο ανώτερο επίπεδο των δικτυωτών ζυγμάτων. Επίσης σε συνδυασμό με τις διαγώνιες δοκούς που τοποθετούνται στο κατώτερο πέλμα του δικτυωτού ζυγώματος διαμορφώνεται ένα στοιχείο δυσκαμψίας το οποίο, μέσω των τεγίδων και των δοκών που συνδέονται με αυτό, προσφέρουν πλευρική στήριξη στις ράβδους των δύο πελμάτων του ζυγώματος[3]. Ένας πρόσθετος λόγος διάταξης αυτών των συνδέσμων είναι για την επίτευξη διαφραγματικής λειτουργίας στο επίπεδο της οροφής, σε συνδυασμό βέβαια με τα φύλλα επικαλύψεων. Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν είναι SHS-60x60x3.6 και προέκυψαν από την ανάλυση και τον σχεδιασμό με το πρόγραμμα ανάλυσης που χρησιμοποιήσαμε. Παρακάτω στο Σχήμα 2.11 μπορούμε να παρατηρήσουμε τη βασική μορφολογία των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας στο άνω πέλμα του δικτυωτού ζυγώματος.



Σχήμα 2.11: Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.

## 2.2.6 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Κύρια λειτουργία των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας είναι η ασφαλής μεταφορά των οριζόντιων δράσεων, που οφείλονται κυρίως στο σεισμό, στον άνεμο και στις κατασκευαστικές ατέλειες, στη θεμελίωση. Στόχοι του σχεδιασμού είναι να επιτύχουμε τη δημιουργία μιας κατασκευής που να παρουσιάζει παρόμοια αδρανειακά χαρακτηριστικά ως προς τους δύο άξονες ανάλυσής της, εξασφαλίζοντας πλευρική ευστάθεια και κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις αλλά και όσο το δυνατόν πιο δύστροπη συμπεριφορά. Ιδανική τοποθέτηση των συνδέσμων είναι η συμμετρική διάταξη περιμετρικά κατά μήκος του κτιρίου.

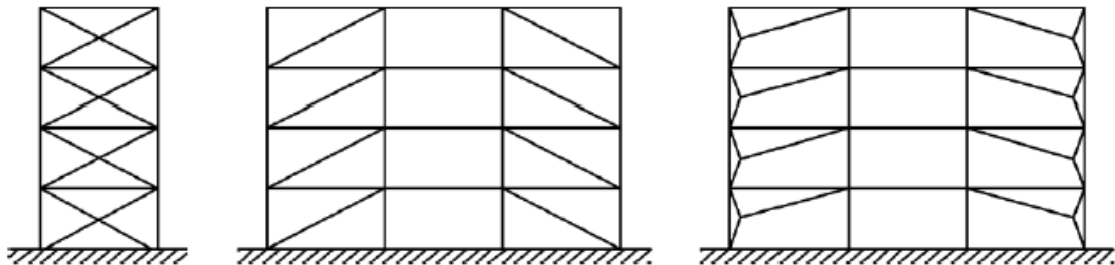
«Συγκεκριμένα η διάταξη των συνδέσμων ακολουθεί τις εξής αρχές:

- Η διάταξή τους σε κάτοψη πρέπει να είναι τέτοια ώστε να παραλαμβάνονται οι οριζόντιες δράσεις και στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου.



- Σε κάθε διεύθυνση πρέπει να υπάρχουν ζεύγη συνδέσμων, στα οποία θα κατανέμεται η οριζόντια δύναμη.
- Η δυσκαμψία των μελών του ζεύγους των συνδέσμων πρέπει να είναι παρόμοια, ώστε να αποφεύγουμε προβλήματα στρέψης.
- Ευνοϊκότερη είναι η διάταξη στην περίμετρο του κτιρίου, αυξάνοντας έτσι τη στρεπτική ροπή αδράνειας του κτιρίου.
- Να μην υπάρχει διακοπή της συνέχειας των συνδέσμων καθ' ύψος του κτιρίου, ώστε να μην υπάρχει σημαντική διαφορά δυσκαμψιών από όροφο σε όροφο και να μην δημιουργούνται πρόσθετες στρεπτικές καταπονήσεις.
- Τέλος, στόχος είναι η επίτευξη παρόμοιας δυσκαμψίας στις δύο κύριες διευθύνσεις.»[3]

Τα κτίρια από χάλυβα κατατάσσονται σε ένα τύπο στατικού συστήματος ανάλογα με τη συμπεριφορά του κυρίως αντισεισμικού τους φορέα υπό σεισμικές δράσεις. Στο κτίριο μας επιλέξαμε να τοποθετήσουμε κατακόρυφους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα, γεγονός που το κατατάσσει σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 στα κτίρια με *πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα*. Σε κτίρια του συγκεκριμένου τύπου στατικού συστήματος οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται κυρίως από μέλη που καταπονούνται από αξονικές δυνάμεις και οι ζώνες απόδοσης ενέργειας πρέπει να βρίσκονται κυρίως στις εφελκόμενες διαγώνιους. Στην περίπτωση μας έχουμε επιλέξει να έχουμε *ενεργούς εφελκόμενους διαγώνιους συνδέσμους* στους οποίους οι οριζόντιες δυνάμεις μπορούν να παραληφθούν από τις εφελκόμενες διαγώνιους μόνο, αμελώντας τις διαγώνιους σε θλίψη[12]. Στο Σχήμα 2.12 του κανονισμού EN1998-1 μπορούμε να δούμε μερικές μορφές πλαισίων με διαγώνιους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα.



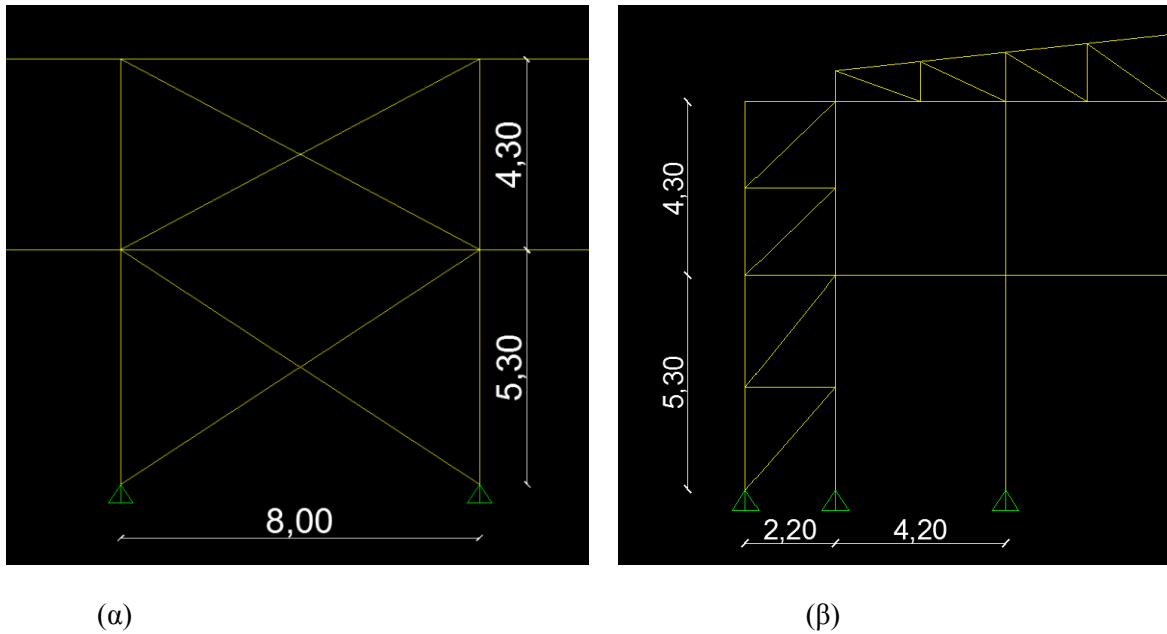
Σχήμα 2.12: Πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (ζώνες απόδοσης ενέργειας μόνο στις εφελκόμενες διαγώνιους).

Έχοντας υπόψη όλα τα παραπάνω έγινε η επιλογή διάταξης των εξής διαγώνιων συνδέσμων:

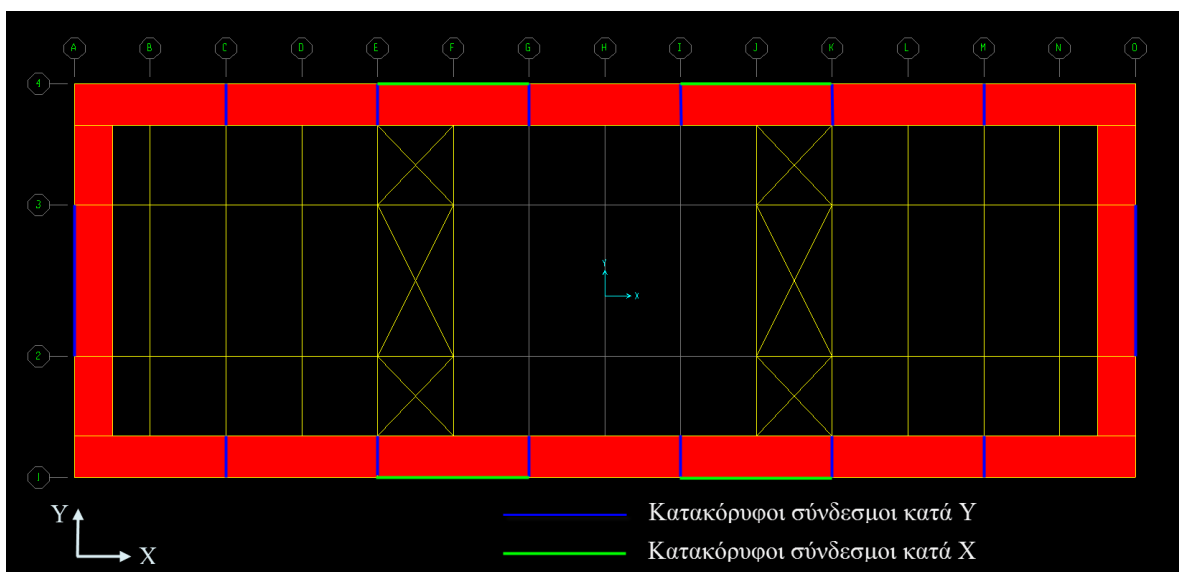
- Κατά X - Δύο διαγώνιοι σύνδεσμοι μορφής X ανά πλευρά.
- Κατά Y - Ένας διαγώνιος σύνδεσμος μορφής X στα μέτωπα του κτιρίου και ανά φατώματα των 8 μέτρων διαγώνιοι σύνδεσμοι με μία ράβδο τύπου Z συμμετρικά διατεταγμένοι.

Συνεπώς κατά X λειτουργούν συνολικά τέσσερις όμοιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας οι οποίοι είναι της μορφής του Σχήματος 2.13(α). Ενώ κατά Y λειτουργούν στα μέτωπα του κτιρίου δύο σύνδεσμοι δυσκαμψίας ίδιας μορφής με το Σχήμα 2.13(α) και παράλληλα έξι

ζεύγη κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας της μορφής που φαίνεται στα Σχήματα 2.13(β) και 2.6. Σε όλους τους συνδέσμους τοποθετήθηκαν κοίλες τετραγωνικές διατομές SHS, των οποίων η διαστασιολόγηση και οι έλεγχοι παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 6. Προσπαθήσαμε η διάταξη τους σε κάτοψη να ικανοποιεί τις περισσότερες αρχές που διατυπώθηκαν προηγουμένως, με περιμετρική και συμμετρική τοποθέτηση, εξασφαλίζοντας έτσι μία ομοιόμορφη συμπεριφορά κατά τους κύριους άξονες (Σχήμα 2.14). Η καταλληλότητα της μόρφωσης ελέγχεται μέσω των ιδιομορφών ταλάντωσης στο Κεφάλαιο 4.



Σχήμα 2.13: (α) Διαγώνιοι σύνδεσμοι μορφής X, διατεταγμένοι κατά X και κατά Y, (β) Διαγώνιοι σύνδεσμοι μορφής Z, κατά Y.

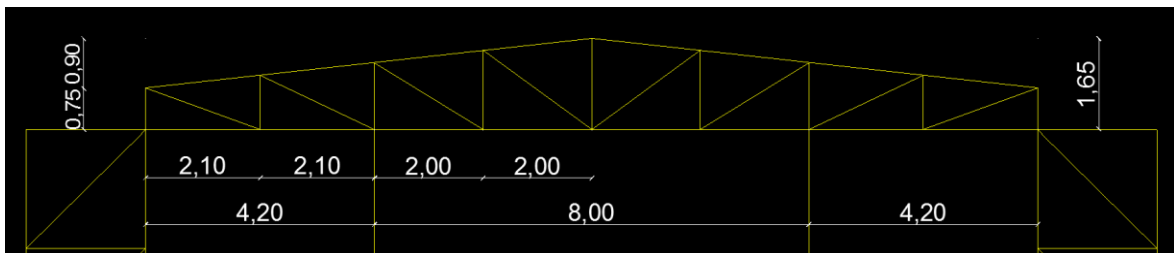


Σχήμα 2.14: Διάταξη των συνδέσμων σε κάτοψη.

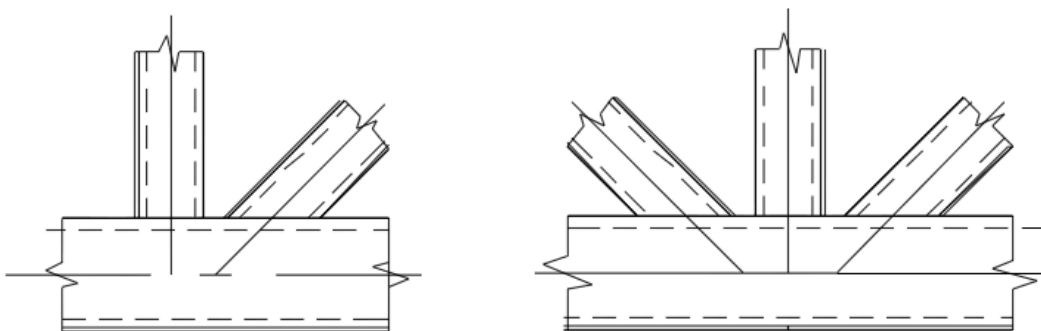
### 2.2.7 Δικτυωτό ζύγωμα στέγης (ζευκτό)

Το ζύγωμα της στέγης διαμορφώθηκε με δικτύωση μορφής N η οποία θεωρείται κατάλληλη για ανοίγματα 15-30 μέτρων. Στο φορέα μας το άνοιγμα είναι 16,4 μέτρα, όχι όμως συνεχές, αφού υλοποιούνται δύο ενδιάμεσα στηρίγματα σε στύλους. Η κλίση της στέγης είναι 11% η οποία θεωρείται ικανοποιητική για την αποτελεσματική απορροή των ομβρίων. Στις θέσεις έδρασης των τεγίδων στο άνω πέλμα των δικτυωτών ζυγμάτων διαμορφώνονται κόμβοι, στους οποίους καταλήγουν οι ορθοστάτες και οι διαγώνιοι ελκυστήρες του δικτυώματος. Η απόσταση των τεγίδων και κατά συνέπεια των άνω κόμβων του δικτυώματος ορίζεται στα 2,0 και 2,1 μέτρα ανάλογα με τη θέση του κόμβου και προέκυψε από διαίρεση των ανοιγμάτων σε ακέραια τμήματα. Το ακραίο ύψος του δικτυώματος είναι  $h=0,75\text{m}$  και το μέγιστο ύψος στο μέσον  $H=1,65\text{m}$  δημιουργώντας ένα δικτύωμα με ικανοποιητική απόσταση μεταξύ των δύο πελμάτων, γεγονός που περιορίζει την ένταση στις ράβδους και γενικά οδηγεί σε μικρότερες διατομές.

Η ανάπτυξη του προσομοιώματος έγινε με τη λογική ότι οι δράσεις που ασκούνται στις τεγίδες (επικαλύψεις, χιόνι), μεταφέρονται στους κόμβους του άνω πέλματος του ζυγώματος. Τα πέλματα των δικτυωμάτων σχεδιάστηκαν ως συνεχή στοιχεία και οι διαγώνιοι, όπως και οι ορθοστάτες, εισήχθησαν στο προσομοίωμα ως αμφιαρθρωτά μέλη. Η επιλογή των διατομών του συνόλου του δικτυωτού ζυγώματος έγινε από ελατές κοίλες ορθογωνικές διατομές και συγκεκριμένα τοποθετήθηκαν SHS60x60x3.6 ύστερα από τα αποτελέσματα της ανάλυσης και του σχεδιασμού με χρήση του προγράμματος ανάλυσης. Μία εικόνα για τη διάταξη, τη μορφή και τους κόμβους του δικτυωτού ζυγώματος της στέγης μπορούμε να πάρουμε από το Σχήμα 2.15 και το Σχήμα 2.16.



Σχήμα 2.15: Δικτυωτό ζύγωμα στέγης.



Σχήμα 2.16: Κόμβοι δικτυώματος από κοίλες διατομές.

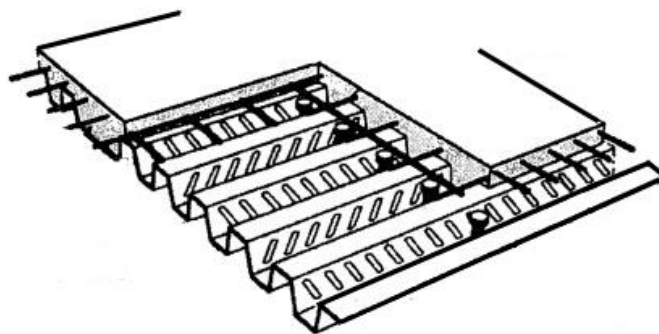
## 2.2.8 Σύμμικτες πλάκες ορόφου

Οι σύμμικτες πλάκες σε μία μεταλλική κατασκευή είναι σχεδιασμένες ώστε να παραλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία (μόνιμα, ωφέλιμα) και να τα μεταφέρουν στις δευτερεύουσες ή κύριες δοκούς ως στοιχεία πλάκας, να λειτουργούν ως άνω πέλμα σύμμικτων δοκών σε περίπτωση διατμητικής σύνδεσης με σιδηροδοκούς και τέλος να μεταφέρουν στους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας τα οριζόντια φορτία (σεισμικά φορτία, ανεμοπιέσεις) ως στοιχεία δίσκου συμβάλλοντας έτσι στη διαφραγματική λειτουργία των ορόφων. Βασικά συστατικά μέρη των σύμμικτων πλακών είναι τα χαλυβδόφυλλα και το έγχυτο σκυρόδεμα. Επίσης προβλέπεται και ένας ελαφρύς οπλισμός στην πλάκα σκυροδέματος για παραλαβή πιθανών αρνητικών ροπών κάμψης[3].

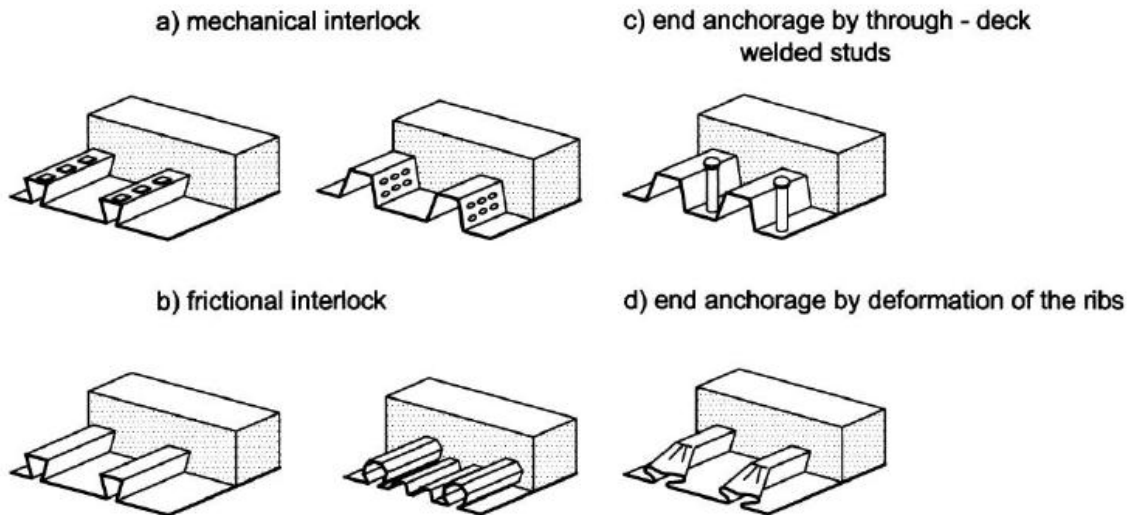
Η λειτουργία των σύμμικτων πλακών είναι διαφορετική κατά τη φάση σκυροδέτησης-κατασκευής και διαφορετική στη φάση λειτουργίας. Κατά τη φάση κατασκευής το χαλυβδόφυλλο λειτουργεί μόνο του στην παραλαβή του ίδιου βάρους του σκυροδέματος και πιθανών φορτίων διάστρωσης. Ενώ μετά τη σκλήρυνση του σκυροδέματος, κατά τη φάση λειτουργίας, τα δύο υλικά συνεργάζονται και έχουμε σύμμικτη λειτουργία σιδηροδοκού-σκυροδέματος. Η συνεργασία των δύο υλικών επιτυγχάνεται με την παρουσία αυλακώσεων και εγκοπών πάνω στην επιφάνεια του χαλυβδόφυλλου, καθώς επίσης και με την τοποθέτηση διατμητικών ήλων στις στηρίξεις των χαλυβδόφυλλων. Επίσης για την αποτροπή φαινομένων τοπικού λυγισμού τα χαλυβδόφυλλα, τα οποία είναι συνήθως τραπεζοειδούς μορφής, έχουν ενισχυτικές αυλακώσεις στα πέλματα και στον κορμό.

Τα χαλυβδόφυλλα μπορούν να τοποθετηθούν επί των δοκών ως αμφιέριστα ή ως συνεχή στοιχεία. Όταν τοποθετούνται ως συνεχή φύλλα λειτουργούν ως συνεχείς δοκοί στη φάση σκυροδέτησης, ενώ προστατεύουν και τη σιδηροδοκό από φαινόμενα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού κατά τη φάση κατασκευής. Το μειονέκτημα σε αυτή την περίπτωση είναι ότι πρέπει να γίνει η συγκόλληση απευθείας στη σιδηροδοκό, γεγονός που περιορίζει το μέγιστο πάχος του φύλλου στα 1,25mm, ή να προβλεφθούν οπές στα χαλυβδόφυλλα στις θέσεις συγκόλλησης των συνδέσμων στο πέλμα της δοκού.

Μια χαρακτηριστική διάταξη χαλυβδόφυλλου με εγκοπές, έγχυτου σκυροδέματος και πλέγματος χάλυβα βλέπουμε στο Σχήμα 2.17. Άλλες μορφές χαλυβδόφυλλων καθώς επίσης και τους τρόπους σύμπλεξης χαλυβδόφυλλου-σκυροδέματος που προτείνει το Πρότυπο EN1994-1-1 μπορούμε να δούμε στο Σχήμα 2.18[10].



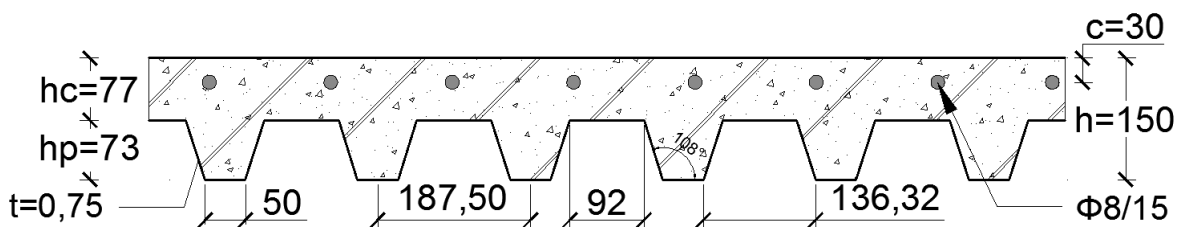
Σχήμα 2.17: Χαρακτηριστική διάταξη σύμμικτης πλάκας



Σχήμα 2.18: Τύποι χαλυβδόφυλλων και τυπικές μορφές σύμπλεξης σε σύμμικτες πλάκες. a)Μηχανική σύμπλεξη, b)Σύμπλεξη λόγω τριβής, c)Αγκυρώσεις στα άκρα μέσω συγκολλημένων διατμητικών ήλων, d)Αγκύρωση άκρων με παραμόρφωση των νευρώσεων στο τέλος του χαλυβδόφυλλου.

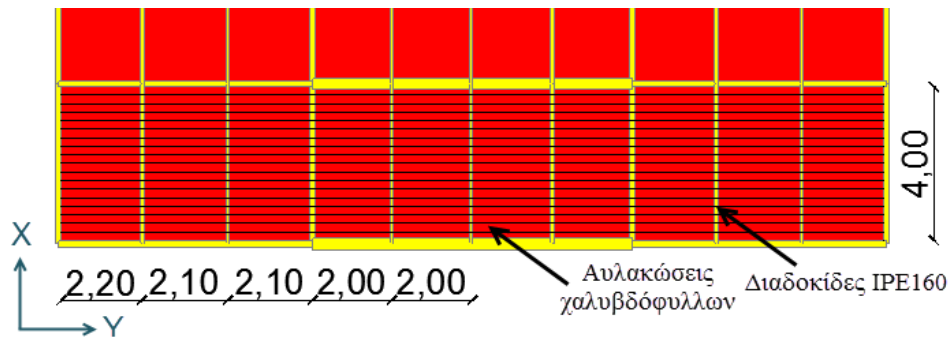
Στο κτίριό μας τοποθετήσαμε συνεχή χαλυβδόφυλλα SYMDECK 73 (S320G) πάχους  $t = 0,75mm$ , τριών και τεσσάρων ανοιγμάτων (2,0m έως 2,2m),η διαστασιολόγηση των οποίων έγινε με τη βοήθεια του προγράμματος Symdeck Designer της εταιρίας ΕΛΑΣΤΡΟΝ[15] (Παράρτημα Α). Οι έλεγχοι στη φάση κατασκευής (λειτουργία χαλυβδόφυλλου μόνο) και στη φάση λειτουργίας (σύμμικτη πλάκα) πραγματοποιήθηκαν για τις οριακές καταστάσεις λειτουργίας και αντοχής, και αξίζει να σημειωθεί ότι δεν απαιτήθηκε προσωρινή υποστήριξη κατά τη φάση σκυροδέτησης-κατασκευής.

Το ολικό πάχος της σύμμικτης πλάκας είναι  $h = 150mm$ , το ύψος του φύλλου  $h_p = 73mm$  και το πάχος του σκυροδέματος πάνω από το χαλυβδόφυλλο  $h_c = 77mm$ . (Σχήμα 2.19). Είμαστε μέσα στα όρια που ορίζει το Πρότυπο EN 1994-1-1 σε περιπτώσεις που η πλάκα λειτουργεί σύμμικτα με τη δοκό και χρησιμοποιείται ως διάφραγμα, καθώς ορίζεται  $min h = 90mm$  και  $h_c = 50mm$ . Επίσης στο άνω πέλμα της πλάκας τοποθετήσαμε πλέγμα οπλισμού  $\Phi 8/15$  ( $A_s = 3,351cm^2/m$ ), με επικάλυψη  $c = 3$ , για την παραλαβή των αρνητικών ροπών και τον περιορισμό της ρηγμάτωσης. Η ποιότητα του σκυροδέματος είναι C25/30.



Σχήμα 2.19: Χαρακτηριστικά σύμμικτων πλακών.

Η διάταξη των χαλυβδόφυλλων υλοποιήθηκε με τη διεύθυνση των αυλακώσεων παράλληλη με τον κύριο άξονα Y (Σχήμα 2.20) και οι εδράσεις τους στις δοκούς λαμβάνεται υπόψη να ικανοποιούν τις ελάχιστες απαιτήσεις έδρασης σε χάλυβα, που είναι 50mm για το χαλυβδόφυλλο και 75mm για το σκυροδέμα της σύμμικτης πλάκας.



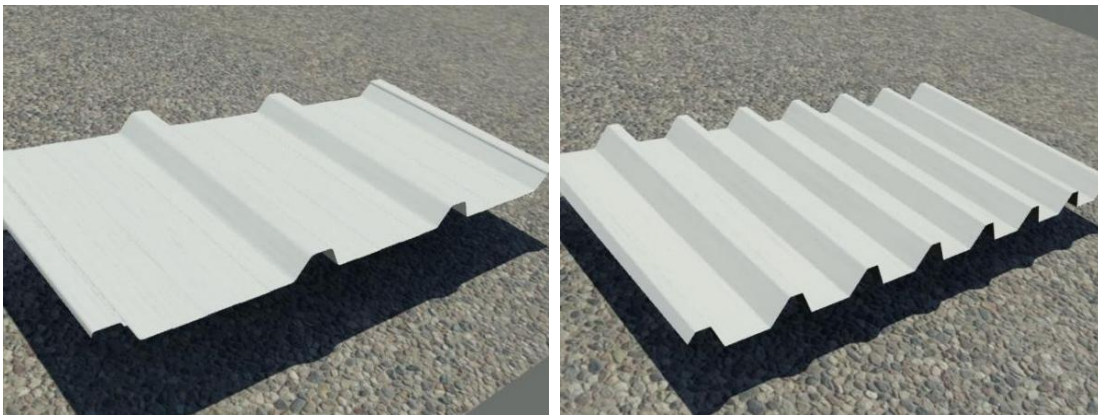
Σχήμα 2.20: Διάταξη αυλακώσεων χαλυβδόφυλλων.

## 2.2.9 Επικάλυψη στέγης

Βασικές απαιτήσεις από τα στοιχεία επικάλυψης της στέγης είναι:

- Παραλαβή και μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων στο φέροντα οργανισμό.
- Θερμομόνωση
- Προστασία από την υγρασία

Κοινώς χρησιμοποιούμενα στοιχεία επικάλυψης είναι απλά μεταλλικά χαλυβδόφυλλα ή θερμομονωτικά πάνελα με επίπεδες ή αυλακωτές επιφάνειες. Χαρακτηριστικούς τύπους μπορούμε να δούμε στο Σχήμα 2.21.



Σχήμα 2.21: Κοινοί τύποι μεταλλικών φύλλων για επικαλύψεις στεγών[15].

## 2.3 Υλικά

### 2.3.1 Δομικός Χάλυβας

Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε σε όλα τα δομικά στοιχεία της κατασκευής είναι κατηγορίας S275 και οι ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής  $f_y$  και της εφελκυστικής αντοχής  $f_u$  για εν θερμώ ελατούς χάλυβες δίνονται στα Ευρωπαϊκά Πρότυπα EN 10025-2 και EN 1993-1-1. Τα χαρακτηριστικά του χάλυβα που χρησιμοποιήσαμε παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.1.

Πίνακας 2.1: Ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής  $f_y$  και της εφελκυστικής αντοχής  $f_u$  του χάλυβα S275.

Ποιότητα κατά EN 10025-2	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
S 275	275	430	255	410

Οι τιμές σχεδιασμού για τους κύριους συντελεστές υλικού των δομικών χάλυβων, οι οποίοι χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς είναι οι εξής:

Μέτρο ελαστικότητας	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$	
Μέτρο διάτμησης	$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 80770 \text{ N/mm}^2$	
Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή	$\nu = 0,3$	
Συντελεστής θερμικής διαστολής	$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ ανά } ^\circ\text{C}$	
Ειδικό βάρος	$\gamma_a = 78,50 \text{ kN/m}^3$	
Τάση σχεδιασμού	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M, \gamma_M = 1,0$	(2.1)

### 2.3.2 Σκυρόδεμα

Η κατηγορία σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκε στις σύμμικτες πλάκες είναι C25/30. Ο πρώτος αριθμός ορίζει τη χαρακτηριστική αντοχή κυλινδρικού δοκιμίου ( $f_{ck}=25\text{Mpa}$ ) και ο δεύτερος τη χαρακτηριστική αντοχή κυβικού δοκιμίου ( $f_{ck,cube}=30\text{Mpa}$ ) που μετράται σε 28 μέρες.

Μέση τιμή επιβατικού μέτρου ελαστικότητας	$E_{cm} = 30500\text{Mpa}$	
Λόγος Poisson		
-Ελαστική περιοχή	$\nu = 0,2$	
-Ρηγμάτωση σκυροδέματος	$\nu = 0$	
Συντελεστής θερμικής διαστολής	$\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ ανά } ^\circ\text{C}$	
Ειδικό βάρος	$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$	
Τάση σχεδιασμού	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c, \gamma_c = 1,5$	(2.2)

Κατά τον υπολογισμό της αντοχής σχεδιασμού του σκυροδέματος πολλαπλασιάζουμε την  $f_{cd}$  με 0,85 ο οποίος είναι συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τη μείωση της θλιπτικής αντοχής οφειλόμενη στη μακροχρόνια και επαναλαμβανόμενη δράση των φορτίων.

Πίνακας 2.2: Τιμές θλιπτικών και εφελκυστικών αντοχών σκυροδέματος.

Κατηγορία σκυροδέματος	$f_{ck}$	$f_{ck,cube}$	$f_{cm}$	$f_{ctm}$	$f_{ctk,0,05}$	$f_{ctk,0,95}$
C25/30	25	30	33	2,6	1,8	3,3

### 2.3.3 Χάλυβας χαλυβδόφυλλων

Οι σύμμικτες πλάκες σχεδιάστηκαν με χαλυβδόφυλλα SYMDECK 73 της εταιρίας Έλαστρον[15] με χάλυβα ποιότητας S320G που ανταποκρίνεται στις προδιαγραφές των Ευρωπαϊκών Προτύπων EN 10326 και EN 1993-1-3, Πίνακας 2.3. Η τάση σχεδιασμού των χαλύβων του πίνακα δίνεται από τη σχέση:

$$f_{pd} = f_{yp} / \gamma_p = f_{yp} / 1,10 \quad (2.3)$$

Πίνακας 2.3: Ονομαστικές τιμές του βασικού ορίου διαρροής  $f_{yp}$  και της εφελκυστικής αντοχής  $f_u$ .

Συνεχώς εν θερμώ επιψευδαργυρωμένα φύλλα δομικού χάλυβα	Πρότυπο	Ποιότητα	$f_{yp}$ [MPa]	$f_u$ [MPa]
		EN 10147	S220GD+Z	220
		S250GD+Z	250	330
		S280GD+Z	280	360
		S320GD+Z	320	390
		S350GD+Z	350	420

### 2.3.4 Χάλυβας οπλισμού σκυροδέματος

Στις σύμμικτες πλάκες τοποθετήσαμε ράβδους  $\Phi 8/15$  με ποιότητα χάλυβα B500C που έχουν χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής  $f_{ys}=500\text{MPa}$ . Οι κύριοι συντελεστές υλικού των χαλύβων οπλισμού έχουν τις ίδιες τιμές με αυτές του δομικού χάλυβα. Η τάση σχεδιασμού είναι:

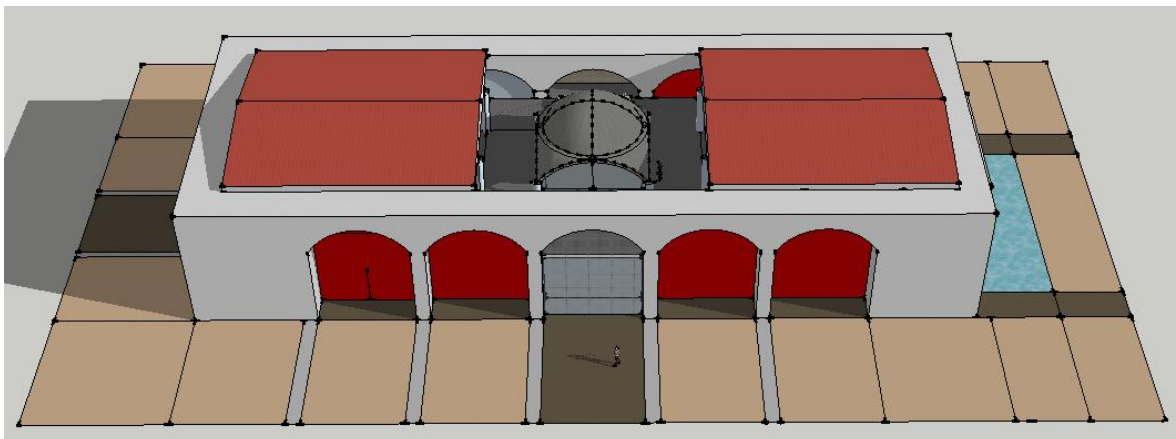
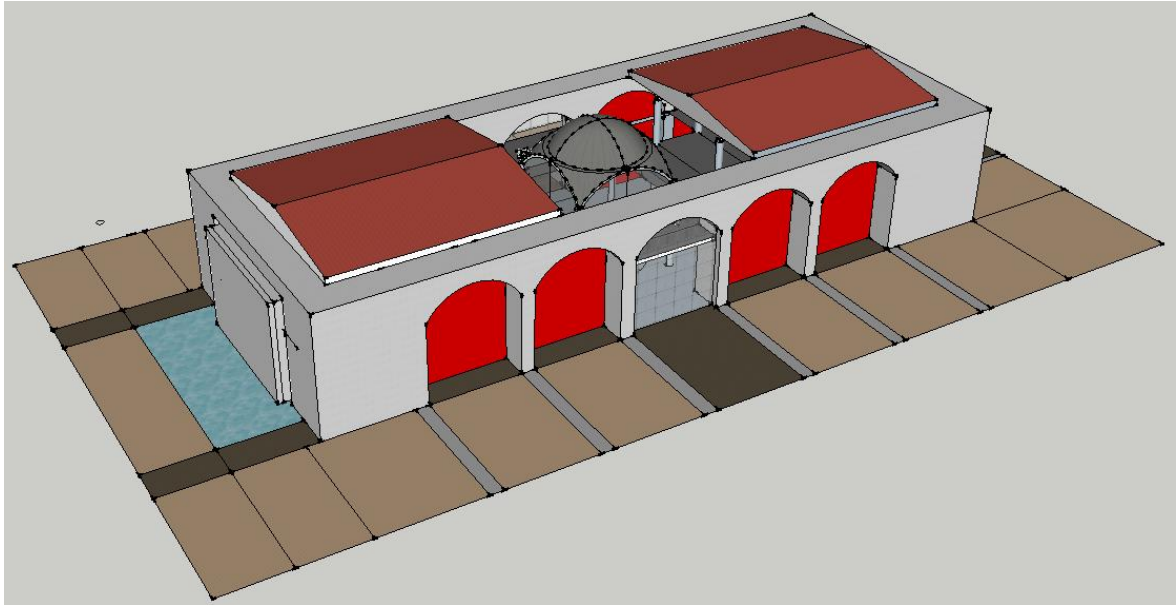
$$f_{sd} = f_{ys} / \gamma_s = f_{ys} / 1,15 \quad (2.4)$$

### 2.3.5 Διατμητικοί ήλοι

Η παραλαβή της διάτμησης που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια μεταξύ σιδηροδοκού και σκυροδέματος υλοποιείται με την τοποθέτηση διατμητικών ήλων κεφαλής. Μερικά βασικά χαρακτηριστικά των ήλων είναι:

Διάμετρος κορμού του ήλου	$d=19\text{mm}$
Ύψος ήλου	$h=125\text{mm}$
Ονομαστική τιμή εφελκυστικής αντοχής	$f_u=450\text{MPa}$





Σχήμα 2.22: Προοπτικές όψεις της κατασκευής.

## 3 Δράσεις επί της κατασκευής - Συνδυασμοί δράσεων

### 3.1 Εισαγωγή

Οι δράσεις επί των κατασκευών εξαρτώνται από τη θέση, τη μορφή και τη χρήση του κτιρίου και καθορίζονται από κανονιστικές διατάξεις, οι οποίες περιγράφουν τη ποσοτική όσο και την ποιοτική τους διάσταση, στην προκειμένη περίπτωση για τα κράτη μέλη της Ευρωπαϊκής Ένωσης ισχύει το πρότυπο EN 1991. Ο κανονισμός αυτός δίνει χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων με βάση τις οποίες οι μελετητές μηχανικοί καλούνται με τη βοήθεια κατάλληλων προσομοιωμάτων να αναλύσουν το φορέα και να προσδιορίσουν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του.

Ανάλογα με τις διακυμάνσεις των δράσεων στο χρόνο, αυτές κατατάσσονται στις εξής κατηγορίες:

- Μόνιμες δράσεις (G), π.χ. ίδιο βάρος φορέα, επιστρώσεις, σταθερός εξοπλισμός, έμμεσες δράσεις από συστολή ξήρανσης, διαφορικές καθιζήσεις, δράσεις που οφείλονται στην παρουσία αποθηκευμένων υλικών με πρακτικά σταθερή στάθμη.
- Μεταβλητές δράσεις (Q), π.χ. επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα, πιέσεις ανέμου, φορτία χιονιού, φορτία από γερανογέφυρες.
- Τυχηματικές δράσεις (A), π.χ. εκρήξεις, πρόσκρουση οχήματος, πυρκαγιά.

Άλλη κατηγοριοποίηση των δράσεων γίνεται με βάση:

- την προέλευσή τους, ως άμεσες ή έμμεσες
- την χωρική τους μεταβολή, ως σταθερές ή ελεύθερες
- της φύσης τους ή και της απόκρισης της κατασκευής, ως στατικές ή δυναμικές.

Στη συνέχεια αναλύουμε όλες τις δράσεις που ασκούνται στην κατασκευή μας και λάβαμε υπόψη στο προσομοίωμα που αναπτύξαμε.

### 3.2 Μόνιμες δράσεις

Μόνιμες χαρακτηρίζονται οι δράσεις το μέγεθος των οποίων κατά τη διάρκεια μιας περιόδου αναφοράς αναμένεται να μην μεταβληθούν ή αυτή η μεταβολή να είναι αμελητέα. Περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που ασκούνται στην κατασκευή μας καθ' όλη τη διάρκεια της ζωής της, δηλαδή αναφερόμαστε σε όλα τα ίδια βάρη των στοιχείων που πρόκειται να είναι παρόντα σε όλη τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής. Στην περίπτωση μας η ενδεικτική διάρκεια ζωής θεωρούμε πως είναι τα 50 χρόνια. Επίσης, όταν προβλέπεται πιθανή τροποποίηση των μονίμων δράσεων στο μέλλον από πιθανές αλλαγές χρήσεων χώρων ή άλλες αιτίες οφείλουμε να λάβουμε υπόψη κατά το σχεδιασμό τις πιθανές επιπτώσεις.

Τα μόνιμα φορτία που ασκούνται στο κτίριο μας είναι τα εξής:

- Ίδια βάρη φερόντων στοιχείων (δοκών, υποστυλωμάτων, κ.λπ.) - Εισήχθησαν τα φαινόμενα βάρη των υλικών στο πρόγραμμα ανάλυσης (SAP2000) και υπολογίστηκαν από το ίδιο το πρόγραμμα.
- Ίδιο βάρος σύμμικτων πλακών  $2,7\text{kN/m}^2$
- Επικαλύψεις και επενδύσεις δαπέδων  $1,2\text{kN/m}^2$
- Εσωτερικά ελαφρά χωρίσματα  $0,5\text{kN/m}^2$
- Ηλεκτρικά και υδραυλικά δίκτυα, κλιματιστικά  $0,5\text{kN/m}^2$

### 3.3 Επιβαλλόμενες δράσεις

Οι επιβαλλόμενες δράσεις περιλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία που είναι αποτέλεσμα της χρήσης και λειτουργίας του κτιρίου. Τέτοιες δράσεις κατηγοριοποιούνται κατά τον EN 1990 ως ελεύθερες μεταβλητές και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, μηχανημάτων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων, επίπλων, κ.λπ. Αναφερόμαστε γενικά σε οποιαδήποτε φορτία μπορεί να εφαρμοστούν στα διάφορα στοιχεία της κατασκευής κατά τη διάρκεια της ζωής της, τα οποία έχουν χρονικά και χωρικά μη καθορισμένες τιμές. Οι δράσεις αυτές επενεργούν ως οιονεί στατικές δράσεις, εκτός των περιπτώσεων που αναμένονται δυναμικές καταπονήσεις εξαιτίας κινήσεων ανθρώπων ή υλικών μαζών. Όστε να καλύπτονται όλες οι ενδεχόμενες φορτικές καταστάσεις, τοποθετούμε στην ανάλυσή μας τα μεταβλητά φορτία κατά τον πιο δυσμενή τρόπο προσδιορίζοντας έτσι τη δυσμενέστερη επιρροή τους. Αξίζει να σημειώσουμε ότι σε στέγες τα επιβαλλόμενα φορτία δεν εφαρμόζονται ταυτόχρονα με τα φορτία χιονιού ή ανέμου, ένα στοιχείο που θα χρησιμοποιήσουμε στη συνέχεια για τον καθορισμό του συνδυασμού των δράσεων.

Οι χώροι σε κατοικίες και σε κοινωνικά, εμπορικά και διοικητικά κτίρια διακρίνονται σε κατηγορίες ανάλογα με τη χρήση τους σύμφωνα με τον Πίνακα 3.2 του EN 1991-1-1[7]. Τα επιβαλλόμενα φορτία ανά κατηγορία χρήσης φαίνονται στον Πίνακα 3.3 όπως προτείνεται στο Εθνικό Προσάρτημα του EN 1991-1-1. Το κτίριο που μελετάμε κατατάσσεται στην κατηγορία C καθώς αποτελείται από χώρους στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροιστούν, έχει χώρους με τραπέζια τύπου C1 (αίθουσες φαγητού) και χώρους με σταθερά καθίσματα τύπου C2 (αίθουσες συνεδριάσεων). Συνεπώς με βάση τις τιμές του Εθνικού Προσαρτήματος το επιβαλλόμενο φορτίο είναι  $q_k=5\text{kN/m}^2$ . Τοπικούς ελέγχους δεν πραγματοποιήσαμε επομένως δεν λάβαμε τιμή για το  $Q_k$ .

Οι στέγες ανάλογα με την προσβασιμότητά τους κατηγοριοποιούνται σύμφωνα με τις κατηγορίες που ορίζει το Πρότυπο EN 1991-1-1 και φαίνονται στον Πίνακα 3.1. Στην περίπτωση μας έχουμε στέγη κατηγορίας H, μη-προσβάσιμη παρά μόνο για κανονική συντήρηση και επισκευή. Το φορτίο  $q_k$  που ορίζεται σε αυτή την περίπτωση είναι  $0,5\text{kN/m}^2$  και σε επιφάνεια  $10\text{m}^2$  (ελάχιστη δυνατή). Το θεωρήσαμε μικρό συγκριτικά με το φορτίο χιονιού σχεδιασμού και θεωρούμε ότι δεν πρόκειται να υπάρξει χρονική σύμπτωση των δύο καταστάσεων (χιονόπτωση - επισκευή), συνεπώς αμελήθηκε η επιρροή του.

