

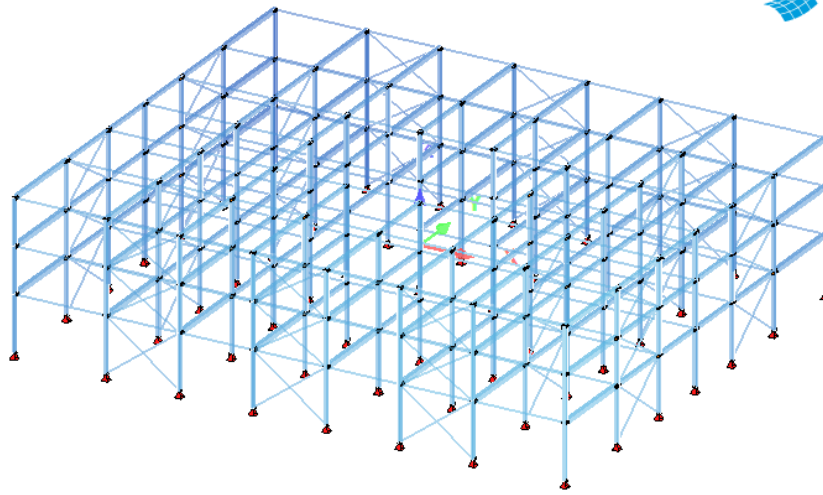


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός και διερεύνηση της συμπεριφοράς τριώροφου μεταλλικού κτιρίου



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Βάγιας Ν. Δημήτριος

Επιβλέπων: Βάγιας Ιωάννης

Αθήνα, Μάρτιος 2019

ΕΜΚ ΔΕ 2019 10

Βάγιας Δημήτριος (2019).
Σχεδιασμός και διερεύνηση της συμπεριφοράς τριώροφου μεταλλικού κτιρίου
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2019 10
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Vagias Dimitrios (2019).
Design and examination of the behavior of a three-storey steel building
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2019 10
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece.

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη.....	3
Abstract.....	4
Ευχαριστίες.....	5
1 Εισαγωγή.....	6
1.1 Σκοπός της εργασίας.....	6
1.2 Κανονιστικό πλαίσιο και λογισμικό.....	6
2 Περιγραφή του έργου.....	8
2.1 Περιγραφή του κτιρίου.....	8
2.2 Υλικά.....	13
3 Δράσεις επί της κατασκευής.....	14
3.1 Γενικά.....	14
3.2 Μόνιμες δράσεις.....	14
3.3 Επιβαλλόμενα φορτία.....	14
3.4 Φορτίο χιονιού.....	15
3.5 Δράσεις ανέμου.....	16
3.6 Σεισμικές δράσεις.....	24
3.7 Συνδυασμοί δράσεων.....	30
3.7.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας.....	31
3.7.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	32
4 Ανάλυση και σχεδιασμός κτιρίου με κατακόρυφους κεντρικούς συνδέσμους και στις δύο διευθύνσεις.....	34
4.1 Μέθοδος ανάλυσης.....	34
4.2 Προσομοίωμα κτιρίου στο SoFiSTiK.....	35
4.3 Εντατικά μεγέθη και φαινόμενα δεύτερης τάξης.....	42
4.4 Περιορισμός βλαβών.....	46
4.5 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	47
4.6 Έλεγχος και διαστασιολόγηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας.....	47
4.7 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	47
4.8 Κύριες δοκοί.....	49
4.9 Υποστυλώματα.....	51
4.10 Δευτερεύουσες δοκοί και διαδοκίδες.....	56
4.11 Σύμμικτη πλάκα.....	59
5 Ανάλυση και σχεδιασμός κτιρίου με κατακόρυφους κεντρικούς συνδέσμους στη μία διεύθυνση και πλαίσια ροπής στην άλλη.....	60
5.1 Γενικά.....	60
5.2 Προσομοίωμα κτιρίου στο SoFiSTiK.....	61

5.3	Εντατικά μεγέθη και φαινόμενα δεύτερης τάξης.....	66
5.4	Περιορισμός βλαβών.....	70
5.5	Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	70
5.6	Έλεγχος και διαστασιολόγηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας.....	70
5.7	Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	72
5.8	Κύριες δοκοί.....	73
5.9	Υποστυλώματα.....	75
5.10	Έλεγχος κόμβων.....	79
6	Ανάλυση και σχεδιασμός κτιρίου με κατακόρυφους έκκεντρους συνδέσμους στη μία διεύθυνση και πλαίσια ροπής στην άλλη.....	80
6.1	Γενικά.....	80
6.2	Προσομοίωμα κτιρίου στο SoFiSTiK.....	81
6.3	Εντατικά μεγέθη και φαινόμενα δεύτερης τάξης.....	85
6.4	Περιορισμός βλαβών.....	89
6.5	Έκκεντροι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	90
7	Τυπικές συνδέσεις.....	93
8	Γενικά συμπεράσματα.....	99
9	Βιβλιογραφία.....	100

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2019 10

Σχεδιασμός και διερεύνηση της συμπεριφοράς τριώροφου μεταλλικού κτιρίου.

Βάγιας Ν. Δημήτριος (Επιβλέπων: Βάγιας Ιωάννης)

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται το σχεδιασμό και τη διερεύνηση της συμπεριφοράς ενός τριώροφου μεταλλικού κτιρίου. Το κτίριο προορίζεται να χρησιμοποιηθεί ως εμπορικό πολυκατάστημα στο κέντρο της Αθήνας.

Η ανάλυση του κτιρίου έγινε σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς του Ευρωκώδικα με τη βοήθεια του προγράμματος SoFiSTiK στο οποίο έγινε η προσομοίωση του κτιρίου. Επίσης, από το πρόγραμμα SoFiSTiK εξήχθησαν τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις με τις οποίες έγινε ο σχεδιασμός του κτιρίου έναντι όλων των συνδυασμών.

Αναλυτικότερα, εξετάστηκε ο σχεδιασμός του κτιρίου σε δυο διαφορετικά μοντέλα για την παραλαβή των οριζόντιων δράσεων. Στην πρώτη περίπτωση, τοποθετήθηκαν κατακόρυφοι κεντρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας μορφής Χ και στις δύο διευθύνσεις.

Στην δεύτερη περίπτωση, τοποθετήθηκαν κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στη μία διεύθυνση και στην άλλη ενεργοποιείται η πλαισιακή λειτουργία. Επίσης, στη δεύτερη περίπτωση μελετήθηκαν δύο εναλλακτικοί τρόποι μόρφωσης των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας, αρχικά ως κεντρικοί σύνδεσμοι μορφής Χ και στη συνέχεια ως έκκεντροι σύνδεσμοι μορφής Λ.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2019 10

Design and examination of the behavior of a three-storey steel building

Vagias N. Dimitrios (supervised by Vayas I.)

Abstract

The subject of this thesis is the design and the examination of the behavior of a three-storey steel building. This steel building is located in Athens and is used as a department store.

The analysis of the structure is based on the current European standards and the model was designed using the structural analysis program SoFistiK. We estimated the necessary cross sections based on the results, which were exported from the analysis in SoFistiK.

More specifically, we examined and compared two different models for the horizontal actions. The first bracing system consisted of concentrically braced frames of X bracing type (CBF) in both directions of the building.

The second bracing system consisted of Moment Resisting Frames (MRF) in one direction and braced frames in the other. Furthermore, we examined two alternative types of braced frames, initially as a concentrically braced frames of X bracing type (CBF) and then as an eccentrically braced frames of Λ bracing type (EBF).

Ευχαριστίες

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον Καθηγητή κ. Ιωάννη Βάγια για την επίβλεψη της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Επίσης, θερμές ευχαριστίες θα ήθελα να εκφράσω για τον κ. Αντρέα Σπηλιόπουλο για την βοήθεια και την καθοδήγηση που μου παρείχε για την εκπόνηση της διπλωματικής εργασίας.

Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή

1.1 Σκοπός της εργασίας

Το αντικείμενο της συγκεκριμένης εργασίας είναι η μελέτη και ο σχεδιασμός ενός τριώροφου κτιρίου, με φέροντα οργανισμό από χάλυβα και υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα, με σκοπό να χρησιμοποιηθεί ως εμπορικό κέντρο στην περιοχή της Αττικής. Ο σχεδιασμός θα γίνει με δύο τρόπους, στη μια περίπτωση με διάταξη κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων στις δύο διευθύνσεις και στην άλλη περίπτωση με κατακόρυφους συνδέσμους μόνο στη μία διεύθυνση και πλαίσια ροπής στην άλλη. Σκοπός είναι η μόρφωση των στατικών συστημάτων, η βελτιστοποίησή τους και η σύγκριση των αποτελεσμάτων των δύο υπό εξέταση σχεδιασμών.

1.2 Κανονιστικό πλαίσιο και λογισμικό

Η μελέτη έγινε με βάση τους ισχύοντες Ευρωπαϊκούς Κανονισμούς:

- EN 1990 Ευρωκώδικας 0: Βασικές Αρχές Σχεδιασμού
- EN 1991 Ευρωκώδικας 1: Δράσεις
- EN 1993 Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα
- EN 1994 Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός Σύμμικτων Κατασκευών
- EN 1998 Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός

Οι αναλύσεις έγιναν με τη χρήση του λογισμικού της SOFiSTiK έκδοση 2018. Αρχικά εισήχθησαν τα δεδομένα στο SSD, έπειτα ο φορέας προσομοιώθηκε με πεπερασμένα στοιχεία στο SOFiPLUS-X με τη βοήθεια του γραφικού περιβάλλοντος του AutoCAD και τέλος έγινε η ανάλυση με τα διάφορα υποπρογράμματα που υποστηρίζει το SSD.

Πιο αναλυτικά, τα υποπρογράμματα που χρησιμοποιήθηκαν είναι:

- Material: Εισαγωγή των υλικών και προσδιορισμός των χαρακτηριστικών μεγεθών τους
- Cross Section: Εισαγωγή της γεωμετρίας και του υλικού κάθε διατομής που χρησιμοποιείται στο προσομοίωμα
- SOFiPLUS-X: GUI for Model Creation: Προσομοίωση του φορέα, εισαγωγή γεωμετρίας και φορτίσεων
- Linear analysis: Γραμμική ανάλυση και προσδιορισμός εντατικών μεγεθών
- Earthquake: Ιδιομορφική και φασματική ανάλυση και επαλληλία αποτελεσμάτων

- Define Combinations: Συνδυασμοί δράσεων
- Superpositioning: Επιλογή των επιθυμητών εξαγόμενων αποτελεσμάτων των συνδυασμών
- Teddy Editor: για την εισαγωγή αρχείου δεδομένων και ανάγνωση αρχείων αποτελεσμάτων
- WINGRAF : Γραφική απεικόνιση της κατασκευής, των φορτίων, των φορτίων διατομής κ.τ.λ.

Επίσης, χρησιμοποιήθηκαν φύλλα υπολογισμού στο πρόγραμμα Excel τα οποία δημιουργήθηκαν στα πλαίσια της παρούσας εργασίας, καθώς και το πρόγραμμα Steel-members για τον υπολογισμό των αντοχών των διατομών.

Κεφάλαιο 2: Περιγραφή του έργου

2.1 Περιγραφή κτιρίου

Το αντικείμενο της εργασίας είναι ένα τριώροφο κτίριο με υπόγειο για χρήση ως εμπορικό κέντρο στο κέντρο της Αθήνας, σε απόλυτο υψόμετρο 70m (μέσο υψόμετρο του κέντρου της πόλης) και απόσταση από την ακτή μικρότερη των 10km. Το κτίριο έχει ορθογωνική κάτοψη με μήκος 60m και πλάτος 50m ενώ κάθε όροφος καλύπτει επιφάνεια 2664m² καθώς υπάρχει οπή με διαστάσεις 24m και 14m κατά τη διεύθυνση του μήκους και του πλάτους αντίστοιχα. Το συνολικό ύψος του κτιρίου είναι 20m εκ των οποίων το υπόγειο έχει ύψος 4,0m, το ισόγειο 6,0m και 5,0m ο κάθε ένας εκ των δύο τυπικών ορόφων.

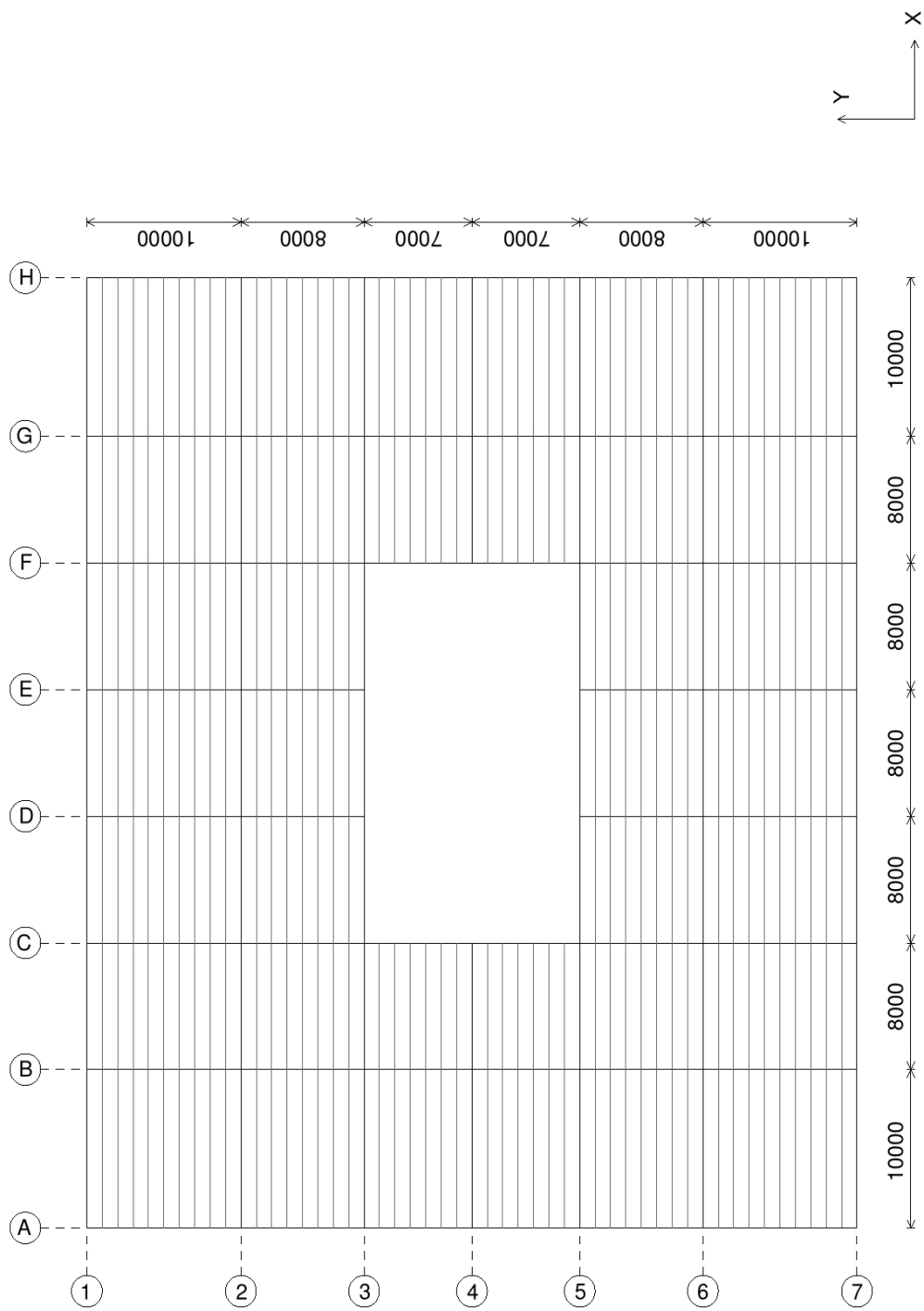
Ο φέρων οργανισμός του ισογείου και των ορόφων αποτελείται από μεταλλικές και σύμμικτες διατομές, σύμμικτες πλάκες ενώ το υπόγειο από στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος.

Το μεταλλικό μέρος του φέροντος οργανισμού περιλαμβάνει υποστυλώματα, κύριες δοκούς, κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας ενώ υπάρχουν δευτερεύουσες δοκοί και διαδοκίδες οι οποίες παραλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία και τα μεταβιβάζουν στις κύριες δοκούς αρχικά και στα υποστυλώματα στη συνέχεια. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετούνται περιμετρικά σε κάθε διεύθυνση και εσωτερικά στη μία από αυτές στο πρώτο κτίριο, ενώ στο άλλο μόνο περιμετρικά στη μία διεύθυνση, την πρώτη φορά ως κεντρικοί σύνδεσμοι και τη δεύτερη ως έκκεντροι.

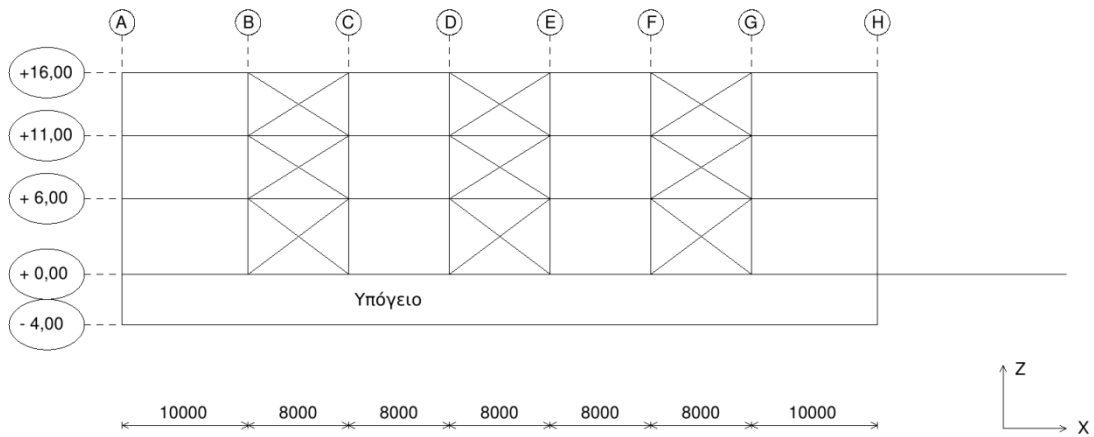
Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα Symdeck 73 και από επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Στηρίζονται στις διαδοκίδες και μεταφέρουν σε αυτές τα κατακόρυφα φορτία, ενώ παράλληλα προσφέρουν και διαφραγματική λειτουργία για την ορθή σεισμική συμπεριφορά.

Τέλος, το υπόγειο κατασκευάστηκε από υποστυλώματα, τοιχεία και δοκούς μορφής πλακοδοκού από σκυρόδεμα. Η θεμελίωση έγινε με πεδιλοδοκούς από σκυρόδεμα στη βάση του υπογείου.

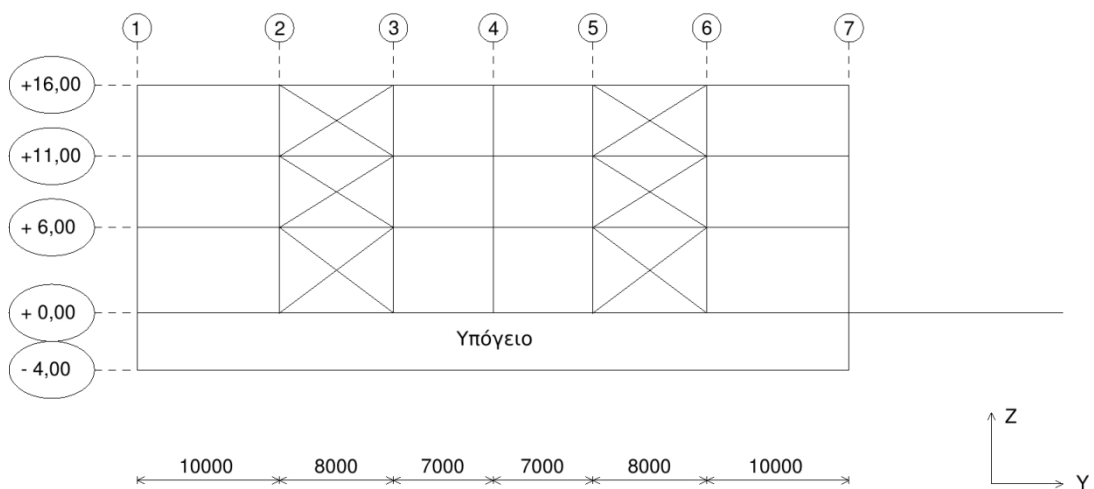
Παρακάτω ακολουθούν σχήματα για να γίνει καλύτερα αντιληπτή η γεωμετρία του φορέα.



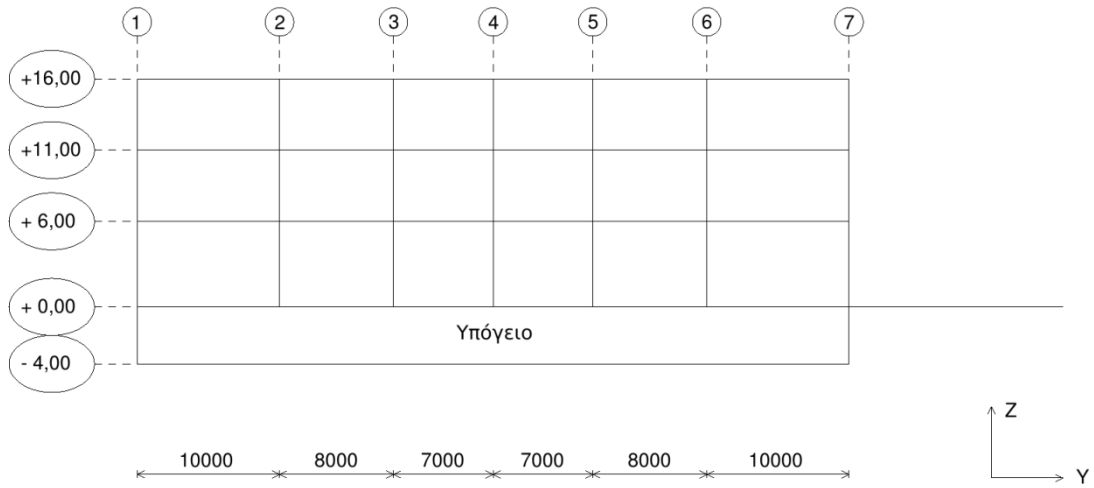
Σχέδιο 2.1: Κάτοψη τυπικού ορόφου (οι διαδοκίδες τοποθετούνται ανά 1m)



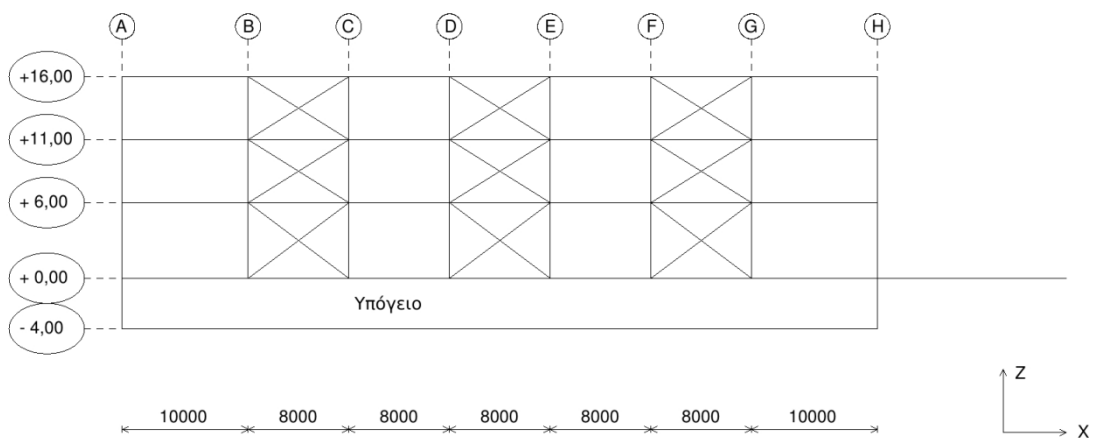
Σχέδιο 2.2: Όψη εξωτερικού πλαισίου του 1^{ου} κτιρίου κατά X (με συνδέσμους δυσκαμψίας)



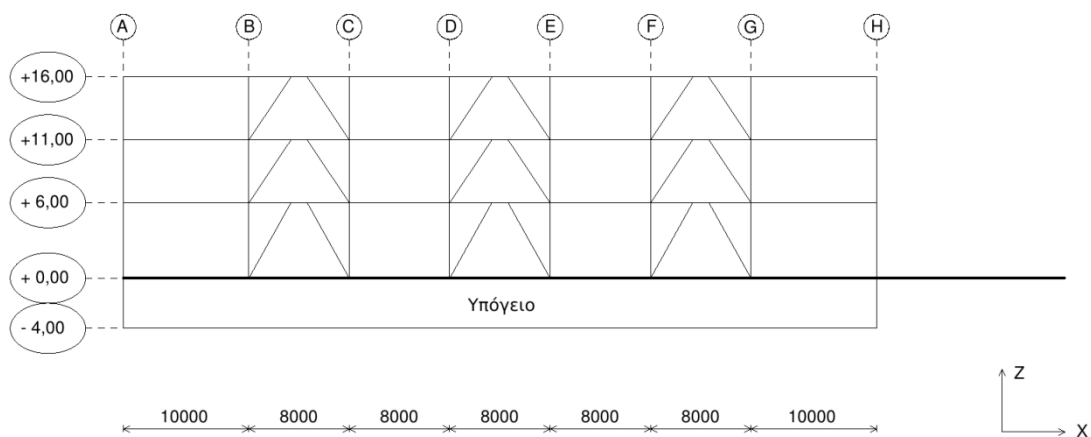
Σχέδιο 2.3: Όψη εξωτερικού πλαισίου 1^{ου} κτιρίου κατά Y (με συνδέσμους δυσκαμψίας)



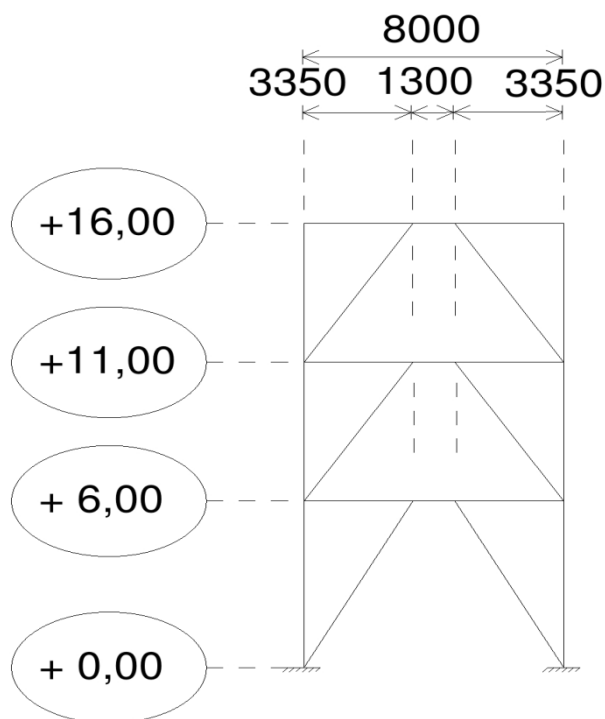
Σχέδιο 2.3: Όψη εξωτερικού πλαισίου 2^{ου} και 3^{ου} κτιρίου κατά Y (πλαίσια ροπής)



Σχέδιο 2.4: Όψη εξωτερικού πλαισίου του 2^{ου} κτιρίου κατά X (με συνδέσμους δυσκαμψίας)



Σχήμα 2.5: Όψη εξωτερικού πλαισίου του 3^{ου} κτιρίου κατά Χ (με συνδέσμους δυσκαμψίας)



2.6: Όψη έκκεντρου συνδέσμου δυσκαμψίας 3^{ου} κτιρίου

2.2 Υλικά

Δομικός χάλυβας: Είναι το κυριότερο υλικό της κατασκευής. Χρησιμοποιείται χάλυβας S335, πρότυπο EN10025-2, με χαρακτηριστικό πάχος μικρότερο των 40mm ($t \leq 40$ mm). Οι τιμές σχεδιασμού των κύριων συντελεστών υλικού είναι:

- Όριο διαρροής: $f_y = 355$ MPa
- Αντοχή θραύσης: $f_u = 510$ MPa
- Μέτρο ελαστικότητας: $E = 210000$ MPa
- Μέτρο διάτμησης: $G = 81000$ MPa
- Λόγος Poisson: $\nu = 0,3$
- Ειδικό βάρος: $\gamma = 78,50$ kg/m³

Επίσης, χρησιμοποιείται χάλυβας S235, για τις διατομές του έκκεντρου συνδέσμου δυσκαμψίας στο τρίτο κτίριο, με όριο διαρροής $f_y = 235$ MPa και όριο θραύσης $f_u = 360$ MPa

Οπλισμένο σκυρόδεμα: Για την κατασκευή του υπογείου, τις σύμμικτες δοκούς και πλάκες χρησιμοποιείται σκυρόδεμα C20/25, χάλυβας οπλισμού B500C και τα χαρακτηριστικά τους αντίστοιχα είναι:

- Αντοχή: $f_{ck} = 20$ MPa
- Μέση εφελκυστική αντοχή: $f_{ctm} = 2,2$ MPa
- Μέτρο ελαστικότητας: $E_{cm} = 30$ GPa
- Ειδικό βάρος: $\gamma = 25$ kN/m²
- Όριο διαρροής: $f_{yk} = 500$ MPa

Χαλυβδόφυλλο: Για τις σύμμικτες πλάκες χρησιμοποιήθηκαν χαλυβδόφυλλα Symdeck 73 με ποιότητα χάλυβα S320G με χαρακτηριστικά:

- Όριο διαρροής: $f_{yp} = 320$ MPa
- Εφελκυστική αντοχή: $f_u = 390$ MPa

Κεφάλαιο 3: Δράσεις επί της κατασκευής

3.1 Γενικά

Για κάθε κατασκευή προσδιορίζονται οι δράσεις οι οποίες επενεργούν και με βάση αυτές γίνεται η ανάλυση του φορέα. Οι δράσεις διαφέρουν σε κάθε κατασκευή ανάλογα με τη χρήση, τη θέση και τη μορφή της. Οι δράσεις που δρουν στην κατασκευή διακρίνονται στις εξής κατηγορίες:

- Μόνιμες δράσεις: Ίδιο βάρος φορέα, ίδιο βάρος επικαλύψεων και λοιπά μόνιμα φορτία.
- Μεταβλητές δράσεις: Επιβαλλόμενα φορτία ορόφων, φορτίο χιονιού, δράσεις ανέμου.
- Τυχηματικές δράσεις: Σεισμικές δράσεις.

3.2 Μόνιμες δράσεις

Σε αυτή την κατηγορία περιλαμβάνονται τα φορτία που επενεργούν στο κτίριο σε όλη τη διάρκεια της ζωής του. Ουσιαστικά αυτά είναι τα ίδια βάρη των μεταλλικών μερών, της σύμμικτης πλάκας, των επικαλύψεων και λοιπά μόνιμα φορτία.

Πιο συγκεκριμένα, το ίδιο βάρος των μεταλλικών μερών εκτιμάται σε $0,75 \text{ kN/m}^2$, το ίδιο βάρος της σύμμικτης πλάκας πάχους 13 cm είναι $3,25 \text{ kN/m}^2$ και τα λοιπά μόνιμα εκτιμώνται σε $2,0 \text{ kN/m}^2$.

3.3 Επιβαλλόμενα φορτία

Εδώ περιλαμβάνονται τα επιβαλλόμενα φορτία που δρουν στο κτίριο ως οιονεί στατικές δράσεις. Προσδιορίζονται ανάλογα με τη χρήση του κτιρίου και αφορούν παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού κλπ. Οι δράσεις αυτές πρέπει να τοποθετούνται κατά δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να προκύπτει η δυσμενέστερη επιρροή τους.

Στο πλαίσιο της συγκεκριμένης εργασίας τα επιβαλλόμενα φορτία προσδιορίστηκαν σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα EN1991-1-1, από το οποίο προκύπτει πως για την κατηγορία D: Χώροι με εμπορικά καταστήματα, και πιο συγκεκριμένα D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα, η προτεινόμενη τιμή για

ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο είναι $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$. Αυτή η τιμή αφορά τα δρόντα φορτία στα πατώματα του πρώτου και του δεύτερου ορόφου, ενώ για το πάτωμα της στέγης επιλέχθηκε απομειωμένη τιμή $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$.

3.4 Φορτίο χιονιού

Τα φορτία χιονιού υπολογίζονται σύμφωνα με το Μέρος 3 του Ευρωκώδικα 1, στο οποίο αναφέρονται περιπτώσεις κτιρίων σε υψόμετρο μέχρι 1500m και συνδυασμοί με άλλες φορτίσεις. Τα φορτία αυτά έχουν προκύψει από την παραδοχή της φυσικής εναπόθεσης του χιονιού και γι' αυτό το λόγο θεωρούνται κατακόρυφα, στατικά και εμπίπτουν στην κατηγορία των μεταβλητών δράσεων.

Το φορτίο χιονιού s που ασκείται σε μια στέγη υπολογίζεται, για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές, από τη σχέση:

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

όπου:

- μ_i συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού, υπολογιζόμενος κατά περίπτωση
- s_k η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους
- C_e συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1. Συνιστώμενες τιμές για άλλες συνθήκες είναι: για έκθεση σε ισχυρούς ανέμους ίσος 0,8 και για κατασκευές προστατευόμενες (από κτίρια ή δένδρα) ίσος με 1,2.
- C_t θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης. Μπορεί να επιτρέπονται μικρότερες τιμές, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επιρροή της απώλειας θερμότητας μέσω της στέγης.

Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται τρεις ζώνες χιονιού και οι αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές $s_{k,0}$ των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας:

- 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 ($s_{k,0} = 1,7 \text{ kN/m}^2$): Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.
- Ζώνη III ($s_{k,0} = 0,8 \text{ kN/m}^2$): Υπόλοιπη χώρα

Η χαρακτηριστική τιμή s_k του φορτίου χιονιού συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου δίνεται από τη σχέση:

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

όπου:

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

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

Στην παρούσα εργασία οι τιμές των μεταβλητών που λαμβάνονται για τον υπολογισμό του φορτίου χιονιού είναι:

- $s_{k,0} = 0,8 \text{ kN/m}^2$: Ζώνη III (Υπόλοιπη χώρα), το κτίριο βρίσκεται στο νομό Αττικής.
- $A = 70\text{m}$: Το μέσο υψόμετρο στο κέντρο της Αθήνας.
- $\mu_i = 0,8$: Για μονοκλινείς στέγες με γωνία κλίσης 0° .
- $C_e C_t = 1$: Για κανονικές συνθήκες έκθεσης και θερμικής μόνωσης της στέγης.

Άρα το φορτίο χιονιού στη στέγη προκύπτει: $s = 0,64 \text{ kN/m}^2$.

3.5 Δράσεις ανέμου

Ο υπολογισμός των δράσεων ανέμου γίνεται σύμφωνα με το μέρος 4 του Ευρωκώδικα 1. Ο άνεμος είναι χρονικά μεταβαλλόμενη δύναμη, όμως στην περίπτωση δύσκαμπτων κατασκευών μπορεί να θεωρείται στατικό φορτίο στην κατηγορία των μεταβλητών δράσεων με βάση τον EC-1.

Η σημαντικότερη παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Υπάρχουν πολλοί παράγοντες που επηρεάζουν την ταχύτητα του ανέμου όπως η γεωγραφική θέση, η φυσική θέση, η τοπογραφία, οι διαστάσεις της κατασκευής (κυρίως το ύψος), η μέση ταχύτητα του ανέμου, το σχήμα της κατασκευής, η κλίση της στέγης και η διεύθυνση του ανέμου.

Στην συγκεκριμένη εργασία εξετάζονται δύο περιπτώσεις φόρτισης ανέμου λόγω της διπλής συμμετρίας του κτιρίου, μία κατά τη διεύθυνση $x-x'$ ($\theta=0$) και μία κατά τη διεύθυνση $y-y'$ ($\theta=90^\circ$). Ο υπολογισμός των δράσεων ανέμου, με δεδομένο ότι το κτίριο βρίσκεται στο κέντρο της Αθήνας, ακολουθεί κάτωθι.

Βασική ταχύτητα ανέμου v_b

Η βασική ταχύτητα ανέμου v_b ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10m πάνω από έδαφος κατηγορίας II, και είναι ίση με:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$$

(3.3)

όπου:

c_{dir} ο συντελεστής διεύθυνσης (προτεινόμενη τιμή 1,0)

c_{season} ο συντελεστής εποχής (προτεινόμενη τιμή 1,0)
 $v_{b,0}$ η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, ίση με τη χαρακτηριστική μέση ταχύτητα του ανέμου 10 λεπτών, ανεξάρτητα από τη διεύθυνση και την εποχή του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος κατηγορίας II. Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα ορίζεται σε 33 m/s για τα νησιά και παράλια έως 10 km από την ακτή και σε 27 m/s για την υπόλοιπη χώρα.

Εδώ ορίζεται $v_{b,0} = 33$ m/s, συνεπώς η τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου προκύπτει ίση με: $v_b = 33$ m/s.

Συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$

Ο συντελεστής τραχύτητας υπολογίζει τη μεταβολή της μέσης ταχύτητας του ανέμου συναρτήσει της τραχύτητας του εδάφους και του ύψους του κτιρίου. Η τραχύτητα του εδάφους επηρεάζεται από διάφορους συντελεστές όπως η βλάστηση, η πυκνότητα και το ύψος των γειτονικών κτιρίων. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα, κάθε περιοχή κατατάσσεται σε μία κατηγορία εδάφους.

Πίνακας 3.1: Κατηγορίες εδάφους και παράμετροι εδάφους

Κατηγορία εδάφους	z_0 (m)	z_{min} (m)
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή ανοικτής θάλασσας	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15 m	1	10

Ο συντελεστής τραχύτητας, με δεδομένο ότι το έδαφος ανήκει στην κατηγορία IV, υπολογίζεται με τις σχέσεις:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_0) \quad \text{για} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (3.4)$$

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z_{min}/z_0) \quad \text{για} \quad z \leq z_{min} \quad (3.5)$$

όπου:

z_0 το μήκος τραχύτητας σε m, από τον πίνακα είναι ίσο με 1m

z_{min} το ελάχιστο ύψος σε m, από τον πίνακα είναι ίσο με 10m

z_{max} ορίζεται ίσο με 200m

k_r συντελεστής εδάφους, υπολογίζεται από τη σχέση:

$$k_r = 0,19 \cdot (z_0/z_{0,II})^{0,07} \quad (3.6)$$

εδώ είναι ίσο με $k_r = 0,2343$.

Επομένως, για το συγκεκριμένο κτίριο με $z=16$ m, από τη σχέση (3.4), προκύπτει ότι ο συντελεστής τραχύτητας ισούται με $c_r(z) = 0,65$.

Συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης $c_0(z)$

Μέσω του συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης εκτιμάται η αύξηση της μέσης ταχύτητας του ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις ή γκρεμούς, ανάλογα με την προσήνεμη κλίση $\Phi = H/L_u$ κατά τη διεύθυνση του ανέμου.

Στην περιοχή που κατασκευάζεται το κτίριο δεν υπάρχει έντονη κλίση, συνεπώς ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης λαμβάνεται ίσος με: $c_0(z) = 1$.

Δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$

Ο δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$ εκφράζει τη μειωτική επίδραση στην δράση του ανέμου λόγω μη ταυτόχρονης ύπαρξης των πιέσεων αιχμής από άνεμο επι της επιφάνειας και την αυξανόμενη επίδραση από ταλαντώσεις λόγω στροβιλισμού. Εξαρτάται επίσης από τον τύπο του κτιρίου (από σκυρόδεμα ή χαλύβδινο) και από τις διαστάσεις του.

Εδώ λαμβάνεται ίσος με $c_s c_d = 1$ σύμφωνα με το κανονισμό, γιατί το ύψος του κτιρίου (16m) δεν ξεπερνάει κατά πολύ τα 15m.

Μέση ταχύτητα ανέμου $v_m(z)$

Η μέση ταχύτητα ανέμου $v_m(z)$, σε ύψος z πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση, προσδιορίζεται δε από τη σχέση:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (3.7)$$

όπου:

$c_r(z)$ ο συντελεστής τραχύτητας

$c_0(z)$ ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης

v_b η βασική ταχύτητα ανέμου

Στη συγκεκριμένη εργασία προκύπτει $v_m(z) = 21,45$ m/s.

Συντελεστής εξωτερικής πίεσης c_{pe}

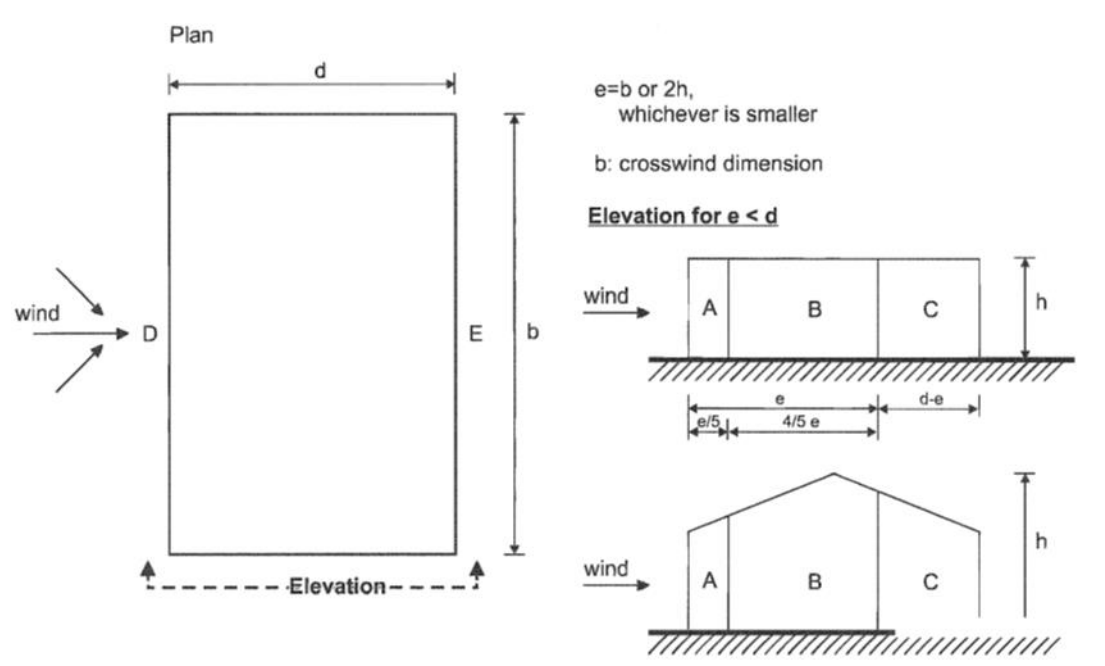
Ο αεροδυναμικός συντελεστής c_{pe} πίεσης εξαρτάται από το σχήμα και την επιφάνεια της φορτιζόμενης πλευράς. Εάν το εμβαδόν A της φορτιζόμενης επιφάνειας ξεπερνά τα 10m^2 , ο αεροδυναμικός συντελεστής πίεσης c_{pe} ισούται με το $c_{pe,10}$ του αντίστοιχου πίνακα του κανονισμού, όπως συμβαίνει και στην παρούσα εργασία και για τις δύο εξεταζόμενες περιπτώσεις.

Πίνακας 3.2: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους

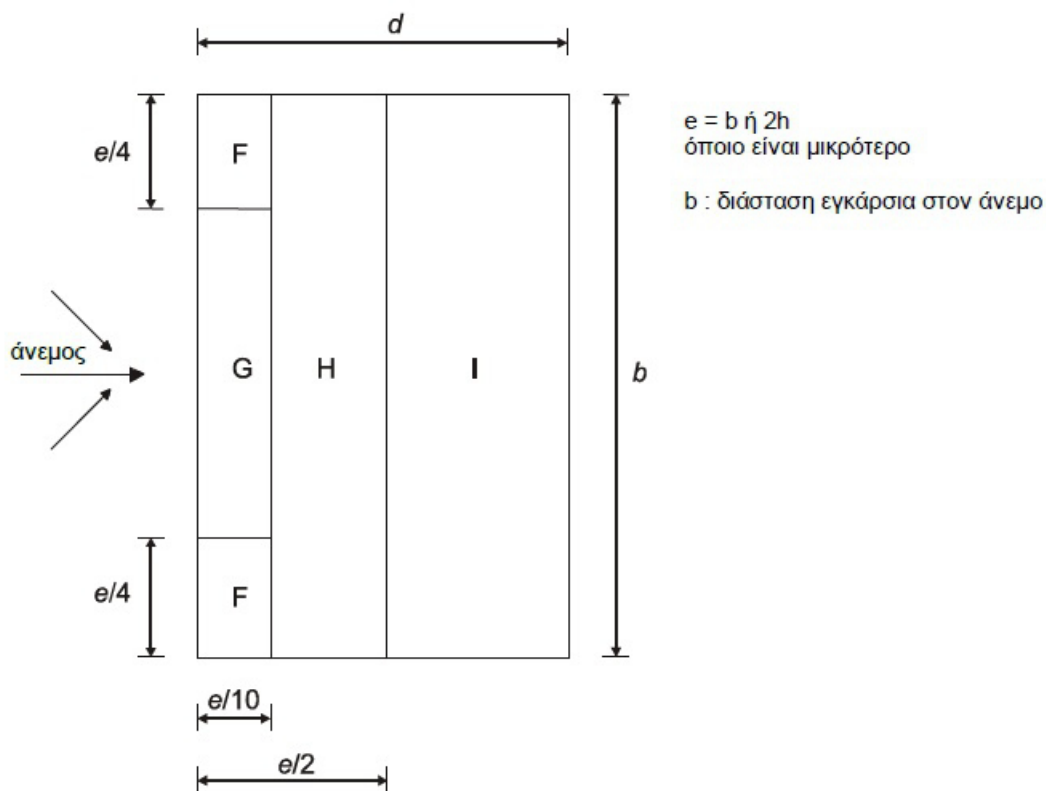
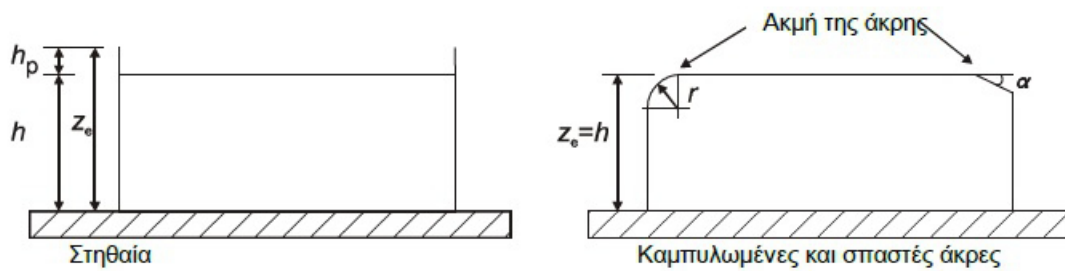
Ζώνη	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,3	

Πίνακας 3.3: Συντελεστές εξωτερική πίεσης για στέγη

Ζώνη	F	G	H	I
Για στέγη με αιχμηρά αντικείμενα $c_{pe,10}$	-1,8	-1,2	-0,7	$\pm 0,2$



Σχήμα 3.1: EN1991-1-4 Σχήμα 7.5- Κατακόρυφοι τοίχοι



Σχήμα 3.2: Στέγη

Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z , προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (3.8)$$

όπου:

ρ η πυκνότητα του αέρα, εξαρτώμενη από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία, και τη βαρομετρική πίεση που αναμένεται σε μία περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας (προτεινόμενη τιμή $\rho=1,25 \text{ kg/m}^3$)

$I_v(z)$ η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z και δίνεται από τις σχέσεις:

$$I_v(z) = k_I / \left[c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \text{ για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (3.9)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \text{ για } z \leq z_{min} \quad (3.10)$$

όπου:

k_I ο συντελεστής στροβιλισμού (ίσος με 1)

$c_e(z)$ ο συντελεστής έκθεσης και δίνεται από τη σχέση:

$$c_e(z) = q_p(z) / q_b \quad (3.11)$$

q_b η βασική πίεση, ίση προς:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (3.12)$$

v_b η βασική ταχύτητα ανέμου

Στην παρούσα εργασία, η ένταση στροβιλισμού ισούται με $I_v(z) = 0,36$ και συνεπώς η πίεση ταχύτητας αιχμής προκύπτει $q_p(z) = 1,012 \text{ kN/m}^2$.

Εξωτερική πίεση w_e

Η πίεση του ανέμου που δρα καθέτως προς τις εξωτερικές επιφάνειες προκύπτει από τη σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (3.13)$$

όπου:

$q_p(z_e)$ η πίεση ταχύτητας αιχμής

z_e το υψόμετρο αναφοράς για την εξωτερική πίεση

c_{pe} ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης

Υπολογισμοί:

➤ Άνεμος κατά τη διεύθυνση xx'

Σύμφωνα με τον κανονισμό

$$e = \min(b, 2h) = \min(50, 2 \cdot 16) = 32\text{m}$$

$$e < d$$

$$h/d = 16/60 = 0,27$$

$$A = e/5 = 32/5 = 6,4\text{m}$$

$$B = 4e/5 = 4 \cdot 32/5 = 25,6\text{m}$$

$$C = d - e = 60 - 32 = 28\text{m}$$

$$F = e/10 = 32/10 = 3,2\text{m} \text{ και } F = e/4 = 32/4 = 8\text{m}$$

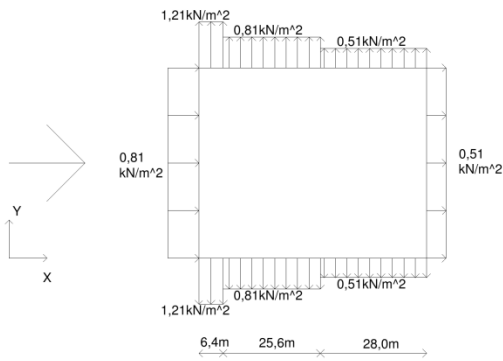
$$G = e/10 = 32/10 = 3,2\text{m} \text{ και } G = b - 2e/4 = 50 - 2 \cdot 32/4 = 34\text{m}$$

$$H = e/2 - e/10 = 32/2 - 32/10 = 12,8\text{m}$$

$$I = d - e/2 = 60 - 32/2 = 44\text{m}$$

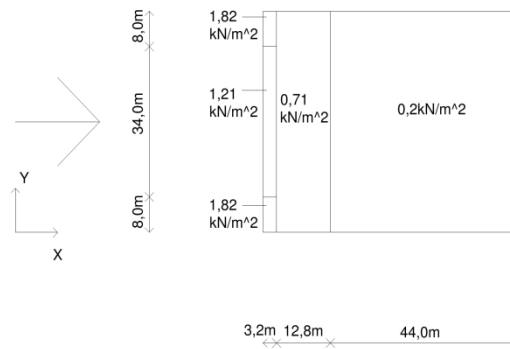
Τα αποτελέσματα των πιέσεων για άνεμο κατά τη διεύθυνση xx' είναι:

A: $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,012 \cdot (-1,2) = -1,21 \text{ kN/m}^2$
 B: $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,012 \cdot (-0,8) = -0,81 \text{ kN/m}^2$
 C: $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,012 \cdot (-0,5) = -0,51 \text{ kN/m}^2$
 D: $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,012 \cdot (+0,8) = +0,81 \text{ kN/m}^2$
 E: $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,012 \cdot (-0,5) = -0,51 \text{ kN/m}^2$
 F: $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,012 \cdot (-1,8) = -1,82 \text{ kN/m}^2$
 G: $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,012 \cdot (-1,2) = -1,21 \text{ kN/m}^2$
 H: $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,012 \cdot (-0,7) = -0,71 \text{ kN/m}^2$
 I: $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,012 \cdot (\pm 0,2) = \pm 0,20 \text{ kN/m}^2$



Κατακόρυφες επιφάνειες

Σχήμα 3.3: Πιέσεις ανέμου κατά χχ στις κατακόρυφες επιφάνειες



Στέγη

Σχήμα 3.4: Πιέσεις ανέμου κατά χχ στη στέγη

➤ 'Άνεμος κατά τη διεύθυνση γγ'

Σύμφωνα με τον κανονισμό

$$e = \min(b, 2h) = \min(60, 2 \cdot 16) = 32\text{m}$$

$$e < d$$

$$h/d = 16/50 = 0,32$$

$$A = e/5 = 32/5 = 6,4\text{m}$$

$$B = 4e/5 = 4 \cdot 32/5 = 25,6\text{m}$$

$$C = d - e = 60 - 32 = 18\text{m}$$

$$F = e/10 = 32/10 = 3,2\text{m} \text{ και } F = e/4 = 32/4 = 8\text{m}$$

$$G = e/10 = 32/10 = 3,2\text{m} \text{ και } G = b - 2e/4 = 60 - 2 \cdot 32/4 = 44\text{m}$$

$$H = e/2 - e/10 = 32/2 - 32/10 = 12,8\text{m}$$

$$I = b - e/2 = 60 - 32/2 = 34\text{m}$$

Τα αποτελέσματα των πιέσεων για άνεμο κατά τη διεύθυνση γγ' είναι:

$$A: w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,012 \cdot (-1,2) = -1,21 \text{ kN/m}^2$$

$$B: w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,012 \cdot (-0,8) = -0,81 \text{ kN/m}^2$$

$$C: w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,012 \cdot (-0,5) = -0,51 \text{ kN/m}^2$$

$$D: w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,012 \cdot (+0,8) = +0,81 \text{ kN/m}^2$$

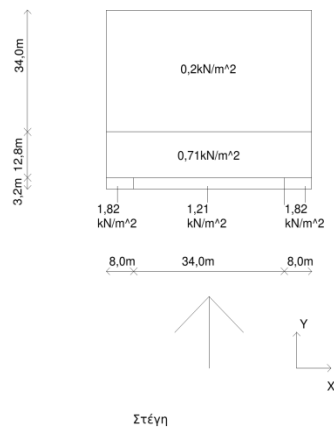
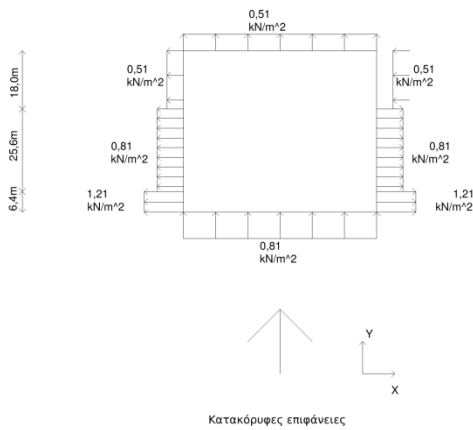
$$E: w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,012 \cdot (-0,5) = -0,51 \text{ kN/m}^2$$

$$F: w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,012 \cdot (-1,8) = -1,82 \text{ kN/m}^2$$

$$G: w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,012 \cdot (-1,2) = -1,21 \text{ kN/m}^2$$

$$H: w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,012 \cdot (-0,7) = -0,71 \text{ kN/m}^2$$

$$I: w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,012 \cdot (\pm 0,2) = \pm 0,20 \text{ kN/m}^2$$



Σχήμα 3.5: Πιέσεις ανέμου κατά γγ στις κατακόρυφες επιφάνειες

Σχήμα 3.6: Πιέσεις ανέμου κατά γγ στη στέγη

3.6 Σεισμικές δράσεις

Η χώρα μας βρίσκεται σε μία εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και λόγω αυτού οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στον σχεδιασμό των κατασκευών. Ο Ευρωκώδικας 8, EN1998, περιέχει όλες τις απαραίτητες διατάξεις για την ανάλυση των σεισμικών δράσεων και το συνδυασμό τους με άλλες δράσεις, καθώς και κανόνες εφαρμογής αναλόγως του έργου. Ο EN1998 συμπληρώνεται από το Εθνικό Προσάρτημα με πληροφορίες για τη χώρα μας, όπως ο διαχωρισμός της σε ζώνες επικινδυνότητας.

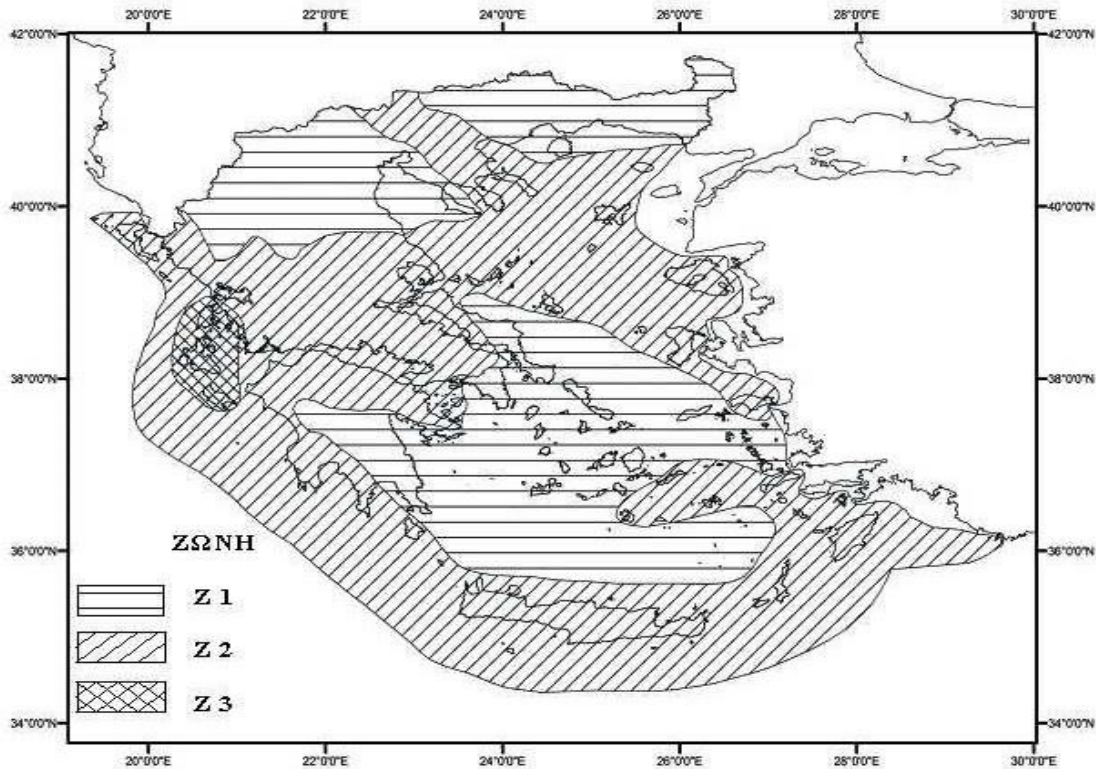
Κατά τη διάρκεια του σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές (κυρίως λόγω μεγέθους), χωρίς όμως αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δε μπορούν να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

Ως σεισμικές δράσεις θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω της επιτάχυνσης του εδάφους. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις ή τον άνεμο.

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται συμβατικά με μία μόνο παράμετρο, τη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση A και καθορίζεται ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η χώρα μας υποδιαιρείται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I, II, III) τα όρια των οποίων καθορίζονται στο χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας του Εθνικού Προσαρτήματος.

Το έργο της παρούσας εργασίας βρίσκεται στην Αττική, η οποία είναι στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II.



Σχήμα 3.7: Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας

Εδαφική επιτάχυνση

Σε κάθε Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης A και σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη, με βάση τη σχέση:

$$A = a * g \quad (3.14)$$

όπου:

g είναι η επιτάχυνση βαρύτητας

a η εδαφική επιτάχυνση αναφοράς (0,16 για την I, 0,24 για την II, 0,36 για την III)

Για την κατασκευή της εργασίας που είναι στην Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II, η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους είναι $A = 0,24g = 2,4 \text{ m/s}^2$.

Συντελεστής σπουδαιότητας

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για τον άνθρωπο και τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή τους ή διακοπή της λειτουργίας τους. Εδώ λαμβάνεται συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_I = 1,2$.

Πίνακας 3.4: Συντελεστές σπουδαιότητας

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια	γ _I
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια κλπ.	0,80
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.	1,00
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.	1,20
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας κλπ.	1,40

Κατάταξη εδάφους

Το έδαφος που εδράζονται τα κτίρια έχει κάποιες ιδιότητες που επηρεάζουν το φάσμα σχεδιασμού. Συνεπώς, από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες A, B, C, D, E, σύμφωνα με τον EN1998. Ανάλογα με τη κατηγορία εδάφους προκύπτουν οι χαρακτηριστικές περιόδους του φάσματος σχεδιασμού. Στην παρούσα εργασία το κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας B, από τον πίνακα 3.5.