Πίνακας 3.1: Κατηγοριοποίηση στεγών

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	Συγκεκριμένη Χρήση
H	Στέγες μη-προσβάσιμες παρά μόνο για την κανονική συντήρηση και για επισκευή.
I	Στέγες προσβάσιμες για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες A έως D
K	Στέγες προσβάσιμες για ειδικές χρήσεις, όπως ελικοδρόμια

Πίνακας 3.2: Κατηγορίες χρήσης

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κτήρια κατοικιών και στίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A,B, και D <sup>1)</sup> )	<p>C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής.</p> <p>C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα, Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς.</p> <p>C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών.</p> <p>C4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές</p> <p>C5: Χώροι επιρρεπείς σε μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.</p>
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	<p>D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά.</p> <p>D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα</p>

Πίνακας 3.3: Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα, εξώστες και σκάλες κτιρίων

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>Κατηγορία A και Κατηγορία B</b>		
- Δάπεδα	2,0	2,0
- Σκάλες	3,5	2,0
- Μπαλκόνια	5,0	3,0
<b>Κατηγορία C</b>		
- C1	3,0	3,0
- C2	5,0	4,0
- C3	5,0	4,0
- C4	5,0	4,0
- C5	7,5	4,5
<b>Κατηγορία D</b>		
- D1	5,0	4,0
- D2	5,0	4,0

### 3.4 Φορτίο χιονιού

Τα φορτία χιονιού θεωρούνται ως στατικά και κατατάσσονται στις μεταβλητές, καθορισμένες δράσεις. Προκαλείται από την εναπόθεση χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες και είναι ιδιαίτερα σημαντική φόρτιση σε περιοχές όπου οι κλιματολογικές συνθήκες προβλέπουν συχνές και έντονες χιονοπτώσεις. Η ποσότητα και ο τρόπος συσσώρευσης του χιονιού σε μία στέγη εξαρτάται από τη μορφή και την κλίση της, την τραχύτητα της επιφάνειάς της, την θερμική της συμπεριφορά, την τοποθεσία της, τον προσανατολισμό της καθώς επίσης και από τον περιβάλλοντα χώρο του κτιρίου. Η επιρροή της μορφής της στέγης λαμβάνεται υπόψη με τη χρήση συντελεστών μορφής. Επίσης ιδιαίτερη σημασία έχουν οι θερμικές μεταβολές και οι κατακρημνίσεις οι οποίες μπορούν να μεταβάλουν τη συγκέντρωση και την πυκνότητα του χιονιού και κυρίως ο άνεμος ο οποίος είναι δυνατόν να προκαλέσει ανακατανομή ή και μερική απομάκρυνση του χιονιού από διάφορα σημεία της στέγης.

Το φορτίο χιονιού  $s$  που ασκείται επί της στέγης, αρχικά υπολογίζεται για ομοιόμορφη κατανομή σε συνθήκες νηνεμίας ενώ η τελική του μορφή προκύπτει για συνθήκες όπου επικρατούν άνεμοι. Θεωρούμε ότι το φορτίο ενεργεί κατακόρυφα, αναφέρεται στη οριζόντια προβολή της στέγης και σε περιπτώσεις όπου επικρατούν κανονικές συνθήκες, όπου δεν αναμένονται εξαιρετικές χιονοπτώσεις ή άνεμοι, υπολογίζεται από τη Σχέση (3.1) που αναφέρεται σε καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \quad (3.1)$$

όπου:

$\mu_i$  συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού, υπολογιζόμενος κατά περίπτωση

$s_k$  είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

$C_e$  συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1, τιμή που λάβαμε και εμείς για τον υπολογισμό του φορτίου

$C_t$  θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης, συνθήκες τις οποίες θεωρούμε ότι η δική μας στέγη ικανοποιεί.

Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης, οι τιμές του  $s_k$  για περίοδο επαναφοράς 50 ετών δίνονται στο Παράρτημα C του EN 1991 - Μέρος 1-3. Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές  $s_{k,0}$  των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας[6].

-Ζώνη I ( $s_{k,0} = 0,4 \text{ kN/m}^2$ ): Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας.

-Ζώνη II ( $s_{k,0} = 0,8 \text{ kN/m}^2$ ): Υπόλοιπη χώρα.

-Ζώνη III ( $s_{k,0} = 1,7 \text{ kN/m}^2$ ): Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.

Η χαρακτηριστική τιμή  $s_k$  του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε  $\text{kN/m}^2$  συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου (A), για μία συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από την Εξίσωση (3.2):

$$s_k = s_{k,0} \left( 1 + (A/917)^2 \right) \quad (3.2)$$

όπου

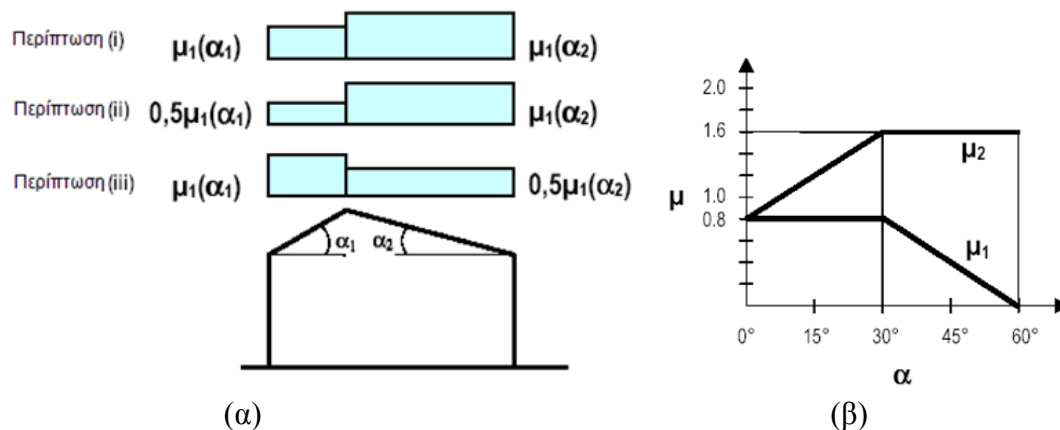
$s_{k,0}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας (δηλ. για  $A=0$ ), σε  $\text{kN/m}^2$

$A$  είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας, σε m.

Το κτίριό μας θεωρούμε ότι πρόκειται να κατασκευαστεί σε ένα νομό που ανήκει στη Ζώνη III, για παράδειγμα στο νομό Μαγνησίας, και σε υψόμετρο 600 μέτρων οπότε έχουμε  $s_{k,0}=1,7\text{kN/m}^2$  και  $A=600\text{m}$ . Το τελικό  $s_k$  είναι:

$$s_k = 1,7 \left( 1 + (600/917)^2 \right) = 2,43 \text{ kN/m}^2$$

Θα υπολογίσουμε τώρα την τιμή του συντελεστή μορφής φορτίου χιονιού  $\mu_i$  για δίκλινη στέγη λαμβάνοντας υπόψη μας μία ομοιόμορφη κατανομή του χιονιού πάνω σε ολόκληρη τη στέγη και θεωρώντας ότι το χιόνι πέφτει με μια μικρή πνοή ανέμου (Περίπτωση (i) Σχήμα 3.1(α)). Οι συντελεστές μορφής δίνονται στο Σχήμα 3.1(β) για διάφορες τιμές της γωνίας  $\alpha$  της στέγης όταν η ολίσθηση του χιονιού δεν παρεμποδίζεται. Η στέγη μας έχει κλίση γωνίας  $6,26^\circ$  κοινή και για τις δύο πλευρές και μηδενική κλίση περιμετρικά για πλάτος 2,2 μέτρα, συνεπώς ο συντελεστής  $\mu_1=0,8$  (Σχήμα 3.1(β)) εκφράζει την κατανομή σε ολόκληρη τη στέγη.



Σχήμα 3.1: (α) Συντελεστές μορφής φορτίου σε δίκλινές στέγες, (β) Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού για κεκλιμένες στέγες

Τελικώς, το φορτίο χιονιού  $s$  που ασκείται στη στέγη είναι:

$$s = \mu_i C_e C_t s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,43 \approx 1,95 \text{ kN/m}^2$$

Στη στέγη μας έχουμε απότομη αλλαγή του ύψους γεγονός που καθιστά πιθανή τη συγκέντρωση χιονιού λόγω ανέμου ή ολίσθηση από το ένα τμήμα στο άλλο. Καθορίζονται συντελεστές μορφής:

$\mu_1 = 0,8$  (με την προϋπόθεση ότι η χαμηλότερη στέγη είναι επίπεδη, γεγονός που ισχύει στην περίπτωσή μας)

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

όπου

$\mu_s$  συντελεστής μορφής λόγω ολίσθησης

$\mu_w$  συντελεστής μορφής λόγω ανέμου

Για το συντελεστή  $\mu_s$  ισχύει  
-για  $\alpha \leq 15^\circ$  έχουμε  $\mu_s=0$

Ο συντελεστής  $\mu_w$  προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2h = 12,4 \leq \gamma h / S_k = 0,617 \quad (\text{βλέπε Σχήμα 3.2(α),(β)})$$

με το συνιστώμενο περιορισμό :  $0,80 \leq \mu_w \leq 4,00$

όπου

$\gamma$  η πυκνότητα του χιονιού, λαμβάνεται ίση με  $2\text{kN/m}^3$

$b_1=16,4\text{m}$  ,  $b_2=2,2\text{m}$  ,  $h=0,75\text{m}$  (βλέπε Σχήμα 3.2(α),(β))

Συνεπώς με τους περιορισμούς λαμβάνουμε  $\mu_w=0,80$

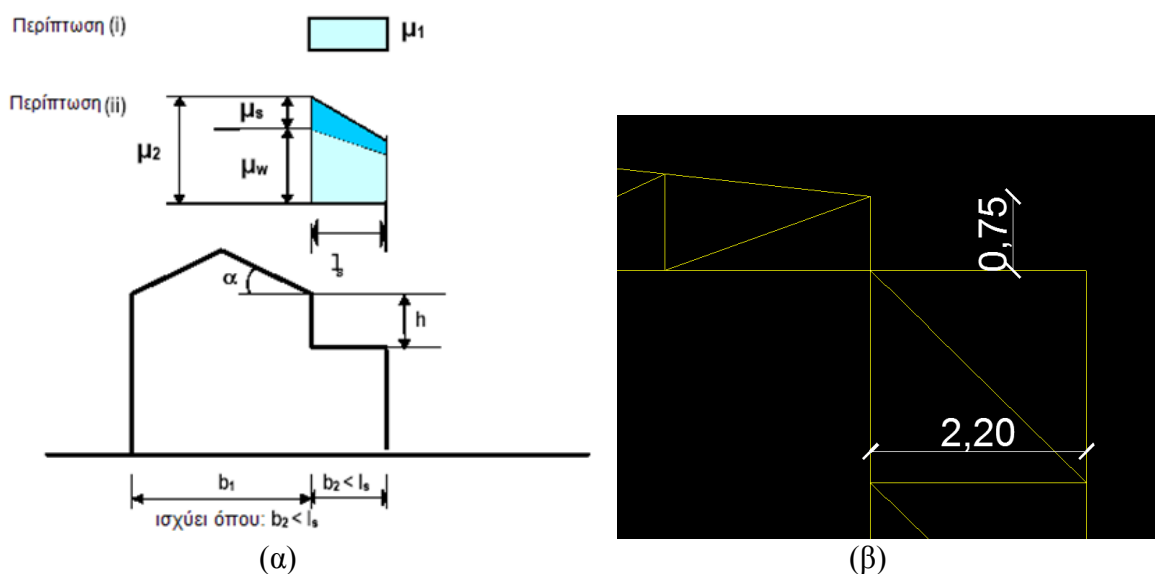
Το μήκος συγκέντρωσης είναι:

$$l_s = 2h = 1,50\text{m}$$

με το συνιστώμενο περιορισμό:  $5,0\text{m} \leq l_s \leq 15,0\text{m}$  συνεπώς λαμβάνουμε  $l_s=5,0\text{m}$

Ισχύει  $b_2 < l_s$  , άρα έχουμε την περίπτωση του Σχήματος 3.2(α).

Τελικώς έχουμε:  $\mu_2 = \mu_s + \mu_w = 0 + 0,80 = 0,80 = \mu_1$  , γεγονός που σημαίνει ότι δεν έχουμε επιβάρυνση του οριζώντιου τμήματος της στέγης με πρόσθετο φορτίο χιονιού λόγω πιθανής ανακατανομής του χιονιού από το υψηλότερο στο χαμηλότερο τμήμα.



Σχήμα 3.2:(α) Συντελεστές μορφής σε στέγες με απότομη αλλαγή ύψους, (β) Τιμές του  $b_2$  και του  $h$  για τη στέγη του κτιρίου μας

### 3.5 Δράσεις ανέμου

Οι δράσεις ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις και σε πολλές μεταλλικές κατασκευές αποτελούν τη βασική φόρτιση σχεδιασμού. Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες που σημαίνει ότι μεταβάλλεται η τιμή της έντασής τους, η διεύθυνσή τους και τα δυναμικά χαρακτηριστικά τους. Εξαιτίας της φύσης του ο άνεμος μπορεί να προκαλέσει σε ένα κτίριο δυναμικές ταλαντώσεις και καταπονήσεις, τα αποτελέσματα των οποίων μπορεί να είναι ιδιαίτερα έντονα σε ένα εύκαμπτο κτίριο και αμελητέα σε ένα πιο δύσκαμπτο, όπου μπορούν να θεωρούνται ως στατικά. Η σημαντικότερη παράμετρος για τον καθορισμό των φορτίων του ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου και συγκεκριμένα η μέγιστη ταχύτητα που προβλέπεται να λάβει χώρα κατά τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής. Παράγοντες που επηρεάζουν την ταχύτητα του ανέμου και τις ανεμοπιέσεις είναι: η γεωγραφική θέση, η φυσική θέση και η περιβάλλουσα τοπογραφία του κτιρίου, οι διαστάσεις και το σχήμα της κατασκευής, η κλίση της στέγης και τέλος η μέση ταχύτητα και η διεύθυνση του ανέμου.

Στα πλαίσια αυτής της μελέτης το κτίριό μας θεωρείται αρκετά δύσκαμπτο, με μεγάλες μάζες και μεγάλη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού εξαιτίας της γεωγραφικής του θέσης, επομένως θεωρήθηκε ότι τα φορτία λόγω ανέμου σε σύγκριση με τα εντατικά μεγέθη που αναμένονται από το σεισμό είναι αμελητέα με αποτέλεσμα να μην συμπεριληφθούν στην ανάλυσή μας.

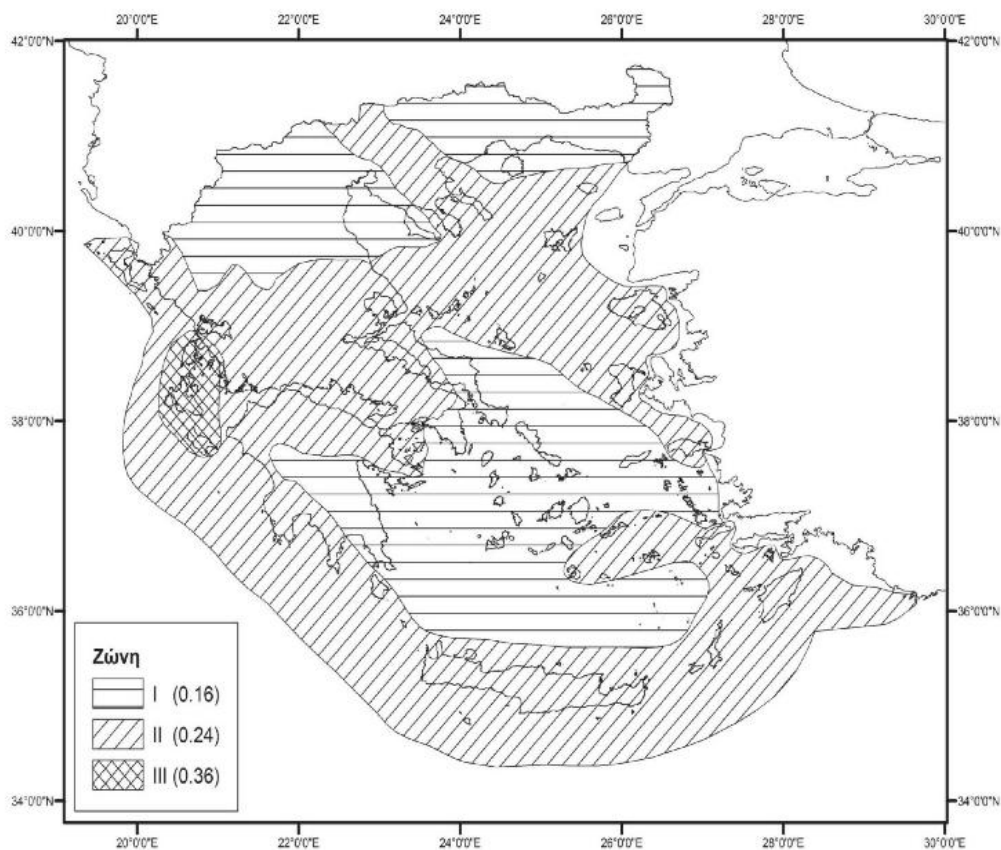
### 3.6 Σεισμικές δράσεις

Οι σεισμικές δράσεις σε χώρες όπως η Ελλάδα που βρίσκονται σε ιδιαίτερα σεισμογενείς περιοχές πολλές φορές είναι κρίσιμες για το σχεδιασμό μιας κατασκευής. Λόγω του σεισμού έχουμε ταλάντωση του κτιρίου και την ανάπτυξη εδαφικών επιταχύνσεων και μετακινήσεων, οριζόντιων και κατακόρυφων, οι οποίες δημιουργούν αδρανειακές δυνάμεις επί των κατασκευών. Από αυτές τις σεισμικές διεγέρσεις οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές αλλά σε πολλές περιπτώσεις, ανάλογα και από τα γεωμορφολογικά δεδομένα και την κατασκευή, οι κατακόρυφες μπορεί να αποβούν καταστροφικές. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, αλλά ούτε με δράσεις ανέμου που έτσι και αλλιώς δεν λάβαμε υπόψη στην κατασκευή μας.

Για τον υπολογισμό των σεισμικών δράσεων σύμφωνα με το Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 1998 έχουν καθοριστεί σεισμικές ζώνες ανάλογα με την τοπική επικινδυνότητα, η οποία περιγράφεται από μία μοναδική παράμετρο, την τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς  $a_{gR}$  σε έδαφος κατηγορίας A. «Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς που επιλέγεται από τις Εθνικές Αρχές για κάθε σεισμική ζώνη αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς  $T_{NCR}$  της σεισμικής δράσης για την απαίτηση μη κατάρρευσης (ή, αντίστοιχα στην τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης σε 50 έτη,  $P_{NCR}$ ). Για αυτήν την τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς ορίζεται συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_I$  ίσος με 1,0. Για τιμή της περιόδου επαναφοράς διαφορετική από την τιμή αναφοράς, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος τύπου A είναι ίση με  $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$ »[12]

Η Ελλάδα υποδιαιρείται σε τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας, τα όρια των οποίων μπορούμε να διακρίνουμε στο χάρτη του Σχήματος 3.3. Τιμές για τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς  $a_{gR}$  ανά ζώνη μπορούμε να λάβουμε από τον Πίνακα 3.4. Οι τιμές του  $\gamma_I$  για τις τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας που ορίζονται, δίνονται στον Πίνακα 3.5.





Σχήμα 3.3: Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας στην Ελλάδα.

Πίνακας 3.4: Μέγιστες τιμές της εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς  $a_{gR}/g$  ανά ζώνη (όπου  $g$  η επιτάχυνση της βαρύτητας)

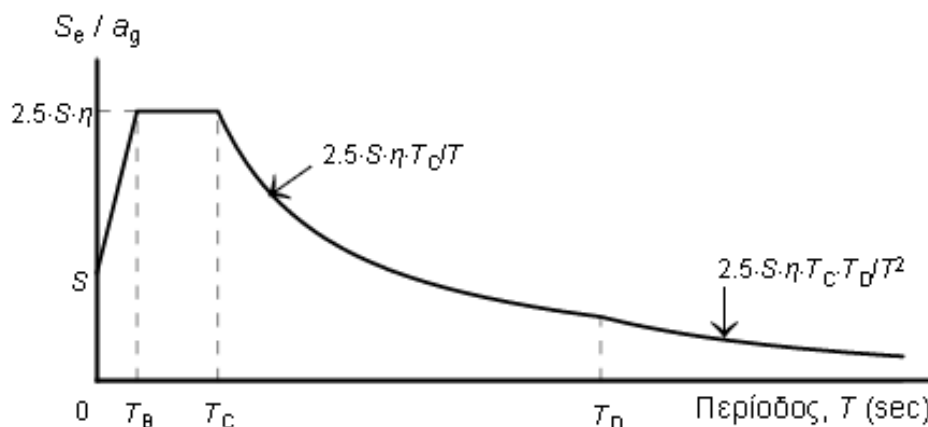
Ζώνη	$a_{gR}/g$
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36

Πίνακας 3.5: Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια και τιμές του συντελεστή  $\gamma_I$

Κατηγορία σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_I$	0,8	1,0	1,2	1,4

Το κτίριό μας θεωρούμε ότι πρόκειται να κατασκευαστεί σε μια τοποθεσία που ανήκει στη ζώνη Z3 (για παράδειγμα στην Κεφαλονιά), και ότι ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας II. Συνεπώς η τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού είναι:  $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} = 1,0 \cdot 0,36g = 0,36g$ . Όσον αφορά τη κατηγορία εδάφους, στον Ευρωκώδικα 8 προδιαγράφονται πέντε κατηγορίες εδάφους A, B, C, D και E ανάλογα με τη στρωματογραφία και παραμέτρους όπως η ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων  $v_{S,30}$  ή η τιμή  $N_{SPT}$  (αριθμός κρούσεων για πρότυπη διείσδυση 30cm). Θεωρήσαμε ότι έχουμε έδαφος που αποτελείται από αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου πάχους αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος, άρα η κατηγορία του εδάφους θεμελίωσης όπως ορίζει ο κανονισμός είναι η B.

Οι σεισμικές διεγέρσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους ως δύο οριζόντιες (κάθετες μεταξύ τους) και μία κατακόρυφη συνιστώσα, στατιστικά ανεξάρτητες μεταξύ τους, οι οποίες καθορίζονται με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή. Τα φάσματα απόκρισης είναι διαγράμματα τα οποία δίνουν τη μέγιστη απόκριση για ένα μέγεθος που μας ενδιαφέρει, στην προκειμένη περίπτωση την απόλυτη επιτάχυνση, όλων των μονοβάθμιων ταλαντωτών με κοινή συγκεκριμένη απόσβεση, για δεδομένη σεισμική διέγερση, ανάλογα με την ιδιοπερίοδό τους. Τα καταγεγραμμένα φάσματα απόκρισης από σεισμούς παρουσιάζουν μεγάλες διαφοροποιήσεις που οφείλονται στις διαφορετικά χαρακτηριστικά κάθε σεισμικής διέγερσης αλλά και στις διαφορετικές εδαφικές συνθήκες κάθε καταγραφής. Για αυτό το λόγο στο σχεδιασμό νέων κατασκευών χρησιμοποιείται ένα εξομαλυσμένο φάσμα σχεδιασμού, μια περιβάλλουσα όλων των πιθανών φασμάτων σεισμών που υπάρχει πιθανότητα να πλήξουν την περιοχή. Με αυτή τη λογική στο Πρότυπο EN 1998 η κίνηση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια του εδάφους προσομοιώνεται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης, η μορφή του οποίου φαίνεται στο Σχήμα 3.4. Το οριζόντιο ελαστικό φάσμα απόκρισης που χρησιμοποιήθηκε είναι τύπου 1, όπως ορίζει το Εθνικό Προσάρτημα για την Ελλάδα, και οι τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων  $T_A$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  και  $T_D$  αλλά και του συντελεστή εδάφους  $S$  για κατηγορία εδάφους B παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.6.



Σχήμα 3.4: Μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης.

Πίνακας 3.6: Τιμές χαρακτηριστικών περιόδων και συντελεστή εδάφους για έδαφος κατηγορίας B

Εδαφικός τύπος	S	T <sub>B</sub> (s)	T <sub>C</sub> (s)	T <sub>D</sub> (s)
B	1,20	0,15	0,50	2,50

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

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

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

Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ , που περιλαμβάνουν επίσης την επιρροή ιξώδους απόσβεσης διαφορετικής από 5%, δίνονται για διάφορα υλικά και στατικά συστήματα σε εξάρτηση από τις σχετικές κατηγορίες πλαστιμότητας στα διάφορα μέρη του EN 1998. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  μπορεί να είναι διαφορετική σε διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας θα είναι η ίδια σε όλες τις διευθύνσεις.»[12]

Με βάση όλα τα παραπάνω οι οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης του φάσματος σχεδιασμού  $S_d(T)$  για ελαστική ανάλυση, η μορφή του οποίου είναι ίδια με τη μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης του Σχήματος 3.4, ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.3)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.4)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.5)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.6)$$

όπου

$S_d(T)$  είναι το φάσμα σχεδιασμού

$T$  είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

$a_g$  είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ( $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$ )

$T_B$  είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

$T_C$  είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης  
 $T_D$  είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης  
 $S$  είναι ο συντελεστής εδάφους  
 $q$  είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς  
 $\beta$  είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού. Η τιμή που λαμβάνεται σε μια χώρα μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή είναι 0,2

Κατά το Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 1998 τα αντισεισμικά κτίρια από χάλυβα θα σχεδιάζονται σύμφωνα με μία από τις ακόλουθες αρχές:

-Αρχή α) Περιορισμένη πλάστιμη συμπεριφορά

-Αρχή β) Πλάστιμη συμπεριφορά

Η κάθε αρχή σχεδιασμού κατατάσσει το κτίριο μας σε μία κατηγορία πλαστιμότητας και καθορίζει συγκεκριμένο φάσμα τιμών για το συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  όπως βλέπουμε στον Πίνακα 3.7.

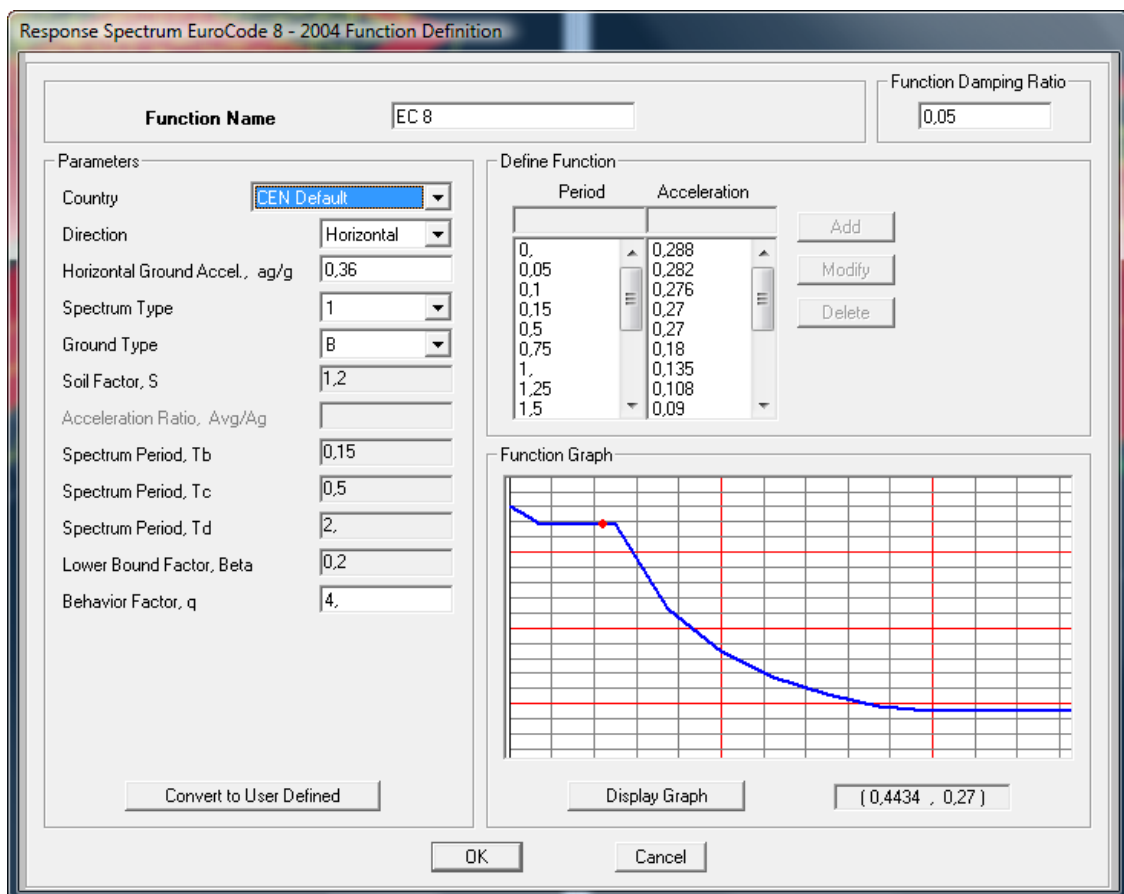
Πίνακας 3.7: Αρχές σχεδιασμού, κατηγορίες πλαστιμότητας και ανώτερες τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς

Αρχή σχεδιασμού	Κατηγορία πλαστιμότητας	Φάσμα των τιμών αναφοράς του συντελεστή συμπεριφοράς $q$
Αρχή α) Περιορισμένη πλάστιμη συμπεριφορά	ΚΠΧ(Χαμηλή)	$\leq 1,5-2$
Αρχή β) Πλάστιμη συμπεριφορά	ΚΠΜ(Μέτρια)	$\leq 4$ (επίσης βλέπε Πίνακα 3.8)
	ΚΠΥ(Υψηλή)	Περιορίζεται μόνο από τις τιμές του Πίνακα 3.8

Πίνακας 3.8: Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη

Στατικός Τύπος	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5a_u/a_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V	4	4
	2	2,5
	4	$5a_u/a_1$
δ) Ανεστραμμένο εκκρεμές	2	$2a_u/a_1$
ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 5 του EC8	
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4a_u/a_1$
ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις		
Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο	2	2
Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 7 του EC8	
Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)	4	$5a_u/a_1$

Το Πρότυπο EN 1998 διατυπώνει διάφορους όρους που ένα κτίριο πρέπει να ικανοποιεί ώστε να ταξινομηθεί ως κανονικό στην όψη. Σε ένα κτίριο κανονικό σε όψη όλα τα συστήματα ανάληψης οριζοντίων φορτίων, όπως πυρήνες, φέροντα τοιχώματα ή πλαίσια, θα είναι συνεχή χωρίς διακοπή από τα θεμέλια έως την άνω επιφάνεια του κτιρίου. Επίσης πρέπει η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των επιμέρους ορόφων να παραμένουν σταθερές ή να μειώνονται βαθμιαία, χωρίς απότομες αλλαγές, από τη βάση προς την κορυφή ενός κτιρίου. Οι παραπάνω όροι ικανοποιούνται στο κτίριό μας συνεπώς χαρακτηρίζεται ως κανονικό στην όψη και καθώς σχεδιάστηκε σύμφωνα με την αρχή πλαστιμής συμπεριφοράς θεωρώντας ότι ανήκει στην κατηγορία πλαστιμότητας ΚΠΜ(Μέτρια), η ανώτερη οριακή τιμή αναφοράς του συντελεστή συμπεριφοράς που μπορούμε να λάβουμε καθορίζεται στον Πίνακα 3.8. Ο στατικός τύπος του κτιρίου μας είναι τα πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα και για κατηγορία ΚΠΜ λαμβάνουμε τιμή  $q=4$ , τιμή που χρησιμοποιήσαμε κατά τον καθορισμό του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού στο πρόγραμμα ανάλυσης, τη μορφή του οποίου μπορούμε να δούμε στο Σχήμα 3.5.



Σχήμα 3.5: Το φάσμα σχεδιασμού και οι τιμές των παραμέτρων όπως ορίστηκαν στο πρόγραμμα ανάλυσης (SAP2000).

Στο Πρότυπο EN 1998 ο υπολογισμός των σεισμικών αποτελεσμάτων και των αποτελεσμάτων των άλλων δράσεων που περιλαμβάνονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού μπορούν να υπολογιστούν με βάση γραμμική-ελαστική συμπεριφορά του φορέα. Ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του φορέα του κτιρίου μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης:

- *μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης* η οποία μπορεί να εφαρμοστεί σε κτίρια η απόκριση των οποίων σε κάθε κύρια διεύθυνση δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις συμβολές ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερων από την θεμελιώδη ιδιομορφή. Η παραπάνω απαίτηση θεωρείται ότι ικανοποιείται σε κτίρια που ικανοποιούν τους ακόλουθους δύο όρους:
  1. έχουν θεμελιώδης περιόδους ταλάντωσης  $T_1$ , στις δύο κύριες διευθύνσεις, μικρότερες από τις ακόλουθες τιμές:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0s \end{cases} \quad \text{όπου } T_C \text{ από Πίνακα 3.6} \quad (3.7)$$

2. ικανοποιούν τα κριτήρια για κανονικότητα σε όψη που δίνονται στην παράγραφο 4.2.3.3 του EN 1998

- *ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης*, η οποία εφαρμόζεται σε κτίρια που δεν ικανοποιούν τις συνθήκες για την εφαρμογή της "μεθόδου ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης" και μπορεί να εφαρμοστεί σε όλους του τύπους κτιρίων. Στη μέθοδο αυτή λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Ικανοποίηση της παραπάνω απαίτησης θεωρούμε ότι έχουμε όταν:
  - το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα.
  - λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας.[12]

Με το πρόγραμμα ανάλυσης που χρησιμοποιήσαμε υλοποιήσαμε τη μέθοδο της *ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης*. Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή επιλύεται η χαρακτηριστική εξίσωση  $[[K] - \omega^2[M]] = 0$ , από τη οποία προκύπτουν οι ιδιοσυχνότητες και οι ιδιοπερίοδοι ταλάντωσης του φορέα μας. Στη συνέχεια βρίσκουμε τις ιδιομορφές ταλάντωσης του κτιρίου των οποίων ελέγχεται η ορθογωνικότητα. Ύστερα υπολογίζεται η γενικευμένη μάζα  $\tilde{m}_i$ , ο συντελεστής συμμετοχής  $\Gamma_i$  και τέλος η δρώσα ιδιομορφική μάζα  $M_i$  έκαστης ιδιομορφής. Με βάση το φάσμα σχεδιασμού και τη φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού  $S_d$  κάθε ιδιομορφής υπολογίζονται οι μέγιστες αποκρίσεις, σεισμικά φορτία ή μετακινήσεις σχεδιασμού, για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης. Στη συνέχεια για τον υπολογισμό των μέγιστων αποκρίσεων ανά διεύθυνση σεισμού, υλοποιούμε την επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων, είτε με τη μέθοδο SRSS (Square root of the sum of the squares) ή τη μέθοδο CQC (Complete quadratic combination). Η χωρική επαλληλία των σεισμικών διεγέρσεων πραγματοποιείται με τις σχέσεις  $A_{Ed} = \pm E_x \pm 0,3 \cdot E_y$  και  $A_{Ed} = \pm E_y \pm 0,3 \cdot E_x$ .

### 3.7 Οριακές καταστάσεις

«Στο Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 1990 ορίζονται οριακές καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες:

- *Οριακές καταστάσεις αστοχίας (Ultimate Limit States-ULS)*, οι οποίες συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματος αυτού, και αφορούν την ασφάλεια της ίδιας της κατασκευής και την ασφάλεια των προσώπων εντός αυτής. Στις οριακές καταστάσεις αστοχίας περιλαμβάνονται καταστάσεις στις οποίες υπάρχει:
  - απώλεια της στατικής ισορροπίας του φορέα, θεωρούμενου ως στερεού σώματος
  - αστοχία λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων, μετατροπή του φορέα σε μηχανισμό, θραύση, απώλεια ευστάθειας του φορέα ή τμήματος αυτού.
  - αστοχία έναντι κόπωσης ή άλλων χρόνιων επιρροών
- *Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Serviceability Limit States-SLS)*, που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται πλέον οι απαιτήσεις της προβλεπόμενης χρήσης για το φορέα ή για μέλος αυτού. Οι οριακές αυτές καταστάσεις αφορούν την άνεση των χρηστών, την εμφάνιση και την καλή λειτουργία του έργου και των μελών του. Στις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας γίνονται έλεγχοι ώστε να ικανοποιούνται κριτήρια που σχετίζονται με:
  - παραμορφώσεις που επηρεάζουν την εμφάνιση και τη λειτουργία του κτιρίου
  - υπερβολικές ταλαντώσεις που επηρεάζουν την άνεση των χρηστών ή την καλή λειτουργία
  - ρηγματώσεις που επηρεάζουν την εμφάνιση και την αντοχή στο χρόνο.»[5]

### 3.8 Συνδυασμοί δράσεων

#### 3.8.1 Συντελεστές συνδυασμού

Λαμβάνοντας υπόψη το είδος, τη μορφή, το σκοπό και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων οι οποίες επενεργούν επί αυτής με τον τρόπο που αναπτύχθηκε στα προηγούμενα υποκεφάλαια. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές ασφαλείας (συντελεστές ασφαλείας  $\gamma$ ), συνδυάζονται μεταξύ τους, με τους κατάλληλους συντελεστές συνδυασμού  $\psi_0, \psi_1, \psi_2$ , για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας(ULS) και λειτουργικότητας(SLS) καλύπτοντας όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διαρκείας, παροδικές, τυχηματικές και σεισμού). Οι δράσεις που υπεισέρχονται στους συνδυασμούς είναι δράσεις οι οποίες μπορούν να εκδηλωθούν ταυτόχρονα στο φορέα μας και οι συντελεστές συνδυασμού εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας μεταβλητής δράσης το οποίο, για την εξεταζόμενη κατάσταση, είναι πιθανό να εμφανίζεται ταυτόχρονα με άλλες δράσεις. Επομένως οι μεταβλητές δράσεις υπεισέρχονται στους διάφορους συνδυασμούς δράσεων με τον ακόλουθες τιμές:

-μια χαρακτηριστική τιμή	$Q_k$
-μια τιμή συνδυασμού	$\psi_0 \cdot Q_k$
-μια συχνή τιμή	$\psi_1 \cdot Q_k$
-μια οιονεί μόνιμη τιμή	$\psi_2 \cdot Q_k$

Οι προτεινόμενες τιμές των συντελεστών  $\psi$  για κτίρια σύμφωνα με το Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 1990 δίνονται στον Πίνακα 3.9.

Πίνακας 3.9: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών  $\psi_i$  για κτίρια

Δράσεις	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία Α: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} \leq$ Βάρος οχημάτων $\leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού, σε υψόμετρο $H > 1000$ m	0,7	0,5	0,2
Φορτία χιονιού, σε υψόμετρο $H \leq 1000$ m	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια	0,6	0,2	0
Θερμοκρασίες (εκτός πυρκαγιάς) σε κτίρια	0,6	0,5	0

### 3.8.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας

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

α. Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.8)$$

β. Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} (\text{ή } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.9)$$

γ. Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.10)$$

Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής:

"+"	σημαίνει "επαλληλία με"
$G_{k,j}$	χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων
$Q_{k,1}$	χαρακτηριστική τιμή επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
$Q_{k,i}$	χαρακτηριστική τιμή λοιπών μεταβλητών δράσεων i
$A_{Ed}$	τιμή σχεδιασμού σεισμικής δράσης
$A_d$	τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
$P$	χαρακτηριστική τιμή προέντασης
$\gamma_{G,j}$	επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
$\gamma_{Q,i}$	επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i



$\gamma_p$  επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση

Οι τιμές του  $\gamma$  που προτείνονται για τους ελέγχους είναι οι ακόλουθες:

$\gamma_{G,j} = 1,35$  όπου είναι δυσμενής και  $1,00$  όπου είναι ευνοϊκή

$\gamma_{Q,1} = 1,50$  όπου είναι δυσμενής και  $0$  όπου είναι ευνοϊκή

$\gamma_{Q,i} = 1,50$  όπου είναι δυσμενής και  $0$  όπου είναι ευνοϊκή

Ο βασικός έλεγχος μιας οριακής κατάστασης αστοχίας ή υπερβολικής παραμόρφωσης μιας διατομής, ενός στοιχείου ή μιας σύνδεσης πραγματοποιείται με την ανίσωση:

$$E_d \leq R_d \quad (3.11)$$

όπου

$E_d$  η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος δράσεων (Effect), π.χ. εντατικό μέγεθος (N, M, V) ή ένα διάνυσμα που εκφράζει διάφορα εντατικά μεγέθη

$R_d$  η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντοχής της διατομής ή του μέλους που ελέγχεται (Resistance)

Οι αντοχές σχεδιασμού  $R_d$  προσδιορίζονται από διαίρεση των χαρακτηριστικών τιμών  $R_k$  με τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας του υλικού  $\gamma_M$ :

$$R_d = R_k / \gamma_M \quad (3.12)$$

Όπου το  $\gamma_M$  διαφοροποιείται ως προς την εξεταζόμενη μορφή αστοχίας και λαμβάνει τιμές (σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του EN 1993) ως εξής:

αντοχή διατομών έναντι διαρροής, ανεξαρτήτως της κατηγορίας της διατομής:

$$\gamma_{M0} = 1,00$$

αντοχή μελών έναντι απώλειας της ευστάθειας:

$$\gamma_{M1} = 1,00$$

αντοχή διατομών έναντι εφελκυστικής θραύσης:

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

### 3.8.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

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

α. Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "Q_{k,1}" + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.13)$$

β. Συχνός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.14)$$

γ. Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.15)$$

Στον έλεγχο σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας θα ελέγχεται ότι:

$$E_d \leq C_d \quad (3.16)$$

όπου:

$C_d$  η οριακή τιμή σχεδιασμού του συναφούς κριτηρίου λειτουργικότητας  
 $E_d$  η τιμή σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων, οι οποίες καθορίζονται στα πλαίσια του κριτηρίου λειτουργικότητας, και η οποία προσδιορίζεται βάσει του σχετικού συνδυασμού.

### 3.8.4 Συνδυασμοί δράσεων στο κτίριό μας

Συμβολίζουμε το σύνολο των μόνιμων φορτίων ως  $G$ , τα κινητά φορτία του 1ου ορόφου ως  $Q$  (με συντελεστές συνδυασμού  $\psi_0=0,7$  και  $\psi_2=0,6$ ), το φορτίο χιονιού ως  $S$  (με  $\psi_0=0,5$  και  $\psi_2=0$ ) και τέλος τη συνιστώσα των σεισμικών δράσεων κατά  $X$  και κατά  $Y$ , ως  $E_x$  και  $E_y$  αντίστοιχα.

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας

-Καταστάσεις διαρκείας

$$1,35 G + "1,50 Q + " 0,75 S \quad (3.17)$$

$$1,35 G + "1,50 S + " 1,05 Q \quad (3.18)$$

-Καταστάσεις σεισμού

$$G + "0,60 Q + " E_x + " 0,30 E_y \quad (3.19)$$

$$G + "0,60 Q + " 0,30 E_x + " E_y \quad (3.20)$$

- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

-Χαρακτηριστικοί συνδυασμοί

$$1,00 G + "1,00 Q + " 0,50 S \quad (3.21)$$

$$1,00 G + "1,00 S + " 0,70 Q \quad (3.22)$$

## 4 Ανάλυση της κατασκευής

### 4.1 Μέθοδοι, προσομοίωμα και πρόγραμμα ανάλυσης

#### 4.1.1 Γενικά

Βασική επιδίωξη της ανάλυσης των κατασκευών είναι ο ακριβής προσδιορισμός των εντατικών μεγεθών και των παραμορφώσεων των μελών του φορέα και ο έλεγχος ικανοποίησης των ελέγχων επάρκειας στις οριακές καταστάσεις, όπως αυτές ορίζονται στις Εξισώσεις 3.11 και 3.16 του προηγούμενου κεφαλαίου. Συνεπώς μετά τον προσδιορισμό των δράσεων που δρουν σε ένα φορέα κατά τη διάρκεια της προβλεπόμενης ζωής του και τον καθορισμό των απαραίτητων συνδυασμών τους που καθορίζουν οι κανονισμοί, αναπτύσσουμε ένα κατάλληλο υπολογιστικό προσομοίωμα με την ανάλυση του οποίου στοχεύουμε να λάβουμε τα δυσμενέστερα αποτελέσματα λόγω των δράσεων  $E_d$  (εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη) για όλα τα μέλη του φορέα. Απαιτείται λοιπόν ο προσδιορισμός της κατανομής των εντατικών μεγεθών, όπως αξονικών-τεμνουσών δυνάμεων και ροπών κάμψης, αλλά και των παραμορφωσιακών μεγεθών, μετακινήσεις ή στροφές, σε όλα τα μέλη και τις διατομές του φορέα ώστε να πραγματοποιηθούν οι απαραίτητοι έλεγχοι.

#### 4.1.2 Μέθοδοι ανάλυσης

«Η συμπεριφορά των κατασκευών επηρεάζεται από δύο μη γραμμικότητες, τη μη γραμμική συμπεριφορά του υλικού λόγω διαρροής του χάλυβα και τη γεωμετρική μη γραμμικότητα λόγω μεγάλων μετατοπίσεων. Επίσης οι πραγματικές κατασκευές χαρακτηρίζονται από γεωμετρικές και δομικές ατέλειες. Η πραγματική γεωμετρία της κατασκευής και των μελών της αποκλίνει από την ιδεατή λόγω ατελειών κατά τη διαδικασία παραγωγής και ανέγερσης, ατέλειες που ονομάζονται *γεωμετρικές*. Επίσης λόγω διάφορων, θερμικών κυρίως, επιρροών παρεμποδίζονται συχνά οι ελεύθερες παραμορφώσεις κατά τη διαδικασία παραγωγής και επεξεργασίας των μελών (έλαση, κοπή, συγκολλήσεις, κ.λπ.), με αποτέλεσμα να δημιουργούνται παραμένουσες τάσεις στην αφόρτιστη κατάσταση, με τις προκαλούμενες αποκλίσεις να ονομάζονται *δομικές ατέλειες*. Οι μέθοδοι ανάλυσης των κατασκευών διακρίνονται από το εάν λαμβάνουν ή όχι υπόψη τις δύο μη γραμμικότητες και τις ατέλειες.»[5]

Οι δύο μέθοδοι ανάλυσης που χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών, είναι η *ελαστική* και η *πλαστική* ανάλυση που σχετίζονται με τη θεώρηση γραμμικής ή μη γραμμικής συμπεριφοράς του χάλυβα. Η διαφοροποίηση των δύο αυτών αναλύσεων έγκειται στο γεγονός ότι η πλαστική ανάλυση λαμβάνει υπόψη τις επιδράσεις της μη γραμμικότητας του υλικού κατά τον υπολογισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων επί του φορέα, ενώ στην ελαστική ανάλυση η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων του υλικού είναι πάντα γραμμική και με αυτό σαν δεδομένο υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη. Η ελαστική ανάλυση μπορεί να εφαρμόζεται σε όλες τις περιπτώσεις, ενώ η πλαστική ανάλυση χρησιμοποιείται μόνον εάν τα μέλη της κατασκευής διαθέτουν επαρκή στρωφική ικανότητα στις θέσεις όπου δημιουργείται πλαστική άρθρωση.

Όσον αφορά τη γεωμετρική μη γραμμικότητα λόγω μεγάλων μετατοπίσεων μπορεί να υλοποιείται ανάλυση με βάση τη θεωρία 1ης τάξης (απαραμόρφωτος φορέας) εάν δεν λαμβάνουμε υπόψη τη γεωμετρική μη γραμμικότητα, είτε ανάλυση με θεωρία 2ης τάξης (παραμορφωμένος φορέας) εάν θεωρούμε μεγάλες παραμορφώσεις.