Πίνακας 3.5: Κατηγορίες εδάφους

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	NSPT (κρούσεις/30cm)	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	>800	-	-
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360-800	>50	>250

C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180-360	15-50	70-250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	<180	<15	<70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές vs κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με vs > 800 m/s.			
S ₁	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας (PI>40) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.	<100 (ενδεικτικό)	-	10-20
S ₂	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους Α – Ε ή S1			

Συντελεστής συμπεριφοράς

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε ελαστικό σύστημα. Εκφράζει, λοιπόν, την ικανότητα του φορέα να παραμορφωθεί πλάστιμα, χωρίς να μειώνεται η αντοχή του. Παράγοντες που επηρεάζουν το συντελεστή συμπεριφοράς είναι η διαθέσιμη πλαστικότητα, η υπερστατικότητα, η υστερητική απόσβεση. Για συνήθεις κατασκευές, η τιμή του q ορίζεται για κάθε κύρια διεύθυνση ανάλογα με το δομικό σύστημα.

Με βάση την αρχή σχεδιασμού που επιλέγεται ο κανονισμός προβλέπει τις μεγιστες τιμές του q . Στην συγκεκριμένη εργασία επιδιώκεται σχεδιασμός που να επιτρέπει την πλάστιμη συμπεριφορά και επιλέγεται *κατηγορία μέσης*

πλαστιμότητας (ΚΠΜ), για την οποία η μέγιστη τιμή του q είναι 4. Για την απαίτηση πλαστικής συμπεριφοράς απαιτείται η δημιουργία ζωνών απελευθέρωσης ενέργειας.

Πίνακας 3.6: Ανώτατες οριακές τιμές συντελεστών συμπεριφοράς

ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	Κατηγορία Πλαστιμότητας
	ΚΠΜ
Πλαίσια παραλαβής ροπών	4
Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	
Διαγώνιοι σύνδεσμοι	4
Σύνδεσμοι μορφής V	2
Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4
Αντεστραμμένο εκκρεμές	2
Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	-
Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4
Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις	
Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο	2
Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα	-
Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)	4

Στην παρούσα εργασία, για κάθε κτίριο και κάθε διεύθυνση, επιλέγεται ενιαίος συντελεστής συμπεριφοράς ίσος με $q=4$.

Φάσμα σχεδιασμού

Με τη βοήθεια του φάσματος σχεδιασμού καθορίζονται οι επιταχύνσεις ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή λόγω της σεισμικής διέγερσης σχεδιασμού. Το φάσμα σχεδιασμού εξαρτάται από διάφορους παράγοντες, όπως η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας, η κατηγορία εδάφους, η κατηγορία σπουδαιότητας, ο συντελεστής συμπεριφοράς και η απόσβεση. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, το φάσμα σχεδιασμού για ανελαστική συμπεριφορά με ελαστική ανάλυση δίνεται από τις σχέσεις:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right], \text{ για } 0 \leq T \leq T_B \quad (3.15)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}, \text{ για } T_B \leq T \leq T_C \quad (3.16)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g, \text{ για } T_C \leq T \leq T_D \quad (3.17)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot a_g, \text{ για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec} \quad (3.18)$$

όπου:

$S_d(T)$ η επιτάχυνση σχεδιασμού

a_g η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση

S συντελεστής εδάφους

q συντελεστής συμπεριφοράς

T_B η κατώτατη τιμή της περιόδου στην περιοχή της σταθερής επιτάχυνσης φάσματος

T_C η ανώτατη τιμή της περιόδου στην περιοχή της σταθερής επιτάχυνσης του φάσματος

T_D η κατώτατη τιμή της περιόδου στην περιοχή της σταθερής μετακίνησης του φάσματος

β ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού (=0,2)

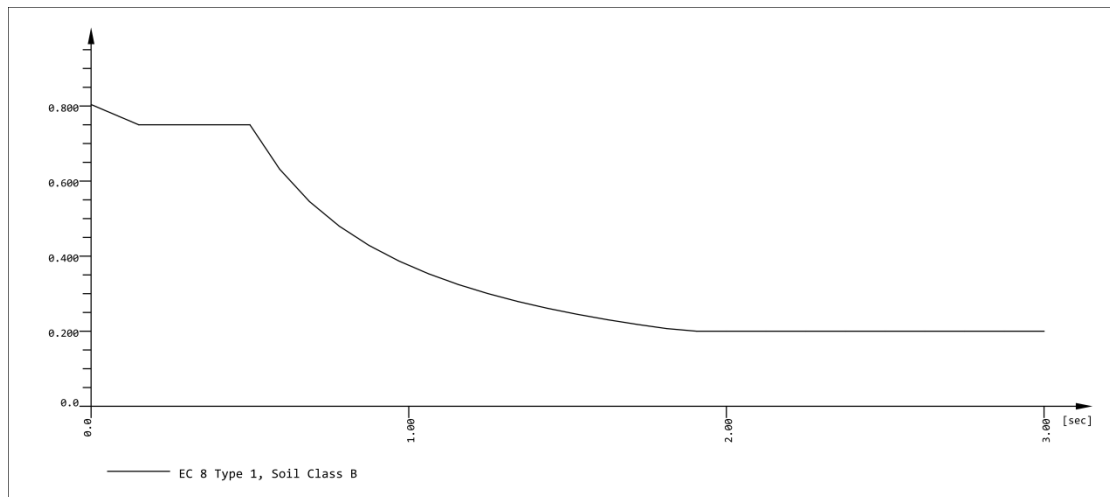
Οι τιμές των μεταβλητών S , T_B , T_C , T_D εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους και σύμφωνα με τον EN1998 είναι:

Πίνακας 3.7: Παράμετροι φασμάτων ελαστικής απόκρισης

Κατηγορία Εδάφους	$T_B(\text{sec})$	$T_C(\text{sec})$	$T_D(\text{sec})$	S
A	0,15	0,4	2	1
B	0,15	0,5	2	1,2
C	0,2	0,6	2	1,15
D	0,2	0,8	2	1,35
E	0,15	0,5	2	1,4

Άρα τα δεδομένα για τον υπολογισμό του φάσματος στη συγκεκριμένη εργασία είναι:

- Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας: II
- Κατηγορία Εδάφους: B
- Κατηγορία Σπουδαιότητας: III
- Συντελεστής Συμπεριφοράς: 4
- Απόσβεση: 4%



Σχήμα 3.8: Φάσμα σχεδιασμού

Για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής και συνεπώς των εντατικών μεγεθών προβλέπονται δύο τρόποι ελαστικής ανάλυσης:

- Δυναμική φασματική μέθοδος, δηλαδή ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος, υπολογισμός μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης και τέλος επαλληλία των μέγιστων τιμών με τη μέθοδο CQC.
- Απλοποιημένη φασματική ή ισοδύναμη στατική μέθοδος, δηλαδή προσεγγιστική θεώρηση μόνον της θεμελιώδους ιδιομορφής.

Στο επόμενο κεφάλαιο ακολουθεί η δυναμική ανάλυση του κτιρίου χρησιμοποιώντας το παραπάνω φάσμα σχεδιασμού και εφαρμόζοντας ιδιομορφική ελαστική ανάλυση.

3.7 Συνδυασμοί δράσεων

Για κάθε κατασκευή υπάρχουν κάποιες καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του και λέγονται οριακές καταστάσεις. Διακρίνονται σε δύο κατηγορίες:

- Τις οριακές καταστάσεις αστοχίας
- Τις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν επ' αυτής και περιγράφηκαν παραπάνω. Οι δράσεις, αυτές, πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές, συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως για κάθε μια από

τις οριακές καταστάσεις. Στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα και προκύπτουν τα εντατικά μεγέθη. Είναι προφανές ότι οι συνδυασμοί δεν πρέπει να οδηγούν σε ακραίες και μη ρεαλιστικές περιπτώσεις, καθώς και ότι οι δράσεις που υπεισέρχονται στους συνδυασμούς, επενεργούν και εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

3.7.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Σε αυτή την περίπτωση έχουμε πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κλπ, και αντιστοιχεί με κατάρρευση ή ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του. Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο σε ΟΚΑ που προβλέπονται από τον Ευρωκώδικα είναι:

- Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.19)$$

- Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} (\text{ή } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.20)$$

- Για καταστάσεις σεισμού:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.21)$$

όπου:

"+" σημαίνει "επαλληλία με"

$G_{k,j}$ η χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων

P η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

$Q_{k,1}$ η χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης

$Q_{k,i}$ η χαρακτηριστική τιμή των λοιπών ταυτόχρονων μεταβλητών δράσεων

A_d η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης

A_{Ed} η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

$\gamma_{G,j}$ ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j

γ_p ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την προένταση

$\gamma_{Q,i}$ ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i

$\psi_{0,i}, \psi_{1,i}, \psi_{2,i}$ συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Οι συντελεστές ασφαλείας είναι:

- Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:
 - για μόνιμες δράσεις : $\gamma_{G,sup} = 1,35$ (δυσμενής επιρροή)
 $\gamma_{G,inf} = 1,00$ (ευμενής επιρροή)
 - για μεταβλητές δράσεις: $\gamma_{Q,i} = 1,50$ (0 όπου είναι ευνοϊκή)

- Για τυχηματικές: γενικώς $\gamma = 1,0$

Οι προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ_i για το συγκεκριμένο κτίριο σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα είναι:

Πίνακας 3.8: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ_i για την κατασκευή

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε χώρους καταστημάτων (κατηγορία D)	0,7	0,7	0,6
Φορτία χιονιού σε κτίρια σε Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες $\leq 1000\text{m}$	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια	0,6	0,2	0

Στην συγκεκριμένη εργασία πραγματοποιούνται οι εξής συνδυασμοί για την ΟΚΑ:

- Με βασικό μεταβλητό φορτίο τις επιβαλλόμενες δράσεις Q:

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W \quad (3.22)$$

- Με βασικό μεταβλητό φορτίο το χιόνι S:

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q + 1,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W \quad (3.23)$$

- Με βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο W:

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S + 1,5 \cdot W \quad (3.24)$$

- Για καταστάσεις σεισμού:

$$G + A_{Ed} + 0,6 \cdot Q \quad (3.25)$$

Η δράση του ανέμου λαμβάνεται σε δύο διευθύνσεις, ανεξάρτητα η μία από την άλλη, δηλαδή δε λαμβάνονται ποτέ ταυτόχρονα. Ενώ η δράση του σεισμού A_{Ed} ορίζεται ως $E_x + 0,3E_y$ ή $0,3E_x + E_y$, όπου E_x , E_y τα εντακτικά μεγέθη και οι μετακινήσεις λόγω σεισμικής διέγερσης κατά X και Y αντίστοιχα.

3.7.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Σε αυτή την περίπτωση έχουμε μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κλπ, και αντιστοιχεί σε συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή μέλος αυτού. Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο σε ΟΚΛ που προβλέπονται από τον Ευρωκώδικα είναι:

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "Q_{k,1}" + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.26)$$

- Συχνός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.27)$$

- Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.28)$$

Στην συγκεκριμένη εργασία πραγματοποιούνται οι εξής συνδυασμοί για την ΟΚΛ:

- Με βασικό μεταβλητό φορτίο τις επιβαλλόμενες δράσεις Q:

$$G + Q + 0,5 \cdot S + 0,6 \cdot W \quad (3.29)$$

- Με βασικό μεταβλητό φορτίο το χιόνι S:

$$G + 0,7 \cdot Q + S + 0,6 \cdot W \quad (3.30)$$

- Με βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο W:

$$G + 0,7 \cdot Q + 0,5 \cdot S + W \quad (3.31)$$

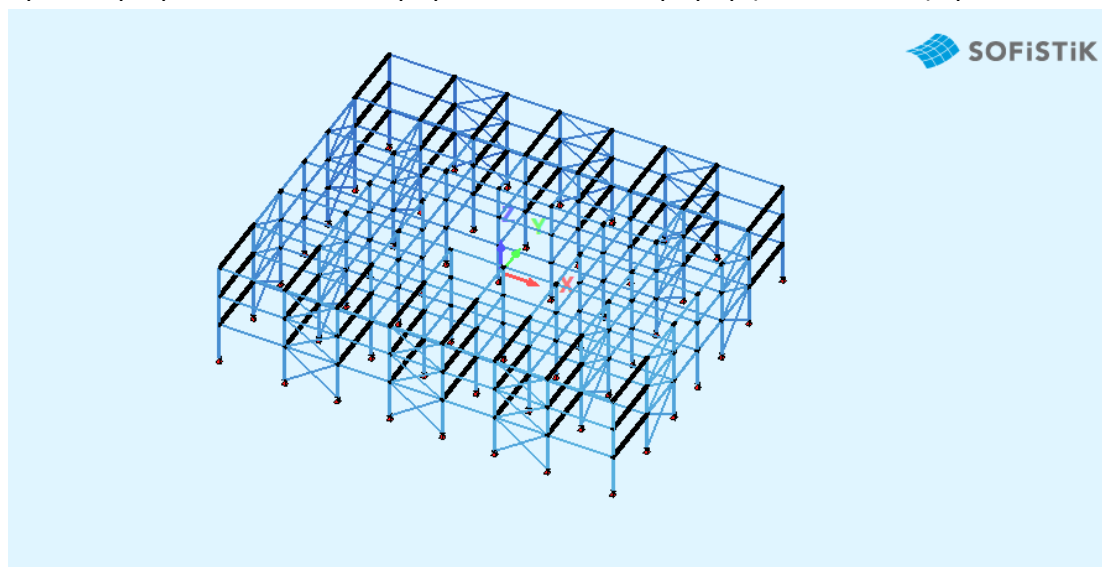
Κεφάλαιο 4: Ανάλυση και σχεδιασμός κτιρίου με κατακόρυφους κεντρικούς συνδέσμους στις δύο διευθύνσεις

4.1 Μέθοδος ανάλυσης

Μετά τον προσδιορισμό των δράσεων επί της κατασκευής, ακολουθεί ο έλεγχος έναντι όλων των συνδυασμών τους στις οριακές καταστάσεις αστοχίας (ΟΚΑ) και λειτουργικότητας (ΟΚΛ). Αντικείμενο της ανάλυσης είναι ο προσδιορισμός των δυσμενών εντατικών μεγεθών. Υπάρχουν δύο μέθοδοι ανάλυσης:

- Η ελαστική ανάλυση, όπου υποτίθεται ελαστική συμπεριφορά του φορέα και η σχέση τάσης-παραμόρφωσης του υλικού θεωρείται ότι είναι γραμμική για οποιαδήποτε στάθμη των τάσεων.
- Η πλαστική ανάλυση, όπου λαμβάνονται υπόψη οι επιδράσεις της μη γραμμικότητας του υλικού κατά τον υπολογισμό των δράσεων επί του φορέα. Μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνον εφόσον τα μέλη της κατασκευής διαθέτουν επαρκή στροφική ικανότητα στις θέσεις που δημιουργείται πλαστική άρθρωση

Στα πλαίσια της συγκεκριμένης εργασίας, χρησιμοποιείται ελαστική ανάλυση 1^{ης} τάξης, δηλαδή οι εξισώσεις ισορροπίας και συμβιβαστού εκφράζονται στο σύστημα αναφοράς της αρχικής (μη παραμορφωμένης) γεωμετρίας του φορέα, για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών και των παραμορφώσεων του φορέα.



Σχήμα 4.1: Τρισδιάστατη προβολή κτιρίου

4.2 Προσομοίωμα κτιρίου στο SOFiSTiK

Για τη διερεύνηση της συμπεριφοράς του μεταλλικού φορέα της ανωδομής παραλήφθηκε από την προσομοίωση το υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα χάριν ευκολίας, αφού λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας του (λειτουργεί σχεδόν ως στερεό σώμα) δεν επηρεάζει σε αξιόλογο βαθμό την συμπεριφορά της μεταλλικής ανωδομής.

Τα υποστυλώματα είναι όλα διατομής ΗΕΒ και τοποθετήθηκαν όπως περιγράφηκε στο δεύτερο κεφάλαιο. Τα υποστυλώματα τοποθετήθηκαν με τον ισχυρό τους άξονα παράλληλο στη διεύθυνση της μεγάλης πλευράς του κτιρίου, δηλαδή τον καθολικό άξονα Χ. Τα φορτία που δέχονται μεταφέρονται στη βάση τους, που θεωρείται στάθμη θεμελίωσης. Οι συνδέσεις στη βάση των υποστυλωμάτων είναι αρθρώσεις για να μην επιβαρύνονται επιπλέον με ροπή εφόσον τα σεισμικά φορτία αναλαμβάνονται από τους συνδέσμους δυσκαμψίας.

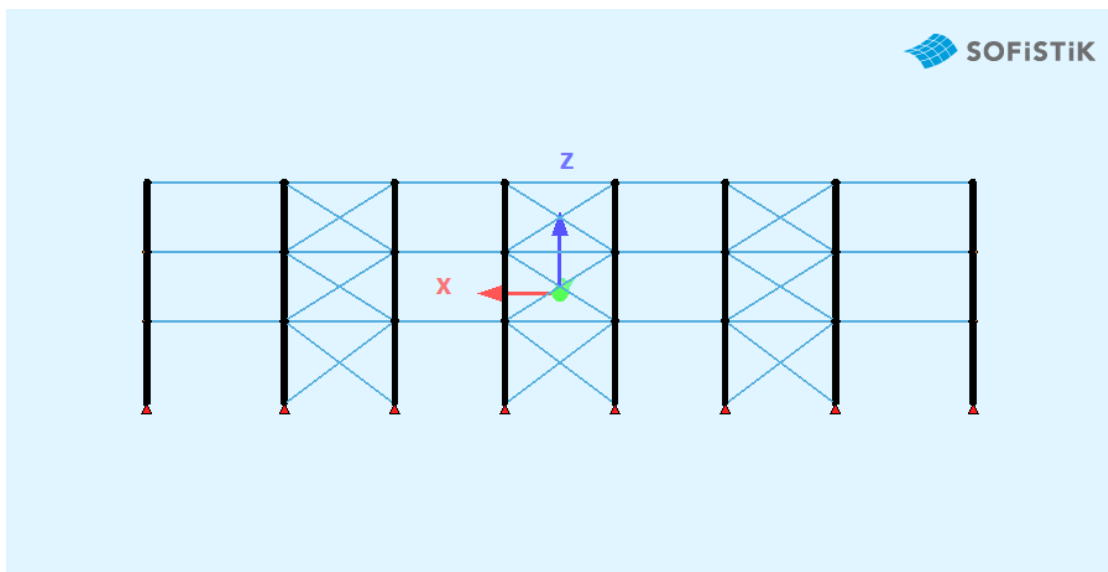
Οι κύριες δοκοί είναι διατομής ΗΕΑ και ο άξονας τους είναι παράλληλος της μικρής πλευράς (50m). Τα φορτία που δέχονται από τις διαδοκίδες μεταβιβάζονται στα υποστυλώματα. Η σύνδεση τους με τα υποστυλώματα είναι σύνδεση τέμνουσας και προσομοιώθηκε με ελευθέρωση στροφής, άρα όλες οι κύριες δοκοί είναι αμφιαρθρωτές.

Οι δευτερεύουσες δοκοί είναι και αυτές διατομής ΗΕΑ και ο άξονας τους είναι παράλληλος της μεγάλης πλευράς (60m). Τα φορτία που τους ασκούνται από τη σύμμικτη πλάκα μεταβιβάζονται στα υποστυλώματα. Αντίστοιχα, η σύνδεση τους με αυτά είναι σύνδεση τέμνουσας και προσομοιώνεται με ελευθέρωση στροφής, επομένως, και αυτές είναι αμφιαρθρωτές.

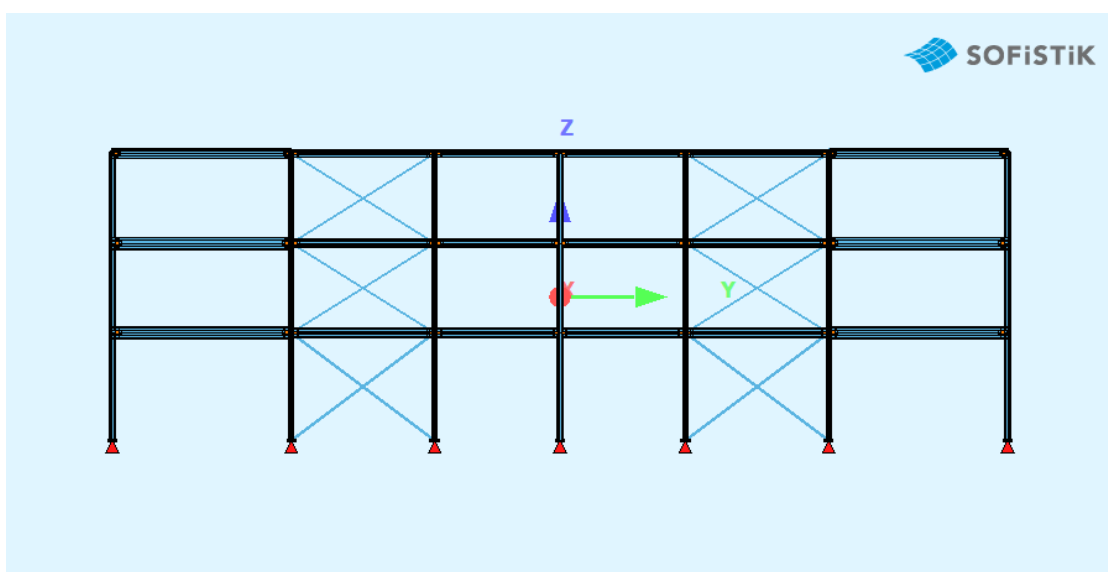
Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι κοίλες ορθογώνιες διατομές RHS. Τοποθετήθηκαν όπως περιγράφηκε στο δεύτερο κεφάλαιο, τόσο περιμετρικά και στις δύο διευθύνσεις, όσο και εσωτερικά στη διεύθυνση της μικρής πλευράς. Στη διεύθυνση της μεγάλης πλευράς υπάρχουν έξι χιαστί συνολικά, τρεις σε κάθε πλευρά. Στη διεύθυνση της μικρής πλευράς τοποθετήθηκαν οκτώ χιαστί συνολικά, τέσσερα περιμετρικά, δύο σε κάθε πλευρά, και τέσσερα εσωτερικά. Οι θέσεις επιλέχθηκαν ώστε να βοηθούν τη λειτουργία του κτιρίου και επίσης αποφεύχθηκε να τοποθετηθούν στα μεγάλα ανοίγματα (10m) έτσι ώστε να αυξηθεί η κλίση τους και να λειτουργούν πιο αποδοτικά. Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι χωρίς εκκεντρότητα και οι συνδέσεις τους με τα υποστυλώματα είναι αρθρώσεις. Θεωρήθηκε ότι τα χιαστί δέχονται μόνο αξονικές δυνάμεις και λειτουργούν μόνο οι εφελκυσόμενες ράβδοι σε κάθε φόρτιση.

Οι διαδοκίδες και η σύμμικτη πλάκα παραλείφθηκαν από το προσομοίωμα για ευκολία και θέλοντας να μην υπερφορτωθεί το αρχείο αφού δεν προσφέρουν στο στατικό προσομοίωμα και μπορούν να υπολογιστούν ξεχωριστά. Οι διαδοκίδες

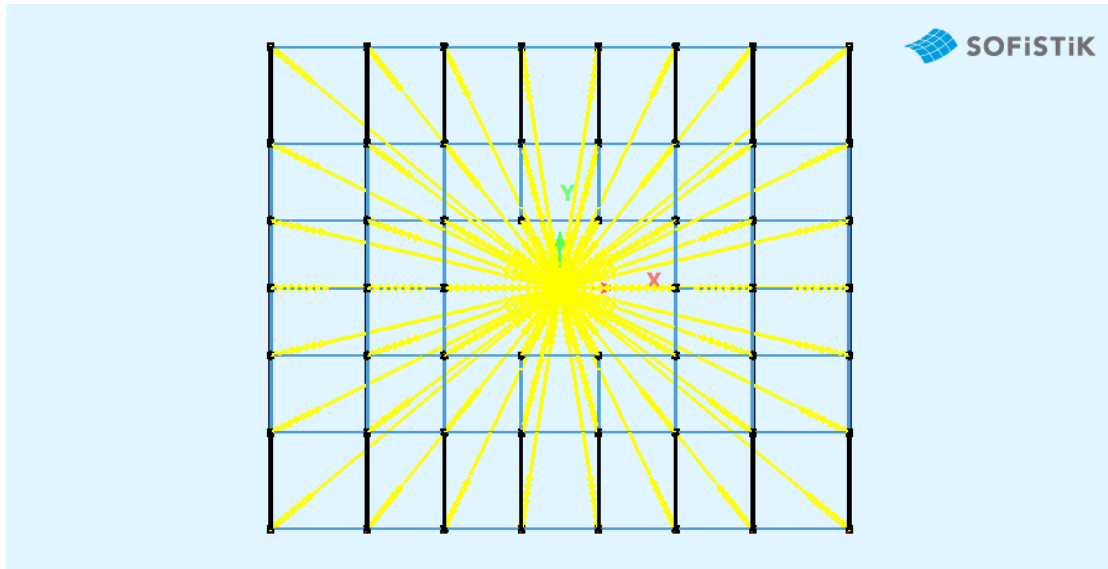
είναι διατομής IPE, τοποθετούνται ανά ένα μέτρο και ο άξονας τους είναι παράλληλος με τον άξονα των δευτερευουσών δοκών. Τα φορτία τους μεταβιβάζονται στις κύριες δοκούς. Η σύνδεση τους με αυτές είναι σύνδεση τέμνουσας, άρα είναι αμφιαρθρωτές. Όσον αφορά τη σύμμικτη πλάκα, στη θέση της μπαίνουν κατακόρυφα φορτία και το ίδιο βάρος της. Επίσης, η διαφραγματική λειτουργία των ορόφων λόγω της σύμμικτης πλάκας προσομοιώνεται μέσω της λειτουργίας των point constrain που προσφέρει το πρόγραμμα SOFiSTiK, δεσμεύοντας κάθε σημείο των ορόφων να έχουν ίδιες οριζόντιες δυνάμεις και ίδια ροπή ως προς τον κατακόρυφο άξονα.



Σχήμα 4.2: Όψη μεγάλης πλευράς μήκους 60m

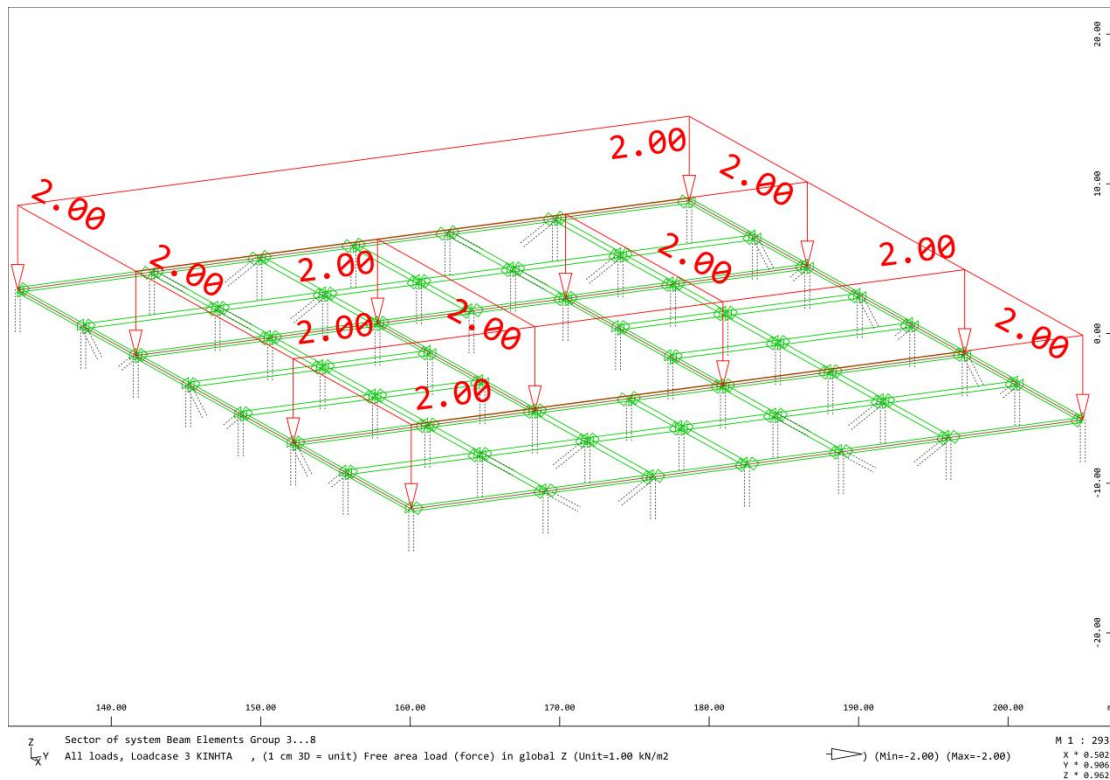


Σχήμα 4.3: Όψη μικρής πλευράς μήκους 50m

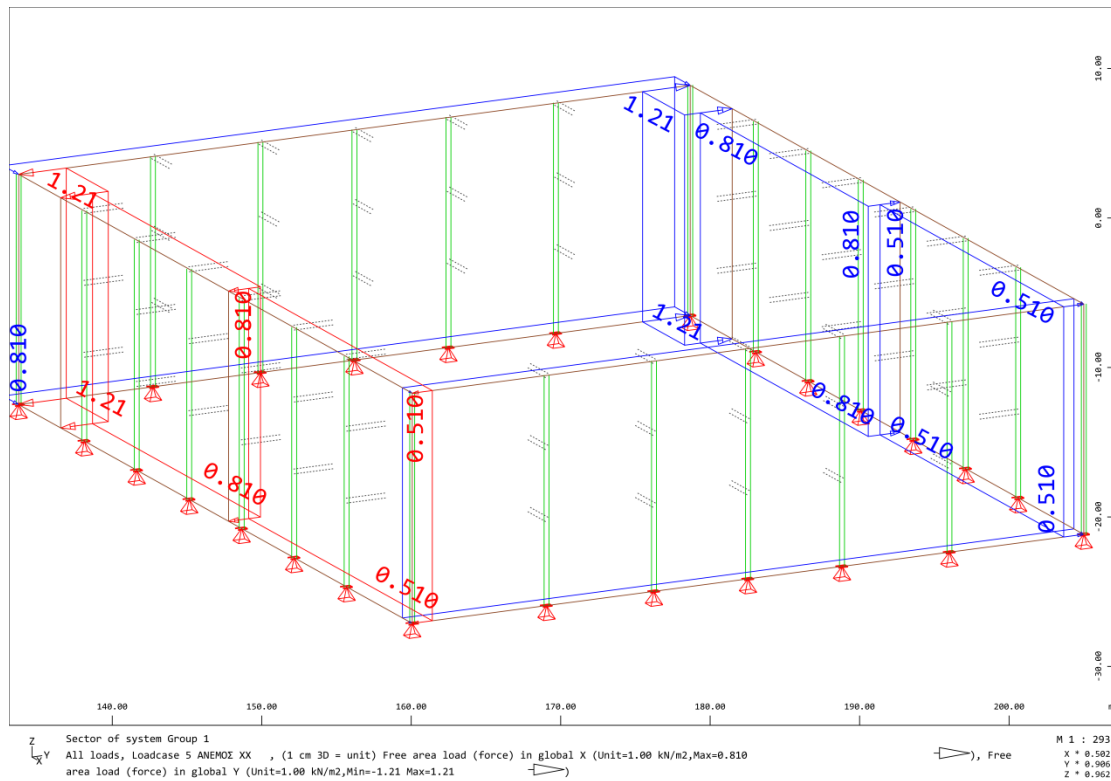


Σχήμα 4.4: Κάτοψη κτιρίου με προβολή της λειτουργίας point constrain για τη διαφραγματική λειτουργία

Για την εισαγωγή των φορτίων, που υπολογίστηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο, χρησιμοποιήθηκαν ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία, τα οποία κατανέμονται στις κύριες δοκούς και για τον άνεμο στα υποστυλώματα.



Σχήμα 4.5: Κινητό φορτίο στην οροφή του 3^{ου} ορόφου το οποίο κατανέμεται στις κύριες δοκούς



Σχήμα 4.6: Φορτίο ανέμου κατά τη διεύθυνση XX το οποίο κατανέμεται στα εξωτερικά υποστυλώματα

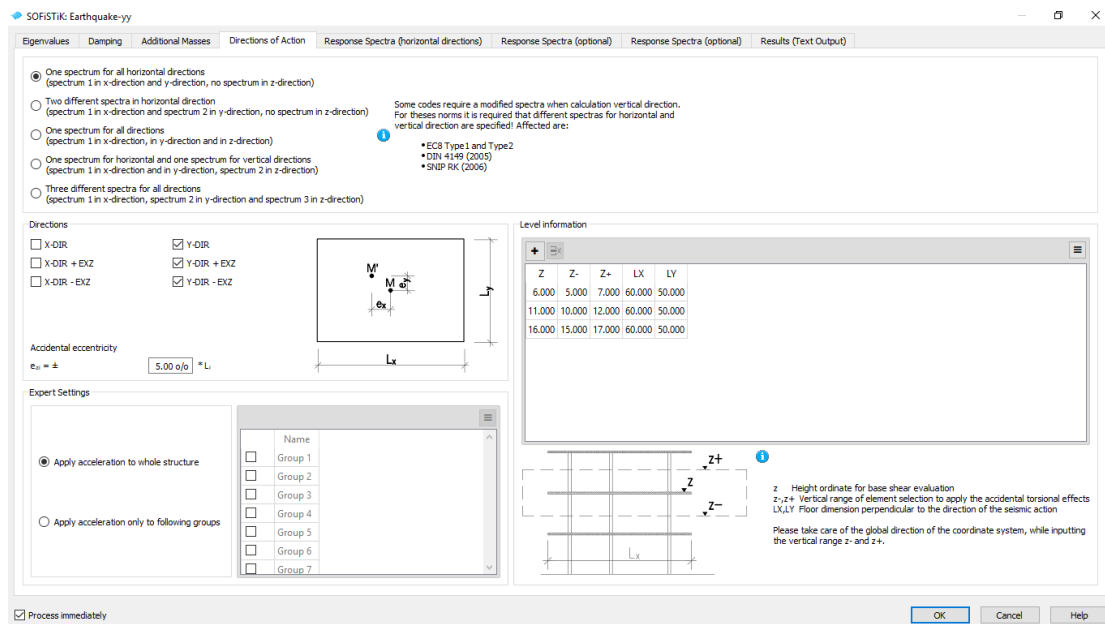
Όσον αφορά τις ατέλειες, οι σύγχρονοι κανονισμοί απαιτούν να λαμβάνονται υπόψη κατά την ανάλυση οι παραμένουσες τάσεις και οι γεωμετρικές ατέλειες, όπως η έλλειψη κατακορυφότητας, η έλλειψη ευθυγραμμίας, ατέλειες συναρμογής και αναπόφευκτες μικρές εκκεντρότητες που παρουσιάζονται στην πράξη σε συνδέσεις. Σύμφωνα με το Ευρωκώδικα 3, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι εξής ατέλειες: α) καθολικές ατέλειες για πλαίσια και συστήματα και β) τοπικές ατέλειες για μεμονωμένα μέλη. Ο κανονισμός δίνει τη δυνατότητα να μη λαμβάνονται υπόψη αν η οριζόντια δύναμη σεισμού είναι μεγαλύτερη από το 15% του συνολικού κατακόρυφου φορτίου, κάτι που δε συμβαίνει στη συγκεκριμένη περίπτωση $6381\text{kN} < 0,15 \cdot 67132 = 10070\text{kN}$. Οι καθολικές ατέλειες προσομοιώνονται με γραμμικά ομοιόμορφα φορτία που τρέχουν όλο το μήκος κάθε πλευράς σε κάθε όροφο τα οποία κατανέμονται στα υποστυλώματα και οι τοπικές ατέλειες λαμβάνονται υπόψη με τους συντελεστές ασφαλείας των μελών. Οι καθολικές ατέλειες του 1^{ου} ορόφου υπολογίστηκαν για την παρούσα εργασία ως εξής:

Φ_0	0,005	m_x	8	Φ_x	0,003062
h	6	m_y	7	Φ_y	0,003086
α_h	0,816497	α_{mx}	0,75	H_x	205,5489
N_{ed}	67132	α_{my}	0,755929	H_y	207,1738

$$\text{με } \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}, \alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)}, \Phi = \Phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

Για την προσομοίωση της σεισμικής δράσης, στα πλαίσια της συγκεκριμένης εργασίας, χρησιμοποιήθηκε η ιδιομορφική ανάλυση για την απόκριση του κτιρίου. Προσδιορίζεται το μητρώο δυσκαμψίας $[K]$, με τη μέθοδο των μετακινήσεων, και το μητρώο μάζας $[M]$, από το συνδυασμό $G+\psi Q$, εδώ $\psi=0,6$, από τα οποία και εξαρτώνται αποκλειστικά οι ιδιομορφές.

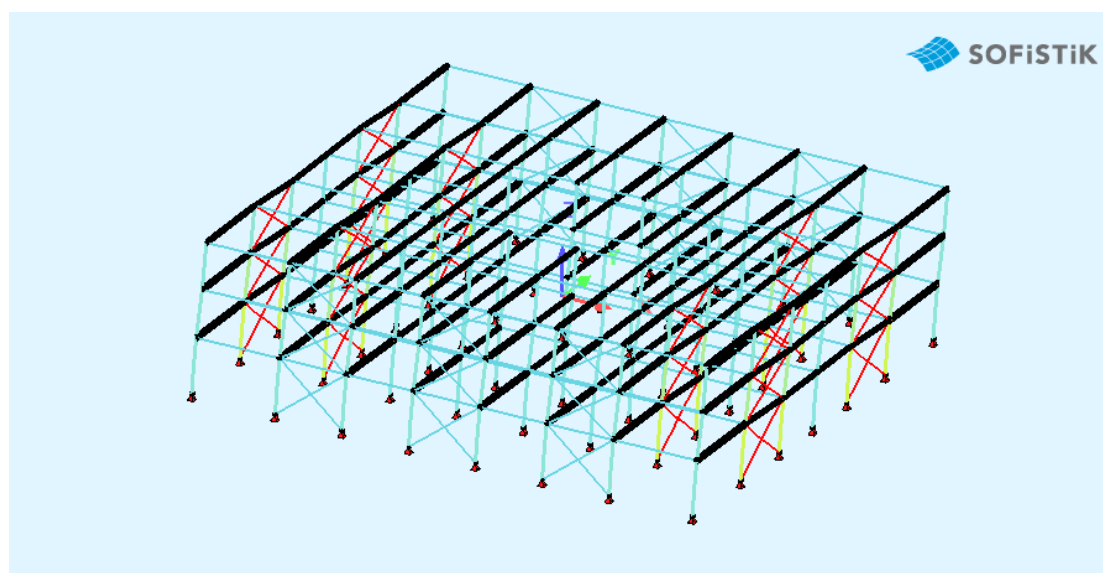
Πρέπει να τονιστεί ότι σύμφωνα με τον κανονισμό πρέπει να λαμβάνεται τυχατική εκκεντρότητα για το κέντρο μάζας κάθε ορόφου. Αυτό συμβαίνει προκειμένου να ληφθεί υπόψη η όποια αβεβαιότητα ως προς την κατανομή της μάζας κάθε ορόφου και την χωρική μεταβολή της σεισμικής κίνησης. Με αυτόν τον τρόπο εξασφαλίζεται ότι ενεργοποιούνται οι στρεπτικές επιδράσεις. Ο κανονισμός ορίζει μετατόπιση του κέντρου μάζας κατά 5% επί του αντίστοιχου μήκους του ορόφου σε διεύθυνση κάθετη της σεισμικής διέγερσης. Στην προσομοίωση, η τυχατική εκκεντρότητα εισήχθη απευθείας στη λειτουργία του σεισμού, καθώς η έκδοση του SoFiSTiK 2018 δίνει αυτή τη δυνατότητα, δίνοντας τα δεδομένα μήκη των πλευρών, το ύψος κάθε ορόφου και το ποσοστό μετακίνησης του κέντρου μάζας.



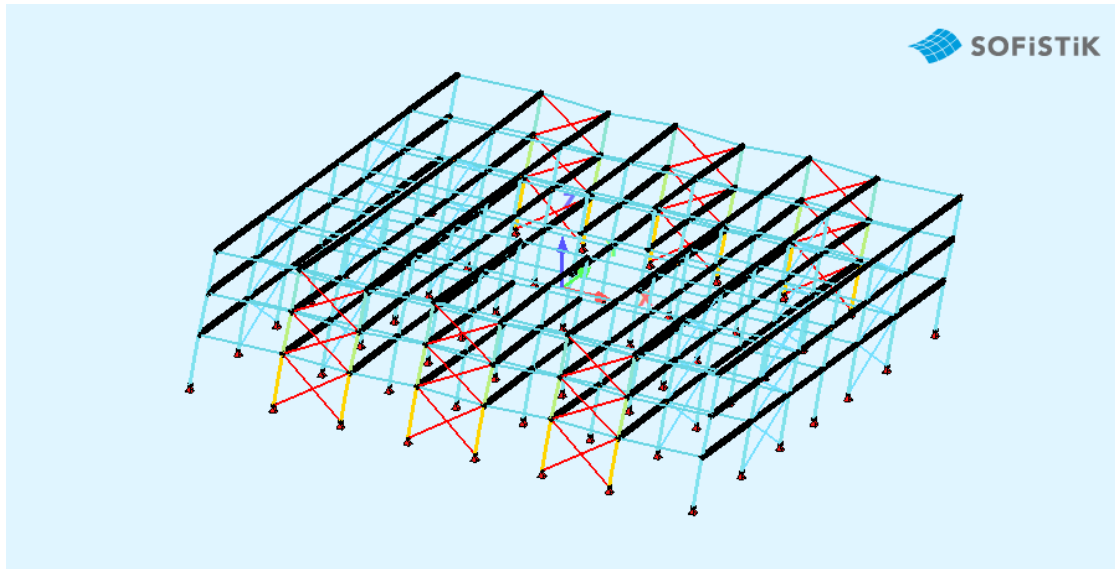
Με δεδομένα τα μητρώα δυσκαμψίας και μάζας υπολογίζονται οι ιδιομορφές επιλύοντας τις εξισώσεις της μεθόδου, και όλα τα απαραίτητα μεγέθη της σεισμικής απόκρισης όπως οι ιδιοσυχνότητες, οι ιδιοπερίοδοι, οι σεισμικές δυνάμεις της ιδιομορφής, ο συντελεστής συμμετοχής της ιδιομορφής, οι μετακινήσεις της ιδιομορφής και τέλος οι δρώσες ιδιομορφικές μάζες. Στο SoFiSTiK οι επιλύσεις γίνονται αυτόματα για όλες τις ιδιομορφές που ζητήσουμε. Ο κανονισμός επιτρέπει να χρησιμοποιήσουμε τουλάχιστον έναν ικανοποιητικό αριθμό n ιδιομορφών ώστε το άθροισμα των δρώσεων ιδιομορφικών μαζών να είναι μεγαλύτερο του 90% της συνολικής μάζας, εδώ χρησιμοποιούνται 20, $n=20$.

Πίνακας 4.1: Ιδιοσυχνότητες, ιδιοπερίοδοι και συμμετοχή δρwsών ιδιομορφικών μαζών

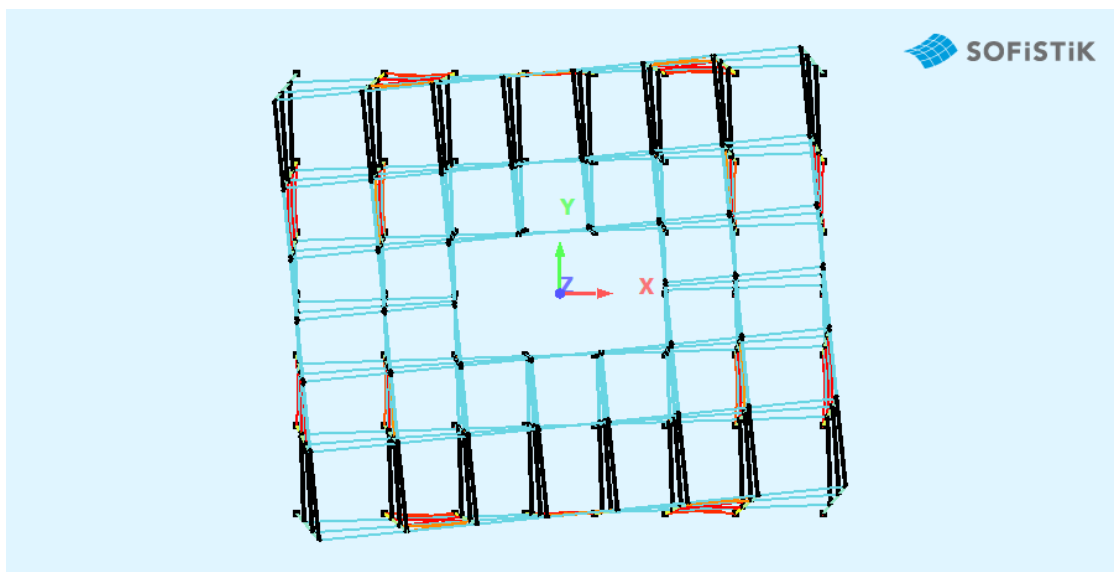
No.	LC	f [Hz]	T [sec]	particip		
				X[%]	Y[%]	Z[%]
1	10001	0,957	1,045	0	83,8	0
2	10002	1,012	0,988	86,1	0	0
3	10003	1,435	0,697	0	0	0
4	10004	2,658	0,376	0	12,7	0
5	10005	2,848	0,351	11,7	0	0
6	10006	3,926	0,255	0	0	0
7	10007	3,97	0,252	0	3,2	0
8	10008	4,847	0,206	1,9	0	0
9	10009	5,874	0,17	0	0	0
10	10010	49,212	0,02	0	0	0
11	10011	49,213	0,02	0	0	0
12	10012	63,283	0,016	0	0	0
13	10013	63,287	0,016	0	0	0
14	10014	68,412	0,015	0	0	0
15	10015	68,412	0,015	0	0	0
16	10016	72,815	0,014	0	0	0
17	10017	73,934	0,014	0	0	0
18	10018	77,945	0,013	0	0	0
19	10019	79,573	0,013	0	0	0
20	10020	81,197	0,012	0	0	0
				99,7	99,8	0



Σχήμα 4.7: Πρώτη ιδιομορφή με διεύθυνση τον άξονα Y, με ιδιοπερίοδο T=1,045sec και συμμετοχή 83,8%



Σχήμα 4.8: Δεύτερη ιδιομορφή με διεύθυνση τον άξονα X, με ιδιοπερίοδο $T=0,988\text{sec}$ και συμμετοχή 86,1%

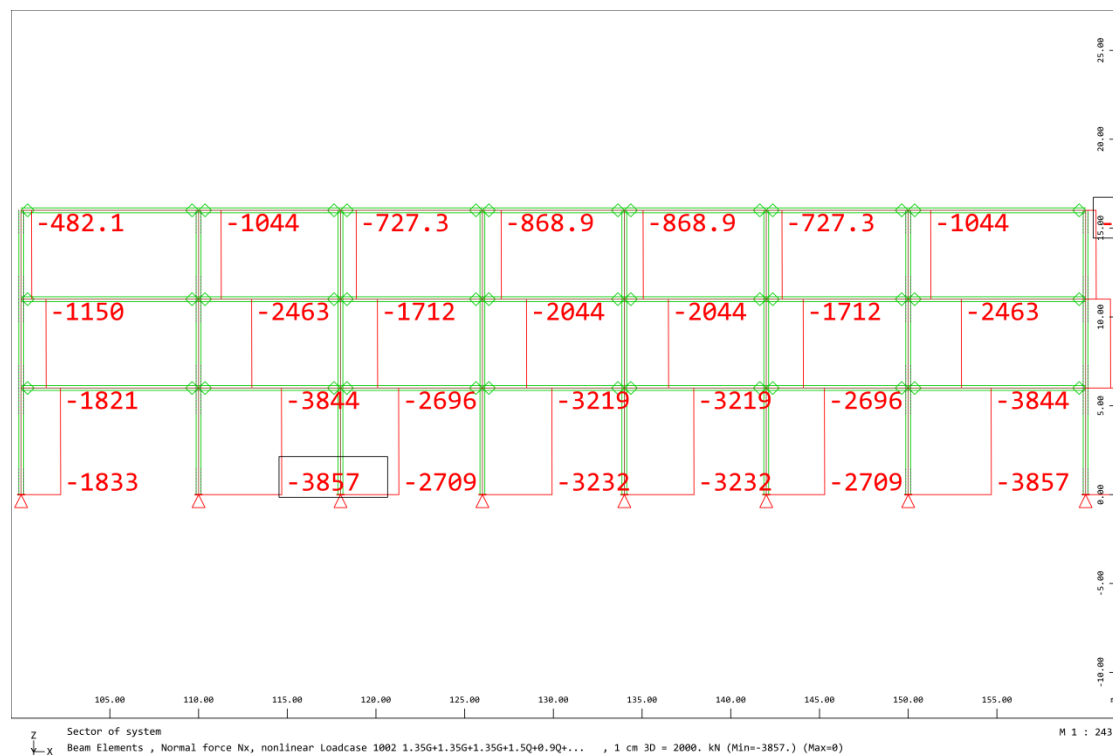


Σχήμα 4.9: Τρίτη ιδιομορφή στρεπτικής μορφής, με ιδιοπερίοδο $T=0,607\text{sec}$

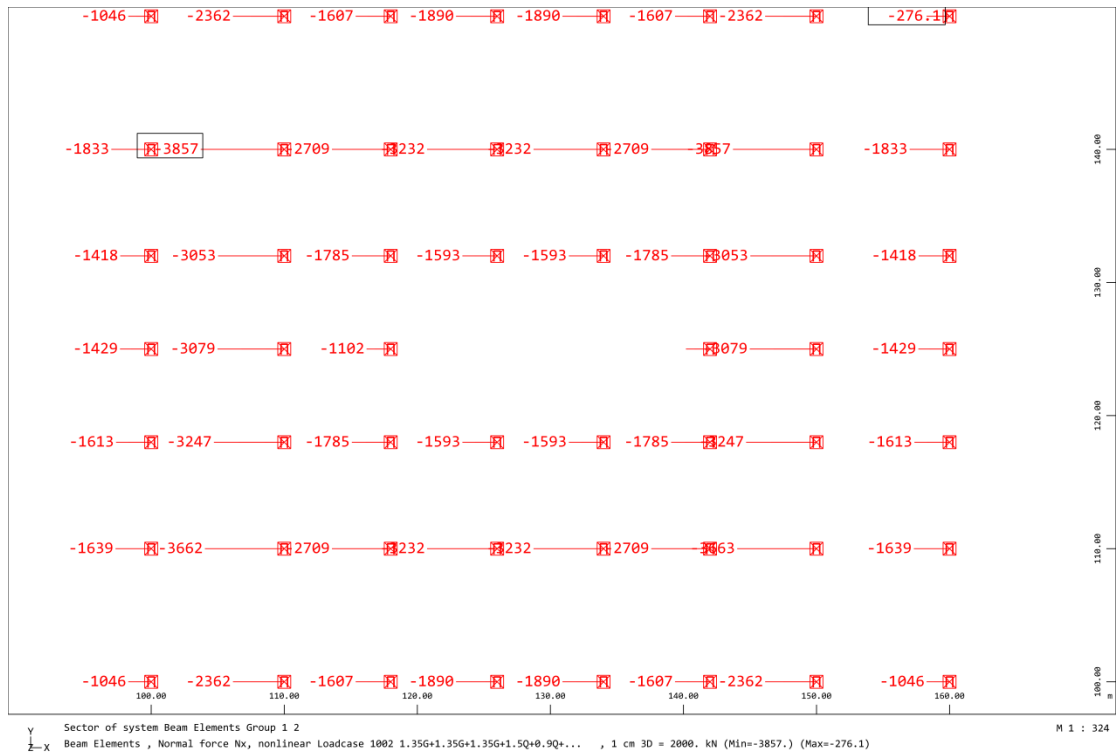
Τα τελικά αποτελέσματα της σεισμικής διέγερσης προκύπτουν από το συνδυασμό των μεγεθών κάθε ιδιομορφής με τη μέθοδο CQC, Πλήρης Τετραγωνικός Συνδυασμός.

4.3 Εντατικά μεγέθη και φαινόμενα δεύτερης τάξης

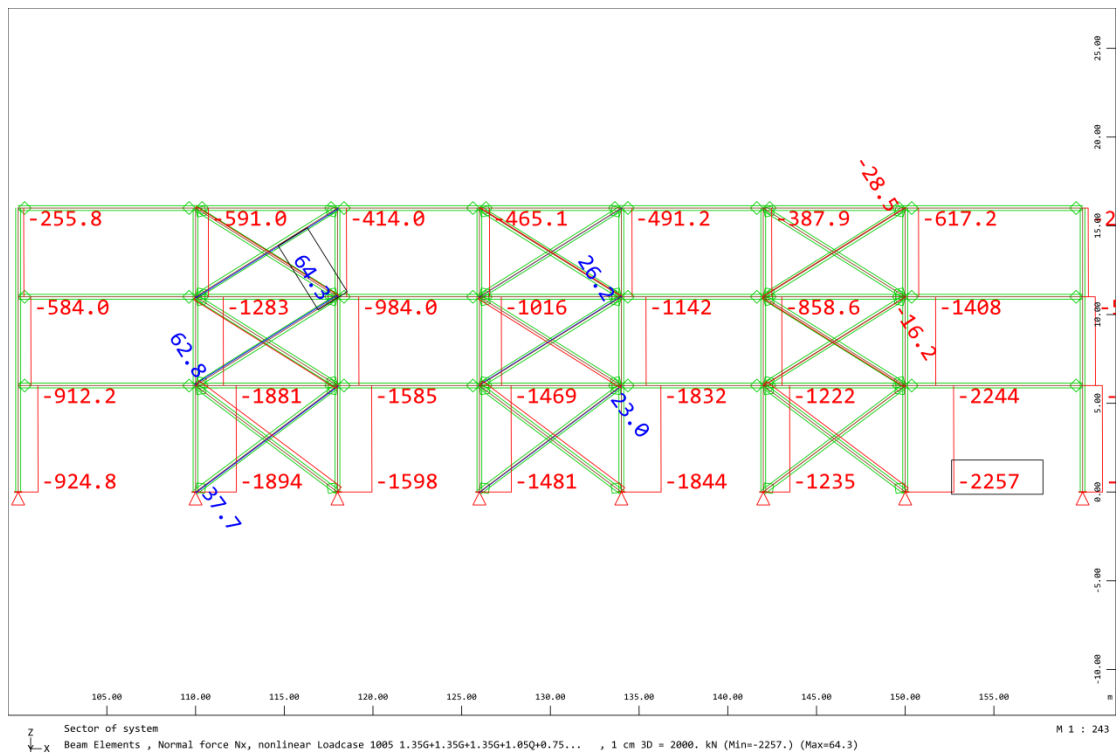
Στη συνέχεια ακολουθούν τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και λόγω σεισμικής απόκρισης, τα οποία χρησιμοποιούνται για το σχεδιασμό του κτιρίου στη συνέχεια, και οι παραμορφώσεις λόγω σεισμού και ο έλεγχος λόγω φαινομένων 2^{ης} τάξης.



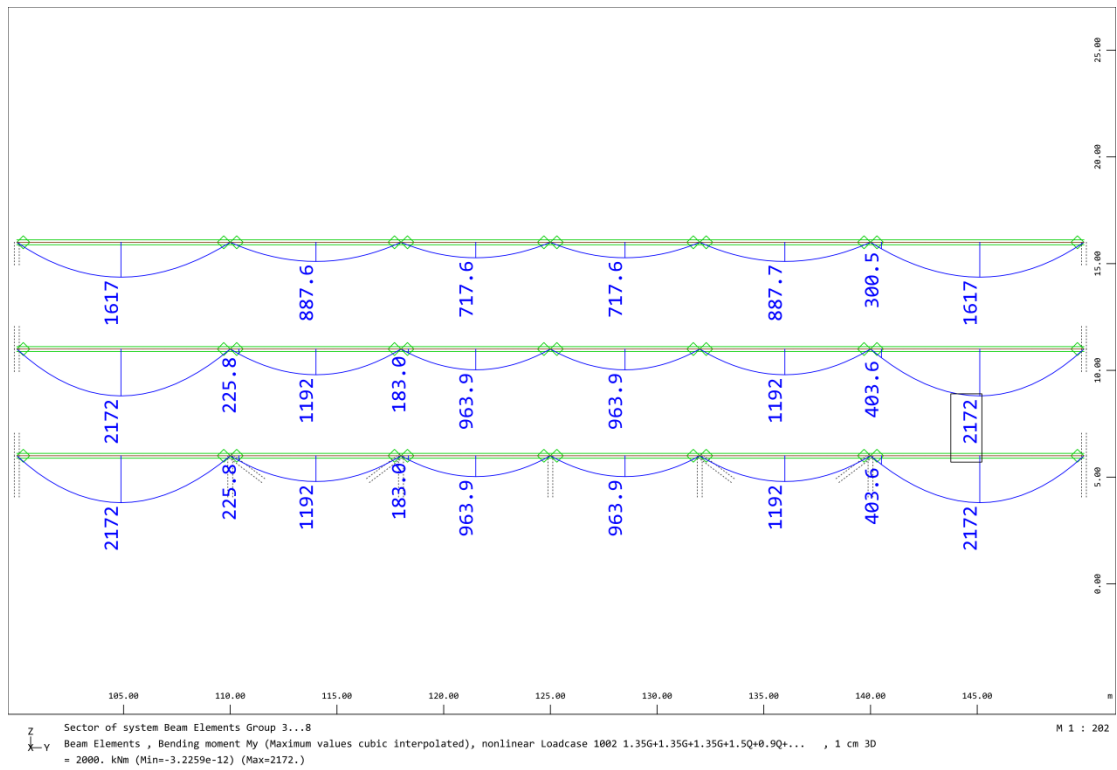
Σχήμα 4.10: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων στην ΟΚΑ με κύρια δράση τα κατακόρυφα κινητά φορτία εσωτερικού πλαισίου μήκους 60m με τη μεγαλύτερη ζώνη επιρροής κατακόρυφων φορτίων



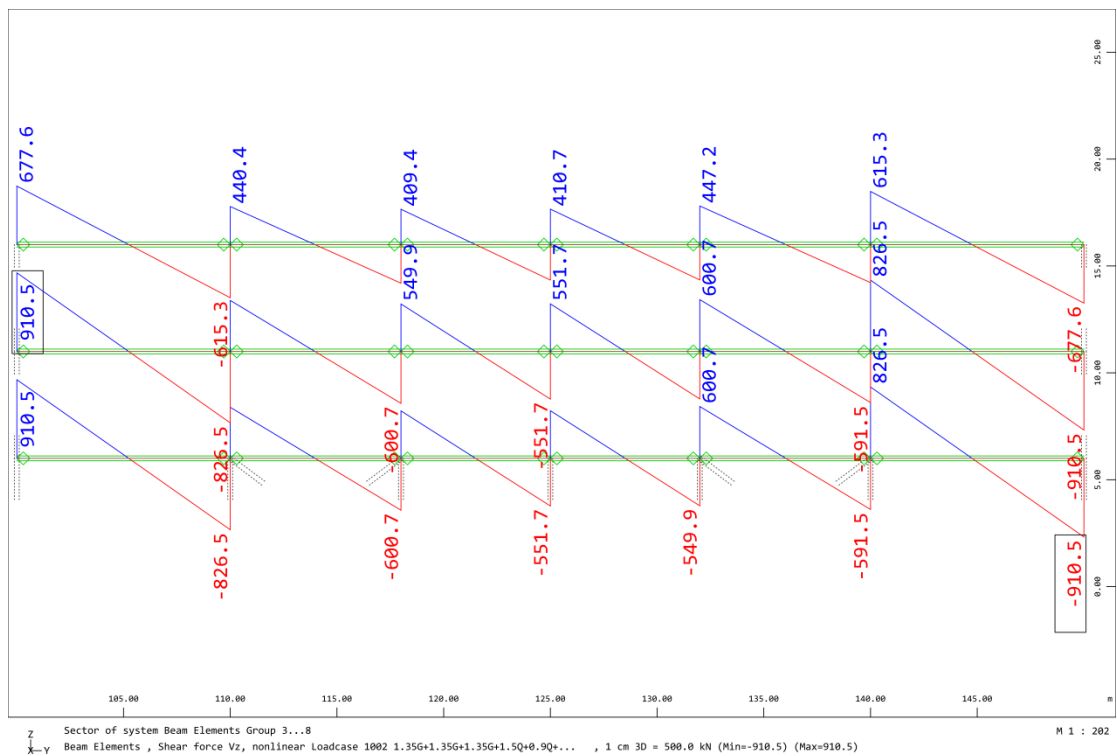
Σχήμα 4.11: Αξονικές δυνάμεις στη βάση όλων των υποστυλωμάτων σε κάτοψη στην ΟΚΑ