Σύμφωνα με τη θεωρία 1ης τάξης οι υπολογισμοί γίνονται πάντα αναφορικά με την αρχική γεωμετρία, στην απαραμόρφωτη κατάσταση. Σε αυτή την περίπτωση θεωρούμε ότι οι μετακινήσεις και οι παραμορφώσεις είναι αρκετά μικρές ώστε να μην μεταβάλλεται η γεωμετρία του φορέα και συνεπώς να μην έχουμε ανάπτυξη πρόσθετων εντατικών μεγεθών εξαιτίας της αλλαγής θέσης επιβολής των δράσεων. Επίσης, όταν χρησιμοποιείται θεωρία 1ης τάξης η συμπεριφορά της κατασκευής είναι γραμμική, δηλαδή η σχέση μετακινήσεων ή στροφών των διατομών με τα φορτία είναι γραμμική, γεγονός που επιτρέπει την χρήση της αρχής της επαλληλίας για τον υπολογισμό των συνολικών μετακινήσιων ή εντατικών μεγεθών. Αυτή η θεωρία μπορεί να εφαρμοστεί όταν ένας φορέας θεωρείται ικανοποιητικά δύσκαμπτος ώστε να θεωρείται αμετάθετος ή όταν οι σχέσεις ελέγχου λαμβάνουν ήδη υπόψη επιρροές 2ης τάξης.

Στην ανάλυση με τη θεωρία 2ης τάξης θεωρούμε ότι τα δρώντα φορτία προκαλούν μετακινήσεις (μετάθεση ή στροφή διατομών) οι οποίες είναι αρκετά μεγάλες ώστε να έχουμε μεταβολές της γεωμετρίας του φορέα ή μελών του, γεγονός που έχει σαν αποτέλεσμα την ανάπτυξη πρόσθετων εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών. Ουσιαστικά μετά από την επιβολή των φορτίων και την παραμόρφωση του φορέα, έχουμε μία νέα και παραμορφωμένη γεωμετρία του φορέα στον οποίο δρουν τα ίδια φορτία και ο οποίος θεωρούμε ότι ακολουθεί γεωμετρική μη γραμμική συμπεριφορά λόγω μεγάλων μετατοπίσεων γεγονός που δεν επιτρέπει την πρόσθεση των αποτελεσμάτων των δράσεων, δηλαδή δεν ισχύει η αρχή της επαλληλίας. Η θεωρία 2ης τάξης μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την ανάλυση του φορέα σε όλες τις περιπτώσεις χωρίς κανένα περιορισμό.

#### 4.1.3 Ελαστική ανάλυση

Στην ελαστική ανάλυση, όπως αναφέραμε και στην παράγραφο 4.2, η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων του υλικού θεωρείται ότι είναι γραμμική για οποιαδήποτε στάθμη των τάσεων και υποτίθεται ελαστική συμπεριφορά του φορέα. Επομένως η παραμόρφωση είναι γραμμικά ανάλογη με την τάση και το υλικό παραμένει ελαστικό υπό οποιαδήποτε φόρτιση. Η ελαστική ανάλυση μπορεί να χρησιμοποιείται σε όλους τους φορείς και τις περιπτώσεις, ανεξάρτητα από τον τρόπο προσδιορισμού της αντοχής των διατομών (ελαστική ή πλαστική αντοχή). Όταν επιτρέπεται να χρησιμοποιείται η θεωρία 1ης τάξης, οι εξισώσεις ισορροπίας και συμβιβαστού των μετακινήσεων εκφράζονται στο σύστημα αναφοράς της αρχικής, μη παραμορφωμένης, γεωμετρίας του φορέα και στον υπολογισμό των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών χρησιμοποιούνται κυρίως η μέθοδος των δυνάμεων ή η μέθοδος των μετακινήσεων.

Στο φορέα μας πραγματοποιήσαμε γραμμική ελαστική ανάλυση (Linear Analysis), ή αλλιώς ελαστική ανάλυση με βάση τη θεωρία 1ης τάξης, όπου οι παραμορφώσεις "w" και οι ανηγμένες παραμορφώσεις "ε" είναι μικρές ώστε η συμπεριφορά του φορέα και των μελών του να είναι ελαστική. Η επίλυση έγινε με βάση την αρχική, απαραμόρφωτη γεωμετρία του φορέα, δηλαδή ο φορέας μας δεν εμφανίζει γεωμετρική μη γραμμικότητα λόγω μεγάλων μετατοπίσεων. Για την απαλλαγή από αποτελέσματα και επιρροές 2ης τάξης πραγματοποιούμε έλεγχο σε επόμενη ενότητα.

#### 4.1.4 Προσομοίωμα ανάλυσης

«Το προσομοίωμα το οποίο θα χρησιμοποιηθεί στην ανάλυση, πρέπει γενικώς να περιγράφει και να απεικονίζει με ικανοποιητική ακρίβεια τη συμπεριφορά του πραγματικού φορέα ως συνόλου αλλά και των επιμέρους στοιχείων του, όπως διατομές, μέλη, κόμβοι και εδράσεις, για τη συγκεκριμένη οριακή κατάσταση. Θα πρέπει να περιλαμβάνει όλα τα κύρια φέροντα στοιχεία της κατασκευής (κύρια πλαίσια στο χώρο, σύνδεσμοι δυσκαμψίας, συνδέσεις, θεμελιώσεις), μέσω των οποίων θα μεταφερθούν με ασφάλεια στο έδαφος όλες οι δράσεις (κατακόρυφες και οριζόντιες) που ασκούνται επί αυτής. Θα πρέπει επίσης να περιλαμβάνει και όλα τα δευτερεύοντα φέροντα στοιχεία (δευτερεύουσες δοκοί, τεγίδες, μηκίδες κλπ) τα οποία μεταβιβάζουν τις δράσεις στα κύρια φέροντα στοιχεία. Ενδεχομένως, για λόγους απλοποίησης του προσομοιώματος, μπορεί μερικά από τα δευτερεύοντα στοιχεία να παραλειφθούν, εάν αυτό έχει μικρή μόνον επιρροή στην κατανομή των εντατικών μεγεθών επί του φορέα, θα πρέπει όμως να περιληφθούν τα φορτία τα οποία φέρονται από τα στοιχεία αυτά.»[3]

Επίσης τα μέλη και οι κόμβοι των πλαισίων πρέπει να εισάγονται στο προσομοίωμα με τρόπο που να αντικατοπτρίζει την πραγματική συμπεριφορά τους υπό τη δράση των αναμενόμενων φορτίων. Συγκεκριμένα κατά τον έλεγχο ενός μέλους πλαισίου αυτό πρέπει να απομονώνεται από τον υπόλοιπο φορέα και να γίνεται ο έλεγχος με όλες τις εξωτερικές δράσεις και εντατικά ή παραμορφωσιακά μεγέθη που προβλέπεται να αναπτύξει. Ο έλεγχος πρέπει να γίνεται σε επίπεδο διατομής και μέλους σε χωρική κλίμακα, χωρίς να αγνοείται η αλληλεπίδραση και οι δεσμεύσεις που εφαρμόζονται στα άκρα του μέλους από τα υπόλοιπα μέλη του φορέα ή από την έδρασή του σε άλλο στοιχείο (π.χ. έδραση στο έδαφος).

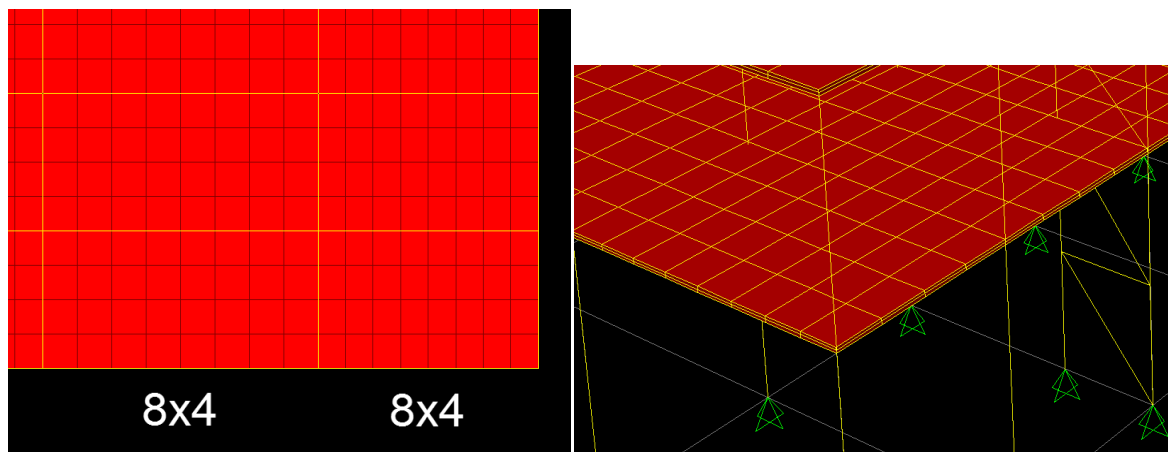
Οι κόμβοι ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη και τις παραμορφώσεις που θέλουμε να αναπτύξουν, μπορούν να θεωρούνται ως άκαμπτοι (rigid), ως ημιάκαμπτοι (semi-rigid) ή ως απλές αρθρώσεις, επιλέγοντας και διαμορφώνοντας την καταλληλότερη μορφή σύνδεσης.

Τέλος, σημαντική παράμετρος κατά τη προσομοίωση είναι η αλληλεπίδραση εδάφους-ανωδομής, ιδιαίτερα όταν αναμένουμε αυτή η αλληλεπίδραση, με καθιζήσεις ή μετατοπίσεις, να επηρεάσει σε σημαντικό βαθμό τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη του φορέα μας. Συνήθως, κατά την ανάλυση, αρχικά θεωρούμε το έδαφος απαραμόρφωτο. Αναλύουμε το φορέα και βρίσκουμε τα εντατικά μεγέθη που ασκούνται στη θεμελίωση. Στη συνέχεια εφαρμόζουμε αυτά τα εντατικά μεγέθη στο προσομοίωμα του εδάφους με τα χαρακτηριστικά που έχουμε ορίσει, και τέλος υπολογίζουμε τις παραμορφώσεις και καθιζήσεις που εμφανίζει το έδαφος. Αυτές τις καθιζήσεις εφαρμόζουμε στο προσομοίωμά μας με τη μορφή επιβεβλημένων παραμορφώσεων και υπολογίζουμε τα αναπτυσσόμενα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη. Σε περίπτωση που δεν μπορούν να αμεληθούν τα αποτελέσματα αυτών των έμμεσων δράσεων προσομοιώνουμε με κατάλληλες ελαστικές στηρίξεις (στροφικά και μετακινησιακά ελατήρια) τη συμπεριφορά του εδάφους.

Στο προσομοίωμα που αναπτύξαμε συμπεριλάβαμε όλα τα κύρια φέροντα στοιχεία της κατασκευής, συγκεκριμένα τα υποστυλώματα, τις κύριες δοκούς κατά X και κατά Y, τους κατακόρυφους και οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας, το δικτυωτό ζύγωμα και τις σύμμικτες πλάκες. Από τα δευτερεύοντα φέροντα στοιχεία της κατασκευής συμπεριλάβαμε τις τεγίδες αλλά με τη λογική της απλοποίησης του προσομοιώματος παραλείφθηκαν οι δευτερεύουσες δοκοί (διαδοκίδες), οι μηκίδες και οι επικαλύψεις της στέγης. Θεωρήσαμε ότι αυτή η απλοποίηση έχει μικρή επιρροή στην κατανομή των εντατικών μεγεθών στο φορέα αλλά ασφαλώς περιλήφθησαν στο προσομοίωμα τα φορτία που φέρονται από αυτά τα στοιχεία. Το έδαφος θεωρήθηκε απαραμόρφωτο και οι εδράσεις των υποστυλωμάτων επί αυτού ως απλές αρθρώσεις. Όλες οι συνδέσεις των κύριων δοκών

και των τεγίδων θεωρήθηκαν απλές συνδέσεις τέμνουσας (αρθρωτές). Οι συνδέσεις των ράβδων στα δικτυώματα καθώς επίσης και οι συνδέσεις των κατακόρυφων και οριζόντιων διαγώνιων συνδέσμων σχεδιάστηκαν ως αμφιαρθρωτές με ελευθέρωση στρέψης στο ένα άκρο (pinned).

Όσον αφορά τις σύμμικτες πλάκες, αυτές εισήχθησαν ως πλάκες σκυροδέματος με πάχος τέτοιο ώστε να έχουν το ίδιο βάρος με τις σύμμικτες πλάκες που σχεδιάστηκαν στο πρόγραμμα Symdeck Designer. Η λογική πίσω από την εισαγωγή των πλακών στο προσομοίωμα ήταν να επιτύχουμε διαφραγματική λειτουργία στον όροφο. Επίσης, θέλοντας να έχουμε διέριστη λειτουργία των πλακών και μεταφορά του μεγαλύτερου τμήματος των φορτίων στις κύριες δοκούς κατά Y, τροποποιήσαμε τη δυσκαμψία των πλακών για ροπές κατά τον καθολικό άξονα Y (Area Stiffness modifiers-Bending  $m_{22}=0,01$  και  $m_{12}=0,01$ ), σχεδόν μηδενίσαμε αυτή τη δυσκαμψία, με αποτέλεσμα να έχουμε την επιθυμητή λειτουργία. Τέλος για να επιτύχουμε αποτελεσματικότερη μεταφορά των φορτίων στις δοκούς επιλέξαμε να κάνουμε διακριτοποίηση των πλακών (meshing), όπου μετά από δοκιμές καταλήξαμε ότι ορθή κατανομή των εντατικών μεγεθών στις δοκούς έχουμε με 8 πεπερασμένα στοιχεία κατά τη διεύθυνση Y και με 4 στοιχεία κατά τη διεύθυνση X, όπως βλέπουμε στο Σχήμα 4.1.



Σχήμα 4.1: Διακριτοποίηση πλακών στο πρόγραμμα ανάλυσης

Στις πλάκες τις οροφής (περιμετρικά της στέγης) θέσαμε πλάκες σκυροδέματος ίδιου πάχους με του ορόφου (για να έχουμε αρκετή δυσκαμψία στο επίπεδο), αλλά θέσαμε μηδενικό φαινόμενο βάρος στο σκυρόδεμα, καθώς εφαρμόσαμε τα φορτία των επικαλύψεων της στέγης και του ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού ως πρόσθετα μόνιμα. Επίσης τροποποιήσαμε τη δυσκαμψία των πλακών σε κάμψη κατά τον άξονα X για να έχουμε μεταφορά του μεγαλύτερου φορτίου στις δοκούς κατά X. Τέλος για να εξασφαλίσουμε τη διαφραγματική λειτουργία στην οροφή και τη στέγη επιβάλαμε κινηματικές εξαρτήσεις (Joints Constraints→Constraint type→Diaphragm) σε όλους τους κόμβους της στέγης.

Όσον αφορά τις κύριες δοκούς (σχεδιασμός με Excel) στη διαδικασία σχεδιασμού και ελέγχου του SAP2000 εισήχθησαν στο μοντέλο με πρακτικά πολύ μικρή λυγηρότητα κατά τον ασθενή άξονα αφού τέθηκε ως λόγος πλευρικών στηρίξεων σε σχέση με το ολικό μήκος (unbraced length ratio) ίσος με 0,1, με σκοπό να προσομοιωθεί η λειτουργία των σύμμικτων δοκών που σχεδιάσαμε και συγκεκριμένα η πλευρική προστασία που προσφέρει η πλάκα σκυροδέματος στη σιδηροδοκό.

Τελικά πολλές από αυτές τις θεωρήσεις που έγιναν και αφορούσαν τη λειτουργία μελών της κατασκευής έγιναν κατά κύριο λόγο για να προσεγγίσουμε όσο το δυνατόν

περισσότερο τη πραγματική συμπεριφορά που θέλαμε να αναπτύξει ο φορέας και να ελέγξουμε ότι τα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη προσεγγίζουν αυτά του σχεδιασμού των μελών, καθώς ο σχεδιασμός των περισσότερων στοιχείων έγινε ανεξάρτητα από το πρόγραμμα ανάλυσης με άλλα υπολογιστικά προγράμματα. Περισσότερες λεπτομέρειες για τον τρόπο που προσομοιώθηκαν οι διάφορες λειτουργίες του φορέα και των μελών του αναπτύσσονται στα επόμενα συναφή κεφάλαια.

#### 4.1.5 Πρόγραμμα ανάλυσης

Το προσομοίωμα της κατασκευής μας αναπτύχθηκε στο πρόγραμμα SAP2000 v14.2.2 της εταιρίας Computers & Structures Inc. Με το πρόγραμμα αυτό πραγματοποιήσαμε την στατική και δυναμική ανάλυση του φορέα μας καθώς και την διαστασιολόγηση και τον έλεγχο των μελών που δεν σχεδιάσαμε στο λογιστικό φύλλο Microsoft Excel. Το SAP2000 είναι ένα λογισμικό τρισδιάστατης ανάλυσης και διαστασιολόγησης δομικών στοιχείων με ιδιαίτερα χαρακτηριστικά και συγκεκριμένα:

-*Δυνατότητες Προσομοίωσης*: γραφικό περιβάλλον εύκολο στη χρήση, δυνατότητα παραγωγής προσομοιωμάτων με τη χρήση προτύπων, εκτέλεση όλων των ενεργειών σχεδίασης, τροποποίησης, ανάλυσης, ανάγνωσης και διαστασιολόγησης στο ίδιο περιβάλλον χρήσης.

-*Δυνατότητες Ανάλυσης*: διάφοροι τύποι στοιχείων (δοκοί, δικτυώματα, κελύφη, δίσκοι, μη γραμμικά στοιχεία σύζευξης κ.λπ.) με διαφορετικά χαρακτηριστικά, ποικίλες δυνατότητες προσομοίωσης της λειτουργίας τους και ανάλυσης.

-*Δυνατότητες Φορτίσεων*: στατικές φορτίσεις με εφαρμογή φορτίων βαρύτητας, πίεσης, θερμοκρασιακών φορτίων, προέντασης, επικόμβιες φορτίσεις με δυνάμεις ή μετακινήσεις και δυναμικές φορτίσεις μορφής φασματικής απόκρισης πολλαπλής βάσεως, πολλαπλά χρονικά μεταβαλλόμενων φορτίων, ιδιομορφικές αναλύσεις, ανάλυση Ritz.

-*Δυνατότητες Διαστασιολόγησης*: διαστασιολόγηση και βελτιστοποίηση χαλύβδινων διατομών, μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα και επιφανειακών στοιχείων με πλήθος κανονισμών συμπεριλαμβανομένων των Ευρωκωδίκων.

-*Ανελαστική υπερωθητική ανάλυση (Pushover)*: μη γραμμικές αρθρώσεις, πλαστικές αρθρώσεις (hinges), καθορίζονται σε οποιαδήποτε ράβδο με ιδιότητες ορισμένες από το χρήστη ή το πρόγραμμα, με εμφάνιση αποτελεσμάτων σε γραφική μορφή ή πίνακες, φασματικές καμπύλες αντοχών.

## 4.2 Στατική ανάλυση

Κατά τη στατική ανάλυση του φορέα μας οι συνδυασμοί των δράσεων που χρησιμοποιήθηκαν για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας είναι οι εξής:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας

-Καταστάσεις διαρκείας

$$1,35 G "+" 1,50 Q "+" 0,75 S \quad (4.1)$$

$$1,35 G "+" 1,50 S "+" 1,05 Q \quad (4.2)$$

- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

-Χαρακτηριστικοί συνδυασμοί

$$1,00 G "+" 1,00 Q "+" 0,50 S \quad (4.3)$$

$$1,00 G "+" 1,00 S "+" 0,70 Q \quad (4.4)$$

Στον όροφο τα μόνιμα φορτία  $G$  περιλαμβάνουν τα ίδια βάρη των δοκών (υπολογιζόμενα από το πρόγραμμα), το ίδιο βάρος σύμμικτων πλακών ( $2,7\text{kN/m}^2$ ), τις επικαλύψεις και επενδύσεις δαπέδων ( $1,2\text{kN/m}^2$ ), τα εσωτερικά ελαφρά χωρίσματα ( $0,5\text{kN/m}^2$ ) και τέλος ηλεκτρικά και υδραυλικά δίκτυα και κλιματιστικά ( $0,5\text{kN/m}^2$ ).

Τα κινητά  $Q$  του ορόφου που εισήχθησαν στο προσομοίωμα είναι  $q_k=5\text{kN/m}^2$  (βλέπε παράγραφο 3.3).

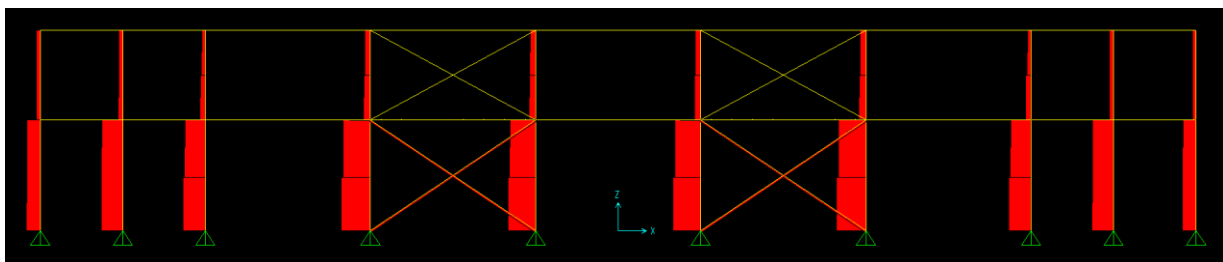
Στη στέγη τα μόνιμα φορτία  $G$  περιλαμβάνουν τα ίδια βάρη των δοκών (υπολογιζόμενα από το πρόγραμμα) και το ίδιο βάρος των επικαλύψεων της στέγης μαζί με ηλεκτρομηχανολογικές εγκαταστάσεις ( $1,2\text{kN/m}^2$ ).

Το φορτίο χιονιού  $S$  στη στέγη όπως υπολογίστηκε στην παράγραφο 3.4, είναι  $s=1,95\text{kN/m}^2$ . Κινητό φορτίο στη στέγη δεν μπορεί να συνδυαστεί με το φορτίο χιονιού το οποίο έτσι και αλλιώς έχει ιδιαίτερα μεγάλη τιμή αν συγκριθεί με τα συνήθη κινητά φορτία στεγών, συνεπώς αμελήθηκε.

Τα περισσότερα μέλη του φορέα μας σχεδιάστηκαν και διαστασιολογήθηκαν με το λογισμικό φύλλο Microsoft Excel, επομένως με τη στατική ανάλυση του φορέα έγινε η διαστασιολόγηση των υπόλοιπων μελών της κατασκευής και των υποστυλωμάτων (εξαιρουμένων των κατακόρυφων συνδέσμων).

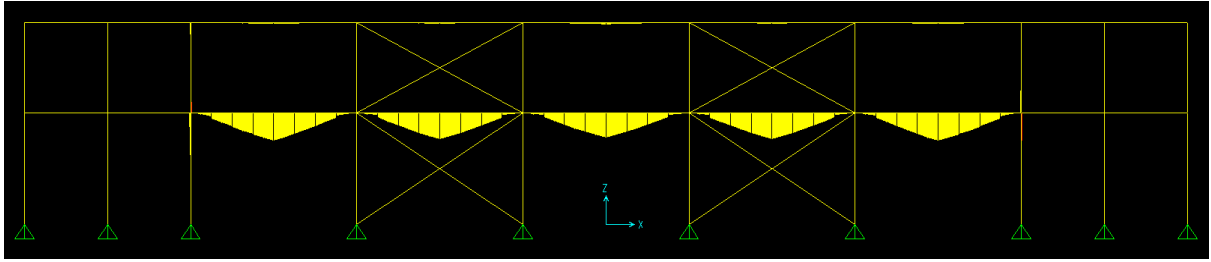
Πολύ σημαντικά για την αξιολόγηση της ορθότητας του προσομοιώματος, των παραδοχών που κάναμε και της γενικότερης λειτουργίας της κατασκευής ήταν τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών και παραμορφώσεων των μελών που λάβαμε από τις στατικές αναλύσεις. Από τα αποτελέσματα αυτά πολλές φορές αντιληφθήκαμε λάθη στην προσομοίωση και χρειάστηκε να ανατρέξουμε στα εγχειρίδια του προγράμματος ανάλυσης ώστε να βρούμε τον καλύτερο δυνατό τρόπο να προσομοιάσουμε τη λειτουργία που θέλαμε. Όπως για παράδειγμα όταν θέλαμε να προσομοιάσουμε τη σύμμικτη λειτουργία των κύριων δοκών ή τη διέρευση λειτουργία των πλακών που εισήχθησαν στο πρόγραμμα. Έτσι η στατική ανάλυση λειτούργησε ως έλεγχος μόρφωσης και λειτουργίας του προσομοιώματος όπου επιβεβαιώσαμε ως ορθές και υλοποιήσιμες παραδοχές που κάναμε ή αναγκαστήκαμε να μελετήσουμε ξανά πιθανές τροποποιήσεις.

Στα Σχήματα 4.2 έως 4.6 παρουσιάζονται ορισμένα ενδεικτικά παραδείγματα αποτελεσμάτων της στατικής ανάλυσης που πραγματοποιήθηκε με τον συνδυασμό (4.1).

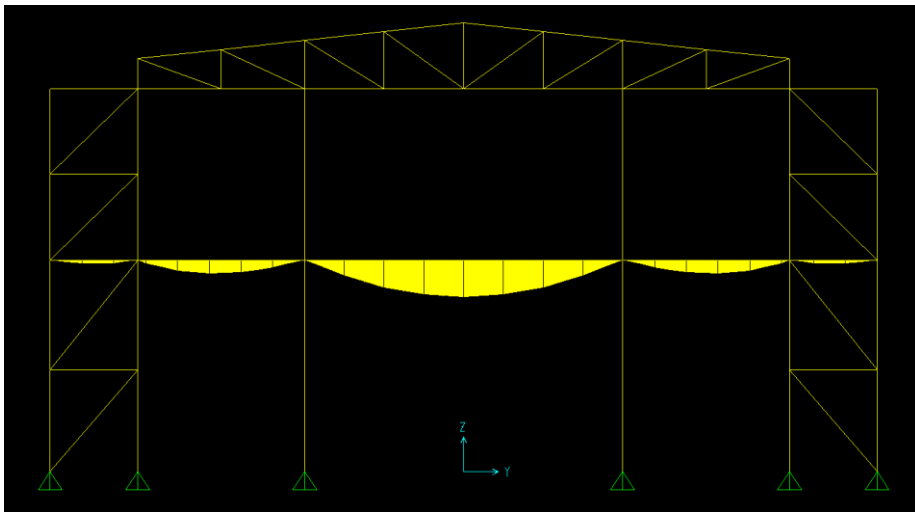


Σχήμα 4.2: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων κατά X (εξωτερικό πλαίσιο).

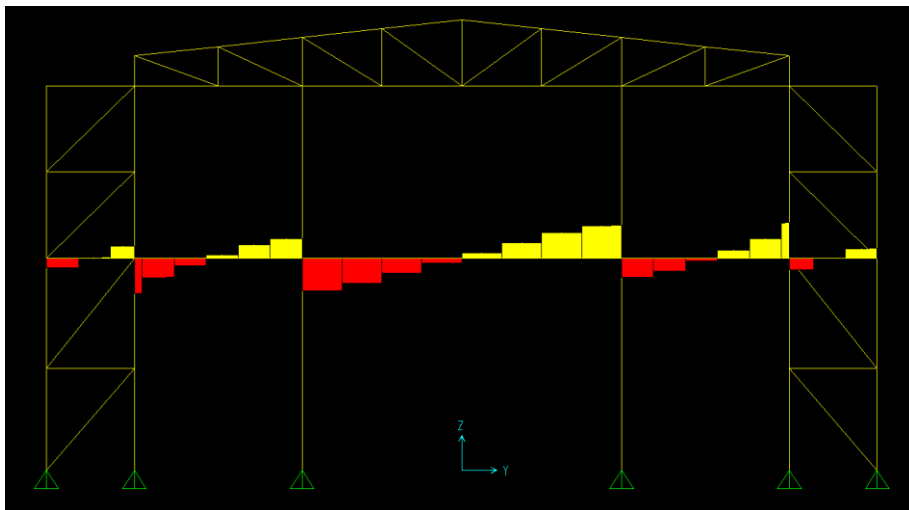




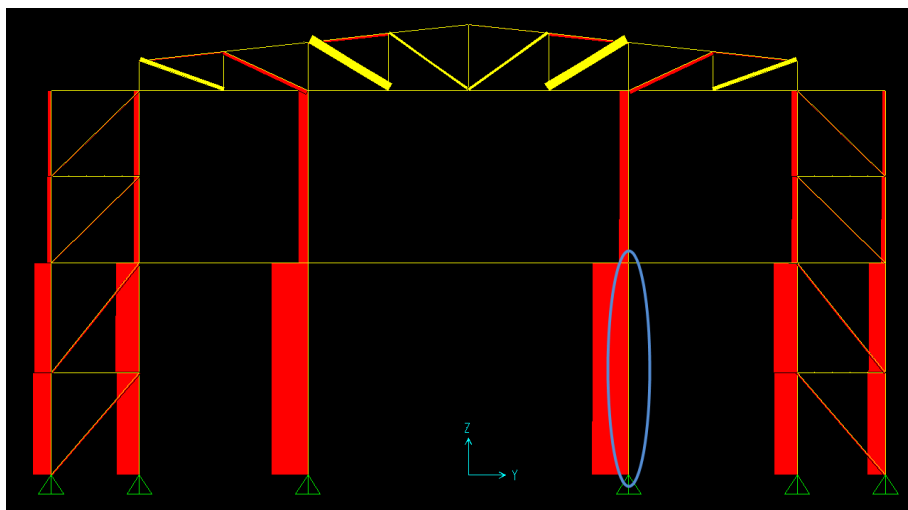
Σχήμα 4.3: Διάγραμμα ροπών κάμψης κατά X (εξωτερικό πλαίσιο).



Σχήμα 4.4: Διάγραμμα ροπών κάμψης σε τομή κατά Y.



Σχήμα 4.5: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων σε τομή κατά Y.



Σχήμα 4.6: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων σε τομή κατά Y.

#### 4.2.1 Ενδεικτικός έλεγχος υποστυλώματος

Θα πραγματοποιήσουμε έλεγχο του υποστυλώματος HEB 200 του ισογείου για τα στατικά φορτία του συνδυασμού (4.1) που φαίνεται στο Σχήμα 4.6. Τα υποστυλώματα αυτής της σειράς είναι ύψους 5,3 μέτρων και παραλαμβάνουν το μεγαλύτερο αξονικό φορτίο συγκριτικά με τα υπόλοιπα υποστυλώματα της κατασκευής.

Πίνακας 4.1: Χαρακτηριστικά της διατομής

HEB200			
h= 200 mm	t <sub>w</sub> =9,0mm	A <sub>vz</sub> =24,83cm <sup>2</sup>	I <sub>y</sub> =5696cm <sup>4</sup>
b=200mm	t <sub>f</sub> =15,0mm	W <sub>pl,y</sub> = 642,5cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> =8,54cm
d=134mm	A=78,08cm <sup>2</sup>	Ss=60,09mm	i <sub>z</sub> =5,07cm

Δρώντα εντατικά μεγέθη

$$N_{Ed} = 524,6 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = M_{z,Ed} = V_{Ed} = 0 \text{ kNm}$$

1. Κατάταξη διατομής σύμφωνα με τον Πίνακα 5.2 του προτύπου EN1993-1-1

-Κατάταξη κορμού - Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη

$$c/t = d/t_w = 134/9 = 14,88 \leq 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot 0,92 = 30,36$$

$$\text{όπου } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/275} = 0,92$$

Άρα ο κορμός είναι κατηγορίας 1

-Κατάταξη πέλματος - Στοιχείο υπό θλίψη

$$c = (b - S_s)/2 = (200 - 60,09)/2 = 69,95$$

$$c/t = c/t_f = 69,95/15 = 4,66 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,92 = 8,28$$

Άρα το πέλμα είναι κατηγορίας 1. Επομένως όλη η διατομή είναι κατηγορίας 1

## 2. Έλεγχος διατομής

Αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε ομοιόμορφα επιβεβλημένη θλίψη:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{78,08 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 2147,2 \text{ kN} > N_{Ed} = 524,6 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{c,Rd}}{N_{Ed}} = 0,24$$

## 3. Έλεγχος μέλους

Το υποστύλωμα θεωρείται αμφιαρθρωτό διότι όλες οι δοκοί συνδέονται με τα υποστυλώματα αρθρωτά και το υποστύλωμα του άνω ορόφου δεν επηρεάζει το μήκος λυγισμού. Επομένως το ισοδύναμο μήκος λυγισμού είναι  $L_{cr}=L=5,3\text{m}$  και ως προς τους δύο άξονες.

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot 0,92 = 86,39$$

Λυγηρότητες

-Κατά y-y  $\lambda_y = L_{cr}/i_y = 530 \text{ cm}/8,54 \text{ cm} = 62,06$

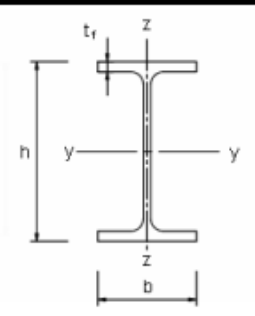
Ανηγμένη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}_y = \lambda_y/\lambda_1 = 62,06/86,39 = 0,718$

-Κατά z-z  $\lambda_z = L_{cr}/i_z = 530 \text{ cm}/5,07 \text{ cm} = 104,53$

Ανηγμένη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}_z = \lambda_z/\lambda_1 = 104,53/86,39 = 1,21$

Επιλέγουμε καμπύλη λυγισμού από τον Πίνακα 4.2 ανάλογα με τα χαρακτηριστικά της διατομής μας.

Πίνακας 4.2: Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
	$h/b > 1,2$	y-y z-z	a	a <sub>0</sub>
			40mm < t <sub>f</sub> ≤ 100mm	b c
	$h/b \leq 1,2$	y-y z-z	b c	a a
			t <sub>f</sub> > 100mm	d d

Στην περίπτωσή μας έχουμε  $h/b = 200 \text{ cm}/200 \text{ cm} = 1$  και  $t_f \leq 100 \text{ mm}$

Πίνακας 4.3: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού

Καμπύλη λυγισμού	a <sub>0</sub>	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Ανάλογα με τη καμπύλη λυγισμού καθορίζεται και ένας συντελεστής ατελειών, τις τιμές των οποίων λαμβάνουμε από τον Πίνακα 4.3.

Συνεπώς σύμφωνα με τους Πίνακες 4.2 και 4.3 έχουμε:

-καμπύλη b και  $\alpha_y=0,34$  για λυγισμό περί τον άξονα y-y

-καμπύλη c και  $\alpha_z=0,49$  για λυγισμό περί τον άξονα z-z

Υπολογίζουμε τους μειωτικούς συντελεστές  $\chi$

$$\Phi_y = 0,5 \left[ 1 + a_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \left[ 1 + 0,34(0,718 - 0,2) + 0,718^2 \right] = 0,846$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,846 + \sqrt{0,846^2 - 0,718^2}} = 0,77$$

$$\Phi_z = 0,5 \left[ 1 + a_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \left[ 1 + 0,49(1,21 - 0,2) + 1,21^2 \right] = 1,48$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1,48 + \sqrt{1,48^2 - 1,21^2}} = 0,43$$

Υπολογίζουμε τώρα την αντοχή του θλιβόμενου μέλος σε λυγισμό (με το μειωτικό συντελεστή  $\chi_{min}=\chi_z$ )

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,43 \cdot 78,08 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 923,3 \text{ kN} > N_{Ed} = 524,6 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0,568$$

Παρακάτω βλέπουμε τον πίνακα ελέγχου του υποστυλώματος (Steel section check) από το SAP2000 με βάση τον Ευρωκώδικα 3 και για τον συνδυασμό δράσεων (4.1).

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
0,000	-524,568	0,000	0,000	-0,063	-0,101	0,000	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation (6.62)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
(6.62)	0,566	= 0,566	+ 0,000	+ 0,000	0,950	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
Axial	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor		
	-524,568	926,008	2147,750	1665,041	926,008		

## 4.3 Δυναμική ανάλυση

### 4.3.1 Μέθοδος ανάλυσης

Η δυναμική ανάλυση του φορέα μας πραγματοποιήθηκε με τη μέθοδο της *ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης*, η οποία βασίζεται σε γραμμική-ελαστική συμπεριφορά του προσομοιωμάτος του φορέα και μπορεί να εφαρμοστεί σε όλους του τύπους κτιρίων. Στη μέθοδο αυτή λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Ικανοποίηση της παραπάνω απαίτησης θεωρούμε ότι έχουμε όταν:

- το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα.

- λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας.[12]

Με τη δυναμική ανάλυση με το πρόγραμμα SAP2000 υπολογίσαμε:

- τις ιδιοσυχρότητες, ιδιοπεριόδους και ιδιομορφές ταλάντωσης του φορέα μας
- τη δρώσα ιδιομορφική μάζα  $M_i$  έκαστης ιδιομορφής
- με βάση το φάσμα σχεδιασμού (βλέπε Σχήμα 3.5), για κάθε ιδιομορφή, τις μέγιστες αποκρίσεις, σεισμικά φορτία ή μετακινήσεις σχεδιασμού
- με τη μέθοδο CQC (Complete quadratic combination) τις μέγιστες αποκρίσεις ανά διεύθυνση σεισμού, υλοποιώντας την επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων
- τη χωρική επαλληλία των σεισμικών διεγέρσεων με τις σχέσεις  $A_{Ed} = \pm E_x \pm 0,3 \cdot E_y$  και  $A_{Ed} = \pm E_y \pm 0,3 \cdot E_x$ .

### 4.3.2 Παρουσία μαζών στη δυναμική ανάλυση

Σύμφωνα με το Πρότυπο EN 1998 τα αδρανειακά αποτελέσματα της σεισμικής δράσης σχεδιασμού υπολογίζονται λαμβάνοντας υπόψη την παρουσία των μαζών που συνδέονται με όλα τα φορτία βαρύτητας που περιλαμβάνονται στον συνδυασμό δράσεων:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.5)$$

όπου

$\psi_{E,i}$  είναι ο συντελεστής συνδυασμού για τη μεταβλητή δράση  $i$

Οι συντελεστές συνδυασμού  $\psi_{E,i}$  λαμβάνουν υπόψη την πιθανότητα τα φορτία  $Q_{k,i}$  να μην είναι παρόντα σε ολόκληρο τον φορέα κατά τη διάρκεια του σεισμού. Οι συντελεστές αυτοί λαμβάνουν επίσης υπόψη την πιθανή μειωμένη συμμετοχή των μαζών στην κίνηση του φορέα λόγω μη-στερεάς σύνδεσής τους.

Η τιμή του συντελεστή  $\psi_{E,i}$  δίνεται από τη σχέση

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i} \quad (4.6)$$

όπου

$\varphi$  συντελεστής εξαρτώμενος από τον τύπο της μεταβλητής δράσης και τη χρήση του ορόφου

$\psi_{2i}$  συντελεστής συνδυασμού για μία οιονεί-μόνιμη τιμή της μεταβλητής δράσης  $Q_{k,i}$  όπως αυτοί δίνονται στο EN 1990

Στην περίπτωσή μας οι συντελεστές συνδυασμού  $\psi_2$  σύμφωνα με τα στοιχεία του Πίνακα 3.9 για τις μεταβλητές δράσεις και για κατηγορία χρήσης C είναι  $\psi_2 = 0,6$ , ενώ για τα φορτία χιονιού διότι η κατασκευή μας βρίσκεται σε υψόμετρο κάτω των 1000 μέτρων έχουμε  $\psi_2 = 0$ . Όσον αφορά το συντελεστή  $\varphi$ , σύμφωνα με τα στοιχεία του

πίνακα 4.2 της παραγράφου 4.2.4 του Προτύπου EN 1998, για ορόφους με συσχετισμένες χρήσεις θα μπορούσαμε να λάβουμε τιμή 0,8 αλλά επιλέξαμε την τιμή  $\varphi = 1,0$  καθώς είναι δυσμενέστερη τιμή και λόγω της βιομηχανικής χρήσης για την οποία προορίζεται το κτίριο, είναι πολύ πιθανό τα κινητά φορτία να είναι παρόντα κατά μεγάλα διαστήματα της ημέρας. Συνεπώς η συμμετέχουσα μάζα της δυναμικής ανάλυσης (Mass source) προέκυψε από το συνδυασμό:

$$G + 0,6 Q \quad (4.7)$$

όπου

$G$  τα μόνιμα φορτία

$Q$  τα κινητά φορτία του ορόφου

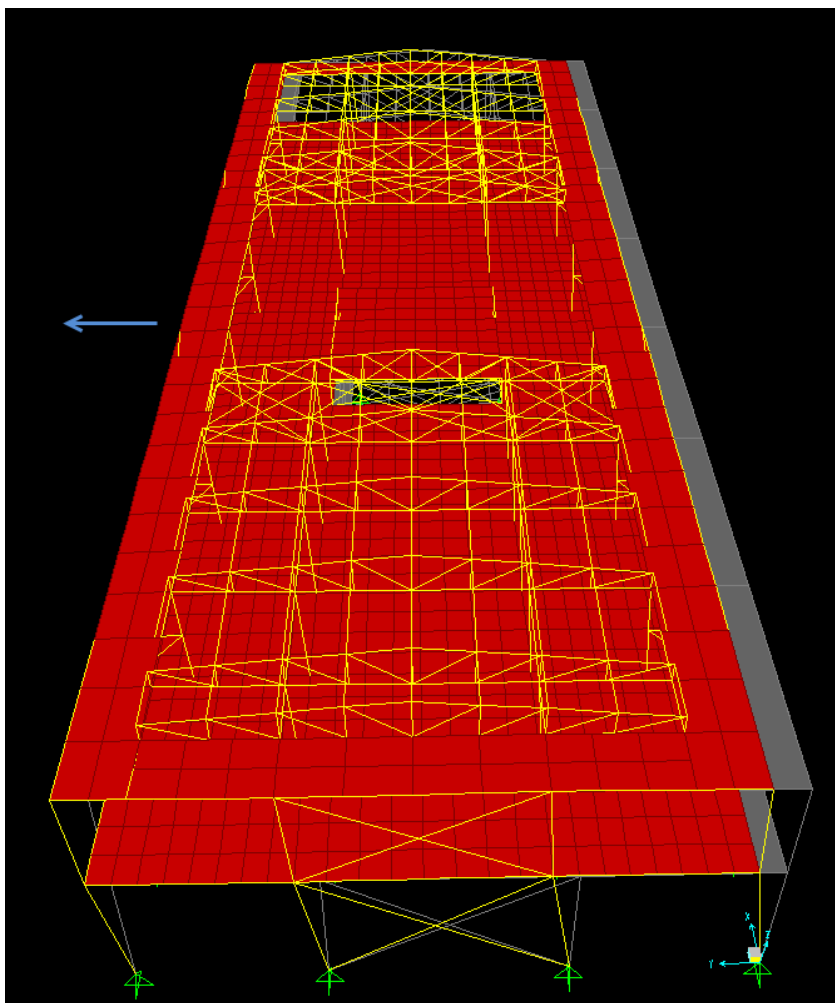
### 4.3.3 Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

Συνοπτικά τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.4. Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε για τις 8 πρώτες ιδιομορφές και όπως μπορούμε να παρατηρήσουμε το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών κατά τη διεύθυνση X είναι 95,16% και κατά τη διεύθυνση Y είναι 96,72% γεγονός που ικανοποιεί τη σχετική απαίτηση του Προτύπου EN 1998 που αναφέρει ότι το άθροισμα των ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη πρέπει να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα. Επίσης έχουν ληφθεί υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας (για τις κύριες διευθύνσεις).

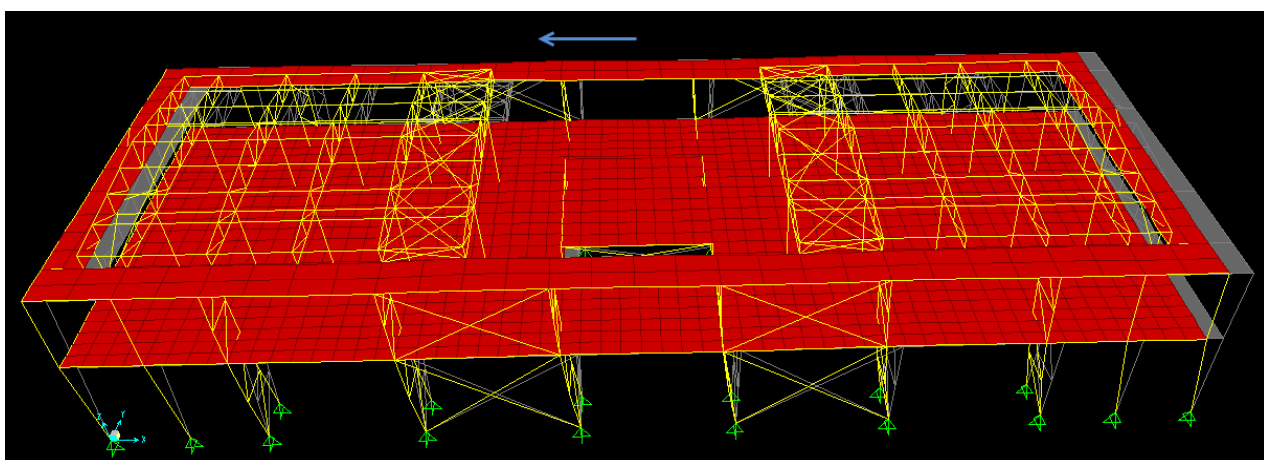
Από τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης και συγκεκριμένα από τις μορφές ταλάντωσης και τις μάζες που συμμετέχουν σε αυτές λαμβάνουμε πολλές πληροφορίες για την *κατάλληλότητα της μόρφωσης και την εξασφάλιση της πλευρικής ευστάθειας* ενός κτιρίου. Στο φορέα μας έχουμε κατώτερες ιδιομορφές μεταφορικές, κατά X και κατά Y, με σχεδόν ολόκληρη τη μάζα του κτιρίου να συμμετέχει σε αυτές με αποτέλεσμα ο φορέας μας να ταλαντώνεται ως σύνολο. Αντίθετα δεν έχουμε κατώτερες ιδιομορφές που να είναι στρεπτικές ή να συγκεντρώνουν μικρή ιδιομορφική μάζα. Επίσης, καθώς οι τιμές των ιδιοπεριόδων των δύο πρώτων ιδιομορφών ταλάντωσης ανήκουν στην περιοχή του *πλατό* του φάσματος σχεδιασμού και είναι πολύ κοντά αριθμητικά μπορούμε να χαρακτηρίσουμε το κτίριό μας ως *δύσκαμπτο* και με *παρόμοια δύσκαμπσία* κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις. Όλοι οι παραπάνω λόγοι συνηγορούν στο να χαρακτηρίσουμε το κτίριό μας ως *κατάλληλα μορφωμένο*.

Πίνακας 4.4: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

Αριθμός Ιδιομορφής	Περίοδος T(sec)	Ποσοστό συμμετέχουσας μάζας			
		X	Y	Z	RZ (Στρεπτική)
1	0,4997	~0	0,9672	~0	~0
2	0,4713	0,9516	~0	~0	0,0019
3	0,3855	~0	~0	~0	~0
4	0,3855	~0	~0	0,1991	~0
5	0,3766	~0	~0	~0	~0
6	0,3765	~0	~0	~0	~0
7	0,3585	~0	~0	~0	0,9361
8	0,3458	~0	~0	0,0222	~0
Συνολική συμμετέχουσα μάζα		0,9516	0,9672	0,2213	0,9380



Σχήμα 4.7: 1<sup>η</sup> ιδιομορφή ταλάντωσης - μεταφορική κατά τη διεύθυνση Y



Σχήμα 4.8: 2<sup>η</sup> ιδιομορφή ταλάντωσης - μεταφορική κατά τη διεύθυνση X

### 4.3.4 Τυχηματικές στρεπτικές επιδράσεις

#### 4.3.4.1 Τυχηματική εκκεντρότητα

Προκειμένου να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες στη θέση των μαζών και στη χωρική μεταβολή της σεισμικής κίνησης, το υπολογιζόμενο κέντρο της μάζας σε κάθε όροφο θα θεωρείται μετατοπισμένο από την ονομαστική θέση του σε κάθε διεύθυνση κατά την ακόλουθη τυχηματική εκκεντρότητα:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (4.8)$$

όπου:

$e_{ai}$  είναι η τυχηματική εκκεντρότητα του κέντρου μάζας ορόφου  $i$  από την ονομαστική θέση του, εφαρμοζόμενη στην ίδια διεύθυνση σε όλους τους ορόφους.

$L_i$  είναι η διάσταση του ορόφου, κάθετη προς την διεύθυνση της σεισμικής δράσης

#### 4.3.4.2 Κατανομή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων

Όπως ορίζεται στον Ευρωκώδικα 8 η κατανομή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων γίνεται με εφαρμογή της ακόλουθης σχέσης :

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (4.9)$$

όπου:

$F_i$  είναι το οριζόντιο φορτίο που ασκείται στον όροφο  $i$

$F_b$  είναι η σεισμική τέμνουσα βάσης

$s_i, s_j$  είναι οι μετακινήσεις των μαζών  $m_i, m_j$  που αντιστοιχούν στην θεμελιώδη ιδιομορφή

$m_i, m_j$  είναι οι μάζες των ορόφων

#### 4.3.4.3 Στρεπτικές επιδράσεις

Όταν χρησιμοποιείται χωρικό προσομοίωμα για την ανάλυση, οι τυχηματικές στρεπτικές επιδράσεις που αναφέρονται στη Σχέση (4.8) μπορούν να καθοριστούν ως περιβάλλουσα των εντατικών μεγεθών στατικών φορτίσεων, που αποτελούνται από ομάδα στρεπτικών ροπών  $M_{ai}$  περί τον κατακόρυφο άξονα κάθε ορόφου  $i$  :

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (4.10)$$

όπου

$M_{ai}$  είναι η στρεπτική ροπή που εφαρμόζεται στον όροφο  $i$  περί τον κατακόρυφο άξονά του

$e_{ai}$  είναι η τυχηματική εκκεντρότητα της μάζας του ορόφου  $i$  σύμφωνα με τη Σχέση (4.8) στην αντίστοιχη απαιτούμενη διεύθυνση

$F_i$  είναι το οριζόντιο φορτίο που δρα στον όροφο  $i$ , σε διεύθυνση κάθετη προς εκείνη της τυχηματικής εκκεντρότητας  $e_{ai}$ .

Τα εντατικά μεγέθη των φορτίσεων πρέπει να λαμβάνονται υπόψη με θετικά και αρνητικά πρόσημα (το ίδιο πρόσημο για όλους τους ορόφους).

Σημειώνεται ότι στο πρόγραμμα ανάλυσης λάβαμε υπόψη τις στρεπτικές επιδράσεις θέτοντας τυχηματική εκκεντρότητα στα διαφράγματα της στέγης και του ορόφου (Override Diaphragm Eccentricities form → Eccentricity ratio=0,05).



Από την ανάλυση για σεισμική δράση κατά X με το συνδυασμό  $G + "0,60 Q + "E_x + "0,30 E_y$  η τέμνουσα βάσης είναι  $F_{b,x} = 2793,78 \text{ kN}$  και η τυχηματική εκκεντρότητα είναι  $e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i = 0,05 \cdot 20,8 \text{ m} = 1,04 \text{ m}$ .

Πίνακας 4.5: Στρεπτικές ροπές  $M_{ai}$  λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας - σεισμική δράση κατά X

Όροφος	$s_i$ (cm)	$m_i$ (kN·sec <sup>2</sup> /m)	$s_i \cdot m_i$	$F_i$ (kN)	$M_{ai}$ (kNm)
1ος	2,68	945,37	2533,59	2142,94	2228,66
2ος	4,47	172,14	769,48	650,84	676,87
				2793,78kN	

Ενώ από τα αποτελέσματα της ανάλυσης για σεισμική δράση κατά Y με το συνδυασμό  $G + "0,60 Q \pm "0,30 E_x \pm "E_y$  η τέμνουσα βάσης είναι  $F_{b,y} = 2839,47 \text{ kN}$  και η τυχηματική εκκεντρότητα είναι  $e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i = 0,05 \cdot 56,0 \text{ m} = 2,8 \text{ m}$ .

Πίνακας 4.6: Στρεπτικές ροπές  $M_{ai}$  λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας - σεισμική δράση κατά Y

Όροφος	$s_i$ (cm)	$m_i$ (kN·sec <sup>2</sup> /m)	$s_i \cdot m_i$	$F_i$ (kN)	$M_{ai}$ (kNm)
1ος	2,75	945,37	2599,77	2206,77	6178,95
2ος	4,33	172,14	745,38	632,70	1771,57
				2839,47kN	

#### 4.3.5 Έλεγχος επιρροής από αποτελέσματα δευτέρας τάξεως

Στο Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 1998 κατά τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας αναφέρεται ότι αποτελέσματα δευτέρας τάξεως (αποτελέσματα P-Δ) δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη εάν ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους η εξής συνθήκη:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (4.11)$$

όπου

$\theta$  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

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

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

Οι μετακινήσεις  $d_s$  που προκαλούνται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού υπολογίζονται βάσει των ελαστικών παραμορφώσεων του στατικού συστήματος με την ακόλουθη σχέση:

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (4.12)$$

όπου

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

$q_d$  είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς μετακίνησης, λαμβάνεται ίσος με τον  $q$   
 $d_e$  είναι η μετακίνηση του ίδιου σημείου όπως προσδιορίζεται από την γραμμική ανάλυση βασισμένη στο φάσμα απόκρισης σχεδιασμού

Εάν  $0,1 < \theta \leq 0,2$  τα αποτελέσματα δευτέρας τάξης μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις με συντελεστή ίσο με  $1/(1-\theta)$ . Επίσης η τιμή του συντελεστή  $\theta$  δεν θα πρέπει να υπερβαίνει το 0,3.

Τα αποτελέσματα του ελέγχου για τον φορέα μας παρουσιάζονται στους Πίνακες 4.7 και 4.8. Όπως μπορούμε να δούμε η τιμή του συντελεστή ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης των ορόφων  $\theta$  και για τις δύο διευθύνσεις είναι μικρότερη του 0,10, συνεπώς δεν χρειάζεται να λάβουμε υπόψη αποτελέσματα 2ης τάξης (P-Δ).

Πίνακας 4.7: Έλεγχος επιρροών δευτέρας τάξεως για σεισμική δράση κατά X

Όροφος	Ύψος ορόφου h (m)	$P_{tot}$ (kN)	$V_{tot}$ (kN)	$d_e$ (cm)	$d_r$ (cm)	$\theta_x$
1ος	5,3	10962,82	2793,78	1,30	5,20	0,0385
2ος	4,3	1688,73	650,84	2,16	3,44	0,0208

Πίνακας 4.8: Έλεγχος επιρροών δευτέρας τάξεως για σεισμική δράση κατά Y

Όροφος	Ύψος ορόφου h (m)	$P_{tot}$ (kN)	$V_{tot}$ (kN)	$d_e$ (cm)	$d_r$ (cm)	$\theta_y$
1ος	5,3	10962,82	2839,47	1,51	6,04	0,0440
2ος	4,3	1688,73	632,70	2,38	3,48	0,0216

#### 4.3.6 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Σύμφωνα με το Πρότυπο EN 1998 σε κτίρια με *πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία* η *απαίτηση περιορισμού βλαβών* θεωρείται ότι ικανοποιείται, εάν, υπό σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από την σεισμική δράση σχεδιασμού που αντιστοιχεί στην *απαίτηση μη-κατάρρευσης* οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων περιορίζονται σύμφωνα με την σχέση:

$$d_r \cdot v \leq 0,0075h \quad (4.13)$$

όπου:

$d_r$  είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής παραμόρφωσης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων  $d_s$  των δαπέδων του,  $d_s = q_d \cdot d_e$

$h$  είναι το ύψος του ορόφου

$v$  είναι ο συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών. Το κτίριο που μελετάμε ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας II και η συνιστώμενη τιμή σε αυτή την περίπτωση είναι  $v = 0,5$ .

Τα αποτελέσματα του ελέγχου παρουσιάζονται στους Πίνακες 4.9 και 4.10 και όπως μπορούμε να δούμε ικανοποιούνται οι απαιτήσεις περιορισμού σχετικής παραμόρφωσης ορόφου κατά τις δύο διευθύνσεις σεισμικής διέγερσης.

Πίνακας 4.9: Έλεγχος περιορισμού σχετικής παραμόρφωσης ορόφου - σεισμική δράση κατά X

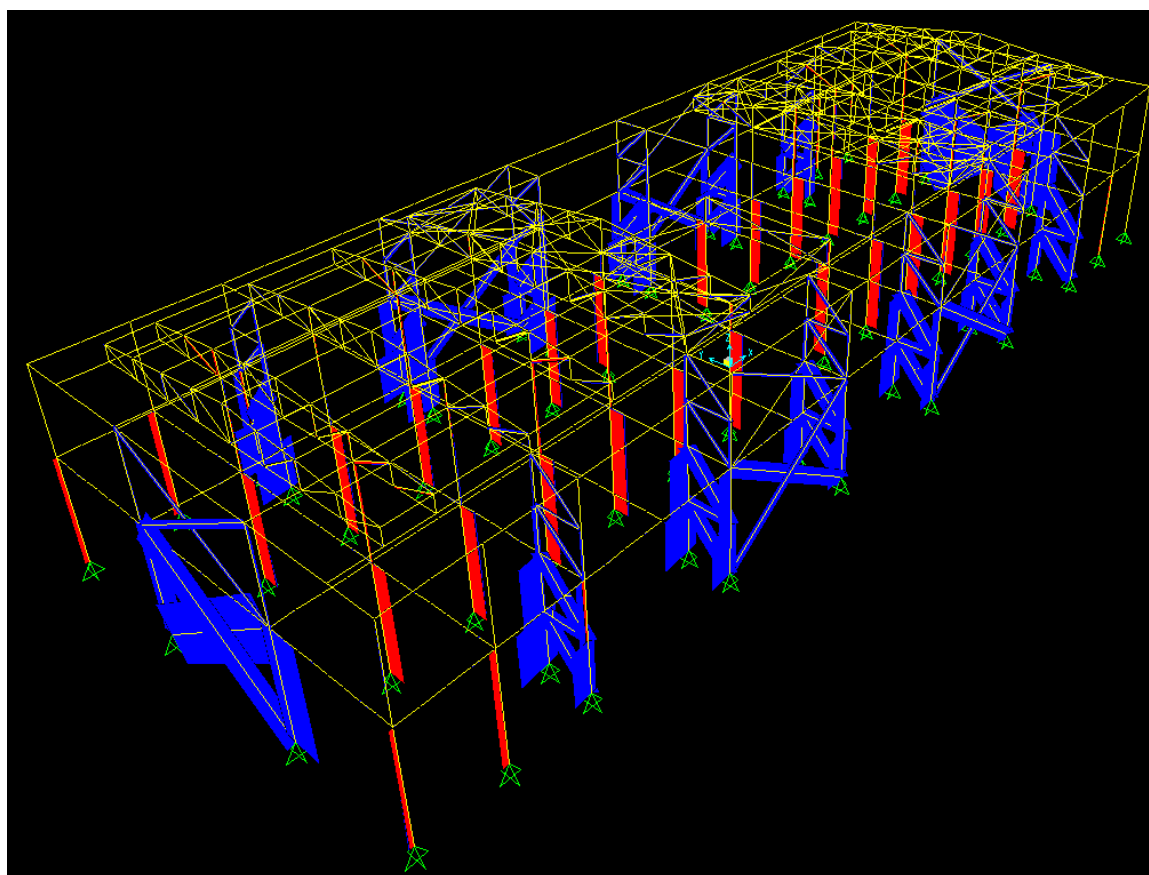
Όροφος	Ύψος ορόφου h (cm)	$d_e$ (cm)	$d_{e0}-d_{eu}$ (cm)	$d_r$ (cm)	$\frac{d_r \cdot v}{h}$
1ος	530	1,30	1,30	5,20	0,00491
2ος	430	2,16	0,86	3,44	0,00400

Πίνακας 4.10: Έλεγχος περιορισμού σχετικής παραμόρφωσης ορόφου - σεισμική δράση κατά Y

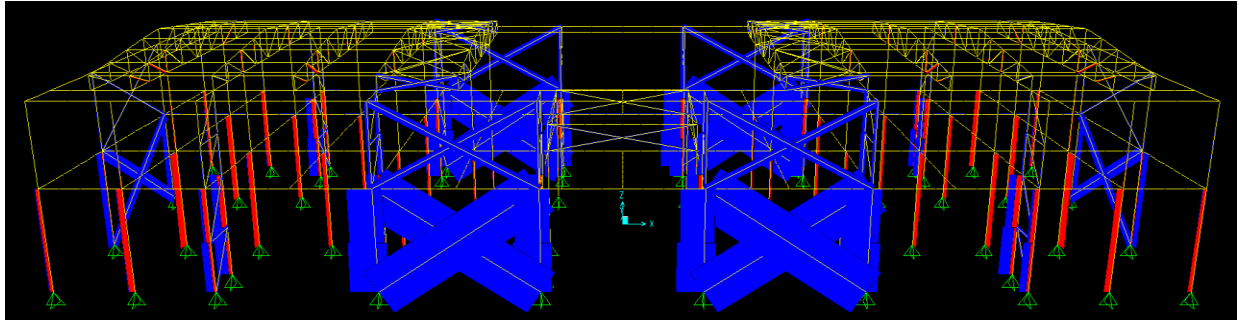
Όροφος	Ύψος ορόφου h (cm)	$d_e$ (cm)	$d_{e0}-d_{eu}$ (cm)	$d_r$ (cm)	$\frac{d_r \cdot v}{h}$
1ος	530	1,51	1,51	6,04	0,00570
2ος	430	2,38	0,87	3,48	0,00405

#### 4.3.7 Εντατικά μεγέθη δυναμικής ανάλυσης

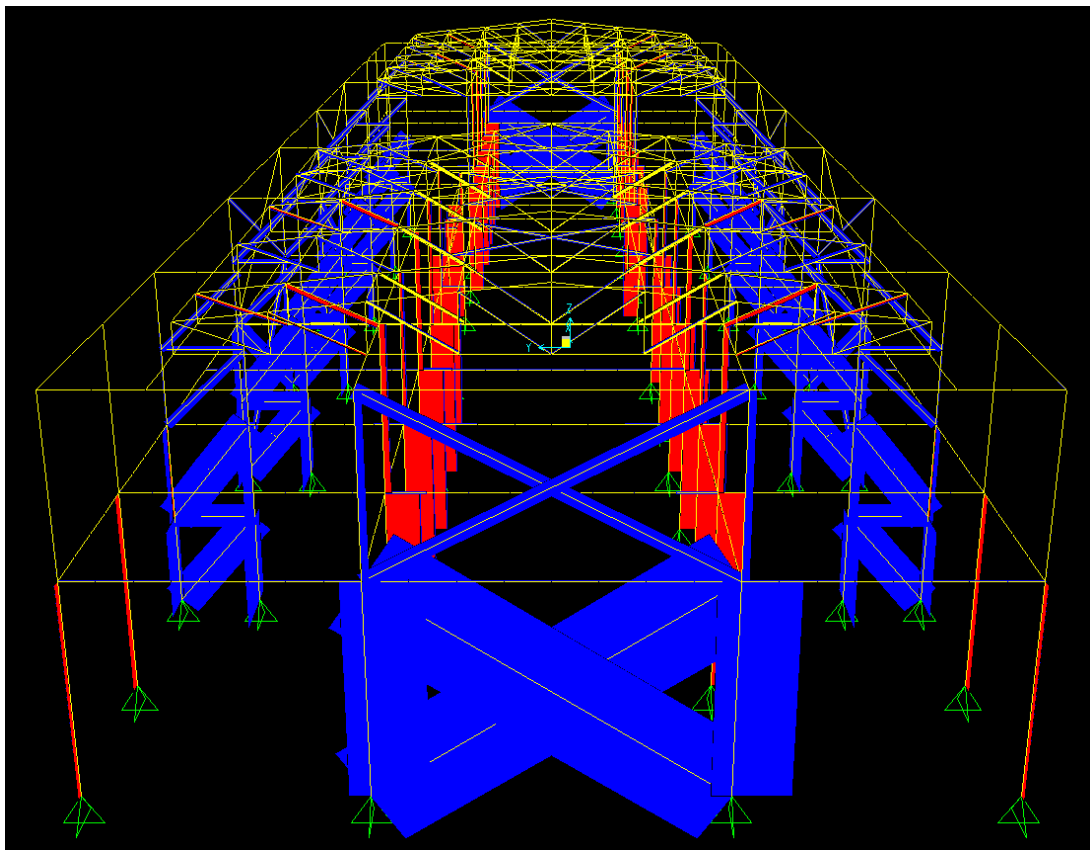
Στα παρακάτω σχήματα βλέπουμε τα διαγράμματα αξονικών δυνάμεων των μελών του φορέα για τους σεισμικούς συνδυασμούς  $G + "0,60 Q" \pm "E_x" \pm "0,30 E_y$  (3.19) και  $G + "0,60 Q" \pm "0,30 E_x" \pm "E_y$  (3.20). Παρουσιάζεται η περιβάλλουσα των αξονικών δυνάμεων (θλίψη-εφελκυσμός) λόγω της ιδιομορφικής ανάλυσης που εκτέλεσε το πρόγραμμα. Αξίζει να τονίσουμε ότι η διαστασιολόγηση των συνδέσμων και οι έλεγχοι των υποστυλωμάτων και των κεφαλοδοκών πραγματοποιούνται στα Κεφάλαια 6 και 7.



Σχήμα 4.9: Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων για το σεισμικό συνδυασμό (3.20)



Σχήμα 4.10: Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων για το σεισμικό συνδυασμό (3.19)



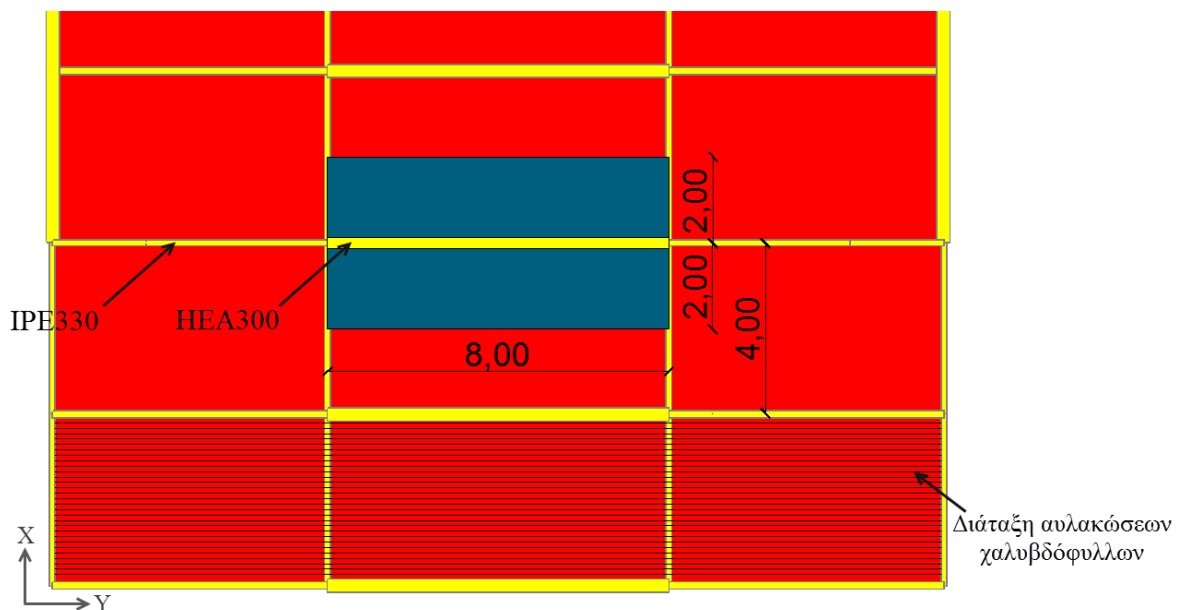
Σχήμα 4.11: Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων για το σεισμικό συνδυασμό (3.20)

## 5 Σχεδιασμός σύμμικτων δοκών

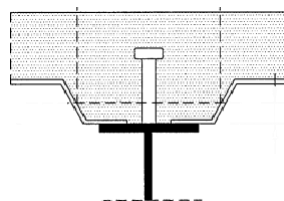
### 5.1 Κύριες δοκοί κατά Y - HEA300

Οι κύριες δοκοί του ορόφου κατά Y σχεδιάστηκαν ως σύμμικτες και αμφιέριστες οι οποίες συνδέονται με τα υποστυλώματα με απλές συνδέσεις τέμνουσας. Βασικός ρόλος των κύριων δοκών είναι η παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων από τις διαδοκίδες που είναι διατεταγμένες κατά τη διεύθυνση X και η μεταφορά αυτών των δράσεων στα υποστυλώματα. Σημειώνεται ότι οι δοκοί κατά Y δεν συμμετέχουν στο κύριο σύστημα παραλαβής των σεισμικών δράσεων του φορέα, εξαιρουμένων των κεφαλοδοκών ο έλεγχος των οποίων πραγματοποιείται σε επόμενο κεφάλαιο. Η σύμμικτη λειτουργία των δύο υλικών επιτυγχάνεται με μηχανικά μέσα και συγκεκριμένα με την τοποθέτηση διατμητικών συνδέσμων οι οποίοι παραλαμβάνουν την διατμητική δύναμη που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια χάλυβα-σκυροδέματος.

Στη συνέχεια θα παρουσιάσουμε τον αναλυτικό σχεδιασμό και έλεγχο μιας εσωτερικής δοκού κατά Y μήκους 8,0 μέτρων, διατομής HEA300, και με πλάτος επιρροής 4,00 μέτρα, θεωρώντας ότι παραλαμβάνει το ήμισυ των φορτίων από τις προσκείμενες πλάκες (βλέπε Σχήμα 5.1). Επίσης αξίζει να τονίσουμε ότι οι αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου είναι παράλληλες στη διεύθυνση της δοκού όπως μπορούμε να δούμε στα Σχήματα 5.1, 5.2.



Σχήμα 5.1: Τμήμα κάτοψης του ορόφου-Πλάτος επιρροής δοκού-Διάταξη αυλακώσεων φύλλων



Σχήμα 5.2: Αυλακώσεις χαλυβδόφυλλου παράλληλες στη διεύθυνση της δοκού

### 5.1.1 Συνεργαζόμενο πλάτος

Σύμφωνα με τις οδηγίες του Προτύπου EN1994 το συνολικό συνεργαζόμενο πλάτος  $b_{eff}$  στο μέσον του ανοίγματος (βλέπε Σχήμα 5.3) προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$b_{eff} = b_0 + \Sigma b_{ei} \quad (5.1)$$

$$b_{ei} = L_e/8 \leq b_i \quad (5.2)$$

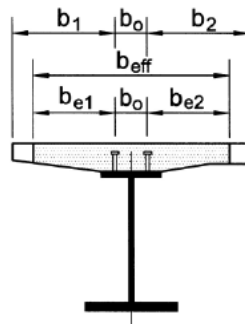
όπου

$b_0$  είναι η απόσταση μεταξύ των κέντρων των εξωτερικών διατμητικών συνδέσμων, στην ανάλυση οικοδομικών κατασκευών  $b_0 = 0$

$b_{ei}$  είναι η τιμή του συνεργαζόμενου πλάτους του πέλματος σκυροδέματος εκατέρωθεν του κορμού το οποίο λαμβάνεται ίσο με  $L_e/8$  αλλά όχι μεγαλύτερο από το γεωμετρικό πλάτος  $b_i$

$b_i$  είναι η απόσταση από τον εξωτερικό διατμητικό σύνδεσμο έως το μέσον μεταξύ παραλλήλων κορμών, στις οικοδομικές κατασκευές τα  $b_i$  μπορεί να μετρώνται από το κέντρο του κορμού

$L_e$  είναι προσεγγιστική απόσταση μεταξύ των σημείων μηδενικής καμπτικής ροπής



Σχήμα 5.3: Συνεργαζόμενο πλάτος πέλματος σκυροδέματος

Η δοκός μας είναι αμφιέριστη συνεπώς  $L_e = L = 8,00m$ , και έχουμε  $b_i = 2,00m$  και  $b_0 = 0$ . Συνεπώς το συνεργαζόμενο πλάτος είναι:

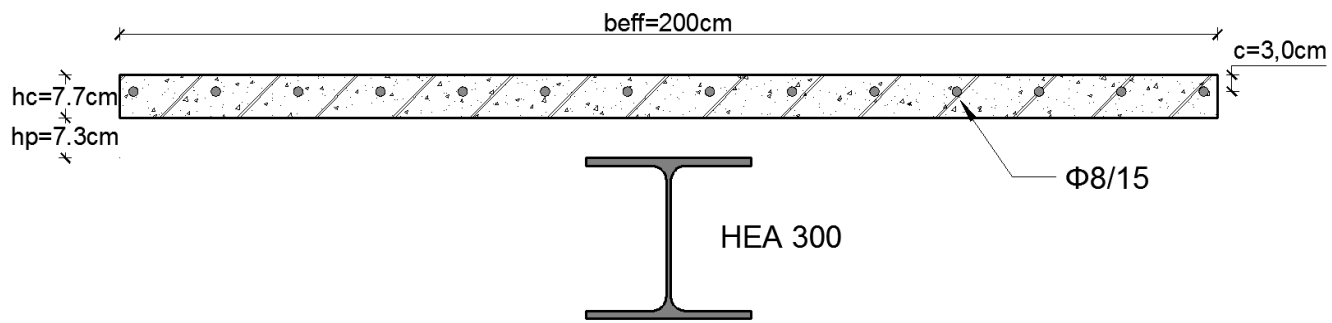
$$b_{eff} = 0 + \frac{8m}{8} + \frac{8m}{8} = 2,0m \quad \text{και} \quad b_{ei} = 1,0m \leq b_i = 2,0m$$

### 5.1.2 Χαρακτηριστικά σύμμικτης δοκού

Στον Πίνακα 5.1 μπορούμε να δούμε τα βασικά γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά της διατομής HEA300, η επιλογή της οποίας πραγματοποιήθηκε με επαναληπτική διαδικασία και με τη χρήση του λογιστικού φύλλου Microsoft Excel.

Πίνακας 5.1: Χαρακτηριστικά της σιδηροδοκού HEA300

HEA300			
$h=290\text{ mm}$	$t_w=8,5\text{ mm}$	$A_{wz}=37,28\text{ cm}^2$	$I_y=18260\text{ cm}^4$
$b=300\text{ mm}$	$t_f=14,0\text{ mm}$	$W_{pl,y}=1383\text{ cm}^3$	$I_z=6310\text{ cm}^4$
$d=208\text{ mm}$	$A=112,5\text{ cm}^2$	$S_s=68,13\text{ mm}$	$g=88\text{ kg/m}$
$E=21000\text{ kN/cm}^2$	$I_w=1200000\text{ cm}^6$	$I_t=85,17\text{ cm}^4$	$i_y=12,74\text{ cm}$



Σχήμα 5.4: Σύμμικτη διατομή κύριας δοκού

Στο Σχήμα 5.4 μπορούμε να δούμε τη σύμμικτη διατομή της κύριας δοκού με το συνεργαζόμενο πλάτος σκυροδέματος και το ενεργό πάχος της σύμμικτης πλάκας. Το συνολικό πάχος της σύμμικτης πλάκας είναι  $h=15\text{cm}$  αλλά αγνοείται η περιοχή της πλάκας με τις αυλακώσεις ύψους  $h_p=7,3\text{cm}$  και θεωρούμε τη πλάκα σκυροδέματος σταθερού ύψους ίσου με  $h_c=7,7\text{cm}$ . Επίσης το πλάτος της διατομής  $b=300\text{mm}$  επαρκεί για την έδραση των αμφιέριστων χαλυβδόφυλλων καθώς το ελάχιστο πλάτος έδρασης είναι  $50\text{mm}$ .

### 5.1.3 Κατάταξη διατομής σιδηροδοκού

Η κατάταξη της διατομής της σιδηροδοκού γίνεται για στοιχείο που υπόκειται σε κάμψη στη φάση κατασκευής σύμφωνα με τον Πίνακα 5.2 του προτύπου EN1993-1-1. Στη φάση λειτουργίας όταν το σκυρόδεμα παρέχει προστασία έναντι λυγισμού στο άνω θλιβόμενο πέλμα αυτό μπορεί να κατατάσσεται στην κατηγορία 1 εφόσον οι αποστάσεις των διατμητικών συνδέσμων είναι σύμφωνα με την παράγραφο 6.6.5.5 του EN1994-1-1[11].

-Κατάταξη κορμού - Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη  
 $c/t = d/t_w = 208/8,5 = 24,47 \leq 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot 0,92 = 66,24$   
 όπου  $\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/275} = 0,92$

Άρα ο κορμός είναι κατηγορίας 1

-Κατάταξη πέλματος - Στοιχείο υπό θλίψη  
 $c = (b - S_s)/2 = (300 - 68,13)/2 = 115,94$   
 $c/t = c/t_f = 115,94/14 = 8,281 \leq 10 \cdot \varepsilon = 10 \cdot 0,92 = 9,2$

Άρα το πέλμα είναι κατηγορίας 2. Επομένως όλη η διατομή είναι κατηγορίας 2 γεγονός που σημαίνει ότι μπορούμε να κάνουμε πλαστικούς ελέγχους.

### 5.1.4 Φορτία

-Μόνιμα φορτία:

- Ίδιο βάρος σιδηροδοκού HEA300 0,88kN/m
- Ίδιο βάρος σύμμικτων πλακών 2,7kN/m<sup>2</sup>

- Επικαλύψεις και επενδύσεις δαπέδων  $1,2\text{kN/m}^2$
- Εσωτερικά ελαφρά χωρίσματα  $0,5\text{kN/m}^2$
- Ηλεκτρικά και υδραυλικά δίκτυα, κλιματιστικά  $0,5\text{kN/m}^2$

-Ωφέλιμα φορτία  $5,0\text{kN/m}^2$

## 1. Φάση Κατασκευής

Στη φάση κατασκευής συμμετέχουν μόνο τα ίδια βάρη των πλακών και της σιδηροδοκού:

$$g_k = g_{\pi\lambda} \cdot b + g_{\delta} = 2,7\text{kN/m}^2 \cdot 4,0\text{m} + 0,88\text{kN/m} = 11,68\text{kN/m}$$

-Φορτίο στην *Οριακή κατάσταση αστοχίας* (ΟΚΑ)

$$q_{ult,\kappa} = 1,35 \cdot g_k = 15,77\text{kN/m}$$

-Εντατικά μεγέθη

$$M_{Ed,\kappa} = \frac{q_{ult,\kappa} \cdot L^2}{8} = \frac{15,77 \cdot 8,0^2}{8} = 126,14\text{kNm}$$

$$V_{Ed,\kappa} = \frac{q_{ult,\kappa} \cdot L}{2} = \frac{15,77 \cdot 8}{2} = 63,07\text{kN}$$

-Φορτίο στην *Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας* (ΟΚΛ)

$$q_{ser,\kappa} = 1,00 \cdot g_k = 11,68\text{kN/m}$$

## 2. Φάση Λειτουργίας

Συνολικά μόνιμα ανά τρέχον μέτρο:

$$g_\lambda = (g_{\pi\lambda} + g_{\varepsilon\pi} + g_{\chi\omega\rho} + g_{\varepsilon\gamma\kappa}) \cdot b + g_{\delta} = 4,9\text{kN/m}^2 \cdot 4,0\text{m} + 0,88\text{kN/m} = 20,48\text{kN/m}$$

Συνολικά ωφέλιμα ανά μέτρο:

$$q = 5,0\text{kN/m}^2 \cdot 4,0\text{m} = 20,0\text{kN/m}$$

-Φορτίο στην *Οριακή κατάσταση αστοχίας* (ΟΚΑ)

$$q_{ult,\lambda} = 1,35 \cdot g_\lambda + 1,50 \cdot q = 57,65\text{kN/m}$$

Εντατικά μεγέθη

$$M_{Ed} = \frac{q_{ult,\lambda} \cdot L^2}{8} = \frac{57,65 \cdot 8,0^2}{8} = 461,18\text{kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{q_{ult,\lambda} \cdot L}{2} = \frac{57,65 \cdot 8,0}{2} = 230,59\text{kN}$$

-Φορτίο στην *Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας* (ΟΚΛ)

$$q_{ser,\lambda} = 1,00 \cdot g_\lambda + 1,00 \cdot q = 40,48\text{kN/m}$$



Πίνακας 5.2: Απαιτούμενοι έλεγχοι σύμμικτων δοκών κτιρίων

Φάσεις έργου	Διατομή	Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	Οριακή κατάσταση αστοχίας
Κατασκευή	Σιδηροδοκός	-Παραμορφώσεις	-Αντοχή -Ευστάθεια
Λειτουργία	Σύμμικτη δοκός	-Παραμορφώσεις -Ρηγμάτωση -Ταλαντώσεις	-Αντοχή -Ευστάθεια -Διατμητική σύνδεση -Αντοχή σε πυρκαγιά

### 5.1.5 Φάση κατασκευής

Στη φάση κατασκευής λειτουργεί μόνο η σιδηροδοκός. Τα φορτία που παραλαμβάνει είναι το ίδιο βάρος της δοκού και της πλάκας σκυροδέματος το οποίο θεωρείται ακόμη νερό.

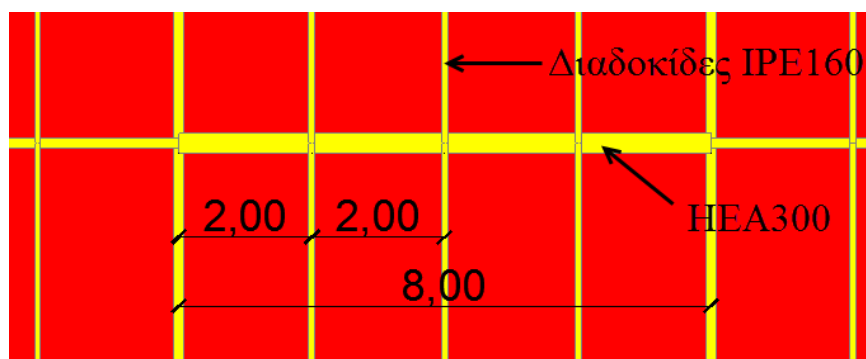
#### 5.1.5.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας - Έλεγχος αντοχής

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1383 \text{ cm}^3 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00 \cdot 100} = 380,32 \text{ kNm} > M_{Ed,\kappa} = 126,14 \text{ kNm}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{37,28 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,00} = 591,9 \text{ kN} > V_{Ed,\kappa} = 67,07 \text{ kN}$$

#### 5.1.5.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας - Έλεγχος ευστάθειας

Στον έλεγχο στρεπτοκαμπτικού λυγισμού κατά τη φάση κατασκευής αμφιερίστων κυρίων δοκών λαμβάνεται υπόψη η πλευρική στήριξη που προσφέρουν οι δευτερεύουσες δοκοί στην κύρια δοκό μειώνοντας έτσι το αντίστοιχο μήκος μεταξύ σημείων εξασφάλισης. Στην περίπτωση μας στο άνοιγμα των 8 μέτρων της κύριας δοκού έχουν τοποθετηθεί 3 διαδοκίδες IPE160 ανά 2 μέτρα όπως μπορούμε να δούμε στο Σχήμα 5.5. Άρα το μήκος της δοκού μεταξύ σημείων πλευρικά εξασφαλισμένων είναι 2 μέτρα.



Σχήμα 5.5: Διάταξη διαδοκίδων και κύριας δοκού HEA300 σε κάτοψη.

Έχουμε δοκό σταθερής διατομής, συμμετρικής ως προς τον ασθενή άξονα αδρανείας και υποκείμενη σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας συνεπώς μπορούμε να υπολογίσουμε την κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού με την ακόλουθη σχέση[3]:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[ \left[ \frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\} \quad (5.3)$$

όπου

$C_1, C_2, C_3$  συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και στρεπτικής στήριξης

$I_t$  η σταθερά στρέψης

$I_w$  η σταθερά στρέβλωσης

$I_z$  ροπή αδράνειας ως προς τον ασθενή άξονα

$L$  το μήκος της δοκού μεταξύ σημείων πλευρικά εξασφαλισμένων ( $L = 200cm$ )

$k$  και  $k_w$  συντελεστές εξαρτώμενοι από το είδος των στηρίξεων ως προς την ελευθερία στροφής και στρέβλωσης των άκρων του εξεταζόμενου τμήματος.

$z_g, z_j$  στην περίπτωση μας έχουμε συμμετρική διατομή διπλής συμμετρίας και εφαρμογή του φορτίου στον κεντροβαρικό άξονα, συνεπώς  $z_g = z_j = 0$ .

Στη δοκό μας έχουμε  $L=2,0m$ ,  $k=k_w=1,0$  και από τον Πίνακα 3.13[3] λαμβάνουμε την τιμή του  $C_1=1,132$ . Οι τιμές των  $C_2, C_3$  δεν μας ενδιαφέρουν διότι  $z_g = z_j = 0$ .

Αντικαθιστώντας τα δεδομένα μας στη Σχέση (5.3) λαμβάνουμε:

$$M_{cr} = 537893,93kNcm = 5378,94kNm$$

και

$$\frac{M_{Ed,\kappa}}{M_{cr}} = \frac{126,14kNm}{5378,94kNm} = 0,023 < 0,04$$

Σύμφωνα με το Πρότυπο EN 1993-1-1 αν ισχύει  $M_{Ed}/M_{cr} \leq 0,04$  ο κίνδυνος αστοχίας μέσω πλευρικού λυγισμού μπορεί να αμεληθεί και να γίνονται μόνο έλεγχοι διατομής. Η παραπάνω απαίτηση ικανοποιείται στην περίπτωση μας επομένως μπορούμε να θεωρήσουμε ότι η δοκός μας είναι πλευρικά προστατευμένη έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού στη φάση κατασκευής.

#### 5.1.5.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας - Έλεγχος βελών

Στην φάση κατασκευής το ίδιο βάρος της σιδηροδοκού και των πλακών παραλαμβάνονται από τη χαλύβδινη διατομή μόνο. Το συνολικό φορτίο όπως υπολογίστηκε προηγουμένως είναι  $q_{ser,\kappa} = 1,00 \cdot g_{\kappa} = 11,68kN/m$ . Το κατακόρυφο βέλος υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{EI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,1168kN/cm \cdot (800cm)^4}{21000kN/cm^2 \cdot 18260cm^4} = 1,62cm$$

Το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος για πατώματα είναι:

$$\delta_{max} = \frac{L}{250} = \frac{800cm}{250} = 3,2cm > \delta_1 = 1,62cm$$

Επομένως το βέλος είναι μέσα στα επιτρεπόμενα όρια.

### 5.1.6 Φάση λειτουργίας

Στη φάση λειτουργίας έχουμε την σύμμικτη λειτουργία σιδηροδοκού-σκυροδέματος και τα φορτία που παραλαμβάνει η σύμμικτη διατομή είναι το σύνολο των μονίμων και ωφέλιμων φορτίων. Παρακάτω παρουσιάζονται οι έλεγχοι στις οριακές καταστάσεις.

#### 5.1.6.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας - Έλεγχος αντοχής

-Έλεγχος κάμψης

Υπολογίζουμε την ελαστική ροπή αντοχής με τη μέθοδο της ισοδύναμης διατομής κατά την οποία η ενεργή επιφάνεια του σκυροδέματος  $A_c$  μετατρέπεται σε ενεργή ισοδύναμη επιφάνεια χάλυβα  $A_c/n$  τόσο για βραχυπρόθεσμη όσο και για μακροπρόθεσμη φόρτιση. Το  $n$  είναι ο ονομαστικός συντελεστής ισοδυναμίας που αντιστοιχεί σε ένα ενεργό μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος  $E_{c,eff}$  ίσο με  $E_{cm}/2$ [11].

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{2} = \frac{30500MPa}{2} = 15250MPa$$

Ο συντελεστής ισοδυναμίας είναι:

$$n = \frac{E_a}{E_{c,eff}} = \frac{210000MPa}{15250MPa} = 13,77$$

*Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά ισοδύναμης χαλύβδινης διατομής*

Πάχος σύμμικτης πλάκας:  $h = 15cm$

Ενεργό πάχος σκυροδέματος:  $h_c = 7,7cm$

$$A_c = h_c \cdot b_{eff} = 7,7cm \cdot 200cm = 1540cm^2$$

$$A_a = 112,5cm^2$$

$$A_{ce} = \frac{A_c}{n} = 111,83cm^2$$

$$A_e = A_a + A_{ce} = 224,33cm^2$$

Ο οπλισμός της πλάκας είναι πλέγμα Φ8/15 με επικάλυψη  $c=3cm$ .

$$A_s = 3,351cm^2/m = 3,351cm^2/m \cdot 2,0m = 6,702cm^2$$

Αποστάσεις κέντρων βάρους στοιχείων από την ανώτερη ίνα της πλάκας σκυροδέματος:

$$z_a = h + \frac{h_a}{2} = 15cm + \frac{29cm}{2} = 29,5cm$$

$$z_c = \frac{h_c}{2} = \frac{7,7cm}{2} = 3,85cm$$

$$z_s = c = 3cm$$

Απόσταση κέντρου βάρους-ουδέτερου άξονα ισοδύναμης διατομής από την ανώτερη ίνα της πλάκας σκυροδέματος:

$$z_e = \frac{A_a z_a + A_{ce} z_c + A_s z_s}{A_e} = 16,80cm$$

Ροπή αδράνειας ενεργού πάχους σκυροδέματος

$$I_c = \frac{b_{eff} \cdot h_c^3}{12} = 7608,88cm^4$$

Ροπή αδράνειας ισοδύναμης διατομής

$$I_e = I_{a,y} + A_a(z_a - z_e)^2 + \frac{I_c}{n} + A_{ce}(z_c - z_e)^2 + A_s(z_s - z_e)^2 = 56989,35cm^4$$

Ροπές αντίστασης

$$\text{Σιδηροδοκός κάτω πέλμα: } W_{au} = \frac{I_e}{h+h_a-z_e} = 2095,4cm^3$$

$$\text{Σιδηροδοκός άνω πέλμα: } W_{ao} = -\frac{I_e}{z_e-h} = -31612,7cm^3$$

$$\text{Σκυρόδεμα κάτω πέλμα: } W_{cu} = -\frac{n \cdot I_e}{z_e-h_c} = -86212,7cm^3$$

$$\text{Σκυρόδεμα άνω πέλμα: } W_{co} = -\frac{n \cdot I_e}{z_e} = -46705cm^3$$

$$\text{Οπλισμός σκυροδέματος: } W_s = -\frac{I_e}{z_e-c} = -4129,7cm^3$$

Τάσεις στα στοιχεία της διατομής

Σιδηροδοκός κάτω πέλμα:

$$\sigma_{au} = \frac{M_{Ed}}{W_{au}} = 22,01kN/cm^2 < f_{yd} = \frac{27,5kN/cm^2}{1,00} = 27,5kN/cm^2$$

Σιδηροδοκός άνω πέλμα:

$$\sigma_{ao} = \frac{M_{Ed}}{W_{ao}} = -1,46kN/cm^2 < f_{yd} = -\frac{27,5kN/cm^2}{1,00} = -27,5kN/cm^2$$

Σκυρόδεμα κάτω πέλμα:

$$\sigma_{cu} = \frac{M_{Ed}}{W_{cu}} = -0,53kN/cm^2 < f_{cd} = -\frac{2,5kN/cm^2}{1,50} = -1,66kN/cm^2$$

Σκυρόδεμα άνω πέλμα:

$$\sigma_{co} = \frac{M_{Ed}}{W_{co}} = -0,98kN/cm^2 < f_{cd} = -\frac{2,5kN/cm^2}{1,50} = -1,66kN/cm^2$$

Οπλισμός σκυροδέματος:

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{W_s} = -11,17kN/cm^2 < f_{sd} = -\frac{50,0kN/cm^2}{1,15} = -43,48kN/cm^2$$

Ελαστική καμπτική αντοχή - Έλεγχος

$$M_{el,Rd} = \min\{W_{au} \cdot f_{yd}, W_{co} \cdot f_{cd}\} = \min\{576,23kNm, 775,30kNm\} = 576,23kNm$$

$$M_{el,Rd} = 576,23kNm > M_{Ed} = 461,18kNm$$

-Έλεγχος τέμνουσας

Πλαστική αντοχή σε τέμνουσα:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{37,28 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,00} = 591,9 \text{ kN} > V_{Ed} = 230,59 \text{ kN}$$

-Έλεγχος κάμψης και διάτμησης

$$V_{Ed} = 230,59 \text{ kN} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 295,95 \text{ kN}$$

Συνεπώς σύμφωνα με τον EN1994-1-1 δεν λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της τέμνουσας στη ροπή αντοχής.

#### 5.1.6.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας - Έλεγχος ευστάθειας

Στον Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN1994-1-1 αναφέρεται ότι στις σύμμικτες δοκούς όταν το χαλύβδινο πέλμα συνδέεται με την πλάκα σκυροδέματος, απλή ή σύμμικτη, με διατμητική σύνδεση σύμφωνα με την παράγραφο 6.6 του κανονισμού, μπορεί να θεωρηθεί πλευρικά εξασφαλισμένο, με την προϋπόθεση ότι παρεμποδίζεται η πλευρική αστάθεια της πλάκας σκυροδέματος.

Στο φορέα μας η διατμητική σύνδεση του άνω πέλματος της σιδηροδοκού με τη σύμμικτη πλάκα σκυροδέματος υλοποιήθηκε με βάση την παράγραφο 6.6 του EN1994-1-1 και καθώς τα υπόλοιπα στοιχεία της διατομής εφελκούνται μπορούμε να θεωρήσουμε ότι η δοκός μας είναι προστατευμένη έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

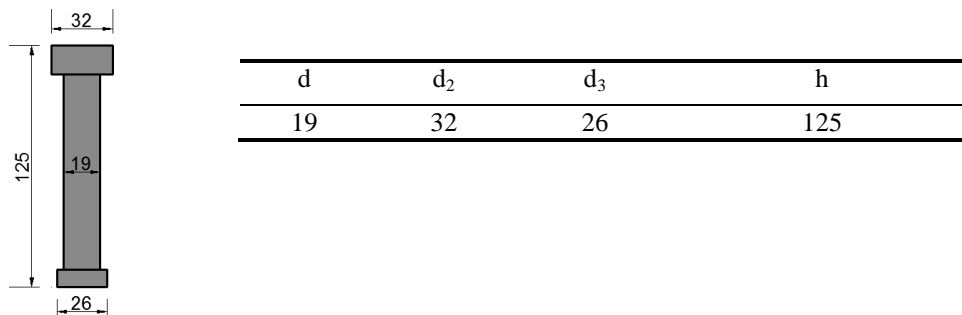
#### 5.1.6.3 Διατμητική σύνδεση

Στη φάση λειτουργίας όπου έχουμε τη σύμμικτη λειτουργία σιδηροδοκού-πλάκας σκυροδέματος η μεταφορά της διάτμησης που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια των δύο υλικών και η διατμητική τους σύνδεση πραγματοποιείται με τη διάταξη διατμητικών συνδέσεων.

##### Διατμητικοί ήλοι κεφαλής

Στην δοκό μας για την παραλαβή της διατμητικής δύναμης επιλέξαμε ήλους διαμέτρου  $d=19\text{mm}$ , ύψους  $h=125\text{mm}$  και με εφελκυστική αντοχή  $450\text{MPa}$ . Τοποθετούμε ένα ήλο κεντρικά πάνω από τον κορμό, συνεπώς δεν ισχύει ο περιορισμός της διαμέτρου του ήλου σε σχέση με το πάχος του ελάσματος ( $d_{\text{ήλος}} < 2,5t_f$ ).