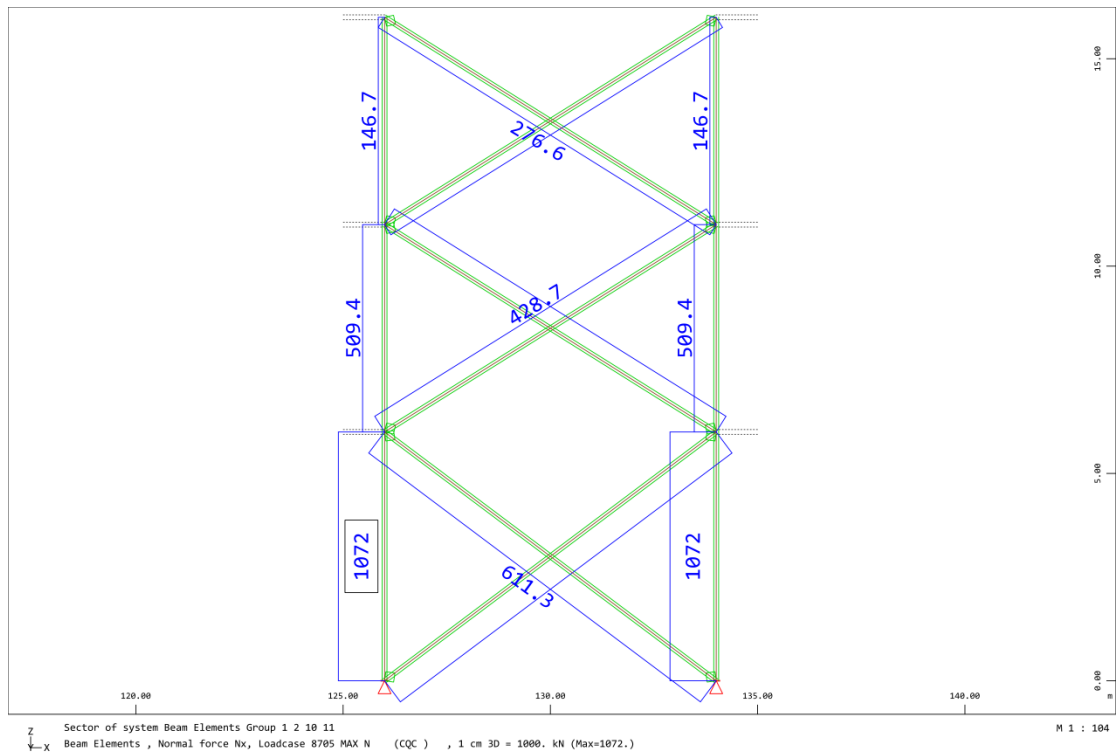
Σχήμα 4.12: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων και συνδέσμων δυσκαμψίας στην ΟΚΑ με κύρια δράση τον άνεμο κατά τη διεύθυνση Χ



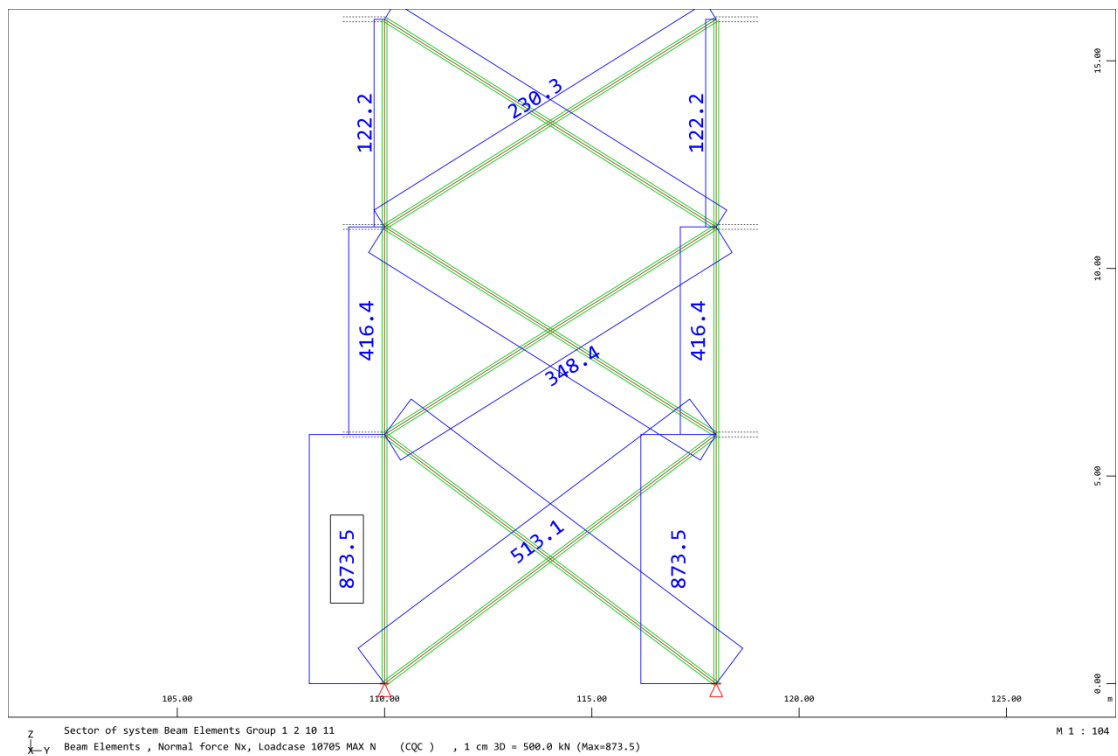
Σχήμα 4.13: Ροπές κάμψης κύριων δοκών στην ΟΚΑ με κύρια δράση τα κατακόρυφα φορτία



Σχήμα 4.14: Τέμνουσες δυνάμεις κύριων δοκών στην ΟΚΑ με κύρια δράση τα κατακόρυφα φορτία



Σχήμα 4.15: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων και συνδέσμων δυσκαμψίας λόγω σεισμικής απόκρισης κατά τη διεύθυνση Χ



Σχήμα 4.16: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων και συνδέσμων δυσκαμψίας λόγω σεισμικής απόκρισης κατά τη διεύθυνση Υ

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 πρέπει να ελεγχθεί η επιρροή των φαινομένων 2^{ης} τάξης, το οποίο γίνεται με τον υπολογισμό του συντελεστή ευαισθησίας θ . Ο συντελεστής ευαισθησίας υπολογίζεται για κάθε όροφο αφού πολλαπλασιαστούν οι μετακινήσεις τους με τον συντελεστή συμπεριφοράς q ως εξής:

$$\theta = P_{tot} \cdot d_r / V_{tot} \cdot h \quad (4.1)$$

Πίνακας 4.2: Υπολογισμός συντελεστή θ για κατά τη διεύθυνση X και Y

		X			Y		
Όροφοι		1	2	3	1	2	3
Συνολικό φορτίο βαρύτητας ορόφου	P_{tot} [kN]	67133	43157	19181	67133	43157	19181
Συνολική τέμνουσα ορόφου	V_{tot} [kN]	5782,3	4545,6	2788	6381,6	5036,3	3041,6
Τιμή σχεδιασμού σχετικής μετακίνησης ορόφου	d_r [cm]	4,24	4,04	3,64	4,04	4,96	3,68
Ύψος ορόφου	h [cm]	600	500	500	600	500	500
Συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου	θ	0,0820	0,0767	0,0501	0,0708	0,0850	0,0464

Στις περιπτώσεις που το θ είναι μικρότερος από 0,1 τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης μπορούν να αγνοηθούν, ενώ αν το θ είναι $0,1 < \theta < 0,2$ τότε λαμβάνονται προσεγγιστικά προσαιξάνοντας τα σεισμικά μεγέθη κατά $1/(1-\theta)$.

4.4 Περιορισμός βλαβών

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών εξασφαλίζεται με τον περιορισμό της σχετικής μετακίνησης των ορόφων για έναν σεισμό μικρότερο από το σεισμό σχεδιασμού, με σημαντικά μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 πρέπει να ικανοποιείται η συνθήκη $d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h$, όπου $v=0,5$.

Πίνακας 4.3: Έλεγχος μετακίνησης ορόφου

		X			Y		
Όροφοι	d_r	h	$d_r \cdot v/h$	d_r	h	$d_r \cdot v/h$	
3 ^{ος}	3,64	500	0,00364	3,68	500	0,00368	
2 ^{ος}	4,04	500	0,00404	4,96	500	0,00496	
1 ^{ος}	4,24	600	0,00353	4,04	600	0,00336	

Εκπληρώνεται η συνθήκη και για τις δύο διευθύνσεις.

4.5 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Οι μέγιστες επιτρεπόμενες κατακόρυφες μετακινήσεις των κύριων δοκών είναι 40, 32 και 28mm για τα ανοίγματα 10, 8, και 7m αντίστοιχα, δηλαδή L/250. Από την ανάλυση προκύπτει ότι οι μέγιστες κατακόρυφες μετακινήσεις για τον συνδυασμό G+Q είναι: για τον 1^ο και 2^ο όροφο 30, 26, 18mm και για τον 3^ο 37, 30, 21mm αντίστοιχα. Όπως φαίνεται ικανοποιούνται τα όρια βελών.

4.6 Έλεγχος και διαστασιολόγηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Η διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων της κατασκευής έγινε με βάση τις κανονιστικές διατάξεις των Ευρωκωδίκων 3, 4 και 8 που αφορούν τις μεταλλικές και τις σύμμικτες κατασκευές και τις αντισεισμικές απαιτήσεις. Οι υπολογισμοί για τον σχεδιασμό πραγματοποιήθηκαν σε υπολογιστικά φύλλα και επαληθεύτηκαν με τη βοήθεια του προγράμματος StelMembers. Στις επόμενες παραγράφους ακολουθεί ο προσδιορισμός των αντοχών των διατομών και των μελών που τελικά επιλέχθηκαν, ωστόσο χρησιμοποιήθηκαν επαναληπτικές διαδικασίες ώστε να βελτιστοποιηθεί ο φορέας.

4.7 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι σχεδιάστηκαν θεωρώντας ότι το αξονικό φορτίο που αντιστοιχεί σε αυτούς αναλαμβάνεται εξολοκλήρου από τις εφελκόμενες ράβδους και οι θλιβόμενες αγνοούνται υπέρ της ασφάλειας. Συνεπώς, η μέγιστη εφελκυστική δύναμη που προκύπτει από την σεισμική ανάλυση διπλασιάζεται ώστε να προκύψει η δύναμη σχεδιασμού. Επίσης, όπως αναφέρθηκε ανωτέρω, στην περίπτωση που τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης είναι σημαντικά πρέπει να προσαυξάνονται τα σεισμικά μεγέθη κατά $1/(1-\theta)$.

Από την ανάλυση προκύπτει ότι το αξονικό φορτίο μειώνεται σε μεγάλο βαθμό καθώς ανεβαίνουμε ορόφους. Αυτό είναι λογικό αφού μειώνονται τα σεισμικά μεγέθη. Για αυτόν το λόγο κρίθηκε ότι είναι αντιοικονομικό να διαστασιολογηθούν οι σύνδεσμοι όλων των ορόφων με την κρίσιμη δύναμη του πρώτου ορόφου. Επίσης, θα ήταν πρακτικά αδύνατο να ικανοποιηθούν τα κριτήρια λυγερότητας και υπεραντοχής.

Υπενθυμίζεται ότι η τελική τιμή της σεισμικής δύναμης προκύπτει από τις επαλληλίες $E_x+0,3E_y$ και $E_y+0,3E_x$ και ότι οι σύνδεσμοι συνδέονται στο μέσον τους οπότε το μήκος λυγισμού είναι το μισό του πραγματικού $L_{cr}=0,5L$. Το κριτήριο

ανηγμένης λυγηρότητας απαιτεί $1,3 \leq \lambda \leq 2,0$ με δεδομένο ότι για χάλυβα S355 $\lambda_1=76,41$ και το κριτήριο υπεραντοχής $(\Omega_{\max}-\Omega_{\min})/\Omega_{\min}<0,25$. Τελικώς επιλέχθηκαν κοίλες διατομές για να ικανοποιούνται και τα δύο κριτήρια.

- Έλεγχος συνδέσμων κατά Χ

Ο έλεγχος για τους συνδέσμους δυσκαμψίας του 1^{ου} ορόφου όπου επιλέχθηκε διατομή RHS 200x120x6,3 είναι:

$$L_{cr} = 0,5 \cdot L = 5 \text{ m}$$

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 76,41$$

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1,33$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1359,65 \text{ kN} > N_{ed} = 1287 \text{ kN}$$

$$\Omega = \frac{N_{pl,Rd}}{N_{ed}} = 1,056$$

Αντίστοιχα πραγματοποιούνται οι έλεγχοι για τους υπόλοιπους ορόφους και για τη άλλη διεύθυνση. Ακολουθούν υπό μορφή πινάκων τα υπόλοιπα αποτελέσματα.

Πίνακας 4.4: Προσδιορισμός κρίσιμης αξονικής των συνδέσμων κατά Χ

Όροφοι	Ned,x	Φαιν. 2 ^{ης} τάξης Χ	Ned,y	Φαιν. 2ης τάξης Υ	Ned,τελ [kN]
1 ^{ος}	1223,4	1	63,12	1	1287
2 ^{ος}	857,8	1	55,08	1	913
3 ^{ος}	553,2	1	28,56	1	582

Πίνακας 4.5: Επιλογή διατομών συνδέσμων κατά Χ ανά όροφο

Όροφοι	Διατομή	A [cm ²]	iz [cm ³]	Npl,rd [kN]
1 ^{ος}	RHS 200x120x6,3	38,3	4,92	1359,65
2 ^{ος}	RHS 160x80x6,3	28,2	3,26	1001,1
3 ^{ος}	RHS 140x80x5	21	3,97	734,85

Πίνακας 4.6: Έλεγχοι διατομών ανά όροφο

Όροφοι	Ned	Npl,rd	Ω	L[cm]	Lcr[cm]	λ1	iz[cm]	λ
1 ^{ος}	1287	1359,65	1,056	1000	500	76,4	4,92	1,33
2 ^{ος}	920	1001,1	1,088	943,4	471,7	76,4	3,26	1,89
3 ^{ος}	582	734,85	1,260	943,4	471,7	76,4	3,97	1,88

Τα όρια λυγηρότητας ικανοποιούνται όπως και το όριο υπεραντοχής που προκύπτει 0,19 και με αυτόν τον τρόπο εξασφαλίζεται ομοιόμορφη πλαστιμότητα καθ' ύψος του πλαισίου.

- Έλεγχος συνδέσμων κατά Υ

Πίνακας 4.7: Προσδιορισμός κρίσιμης αξονικής των συνδέσμων κατά Υ

Όροφοι	Ned,y	Φαιν. 2 ^{ης} τάξης Υ	Ned,x	Φαιν. 2ης τάξης Χ	Ned,τελ [kN]
1 ^{ος}	1026,8	1	48,36	1	1076
2 ^{ος}	697	1	29,88	1	727
3 ^{ος}	460,6	1	19,56	1	480,1

Πίνακας 4.8: Επιλογή διατομών συνδέσμων κατά Υ ανά όροφο

Όροφοι	Διατομή	A [cm ²]	iz [cm ³]	Npl,rd [kN]
1 ^{ος}	RHS 180x100x6,3	33,8	4,09	1199,9
2 ^{ος}	RHS 140x80x4	25,7	3,21	912,35
3 ^{ος}	RHS 142x80x5	18,7	3,21	663,85

Πίνακας 4.9: Έλεγχοι διατομών ανά όροφο

Όροφοι	Ned	Npl,rd	Ω	L[cm]	Lcr[cm]	λ1	iz[cm]	λ
1 ^{ος}	1076	1199,9	1,115	1000	500	76,4	4,09	1,599
2 ^{ος}	727	912,35	1,254	943,4	471,7	76,4	3,21	1,92
3 ^{ος}	480,1	663,85	1,381	943,4	471,7	76,4	3,21	1,92

Τα όρια λυγηρότητας ικανοποιούνται όπως και το όριο υπεραντοχής που προκύπτει 0,23.

4.8 Κύριες δοκοί

Οι κύριες δοκοί του προσομοιώματος είναι αμφιαρθρωτές και το κρίσιμο μέγεθος για την διαστασιολόγησή τους είναι η ροπή κάμψης στο μέσον τους. Λόγω των συνδέσμων δυσκαμψίας και στις δύο διευθύνσεις, δεν επιβαρύνονται από τα σεισμικά μεγέθη, άρα απαιτείται έλεγχος μόνο στο βασικό συνδυασμό.

Από την ανάλυση προκύπτει ότι δεν επιβαρύνονται όλα τα μέλη από την ίδια ροπή κάμψης. Αυτό είναι λογικό αφού το άνοιγμα των δοκών διαφέρει (ανοίγματα 7, 8 και 10m). Επίσης, το κινητό φορτίο της οροφής του τρίτου ορόφου έχει ληφθεί μειωμένο συγκριτικά με των άλλων δύο. Για αυτόν το λόγο αποφασίστηκε να μη διαστασιολογηθούν όλες με την κρίσιμη ροπή του ανοίγματος 10m του πρώτου και δεύτερου ορόφου, αλλά να ομαδοποιηθούν και να υλοποιηθεί μια βελτιωμένη και πιο οικονομική διαστασιολόγηση. Τα ανοίγματα 10m του 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου μαζί και του 3^{ου} μόνα τους. Αντίστοιχα, τα ανοίγματα 7 και 8m του 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου μαζί και του 3^{ου} ξεχωριστά.

Οι έλεγχοι πραγματοποιήθηκαν τόσο στο μέσο για την ροπή κάμψης όσο και στο άκρο για την τέμνουσα δύναμη. Και είναι οι εξής για τις δοκούς 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου ανοίγματος 10m όπου επιλέγεται διατομή HEA 700:

Στο μέσον: $M_y=2172$ kNm, $V_z=0$ kN, $N=0$ kN

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 9248 \text{ kN} > N=0$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = 2115 \text{ kN} > V_z=0$$

Λόγω μηδενικής αξονικής και τέμνουσας δύναμης δε γίνεται απομείωση στη ροπή αντοχής. Επίσης, η ροπή M_z είναι μηδενική οπότε η δοκός ελέγχεται σε μονοαξονική κάμψη.

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,Rd} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 2497 \text{ kNm} > M_y = 2172 \text{ kNm}$$

Στην άκρη: $M_y=0$ kNm, $V_z=910,5$ kN, $N=0$ kN

$$N_{c,Rd} = 9248 \text{ kN} > N=0 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = 2115 \text{ kN} > V_z=910,5 \text{ kN}$$

Επειδή $N=0$ και $V_z/V_{pl,Rd}=0,43 < 0,5$ δε γίνεται απομείωση στη ροπή κάμψης

$$M_{pl,Rd} = 2497 \text{ kNm} > M_y=0 \text{ kNm}$$

Αντίστοιχα γίνονται και οι έλεγχοι για τις υπόλοιπες δοκούς. Ακολουθούν υπό μορφή πινάκων τα υπόλοιπα αποτελέσματα.

Πίνακας 4.10: Μεγέθη κρίσιμων συνδυασμών των κύριων δοκών

	Άνοιγμα 10m 1 ^{ου} και 2 ^{ου}	Άνοιγμα 10m 3 ^{ου}	Άνοιγμα 7,8m 1 ^{ου} και 2 ^{ου}	Άνοιγμα 7,8m 3 ^{ου}
M_y [kNm]	2172	1615	1192	886
V_z [kN]	910,5	676,8	600,7	446,4

Πίνακας 4.11: Επιλογή διατομών κύριων δοκών ανά ανοίγματα και ανά όροφο

	Άνοιγμα 10m 1 ^{ου} και 2 ^{ου}	Άνοιγμα 10m 3 ^{ου}	Άνοιγμα 7,8m 1 ^{ου} και 2 ^{ου}	Άνοιγμα 7,8m 3 ^{ου}
Διατομές	HEA 700	HEA 600	HEA 500	HEA 400

Πίνακας 4.12: Έλεγχοι κύριων δοκών στο μέσον για M_y και στο άκρο για V_z

	M_y	Απαιτ. W	W_{pl}	V_z	Απαιτ. A_v	A
Άνοιγμα 10m 1 ^{ου} και 2 ^{ου}	2172	6118,31	7032	910,5	44,4	117
Άνοιγμα 10m 3 ^{ου}	1615	4549,3	5350	676,8	33	93,2
Άνοιγμα 7,8m 1 ^{ου} και 2 ^{ου}	1192	3357,8	3949	600,7	29,3	74,7
Άνοιγμα 7,8m 3 ^{ου}	886	2495,8	2562	446,4	21,8	57,3

Όπως φαίνεται ικανοποιούνται οι έλεγχοι στο μέσον και στο άκρο των διατομών.

4.9 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα ελέγχονται στο βασικό συνδυασμό και στο σεισμικό συνδυασμό. Πραγματοποιήθηκαν όλοι οι απαραίτητοι έλεγχοι, τόσο διατομής όσο και μέλους. Κρίσιμος ήταν ο έλεγχος μέλους σε πλευρικό λυγισμό σε κάθε περίπτωση. Για τον συγκεκριμένο έλεγχο λήφθηκε μήκος λυγισμού ίσο με το ύψος του ορόφου και στις δύο διευθύνσεις. Αυτό έγινε γιατί υπάρχουν σύνδεσμοι δυσκαμψίας και στις δύο διευθύνσεις.

Από την ανάλυση προκύπτει ότι υπάρχει μεγάλη διαφορά μεταξύ των αξονικών δυνάμεων που καταπονούν τα υποστυλώματα στο βασικό συνδυασμό. Για αυτό το λόγο εξετάστηκε αν μπορεί να γίνει κάποια βελτιστοποίηση ως προς τη διαστασιολόγηση. Τελικώς, επιλέχθηκε να χωριστούν τα υποστυλώματα σε τρεις ομάδες. Η κρίσιμότερη ομάδα είναι αυτή με τη μεγαλύτερη ζώνη επιρροής για τα κατακόρυφα φορτία (όλα τα ενδιάμεσα υποστυλώματα) και κρίσιμος είναι ο βασικός συνδυασμός (ομάδα Α). Η δεύτερη ομάδα είναι τα περιμετρικά υποστυλώματα όπου κρίσιμος είναι ο σεισμικός συνδυασμός (ομάδα Β) και η τρίτη ομάδα είναι τα υποστυλώματα που 'δημιουργούν την οπή' που φαίνεται στην κάτοψη και κρίσιμος είναι ο βασικός συνδυασμός (ομάδα Γ). Οι διατομές που επιλέχθηκαν είναι όλες ΗΕΒ. Στην συνέχεια ακολουθεί ο έλεγχος των υποστυλωμάτων.

Ομάδα υποστυλωμάτων Α

Τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού για αυτή την κατηγορία υποστυλωμάτων προκύπτουν από τον βασικό συνδυασμό και για το κρίσιμο υποστυλώμα είναι τα εξής:

$$N_{ed} = -3857 \text{ kN} \quad M_{y,ed} = -3,06 \text{ kNm} \quad V_{z,ed} = -0,788 \text{ kN}.$$

Επιλέχθηκε διατομή ΗΕΒ450, η οποία είναι κατηγορίας 1 για καθαρή θλίψη με χαρακτηριστικά:

$$A=218\text{cm}^2 \quad I_y=79890\text{cm}^4 \quad I_z=11720\text{cm}^4 \quad W_{pl,y}=3982\text{cm}^3 \quad W_{pl,z}=1198\text{cm}^3 \\ i_y=19,14\text{cm} \quad i_z=7,33\text{cm}$$

$$\text{Αξονική δύναμη : } N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 7739 \text{ kN} > N_{ed} = -3857 \text{ kN}$$

$$\text{Τέμνουσα δύναμη : } V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 1632 \text{ kN} \gg V_{z,ed} = -0,788 \text{ kN}$$

$$\text{Κάμψη : } \frac{V_{z,ed}}{V_{pl,Rd}} = 0,00005 < 0,5, \text{ άρα δεν γίνεται απομείωση της ροπής αντοχής}$$

$$N_{ed} < 0,25 N_{pl,Rd} \Rightarrow 3857 < 1935 \text{ kN}, \text{ δεν ισχύει}$$

$$N_{ed} < \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow 3857 < 855 \text{ kN}, \text{ δεν ισχύει}$$

Επομένως πρέπει να γίνει απομείωση στη ροπή αντοχής λόγω αξονικής.

$$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A = 0,28 \quad \text{και} \quad n = N_{ed} / N_{pl,Rd} = 0,49$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot (1-n) / (1-0,5a) = 828 \text{ kNm} \gg M_{ed} = 3,06 \text{ kNm}$$

Επιλογή καμπυλών λυγισμού : για τη διατομή ΗΕΒ450 και χάλυβα S355 ισχύει $h/d > 1,2$ και $t_f < 40 \text{ mm}$ οπότε έχουμε καμπύλη a για τον άξονα $y-y$ και καμπύλη b για τον άξονα $z-z$

Λυγισμός ως προς τον ισχυρό άξονα $y-y$: τα πλαίσια θεωρούνται αμετάθετα λόγω ύπαρξης κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας, οπότε το ισοδύναμο μήκος λυγισμού λαμβάνεται ίσο με το ύψος ορόφου, $L_{cr,y} = 6 \text{ m}$.

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα: } \lambda_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0,41$$

$$\text{Καμπύλη λυγισμού } a: a_y = 0,21$$

$$\text{Συντελεστής: } \Phi = 0,5 \cdot [1 + a \cdot (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0,61$$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής: } \chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{(\Phi^2 - \lambda_y^2)}} = 0,95$$

Λυγισμός ως προς τον ασθενή άξονα $z-z$: τα πλαίσια θεωρούνται αμετάθετα λόγω ύπαρξης κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας, οπότε το ισοδύναμο μήκος λυγισμού λαμβάνεται ίσο με το ύψος ορόφου, $L_{cr,z} = 6 \text{ m}$.

$$\text{Ανηγγμένη λυγηρότητα: } \lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1,071$$

$$\text{Καμπύλη λυγισμού } a: a_z = 0,34$$

$$\text{Συντελεστής: } \Phi = 0,5 \cdot [1 + a \cdot (\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 1,221$$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής: } \chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{(\Phi^2 - \lambda_z^2)}} = 0,55$$

$$\text{Αντοχή έναντι καμπτικού λυγισμού: } N_{b,Rd} = \frac{x \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 4257 \text{ kN} > N_{ed} = 3857 \text{ kN}$$

Μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού: το υποστύλωμα έχει τριγωνικό διαγράμμα ροπών με $\psi = -0,75$ και απλές στηρίξεις στα άκρα, δηλαδή $k = k_w = 1$, οπότε $C_1 = 2,7$, $C_2 = 0$, $C_3 = 0,676$. Η κρίσιμη ελαστική ροπή είναι:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \left\{ \left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right\}^{0,5} = 5693 \text{ kNm}$$

Επειδή $M_{ed}/M_{cr} = 0,0006 < 0,04$, ο κίνδυνος αστοχίας μέσω πλευρικού λυγισμού μπορεί να αμεληθεί και επαρκούν οι έλεγχοι διατομής.

$$\text{Ανηγγμένη λυγηρότητα: } \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = 0,498$$

Για ελατές διατομές I με $h/d < 2$, λαμβάνεται καμπύλη λυγισμού a, με $a_{LT} = 0,21$

$$\text{Συντελεστής: } \Phi = 0,5 \cdot [1 + a_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2] = 0,655$$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής: } \chi_{LT} = \frac{1}{\Phi + \sqrt{(\Phi^2 - \lambda_{LT}^2)}} = 0,92$$

Έλεγχος μέλους σε θλίψη και κάμψη:

$$\text{Χαρακτηριστική τιμή αντοχής κάμψης: } M_{y,Rk} = W_{pl,y} \cdot f_y = 1413,6 \text{ kNm}$$

Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης υπολογίζονται με τη Μέθοδο 2 και τον πίνακα για μέλη μη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις.

Συντελεστές: $C_{my} = 0,4$, $C_{mz} = 0$ (μονοαξονική κάμψη)



$$C_{mi} = 0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$$

Συντελεστές: $k_{yy} = 0,44$, $k_{zy} = 0,264$, $k_{zz} = 0$, $k_{yz} = 0$

Επομένως οι έλεγχοι μέλους για θλίψη και κάμψη είναι:

$$\frac{N_{ed}}{\frac{\chi_y \cdot N_{rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{yed}}{\frac{\chi_{LT} \cdot M_{y,rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \Rightarrow 0,52 < 1$$

$$\frac{N_{ed}}{\frac{\chi_z \cdot N_{rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{yed}}{\frac{\chi_{LT} \cdot M_{y,rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \Rightarrow 0,90 < 1$$

Ομάδα υποστυλωμάτων Β

Ο κρίσιμος συνδυασμός για αυτήν την ομάδα είναι ο σεισμικός συνδυασμός, από τον οποίο προκύπτουν τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού. Η αξονική δύναμη προκύπτει από το συνδυασμό:

$$N_{ed} = N_{ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot N_{ed,Ex} + 0,3 \cdot N_{ed,Ey} \quad , \Omega = 1,056 \quad (4.2)$$

Αξονική δύναμη λόγω κατακόρυφων φορτίων: $N_{ed,G} = -1405 \text{ kN}$

Αξονική δύναμη λόγω σεισμού κατά Χ: $N_{ed,Ex} = -1072 \text{ kN}$

Αξονική δύναμη λόγω σεισμού κατά Υ: $N_{ed,Ey} = -102,6 \text{ kN}$

Άρα προκύπτει: $N_{ed} = 2993 \text{ kN}$

Τα εντατικά μεγέθη είναι: $V_y = 0,75 \text{ kN}$ $V_z = -7,4 \text{ kN}$ $M_y = 44,2 \text{ kNm}$ $M_z = 4,5 \text{ kNm}$

Επιλέχθηκε διατομή ΗΕΒ360, η οποία είναι κατηγορίας 1 για καθαρή θλίψη με χαρακτηριστικά:

$$A = 180,6 \text{ cm}^2 \quad I_y = 43190 \text{ cm}^4 \quad I_z = 10140 \text{ cm}^4 \quad W_{pl,y} = 2683 \text{ cm}^3 \quad W_{pl,z} = 1032 \text{ cm}^3$$

$$i_y = 15,46 \text{ cm} \quad i_z = 7,49 \text{ cm}$$

Θα παρουσιαστεί μόνο ο έλεγχος λυγισμού που είναι και ο κρίσιμος, καθώς οι έλεγχοι των υπόλοιπων μεγεθών επαρκούν άνετα.

Επιλογή καμπυλών λυγισμού : για τη διατομή ΗΕΒ 360 και χάλυβα S355 ισχύει $h/d = 1,2$ και $t_f < 100 \text{ mm}$ οπότε έχουμε καμπύλη b για τον άξονα γ-γ και καμπύλη c για τον άξονα z-z

Λυγισμός ως προς τον ισχυρό άξονα γ-γ: τα πλαίσια θεωρούνται αμετάθετα λόγω ύπαρξης κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας, οπότε το ισοδύναμο μήκος λυγισμού λαμβάνεται ίσο με το ύψος ορόφου, $L_{cr,y} = 6 \text{ m}$.