Πίνακας 5.3: Χαρακτηριστικά ήλων κεφαλής που τοποθετήθηκαν (σε mm)



##### Αντοχή ήλων

Η δύναμη που θεωρούμε ότι μπορεί να παραλάβει ένας ήλος είναι η μικρότερη από:

- την αντοχή του ήλου σε διάτμηση του κορμού του
- την αντοχή του σκυροδέματος (κατά αναλογία της σύνθλιψης άντυνας).

Εντός συμπαγούς πλάκας σκυροδέματος η οριακή αντοχή του ήλου λαμβάνεται ως η ελάχιστη τιμή από τις σχέσεις:

$$P_{Rd} = 0,8 \cdot f_u \cdot \left( \pi \cdot d^2 / 4 \right) / \gamma_v \quad (5.4)$$

$$P_{Rd} = 0,29 \cdot a \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v \quad (5.5)$$

όπου

$f_u$  είναι η ονομαστική τιμή της εφελκυστικής αντοχής του ήλου, με  $f_u \leq 500 \text{Mpa}$

$d$  διάμετρος κορμού του ήλου,  $d = 19 \text{mm}$

$f_{ck}, E_{cm}$  θλιπτική αντοχή και μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος C25/30

$h_{sc}$  είναι το ύψος του ήλου

$\gamma_v = 1,25$  επιμέρους συντελεστής ασφαλείας

και

$a = 0,2(h_{sc}/d + 1)$  για  $3 \leq h_{sc}/d \leq 4$

$= 1$  για  $4 < h_{sc}/d$

Στην περίπτωση μας έχουμε  $h_{sc}/d = 6,58 > 4$ , συνεπώς  $a = 1$ .

Αντοχή ήλου:  $P_{Rd} = 81,65 \text{kN}$

Αντοχή σκυροδέματος:  $P_{Rd} = 73,13 \text{kN}$

Συνεπώς είναι κρίσιμη η αντοχή του σκυροδέματος και η τελική αντοχή σχεδιασμού του ήλου σε συμπαγή πλάκα σκυροδέματος είναι:  $P_{Rd} = 73,13 \text{kN}$

-Μειωτικός συντελεστής  $k_l$

Η παραπάνω διατμητική αντοχή σχεδιασμού των ήλων ισχύει όταν έχουμε συμπαγή πλάκα σκυροδέματος. Καθώς στην περίπτωση μας έχουμε σύμμικτες πλάκες με χαλυβδόφυλλα παράλληλα στη σιδηροδοκό, σύμφωνα με το Πρότυπο EN 1994-1-1 εφαρμόζουμε μειωτικό συντελεστή  $k_l$  στην τιμή της αντοχής που υπολογίσαμε παραπάνω που δίνεται από τη σχέση:

$$k_l = 0,6 \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1,0 \quad (5.6)$$

όπου

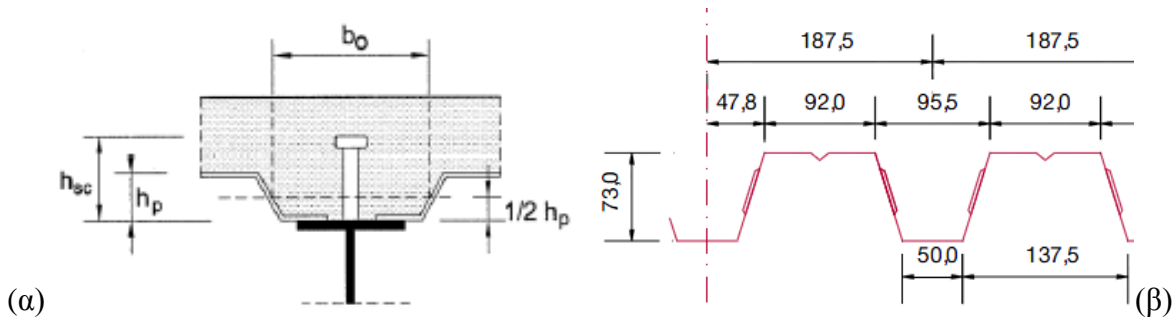
$h_p = 73 \text{mm}$  (ύψος χαβδόφυλλου)

$h_{sc} = 125 \text{mm} \leq h_p + 75 \text{mm} = 148 \text{mm}$  (ύψος ήλων)

$b_0 = 300 \text{mm} + 47,75 \text{mm} - 50 \text{mm}/2 = 322,75 \text{mm}$

Ο υπολογισμός του  $b_0$  έγινε με τη βοήθεια των Σχημάτων 5.6(α) και (β) στα οποία επίσης βλέπουμε και την γεωμετρία του χαλυβδόφυλλου που τοποθετήθηκε με  $h_p = 73 \text{mm}$ . Κατά τον υπολογισμό του  $b_0$  θεωρήσαμε ότι το πλάτος έδρασης των χαλυβδόφυλλων στο άνω πέλαμα της σιδηροδοκού ισούται με το ελάχιστο απαιτούμενο (=50mm). Τελικώς:

$k_l = 1,89 > 1,00$ , άρα λαμβάνουμε  $k_l = 1,0$ .



Σχήμα 5.6: (α) Προσδιορισμός  $b_0$  βάση EN1994-1-1, (β) Γεωμετρία του χαλυβδόφυλλου

Τελική αντοχή ήλου με  $k_l = 1,0$  είναι:

$$P_{Rd} = 73,13 \text{ kN}$$

### Διαμήκης Διάτμηση

Εφαρμόσαμε ελαστική ανάλυση για τον προσδιορισμό της ροπής αντοχής σε κάμψη, επομένως επιβάλλεται η χρήση της ελαστικής θεωρίας για τον προσδιορισμό της διατμητικής ροής. Η διατμητική ροή κατά μήκος της δοκού προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$v_{l,Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S}{I_e} \quad (5.7)$$

όπου

$V_{Ed}$  τέμνουσα δύναμη της δοκού

$S$  στατική ροπή της επιφάνειας σκυροδέματος ως προς τον ελαστικό ουδέτερο άξονα της σύμμικτης διατομής

$I_e$  ροπή αδράνειας της σύμμικτης διατομής

Ο ελαστικός ουδέτερος άξονας στη διατομή μας βρίσκεται μέσα στη σιδηροδοκό ( $z_e = 16,80 \text{ cm}$ ), συνεπώς η στατική ροπή δίνεται από τη σχέση:

$$S = A_c \cdot (z_e - z_c) / n = 1448,55 \text{ cm}^3$$

όπου

$A_c$  εμβαδόν πλάκας σκυροδέματος =  $1540 \text{ cm}^2$

$z_e - z_c$  απόσταση κέντρων βάρους σύμμικτης δοκού-πλάκας σκυροδέματος =  $12,95 \text{ cm}$

$n$  συντελεστής ισοδυναμίας =  $13,77$

Για σύμμικτη δοκό σταθερής διατομής, η στατική ροπή  $S$  και η ροπή αδράνειας  $I_e$  είναι σταθερά μεγέθη και επομένως η διαμήκης διάτμηση ακολουθεί το διάγραμμα τεμνουσών  $V$ . Επομένως για να υπολογίσουμε τη διαμήκη διάτμηση εντός των κρίσιμων μηκών της δοκού (δηλαδή από τη στήριξη έως το μέσο της δοκού όπου μηδενίζεται η τέμνουσα) ολοκληρώνουμε τη διαμήκη ροή. Έχουμε γραμμική μεταβολή της τέμνουσας οπότε υπολογίζουμε:

Η διατμητική ροή κατά μήκος της δοκού είναι:

$$v_{l,Ed} = \frac{V_{Ed,x} \cdot S}{I_e} = \frac{V_{Ed,x} (\text{kN}) \cdot 1448,55 (\text{cm}^3)}{56989,35 (\text{cm}^4)} = V_{Ed,x} \cdot 0,0254 (\text{kN/cm})$$

Υπολογίζουμε τη διατμητική ροή σε ένα μήκος 2 μέτρων από τη στήριξη προς το μέσον της δοκού:

$$v_{l,Ed} = V_{Ed,x} \cdot 0,0254(kN/cm) = \left(\frac{V_{Ed} + V_{Ed}/2}{2}\right) \cdot 0,0254(kN/cm)$$

$$= \left(\frac{230,59 + 230,59/2}{2}\right) \cdot 0,0254(kN/cm) = 4,39kN/cm$$

Η διαμήκης διάτμηση στο ίδιο μήκος είναι:

$$V_l = v_{l,Ed} \cdot \frac{L}{4} = 4,39kN/cm \cdot 200cm = 878,55kN$$

Αποστάσεις μεταξύ ήλων:

$$e_L = \frac{P_{Rd}}{v_{l,Ed}} = \frac{73,13kN}{4,39kN/cm} = 16,66cm$$

Αριθμός ήλων που απαιτούνται σε αυτό το μήκος (2 μέτρα):

$$n_{\text{ήλων}} = \frac{200cm}{16,66cm} = 13 \text{ ήλοι}$$

Άρα αν τοποθετήσουμε 16 ήλους, πρέπει να τοποθετηθούν ανά αποστάσεις:

$$e_L = \frac{200cm}{16} = 12,50cm$$

Η διατμητική ροή που μπορούν να παραλάβουν οι ήλοι είναι:

$$v = \frac{P_{Rd}}{12,5cm} = 5,85kN/cm \cong v_{\text{στηριξης}} = V_{\text{στηριξης}} \cdot 0,0254 = 5,85kN/cm$$

Άρα έχουμε επάρκεια και τελικώς μπορούμε να τοποθετήσουμε σε όλο το μήκος της δοκού 1 ήλο ανά 12,5cm ή στα τμήματα μήκους 2 μέτρων από τις στηρίξεις 1 ήλο ανά 12,5cm και στο μεσαίο τμήμα της δοκού διάταξη 1 ήλου ανά 25cm, διότι η διαμήκης διάτμηση είναι η μισή από την αντίστοιχη των άκρων. Οι αποστάσεις και η διάταξη των διατμητικών ήλων ελέγχονται σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 4:

-Διαμήκης διεύθυνση:

$$\min e_L = 5d = 9,5cm < 12,5cm$$

$$\max e_L = \min\{6(h_c + h_p), 80cm\} = 80cm > 25cm$$

-Εγκάρσια διεύθυνση:

Τοποθετούμε μονή σειρά ήλων επομένως η εγκάρσια απόσταση  $e_T$  μεταξύ ήλων δεν υφίσταται.

Η απόσταση  $e_D \geq 2,0cm$  ικανοποιείται καθώς έχουμε δοκό με πλάτος πέλματος 30cm, και οι ήλοι τοποθετούνται στη μέση του πέλματος.

Γενικά:

$$-\min c = 2cm < 3cm \text{ (= η επικάλυψη στη δοκό μας)}$$

$$-\min h_{sc} - h_p = 2d = 3,8cm < 5,2cm$$

$$-\min b_0 = 50mm < 322,75mm \text{ (όπως υπολογίστηκε παραπάνω)}$$



#### 5.1.6.4 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας - Έλεγχος βελών

Στην φάση λειτουργίας έχουμε σύμμικτη λειτουργία σιδηροδοκού-πλάκας σκυροδέματος και τα φορτία που καλείται να παραλάβει η δοκός είναι τα πρόσθετα μόνιμα  $g_\lambda = 8,8kN/m$  και τα ωφέλιμα  $q = 20kN/m$ . Τα κατακόρυφα βέλη υπολογίζονται με βάση τα αδρανειακά χαρακτηριστικά της ισοδύναμης διατομής που υπολογίσαμε προηγουμένως.

$$\begin{aligned} & \text{Πρόσθετα μόνιμα - βέλος} \\ \delta_{21} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{g_\lambda \cdot L^4}{EI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,088kN/cm \cdot (800cm)^4}{21000kN/cm^2 \cdot 56989,35cm^4} = 0,39cm \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \text{Ωφέλιμα - βέλος} \\ \delta_{22} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{EI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,20kN/cm \cdot (800cm)^4}{21000kN/cm^2 \cdot 56989,35cm^4} = 0,89cm \end{aligned}$$

Το βέλος από τη φάση κατασκευής είναι (υπολογισμένο στην 5.1.5.3):

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{EI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,1168kN/cm \cdot (800cm)^4}{21000kN/cm^2 \cdot 18260cm^4} = 1,62cm$$

Συνεπώς το συνολικό βέλος της δοκού είναι:

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_{21} + \delta_{22} = 2,9cm$$

Το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος για πατώματα είναι:

$$\delta_{max} = \frac{L}{250} = \frac{800cm}{250} = 3,2cm > \delta_{tot} = 2,9cm$$

Το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος για πατώματα λόγω των ωφέλιμων φορτίων είναι:

$$\delta_{2,max} = \frac{L}{300} = \frac{800cm}{300} = 2,66cm > \delta_{22} = 0,89cm$$

Επομένως τα βέλη είναι μέσα στα επιτρεπόμενα όρια όπως μπορούμε να δούμε συνοπτικά και στον Πίνακα 5.4.

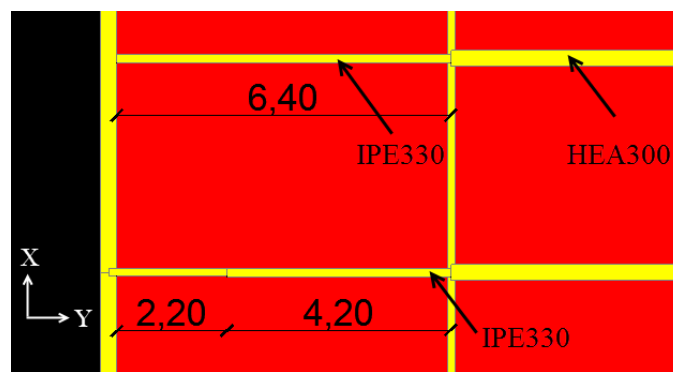
Πίνακας 5.4: Συνοπτικά αποτελέσματα ελέγχου βελών

Διατομή	Φορτίο q(kN/m)		Ροπή αδράνειας I (cm <sup>4</sup> )	Βέλος δ(cm)	Οριακές τιμές (cm)
Χαλύβδινη	Ι.β. δοκού και πλάκα σκυροδέματος	11,68	18260	1,62	3,20
Σύμμικτη	Πρόσθετα μόνιμα	8,80	56989,35	0,39	
Σύμμικτη	Ωφέλιμα	20,00	56989,35	0,89	2,66
				$\delta_{tot}=2,90$	3,20

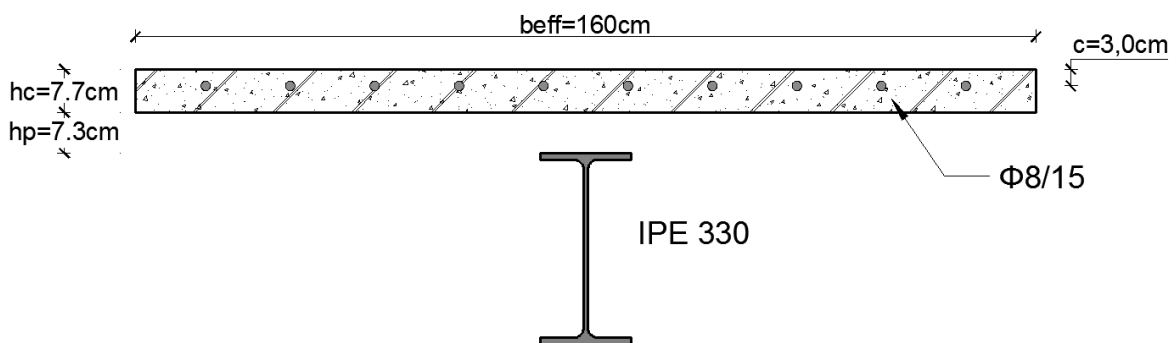
Οι έλεγχοι ρηγμάτωσης, ταλαντώσεων και αντοχής σε πυρκαγιά δεν πραγματοποιήθηκαν καθώς δεν αποτέλεσαν αντικείμενο μελέτης της παρούσας εργασίας.

## 5.2 Κύριες δοκοί κατά Y - IPE330

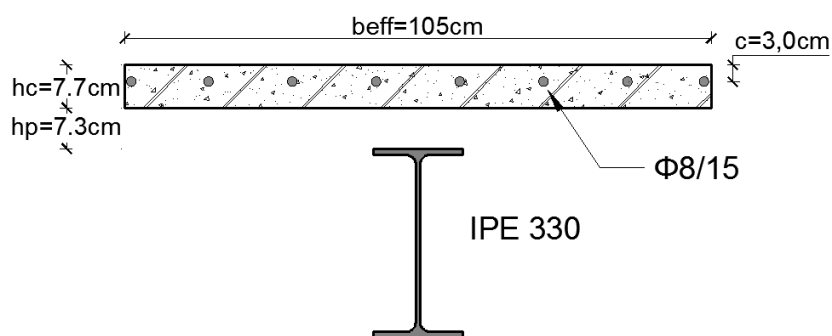
Στα πλευρικά φατώματα κατά Y επιλέξαμε να τοποθετήσουμε κύριες δοκούς από τη σειρά IPE έτσι ώστε να είναι εφικτή η σύνδεση της δοκού πάνω στον κορμό του υποστυλώματος. Έχουμε δύο διαφορετικά μήκη δοκών, 6,4 και 4,2 μέτρων, η λειτουργία των οποίων είναι σύμμικτη και με τη διεύθυνση των αυλακώσεων του χαλυβδόφυλλου παράλληλα με τη σιδηροδοκό όπως στις δοκούς που αναλύσαμε προηγουμένως (βλέπε Σχήμα 5.7 και 5.1). Το συνεργαζόμενο πλάτος των δοκών 6,4 μέτρων είναι  $b_{eff}=1,6m$ , ενώ των δοκών 4,2 μέτρων  $b_{eff}=1,05m$ . Το συνολικό πάχος της σύμμικτης πλάκας και στις δύο σύμμικτες δοκούς είναι  $h=15cm$  αλλά αγνοείται η περιοχή της πλάκας με τις αυλακώσεις ύψους  $h_p=7,3cm$  και θεωρούμε τη πλάκα σκυροδέματος σταθερού ύψους ίσου με  $h_c=7,7cm$  (Σχήματα 5.8, 5.9). Τοποθετήθηκαν διατμητικοί ήλοι με διάμετρο  $d=19mm$ , ύψος  $h=125mm$  και με εφελκυστική αντοχή  $450Mpa$ , ανά 16cm στη δοκό 6,4 μέτρων και ανά 21cm στη δοκό των 4,2 μέτρων.



Σχήμα 5.7: Κύριες δοκοί IPE330 σε κάτοψη



Σχήμα 5.8: Σύμμικτη διατομή κύριας δοκού μήκους 6,4m



Σχήμα 5.9: Σύμμικτη διατομή κύριας δοκού μήκους 4,2m

Στη συνέχεια παρουσιάζονται συνοπτικά τα αποτελέσματα των ελέγχων για τη δοκό ΙΡΕ330 μήκους 6,4 μέτρων.

*Φάση κατασκευής -ΟΚΑ- Έλεγχος αντοχής*

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{804,3 \text{ cm}^3 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00 \cdot 100} = 221,18 \text{ kNm} > M_{Ed,\kappa} = 78,04 \text{ kNm}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{30,81 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,00} = 489,17 \text{ kN} > V_{Ed,\kappa} = 48,77 \text{ kN}$$

*Φάση λειτουργίας -ΟΚΑ- Έλεγχος αντοχής*

$$M_{el,Rd} = \min\{W_{au} \cdot f_{yd}, W_{co} \cdot f_{cd}\} = \{346,81 \text{ kNm}, 525,08 \text{ kNm}\} = 346,81 \text{ kNm}$$

$$M_{el,Rd} = 346,81 \text{ kNm} > M_{Ed} = 292,47 \text{ kNm}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{30,81 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,00} = 489,17 \text{ kN} > V_{Ed} = 182,79 \text{ kN}$$

*-Έλεγχος κάμψης και διάτμησης*

$$V_{Ed} = 182,79 \text{ kN} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 244,58 \text{ kN}$$

*Έλεγχοι ευστάθειας*

Ισχύουν οι ίδιες παραδοχές με τη δοκό ΗΕΑ300 (βλέπε παραγράφους 5.1.5.2 και 5.1.6.2) και καθώς τοποθετούνται 2 διαδοκίδες στο φάτνωμα των 6,4m στη φάση κατασκευής έχουμε παρόμοια αποτελέσματα με τη δοκό ΗΕΑ300 των 8m.

*Έλεγχοι βελών-ΟΚΑ*

Τα αποτελέσματα του ελέγχου παραμορφώσεων παρουσιάζονται συνοπτικά και για τις δύο φάσεις ελέγχου στον Πίνακα 5.5 και όπως μπορούμε να δούμε τα βέλη βρίσκονται μέσα στα επιτρεπόμενα όρια.

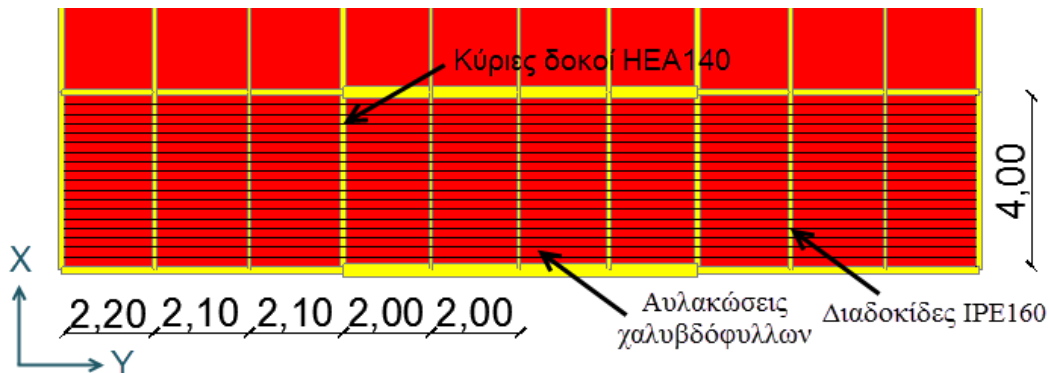
Πίνακας 5.5: Αποτελέσματα ελέγχου βελών δοκού μήκους 6,4m , φάσεις κατασκευής και λειτουργίας

Διατομή	Φορτίο q(kN/m)		Ροπή αδράνειας I (cm <sup>4</sup> )	Βέλος δ(cm)	Οριακές τιμές (cm)
Χαλύβδινη	Ι.β. δοκού και πλάκα σκυροδέματος	11,29	11770	1,00	2,56
Σύμμικτη	Πρόσθετα μόνιμα	8,80	41190,1	0,22	
Σύμμικτη	Ωφέλιμα	20,00	41190,1	0,50	2,13
				δ <sub>tot</sub> =1,72	2,56

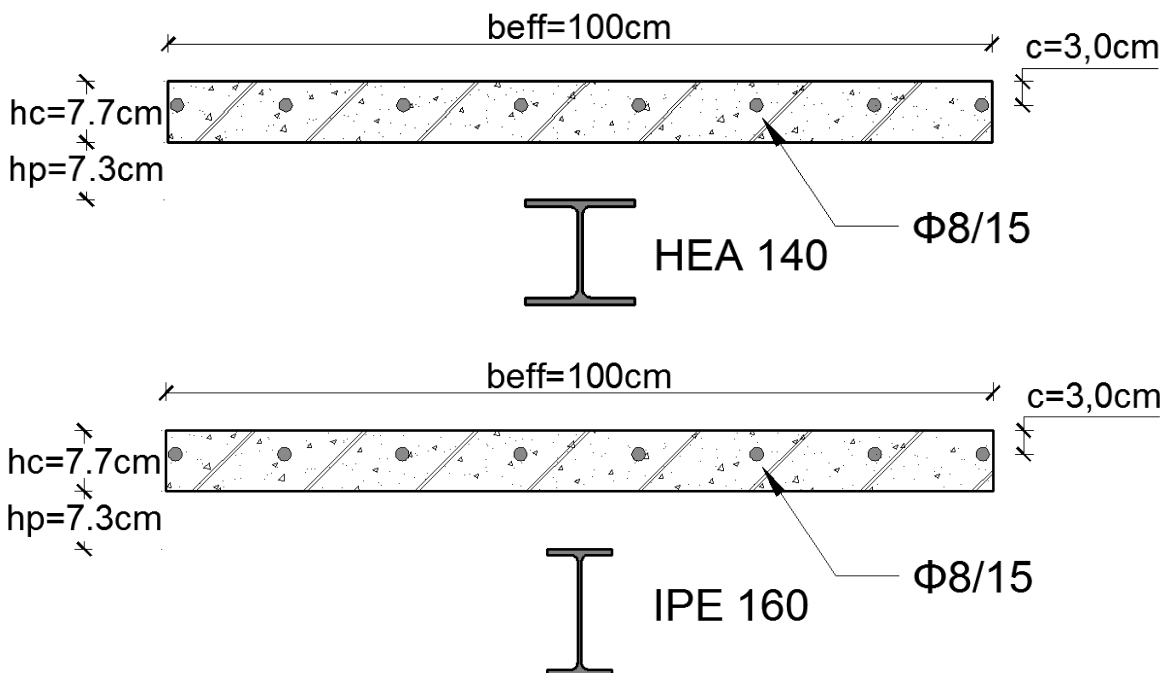
### 5.3 Κύριες δοκοί και διαδοκίδες κατά X

Το μήκος των δοκών και των διαδοκίδων είναι 4 μέτρα, με σύμμικτη λειτουργία και με τη διεύθυνση των αυλακώσεων του χαλυβδόφυλλου κάθετα στη σιδηροδοκό όπως μπορούμε να δούμε στο Σχήμα 5.10. Το πλάτος επιρροής των δοκών HEA140 είναι  $b=2,05\text{m}$  και το συνεργαζόμενο πλάτος  $b_{eff}=1,0\text{m}$ , ενώ των διαδοκίδων IPE160  $b=2,15\text{m}$  και  $b_{eff}=1,0\text{m}$ . Το πάχος της σύμμικτης πλάκας και στις δύο σύμμικτες δοκούς είναι  $h=15\text{cm}$  με ενεργό πάχος σκυροδέματος σταθερού ύψους  $h_c=7,7\text{cm}$ .

Για τη διατμητική σύνδεση, καθώς έχουμε αυλακώσεις κάθετα στις σιδηροδοκούς, υπολογίζουμε  $k_t=0,35 < k_{t,max}=0,7$  και για ήλους με διάμετρο  $d=19\text{mm}$ , ύψος  $h=125\text{mm}$  και  $f_u=450\text{MPa}$ , η αντοχή κάθε ήλου είναι  $P_{Rd}=25,78\text{kN}$ . Τελικά τοποθετήθηκαν 2 διατμητικοί ήλοι ανά αυλάκωση και στις δύο δοκούς, ανά  $18,75\text{cm}$  που είναι η απόσταση μεταξύ δύο διαδοχικών αυλακώσεων.



Σχήμα 5.10: Διάταξη κύριων δοκών HEA140 - διαδοκίδων IPE160 κατά X σε κάτοψη.



Σχήμα 5.11: Διατομές σύμμικτων κύριων δοκών HEA140 και διαδοκίδων IPE160 κατά X.

## 6 Διαστασιολόγηση κατακόρυφων συνδέσμων

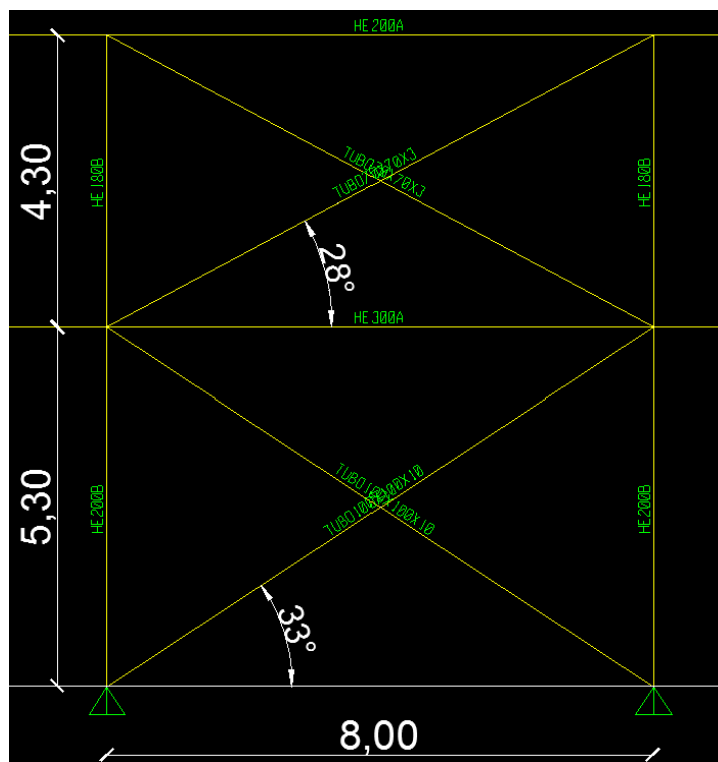
### 6.1 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά X

Στο κτίριο μας για την παραλαβή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων τοποθετήσαμε κατακόρυφους διαγώνιους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα, γεγονός που το κατατάσσει σύμφωνα με το Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN1998-1 στα κτίρια με *πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα*. Στα κτίρια του συγκεκριμένου τύπου στατικού συστήματος οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται από μέλη που καταπονούνται από αξονικές δυνάμεις και οι ζώνες απόδοσης ενέργειας πρέπει να βρίσκονται κυρίως στις εφελκόμενες διαγώνιους. Στην περίπτωση μας επιλέξαμε να έχουμε *ενεργούς εφελκόμενους διαγώνιους συνδέσμους* στους οποίους οι οριζόντιες δυνάμεις μπορούν να παραληφθούν από τις εφελκόμενες διαγώνιους μόνο, αμελώντας τις διαγώνιους σε θλίψη.

Η τοποθέτηση των διαγώνιων στοιχείων των συνδέσμων πρέπει να πραγματοποιείται κατά τέτοιο τρόπο ώστε ο φορέας να εμφανίζει παρεμφερή χαρακτηριστικά καμπτικής παραμόρφωσης σε κάθε όροφο υπό τις εναλλασσόμενες κατευθύνσεις καταπόνησης[12]. Προς αυτή την κατεύθυνση πρέπει να ικανοποιείται ο ακόλουθος κανόνας σε κάθε όροφο:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05 \quad (6.1)$$

όπου  $A^+$  και  $A^-$  είναι οι περιοχές των οριζόντιων προβολών των διατομών των εφελκόμενων διαγωνίων, όταν οι οριζόντιες σεισμικές δράσεις έχουν θετική ή αρνητική κατεύθυνση αντίστοιχα.



Σχήμα 6.1: Κατακόρυφοι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά X

Όλα τα ζεύγη συνδέσμων στο φορέα μας έχουν ίδια διατομή και συμμετρική διάταξη όπως μπορούμε να δούμε στο Σχήμα 6.1, συνεπώς ικανοποιείται η παραπάνω απαίτηση.

Η διαστασιολόγηση των συνδέσμων κατά X έγινε στην οριακή κατάσταση αστοχίας για το αξονικό φορτίο που προέκυψε από το σεισμικό συνδυασμό  $G + 0,60 Q \pm E_x \pm 0,30 E_y$  (3.19). Πραγματοποιήθηκε ελαστική ανάλυση και ο τελικός προσδιορισμός του αξονικού φορτίου ήταν μια επαναληπτική διαδικασία αναλύσεων στο SAP2000 (εντατικά μεγέθη) και διαστασιολόγησης-ελέγχων στο λογιστικό φύλλο Microsoft Excel. Στις αναλύσεις στο πρόγραμμα ανάλυσης, καθώς λαμβάνεται υπόψη και η θλιβόμενη ράβδος, θέσαμε τη διάμετρο των διαγωνίων ίση με τη μισή της πραγματικής διαμέτρου που προέκυψε από τη διαστασιολόγηση λαμβάνοντας υπόψη τη λειτουργία μόνο των εφελκόμενων ράβδων. Το αξονικό φορτίο της διαγωνίου θεωρήσαμε ότι είναι το άθροισμα της εφελκυστικής και θλιπτικής δύναμης που παραλαμβάνουν το ζεύγος των συνδέσμων. Επαλήθευση των εντατικών μεγεθών είχαμε από αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν με το SAP2000 αφαιρώντας διαδοχικά ανά φάτνωμα τη μία ράβδο και καθορισμό μόνο μίας διαγωνίου με διάμετρο ίση με την απαιτούμενη που είχε προκύψει από τους ελέγχους επί του λογιστικού φύλλου Excel.

### 6.1.1 Διαγώνιοι σύνδεσμοι ισογείου

*Στοιχεία του μέλους*

Διατομή:	Κοίλη τετραγωνική 100x100x10
Μήκος:	L=9,60m
Μήκος λυγισμού:	L <sub>cr</sub> =4,80m (σύνδεση των δύο χιαστί διαγωνίων στο μέσον)
Υπό γωνία:	α=33,52°

Πίνακας 6.1: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά συνδέσμων ισογείου

SHS100x100x10			
h= 100 mm	t=10mm	A=34,93cm <sup>2</sup>	I <sub>y</sub> =462,1cm <sup>4</sup>
b=100mm	r <sub>i</sub> =10mm	W <sub>pl,y</sub> = 116,22cm <sup>3</sup>	I <sub>z</sub> =462,1cm <sup>4</sup>

*Έλεγχος αντοχής*

Από τη δυναμική ανάλυση του φορέα και για το σεισμικό συνδυασμό (3.19) προέκυψε η αξονική εφελκυστική δύναμη της διαγωνίου:

$$N_{Ed} = 829,7kN$$

Η σύνδεση της κοίλης διατομής με τον κόμβο κεφαλοδοκού-υποστυλώματος γίνεται με τη παρεμβολή ελάσματος (Παράγραφος 7.4). Οπότε η αντοχή της διατομής σε εφελκυσμό είναι η πλαστική αντοχή σχεδιασμού της πλήρους διατομής και δίνεται από τη σχέση:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{34,93cm^2 \cdot 27,5kN/cm^2}{1,00} = 960,58kN > N_{Ed} = 829,7kN$$

*Έλεγχος λυγηρότητας*

Στα πλαίσια με συνδέσμους μορφής X σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 ορίζεται περιορισμός της ανηγμένης λυγηρότητας  $\bar{\lambda}$  :  $1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2,0$ . Το κατώτερο όριο του 1,3 τίθεται έτσι ώστε να αποφεύγεται η προ του λυγισμού (με ενεργή θλιβόμενη και εφελκόμενη ράβδο) υπερφόρτωση των υποστυλωμάτων πέρα από τα εντατικά μεγέθη

που θεωρούμε στο οριακό στάδιο αστοχίας με ενεργή μόνο την εφελκόμενη διαγώνιο[12]. Καθώς ο φορέας μας είναι ένα διώροφο κτίριο θα μπορούσαμε να μην λάβουμε υπόψη μας τον παραπάνω περιορισμό λυγηρότητας σύμφωνα με το Πρότυπο EN1998-1 αλλά εμείς πραγματοποιήσαμε τον έλεγχο σε όλες τις διαγωνίους. Η ανηγμένη λυγηρότητα του μέλους είναι:

$$1,3 \leq \bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{\pi} \sqrt{\frac{A f_y}{E I_y}} = 1,519 \leq 2,0$$

Συνεπώς είμαστε μέσα στα επιτρεπόμενα όρια.

### 6.1.2 Διαγώνιοι σύνδεσμοι ορόφου

*Στοιχεία του μέλους*

Διατομή:	Κοίλη τετραγωνική 70x70x2.5
Μήκος:	L=9,08m
Μήκος λυγισμού:	L <sub>cr</sub> =4,54m (σύνδεση των δύο χιαστί διαγωνίων στο μέσον)
Υπό γωνία:	α=28,26°

Πίνακας 6.2: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά συνδέσμων ορόφου

SHS70x70x2.5			
h= 70 mm	t=2.5mm	A=6,59cm <sup>2</sup>	I <sub>y</sub> =49,4cm <sup>4</sup>
b=70mm	r <sub>i</sub> =2.5mm	W <sub>pl,y</sub> = 16,5cm <sup>3</sup>	I <sub>z</sub> =49,4cm <sup>4</sup>

*Έλεγχος αντοχής*

Από τη δυναμική ανάλυση του φορέα και για το σεισμικό συνδυασμό (3.19) προέκυψε η αξονική εφελκυστική δύναμη της διαγωνίου:

$$N_{Ed} = 138,4kN$$

Η σύνδεση της κοίλης διατομής με τον κόμβο κεφαλοδοκού-υποστυλώματος γίνεται με τη παρεμβολή ελάσματος. Συνεπώς η αντοχή της διατομής σε εφελκυσμό είναι η πλαστική αντοχή σχεδιασμού της πλήρους διατομής και δίνεται από τη σχέση:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6,59cm^2 \cdot 27,5kN/cm^2}{1,00} = 181,22kN > N_{Ed} = 138,4kN$$

*Έλεγχος λυγηρότητας*

Η ανηγμένη λυγηρότητα του μέλους είναι:

$$1,3 \leq \bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{\pi} \sqrt{\frac{A f_y}{E I_y}} = 1,910 \leq 2,0$$

Είμαστε μέσα στα επιτρεπόμενα όρια.

### 6.1.3 Υπεραντοχή Ω - Σύνδεσμοι κατά Χ

Ορίζεται ως υπεραντοχή  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$  ο λόγος της πλαστικής αντοχής σχεδιασμού προς την δρώσα αξονική δύναμη. Στα πλαίσια της λογικής του αντισεισμικού

σχεδιασμού και προκειμένου να ικανοποιείται μια ομοιογενής πλάστιμη συμπεριφορά των διαγώνιων, θα πρέπει να ελέγχεται ότι η μέγιστη υπεραντοχή  $\Omega_i$  έκαστου διαγώνιου συνδέσμου δεν διαφέρει από την ελάχιστη τιμή  $\Omega$  περισσότερο από 25%. Αυτός ο έλεγχος πραγματοποιείται για το σύνολο των συνδέσμων που συμμετέχουν στην παραλαβή των σεισμικών δράσεων ανά κύρια διεύθυνση σεισμικής διέγερσης.

Οι τιμές του  $\Omega_i$  για τους συνδέσμους κατά X είναι:

Ισόγειο

$$\Omega_{x,1} = \frac{N_{pl,Rd}}{N_{Ed}} = \frac{960,58kN}{829,7kN} = 1,157$$

Όροφος

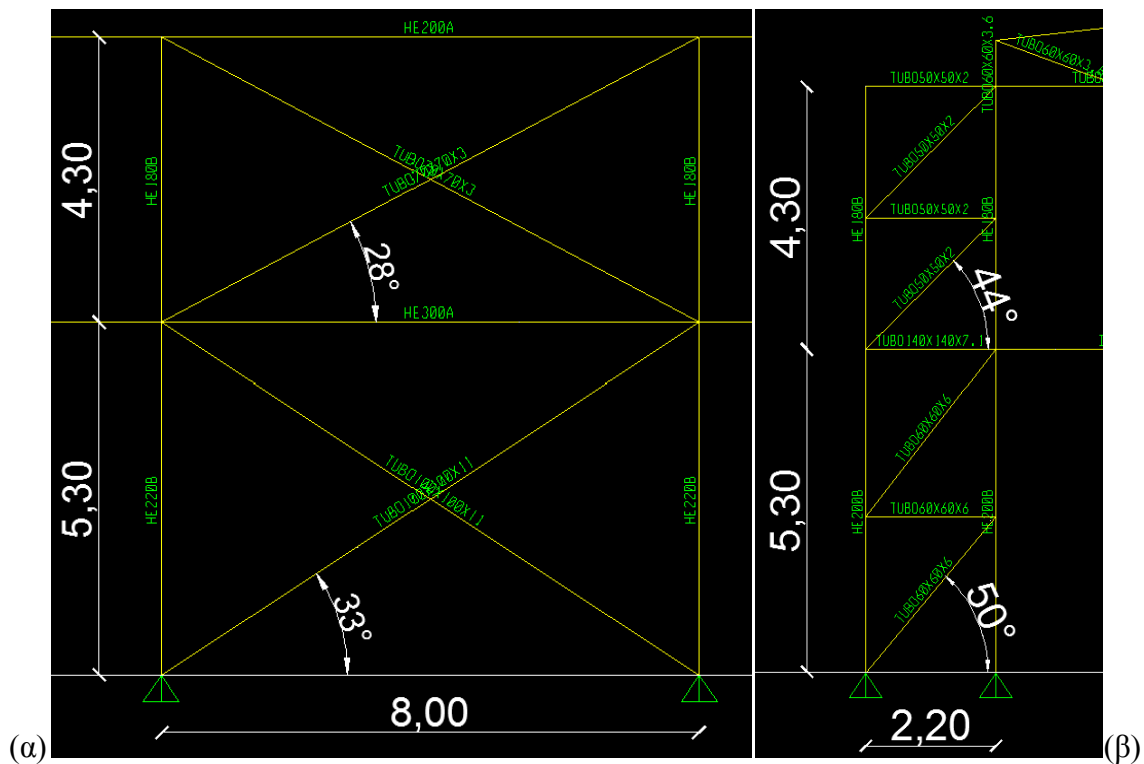
$$\Omega_{x,2} = \frac{N_{pl,Rd}}{N_{Ed}} = \frac{181,22kN}{138,4kN} = 1,309$$

Ισχύει η απαίτηση πλάστιμης συμπεριφοράς στους συνδέσμους κατά X:

$$\Omega_{x,2} = 1,309 < 1,25 \Omega_{x,1} = 1,446.$$

## 6.2 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά Y

Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι κατά Y στα μέτωπα της κατασκευής είναι της ίδιας μορφής και γεωμετρίας με τους συνδέσμους κατά X (Σχήμα 6.2(α)) και εσωτερικά ανά φατνώματα των 8 μέτρων έχουμε τοποθετήσει στα δύο άκρα μονούς διαγώνιους συνδέσμους μορφής Z που μπορούμε να δούμε στο Σχήμα 6.2(β). Η διαστασιολόγησή τους πραγματοποιήθηκε στην οριακή κατάσταση αστοχίας για το αξονικό φορτίο που προέκυψε από το σεισμικό συνδυασμό  $G + "0,60 Q" \pm "0,30 E_x" \pm "E_y$  (3.20) ακολουθώντας την ίδια μεθοδολογία που αναπτύχθηκε παραπάνω. Στη συνέχεια παρουσιάζουμε συνοπτικά τα αποτελέσματα των ελέγχων που υλοποιήθηκαν.



Σχήμα 6.2:(α) Διαγώνιοι σύνδεσμοι στα μέτωπα, (β) Διαγώνιοι σύνδεσμοι εσωτερικών φατνωμάτων



## 6.2.1 Διαγώνιοι σύνδεσμοι ισογείου

### 6.2.1.1 Σύνδεσμοι στα μέτωπα (μορφής X)

*Στοιχεία του μέλους*

Διατομή:	Κοίλη τετραγωνική 100x100x11
Μήκος:	L=9,60m
Μήκος λυγισμού:	L <sub>cr</sub> =4,80m (σύνδεση των δύο χιαστί διαγωνίων στο μέσον)
Υπό γωνία:	α=33,52°

Πίνακας 6.3: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά συνδέσμων ισογείου (μορφής X)

SHS100x100x11			
h= 100 mm	t=11mm	A=37,9cm <sup>2</sup>	I <sub>y</sub> =488cm <sup>4</sup>
b=100mm	r <sub>i</sub> =11mm	W <sub>pl,y</sub> = 127,36cm <sup>3</sup>	I <sub>z</sub> =488cm <sup>4</sup>

*Έλεγχος αντοχής*

$$N_{Ed} = 965,9kN$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{37,9cm^2 \cdot 27,5kN/cm^2}{1,00} = 1042,25kN > N_{Ed} = 965,9kN$$

*Έλεγχος λυγηρότητας*

$$1,3 \leq \bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{\pi} \sqrt{\frac{A f_y}{E I_y}} = 1,54 \leq 2,0$$

### 6.2.1.2 Σύνδεσμοι σε εσωτερικά φατνώματα (μορφής Z)

*Στοιχεία του μέλους*

Διατομή:	Κοίλη τετραγωνική 60x60x6
Μήκος:	L=3,44m
Μήκος λυγισμού:	L <sub>cr</sub> =3,44m (σύνδεση των δύο χιαστί διαγωνίων στο μέσον)
Υπό γωνία:	α=50,3°

Πίνακας 6.4: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά συνδέσμων ισογείου (μορφής Z)

SHS60x60x6			
h= 60 mm	t=6mm	A=12,6cm <sup>2</sup>	I <sub>y</sub> =59,9cm <sup>4</sup>
b=60mm	r <sub>i</sub> =6mm	W <sub>pl,y</sub> = 25,1cm <sup>3</sup>	I <sub>z</sub> =59,9cm <sup>4</sup>

*Έλεγχος αντοχής*

$$N_{Ed} = 312,4kN$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{12,6cm^2 \cdot 27,5kN/cm^2}{1,00} = 346,5kN > N_{Ed} = 312,4kN$$

*Έλεγχος λυγηρότητας*

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 σε πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους που δεν είναι διατεταγμένοι ως διαγώνιοι μορφής X (όπως στην περίπτωση μας που έχουμε μορφής Z), η ανηγμένη λυγηρότητα πρέπει να είναι  $\bar{\lambda} \leq 2,0$ . Όπως αναφέραμε και προηγουμένως

καθώς ο φορέας μας είναι ένα δώροφο κτίριο θα μπορούσαμε να μην λάβουμε υπόψη μας τον παραπάνω περιορισμό λυγηρότητας αλλά εμείς προσπαθήσαμε να τηρήσουμε τα καθορισμένα όρια. Έχουμε λοιπόν:

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{\pi} \sqrt{\frac{A f_y}{E I_y}} = 1,819 \leq 2,0$$

## 6.2.2 Διαγώνιοι σύνδεσμοι ορόφου

### 6.2.2.1 Σύνδεσμοι στα μέτωπα (μορφής X)

*Στοιχεία του μέλους*

Διατομή: Κοίλη τετραγωνική 70x70x2.5  
 Μήκος: L=9,08m  
 Μήκος λυγισμού: L<sub>cr</sub>=4,54m (σύνδεση των δύο χιαστί διαγωνίων στο μέσον)  
 Υπό γωνία: α=28,26°

Πίνακας 6.5: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά συνδέσμων ορόφου (μορφής X)

SHS70x70x2.5			
h= 70 mm	t=2.5mm	A=6,59cm <sup>2</sup>	I <sub>y</sub> =49,4cm <sup>4</sup>
b=70mm	r <sub>i</sub> =2.5mm	W <sub>pl,y</sub> = 16,5cm <sup>3</sup>	I <sub>z</sub> =49,4cm <sup>4</sup>

*Έλεγχος αντοχής*

$$N_{Ed} = 138,7kN$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6,59cm^2 \cdot 27,5kN/cm^2}{1,00} = 181,22kN > N_{Ed} = 138,7kN$$

*Έλεγχος λυγηρότητας*

$$1,3 \leq \bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{\pi} \sqrt{\frac{A f_y}{E I_y}} = 1,910 \leq 2,0$$

### 6.2.2.2 Σύνδεσμοι σε εσωτερικά φατνώματα (μορφής Z)

*Στοιχεία του μέλους*

Διατομή: Κοίλη τετραγωνική 50x50x2  
 Μήκος: L=3,08m  
 Μήκος λυγισμού: L<sub>cr</sub>=3,08m (σύνδεση των δύο χιαστί διαγωνίων στο μέσον)  
 Υπό γωνία: α=44,3°

Πίνακας 6.6: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά συνδέσμων ορόφου (μορφής Z)

SHS50x50x2			
h= 50 mm	t=2mm	A=3,74cm <sup>2</sup>	I <sub>y</sub> =14,1cm <sup>4</sup>
b=50mm	r <sub>i</sub> =2mm	W <sub>pl,y</sub> = 6,66cm <sup>3</sup>	I <sub>z</sub> =14,1cm <sup>4</sup>

Έλεγχος αντοχής  
 $N_{Ed} = 77,45kN$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3,74cm^2 \cdot 27,5kN/cm^2}{1,00} = 102,85kN > N_{Ed} = 77,45kN$$

Έλεγχος λυγηρότητας  
 $\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{\pi} \sqrt{\frac{A f_y}{E I_y}} = 1,825 \leq 2,0$

### 6.2.3 Υπεραντοχή $\Omega$ - Σύνδεσμοι κατά Y

Ισόγειο

Σύνδεσμοι μορφής X  
 $\Omega_{y,1,X} = \frac{N_{pl,Rd}}{N_{Ed}} = \frac{1042,25kN}{965,9kN} = 1,079$

Σύνδεσμοι μορφής Z  
 $\Omega_{y,1,Z} = \frac{N_{pl,Rd}}{N_{Ed}} = \frac{346,5kN}{312,4kN} = 1,109$

Όροφος

Σύνδεσμοι μορφής X  
 $\Omega_{y,2,X} = \frac{N_{pl,Rd}}{N_{Ed}} = \frac{181,22kN}{138,7kN} = 1,307$

Σύνδεσμοι μορφής Z  
 $\Omega_{y,2,Z} = \frac{N_{pl,Rd}}{N_{Ed}} = \frac{102,85kN}{77,45kN} = 1,328$

Ισχύει η απαίτηση πλαστικής συμπεριφοράς στους συνδέσμους κατά Y:  
 $max\Omega_y = \Omega_{y,2,Z} = 1,328 < 1,25 \cdot min\Omega_y = 1,25 \cdot \Omega_{y,1,X} = 1,348$

### 6.3 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα

Πίνακας 6.7: Αποτελέσματα κατακόρυφων συνδέσμων κατά X

Κατά X	Διατομή	$N_{Ed}$ (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	Λυγηρότητα $\bar{\lambda}$	$\Omega$
Ισόγειο	SHS100x100x10	829,7	960,58	1,519	1,157
Όροφος	SHS70x70x2.5	138,4	181,22	1,910	1,309
					min $\Omega=1,157$

Πίνακας 6.8: Αποτελέσματα κατακόρυφων συνδέσμων κατά Y

Κατά Y	Διατομή	$N_{Ed}$ (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	Λυγηρότητα $\bar{\lambda}$	$\Omega$	
Ισόγειο	μορφής X	SHS100x100x11	965,9	1042,25	1,540	1,079
	μορφής Z	SHS60x60x6	312,4	346,5	1,819	1,109
Όροφος	μορφής X	SHS70x70x2.5	138,7	181,22	1,910	1,307
	μορφής Z	SHS50x50x2	77,45	102,85	1,825	1,328
					min $\Omega=1,079$	

## 6.4 Επίλυση με περιορισμό της θλιπτικής δύναμης των συνδέσμων δυσκαμψίας

Το πρόγραμμα ανάλυσης SAP2000 προσφέρει τη δυνατότητα πραγματοποίησης αναλύσεων με ορισμό ενός ανώτερου ορίου για το θλιπτικό ή το εφελκυστικό φορτίο που καταπονεί μία ράβδο (Frame-Tension/Compression Limits). Η συμπεριφορά του προσομοιώματος είναι μη-γραμμική αλλά ελαστική και τα όρια θλίψης ή εφελκυσμού ενεργοποιούνται μόνο όταν υλοποιείται μη γραμμική στατική ανάλυση. Σε περίπτωση που θέσουμε όριο θλιπτικού φορτίου ίσο με μηδέν σε μία ράβδο, όταν τείνει να του ασκηθεί θλίψη το πρόγραμμα μικραίνει το μήκος του μέλους και μηδενίζει την δυσκαμψία του. Όταν έχουμε αποφόρτιση ή εναλλαγή της φόρτισης το μέλος ανακτά το μήκος και τη δυσκαμψία του[13].

Αρχικά θέσαμε στο πρόγραμμα δύο πλευρικές μορφές φόρτισης για της διευθύνσεις X και Y με βάση το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 όπως το καθορίσαμε στην παράγραφο 3.6 (Define Load Patterns→Lateral load type- QUAKE - Eurocode8 2004). Στη συνέχεια καθορίσαμε δύο μη-γραμμικές στατικές φορτίσεις για κάθε διεύθυνση σεισμικής διέγερσης σύμφωνα με τους σεισμικούς συνδυασμούς 3.19 και 3.20 (Define Load Cases→Load Case Type - Nonlinear Static) (βλέπε Παράρτημα Β). Η ανάλυση πραγματοποιήθηκε με τις διατομές των διαγώνιων συνδέσμων που προέκυψαν από τη διαδικασία διαστασιολόγησης των παραγράφων 6.1 και 6.2. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται στους Πίνακες 6.9 και 6.10. Τα αξονικά φορτία είναι γενικώς επαυξημένα καθώς η ολική τέμνουσα βάσης είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη των ιδιομορφικών αναλύσεων αλλά ανάγκη για νέα διαστασιολόγηση έχουμε μόνο για τους διαγώνιους συνδέσμους κατά Y μορφής X του ισογείου όπου τοποθετούμε διατομή SHS120x120x10. Η ανηγμένη λυγηρότητα σε αυτή τη διαγώνιο μπορούμε να παρατηρήσουμε ότι είναι  $\bar{\lambda} = 1,24 < 1,3$  όμως αφού το κτίριο είναι διώροφο το Πρότυπο EN1998-1 ορίζει ότι δεν εφαρμόζονται περιορισμοί στην τιμή της και μπορεί να χρησιμοποιηθεί.

Πίνακας 6.9: Αποτελέσματα κατακόρυφων συνδέσμων κατά X

Κατά X	Διατομή	$N_{Ed}$ (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	Λυγηρότητα $\bar{\lambda}$	$\Omega$
Ισόγειο	SHS100x100x10	881,7	960,58	1,519	1,089
Όροφος	SHS70x70x2.5	150,2	181,22	1,910	1,207
					min $\Omega=1,089$

Πίνακας 6.10: Αποτελέσματα κατακόρυφων συνδέσμων κατά Y

Κατά Y		Διατομή	$N_{Ed}$ (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	Λυγηρότητα $\bar{\lambda}$	$\Omega$
Ισόγειο	μορφής X	SHS120x120x10	1094,1	1180,6	1,240	1,078
	μορφής Z	SHS60x60x6	287,2	346,5	1,819	1,206
Όροφος	μορφής X	SHS70x70x2.5	152,8	181,22	1,910	1,186
	μορφής Z	SHS50x50x2	69,3	102,85	1,825	1,484
					min $\Omega=1,078$	

## 7 Ικανοτικοί έλεγχοι

Ο σχεδιασμός του κτιρίου μας πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με την αρχή *πλάστιμης συμπεριφοράς* κατά την οποία λαμβάνεται υπόψη η ικανότητα μελών του φορέα να ανθίστανται σε δράσεις σεισμού μέσω ανελαστικής συμπεριφοράς και να αποδίδεται ενέργεια με πλαστικούς μηχανισμούς στις λεγόμενες ζώνες απόδοσης ενέργειας. Στο φορέα μας που έχουμε πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα οι ζώνες απόδοσης ενέργειας βρίσκονται στις εφελκόμενες διαγώνιους. Σύμφωνα με το Πρότυπο EN1998-1 τα μη πλάστιμα μέλη και οι συνδέσεις των πλάστιμων μελών με τον υπόλοιπο φορέα θα πρέπει να διαθέτουν επαρκή υπεραντοχή έτσι ώστε να επιτρέπουν την ανάπτυξη της ανακυκλικής διαρροής κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης σχεδιασμού στα πλάστιμα μέλη[12]. Με αυτή τη λογική τα πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα σχεδιάζονται έτσι ώστε η διαρροή των εφελκόμενων διαγωνίων να πραγματοποιείται πριν από την αστοχία των συνδέσεων και πριν από τη διαρροή ή το λυγισμό των δοκών ή των υποστυλωμάτων. Ο ικανοτικός έλεγχος των δοκών και των υποστυλωμάτων με αξονικές δυνάμεις πραγματοποιείται με τη ακόλουθη απαίτηση ελάχιστης αντοχής:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E} \quad (7.1)$$

όπου

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$  είναι η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό της δοκού ή του υποστυλώματος σύμφωνα με το EN 1993, η οποία λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση της αντοχής σε λυγισμό με την ροπή σχεδιασμού στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού  $M_{Ed}$

$N_{Ed,G}$  είναι η αξονική δύναμη στη δοκό ή το υποστυλώμα που οφείλεται σε μη σεισμικές δράσεις που συμπεριλαμβάνονται στο συνδυασμό των δράσεων για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

$N_{Ed,E}$  είναι η αξονική δύναμη στη δοκό ή το υποστυλώμα που οφείλεται στη σεισμική δράση σχεδιασμού

$\gamma_{ov}$  είναι ο συντελεστής υπεραντοχής, στην περίπτωσή μας  $\gamma_{ov} = 1,25$

$\Omega$  είναι η ελάχιστη τιμή του  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$  (λόγος της πλαστικής αντοχής σχεδιασμού  $N_{pl,Rd,i}$  προς την δρώσα αξονική δύναμη  $N_{Ed,i}$  στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού), για όλες τις διαγώνιους του πλαισιακού συστήματος συνδέσμων.

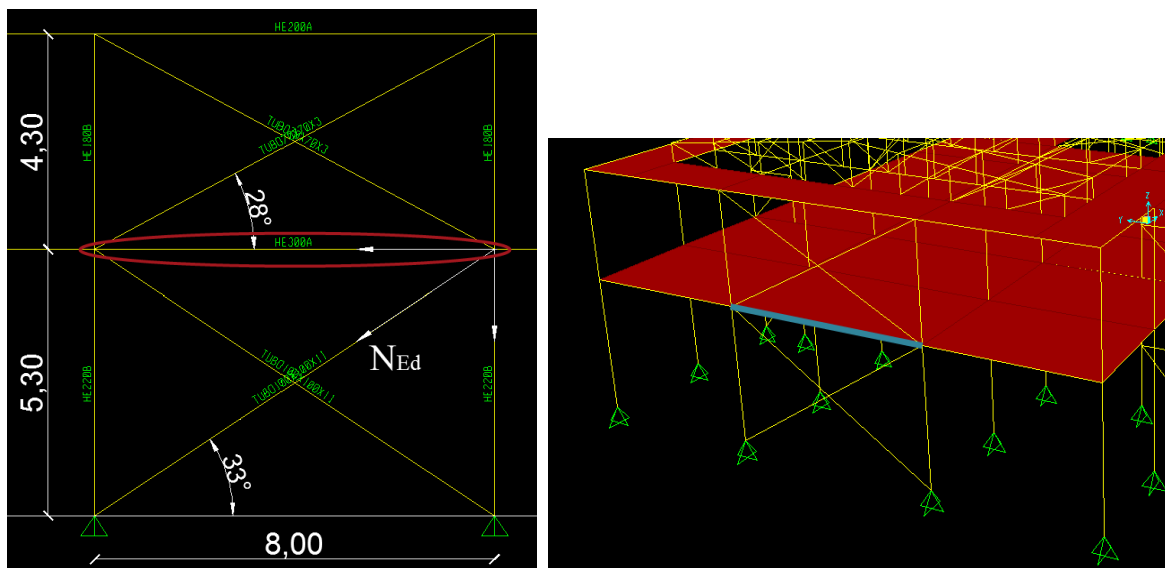
### 7.1 Κεφαλοδοκοί κατά Y

Στη συνέχεια θα παρουσιάσουμε τον έλεγχο της κεφαλοδοκού που είναι διατεταγμένη κατά τη κύρια διεύθυνση Y, στην οροφή του ισογείου στο μέτωπο της κατασκευής (Σχήμα 7.1). Οι κεφαλοδοκοί, όπως και το σύνολο των δοκών της οροφής του ισογείου, έχουν σχεδιαστεί ως σύμμικτες, αποτελούμενες από τη σιδηροδοκό και το ενεργό συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας σκυροδέματος, και η καμπτική αντοχή σχεδιασμού τους υπολογίστηκε με ελαστική ανάλυση. Στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού η σύμμικτη δοκός καταπονείται από τα μη σεισμικά φορτία που συμμετέχουν στον σεισμικό συνδυασμό και από θλιπτική δύναμη που προκύπτει από την οριζόντια συνιστώσα της εφελκυστικής δύναμης που παραλαμβάνει ο διαγώνιος σύνδεσμος. Η θλιπτική δύναμη αυτή, ασκείται και παραλαμβάνεται συνολικά από τη σύμμικτη δοκό δίχως να μπορούμε

να καθορίσουμε με ακρίβεια το ποσοστό που παραλαμβάνεται από κάθε συμβαλλόμενο μέλος (σιδηροδοκός- πλάκα σκυροδέματος). Θέλοντας να διερευνήσουμε διαφορές στο σχεδιασμό και στη τελική διαστασιολόγηση των κεφαλοδοκών ανάλογα με το αξονικό φορτίο που παραλαμβάνουν στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, εξετάσαμε τρεις διαφορετικές επιλύσεις για τον προσδιορισμό του φορτίου που αντιστοιχεί στη σιδηροδοκό. Οι περιπτώσεις που εξετάσαμε ήταν:

- 1) Παραλαβή του συνόλου του αξονικού θλιπτικού φορτίου από τη σιδηροδοκό.
- 2) Μετατροπή της σύμμικτης διατομής σε ισοδύναμη διατομή χάλυβα και προσδιορισμός του φορτίου που αναλογεί στη σιδηροδοκό.
- 3) Επίλυση με το πρόγραμμα ανάλυσης SAP2000 μιας αμφιέριστης δοκού καταπονούμενης με το ικανοτικό θλιπτικό φορτίο και με κατάλληλες παραδοχές προσομοιάζοντας τη λειτουργία της σύμμικτης κεφαλοδοκού.

Αξίζει να σημειώσουμε ότι σε όλους τους ελέγχους στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού θεωρήσαμε ότι το σύνολο της ροπής κάμψης και της τέμνουσας δύναμης που προκύπτουν λόγω των μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού παραλαμβάνονται από τη σιδηροδοκό. Στο Σχήμα 7.1 μπορούμε να δούμε την υπό μελέτη κεφαλοδοκό κατά Y και τη θέση της στο φορέα.



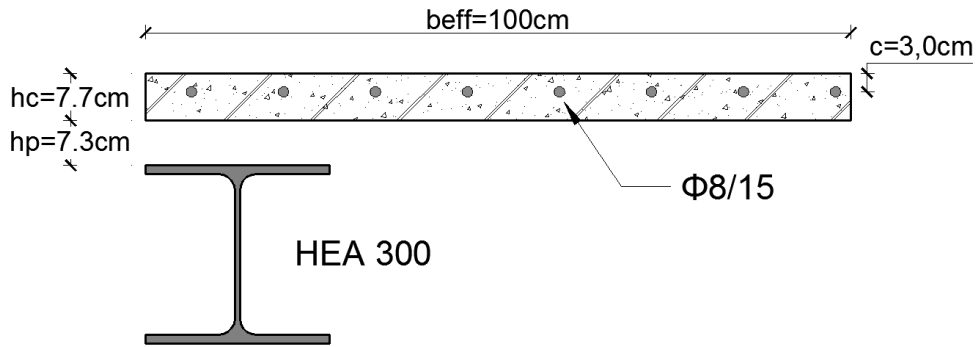
Σχήμα 7.1: Κεφαλοδοκός ελέγχου κατά Y

### 7.1.1 Επίλυση 1η - Καταπόνηση σιδηροδοκού από το σύνολο του αξονικού φορτίου

Αρχικά πραγματοποιήσαμε έλεγχο της σύμμικτης δοκού (Σχήμα 7.2) με διατομή σιδηροδοκού HEA300 (Πίνακας 7.1), μήκους 8m και πλάτους επιρροής 2m.

Πίνακας 7.1: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά της σιδηροδοκού HEA300

HEA300			
h= 290 mm	t <sub>w</sub> =8,5mm	A <sub>wz</sub> =37,28cm <sup>2</sup>	I <sub>y</sub> =18260cm <sup>4</sup>
b=300mm	t <sub>f</sub> =14,0mm	W <sub>pl,y</sub> = 1383cm <sup>3</sup>	I <sub>z</sub> =6310cm <sup>4</sup>
d=208mm	A=112,5cm <sup>2</sup>	S <sub>s</sub> =68,13mm	i <sub>y</sub> =12,74cm
g=88kg/m	I <sub>w</sub> =1200000cm <sup>6</sup>	I <sub>t</sub> =85,17cm <sup>4</sup>	i <sub>z</sub> =7,49cm



Σχήμα 7.2: Διατομή σύμμικτης κεφαλοδοκού.

#### 7.1.1.1 Έλεγχος σύμμικτης δοκού υπό τα στατικά φορτία

*Συνεργαζόμενο πλάτος*

$$b_{eff} = b_0 + \Sigma b_{ei} = b_{eff} = 0 + \frac{8m}{8} = 1,0m \quad \text{και} \quad b_{ei} = 1,0m \leq b_i = 2,0m$$

όπου

$b_i = 2,0m$  είναι το πλάτος επιρροής

*Κατάταξη της διατομής*

$$c/t = d/t_w = 208/8,5 = 24,47 \leq 33 \cdot \epsilon = 33 \cdot 0,92 = 30,36 \quad (\text{για στοιχείο υπό θλίψη})$$

Άρα ο κορμός είναι κατηγορίας 1 και το πέλμα κατηγορίας 2 (παράγραφος 5.1.3).

Συνεπώς όλη η διατομή είναι κατηγορίας 2.

*Φορτία*

-Μόνιμα φορτία:

Ίδιο βάρος σιδηροδοκού HEA300	0,88kN/m
Ίδιο βάρος σύμμικτων πλακών	2,7kN/m <sup>2</sup>
Επικαλύψεις και επενδύσεις δαπέδων	1,2kN/m <sup>2</sup>
Εσωτερικά ελαφρά χωρίσματα	0,5kN/m <sup>2</sup>
Ηλεκτρικά και υδραυλικά δίκτυα, κλιματιστικά	0,5kN/m <sup>2</sup>
-Ωφέλιμα φορτία	5,0kN/m <sup>2</sup>

*Φάση κατασκευής -ΟΚΑ- Έλεγχος αντοχής*

$$q_{ult,\kappa} = 1,35 \cdot g_{\kappa} = 8,48kN/m$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1383cm^3 \cdot 27,5kN/cm^2}{1,00 \cdot 100} = 380,32kNm > M_{Ed,\kappa} = 67,82kNm$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{37,28cm^2 \cdot 27,5kN/cm^2}{\sqrt{3} \cdot 1,00} = 591,9kN > V_{Ed,\kappa} = 33,91kN$$

*Φάση λειτουργίας -ΟΚΑ- Έλεγχος αντοχής*

$$q_{ult,\lambda} = 1,35 \cdot g_{\lambda} + 1,50 \cdot q = 29,42kN/m$$

$$M_{el,Rd} = \min\{W_{au} \cdot f_{yd}, W_{co} \cdot f_{cd}\} = \min\{529,5kNm, 410,7kNm\} = 410,7kNm$$

$$M_{el,Rd} = 410,7kNm > M_{Ed} = 235,34kNm$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{37,28 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,00} = 591,9 \text{ kN} > V_{Ed} = 117,67 \text{ kN}$$

-Έλεγχος κάμψης και διάτμησης

$$V_{Ed} = 117,67 \text{ kN} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 295,95 \text{ kN}$$

*Έλεγχοι ευστάθειας*

Ισχύουν ανάλογες παραδοχές με τη κύρια δοκό HEA300 κατά Υ (βλέπε παραγράφους 5.1.5.2 και 5.1.6.2). Τοποθετούνται 3 διαδοκίδες στο φάτνωμα των 8m και τα αποτελέσματα του ελέγχου στη φάση κατασκευής είναι:

$$\frac{M_{Ed,k}}{M_{cr}} = \frac{67,82 \text{ kNm}}{5378,94 \text{ kNm}} = 0,0126 < 0,04$$

Σύμφωνα με το Πρότυπο EN 1993-1-1 αν ισχύει  $M_{Ed}/M_{cr} \leq 0,04$  ο κίνδυνος αστοχίας μέσω πλευρικού λυγισμού μπορεί να αμεληθεί και να γίνονται μόνο έλεγχοι διατομής.

Στη φάση λειτουργίας καθώς η διατμητική σύνδεση του άνω πέλματος της σιδηροδοκού με τη σύμμικτη πλάκα σκυροδέματος υλοποιήθηκε με βάση την παράγραφο 6.6 του EN1994-1-1 και καθώς τα υπόλοιπα στοιχεία της διατομής εφελκούνται μπορούμε να θεωρήσουμε ότι η δοκός μας είναι προστατευμένη έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

*Διατμητική σύνδεση*

Τοποθετούμε κεντρικά πάνω από τον κορμό ήλους διαμέτρου  $d=19\text{mm}$ , ύψους  $h=125\text{mm}$  με εφελκυστική αντοχή 450MPa.

Απαιτούμενη απόσταση μεταξύ ήλων (σε μήκος 2m από τη στήριξη):

$$e_L = \frac{P_{Rd}}{v_{l,Ed}} = \frac{73,13 \text{ kN}}{1,92 \text{ kN/cm}} = 38,09 \text{ cm}$$

Τοποθετούμε σε όλη τη δοκό 32 ήλους ανά αποστάσεις των 25cm.

*Έλεγχοι βελών-OKA*

$$q_{ser,\kappa} = 1,00 \cdot g_{\kappa} = 6,28 \text{ kN/m}$$

$$q_{ser,\lambda} = 1,00 \cdot g_{\lambda} + 1,00 \cdot q = 20,68 \text{ kN/m}$$

Τα αποτελέσματα του ελέγχου παραμορφώσεων παρουσιάζονται συνοπτικά και για τις δύο φάσεις ελέγχου στον Πίνακα 7.2 και όπως μπορούμε να δούμε τα βέλη βρίσκονται μέσα στα επιτρεπόμενα όρια.

Πίνακας 7.2: Αποτελέσματα ελέγχου βελών κεφαλοδοκού HEA300 κατά Υ, φάσεις κατασκευής και λειτουργίας

Διατομή	Φορτίο $q$ (kN/m)		Ροπή αδράνειας $I$ (cm <sup>4</sup> )	Βέλος $\delta$ (cm)	Οριακές τιμές (cm)
Χαλύβδινη	Ι.β. δοκού και πλάκα σκυροδέματος	6,28	18260	0,87	3,20
Σύμμικτη	Πρόσθετα μόνιμα	4,40	44202,3	0,25	
Σύμμικτη	Ωφέλιμα	10,00	44202,3	0,58	2,66
				$\delta_{tot}=1,70$	3,20



### 7.1.1.2 Έλεγχος κεφαλοδοκού στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

Ο έλεγχος της δοκού πραγματοποιείται με τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από τη δυναμική ανάλυση για το συνδυασμό των δράσεων στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού:  $G + 0,60Q \pm 0,30E_x \pm E_y$  (3.20). Στο συγκεκριμένο έλεγχο θεωρούμε ότι η σιδηροδοκός παραλαμβάνει το σύνολο της αξονικής δύναμης λόγω της οριζόντιας συνιστώσας της εφελκυστικής δύναμης του διαγώνιου συνδέσμου και το σύνολο της ροπής κάμψης και της τέμνουσας δύναμης που προκύπτουν λόγω των μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού. Ουσιαστικά θεωρούμε λειτουργία μόνο της χαλύβδινης διατομής αλλά όπως θα δούμε στη συνέχεια δεν αγνοούμε τη συμβολή της πλάκας από σκυρόδεμα στην εξασφάλιση συνεχούς πλευρικής στήριξης στη σιδηροδοκό όταν πραγματοποιούμε ελέγχους ευστάθειας.

Μήκος δοκού:  $L = 8,0m$

Ισοδύναμο μήκος λυγισμού:  $L_{cr} = 8,0m$

Πλάτος επιρροής:  $b_1 = 2,0m$

Διατομή κατηγορίας 2

#### Φορτία

Συνολικά μόνιμα:  $G = 10,68kN/m$

Ωφέλιμα:  $Q = 10kN/m$

Συνολικό φορτίο ανά μέτρο:  $g_d = 16,68kN/m$  (από  $G + 0,6Q$ )

#### Εντατικά μεγέθη ελέγχου

Αξονική με ικανοτική μεγέθυνση:

$$N_{ικαν} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} = 1194,7kN$$

όπου

$$N_{Ed,G} = 0 \quad (\text{από } G + 0,6Q)$$

$$\gamma_{ov} = 1,25$$

$$\Omega = 1,079 \quad (\text{βλέπε Πίνακα 6.8})$$

$$N_{Ed,E} = 965,9kN \cdot \cos 33,52^\circ = 805,22kN$$

$$\text{Ροπή κάμψης: } M_{Ed,y} = g_d \cdot L^2 / 8 = 133,44kNm$$

$$\text{Τέμνουσα δύναμη: } V_{Ed} = g_d \cdot L / 2 = 66,72kN$$

#### Έλεγχος διατομής

Έλεγχος σε αξονική θλίψη

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{112,5cm^2 \cdot 27,5kN/cm^2}{1,00} = 3093,75kN > N_{Ed} = 1194,7kN$$

$$N_{Ed} = N_{ικαν} = 1194,7kN > 0,25N_{pl,Rd} = 773,4kN$$

Επομένως πρέπει να υπολογίσουμε την απομειωμένη αντοχή σε κάμψη:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5\alpha) = 267,39kNm < M_{pl,y,Rd} = 380,33kNm$$

όπου

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0,386$$

$$\alpha = (A - 2bt_f) / A = 0,2533 < 0,5$$

Έλεγχος κάμψης

$$M_{N,y,Rd} = 267,39kNm > M_{Ed} = 133,44kNm$$

Έλεγχος τέμνουσας

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{37,28cm^2 \cdot 27,5kN/cm^2}{\sqrt{3} \cdot 1,00} = 591,9kN > V_{Ed} = 66,72kN$$

Έλεγχος κάμψης και διάτμησης

$$V_{Ed} = 66,72kN < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 295,95kN$$

Έλεγχος μέλους

Η δοκός μας καταπονείται από αξονική θλιπτική δύναμη και ροπή κάμψης ως προς τον ισχυρό άξονα y και καθώς συνδέεται με ένα άκαμπτο διάφραγμα, τη σύμμικτη πλάκα, θεωρούμε ότι της παρέχεται συνεχής πλευρική στήριξη, και συγκεκριμένα συνεχής δέσμευση της πλευρικής μετατόπισης και της στροφής[5]. Συνεπώς, απώλεια της ευστάθειας του μέλος μπορεί να εμφανιστεί με τη μορφή *καμπτικού λυγισμού εντός επιπέδου* υπό τη δράση θλίψης και μονοαξονικής κάμψης. Για τους παραπάνω λόγους λαμβάνονται οι εξής τιμές :  $\lambda_z = 0$  και  $\chi_z = \chi_{LT} = 1$ .

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot 0,92 = 86,81$$

Λυγηρότητα

$$\lambda_y = \frac{L_{cr}}{i_y} = \frac{800cm}{12,74cm} = 62,79$$

Ανηγγμένη λυγηρότητα

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{62,79}{86,81} = 0,723$$

Καμπύλη λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{290cm}{300cm} = 0,96 < 1,2 \quad , \quad t_f = 14mm \leq 100mm$$

Ανάλογα με τη καμπύλη λυγισμού καθορίζεται και ένας συντελεστής ατελειών, τις τιμές των οποίων λαμβάνουμε από τον Πίνακα 7.3.

Πίνακας 7.3: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού

Καμπύλη λυγισμού	a <sub>0</sub>	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Συνεπώς σύμφωνα με τους Πίνακες 4.2 και 7.3 και για χάλυβα S275 έχουμε:

-καμπύλη b και  $\alpha_y=0,34$  για λυγισμό περί τον άξονα y-y

Μειωτικός συντελεστής  $\chi$

$$\Phi_y = 0,5 \left[ 1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \left[ 1 + 0,34(0,723 - 0,2) + 0,723^2 \right] = 0,85$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,85 + \sqrt{0,85^2 - 0,723^2}} = 0,77$$

Ο έλεγχος της δοκού σε θλίψη και κάμψη θα πραγματοποιηθεί με τις σχέσεις αλληλεπίδρασης της παραγράφου 6.3.3 του EN 1993-1-1. Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης, στην προκειμένη περίπτωση ο συντελεστής  $k_{yy}$  (καθώς  $k_{zy}=0$ ), θα υπολογιστεί σύμφωνα με τις τιμές του Παραρτήματος Β και με τη μέθοδο 2. Οι σχέσεις αλληλεπίδρασης είναι:

$$Y = \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (7.2)$$

$$Z = \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (7.3)$$

όπου

$$M_{z,Ed} = 0 \quad (\text{Κάμψη μόνο ως προς } y-y)$$

$$\Delta M_{y,Ed} = \Delta M_{z,Ed} = 0 \quad (\text{Κατηγορία διατομής 2})$$

$$\chi_z = \chi_{LT} = 1 \quad (\text{Συνεχής πλευρική στήριξη})$$

$$N_{Rk} = f_y A = 3093,75 \text{ kN}$$

$$M_{y,Rk} = f_y W_{pl,y} = 380,33 \text{ kNm}$$

Υπολογισμός  $k_{yy}$  σύμφωνα με τη μέθοδο 2 του Παραρτήματος Β (EN1993-1-1)

$$k_{yy} = C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \quad (7.4)$$

Από τον Πίνακα Β.3 του Παραρτήματος Β και για διάγραμμα ροπών αμφιέρειστης δοκού:

$$M_h = 0$$

$$a_h = \frac{M_h}{M_s} = 0$$

$$-1 \leq \psi \leq 1$$

Για ομοιόμορφο φορτίο λαμβάνουμε:

$$C_{my} = 0,95 + 0,05 a_h = 0,95$$

Οπότε

$$k_{yy} = 0,95 \left( 1 + (0,723 - 0,2) \frac{1194,7 \text{ kN}}{0,77 \cdot 3093,75 \text{ kN} / 1,00} \right) \\ \leq 0,95 \left( 1 + 0,8 \frac{1194,7 \text{ kN}}{0,77 \cdot 3093,75 \text{ kN} / 1,00} \right)$$

$$k_{yy} = 1,199 < 1,331$$

Οι σχέσεις αλληλεπίδρασης λαμβάνουν την ακόλουθη μορφή:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \Rightarrow \frac{1194,7 \text{ kN}}{0,77 \cdot 3093,75 \text{ kN}} + 1,199 \frac{133,44 \text{ kNm}}{380,33 \text{ kNm}} = 0,922 < 1$$

Η Σχέση (7.3) έχει καταλήξει να είναι εξίσωση ελέγχου της αντοχής σε αξονική θλίψη καθώς στο μέλος μας δεν υπάρχει κίνδυνος στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού, γεγονός που αποδεικνύει τη συνέπεια που χαρακτηρίζει τις σχέσεις αλληλεπίδρασης σε σχέση με ειδικές περιπτώσεις φορτίσεων.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} \leq 1 \Rightarrow \frac{1194,7kN}{1,00 \cdot 3093,75kN} = 0,38 < 1$$

Άρα η διατομή HEA300 ικανοποιεί το κριτήριο αντοχής αλλά με μεγάλο ποσοστό εκμετάλλευσης της αντοχής της.

Δοκιμάζουμε και τις πρότυπες διατομές HEA320 και HEA280 για τις οποίες η πρώτη σχέση αλληλεπίδρασης (7.2) διαμορφώνεται ως εξής:

HEA320

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}} \leq 1 \Rightarrow \frac{1194,7kN}{0,796 \cdot 3421kN} + 1,149 \frac{134,21kNm}{447,70kNm} = 0,784 < 1$$

HEA280

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}} = \frac{1194,7kN}{0,738 \cdot 2674,65kN} + 1,281 \frac{132,5Nm}{305,80kNm} = 1,160 > 1$$

Έχουμε υπέρβαση της αντοχής του μέλους με τη διατομή HEA280. Συνεπώς η πρώτη διατομή από τη σειρά HEA που ικανοποιεί το κριτήριο αντοχής και μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε είναι η HEA300.

## 7.1.2 Επίλυση 2η - Θεώρηση ισοδύναμης διατομής χάλυβα

Στη δεύτερη επίλυση που πραγματοποιήσαμε μετατρέψαμε τη σύμμικτη διατομή της δοκού σε μία ισοδύναμη διατομή από χάλυβα και υπολογίσαμε το αξονικό φορτίο που καταπονεί την σιδηροδοκό, θεωρώντας ομοιόμορφη κατανομή των θλιπτικών τάσεων στη διατομή και ανάλογα με το ποσοστό συμμετοχής του εμβადού της στην υπολογισμένη ισοδύναμη χαλύβδινη διατομή. Η θλιπτική δύναμη της σιδηροδοκού θα είναι προφανώς μικρότερη από αυτή που υπολογίσαμε κατά την 1η επίλυση, συνεπώς η διατομή HEA300 θα επαρκεί. Η πρώτη διατομή που θα ελέγξουμε είναι η HEA280.

Πίνακας 7.4: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά της διατομής HEA280

HEA280			
h= 270 mm	t <sub>w</sub> =8,0mm	A <sub>vz</sub> =31,74cm <sup>2</sup>	I <sub>y</sub> =13670cm <sup>4</sup>
b=280mm	t <sub>f</sub> =13,0mm	W <sub>pl,y</sub> = 1112cm <sup>3</sup>	I <sub>z</sub> =4763cm <sup>4</sup>
d=196mm	A=97,26cm <sup>2</sup>	Ss=62,12mm	i <sub>y</sub> =11,86cm
g=76,4kg/m	I <sub>w</sub> =785400cm <sup>6</sup>	I <sub>t</sub> =62,10cm <sup>4</sup>	i <sub>z</sub> =7,00cm

### 7.1.2.1 Έλεγχος σύμμικτης δοκού υπό τα στατικά φορτία

Μήκος δοκού:  $L = 8,0m$

Ισοδύναμο μήκος λυγισμού:  $L_{cr} = 8,0m$

Πλάτος επιρροής:  $b_1 = 2,0m$

Συνεργαζόμενο πλάτος:  $b_{eff} = 1,0m$

#### Κατάταξη διατομής

Η κατάταξη θα γίνει για διατομή σε θλίψη.

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{196}{8,0} = 24,5 \leq 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot 0,92 = 30,36$$

Άρα ο κορμός είναι κατηγορίας 1

$$c = (b - S_s)/2 = 108,94$$

$$\frac{c}{t} = \frac{c}{t_f} = \frac{108,94}{13} = 8,38 \leq 10 \cdot \varepsilon = 10 \cdot 0,92 = 9,2$$

Άρα το πέλμα είναι κατηγορίας 2. Επομένως όλη η διατομή είναι κατηγορίας 2 γεγονός που σημαίνει ότι μπορούμε να πραγματοποιήσουμε πλαστικούς ελέγχους

#### Φορτία

Τα φορτία είναι ίδια με αυτά της δοκού που μελετήσαμε στην προηγούμενη παράγραφο (7.1.1.1) εκτός από το ίδιο βάρος της σιδηροδοκού HEA280 ( $=0,764kN/m$ ).

#### Φάση κατασκευής -OKA- Έλεγχος αντοχής

$$q_{ult,\kappa} = 1,35 \cdot g_{\kappa} = 8,32kN/m$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1112cm^3 \cdot 27,5kN/cm^2}{1,00 \cdot 100} = 305,8kNm > M_{Ed,\kappa} = 66,57kNm$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{31,74cm^2 \cdot 27,5kN/cm^2}{\sqrt{3} \cdot 1,00} = 503,94kN > V_{Ed,\kappa} = 33,28kN$$

#### Φάση λειτουργίας -OKA- Έλεγχος αντοχής

$$q_{ult,\lambda} = 1,35 \cdot g_{\lambda} + 1,50 \cdot q = 29,26kN/m$$

$$M_{el,Rd} = \min\{W_{au} \cdot f_{yd}, W_{co} \cdot f_{cd}\} = \min\{446,71kNm, 364,15kNm\} = 364,15kNm$$

$$M_{el,Rd} = 364,15kNm > M_{Ed} = 234,09kNm$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{31,74cm^2 \cdot 27,5kN/cm^2}{\sqrt{3} \cdot 1,00} = 503,94kN > V_{Ed} = 117,04kN$$

#### -Έλεγχος κάμψης και διάτμησης

$$V_{Ed} = 117,04kN < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 251,97kN$$

#### Έλεγχοι ευστάθειας

Στη φάση κατασκευής ισχύουν ανάλογες παραδοχές με τη κεφαλοδοκό HEA300 της προηγούμενης παραγράφου (7.1.1.1) και έχουμε:

$$\frac{M_{Ed,\kappa}}{M_{cr}} = \frac{66,57kNm}{3802,15kNm} = 0,0175 < 0,04$$

Σύμφωνα με το Πρότυπο EN 1993-1-1 αν ισχύει  $M_{Ed}/M_{cr} \leq 0,04$  ο κίνδυνος αστοχίας μέσω πλευρικού λυγισμού μπορεί να αμεληθεί και να γίνονται μόνο έλεγχοι διατομής.

Στη φάση λειτουργίας καθώς η διατμητική σύνδεση του άνω πέλματος της σιδηροδοκού με τη σύμμικτη πλάκα σκυροδέματος υλοποιήθηκε με βάση την παράγραφο 6.6 του EN1994-1-1 και καθώς τα υπόλοιπα στοιχεία της διατομής εφελκούνται μπορούμε να θεωρήσουμε ότι η δοκός μας είναι προστατευμένη έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

#### Διατμητική σύνδεση

Κεντρικά τοποθετημένοι ήλιοι διαμέτρου  $d=19\text{mm}$ , ύψους  $h=125\text{mm}$ ,  $f_u=450\text{MPa}$ .

Απαιτούμενη απόσταση μεταξύ ήλων (σε μήκος 2m από τη στήριξη):

$$e_L = \frac{P_{Rd}}{v_{l,Ed}} = \frac{73,13\text{kN}}{2,18\text{kN/cm}} = 34,54\text{cm}$$

Τοποθετούμε σε όλη τη δοκό 32 ήλους ανά αποστάσεις των 25cm.

#### Έλεγχοι βελών-ΟΚΑ

$$q_{ser,\kappa} = 1,00 \cdot g_{\kappa} = 6,16\text{kN/m}$$

$$q_{ser,\lambda} = 1,00 \cdot g_{\lambda} + 1,00 \cdot q = 20,56\text{kN/m}$$

Πίνακας 7.5: Αποτελέσματα ελέγχου βελών κεφαλοδοκού HEA280 κατά Y , φάσεις κατασκευής και λειτουργίας.

Διατομή	Φορτίο q(kN/m)		Ροπή αδράνειας I (cm <sup>4</sup> )	Βέλος δ(cm)	Οριακές τιμές (cm)
Χαλύβδινη	Ι.β. δοκού και πλάκα σκυροδέματος	6,16	13670	1,14	3,20
Σύμμικτη	Πρόσθετα μόνιμα	4,40	36440	0,31	
Σύμμικτη	Ωφέλιμα	10,00	36440	0,70	2,66
				$\delta_{\text{tot}}=2,15$	3,20

#### 7.1.2.2 Έλεγχος κεφαλοδοκού στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

Ο έλεγχος της δοκού πραγματοποιείται με τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από τη δυναμική ανάλυση για το συνδυασμό των δράσεων στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού:  $G + 0,60 Q \pm 0,30 E_x \pm E_y$  (3.20). Στη συγκεκριμένη επίλυση μετατρέπουμε τη σύμμικτη δοκό σε μια *ισοδύναμη διατομή από χάλυβα* και υπολογίζουμε το αξονικό φορτίο που καταπονεί την σιδηροδοκό ως ένα μέρος της οριζόντιας συνιστώσας της εφελκυστικής δύναμης του διαγώνιου συνδέσμου. Παράλληλα θεωρούμε ότι η σιδηροδοκός παραλαμβάνει το σύνολο της ροπής κάμψης και της τέμνουσας δύναμης που προκύπτουν λόγω των μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού αλλά δεν αγνοούμε τη συμβολή της πλάκας από σκυρόδεμα στην εξασφάλιση συνεχούς πλευρικής στήριξης στη σιδηροδοκό όταν πραγματοποιούμε ελέγχους ευστάθειας.

#### Ισοδύναμη διατομή από χάλυβα

Η ενεργή επιφάνεια του σκυροδέματος  $A_c$  μετατρέπεται σε ενεργή ισοδύναμη επιφάνεια χάλυβα  $A_c/n$ . Το  $n$  είναι συντελεστής ισοδυναμίας που αντιστοιχεί σε ένα ενεργό μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος  $E_{c,eff}$  ίσο με  $E_{cm}/2$  ώστε να ληφθούν υπόψη οι επιρροές του ερπυσμού και της συστολής ξηράνσεως[11].

$$E_{c,eff} = E_{cm}/2 = 30500\text{MPa}/2 = 15250\text{MPa}$$

$$n = \frac{E_a}{E_{c,eff}} = \frac{210000MPa}{15250MPa} = 13,77$$

Πάχος σύμμικτης πλάκας:  $h = 15cm$

Ενεργό πάχος σκυροδέματος:  $h_c = 7,7cm$

$$A_c = h_c \cdot b_{eff} = 7,7cm \cdot 100cm = 770cm^2$$

$$A_a = 97,26cm^2$$

$$A_{ce} = \frac{A_c}{n} = 55,91cm^2$$

Εμβαδόν ισοδύναμης χαλύβδινης διατομής

$$A_e = A_a + A_{ce} = 153,18cm^2$$

*Αξονική θλιπτική δύναμη σιδηροδοκού*

Η οριζόντια συνιστώσα της εφελκυστικής δύναμης του διαγώνιου συνδέσμου είναι:

$$N_{Ed,hor} = 965,9kN \cdot \cos 33,52^\circ = 805,22kN$$

Θεωρούμε ότι η δύναμη αυτή παραλαμβάνεται από την ισοδύναμη χαλύβδινη διατομή στην οποία αναπτύσσεται ομοιόμορφη θλιπτική τάση σε όλη την επιφάνεια με τιμή:

$$\sigma_N = \frac{N_{Ed,hor}}{A_e} = \frac{805,22kN}{153,18cm^2} = 5,257kN/cm^2$$

Τελικώς η αξονική δύναμη που παραλαμβάνει η σιδηροδοκός στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού που εξετάζουμε είναι:

$$N_{Ed,E} = \sigma_N \cdot A_a = 5,257kN/cm^2 \cdot 97,26cm^2 = 511,3kN$$

*Φορτία*

Συνολικά μόνιμα:  $G = 10,56kN/m$

Ωφέλιμα:  $Q = 10kN/m$

Συνολικό φορτίο ανά μέτρο:  $g_d = 16,56kN/m$  (από  $G + 0,6Q$ )

*Εντατικά μεγέθη*

Αξονική με ικανοτική μεγέθυνση:

$$N_{ικαν} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} = 758,6kN$$

όπου

$$N_{Ed,G} = 0 \quad (\text{από } G + 0,6Q)$$

$$\gamma_{ov} = 1,25$$

$$\Omega = 1,079 \quad (\text{βλέπε Πίνακα 6.8})$$

$$N_{Ed,E} = 511,3kN$$

$$M_{Ed,y} = g_d \cdot L^2/8 = 132,5kNm$$

$$V_{Ed} = g_d \cdot L/2 = 66,25kN$$

*Έλεγχος διατομής*

Έλεγχος σε αξονική θλίψη

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{97,26cm^2 \cdot 27,5kN/cm^2}{1,00} = 2674,65kN > N_{Ed} = 758,6kN$$

$$N_{Ed} = N_{ικαν} = 758,6kN > 0,25N_{pl,Rd} = 668,66kN$$

Επομένως πρέπει να υπολογίσουμε την απομειωμένη αντοχή σε κάμψη:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n)/(1 - 0,5a) = 250,44kNm < M_{pl,y,Rd} = 305,8kNm$$

όπου

$$n = N_{Ed}/N_{pl,Rd} = 0,284$$

$$a = (A - 2bt_f)/A = 0,2515 < 0,5$$

Έλεγχος κάμψης

$$M_{N,y,Rd} = 250,44kNm > M_{Ed} = 132,5kNm$$

Έλεγχος τέμνουσας

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{31,74cm^2 \cdot 27,5kN/cm^2}{\sqrt{3} \cdot 1,00} = 503,94kN > V_{Ed} = 66,25kN$$

Έλεγχος κάμψης και διάτμησης

$$V_{Ed} = 66,25kN < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 251,97kN$$

Έλεγχος μέλους

Η σύμμικτη λειτουργία της δοκού προσφέρει συνεχή πλευρική στήριξη στη σιδηροδοκό, και συγκεκριμένα συνεχή δέσμευση της πλευρικής μετατόπισης και της στροφής. Συνεπώς, απώλεια της ευστάθειας του μέλος μπορεί να εμφανιστεί με τη μορφή *καμπτικού λυγισμού εντός επιπέδου* υπό τη δράση θλίψης και μονοαξονικής κάμψης. Για τους παραπάνω λόγους λαμβάνονται οι εξής τιμές :  $\lambda_z = 0$  και  $\chi_z = \chi_{LT} = 1$ .

Λυγηρότητες

$$\lambda_y = \frac{L_{cr}}{i_y} = \frac{800cm}{11,86cm} = 67,45 \quad , \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{62,79}{86,81} = 0,777$$

Καμπύλη λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{270cm}{280cm} = 0,96 < 1,2 \quad , \quad t_f = 13mm \leq 100mm$$

Σύμφωνα με τους Πίνακες 4.2 και 7.3 και για χάλυβα S275 επιλέγουμε καμπύλη λυγισμού και το συντελεστή ατελειών:

-καμπύλη b και  $a_y=0,34$  για λυγισμό περί τον άξονα y-y

Μειωτικός συντελεστής  $\chi$

$$\Phi_y = 0,5 \left[ 1 + a_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \left[ 1 + 0,34(0,777 - 0,2) + 0,777^2 \right] = 0,90$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,90 + \sqrt{0,90^2 - 0,777^2}} = 0,738$$

Σχέση αλληλεπίδρασης

Ο συντελεστής  $k_{yy}$ , θα υπολογιστεί σύμφωνα με τις τιμές του Παραρτήματος Β (EN1998-1-1) και με τη μέθοδο 2.

Από τον Πίνακα Β.3 του Παραρτήματος Β και για διάγραμμα ροπών αμφιέριστης δοκού:

$$M_h = 0 \quad , \quad a_h = \frac{M_h}{M_s} = 0$$

$$-1 \leq \psi \leq 1$$



Για ομοιόμορφο φορτίο λαμβάνουμε:

$$C_{my} = 0,95 + 0,05a_h = 0,95$$

Συνεπώς:

$$k_{yy} = 0,95 \left( 1 + (0,777 - 0,2) \frac{758,6kN}{0,738 \cdot 2674,65kN/1,00} \right)$$

$$\leq 0,95 \left( 1 + 0,8 \frac{758,6kN}{0,738 \cdot 2674,65kN/1,00} \right) \Rightarrow$$

$$k_{yy} = 1,161 < 1,242$$

Έχουμε:

$$M_{z,Ed} = 0 \quad (\text{Κάμψη μόνο ως προς } y-y)$$

$$\Delta M_{y,Ed} = \Delta M_{z,Ed} = 0 \quad (\text{Κατηγορία διατομής 2})$$

$$\chi_z = \chi_{LT} = 1 \quad (\text{Συνεχής πλευρική στήριξη})$$

$$N_{Rk} = f_y A = 2674,65kN$$

$$M_{y,Rk} = f_y W_{pl,y} = 305,8kNm$$

$$k_{zy} = 0$$

Η σχέση αλληλεπίδρασης λαμβάνει την ακόλουθη μορφή:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \Rightarrow \frac{758,6kN}{0,738 \cdot 2674,65kN} + 1,161 \frac{132,5kNm}{\frac{305,8kNm}{1,00}} = 0,887 < 1$$

Άρα η διατομή HEA280 ικανοποιεί το κριτήριο αλληλεπίδρασης αλλά με μεγάλο ποσοστό εκμετάλλευσης της αντοχής της.