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα: } \lambda_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0,507$$

$$\text{Καμπύλη λυγισμού a: } a_y = 0,34$$

$$\text{Συντελεστής: } \Phi = 0,5 \cdot [1 + a \cdot (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0,68$$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής: } \chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{(\Phi^2 - \lambda_y^2)}} = 0,88$$

Λυγισμός ως προς τον ασθενή άξονα z-z: τα πλαίσια θεωρούνται αμετάθετα λόγω ύπαρξης κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας, οπότε το ισοδύναμο μήκος λυγισμού λαμβάνεται ίσο με το ύψος ορόφου, $L_{cr,z}=6m$.

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα: } \lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1,047$$

$$\text{Καμπύλη λυγισμού a: } a_z = 0,49$$

$$\text{Συντελεστής: } \Phi = 0,5 \cdot [1 + a \cdot (\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 1,225$$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής: } \chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{(\Phi^2 - \lambda_z^2)}} = 0,51$$

$$\text{Αντοχή έναντι καμπτικού λυγισμού: } N_{b,Rd} = \frac{x \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 3286 \text{ kN} > N_{ed} = 2993 \text{ kN}$$

Μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού: το υποστύλωμα έχει τριγωνικό διαγραμμα ροπών με $\psi=0$ και απλές στηρίξεις στα άκρα, δηλαδή $k=k_w=1$, οπότε $C_1=1,879$, $C_2=0$, $C_3=0,939$. Η κρίσιμη ελαστική ροπή είναι:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \left\{ \left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right\}^{0,5} = 2898 \text{ kNm}$$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα: } \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = 0,573$$

Για ελατές διατομές I με $h/d < 2$, λαμβάνεται καμπύλη λυγισμού a, με $a_{LT} = 0,21$

$$\text{Συντελεστής: } \Phi = 0,5 \cdot [1 + a_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2] = 0,703$$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής: } \chi_{LT} = \frac{1}{\Phi + \sqrt{(\Phi^2 - \lambda_{LT}^2)}} = 0,901$$

Έλεγχος μέλους σε θλίψη και κάμψη:

$$\text{Χαρακτηριστική τιμή αντοχής κάμψης: } M_{y,Rk} = W_{pl,y} \cdot f_y = 952,4 \text{ kNm}$$

Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης υπολογίζονται με τη Μέθοδο 2 και τον πίνακα για μέλη μη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις.

$$\text{Συντελεστές: } C_{my} = 0,6, C_{mz} = 0,6$$



$$C_{mi} = 0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$$

$$\text{Συντελεστές: } k_{yy} = 0,698, k_{zy} = 0,418, k_{zz} = 1,69, k_{yz} = 1,01$$

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

$$k_{zz} = C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0, 6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right), \bar{\lambda}_z \leq 1$$

Επομένως οι έλεγχοι μέλους για θλίψη και κάμψη είναι:

$$\frac{N_{ed}}{\frac{\chi_y N_{rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,ed}}{\frac{M_{z,rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \Rightarrow 0,577 < 1$$

$$\frac{N_{ed}}{\frac{\chi_z N_{rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,ed}}{\frac{M_{z,rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \Rightarrow 0,955 < 1$$

Ομάδα υποστυλωμάτων Γ

Τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού για αυτή την κατηγορία υποστυλωμάτων προκύπτουν από τον βασικό συνδυασμό και για το κρίσιμο υποσύλωμα είναι τα εξής:

$$N_{ed} = -1785 \text{ kN} \quad M_{y,ed} = -0,36 \text{ kNm} \quad V_{z,ed} = -0,06 \text{ kN.}$$

Επιλέχθηκε διατομή ΗΕΒ300, η οποία είναι κατηγορίας 1 για καθαρή θλίψη με χαρακτηριστικά:

$$A=149,1\text{cm}^2 \quad I_y=25170\text{cm}^4 \quad I_z=8563\text{cm}^4 \quad W_{pl,y}=1969\text{cm}^3 \quad W_{pl,z}=641,2\text{cm}^3$$

$$i_y=12,74\text{cm} \quad i_z=7,49\text{cm}$$

Οι υπολογισμοί στην περίπτωση αυτή είναι ίδιοι με τις προηγούμενες περιπτώσεις και παραλείπονται. Ο κρίσιμος έλεγχος είναι ο έλεγχος λυγισμού αλλά στην συγκεκριμένη ομάδα ο έλεγχος επαρκεί κατά πολύ τελικά προκύπτει $0,65 < 1$. Αλλά δεν τοποθετήθηκε μικρότερη διατομή λόγω οριζόντιων μετακινήσεων.

4.10 Δευτερεύουσες δοκοί και διαδοκίδες

Οι δευτερεύουσες δοκοί και οι διαδοκίδες παραλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία και τα μεταφέρουν στις κύριες δοκούς. Η σύνδεση τους με τις κύριες δοκούς είναι απλές στηρίξεις, δηλαδή είναι αμφιαρθρωτές. Επειδή υπάρχουν ανοίγματα 10 και 8m γίνεται διαφορετική διαστασιολόγηση για κάθε ένα ξεχωριστά. Κρίσιμος ήταν ο έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και αυτός θα παρουσιαστεί αναλυτικά για τις δευτερεύουσες δοκούς και διαδοκίδες ανοίγματος 10m. Σημειώνεται ότι οι διαδοκίδες έχουν τοποθετηθεί ανά 1m.

Δευτερεύουσες δοκοί

Για τις δοκούς 10m επιλέγεται διατομή HEA300 με $W_{pl,y}=1383\text{cm}^3$, $I_y=18260\text{cm}^4$.

Έλεγχος στην ΟΚΛ: το φορτίο που καταπονεί τη δοκό είναι $g=9\text{ kN/m}$

$$\text{Βέλος δοκού: } \delta = \frac{5 \cdot g \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} = 0,03\text{m}$$

$$\text{Μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος: } \delta_{\max} = \frac{L}{250} = 0,04\text{m}$$

Άρα η διατομή επαρκεί

Έλεγχος στην ΟΚΑ: το φορτίο που καταπονεί τη δοκό είναι $g=15,6\text{ kN/m}$

$$\text{Ροπή κάμψης: } M_y = \frac{g \cdot l^2}{8} = 195\text{ kNm}$$

$$\text{Ροπή αντοχής: } M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 490,9\text{ kNm} > M_y$$

Ο έλεγχος σε τέμνουσα επίσης επαρκεί.

Τελικώς επιλέγεται να διατηρηθεί αυτή η διατομή και στις δοκούς με άνοιγμα 8m.

Διαδοκίδες

Για τις διαδοκίδες 10m επιλέγεται διατομή IPE360 με $W_{pl,y}=1019\text{cm}^3$, $I_y=18260\text{cm}^4$.

Έλεγχος στην ΟΚΛ: το φορτίο που καταπονεί τη διαδοκίδα είναι $g=9\text{ kN/m}$

$$\text{Βέλος δοκού: } \delta = \frac{5 \cdot g \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} = 0,034\text{m}$$

$$\text{Μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος: } \delta_{\max} = \frac{L}{250} = 0,04\text{m}$$

Άρα η διατομή επαρκεί

Έλεγχος στην ΟΚΑ: το φορτίο που καταπονεί τη δοκό είναι $g=15,6\text{ kN/m}$

$$\text{Ροπή κάμψης: } M_y = \frac{g \cdot l^2}{8} = 195\text{ kNm}$$

$$\text{Ροπή αντοχής: } M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 361,7\text{ kNm} > M_y$$

Για το άνοιγμα των 8m επιλέγεται η διατομή IPE300 με $W_{pl,y}=628,4\text{cm}^3$
 $I_y=8356\text{cm}^4$. Και αντίστοιχα προκύπτει βέλος $\delta=0,027\text{m}$, ενώ το μέγιστο
 επιτρεπόμενο είναι $\delta_{\max}=0,032\text{m}$. Και η ροπή κάμψης προκύπτει $M_y=124,8\text{kNm}$,
 ενώ η ροπή αντοχής είναι $M_{pl,rd}=223\text{kNm}$.

Εναλλακτική πρόταση διαδοκίδων

Λόγω του μεγάλου βάρους των διαδοκίδων για την κατασκευή και του
 γεγονότος ότι είναι τοποθετημένες ανά 1m προτάθηκε η εναλλακτική λύση του
 σχεδιασμού τους ως σύμμικτες. Και σε αυτή την περίπτωση κρίσιμος ήταν φυσικά ο
 έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Στη φάση κατασκευής θεωρείται
 ότι οι δοκοί δεν υποστυλώνονται για να αποφύγουμε τον ξυλότυπο, γνωρίζοντας,
 όμως, ότι θα υπάρχει μεγαλύτερη παραμόρφωση. Για το άνοιγμα 10m επιλέγεται
 διατομή IPE300

Φάση κατασκευής: στη φάση αυτή τα φορτία είναι το βάρος της σιδηροδοκού και
 το βάρος του νωπού σκυροδέματος, τα παραλαμβάνει η σιδηροδοκός, και είναι
 $g_1=4\text{kN/m}$.

$$\text{Βέλος (για το } g_1): \delta_1 = \frac{5 \cdot g_1 \cdot l^4}{384 \cdot E_a \cdot I_a} = 0,029\text{m}$$

$$\text{όπου } E_a=210 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2 \quad \text{και } I_a=8356 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4$$

Φάση λειτουργίας: στη φάση αυτή η δοκός λειτουργεί ως σύμμικτη και τα φορτία
 που αναλαμβάνει είναι το πρόσθετα μόνιμα και τα κινητά, όπου η συνολική τιμή
 τους είναι $g_2=5\text{kN/m}$.

$$\text{Βέλος (για το } g_2): \delta_2 = \frac{5 \cdot g_2 \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_e}$$

όπου I_e η ροπή αδράνειας από τη μέθοδο ισοδύναμης διατομής (στο
 στάδιο 1 της αρηγμάτωσης διατομής)

Χαρακτηριστικά χαλύβδινης διατομής και πλάκας σκυροδέματος

IPE300

Πλάκα σκυροδέματος C20/25

$A_a=53,81\text{cm}^2$

$b_{\text{eff}}=100\text{cm}$

$z_c=2,85\text{cm}$

$z_a=28\text{cm}$

$h_c=5,7\text{cm}$

$I_c=1543,275\text{cm}^3$

$I_a=8356\text{cm}^4$

$A_c=570\text{cm}^2$

το h_c μειώνεται λόγω χαλυβδόφυλλου

Μέθοδος χαλύβδινης ισοδύναμης διατομής

$$\eta = E_a / E_{cm} = 210 / 29 = 7,24$$

$$\text{Εμβαδόν διατομής: } A_e = A_a + A_c / \eta = 132,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Κέντρο βάρους: } z_e = \frac{A_a \cdot z_a + A_c \cdot \frac{z_c}{\eta}}{A_e} = 13,062$$

$$\text{Ροπή αδράνειας: } I_e = I_a + A_a (z_a - z_e)^2 + \frac{I_c}{\eta} + \frac{A_c}{\eta} (z_c - z_e)^2 \Rightarrow$$

$$I_e = 28785,2 \text{ cm}^4$$

Τελικώς το βέλος $\delta_2 = 0,01\text{m}$

Σύμφωνα με τον κανονισμό πρέπει $\delta_{\max} \leq \frac{L}{250} = 0,04$ και $\delta_2 \leq \frac{L}{300} = 0,033\text{m}$, οπότε η δοκός με $\delta = 0,039\text{m}$ επαρκεί.

Στη οριακή κατάσταση αστοχίας είναι εμφανές ότι η διατομή επαρκεί, αφού η σιδηροδοκός από μόνη της επαρκεί.

Αντίστοιχα, για τις διαδοκίδες μήκους 8m επιλέγεται διατομή ΙΡΕ270. Υπολογίστηκαν βέλη $\delta_1 = 0,018\text{m}$ και $\delta_2 = 0,006\text{m}$, οπότε $\delta = 0,024\text{cm}$, ενώ από τον κανονισμό επιβάλλεται $\delta \leq 0,032\text{m}$.

4.11 Σύμμικτη πλάκα

Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και έγχυτο σκυρόδεμα. Έχουν διπλό ρόλο, καθώς παραλαμβάνουν κατακόρυφα φορτία και επίσης εξασφαλίζουν την διαφραγματική λειτουργία του ορόφου.

Στην παρούσα εργασία ο υπολογισμός της σύμμικτης πλάκας, η οποία έχει ύψος 13cm, άνοιγμα 1m και συνολικό κατακόρυφο φορτίο 15,6 kN/m² γίνεται με τη βοήθεια του πρότυπου πίνακα της εταιρίας ΕΛΑΣΤΡΟΝ για χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 το οποίο θεωρείται και το καταλληλότερο.

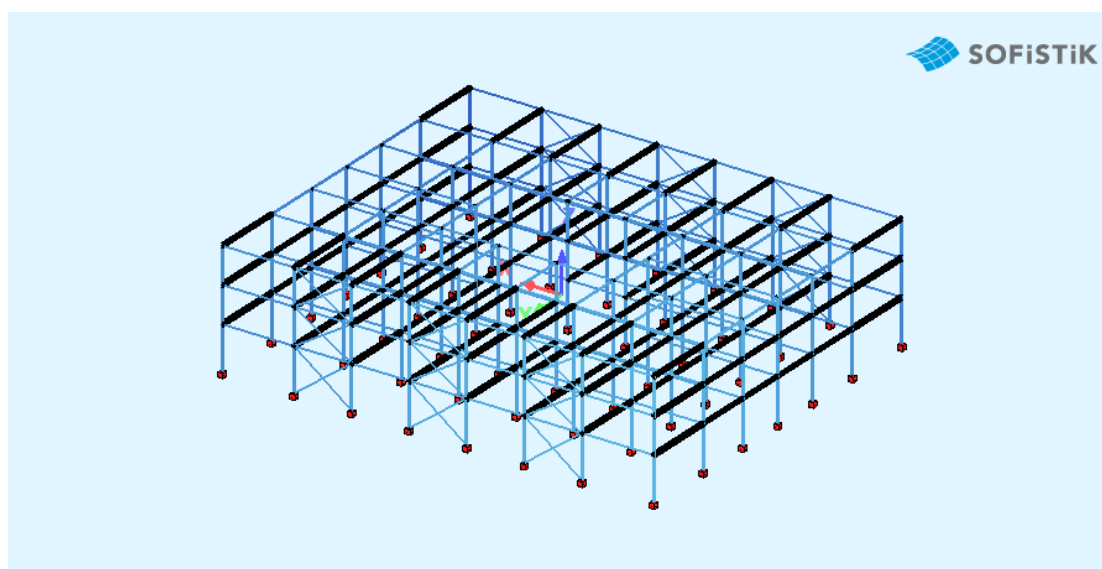
Από τον πίνακα προκύπτει ότι σύμμικτη πλάκα πάχους 13cm, ανοίγματος 1m, με σπλισμό για αρνητικές ροπές Φ8/20, μπορεί να φέρει μέγιστο κατανεμημένο φορτίο 21,53kN/m².

Κεφάλαιο 5: Ανάλυση και σχεδιασμός κτιρίου με κατακόρυφους κεντρικούς συνδέσμους στη μία διεύθυνση και πλαίσια ροπής στην άλλη

5.1 Γενικά

Ολοκληρώνοντας τον σχεδιασμό του πρώτου κτιρίου μας ζητήθηκε να γίνει και σχεδιασμός του κτιρίου ελευθερώνοντας τη μία διεύθυνση του κτιρίου από τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας. Ο λόγος ήταν γιατί υπάρχει η σκέψη να χρησιμοποιηθεί ο όροφος του ισογείου ως χώρος έκθεσης και δημιουργείται η ανάγκη ελεύθερης πρόσβασης από όλα τα ανοίγματα της μίας πλευράς. Για αυτόν το λόγο αποφασίστηκε να γίνει ο σχεδιασμός του κτιρίου αφαιρώντας τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας που λειτουργούν στην διεύθυνση Y, στην οποία υπάρχουν και εσωτερικοί σύνδεσμοι. Με αυτό τον τρόπο ελευθερώνεται και στο εσωτερικό χώρος για καλύτερη εκμετάλλευση του ορόφου.

Οι δράσεις που ασκούνται επί της κατασκευής είναι οι ίδιες με του πρώτου κτιρίου και η μέθοδος ανάλυσης που χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών και των παραμορφώσεων του φορέα είναι η ελαστική ανάλυση 1^{ης} τάξης.



Σχέδιο 5.1: Τρισδιάστατη προβολή κτιρίου

5.2 Προσομοίωμα κτιρίου στο SoFiSTiK

Όπως και στο πρώτο κτίριο, έτσι και εδώ παραλείπεται το υπόγειο για λόγους απλότητας του προσομοιώματος, αφού λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας του (λειτουργεί σχεδόν ως στερεό σώμα) δεν επηρεάζει σε αξιόλογο βαθμό την συμπεριφορά της μεταλλικής ανωδομής.

Τα υποστυλώματα είναι διατομής HEB και διατάχθηκαν ομοίως με του πρώτου κτιρίου σύμφωνα με τις απαιτήσεις των αρχιτεκτονικών σχεδίων. Τοποθετήθηκαν έτσι ώστε ο ισχυρός τους άξονας να είναι παράλληλος με τη μεγάλη πλευρά του κτιρίου και συνεπώς παράλληλος της διεύθυνσης των δευτερευουσών δοκών, δηλαδή τον καθολικό άξονα X. Με αυτόν τον τρόπο ο ισχυρός άξονας ενεργοποιείται εντός του πλαισίου που δημιουργούν τα υποστυλώματα με τις κύριες δοκούς. Τα φορτία που δέχονται μεταβιβάζονται στη βάση τους που θεωρείται στάθμη θεμελίωσης. Η διαφορά με τα αντίστοιχα του πρώτου κτιρίου είναι πως σε αυτή την περίπτωση η σύνδεση τους στη βάση τους είναι πάκτωση, οπότε επιβαρύνονται και με ροπή κάμψης.

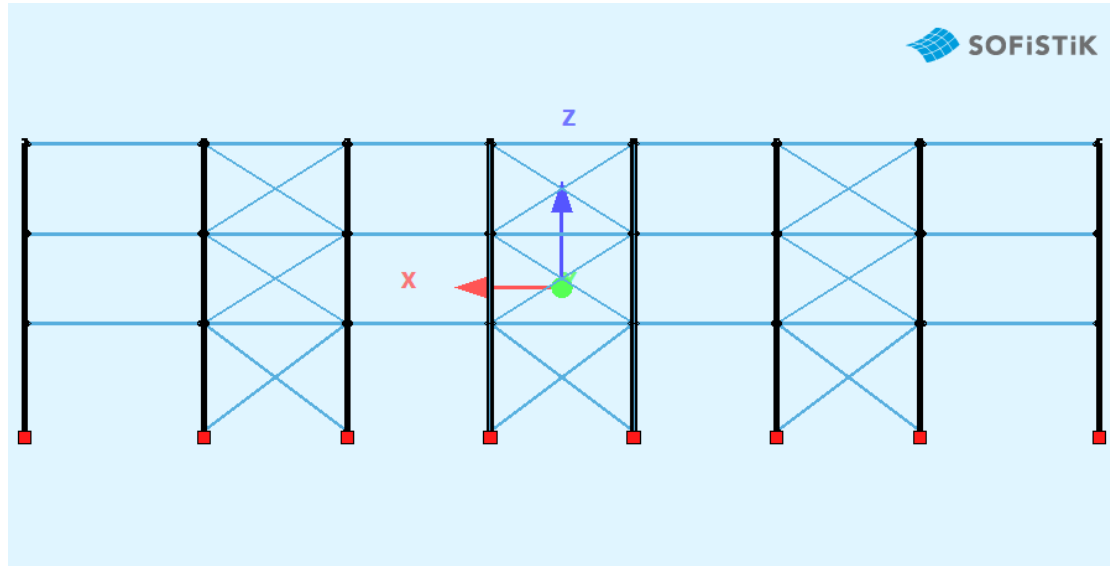
Οι κύριες δοκοί είναι διατομής HEA και ο άξονας τους είναι παράλληλος της μικρής πλευράς του κτιρίου, όπως και στο πρώτο κτίριο. Τα φορτία που δέχονται από τις διαδοκίδες μεταβιβάζονται στα υποστυλώματα. Η διαφορά εδώ είναι πως η σύνδεση τους με τα υποστυλώματα είναι σύνδεση ροπής άρα θεωρούνται συνεχείς δοκοί χωρίς ελευθέρωση. Με αυτή την αλλαγή ενεργοποιείται πλαισιακή λειτουργία με τα υποστυλώματα για την ανάληψη κατακόρυφων φορτίων και των σεισμικών δράσεων.

Οι δευτερεύουσες δοκοί είναι διατομής HEA και ο άξονας τους είναι παράλληλος της μεγάλης πλευράς του κτιρίου, δηλαδή του καθολικού άξονα X. Στο προσομοίωμα δεν αλλάζει κάτι για αυτές, καθώς η σύνδεση τους με τα υποστυλώματα είναι σύνδεση τέμνουσας, και προσομοιώνεται με ελευθέρωση περί τον ισχυρό άξονα. Επειδή δεν αλλάζει το στατικό τους προσομοίωμα και τα φορτία που δέχονται διατηρούνται οι διατομές του πρώτου κτιρίου.

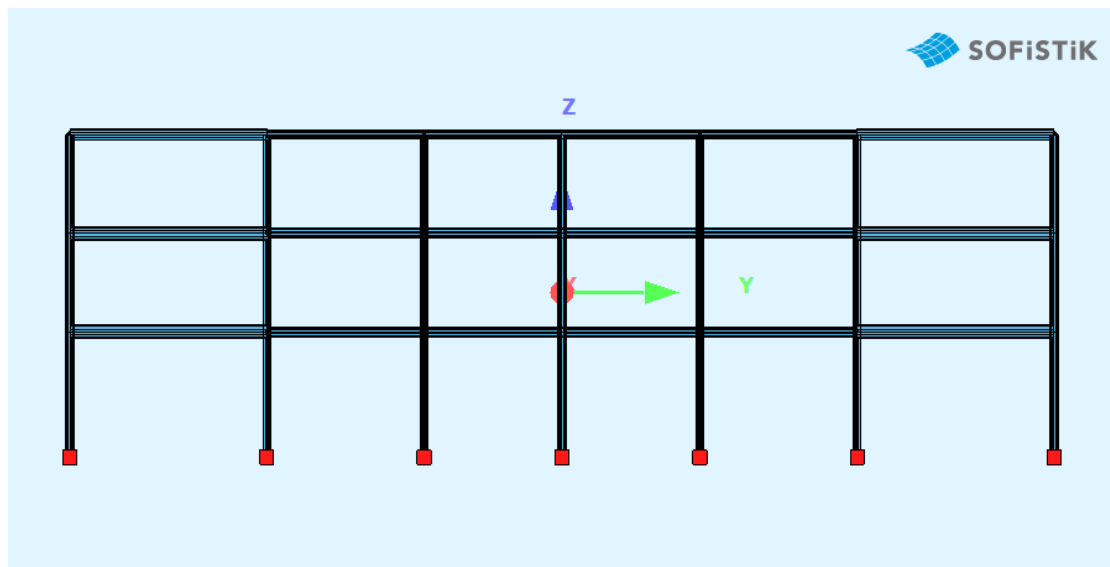
Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι κοίλες ορθογωνικές διατομές RHS. Όπως προαναφέρθηκε, σε αυτή την περίπτωση, κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετήθηκαν μόνο στη μία διεύθυνση, έτσι ώστε να λειτουργούν κατά τη διεύθυνση του καθολικού άξονα X. Αυτά τοποθετήθηκαν ομοίως με το πρώτο κτίριο, δηλαδή έξι συνολικά, τρία σε κάθε πλευρά (περιμετρικά, πλευρά 60m). Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι χωρίς εκκεντρότητα και οι συνδέσεις τους με τα υποστυλώματα είναι αρθρώσεις. Θεωρήθηκε ότι τα χιαστί δέχονται μόνο αξονικές δυνάμεις και λειτουργούν μόνο οι εφελκόμενες ράβδοι σε κάθε φόρτιση.

Οι διαδοκίδες και η σύμμικτη πλάκα παραλείφθηκαν από το προσομοίωμα όπως και στο πρώτο κτίριο. Επειδή δεν αλλάζουν οι συνδέσεις τους και τα φορτία τους συγκριτικά με του πρώτου κτιρίου οι διατομές της διαδοκίδας και το πάχος της

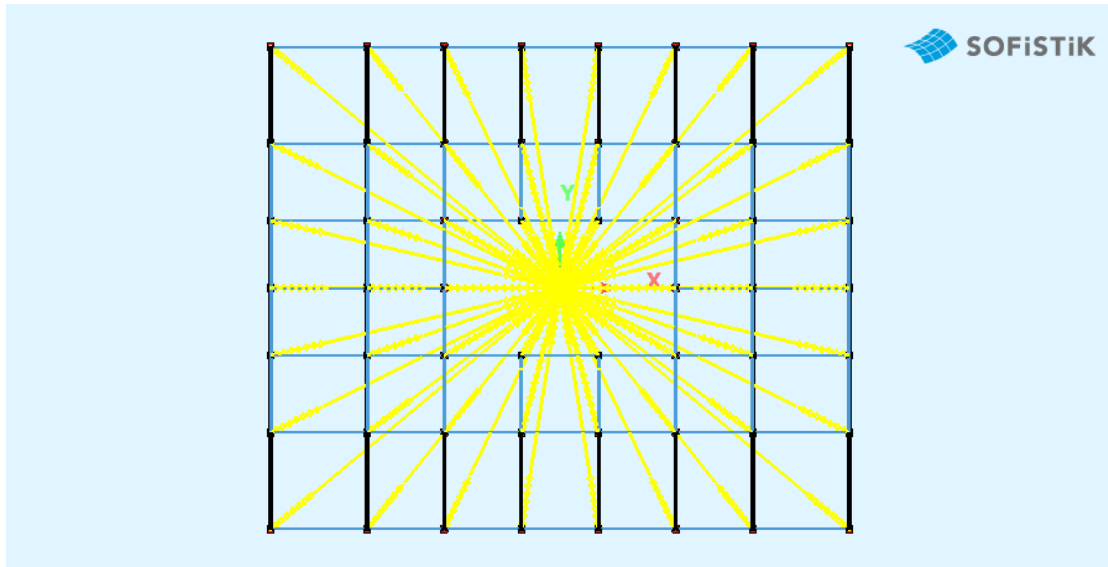
πλάκας σκυροδέματος είναι ίδια με του πρώτου κτιρίου. Υπενθυμίζεται ότι η σύμμικτη πλάκα λειτουργεί ως διάφραγμα για τον όροφο και η λειτουργία αυτή προσομοιώνεται μέσω των point constrain.



Σχέδιο 5.2: Όψη προσομοιώματος μεγάλης πλευράς (60m)



Σχέδιο 5.3: Όψη προσομοιώματος μικρής πλευράς (50m)



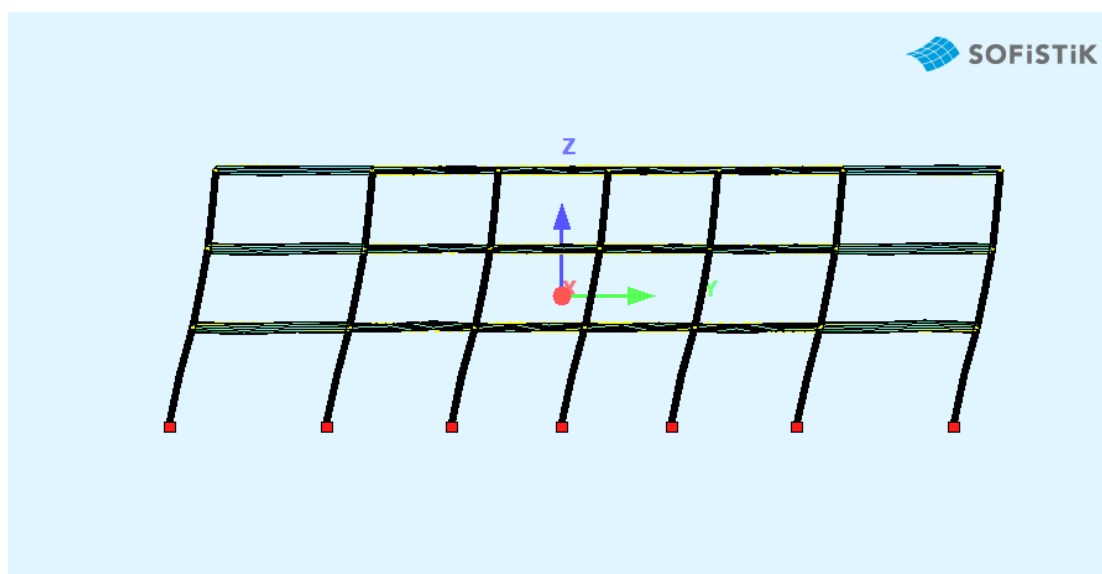
Σχέδιο 5.4: Κάτοψη προσομοιώματος κτίριου με προβολή της λειτουργίας point constrain για τη διαφραγματική λειτουργία

Όσον αφορά την εισαγωγή των φορτίων, έγινε όπως στο πρώτο κτίριο με ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία, τα οποία κατανέμονται στις κύριες δοκούς για τα κατακόρυφα φορτία και στα υποστυλώματα για τον άνεμο. Οι ατέλειες προσομοιώνονται με το ίδιο τρόπο όπως και στο πρώτο κτίριο, αφού τα κατακόρυφα φορτία είναι ίδια και οι τιμές των γραμμικών φορτίων είναι $H_x=205,5\text{kN}$ και $H_y=207,2\text{kN}$.