Δοκιμάζουμε και τις πρότυπες διατομές HEA300 και HEA260 για τις οποίες οι σχέσεις αλληλεπίδρασης διαμορφώνονται ως εξής:

HEA300

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \Rightarrow \frac{758,6kN}{0,77 \cdot 3093,75kN} + 1,108 \frac{133,44kNm}{\frac{380,33kNm}{1,00}} = 0,707 < 1$$

HEA260

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{758,6kN}{0,70 \cdot 2387,55kN} + 1,226 \frac{131,86kNm}{\frac{252,95kNm}{1,00}} = 1,093 > 1$$

Έχουμε υπέρβαση της αντοχής του μέλους με τη διατομή HEA260. Συνεπώς η πρώτη διατομή από τη σειρά HEA που ικανοποιεί το κριτήριο αντοχής και μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε είναι η HEA280.

### 7.1.3 Επίλυση 3η - Προσομοίωση της σύμμικτης κεφαλοδοκού στο SAP2000

Στην τρίτη επίλυση αναπτύξαμε ένα προσομοίωμα της σύμμικτης κεφαλοδοκού στο SAP2000 θέλοντας να προσομοιάσουμε τη λειτουργία που έχει η συγκεκριμένη δοκός στο φορέα μας. Από την ανάλυση του συγκεκριμένου μοντέλου λάβαμε το θλιπτικό φορτίο που καταπονεί τη σιδηροδοκό στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού. Η πρώτη διατομή που θα ελεγχουμε είναι η HEA260.

Πίνακας 7.6: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά της διατομής HEA260

HEA260			
h=250 mm	t <sub>w</sub> =7,5mm	A <sub>vz</sub> =28,76cm <sup>2</sup>	I <sub>y</sub> =10450cm <sup>4</sup>
b=260mm	t <sub>f</sub> =12,5mm	W <sub>pl,y</sub> =919,8cm <sup>3</sup>	I <sub>z</sub> =3668cm <sup>4</sup>
d=177mm	A=86,82cm <sup>2</sup>	Ss=60,62mm	i <sub>y</sub> =10,97cm
g=68,2kg/m	I <sub>w</sub> =516400cm <sup>6</sup>	I <sub>t</sub> =52,37cm <sup>4</sup>	i <sub>z</sub> =6,50cm

### 7.1.3.1 Έλεγχος σύμμικτης δοκού υπό τα στατικά φορτία

Έχουμε όπως σε όλες τις δοκούς:  $L = 8,0m$ ,  $L_{cr} = 8,0m$ ,  $b_1 = 2,0m$ ,  $b_{eff} = 1,0m$ .

#### Κατάταξη διατομής

Η κατάταξη θα γίνει για διατομή σε θλίψη.

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{177}{7,5} = 23,6 \leq 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot 0,92 = 30,36$$

Άρα ο κορμός είναι κατηγορίας 1.

$$c = (b - Ss)/2 = 99,69$$

$$\frac{c}{t} = \frac{c}{t_f} = \frac{99,69}{12,5} = 7,98 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,92 = 8,28$$

Άρα το πέλμα είναι κατηγορίας 1. Επομένως όλη η διατομή είναι κατηγορίας 1 γεγονός που σημαίνει ότι μπορούμε να πραγματοποιήσουμε πλαστικούς ελέγχους.

#### Φορτία

Τα φορτία είναι ίδια με αυτά της δοκού που μελετήσαμε στην παράγραφο (7.1.1.1) εκτός από το ίδιο βάρος της σιδηροδοκού HEA260 (=0,682kN/m).

#### Φάση κατασκευής -OKA- Έλεγχος αντοχής

$$q_{ult,\kappa} = 1,35 \cdot g_{\kappa} = 8,21kN/m$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{919,8cm^3 \cdot 27,5kN/cm^2}{1,00 \cdot 100} = 252,94kNm > M_{Ed,\kappa} = 65,68kNm$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{28,76cm^2 \cdot 27,5kN/cm^2}{\sqrt{3} \cdot 1,00} = 456,62kN > V_{Ed,\kappa} = 32,84kN$$

#### Φάση λειτουργίας -OKA- Έλεγχος αντοχής

$$q_{ult,\lambda} = 1,35 \cdot g_{\lambda} + 1,50 \cdot q = 29,15kN/m$$

$$M_{el,Rd} = \min\{387,07kNm, 326,18kNm\} = 326,18kNm > M_{Ed} = 233,20kNm$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{28,76cm^2 \cdot 27,5kN/cm^2}{\sqrt{3} \cdot 1,00} = 456,62kN > V_{Ed} = 116,60kN$$

#### -Έλεγχος κάμψης και διάτμησης

$$V_{Ed} = 116,60kN < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 228,31kN$$

### Έλεγχοι ευστάθειας

Στη φάση κατασκευής ισχύουν ανάλογες παραδοχές με τη κεφαλοδοκό HEA300 της παραγράφου (7.1.1.1) και έχουμε:

$$\frac{M_{Ed,\kappa}}{M_{cr}} = \frac{65,68kNm}{2747,16kNm} = 0,024 < 0,04$$

Σύμφωνα με το Πρότυπο EN 1993-1-1 αν ισχύει  $M_{Ed}/M_{cr} \leq 0,04$  ο κίνδυνος αστοχίας μέσω πλευρικού λυγισμού μπορεί να αμεληθεί και να γίνονται μόνο έλεγχοι διατομής.

Στη φάση λειτουργίας η δοκός μας είναι προστατευμένη έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού καθώς η διατμητική σύνδεση του άνω πέλματος της σιδηροδοκού με τη σύμμικτη πλάκα σκυροδέματος υλοποιήθηκε βάση της παραγράφου 6.6 του EN1994-1-1.

### Διατμητική σύνδεση

Κεντρικά τοποθετημένοι ήλοι διαμέτρου  $d=19mm$ , ύψους  $h=125mm$ ,  $f_u=450Mpa$ .

Απαιτούμενη απόσταση μεταξύ ήλων (σε μήκος 2m από τη στήριξη):

$$e_L = \frac{P_{Rd}}{v_{L,Ed}} = \frac{73,13kN}{2,32kN/cm} = 31,59cm$$

Τοποθετούμε σε όλη τη δοκό 32 ήλους ανά αποστάσεις των 25cm.

### Έλεγχοι βελών-OK1

Πίνακας 7.7: Αποτελέσματα ελέγχου βελών κεφαλοδοκού HEA260 κατά Y, φάσεις κατασκευής και λειτουργίας.

Διατομή	Φορτίο q(kN/m)		Ροπή αδράνειας I (cm <sup>4</sup> )	Βέλος δ(cm)	Οριακές τιμές (cm)
Χαλύβδινη	Ι.β. δοκού και πλάκα σκυροδέματος	6,08	10450	1,48	3,20
Σύμμικτη	Πρόσθετα μόνιμα	4,40	30535,4	0,37	
Σύμμικτη	Ωφέλιμα	10,00	30535,4	0,83	2,66
				$\delta_{tot}=2,68$	3,20

### 7.1.3.2 Έλεγχος κεφαλοδοκού στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

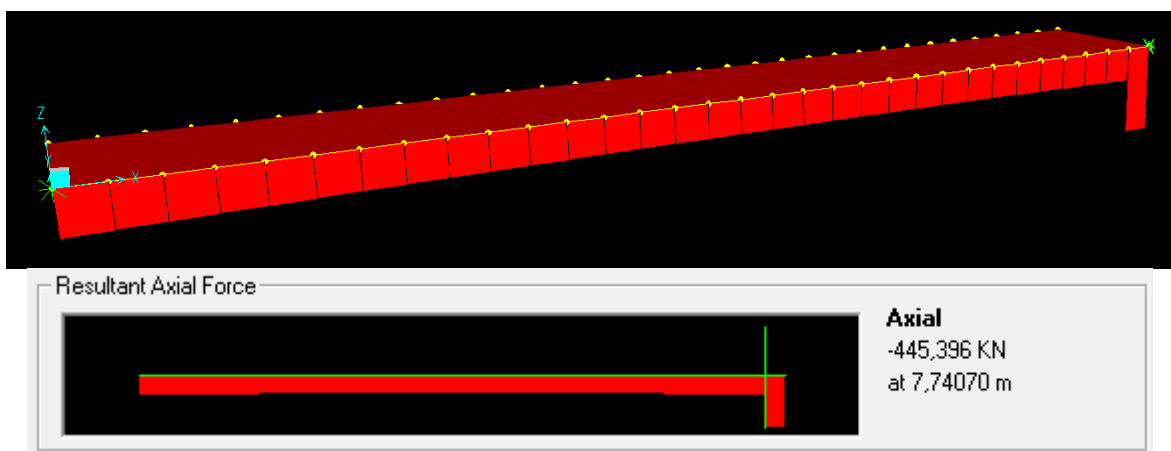
Όπως αναφέραμε στην αρχή της παραγράφου σκοπός αυτής της επίλυσης είναι ο προσδιορισμός του θλιπτικού φορτίου που καταπονεί την σιδηροδοκό μέσα από την ανάλυση ενός προσομοιώματος της σύμμικτης κεφαλοδοκού. Η επίλυση του προσομοιώματος έγινε με τη βοήθεια του SAP2000 και η διατομή που χρησιμοποιήσαμε ήταν η HEA280.

Αρχικά εισαγάγαμε στο πρόγραμμα μία αμφιέριστη δοκό με δεσμευμένες τις στροφές ως προς το διαμήκη άξονα και στις δύο εδράσεις. Στη συνέχεια σχεδιάσαμε την πλάκα σκυροδέματος με το ενεργό της πάχος ( $h_c = 7,7cm$ ), το συνεργαζόμενο πλάτος της ( $b_{eff} = 1,00m$ ) και με την έδρασή της πάνω στη δοκό να γίνεται στην παρειά της. Για να προσομοιάσουμε τη διατμητική σύνδεση σιδηροδοκού- πλάκας σκυροδέματος κάναμε διακριτοποίηση της πλάκας σε 32 τμήματα, όσος είναι και ο αριθμός των ήλων που απαιτούνται για τη σύνδεση όπως υπολογίσαμε στην προηγούμενη παράγραφο. Κατά τον σχεδιασμό της δοκού και της πλάκας η εισαγωγή και των δύο μελών στο μοντέλο πραγματοποιείται προκαθορισμένα από το SAP2000 σε κοινό άξονα και στο ύψος του κέντρου βάρους κάθε στοιχείου. Για να επιτύχουμε τη σύμμικτη λειτουργία μεταθέσαμε την θέση εισαγωγής της σιδηροδοκού ώστε να επιτύχουμε την πραγματική απόσταση των

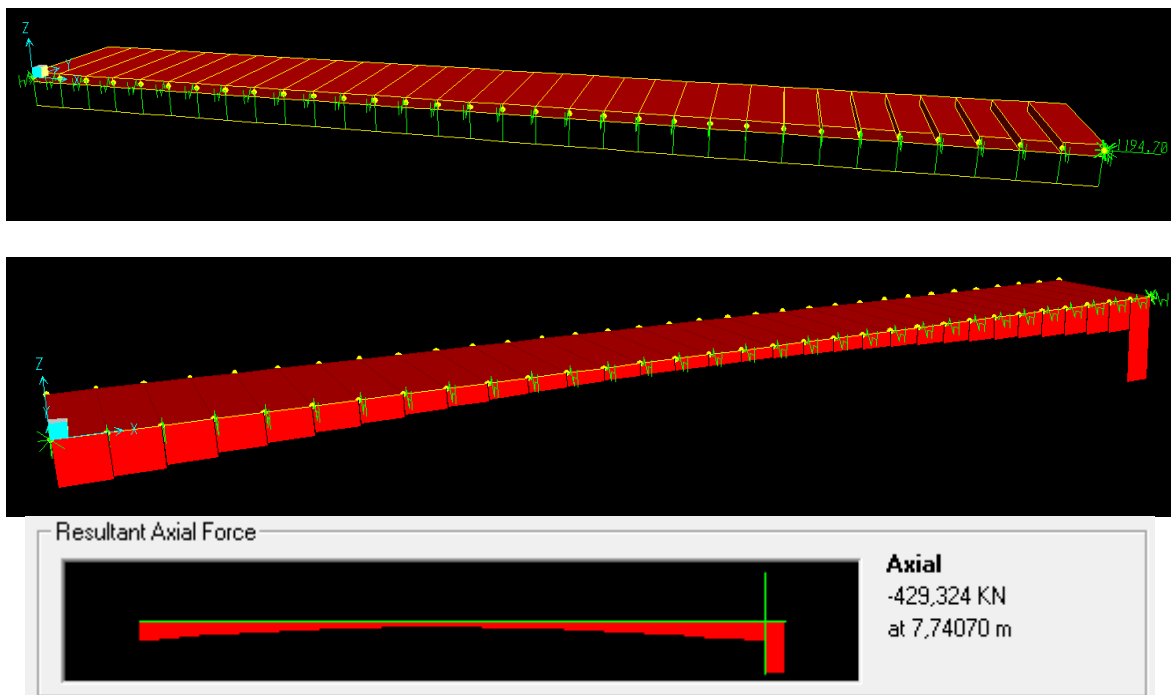
κέντρων βάρους των δύο στοιχείων (μετάθεση κατά  $z = -24,65\text{cm}$ ). Αξίζει επίσης να σημειώσουμε ότι πραγματοποιήσαμε δύο επιλύσεις. Στην *πρώτη* είχαμε τις δεσμεύσεις μετακινήσεων και στροφής στις εδράσεις που αναφέραμε παραπάνω και στη *δεύτερη* τοποθετήσαμε κατά μήκος της δοκού μετακινησιακά ελατήρια ( $50\text{MN/m}$  ανά μέτρο μήκους) περιορίζοντας την πλευρική μετακίνηση κατά τον ασθενή άξονα του μέλους θέλοντας έτσι να προσομοιάσουμε τη συνεχή πλευρική εξασφάλιση που προσφέρει η πλάκα σκυροδέματος και τη δυσκαμψία του διαφράγματος των πλάκων για παραμόρφωση εντός του επιπέδου τους. Τα δύο προσομοιώματα και τα αξονικά φορτία της ανάλυσης μπορούμε να δούμε στα Σχήματα 7.3 και 7.4.

Η οριζόντια συνιστώσα της εφελκυστικής δύναμης του διαγώνιου συνδέσμου είναι  $N_{Ed,E} = 965,9\text{kN} \cdot \cos 33,52^\circ = 805,22\text{kN}$ . Επομένως, η αξονική δύναμη που εφαρμόσαμε στο άκρο της δοκού είναι η αξονική με ικανοτική μεγέθυνση:

$$N_{ικαν} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} = 1194,7\text{kN} \quad (\text{με } \Omega = 1,079, N_{Ed,G} = 0).$$



Σχήμα 7.3: Προσομοίωμα - αξονική δύναμη σιδηροδοκού (αμφιέριστη)



Σχήμα 7.4: Προσομοίωμα-αξονική δύναμη σιδηροδοκού(αμφιέριστη με μετακινησιακά ελατήρια)

Όπως μπορούμε να δούμε από τα αποτελέσματα των αναλύσεων το αξονικό φορτίο παραλαμβάνεται αρχικά ολόκληρο από τη σιδηροδοκό άρα οι διατομές θα ελεγχούν σε επάρκεια για ολόκληρο το θλιπτικό φορτίο. Ο έλεγχος ευστάθειας όμως θα γίνει για το αξονικό φορτίο που καταπονεί τη σιδηροδοκό ύστερα από τον πρώτο «σύνδεσμο», όταν δηλαδή το σκυρόδεμα της πλάκας έχει αρχίσει να παραλαμβάνει αξονικό φορτίο. Αυτά τα αξονικά φορτία βλέπουμε στα Σχήματα 7.3 και 7.4, και τα οποία είναι:

$$-N_{Ed,1} = 445,4kN$$

$$-N_{Ed,2} = 429,3kN$$

Τελικώς, υπέρ της ασφάλειας, θα ελέγξουμε τη σιδηροδοκό για αξονικό φορτίο:

$$N_{Ed} = 460kN$$

#### Φορτία

Συνολικό φορτίο ανά μέτρο:  $g_d = 16,48kN/m$  (από  $G + 0,6Q$ )

#### Εντατικά μεγέθη

Αξονική με ικανοτική μεγέθυνση:

$$N_{Ed,ικαν} = N_{Ed} = 460kN$$

$$M_{Ed,y} = g_d \cdot L^2/8 = 131,86kNm$$

$$V_{Ed} = g_d \cdot L/2 = 65,93kN$$

#### Έλεγχος διατομής

Έλεγχος σε αξονική θλίψη

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{86,82cm^2 \cdot 27,5kN/cm^2}{1,00} = 2387,55kN > N_{Ed} = 460kN$$

$$N_{Ed} = 460kN < 0,25N_{pl,Rd} = 596,89kN$$

όμως

$$N_{Ed} = 460kN > \frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = 232,03kN$$

Επομένως πρέπει να υπολογίσουμε την απομειωμένη αντοχή σε κάμψη:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n)/(1 - 0,5a) = 233,57kNm < M_{pl,y,Rd} = 252,94kNm$$

όπου

$$n = N_{Ed}/N_{pl,Rd} = 0,1926$$

$$a = (A - 2bt_f)/A = 0,2513 < 0,5$$

Έλεγχος κάμψης

$$M_{N,y,Rd} = 233,57kNm > M_{Ed} = 131,86kNm$$

Έλεγχος τέμνουσας

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{28,76cm^2 \cdot 27,5kN/cm^2}{\sqrt{3} \cdot 1,00} = 456,62kN > V_{Ed} = 65,93kN$$

$$V_{Ed} = 65,93kN < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 228,31kN$$

#### Έλεγχος μέλους

Η σύμμικτη λειτουργία της δοκού προσφέρει συνεχή πλευρική στήριξη στη σιδηροδοκό, και συγκεκριμένα συνεχή δέσμευση της πλευρικής μετατόπισης και της

στροφής. Συνεπώς, απώλεια της ευστάθειας του μέλος μπορεί να εμφανιστεί με τη μορφή *καμπτικού λυγισμού εντός επιπέδου* υπό τη δράση θλίψης και μονοαξονικής κάμψης. Για τους παραπάνω λόγους λαμβάνονται οι εξής τιμές :  $\lambda_z = 0$  και  $\chi_z = \chi_{LT} = 1$ .

Λυγηρότητες

$$\lambda_y = \frac{L_{cr}}{i_y} = \frac{800cm}{10,97cm} = 72,93 \quad , \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{72,93}{86,81} = 0,84$$

Καμπύλη λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{250cm}{260cm} = 0,96 < 1,2 \quad , \quad t_f = 12,5mm \leq 100mm$$

Σύμφωνα με τους Πίνακες 4.2 και 7.3 και για χάλυβα S275 επιλέγουμε καμπύλη λυγισμού και το συντελεστή ατελειών:

-καμπύλη b και  $\alpha_y=0,34$  για λυγισμό περί τον άξονα y-y

Μειωτικός συντελεστής  $\chi$

$$\Phi_y = 0,5 \left[ 1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 [1 + 0,34(0,84 - 0,2) + 0,84^2] = 0,96$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,96 + \sqrt{0,96^2 - 0,84^2}} = 0,70$$

Σχέση αλληλεπίδρασης

Ο συντελεστής  $k_{yy}$ , θα υπολογιστεί σύμφωνα με τις τιμές του Παραρτήματος B (EN1998-1-1) και με τη μέθοδο 2.

$$a_h = \frac{M_h}{M_s} = 0 \quad , \quad c_{my} = 0,95 + 0,05a_h = 0,95$$

Συνεπώς:

$$k_{yy} = 0,95 \left( 1 + (0,84 - 0,2) \frac{460kN}{0,70 \cdot 2387,55kN/1,00} \right) \\ \leq 0,95 \left( 1 + 0,8 \frac{460kN}{0,70 \cdot 2387,55kN/1,00} \right) \Rightarrow \\ k_{yy} = 1,117 < 1,159$$

Η σχέση αλληλεπίδρασης λαμβάνει την ακόλουθη μορφή:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} \leq 1 \Rightarrow \frac{460kN}{0,70 \cdot 2387,55kN} + 1,117 \frac{131,86kNm}{252,94kNm} = 0,858 < 1$$

Άρα η διατομή HEA260 ικανοποιεί το κριτήριο αλληλεπίδρασης αλλά με μεγάλο ποσοστό εκμετάλλευσης της αντοχής της.

Δοκιμάζουμε και τις πρότυπες διατομές HEA280 και HEA240 για τις οποίες οι σχέσεις αλληλεπίδρασης διαμορφώνονται ως εξής:

HEA280

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}} \leq 1 \Rightarrow \frac{460kN}{0,738 \cdot 2674,65kN} + 1,077 \frac{132,5kNm}{305,8kNm} = 0,70 < 1$$

HEA240

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{460kN}{\frac{0,65 \cdot 2113,1kN}{1,00}} + 1,178 \frac{131,22kNm}{\frac{204,76kNm}{1,00}} = 1,089 > 1$$

Έχουμε υπέρβαση της αντοχής του μέλους με τη διατομή HEA240. Συνεπώς η πρώτη διατομή από τη σειρά HEA που ικανοποιεί το κριτήριο αντοχής και μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε είναι η HEA260.

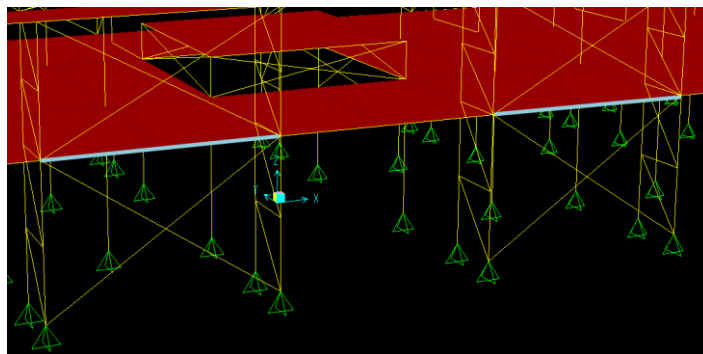
Συνοπτικά τα αποτελέσματα των ελέγχων αλληλεπίδρασης των εντατικών μεγεθών για την ευστάθεια των κεφαλοδοκών μπορούμε να δούμε στον Πίνακα 7.8. Βλέπουμε τις τιμές για όλες τις διατομές που ελέγξαμε υπό την επίδραση των τριών πιθανών τιμών του αξονικού φορτίου που εξετάσαμε. Από τα παρακάτω αποτελέσματα επιλέγουμε τη χρησιμοποίηση της πρότυπης διατομής HEA300 για τις κεφαλοδοκούς κατά Y που ικανοποιεί το κριτήριο για όλες τις πιθανές τιμές του αξονικού θλιπτικού φορτίου, ενώ θα μπορούσαμε με αρκετή ασφάλεια να χρησιμοποιήσουμε και τη διατομή HEA280.

Πίνακας 7.8: Αποτελέσματα ελέγχων αλληλεπίδρασης κεφαλοδοκών κατά Y

Έλεγχος αλληλεπίδρασης $N_{Ed}, M_{y,Ed}$					
Αξονικό Φορτίο	Διατομές				
	HEA320	HEA300	HEA280	HEA260	HEA240
1η Επίλυση - $N_{Ed}=1194,7kN$	0,784	0,922	1,160	1,437	1,857
2η Επίλυση - $N_{Ed}=758,6kN$	0,601	0,707	0,887	1,093	1,402
3η Επίλυση - $N_{Ed}=460kN$	0,477	0,560	0,700	0,858	1,089

## 7.2 Κεφαλοδοκοί κατά X

Ο σχεδιασμός των κεφαλοδοκών κατά X υλοποιήθηκε με την ίδια μεθοδολογία που αναπτύξαμε στην προηγούμενη ενότητα, αλλά για σεισμικό συνδυασμό  $G + 0,60 Q \pm E_x \pm 0,30 E_y$  (3.19). Στον Πίνακα 7.9 μπορούμε να δούμε συνοπτικά τα αποτελέσματα των ελέγχων αλληλεπίδρασης των εντατικών μεγεθών κατά τον έλεγχο ευστάθειας της δοκού. Για την κεφαλοδοκό της οροφής του ισογείου έχουμε:  $L = 8,0m$ ,  $L_{cr} = 8,0m$ , πλ. επιρροής:  $b_1 = 2,0m$ ,  $b_{eff} = 1,0m$ ,  $N_{Ed,E} = 829,7kN \cdot \cos 33,52^\circ = 691,72kN$ ,  $N_{ικαν} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} = 1101,1kN$  (με  $\Omega = 1,157$ ).



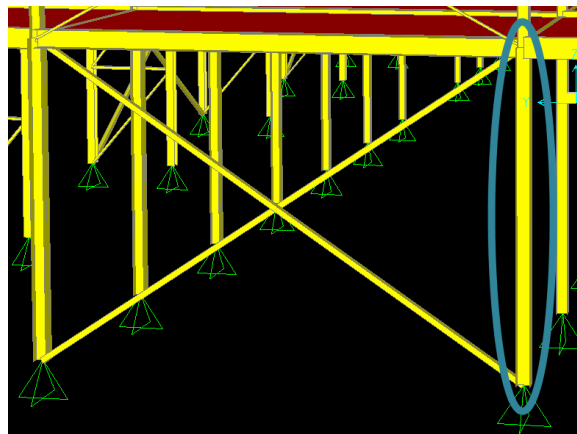
Σχήμα 7.5: Κεφαλοδοκοί κατά X

Πίνακας 7.9: Αποτελέσματα ελέγχων αλληλεπίδρασης κεφαλοδοκών κατά X

Έλεγχος αλληλεπίδρασης $N_{Ed}, M_{y,Ed}$					
Αξονικό Φορτίο	Διατομές				
	HEA320	HEA300	HEA280	HEA260	HEA240
1η Επίλυση - $N_{Ed}=1101,1\text{kN}$	0,744	0,876	1,101	1,364	1,760
2η Επίλυση - $N_{Ed}=699,13\text{kN}$	0,577	0,678	0,850	1,047	1,340
3η Επίλυση - $N_{Ed}=420\text{kN}$	0,460	0,540	0,675	0,826	1,048

### 7.3 Υποστυλώματα κατά Y

Ο ικανοτικός έλεγχος των υποστυλωμάτων κατά Y (Σχήμα 7.6) διατομής HEB220, πραγματοποιείται με τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από τη δυναμική ανάλυση για το συνδυασμό των δράσεων στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού:  $G + 0,60 Q \pm 0,30 E_x \pm E_y$  (3.20). Ο έλεγχος υπό τη δράση των στατικών φορτίων πραγματοποιήθηκε για εσωτερικό υποστύλωμα στην παράγραφο 4.2.1.



Σχήμα 7.6: Υποστύλωμα ελέγχου κατά Y

Πίνακας 7.10: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά της διατομής HEB220

HEB220			
$h=220\text{mm}$	$t_w=9,5\text{mm}$	$W_{pl,y}=827\text{cm}^3$	$I_y=8091\text{cm}^4$
$b=220\text{mm}$	$t_f=16,0\text{mm}$	$W_{pl,z}=393,9\text{cm}^3$	$I_z=2843\text{cm}^4$
$d=152\text{mm}$	$A=91,04\text{cm}^2$	$S_s=62,59\text{mm}$	$i_y=9,43\text{cm}$
$G=8077\text{kN/cm}^2$	$I_w=295400\text{cm}^6$	$I_t=76,57\text{cm}^4$	$i_z=5,59\text{cm}$

#### Κατάταξη διατομής

Η κατάταξη θα γίνει για διατομή σε θλίψη.

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{152}{9,5} = 16 \leq 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot 0,92 = 30,36$$

Άρα ο κορμός είναι κατηγορίας 1.

$$\frac{c}{t} = \frac{(b - S_s)/2}{t_f} = \frac{78,7}{16} = 4,92 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,92 = 8,28$$



Άρα και το πέλμα είναι κατηγορίας 1. Επομένως όλη η διατομή είναι κατηγορίας 1 γεγονός που σημαίνει ότι μπορούμε να πραγματοποιήσουμε πλαστικούς ελέγχους

#### Εντατικά μεγέθη ελέγχου

Αξονική με ικανοτική μεγέθυνση:

$$N_{ικαν} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} = 933,3kN$$

όπου

$$N_{Ed,G} = 141,8kN \quad (\text{από } G + 0,6Q)$$

$$\gamma_{ov} = 1,25$$

$$\Omega = 1,079 \quad (\text{βλέπε Πίνακα 6.8})$$

$$N_{Ed,E} = 965,9kN \cdot \sin 33,52^\circ = 533,46kN$$

$$M_{y,Ed} = 1,8kNm$$

$$M_{z,Ed} = 5,0kNm$$

$$V_{z,Ed} = V_{y,Ed} \cong 0$$

#### Έλεγχος διατομής

Έλεγχος σε αξονική θλίψη

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{91,04cm^2 \cdot 27,5kN/cm^2}{1,00} = 2503,6kN > N_{Ed} = 933,3kN$$

$$N_{Ed} = N_{ικαν} = 933,3kN > 0,25N_{pl,Rd} = 625,9kN$$

Ο υπολογισμός της απομειωμένης αντοχής σε κάμψη καθώς και ο έλεγχος σε διαξονική κάμψη παρέλκει λόγω της μικρής τιμής των ροπών κάμψης.

#### Έλεγχος μέλους

Μήκος δοκού:  $L = 5,3m$

Ισοδύναμο μήκος λυγισμού:  $L_{cr,y} = L_{cr,z} = 5,3m$

Λυγηρότητες

$$\lambda_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y} = \frac{530cm}{9,43cm} = 56,20 \quad , \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{56,20}{86,81} = 0,647$$

$$\lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} = \frac{530cm}{5,59cm} = 94,81 \quad , \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{94,81}{86,81} = 1,092$$

Καμπύλες λυγισμού

$$h/b = 1,0 < 1,2 \quad , \quad t_f = 16mm \leq 100mm$$

Σύμφωνα με τους Πίνακες 4.2 και 7.3 και για χάλυβα S275 επιλέγουμε καμπύλη λυγισμού και το συντελεστή ατελειών:

-καμπύλη b και  $\alpha_y=0,34$  για λυγισμό περί τον άξονα y-y

-καμπύλη c και  $\alpha_z=0,49$  για λυγισμό περί τον άξονα z-z

Μειωτικοί συντελεστές  $\chi$

$$\Phi_y = 0,5 \left[ 1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \left[ 1 + 0,34(0,647 - 0,2) + 0,647^2 \right] = 0,79$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,79 + \sqrt{0,79^2 - 0,647^2}} = 0,813$$

και

$$\Phi_z = 1,32 \quad , \quad \chi_z = 0,49$$

Υπολογίζουμε την κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left\{ \left[ \frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right\}^{0.5} - (C_2 z_g - C_3 z_j)$$

με  $k = k_w = 1$ ,  $z_g = z_j = 0$  (διατομή ΗΕΒ) και  $C_1 = 1,879$  (πίνακας 3.12[3]) :

$$M_{cr} = 78687,7 kNcm$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = 0,538$$

Καμπύλη λυγισμού

$$h/b = 1 < 2$$

-καμπύλη α και  $\alpha_{LT} = 0,21$

Έχουμε τελικά

$$\Phi_{LT} = 0,68 \quad , \quad \chi_{LT} = 0,91$$

Σχέσεις αλληλεπίδρασης

Οι συντελεστές  $k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$ ,  $k_{zz}$  θα υπολογιστούν σύμφωνα με τις τιμές του Παραρτήματος Β (EN1998-1-1) και με τη μέθοδο 2.

Από τον Πίνακα Β.3 του Παραρτήματος Β με  $\psi = 0$  έχουμε:

$$C_{my} = C_{mz} = C_{mLT} = 0,6 + 0,4\psi = 0,6$$

Με βάση τις σχέσεις των πινάκων Β.1 και Β.2 του EN1993-1-1 υπολογίζουμε:

$$k_{yy} = 0,723 \quad , \quad k_{yz} = 0,744$$

$$k_{zz} = 1,325 \quad , \quad k_{zy} = 0,762$$

Έχουμε:

$$\Delta M_{y,Ed} = \Delta M_{z,Ed} = 0 \quad (\text{Κατηγορία διατομής 2})$$

$$N_{Rk} = f_y A = 2503,6 kN$$

$$M_{y,Rk} = f_y W_{pl,y} = 227,4 kNm$$

$$M_{z,Rk} = f_y W_{pl,z} = 108,3 kNm$$

Οι σχέσεις αλληλεπίδρασης είναι:

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

$$Y = \frac{933,3kN}{\frac{0,813 \cdot 2503,6kN}{1,00}} + 0,723 \frac{1,8kNm}{0,91 \frac{227,4kNm}{1,00}} + 0,744 \frac{5,0kNm}{\frac{108,3kNm}{1,00}} = 0,50 < 1$$

και

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

$$Z = \frac{933,3kN}{\frac{0,49 \cdot 2503,6kN}{1,00}} + 0,782 \frac{1,8kNm}{0,91 \frac{227,4kNm}{1,00}} + 1,241 \frac{5,0kNm}{\frac{108,3kNm}{1,00}} = 0,83 < 1$$

Όπως μπορούμε να δούμε έχουμε επάρκεια της διατομής HEB220.

Δοκιμάζουμε και τη διατομή HEB200. Τα αποτελέσματα του ελέγχου αλληλεπίδρασης είναι:

$$Y = 0,62 < 1$$

$$Z = 1,10 > 1$$

Έχουμε υπέρβαση της αντοχής του μέλους με τη διατομή HEB200. Συνεπώς η πρώτη διατομή από τη σειρά HEB που ικανοποιεί το κριτήριο αλληλεπίδρασης και μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε είναι η HEB220.

#### 7.4 Έλεγχος σύνδεσης διαγώνιου συνδέσμου - κεφαλοδοκού κατά Y

Σύμφωνα με το Πρότυπο EN 1998-1 όταν σχεδιάζουμε ένα φορέα με ζώνες απόδοσης ενέργειας στα μέλη του, οι συνδέσεις των πλαστικών μελών με τον υπόλοιπο φορέα πρέπει να διαθέτουν επαρκή υπεραντοχή έτσι ώστε να επιτρέπουν την ανάπτυξη της ανακυκλικής διαρροής στα πλαστικά μέλη[12]. Για να εξασφαλιστεί η παραπάνω απαίτηση σε συγκολλητές ή κοχλιωτές μη πλαστικές συνδέσεις θα πρέπει να ικανοποιείται η ακόλουθη σχέση:

$$R_d \geq 1,1 \gamma_{ov} R_{fy} \quad (7.5)$$

όπου

$R_d$  είναι η αντοχή της σύνδεσης σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1993

$R_{fy}$  είναι η πλαστική αντοχή του συνδεδεμένου πλαστικού μέλους η οποία βασίζεται στην τάση διαρροής σχεδιασμού του υλικού όπως ορίζεται στο EN 1993

$\gamma_{ov}$  είναι ο συντελεστής υπεραντοχής ( $\gamma_{ov} = 1,25$ ).

Καθώς η πλαστική αντοχή του διαγώνιου συνδέσμου διατομής SHS100x100x11 είναι:

$$R_{fy} = N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{37,9cm^2 \cdot 27,5kN/cm^2}{1,00} = 1042,25kN$$

η διατμητική δύναμη σχεδιασμού με την οποία θα ελέγξουμε την επάρκεια της σύνδεσης είναι (με ικανοτική μεγέθυνση):

$$F_{v,Ed} = 1,1 \gamma_{ov} R_{fy} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1042,25kN = 1433,1kN$$

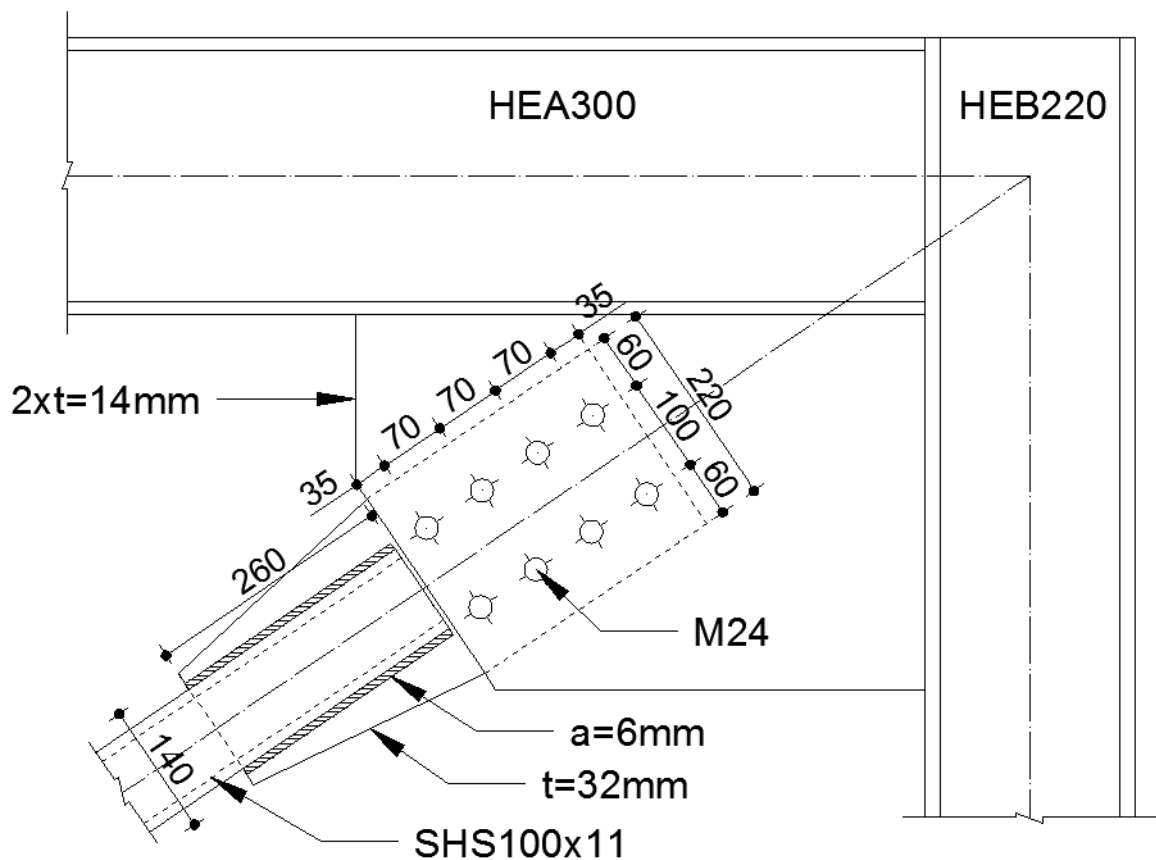
Στο κτίριό μας η σύνδεση του διαγώνιου συνδέσμου με τον κόμβο κεφαλοδοκού-υποστυλώματος υλοποιείται με κοχλιωτή σύνδεση διάτμησης και με τη χρήση τριών

επίπεδων ελασμάτων. Ένα έλασμα πλάτους 220mm και πάχους 32mm θα συγκολληθεί με εξωραφές στη διαγώνιο κοίλης τετραγωνικής διατομής το οποίο στη συνέχεια θα συνδεθεί κοχλιωτά με δύο ελάσματα συγκολλημένα στο υποστύλωμα και την κεφαλοδοκό πάχους 14mm το καθένα. Η κατηγορία της σύνδεσης είναι C, η οποία λειτουργεί ως κοχλίωση τριβής σε επιφάνεια κατηγορίας B, χωρίς να επιτρέπεται η εμφάνιση ολίσθησης στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Στις συνδέσεις κατηγορίας C η μέγιστη διατμητική δύναμη σχεδιασμού ( $F_{v,Ed}$ ) δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σε ολίσθηση ( $F_{s,Rd}$ ), την αντοχή σχεδιασμού σε σύνθλιψη άντυγας ( $F_{b,Rd}$ ) και για συνδέσεις καταπονούμενες σε εφελκυσμό, όπως στην περίπτωση μας, ελέγχεται και η πλαστική αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στην περιοχή των οπών κοχλιών ( $N_{net,Rd}$ ).

Τοποθετούμε σε κανονικές οπές και σε δύο σειρές 8 προεντεταμένους κοχλίες M24 ποιότητας 10.9 τα χαρακτηριστικά των οποίων μπορούμε να δούμε στον Πίνακα 7.11. Προβλέπεται επίσης η τοποθέτηση ενός δακτυλίου προς την πλευρά σύσφιξης του κοχλία, στην κεφαλή ή στο περικόχλιο. Η διάταξη της σύνδεσης φαίνεται στο Σχήμα 7.7.

Πίνακας 7.11: Διαστάσεις και αντοχές κοχλιών M24 ποιότητας 10.9.

d σπειρώματος[mm]	d κορμού [mm]	Εμβαδόν σπειρώματος $A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	Ανοχή α [mm]	$f_{yb}$ [MPa]	$f_{ub}$ [MPa]
24	24	3,53	2	900	1000



Σχήμα 7.7: Διαμόρφωση σύνδεσης διαγώνιου συνδέσμου με κόμβο κεφαλοδοκού-υποστύλωματος.

### Έλεγχος αποστάσεων κοχλιών

Ελάχιστες και μέγιστες αποστάσεις κατά το EN 1993-1-8 για χάλυβα εκτεθειμένο σε καιρικές συνθήκες ή διαβρωτικό περιβάλλον:

$$\min e_1 = 1,2d_0 = 1,2 \cdot 26\text{mm} = 31,2\text{mm}$$

$$\min p_1 = 2,2d_0 = 2,2 \cdot 26\text{mm} = 57,2\text{mm}$$

$$\min e_2 = 1,2d_0 = 31,2\text{mm}$$

$$\min p_2 = 2,4d_0 = 62,4\text{mm}$$

$$\max e_1 = 4t + 40\text{mm} = 4 \cdot 14\text{mm} + 40\text{mm} = 96\text{mm}$$

$$\max p_1 = \min\{14t; 200\text{mm}\} = \min\{14 \cdot 14\text{mm}; 200\text{mm}\} = 196\text{mm}$$

$$\max e_2 = 4t + 40\text{mm} = 96\text{mm}$$

$$\max p_2 = \min\{14t; 200\text{mm}\} = 196\text{mm}$$

Εμείς έχουμε:  $e_1 = 35\text{mm}$ ,  $e_2 = 60\text{mm}$ ,  $p_1 = 70\text{mm}$ ,  $p_2 = 100\text{mm}$

Συνεπώς ικανοποιούνται οι παραπάνω απαιτήσεις.

### Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

$$\begin{aligned} a_b &= \min\left\{\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0\right\} \\ &= \min\left\{\frac{35\text{mm}}{3 \cdot 26\text{mm}}; \frac{70\text{mm}}{3 \cdot 26\text{mm}} - \frac{1}{4}; \frac{100\text{kN/cm}^2}{43\text{kN/cm}^2}; 1,0\right\} = \min\{0,449; 0,647; 2,32; 1,0\} \\ &= 0,449 \end{aligned}$$

$$k_1 = \min\left\{2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right\} = \min\{4,76; 3,68; 2,5\} = 2,5$$

Συνολική αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 a_b f_u d t}{\gamma_{M2}} \cdot m = \frac{2,5 \cdot 0,449 \cdot 43\text{kN/cm}^2 \cdot 2,4\text{cm} \cdot 2,8\text{cm}}{1,25} \cdot 8 = 2074,6\text{kN}$$

$$F_{b,Rd} > F_{v,Ed} = 1433,1\text{kN}$$

### Αντοχή σε ολίσθηση

Δύναμη προέντασης κοχλία M24

$$F_{p,c} = 0,7 f_{ub} A_s = 0,7 \cdot 100\text{kN/cm}^2 \cdot 3,53\text{cm}^2 = 247,1\text{kN}$$

Συνολική αντοχή σε ολίσθηση

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M3}} F_{p,c} \cdot m = \frac{1,00 \cdot 2 \cdot 0,4}{1,10} \cdot 247,1\text{kN} \cdot 8 = 1437,67\text{kN} > F_{v,Ed} = 1433,1\text{kN}$$

$m = 8$  αριθμός κοχλιών

$k_s = 1,0$  κοχλίες σε κανονικές οπές

$n = 2$  επιφάνειες τριβής

$\mu = 0,4$  συντελεστής ολίσθησης για επιφάνεια τριβής κατηγορίας B.

*Πλαστική αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής των ελασμάτων*

Έλασμα συνδεδεμένο στη διαγώνιο

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net}f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(22cm - 2 \cdot 2,6cm) \cdot 3,2cm \cdot 27,5kN/cm^2}{1,00} = 1478,4kN$$

$$N_{net,Rd} > F_{v,Ed} = 1433,1kN$$

Έλασμα συνδεδεμένο στον κόμβο κεφαλοδοκού - υποστυλώματος (έλεγχος στο ελάχιστο εν δυνάμει πλάτος)

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net}f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(24cm - 2 \cdot 2,6cm) \cdot 2,8cm \cdot 27,5kN/cm^2}{1,00} = 1463kN$$

$$N_{net,Rd} > F_{v,Ed} = 1433,1kN$$

*Έλεγχος συγκόλλησης διαγωνίου συνδέσμου-ελάσματος με εξωραφές*

$$\min a = 3mm$$

$$\max a = 0,7t_{min} = 0,7 \cdot 11mm = 7,7mm$$

Πραγματοποιούμε συγκόλληση πάχους  $a = 6mm$

Η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση της συγκόλλησης είναι:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w\gamma_{M2}} = \frac{43kN/cm^2}{\sqrt{3} \cdot 0,85 \cdot 1,25} = 23,36kN/cm^2$$

όπου

$\beta_w = 0,85$  είναι ο συντελεστής συσχέτισης εξωραφών για χάλυβα S275.

Το μήκος της συγκόλλησης είναι  $l = 26cm$  και η αντοχή σχεδιασμού λαμβάνοντας υπόψη τις 4 ραφές (2 ανά πλευρά του ελάσματος) είναι:

$$F_{w,Rd} = 4 \cdot f_{vw,d} \cdot a \cdot l = 4 \cdot 23,36kN/cm^2 \cdot 0,6cm \cdot 26cm = 1457,66kN$$

$$F_{w,Rd} > F_{v,Ed} = 1433,1kN.$$

Η επικάλυψη είναι  $l = 26cm < 150a = 90cm$ . Επομένως δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής σχεδιασμού.

## 8 Συμπεράσματα

- Μεγάλη προσοχή πρέπει να επιδεικνύουμε κατά τη μόρφωση του προσομοιώματος του φορέα μας σε ένα πρόγραμμα ανάλυσης. Τα αποτελέσματα που λάβαμε σε πολλές επιλύσεις διέφεραν σε σημαντικό βαθμό από τα αναμενόμενα και χρειάστηκε να επανασχεδιάσουμε και να αναθεωρήσουμε τις παραδοχές μας στο σχεδιασμό του προς ανάλυση μοντέλου. Τα παραπάνω προϋποθέτουν τον έλεγχο του μοντέλου μέσα από τη πραγματοποίηση πλήθους συγκριτικών αναλύσεων.
- Κατά το σχεδιασμό μελών του φέροντα οργανισμού η προσομοίωση πρέπει να λαμβάνει υπόψη τη συμπεριφορά που θέλουμε να παρουσιάσουν στην πραγματική κατασκευή, όπως για παράδειγμα κατά τη προσομοίωση της σύμμικτης λειτουργίας των δοκών.
- Από τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης μπορούμε να παρατηρήσουμε ότι έχουμε κατώτερες ιδιομορφές μεταφορικές κατά X και κατά Y με σχεδόν ολόκληρη τη μάζα του κτιρίου να συμμετέχει σε αυτές επιτυγχάνοντας τη ταλάντωση του φορέα μας ως σύνολο. Επίσης, καθώς οι τιμές των δύο κύριων ιδιοπεριόδων ανήκουν στην περιοχή του *πλατό* του φάσματος σχεδιασμού και είναι πολύ κοντά αριθμητικά μπορούμε να χαρακτηρίσουμε την κατασκευή μας ως *δύσκαμπτη* και με παρόμοια δυσκαμψία κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις. Οι παραπάνω λόγοι συνηγορούν στο να χαρακτηρίσουμε το κτίριό μας ως κατάλληλα μορφωμένο και με ικανοποιητική εξασφάλιση της πλευρικής ευστάθειάς του.
- Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι κατά Y αποτελούνται από 2 συνδέσμους μορφής X στα δύο μέτωπα-προσόψεις της κατασκευής και 6 ζεύγη συνδέσμων μορφής Z σε εσωτερικά φατώματα. Αυτό που μπορούμε να εξάγουμε από τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης είναι ότι η μόρφωση και η διάταξη τους κρίνεται ως αρκετά ομοιόμορφη και επιτυχημένη καθώς από το σύνολο των 6 ζευγών συνδέσμων  $(N_{Ed,Z} = 6 \cdot (312,4kN + 77,45kN) = 2339,1kN)$  παραλαμβάνεται περίπου το ίδιο φορτίο που καταπονεί τους 2 μετωπικούς συνδέσμους  $(N_{Ed,X} = 2 \cdot (965,9kN + 138,7kN) = 2209,2kN)$ .
- Η διάταξη των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας μπορεί να κρίνεται επιτυχημένη από στατική άποψη αλλά ίσως δημιουργούνται αρχιτεκτονικά και άλλης φύσεως λειτουργικά προβλήματα. Για αυτό το λόγο χρήσιμο είναι να γνωρίζουμε τις ανάγκες ενός κτιρίου πριν τη διαμόρφωση και το σχεδιασμό του φέροντα οργανισμού.
- Από τη διερεύνηση που πραγματοποιήσαμε για το προσδιορισμό του θλιπτικού φορτίου της κεφαλοδοκού υπό τα σεισμικά φορτία, μπορούμε να κρίνουμε ότι χρειάζεται ιδιαίτερη προσοχή και ενδελεχής μελέτη της καταπόνησης συγκεκριμένων μελών. Ιδιαίτερα όταν αυτά τα μέλη συμμετέχουν στα συστήματα παραλαβής των σεισμικών φορτίων. Έκαστη επίλυση μας οδήγησε σε βελτιστοποίηση της διαστασιολόγησης αλλά έγκειται στην εμπειρία και τις γνώσεις του μελετητή η τελική επιλογή της λύσης.

## 9 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1997,2005). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999,2004). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι. (2001). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
5. Βάγιας Ι., (2003). «Σιδηρές κατασκευές. Ανάλυση και διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Ερμόπουλος Ι., (2005) «Ευρωκώδικας 1, Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
7. EN 1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002
8. EN 1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-3: Φορτία χιονιού, CEN, Ιούλιος 2003
9. EN 1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004.
10. EN 1993-1-3, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-3: Γενικοί κανόνες- Πρόσθετοι κανόνες για μέλη και φύλλα ψυχρής έλασης, CEN, Οκτώβριος 2006.
11. EN 1994-1-1, Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων φορέων από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Σεπτέμβριος 2004.
12. EN 1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.
13. <http://www.csiberkeley.com/SAP2000>
14. <http://www.csihellas.gr>
15. <http://www.elastron.gr>



# Παράρτημα Α. Σχεδιασμός σύμμικτων πλακών με το πρόγραμμα Symdeck Designer

-Εισαγωγή δεδομένων - Αντοχές σχεδιασμού

The screenshot displays the Sym Deck Designer software interface. The main window shows a beam with four spans of 2.0 m each, subjected to a uniform load of 5.0 kN/m. The software has calculated the design moments and shear force.

**Input Parameters:**

- Span length (L): 2.0 m
- Uniform load (q): 5.0 kN/m
- Self-weight (Γ<sub>G</sub>): 1.35
- Partial safety factor (γ<sub>Q</sub>): 1.50

**Design Results:**

- Design moment (M<sup>+</sup><sub>Rd,S</sub>): 25.10 kNm/m
- Design moment (M<sup>-</sup><sub>Rd,S</sub>): 14.90 kNm/m
- Design shear force (V<sub>V,Rd</sub>): 29.22 kN/m

**Material and Section Properties:**

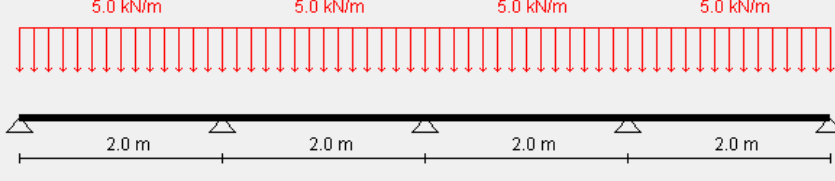
- Thickness (t): 0.75 mm
- Concrete strength (C): 25/30 MPa
- Steel strength (S): 500 MPa
- Slab height (h): 0.15 m
- Effective depth (c): 0.03 m
- Steel yield strength (Fe): 320 GPa
- Partial safety factor (γ<sub>M1</sub>): 1.10
- Concrete partial safety factor (γ<sub>C</sub>): 1.50
- Steel partial safety factor (γ<sub>S</sub>): 1.15
- Reinforcement area (A<sub>s</sub>): 3.351 cm<sup>2</sup>/m
- Reinforcement diameter (Ø): 8 mm
- Effective depth (d): 15 cm
- Modulus of elasticity (m): 90.83 MPa
- Modulus of elasticity (k): 0.0144 MPa

## -Φάση κατασκευής

Sym Deck Designer

Αρχείο Βοήθεια

Πληροφορίες



α/α	L (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )
1	2	5
2	2	5
3	2	5

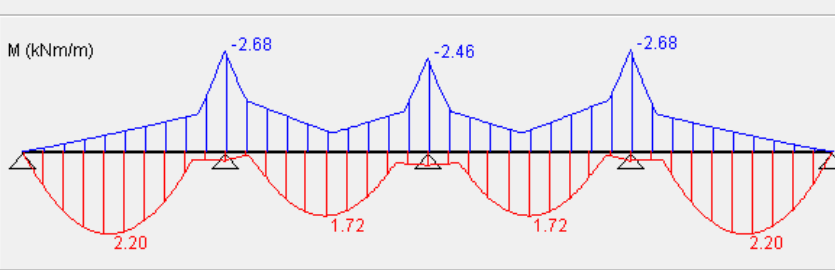
Πρόβολος αριστερά L =  q = 
 Πρόβολος δεξιά L =  q =

Ίδιο βάρος = 2.70 kN/m<sup>2</sup>  
 Πρόσθετα μόνιμα = 2.2 kN/m<sup>2</sup>

Σχεδίαση φορέα

$\gamma_G = 1.35$      $\gamma_Q = 1.50$

Γενικά στοιχεία    Φάση κατασκευής    Φάση λειτουργίας



Ο έλεγχος των ροπών:  
 $0.54 < 1.00$  - Ικανοποιείται!

Ο έλεγχος των βελών κάμψης:  
 $0.10 < 1.00$  - Ικανοποιείται!

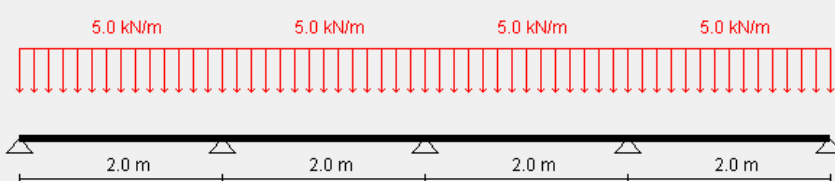
Συνδυασμός φόρτισης    Ανοιγμα : Όλα    σπριξας : 0    Επίλυση

Διάγραμμα ροπών    Όριο για τον έλεγχο των βελών κάμψης: ... 180 ή 20    Αλλαγή  
 Ελαστική γραμμή

Sym Deck Designer

Αρχείο Βοήθεια

Πληροφορίες



α/α	L (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )
1	2	5
2	2	5
3	2	5

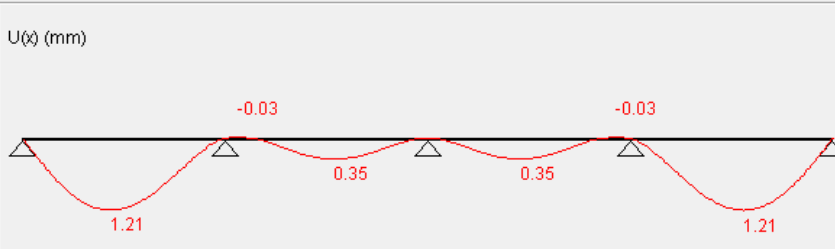
Πρόβολος αριστερά L =  q = 
 Πρόβολος δεξιά L =  q =

Ίδιο βάρος = 2.70 kN/m<sup>2</sup>  
 Πρόσθετα μόνιμα = 2.2 kN/m<sup>2</sup>

Σχεδίαση φορέα

$\gamma_G = 1.35$      $\gamma_Q = 1.50$

Γενικά στοιχεία    Φάση κατασκευής    Φάση λειτουργίας



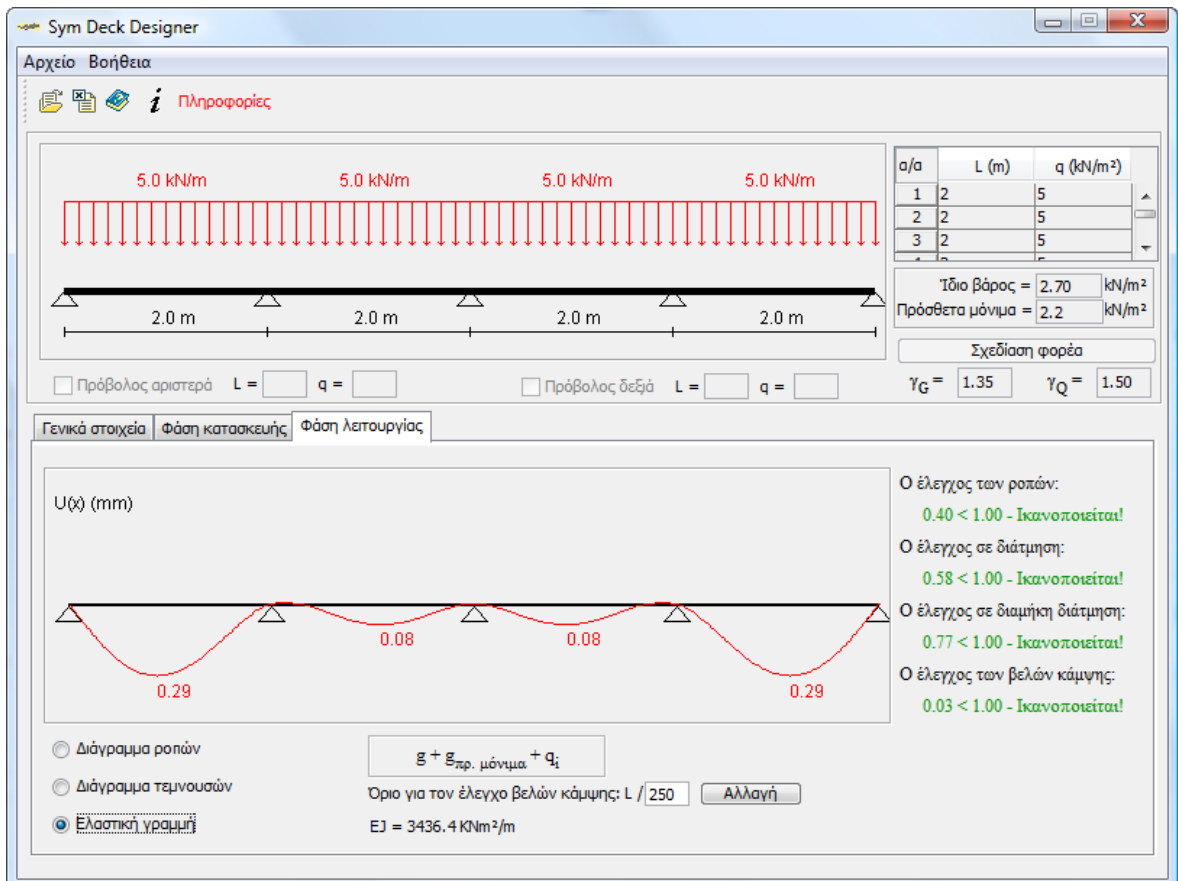
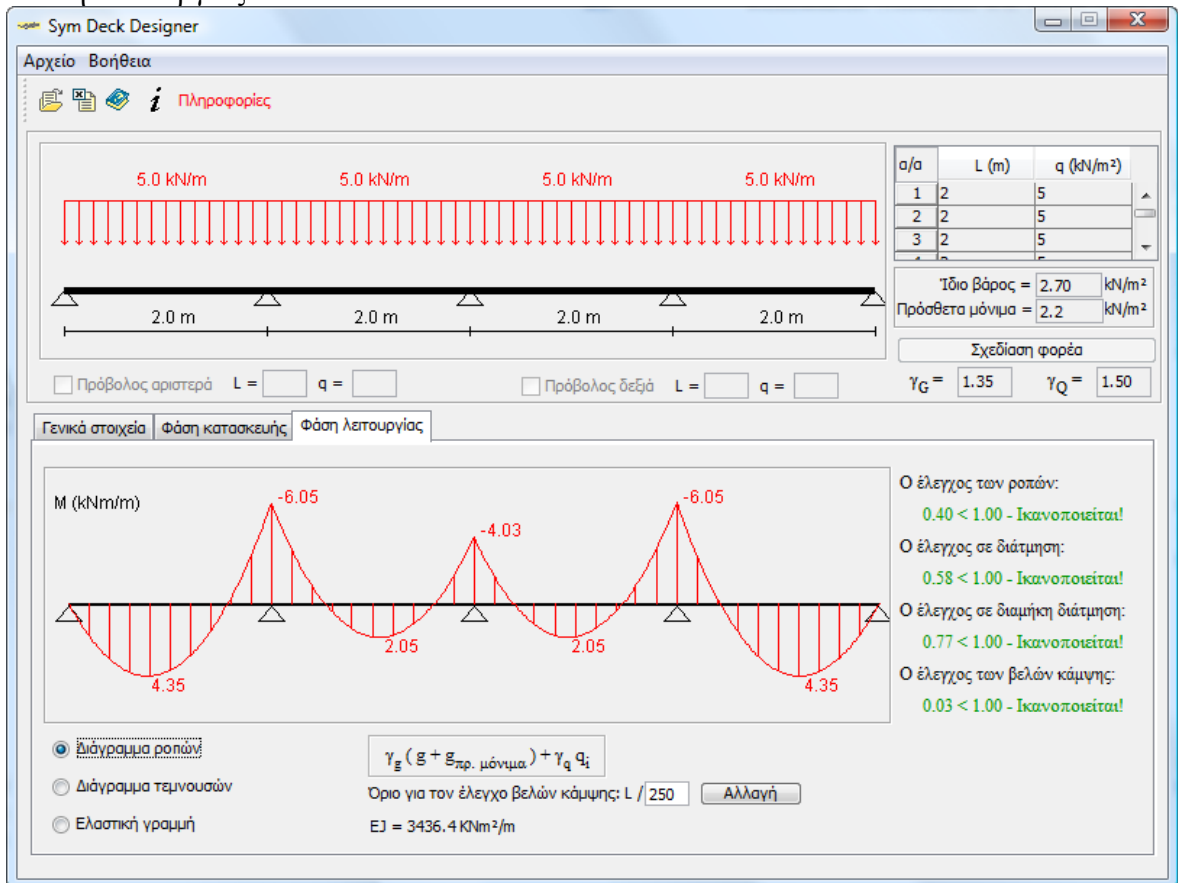
Ο έλεγχος των ροπών:  
 $0.54 < 1.00$  - Ικανοποιείται!

Ο έλεγχος των βελών κάμψης:  
 $0.10 < 1.00$  - Ικανοποιείται!

Φορτίο επίλυσης: g    Ανοιγμα : Όλα    σπριξας : 0    Επίλυση

Διάγραμμα ροπών    Όριο για τον έλεγχο των βελών κάμψης: ... 180 ή 20    Αλλαγή  
 Ελαστική γραμμή

## -Φάση λειτουργίας



## Παράρτημα Β. Μη-γραμμική στατική ανάλυση με ορισμό θλιπτικού ορίου για τους διαγώνιους συνδέσμους

-Καθορισμός των πλευρικών φορτίσεων QUAKE X και QUAKE Y για τις δύο διευθύνσεις σεισμικής διέγερσης με βάση το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8.

Define Load Patterns

Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
QUAKE X	QUAKE	0	Eurocode8 2004
DEAD	DEAD	1	
Q(floor)	LIVE	0	
SNOW	SNOW	0	
QUAKE X	QUAKE	0	Eurocode8 2004
QUAKE Y	QUAKE	0	Eurocode8 2004

Click To:

- Add New Load Pattern
- Modify Load Pattern
- Modify Lateral Load Pattern...
- Delete Load Pattern
- Show Load Pattern Notes...

OK Cancel

2004 Eurocode8 Seismic Load Pattern

Load Direction and Diaphragm Eccentricity

Global X Direction  
 Global Y Direction

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Override Diaph. Eccen.

Time Period

Approximate Ct (m)

Program Calc

User Defined T =

Lateral Load Elevation Range

Program Calculated  
 User Specified

Max Z

Min Z

Parameters

Country

Ground Acceleration, ag/g

Spectrum Type

Ground Type

Soil Factor, S

Spectrum Period, Tb

Spectrum Period, Tc

Spectrum Period, Td

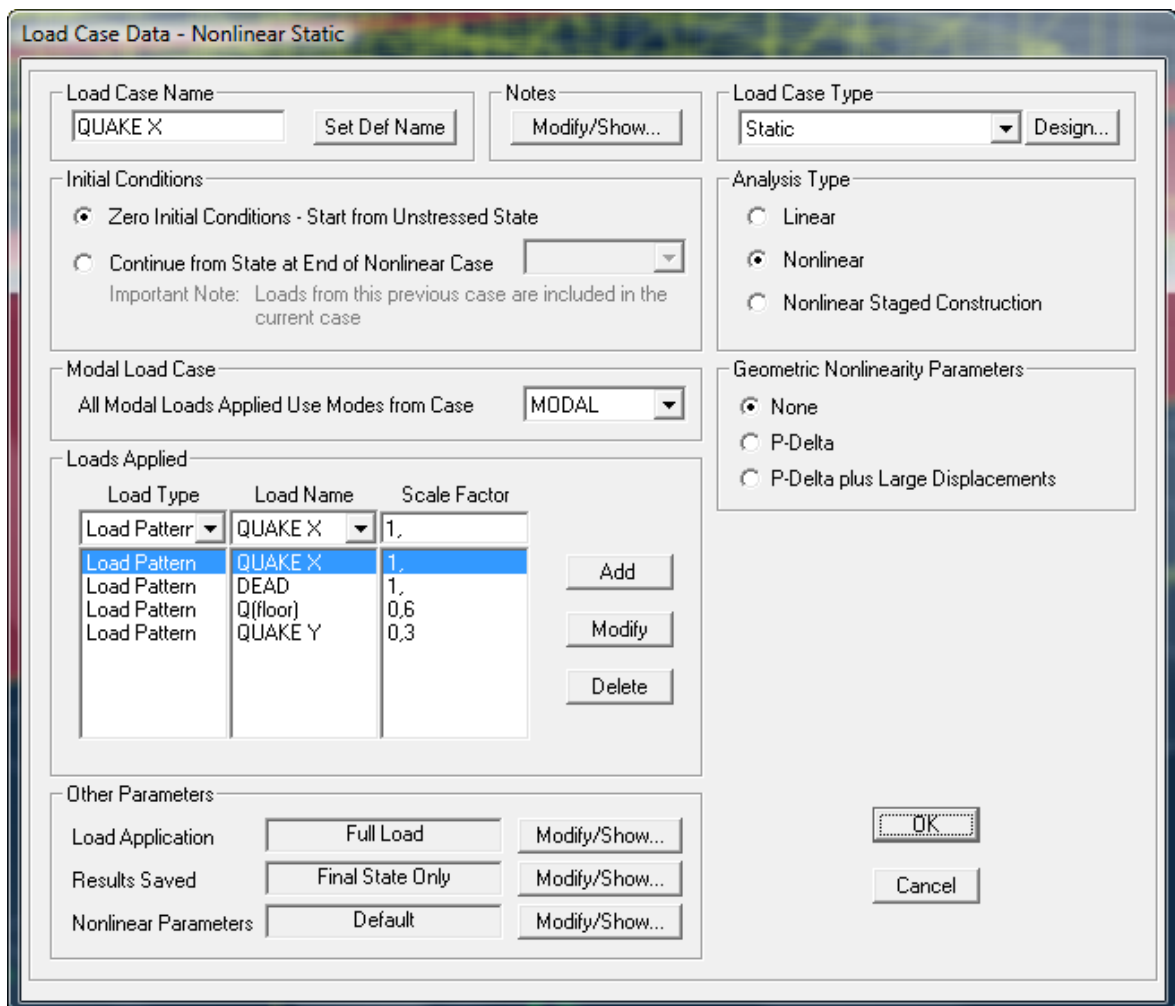
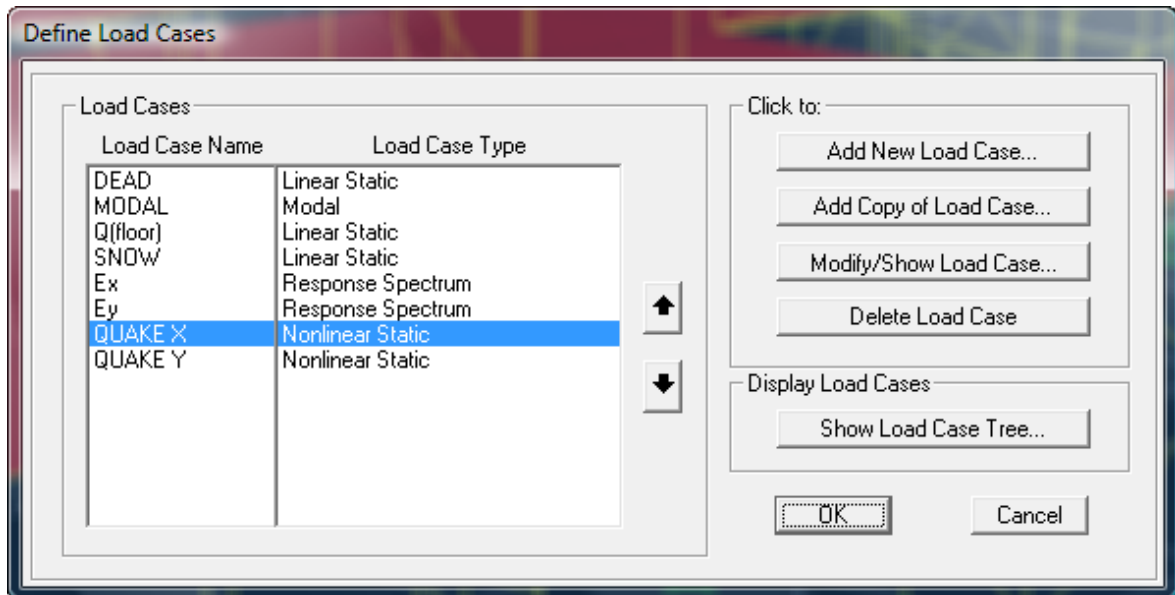
Lower Bound Factor, Beta

Behavior Factor, q

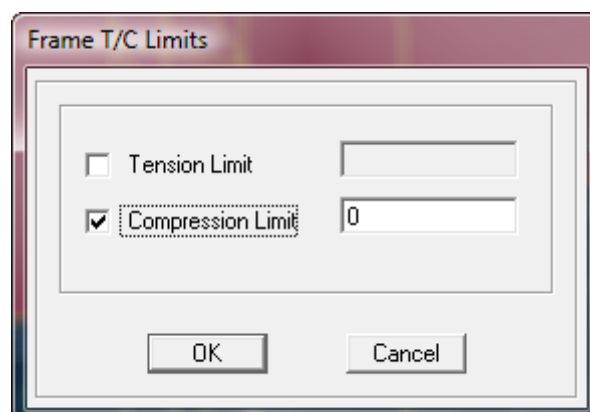
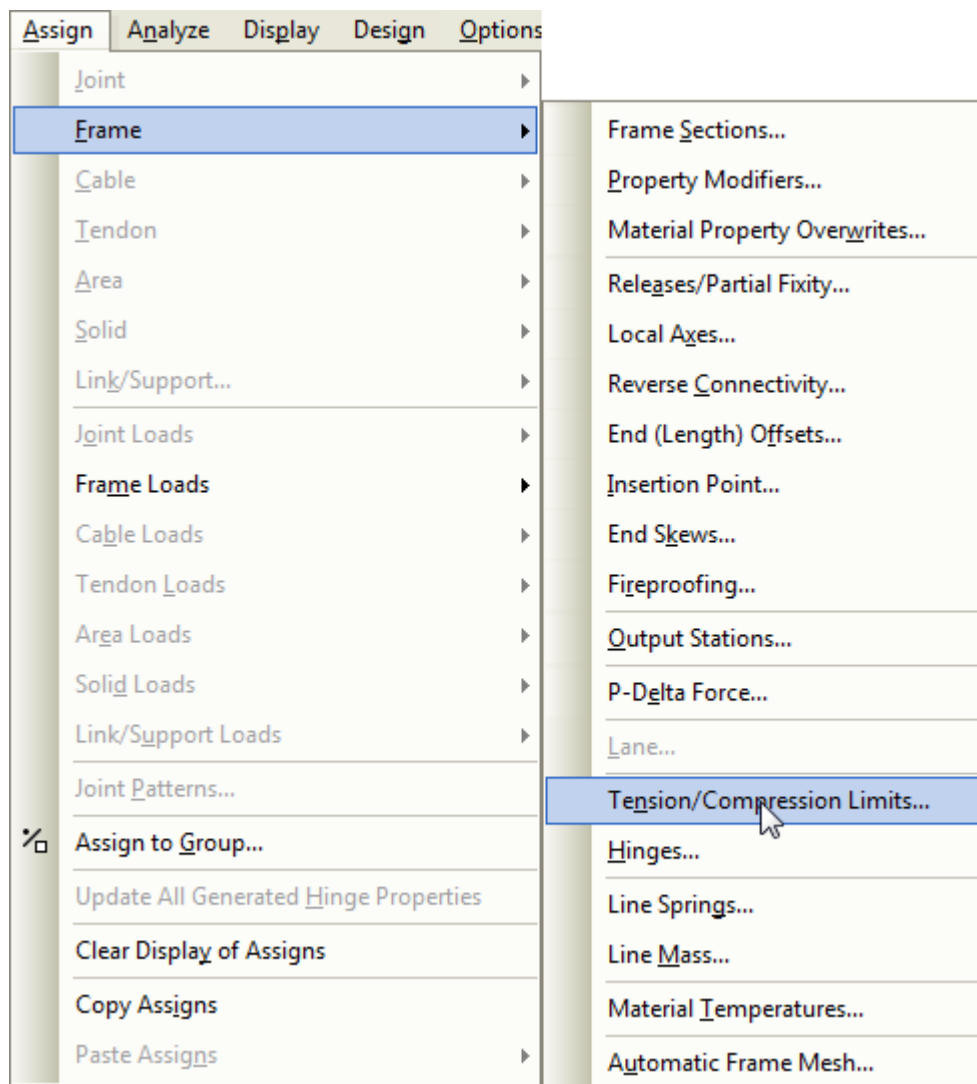
Correction Factor, Lambda

OK Cancel

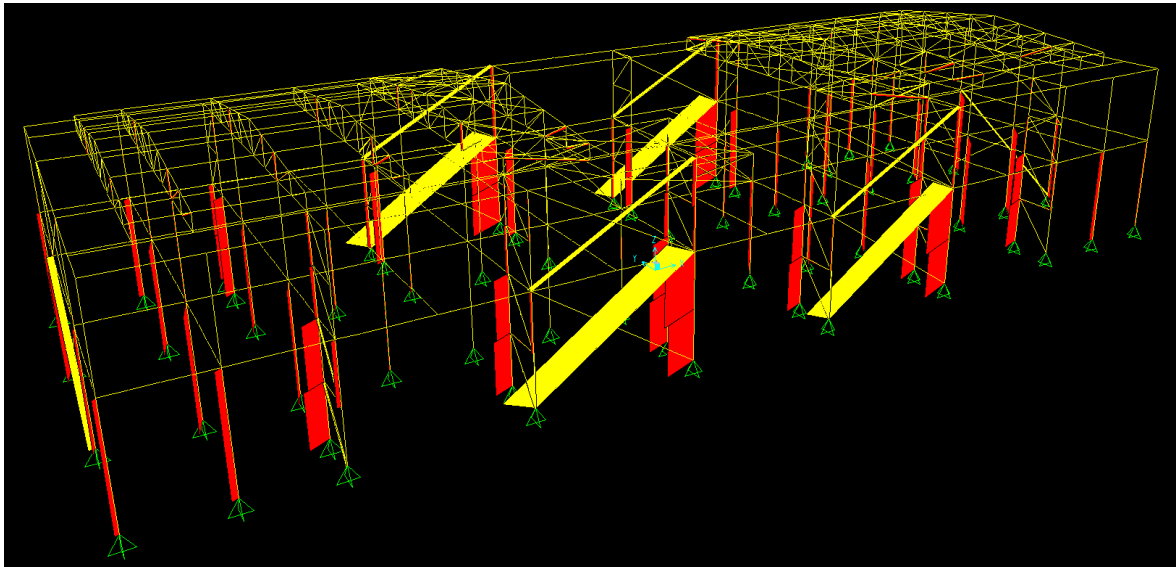
-Καθορισμός των σεισμικών συνδυασμών σχεδιασμού ως μη-γραμμικές στατικές φορτίσεις.



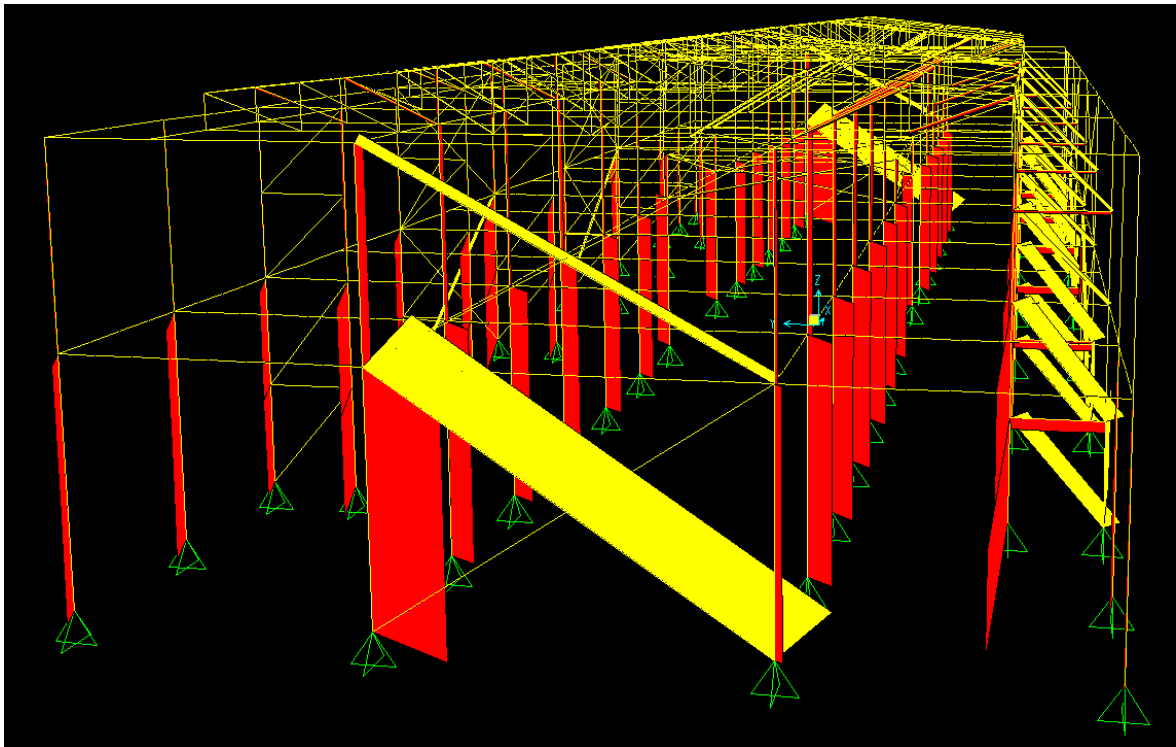
-Καθορισμός των θλιπτικών ορίων για τις διαγώνιες ράβδους των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας.



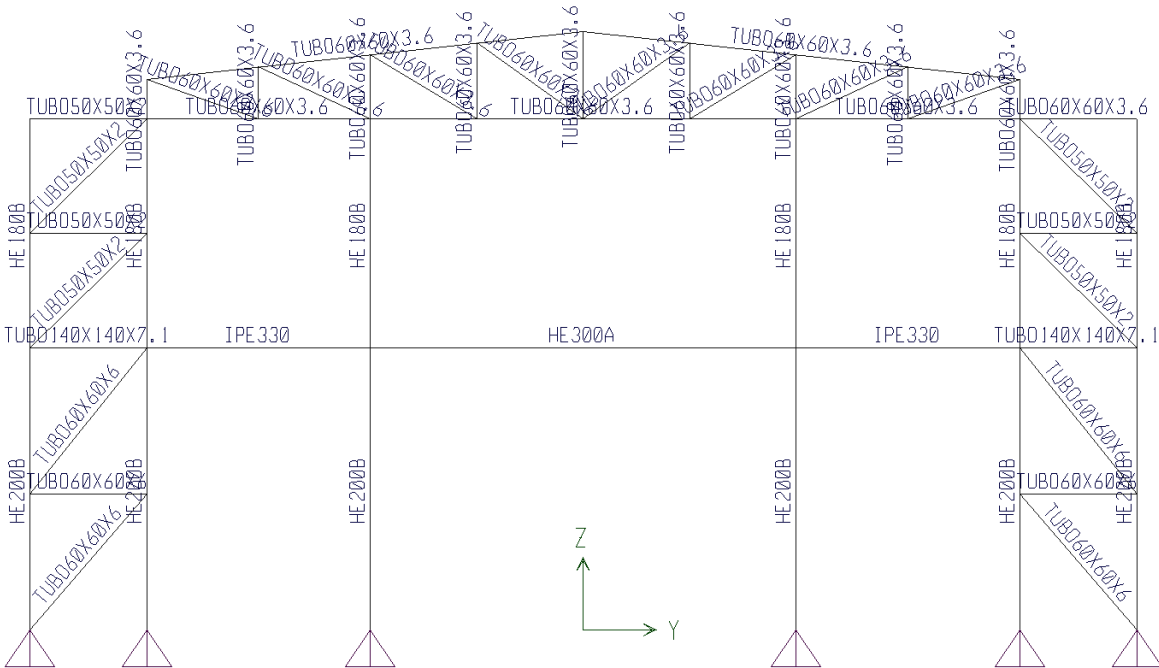
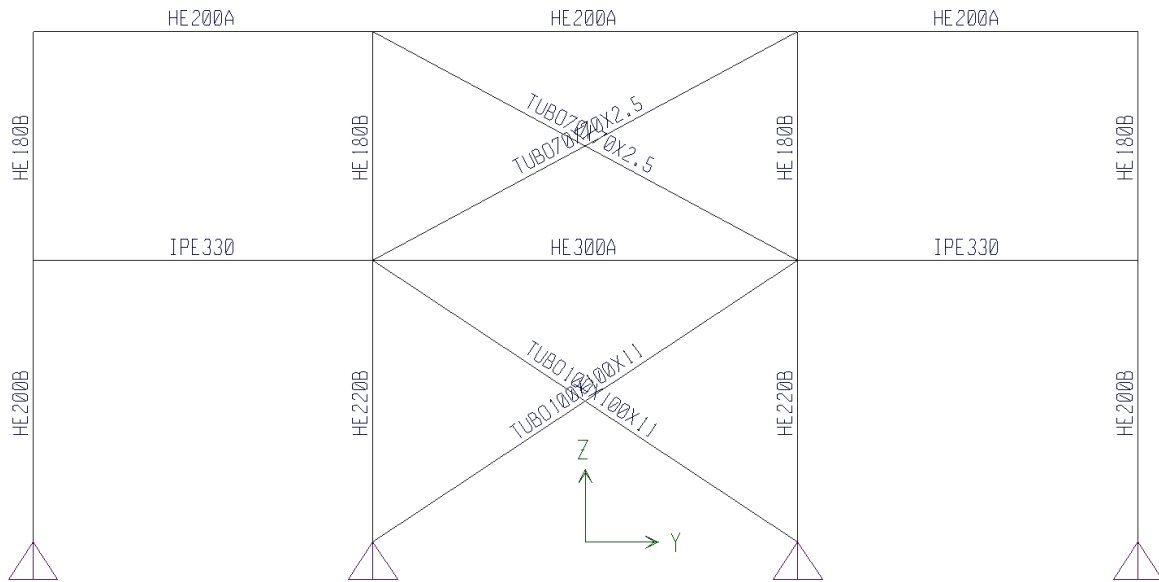
Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων για το σεισμικό συνδυασμό  $G + 0,60 Q \pm E_x \pm 0,30 E_y$  (3.19), όπου μπορούμε να παρατηρήσουμε ενεργοποίηση μόνο των εφελκυσμένων διαγώνιων συδέσμων.



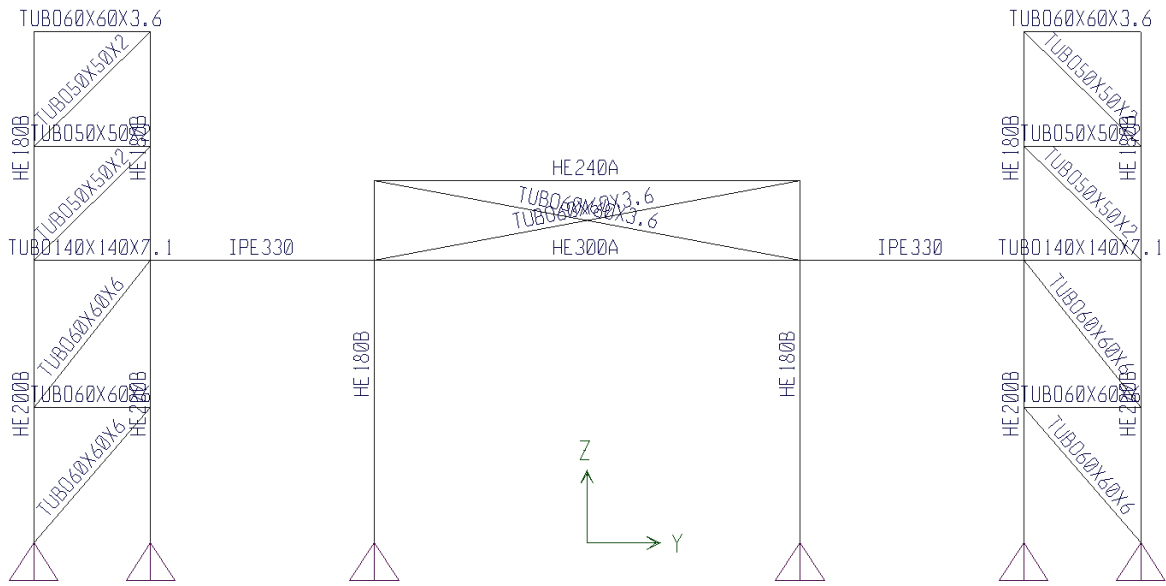
Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων για το σεισμικό συνδυασμό  $G + 0,60 Q \pm 0,30 E_x \pm E_y$  (3.20).



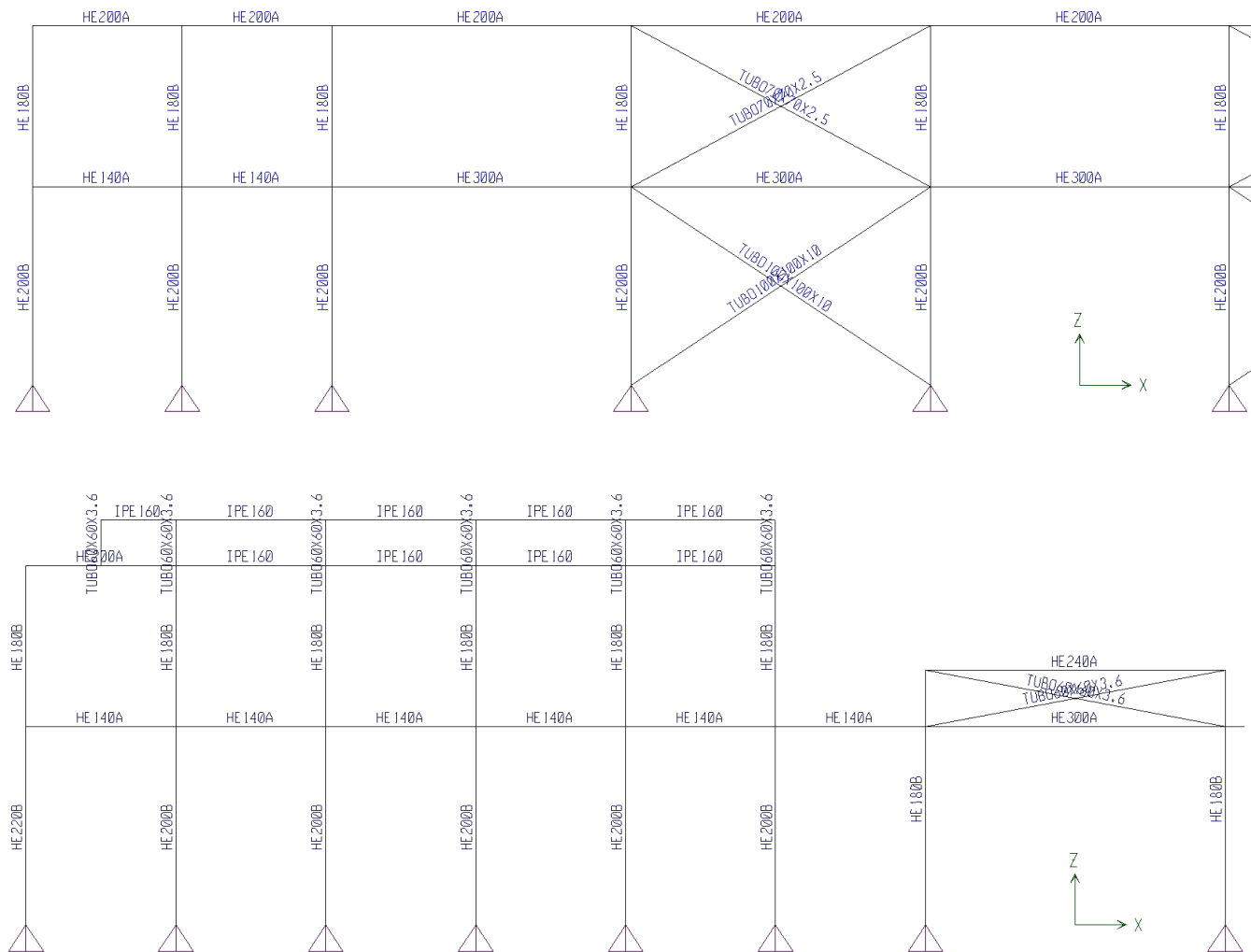
## Παράρτημα Γ. Σχέδια-Τελικές διατομές της κατασκευής



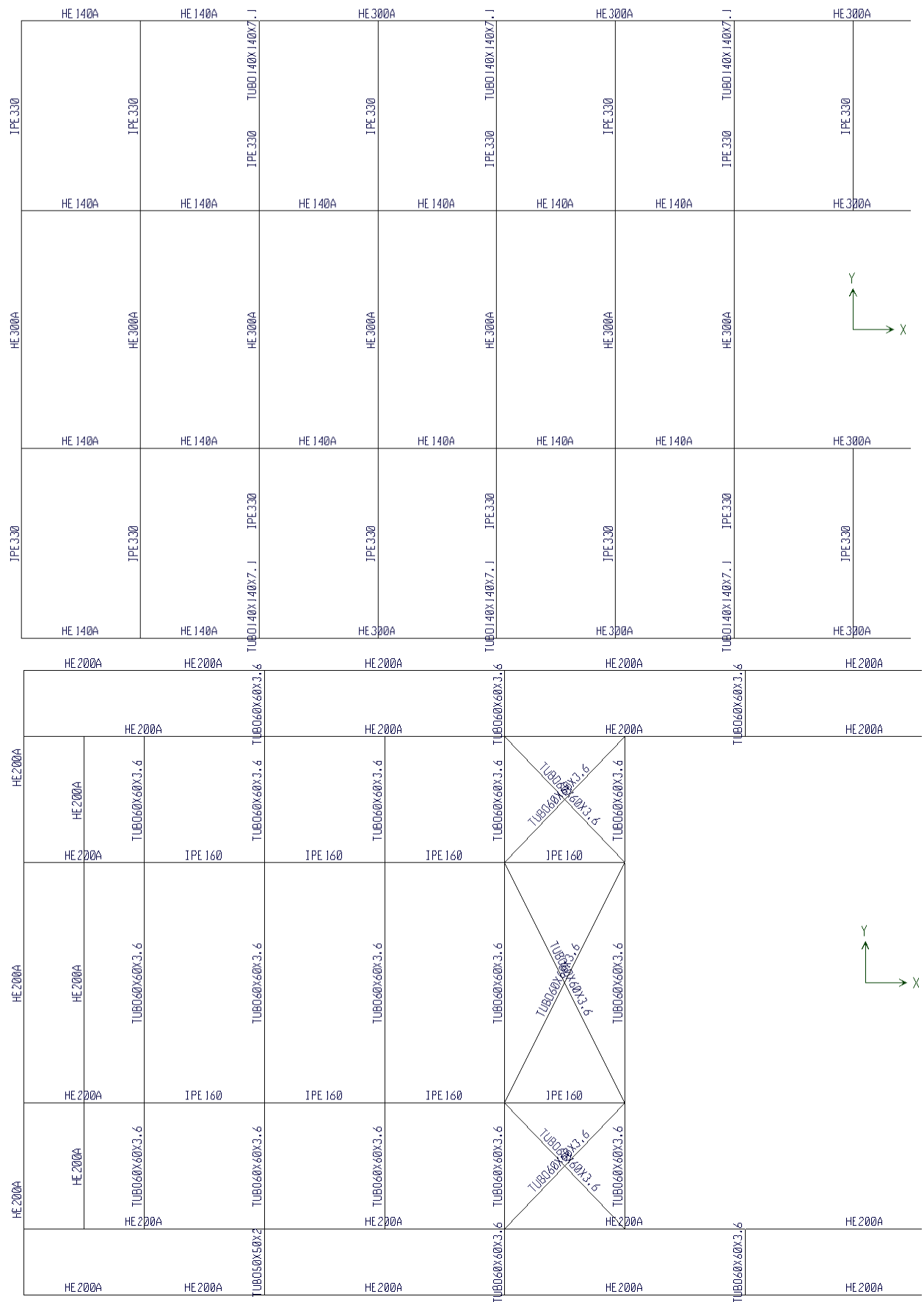




Σχήμα Γ.1: Πλάγια όψη - Τομές κατά Y



Σχήμα Γ.2: Πλάγια όψη - Τομή κατά X (μισός φορέας)



Σχήμα Γ.3: Κατόψεις (μισός φορέας)