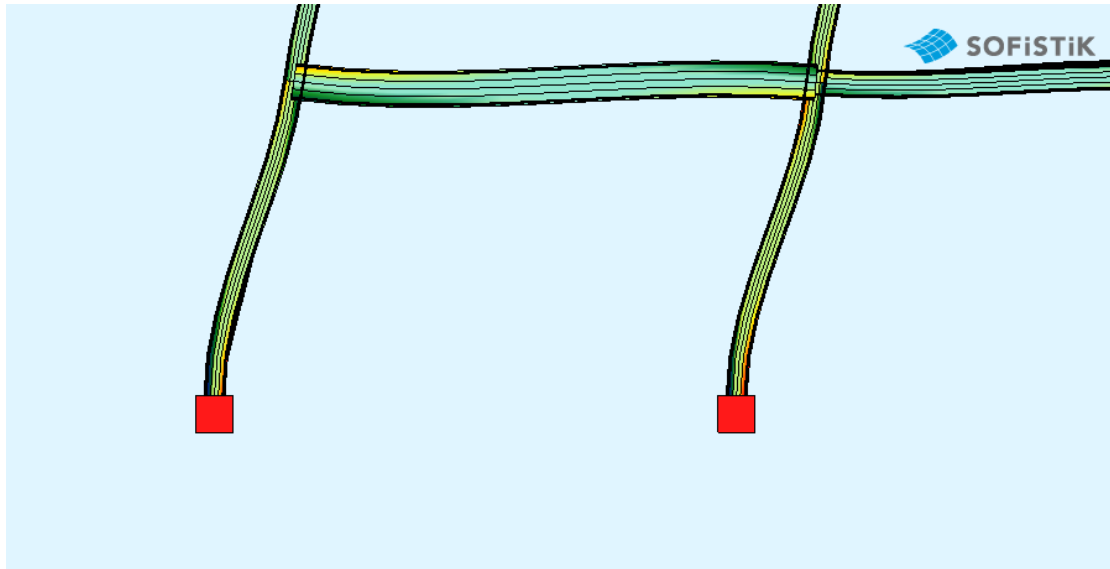
Η προσομοίωση της σεισμικής απόκρισης γίνεται με φασματική ανάλυση και όπως στο πρώτο κτίριο λαμβάνονται οι πρώτες 20 ιδιομορφές. Τα τελικά αποτελέσματα της σεισμικής διέγερσης προκύπτουν από το συνδυασμό των μεγεθών κάθε ιδιομορφής με τη μέθοδο CQC.

Πίνακας 5.1: Ιδιοσυχνότητες, ιδιοπερίοδοι και συμμετοχή δρwsών ιδιομορφικών μαζών

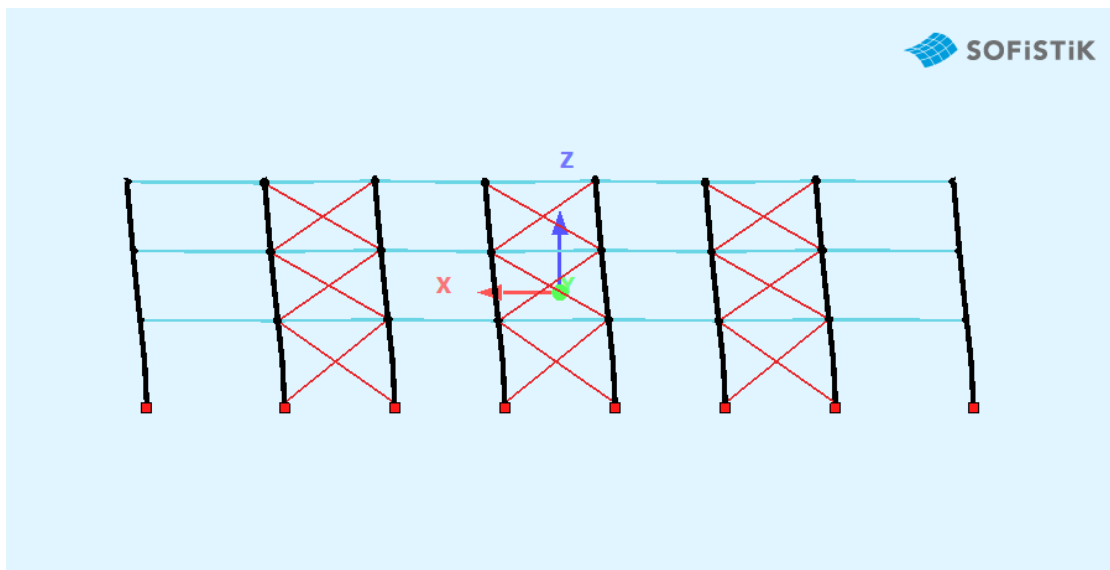
No.	LC	f [Hz]	T [sec]	part		
				X[%]	Y[%]	Z[%]
1	10001	0,715	1,398	0	92,8	0
2	10002	1,019	0,981	85,5	0	0
3	10003	1,178	0,849	0	0	0
4	10004	2,195	0,456	0	6,2	0
5	10005	2,788	0,359	11,6	0	0
6	10006	3,279	0,305	0	0	0
7	10007	3,605	0,277	0	0,8	0
8	10008	4,371	0,229	2,7	0	0
9	10009	5,064	0,197	0	0	0
10	10010	65,654	0,015	0	0	0
11	10011	65,672	0,015	0	0	0
12	10012	65,766	0,015	0	0	0
13	10013	67,181	0,015	0	0	0
14	10014	67,182	0,015	0	0	0
15	10015	74,387	0,013	0	0	0
16	10016	74,593	0,013	0	0	0
17	10017	75,132	0,013	0	0	0
18	10018	81,043	0,012	0	0	0
19	10019	86,696	0,012	0	0	0
20	10020	86,813	0,012	0	0	0
				99,7	99,8	0



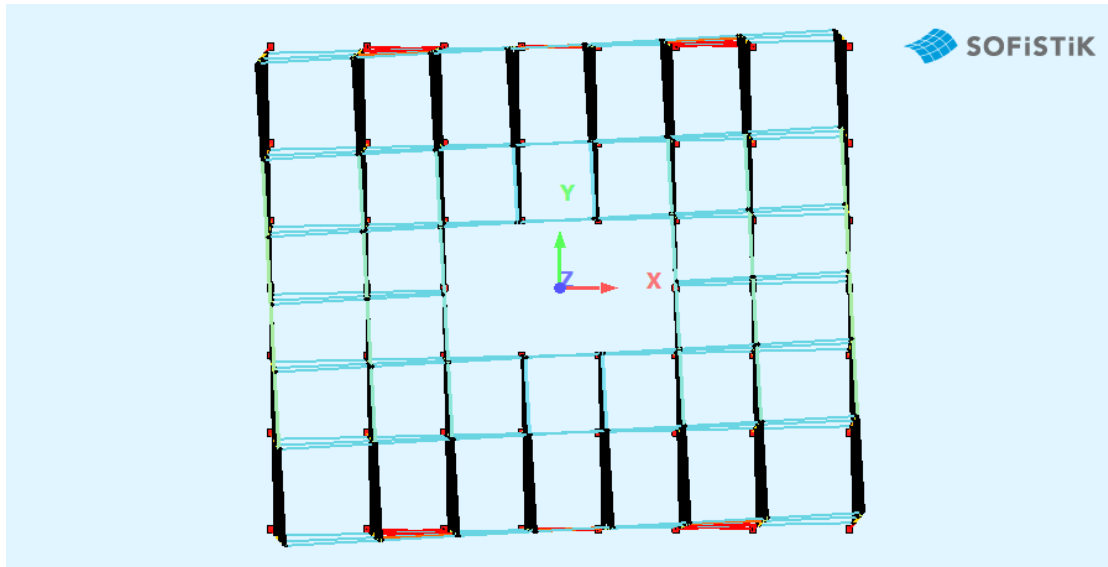
Σχήμα 5.5: Πρώτη ιδιομορφή με διεύθυνση τον άξονα Y, με ιδιοπερίοδο $T=1,398\text{sec}$ και συμμετοχή 92,8%



Σχήμα 5.6: Τμήματικη προβολή πρώτης ιδιομορφής με διεύθυνση τον άξονα Y, με ιδιοπερίοδο $T=1,398\text{sec}$ και συμμετοχή 92,8%



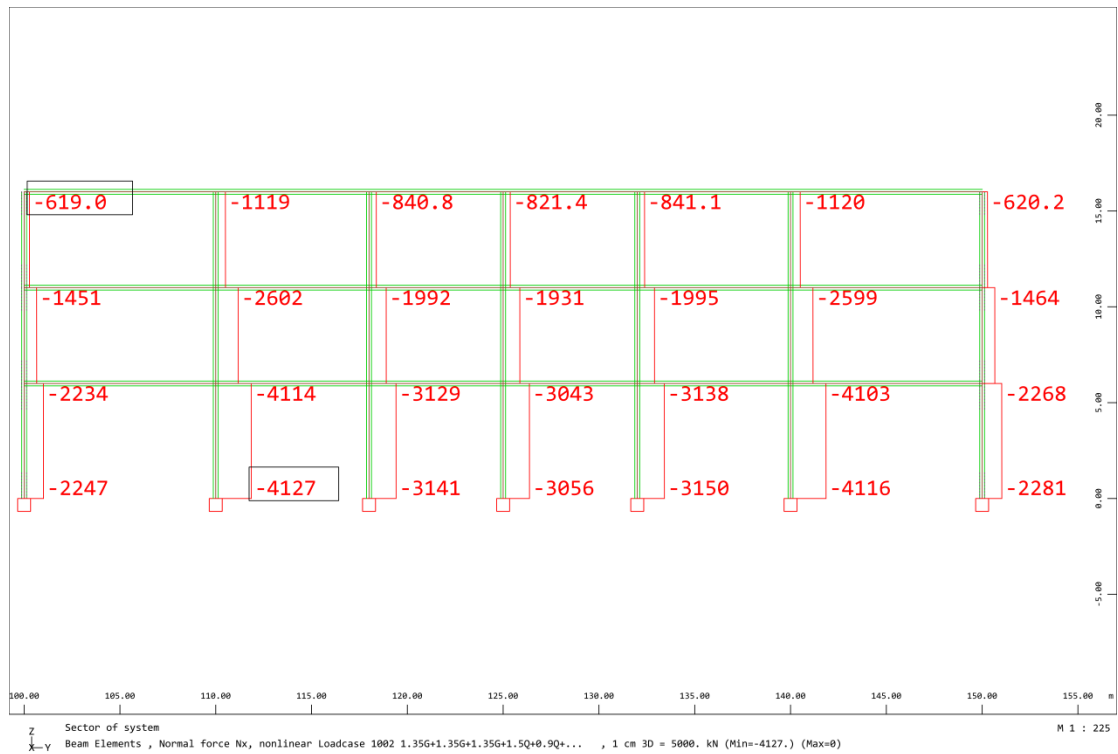
Σχήμα 5.7: Δεύτερη ιδιομορφή με διεύθυνση τον άξονα X, με ιδιοπερίοδο $T=0,981\text{sec}$ και συμμετοχή 85,5%



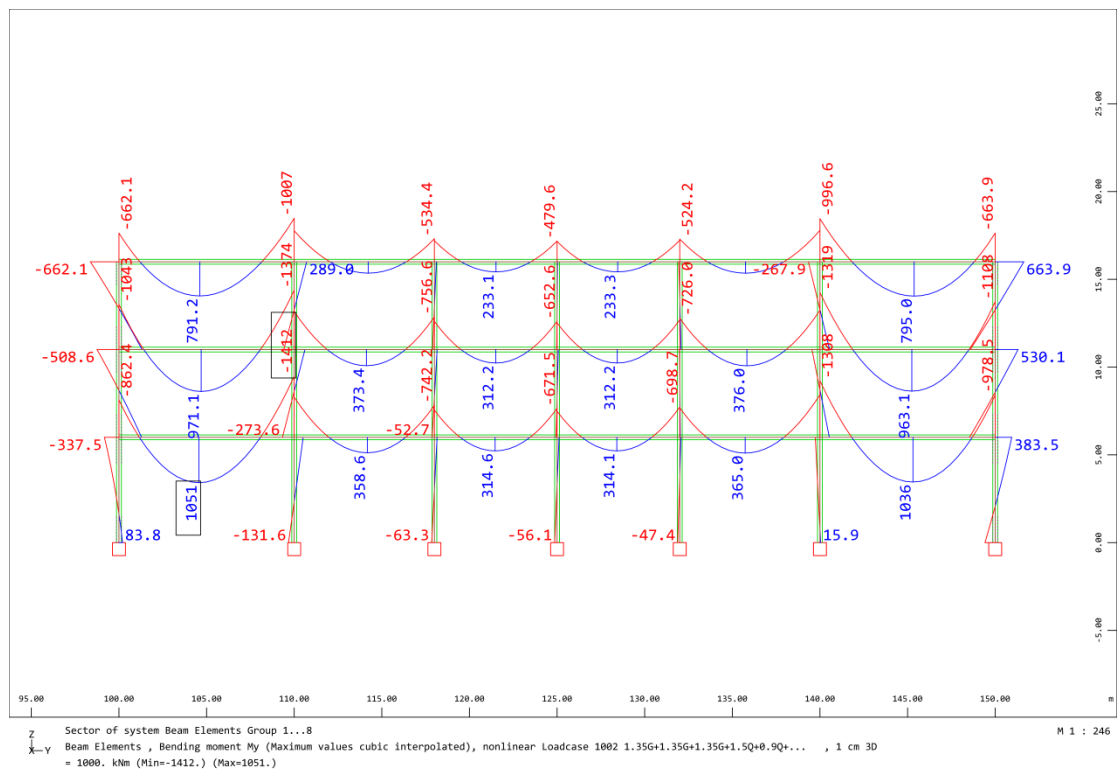
Σχήμα 5.8: Τρίτη ιδιομορφή στρεπτικής μορφής, με ιδιοπερίοδο $T=0,849\text{sec}$

5.3 Εντατικά μεγέθη και φαινόμενα δεύτερης τάξης

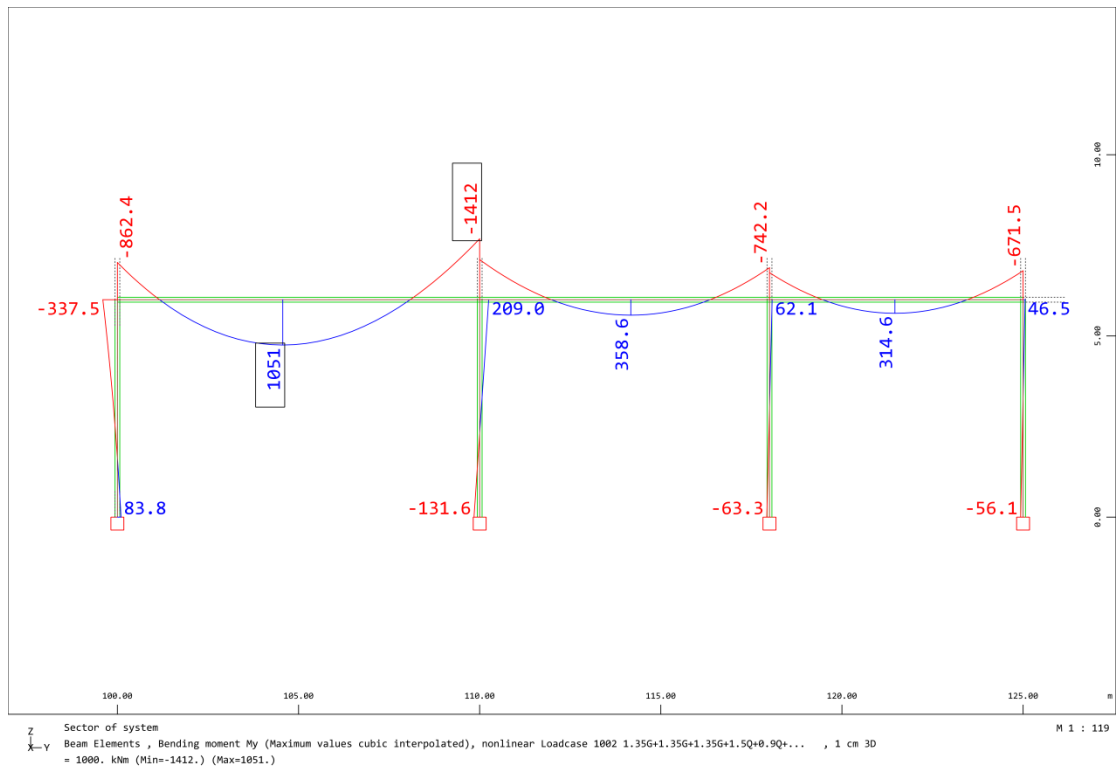
Στη συνέχεια ακολουθούν τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας λόγω κατακόρυφων φορτίων και σεισμικής απόκρισης, τα οποία χρησιμοποιούνται για το σχεδιασμό του κτιρίου στη συνέχεια, και οι παραμορφώσεις λόγω σεισμού και ο έλεγχος λόγω φαινομένων 2^{ης} τάξης.



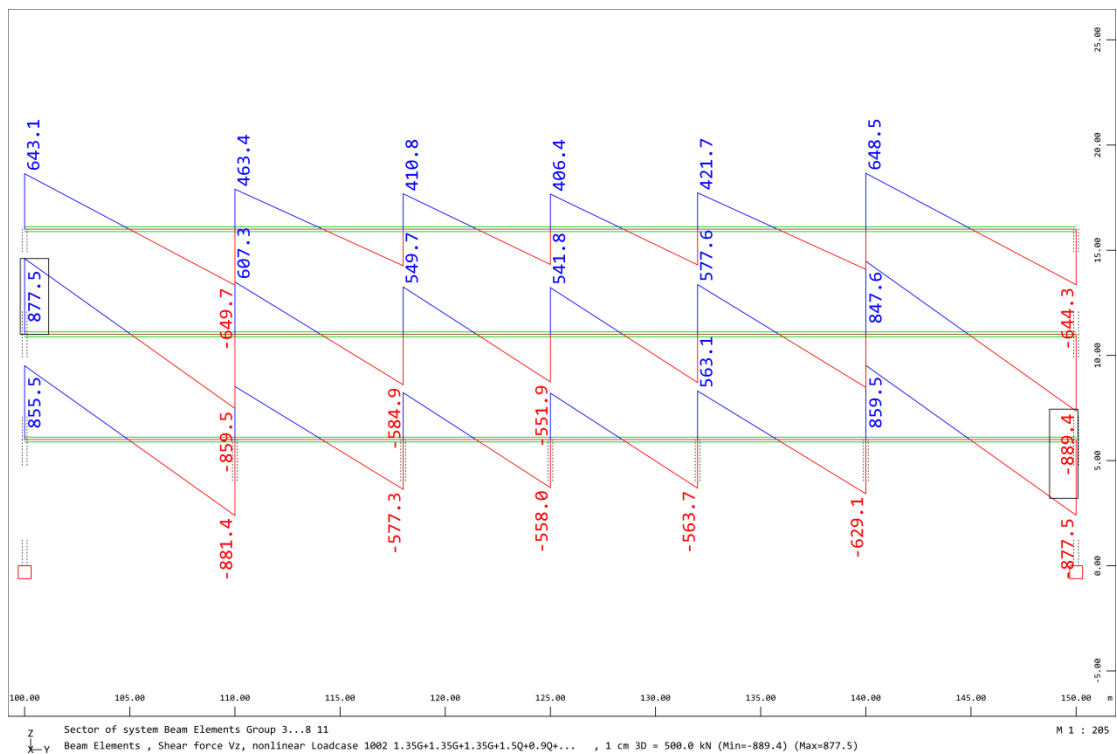
Σχήμα 5.9: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων στην ΟΚΑ με κύρια δράση τα κατακόρυφα κινητά φορτία εσωτερικού πλαισίου μήκους 50m με τη μεγαλύτερη ζώνη επιρροής κατακόρυφων φορτίων



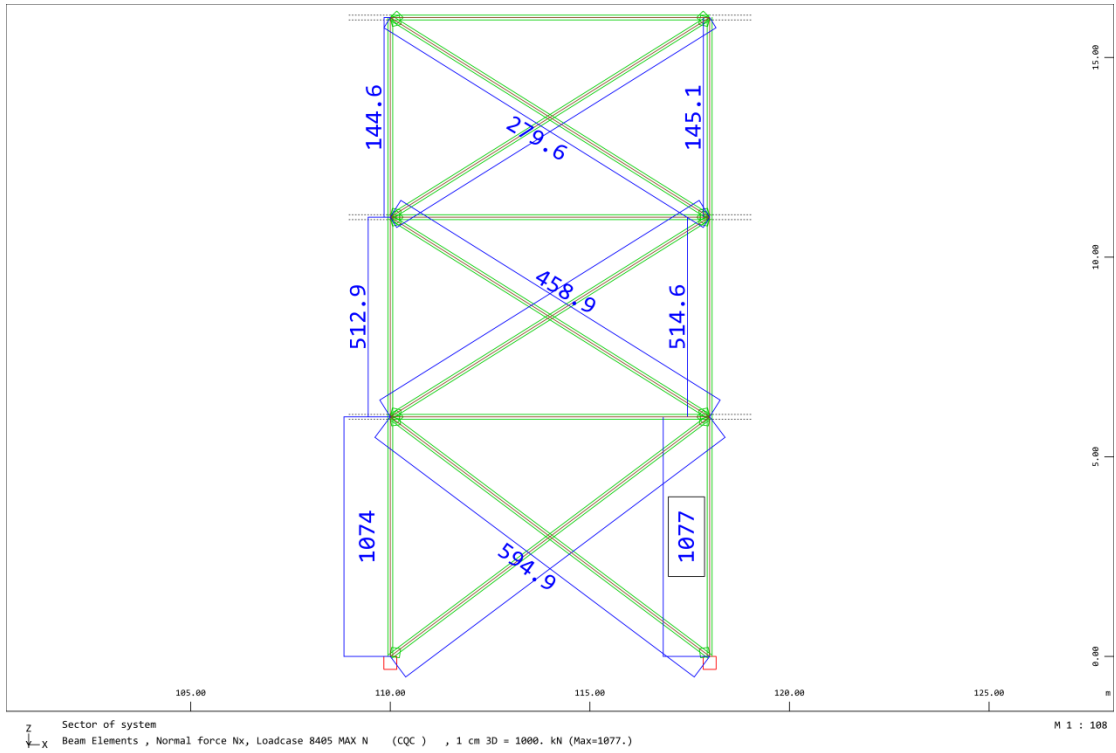
Σχέδιο 5.10: Ροπές κάμψης υποστυλωμάτων – κύριων δοκών εσωτερικού πλαισίου μήκους 50m στην ΟΚΑ με κύρια δράση τα κατακόρυφα φορτία



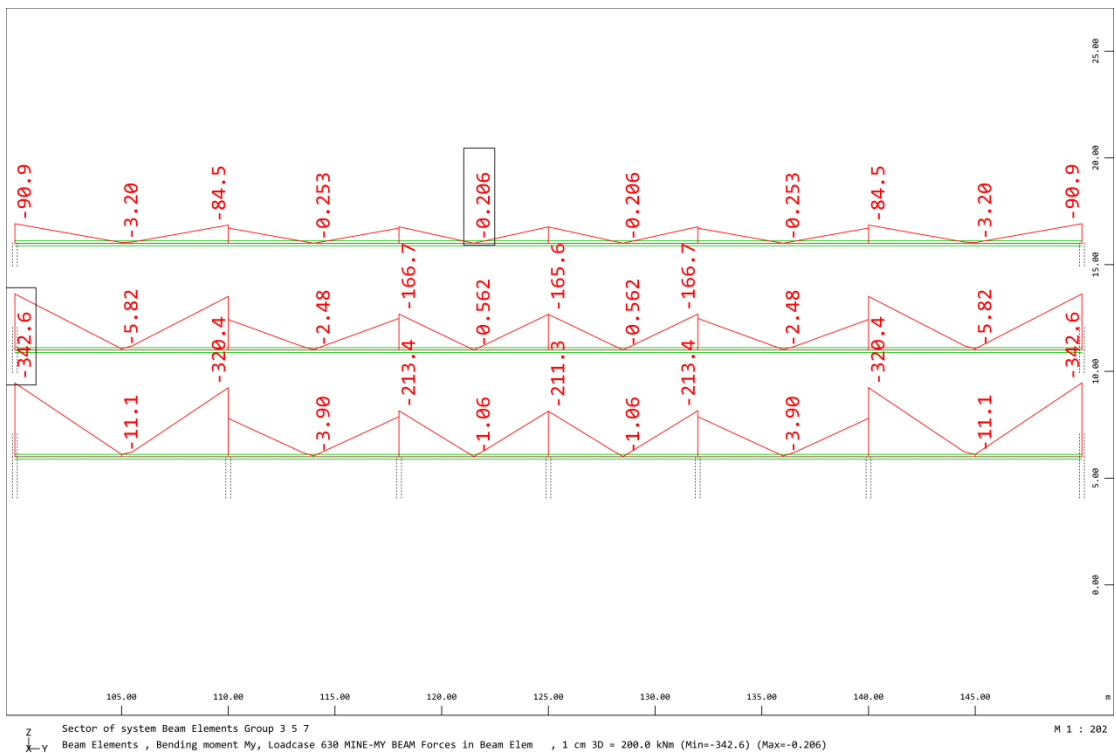
Σχήμα 5.11: Τμήμα διαγράμματος ροπών κάμψης υποστυλωμάτων και κύριων δοκών στη ΟΚΑ που αφορά τον 1^ο όροφο



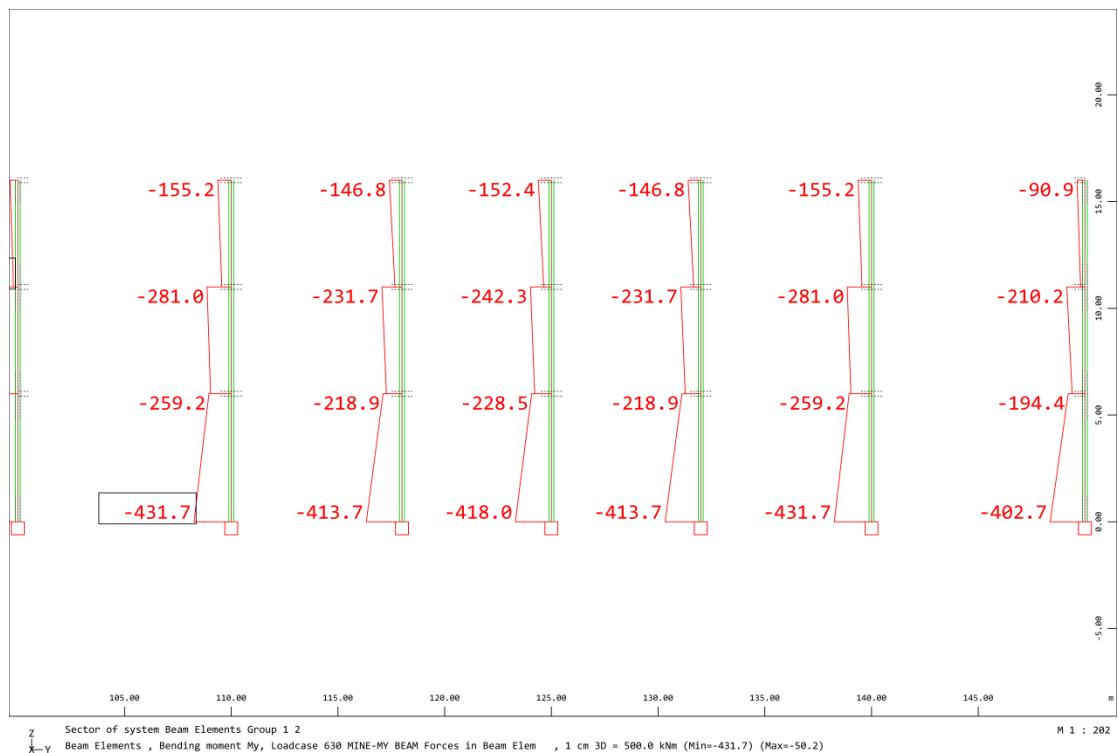
Σχήμα 5.12: Τέμνουσες δυνάμεις κύριων δοκών στην ΟΚΑ με κύρια δράση τα κατακόρυφα κινητά φορτία



Σχήμα 5.13: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων και συνδέσμων δυσκαμψίας λόγω σεισμικής απόκρισης κατά τη διεύθυνση Χ



Σχήμα 5.14: Μέγιστες αρνητικές ροπές κάμψης M_y κύριων δοκών λόγω σεισμού κατά Υ



Σχήμα 5.15: Μέγιστες αρνητικές ροπές κάμψης M_y των υποστυλωμάτων λόγω σεισμού κατά X

Όπως και για το πρώτο κτίριο έτσι και εδώ θα ελεγχθεί η επιρροή των φαινομένων 2^{ης} τάξης μέσω του συντελεστή θ , αφού πολλαπλασιαστούν οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων με το συντελεστή συμπεριφοράς α .

Πίνακας 5.2: Υπολογισμός συντελεστή θ για κατά τη διεύθυνση X και Y

		X			Y		
Όροφοι		1	2	3	1	2	3
Συνολικό φορτίο βαρύτητας ορόφου	P_{tot} [kN]	67133	43157	19181	67133	43157	19181
Συνολική τέμνουσα ορόφου	V_{tot} [kN]	5774,1	4576,4	2803,1	5090,1	3874	2170,5
Τιμή σχεδιασμού σχετικής μετακίνησης ορόφου	d_r [cm]	4,12	3,96	3,48	5,56	4,92	3,44
Ύψος ορόφου	h [cm]	600	500	500	600	500	500
Συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου	θ	0,0798	0,0748	0,0479	0,1222	0,1096	0,0607

5.4 Περιορισμός βλαβών

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών εξασφαλίζεται με τον περιορισμό της σχετικής μετακίνησης των ορόφων για έναν σεισμό μικρότερο από το σεισμό σχεδιασμού, με σημαντικά μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 πρέπει να ικανοποιείται η συνθήκη $d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h$, όπου $v=0,5$.

Πίνακας 5.3: Έλεγχος μετακίνησης ορόφου

Όροφοι	Χ			Υ		
	d_r	h	$d_r \cdot v/h$	d_r	h	$d_r \cdot v/h$
1 ^{ος}	4,12	600	0,00343	5,56	600	0,00462
2 ^{ος}	3,96	500	0,00396	4,92	500	0,00492
3 ^{ος}	3,48	500	0,00348	3,44	500	0,00344

Εκπληρώνεται η συνθήκη και για τις δύο διευθύνσεις.

5.5 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Οι μέγιστες επιτρεπόμενες κατακόρυφες μετακινήσεις των κύριων δοκών είναι 40, 32 και 28mm για τα ανοίγματα 10, 8, και 7m αντίστοιχα, δηλαδή $L/250$. Από την ανάλυση προκύπτει ότι οι μέγιστες κατακόρυφες μετακινήσεις για τον συνδυασμό $G+0,6Q$ είναι: για τον 1^ο και 2^ο όροφο 17,12, 9mm και για τον 3^ο 27, 13, 13mm αντίστοιχα. Όπως φαίνεται ικανοποιούνται τα όρια βελών. Σημειώνεται ότι οι κατακόρυφες μετακινήσεις στο δεύτερο κτίριο είναι σημαντικά μειωμένες συγκριτικά με το πρώτο, κάτι που είναι λογικό λόγω της συνέχειας των δοκών.

5.6 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Η διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων της κατασκευής έγινε με βάση τις κανονιστικές διατάξεις των Ευρωκωδίκων 3 και 8 που αφορούν τις μεταλλικές κατασκευές και τις αντισεισμικές απαιτήσεις. Οι υπολογισμοί για τον σχεδιασμό πραγματοποιήθηκαν σε υπολογιστικά φύλλα και επαληθεύτηκαν με τη βοήθεια του προγράμματος Stell-Members. Στις επόμενες παραγράφους ακολουθεί ο προσδιορισμός των αντοχών των διατομών και των μελών που τελικά επιλέχθηκαν.

5.7 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας που βρίσκονται υπό θλίψη αγνοούνται κατά τον σχεδιασμό, όπως ακριβώς και στο πρώτο κτίριο. Για αυτό το λόγο στη διαστασιολόγηση τους η αξονική δύναμη που προκύπτει από την ανάλυση της σεισμικής διέγερσης διπλασιάζεται. Υπενθυμίζεται ότι η αξονική δύναμη σχεδιασμού προκύπτει από το συνδυασμό $E_x+0,3E_y$ και λαμβάνονται υπόψη τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης όπου απαιτείται. Και, επίσης, ότι οι σύνδεσμοι συνδέονται στο μέσον τους, οπότε το μήκος λυγισμού τους είναι το μισό του πραγματικού. Για να λειτουργήσουν οι σύνδεσμοι κατά τον επιθυμητό τρόπο πρέπει η ανηγμένη λυγηρότητα τους να είναι εντός των ορίων [1,3 , 2]. Για χάλυβα S355 έχουμε $\lambda_1=74,31$.

Οι αξονικές δυνάμεις σχεδιασμού των συνδέσμων των τριών ορόφων είναι:

για τον 1^ο όροφο: $N_{ed} = 1247 \text{ kN}$

για τον 2^ο όροφο: $N_{ed} = 1061 \text{ kN}$

για τον 3^ο όροφο: $N_{ed} = 671 \text{ kN}$

Επιλέχθηκαν κοίλες ορθογωνικές διατομές RHS και προκύπτει ότι κρίσιμος είναι ο ασθενής άξονας, για τους τρεις ορόφους έχουμε αντίστοιχα:

για τον 1^ο όροφο: RHS 200x120x6,3 με $A=38,3\text{cm}^2$ και $i_z=4,92\text{cm}$

$$\lambda = \frac{Lcr}{iz} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{500}{4,92} \cdot \frac{1}{74,31} = 1,33$$

για τον 2^ο όροφο: RHS 180x80x6,3 με $A=30,7\text{cm}^2$ και $i_z=3,29\text{cm}$

$$\lambda = \frac{Lcr}{iz} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{471,7}{3,29} \cdot \frac{1}{74,31} = 1,88$$

για τον 3^ο όροφο: RHS 140x80x5 με $A=20,7\text{cm}^2$ και $i_z=3,27\text{cm}$

$$\lambda = \frac{Lcr}{iz} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{471,7}{3,27} \cdot \frac{1}{74,31} = 1,89$$

Οι αντοχές των συνδέσμων ανά όροφο είναι:

$$\text{για τον 1}^\circ \text{ όροφο: } N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{38,3 \cdot 35,5}{1} = 1359 \text{ kN} > N_{ed} = 1247 \text{ kN}$$

$$\text{και υπεραντοχή } \Omega_1 = N_{pl,rd} / N_{ed} = 1,09$$

$$\text{για τον 2}^\circ \text{ όροφο: } N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{30,7 \cdot 35,5}{1} = 1089 \text{ kN} > N_{ed} = 1061 \text{ kN}$$

$$\text{και υπεραντοχή } \Omega_2 = N_{pl,rd} / N_{ed} = 1,03$$

για τον 3^ο όροφο: $N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{20,7 \cdot 35,5}{1} = 734 \text{ kN} > N_{ed} = 671 \text{ kN}$
 και υπεραντοχή $\Omega_3 = N_{pl,rd} / N_{ed} = 1,09$

Επίσης, πρέπει να ικανοποιείται το κριτήριο υπεραντοχής για ομοιόμορφη πλαστιμότητα καθ' ύψος, το οποίο απαιτεί:

$$\frac{\Omega_{max} - \Omega_{min}}{\Omega_{min}} \leq 0,25 \Rightarrow 0,067 < 0,25 \text{ ικανοποιείται.}$$

5.8 Κύριες δοκοί

Οι κύριες δοκοί του προσομοιώματος λειτουργούν ως συνεχείς δοκοί χωρίς ελευθέρωση και η διαστασιολόγηση τους έγινε με βάση την ροπή κάμψης στο άκρο, όπου θλίβεται το κάτω πέλμα της δοκού, το οποίο δεν είναι εξασφαλισμένο έναντι πλευρικού λυγισμού. Λόγω της λειτουργίας πλαισίου, οι δοκοί επιβαρύνονται από τον σεισμό κατά Y, για αυτόν το λόγο πρέπει να ελεγχθούν τόσο στο βασικό συνδυασμό όσο και στον σεισμικό, από τον οποίο προκύπτει και η υπεραντοχή με την οποία υπολογίζονται τα υποστυλώματα ώστε να εξασφαλιστεί ότι θα δημιουργηθεί πρώτα πλαστική άρθρωση στις δοκούς. Τελικώς, κρίσιμος είναι ο βασικός συνδυασμός.

Όπως και στο πρώτο κτίριο εμφανίζονται σημαντικές διαφορές μεταξύ ροπών κάμψης των δοκών ανάλογα με τα ανοίγματα. Εφαρμόζεται η ίδια ομαδοποίηση με του πρώτου κτιρίου, δηλαδή οι δοκοί 10m του 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου μαζί και του 3^{ου} μόνες τους, και οι δοκοί 7 και 8m του 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου μαζί και του 3^{ου} ξεχωριστά. Θα παρουσιαστούν οι έλεγχοι των δοκών ανοίγματος 10m του πρώτου και δεύτερου ορόφου τόσο στο βασικό όσο και στο σεισμικό συνδυασμό και για τις υπόλοιπες θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα υπό μορφή πινάκων.

Πρέπει να σημειωθεί ότι οι δοκοί πρέπει να αναπτύξουν πλαστική άρθρωση στο άκρο τους και για να γίνει αυτό πρέπει οι διατομές να είναι κατηγορίας 1 για καθαρή κάμψη. Για τις δοκούς ανοίγματος 10m του 1ου και 2^{ου} ορόφου επιλέχθηκε διατομή HEA 600(κατηγορία 1 από τους πρότυπους πίνακες).

Έλεγχος στο βασικό συνδυασμό: τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από το συνδυασμό είναι $M_y = 1412 \text{ kNm}$ και $V_{ed} = 882 \text{ kN}$ στο άκρο, ενώ δεν καταπονείται από αξονική δύναμη.

Έλεγχος σε τέμνουσα: $V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 1910 \text{ kN} > V_{ed} = 882 \text{ kN}$

$$V_{ed} / V_{pl,rd} = 0,46 < 0,5 \text{ δεν απομειώνεται η ροπή αντοχή}$$

Έλεγχος έναντι πλευρικού λυγισμού: στην συγκεκριμένη περίπτωση οι διαδοκίδες προσφέρουν πλευρική ενίσχυση στη δοκό. Άρα η δοκός θεωρείται πλευρικά εξασφαλισμένη ανά 1m που είναι οι θέσεις των διαδοκίδων και κάθε τμήμα της μπορεί να μελετηθεί μεμονωμένα. Ο συντελεστής k λαμβάνεται k=1 γιατί τα παρακείμενα τμήματα λυγίζουν εναλλάξ και επίσης $k_w=1$. Το διάγραμμα ροπής είναι σχεδόν γραμμικό για μήκος 1m και λαμβάνεται συντηρητικά λόγος ροπών $\psi=0,75$, άρα $C_1=1,18$, $C_2=0$ και $C_3=0,996$.

Τα χαρακτηριστικά της διατομής HEA 600 είναι: $I_z = 11270 \text{ cm}^4$, $I_t = 397,8 \text{ cm}^4$, $I_w = 8,978 \text{ cm}^6$ και $W_{pl,y} = 5350 \text{ cm}^3$.

$$\text{Κρίσιμη ελαστική ροπή: } M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \left\{ \left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right\}^{0,5} \Rightarrow$$

$$M_{cr} = 10237 \text{ kNm}$$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα: } \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = 0,431$$

Συντελεστής ατελειών: $h/b=2,3$ άρα λαμβάνεται $a_{LT}=0,34$

$$\text{Συντελεστής: } \Phi = 0,5 \cdot [1 + a_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2] = 0,6319$$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής: } \chi_{LT} = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0,913$$

$$\text{Ροπή αντοχής σε πλευρικό λυγισμό: } M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot M_{pl,rd,y}}{\gamma_{M1}} = 1735 \text{ kNm}$$

$M_{b,rd} > M_{ed} = 1412 \text{ kNm}$ η δοκός επαρκεί

Έλεγχος στο σεισμικό συνδυασμό: οι αντισεισμικοί κανονισμοί απαιτούν να γίνει έλεγχος έναντι της ικανοτικής τέμνουσας που αναπτύσσεται στη δοκό αφού μετατραπούν και τα δύο άκρα της σε πλαστικές αρθρώσεις.

$$\text{Τέμνουσα σεισμού: } V_{ed,M} = (M_{pl,rd,A} + M_{pl,rd,B}) / L = 2 \cdot 1899,25 / 10 = 380 \text{ kN}$$

$$\text{Τέμνουσα μη σεισμικών φορτίων: } V_{ed,G} = 229 \text{ kN}$$

$$\text{Τέμνουσα σχεδιασμού: } V_{ed} = V_{ed,M} + V_{ed,G} = 609 \text{ kN}$$

$$\text{Διατμητική αντοχή: } V_{pl,rd} = 1910 \text{ kN} > V_{ed} = 609 \text{ kN}$$

Επειδή $V_{ed} / V_{pl,rd} < 0,5$ δεν απαιτείται απομείωση της ροπής αντοχής. Η ροπή σχεδιασμού του σεισμικού συνδυασμού είναι $M_{ed} = 1112 \text{ kNm}$, είναι μικρότερη από τη ροπή σχεδιασμού του βασικού συνδυασμού. Πρέπει, όμως, να υπολογιστεί η υπεραντοχή της δοκού έναντι του σεισμικού συνδυασμού:

$$\Omega = M_{pl,rd} / M_{ed} = 1899,25 / 1112 = 1,71$$

Αντίστοιχα γίνονται οι έλεγχοι των δοκών των υπόλοιπων ανοιγμάτων. Τελικά καταλήξαμε στις εξής διατομές:

Πίνακας 5.4: Μεγέθη κρίσιμων συνδυασμών των κύριων δοκών

	Άνοιγμα 10m 1 ^{ου} και 2 ^{ου}	Άνοιγμα 10m 3 ^{ου}	Άνοιγμα 7,8m 1 ^{ου} και 2 ^{ου}	Άνοιγμα 7,8m 3 ^{ου}
My [kNm]	1412	1007	930	718
Vz [kN]	882	650	615	464

Πίνακας 5.5: Επιλογή διατομών κύριων δοκών

	Άνοιγμα 10m 1 ^{ου} και 2 ^{ου}	Άνοιγμα 10m 3 ^{ου}	Άνοιγμα 7,8m 1 ^{ου} και 2 ^{ου}	Άνοιγμα 7,8m 3 ^{ου}
Διατομές	HEA 600	HEA 450	HEA 450	HEA 400

Πίνακας 5.6: Διαθέσιμες υπεραντοχές έναντι ροπών σεισμικού συνδυασμού

	Άνοιγμα 10m 1 ^{ου} και 2 ^{ου}	Άνοιγμα 10m 3 ^{ου}	Άνοιγμα 7,8m 1 ^{ου} και 2 ^{ου}	Άνοιγμα 7,8m 3 ^{ου}
Υπεραντοχή	1,71	1,53	1,65	1,89

Στον ικανοτικό έλεγχο των υποστυλωμάτων χρησιμοποιείται η ελάχιστη υπεραντοχή.

5.9: Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα ελέγχονται στο βασικό συνδυασμό με κύρια δράση τα κατακόρυφα φορτία και στο σεισμικό συνδυασμό με τις ικανοτικές απαιτήσεις. Κρίσιμος ήταν ο έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Σε αντίθεση με το πρώτο κτίριο, το μήκος λυγισμού σε κάθε διεύθυνση διαφέρει. Ο λυγισμός ως προς τον ασθενή άξονα του υποστυλώματος λαμβάνει χώρα σε πλαίσιο το οποίο θεωρείται αμετάθετο λόγω ύπαρξης κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας, άρα το μήκος λυγισμού λαμβάνεται ίσο με το ύψος ορόφου, $L_{cr,z}=6,0m$. Αντίθετα, ο λυγισμός ως προς τον ισχυρό άξονα λαμβάνει χώρα εντός πλαισίου το οποίο είναι μεταθετό λόγω της λειτουργίας πλαισίου ροπής και το μήκος λυγισμού υπολογίζεται αναλυτικά παρακάτω. Τελικώς επιλέχθηκε διατομή από τη σειρά ΗΕΒ.

Έλεγχος στο βασικό συνδυασμό: τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού που προκύπτουν από την ανάλυση είναι:

$$N_{ed} = -4127 \text{ kN} \quad M_{y,ed} = 209 \text{ kNm} \quad V_{z,ed} = -70,9 \text{ kN}.$$

Επιλέχθηκε διατομή HEB550, η οποία είναι κατηγορίας 1 για καθαρή κάμψη και 2 για καθαρή θλίψη με χαρακτηριστικά :

$$A=254,1\text{cm}^2 \quad I_y=136700\text{cm}^4 \quad I_z=13080\text{cm}^4 \quad W_{pl,y}=5591\text{cm}^3 \quad W_{pl,z}=1341\text{cm}^3 \\ i_y=23,2\text{cm} \quad i_z=7,17\text{cm} \quad I_t=600,3\text{cm}^4 \quad I_w=8,856\text{cm}^6$$

$$\text{Αξονική δύναμη : } N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 9020,55 \text{ kN} > N_{ed} = -4127 \text{ kN}$$

$$\text{Τέμνουσα δύναμη : } V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 2051,6 \text{ kN} \gg V_{z,ed} = -70,9 \text{ kN}$$

$$\text{Κάμψη : } \frac{V_{z,ed}}{V_{pl,Rd}} = 0,03 < 0,5, \text{ άρα δεν γίνεται απομείωση της ροπής αντοχής}$$

$$N_{ed} < 0,25 N_{pl,Rd} \Rightarrow 4127 < 2255 \text{ kN}, \text{ δεν ισχύει}$$

$$N_{ed} < \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow 4127 < 1212,8 \text{ kN}, \text{ δεν ισχύει}$$

Επομένως πρέπει να γίνει απομείωση στη ροπή αντοχής λόγω αξονικής.

$$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A = 0,315 \quad \text{και} \quad n = N_{ed} / N_{pl,Rd} = 0,458$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot (1-n) / (1-0,5a) = 1276,8 \text{ kNm} > M_{ed} = 209 \text{ kNm}$$

Επιλογή καμπυλών λυγισμού : για τη διατομή HEB550 και χάλυβα S355 ισχύει $h/d > 1,2$ και $t_f < 40\text{mm}$ οπότε έχουμε καμπύλη a για τον άξονα γ-γ και καμπύλη b για τον άξονα z-z.

Λυγισμός ως προς τον ισχυρό άξονα γ-γ: τα πλαίσια είναι μεταθετά επειδή λειτουργούν ως πλαίσια ροπής σε αυτή τη διεύθυνση, οπότε το ισοδύναμο μήκος λυγισμού υπολογίζεται αναλυτικά (σημειώνεται ότι στη κορυφή συνδέεται με δοκούς HEA600 και HEA 450, στη βάση είναι πακτωμένο και $K=I/L$):

$$\text{Συντελεστής κορυφής: } n_1 = \frac{Kc + K1}{Kc + K1 + K11 + K12} = 0,69$$

$$\text{Συντελεστής βάσης: } n_2 = \frac{Kc + K2}{Kc + K2 + K21 + K22} = 0 \text{ (πακτωμένο)}$$

Από το νομογράφημα για υποστύλωμα με μεταθετά άκρα προκύπτει: $L_{cr}/L = 1,4$
 συνεπώς το μήκος λυγισμού είναι $L_{cr,y} = 8,4\text{m}$.

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα: } \lambda_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 0,474$$

$$\text{Καμπύλη λυγισμού } a: a_y = 0,21$$

$$\text{Συντελεστής: } \Phi = 0,5 \cdot [1 + a \cdot (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0,641$$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής: } \chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{(\Phi^2 - \lambda_y^2)}} = 0,93$$

Λυγισμός ως προς τον ασθενή άξονα z-z: τα πλαίσια θεωρούνται αμετάθετα λόγω ύπαρξης κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας, οπότε το ισοδύναμο μήκος λυγισμού λαμβάνεται ίσο με το ύψος ορόφου, $L_{cr,z} = 6\text{m}$.

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα: } \lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1,071$$

$$\text{Καμπύλη λυγισμού } a: a_z = 0,34$$

$$\text{Συντελεστής: } \Phi = 0,5 \cdot [1 + a \cdot (\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 1,251$$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής: } \chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{(\Phi^2 - \lambda_z^2)}} = 0,538$$

$$\text{Αντοχή έναντι καμπτικού λυγισμού: } N_{b,Rd} = \frac{x \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 4853 \text{ kN} > N_{ed} = 4127 \text{ kN}$$

Μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού: το υποστύλωμα έχει τριγωνικό διαγραμμα ροπών με $\psi = -0,63$ και απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα, δηλαδή $k = k_w = 1$, οπότε $C_1 = 2,815$, $C_2 = 0$, $C_3 = 0,506$. Η κρίσιμη ελαστική ροπή είναι:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \left\{ \left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right\}^{0,5} = 7709 \text{ kNm}$$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα: } \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = 0,507$$

Για ελατές διατομές I με $h/d < 2$, λαμβάνεται καμπύλη λυγισμού a, με $a_{LT} = 0,21$

$$\text{Συντελεστής: } \Phi = 0,5 \cdot [1 + a_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2] = 0,66$$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής: } \chi_{LT} = \frac{1}{\Phi + \sqrt{(\Phi^2 - \lambda_{LT}^2)}} = 0,922$$

Έλεγχος μέλους σε θλίψη και κάμψη:

$$\text{Χαρακτηριστική τιμή αντοχής κάμψης: } M_{y,Rk} = W_{pl,y} \cdot f_y = 1984,8 \text{ kNm}$$

Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης υπολογίζονται με τη Μέθοδο 2 και τον πίνακα για μέλη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις.

Συντελεστές: $C_{my}=0,9$ (μεταθετά μέλη) , $C_{mz}=0$ (μονοαξονική κάμψη)

Συντελεστές: $k_{yy} = C_{my} \left[1 + (\lambda_y - 0,2) \frac{N_{ed}}{\chi_y N_{rk} / \gamma_{M1}} \right] = 1,021$

Επομένως οι έλεγχοι μέλους για θλίψη και κάμψη είναι:

$$\frac{N_{ed}}{\chi_y N_{rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{yed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \Rightarrow 0,61 < 1$$

$$\frac{N_{ed}}{\chi_z N_{rk} / \gamma_{M1}} \leq 1 \Rightarrow 0,85 < 1 \text{ (εμπίπτει με τον καμπτικό λυγισμό)}$$

Έλεγχος στο σεισμικό συνδυασμό: τα υποστυλώματα στο συγκεκριμένο συνδυασμό ελέγχονται με τις ικανοτικές απαιτήσεις του κανονισμού, δηλαδή προσαυξάνοντας τα σεισμικά μεγέθη κατά $1,1 \cdot \gamma_{OV} \cdot \Omega = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,71 = 2,35$. Ωστόσο, ο κανονισμός απαιτεί τα υποστυλώματα του πρώτου ορόφου να ελέγχονται με αυξημένη υπεραντοχή ώστε να σχηματιστεί πλαστική άρθρωση στη βάση του. Αυτή η υπεραντοχή προκύπτει από το λόγο: $M_{pl} / (M_{ed,G} + M_{ed,Ey} + 0,3M_{ed,Ex})$. Εδώ τα σεισμικά μεγέθη πρέπει να πολλαπλασιαστούν επί 4,46. Τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού του σεισμικού συνδυασμού στη βάση του υποστυλώματος προκύπτουν:

$$N_{ed} = N_{ed,G} + 4,46 N_{ed,Ey} + N_{ed,Ex} = -(2371 + 4,46 \cdot 35,5 + 3,1) = -2532,43 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = V_{ed,G} + 4,46 V_{ed,Ey} + V_{ed,Ex} = 30,8 + 4,46 \cdot 115,1 + 0,9 = 545,04 \text{ kN}$$

$$M_{ed} = M_{ed,G} + 4,46 M_{ed,Ey} + M_{ed,Ex} = 57 + 4,46 \cdot 431,7 + 2,4 = 1984,8 \text{ kNm}$$

Και τα αντίστοιχα στην κορυφή είναι:

$$N_{ed} = -2520,43 \text{ kN} \quad V_{ed} = 545,04 \text{ kN} \quad M_{ed} = -1286,03 \text{ kNm}$$

Η απαίτηση του κανονισμού είναι να μην αστοχήσει το υποστυλώμα στη βάση του έναντι στρεπτοκαμπτικού, δηλαδή ο μειωτικός συντελεστής χ_{LT} να είναι ίσος με 1 ή τουλάχιστον να προσεγγίζει αυτή την τιμή υπολογισμένος με την απλοποιημένη μέθοδο.

Μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού: το υποστυλώμα έχει τριγωνικό διαγραμμα ροπών με $\psi = -0,65$ και απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα, δηλαδή $k = k_w = 1$, οπότε $C_1 = 2,838$, $C_2 = 0$, $C_3 = 0,556$. Η κρίσιμη ελαστική ροπή είναι:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \left\{ \left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right\}^{0,5} = 7772,8 \text{ kNm}$$

$$\text{Ανηγγμένη λυγηρότητα: } \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = 0,505$$

Για ελατές διατομές I με $h/d < 2$, λαμβάνεται καμπύλη λυγισμού a , με $a_{LT} = 0,21$

$$\text{Συντελεστής: } \Phi = 0,5 \cdot [1 + a_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2] = 0,66$$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής: } \chi_{LT} = \frac{1}{\Phi + \sqrt{(\Phi^2 - \lambda_{LT}^2)}} = 0,922$$

Ο ακριβής υπολογισμός του συντελεστή χ_{LT} σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα δίνεται από τη σχέση:

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} = \frac{0,922}{0,849} = 1,08$$

$$\text{όπου } f = 1 - 0,5(1 - k_c)[1 - 2(\lambda_{LT} - 0,8)^2] = 0,849$$

$$k_c = 1 / (1,33 - 0,33\psi) = 0,65$$

αλλά υπάρχει ο περιορισμός $\chi_{LT,mod} \leq 1$, οπότε προκύπτει $\chi_{LT,mod} = 1$

5.10: Έλεγχος κόμβων

Για να εξασφαλιστεί ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών και όχι στα υποστυλώματα, ώστε να αποφευχθεί ο σχηματισμός «μαλακού ορόφου», οι κόμβοι σχεδιάζονται ικανοτικά ώστε η πλαστική ροπή αντοχής των υποστυλωμάτων που συντρέχουν σε κάθε κόμβο να είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη αντοχή των δοκών του κόμβου. Στον κόμβο, του οποίου ο έλεγχος είναι δυσμενέστερος, συντρέχουν υποστυλώματα HEB550 και δοκοί HEA600 και HEA450. Ο έλεγχος που πρέπει να ικανοποιείται είναι ο εξής:

$$\Sigma M_{Rc} \geq 1,3 \Sigma M_{Rb} \Rightarrow 2 \cdot 1709 = 3418 \text{ kNm} \geq 1142 + 1899 = 3041 \text{ kNm} \text{ ικανοποιείται}$$

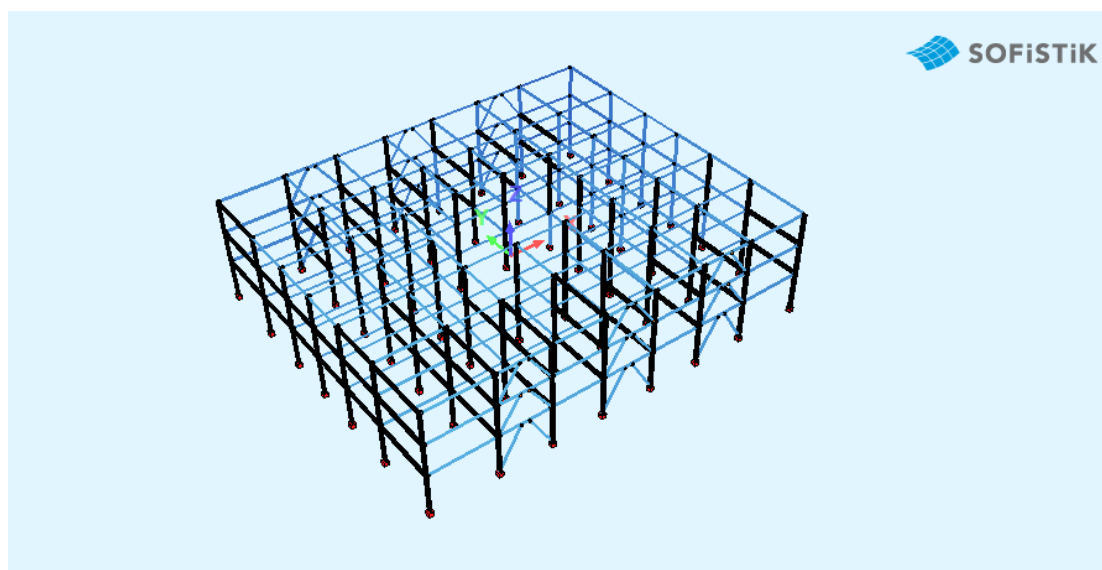
Οι διατομές των δευτερευουσών δοκών, των διαδοκίδων και της σύμμικτης πλάκας είναι ίδιες με του πρώτου κτιρίου και η διαστασιολόγηση τους δεν παρουσιάζεται πάλι.

Κεφάλαιο 6: Ανάλυση και σχεδιασμός κτιρίου με κατακόρυφους έκκεντρους συνδέσμους στη μία διεύθυνση και πλαίσια ροπής στην άλλη

6.1 Γενικά

Τελικώς προτάθηκε και μια εναλλακτική πρόταση με σκοπό να ελευθερωθούν τα ανοίγματα και της άλλης διεύθυνσης κατά το δυνατόν. Ο σχεδιασμός σε αυτή την περίπτωση έγινε με κατακόρυφους έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας στη μία διεύθυνση και πλαίσια ροπής στην άλλη.

Οι δράσεις που ασκούνται επί της κατασκευής είναι οι ίδιες με των άλλων δύο κτιρίων και η μέθοδος ανάλυσης που χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών και των παραμορφώσεων του φορέα είναι η ελαστική ανάλυση 1^{ης} τάξης.



Σχήμα 6.1: Τρισδιάστατη προβολή κτιρίου

6.2 Προσομοίωμα κτιρίου στο SoFiSTiK

Όπως και στα άλλα δύο κτίρια, έτσι και εδώ παραλείπεται το υπόγειο για λόγους απλότητας του προσομοιώματος, αφού λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας του (λειτουργεί σχεδόν ως στερεό σώμα) δεν επηρεάζει σε αξιόλογο βαθμό την συμπεριφορά της μεταλλικής ανωδομής.

Τα υποστυλώματα είναι διατομής HEB και διατάχθηκαν ομοίως με των άλλων δύο κτιρίων σύμφωνα με τις απαιτήσεις των αρχιτεκτονικών σχεδίων. Τοποθετήθηκαν έτσι ώστε ο ισχυρός τους άξονας να ενεργοποιείται εντός του πλαισίου ροπής. Τα φορτία που δέχονται μεταβιβάζονται στη βάση τους που θεωρείται στάθμη θεμελίωσης. Η διαφορά με τα αντίστοιχα του πρώτου κτιρίου είναι πως σε αυτή την περίπτωση η σύνδεση τους στη βάση τους είναι πάκτωση, οπότε επιβαρύνονται και με ροπή κάμψης, όπως δηλαδή και του δεύτερου κτιρίου.

Οι κύριες δοκοί είναι διατομής HEA και ο άξονας τους είναι παράλληλος της μικρής πλευράς του κτιρίου, όπως και στα άλλα δυο κτίρια. Τα φορτία που δέχονται από τις διαδοκίδες μεταβιβάζονται στα υποστυλώματα. Η διαφορά εδώ είναι πως η σύνδεση τους με τα υποστυλώματα είναι σύνδεση ροπής άρα θεωρούνται συνεχείς δοκοί χωρίς ελευθέρωση. Με αυτή την αλλαγή ενεργοποιείται πλαισιακή λειτουργία με τα υποστυλώματα για την ανάληψη κατακόρυφων φορτίων και των σεισμικών δράσεων, όπως ακριβώς και στο δεύτερο κτίριο.

Ο σχεδιασμός των δευτερευουσών δοκών, στις οποίες δεν συντρέχουν σύνδεσμοι δυσκαμψίας, είναι όμοιος με των άλλων δύο κτιρίων, δηλαδή είναι διατομής HEA και ο άξονας τους είναι παράλληλος της μεγάλης πλευράς του κτιρίου, δηλαδή του καθολικού άξονα Χ. Η σύνδεση τους με τα υποστυλώματα είναι σύνδεση τέμνουσας, και προσομοιώνεται με ελευθέρωση περί τον ισχυρό άξονα. Επειδή δεν αλλάζει το στατικό τους προσομοίωμα και τα φορτία που δέχονται διατηρούνται οι διατομές του των άλλων κτιρίων.

Η βασική διαφορά του προσομοιώματος συγκριτικά με το δεύτερο κτίριο έγκειται στους συνδέσμους δυσκαμψίας. Στη συγκεκριμένη περίπτωση ράβδοι δικτύωσης συντρέχουν με εκκεντρότητα στις δευτερεύουσες δοκούς. Το πλάστιμο μέλος του έκκεντρου συνδέσμου δυσκαμψίας είναι η δοκός σύζευξης, η οποία είναι το βραχύ τμήμα μεταξύ των ράβδων δικτύωσης και από την οποία ξεκίνα η διαστασιολόγηση. Εξετάστηκαν προσομοιώματα με διάφορα μήκη δοκού σύζευξης, ξεκινώντας από μακριές δοκούς (3m), όπου η διαρροή ήταν καμπτική, καταλήγοντας σε κοντές δοκούς (1m), όπου η διαρροή είναι διατμητική. Καταλήξαμε σε μήκος δοκού σύζευξης 1,3m επειδή το κτίριο εμφανίζει ευαισθησία στις οριζόντιες μετακινήσεις λόγω σεισμού.

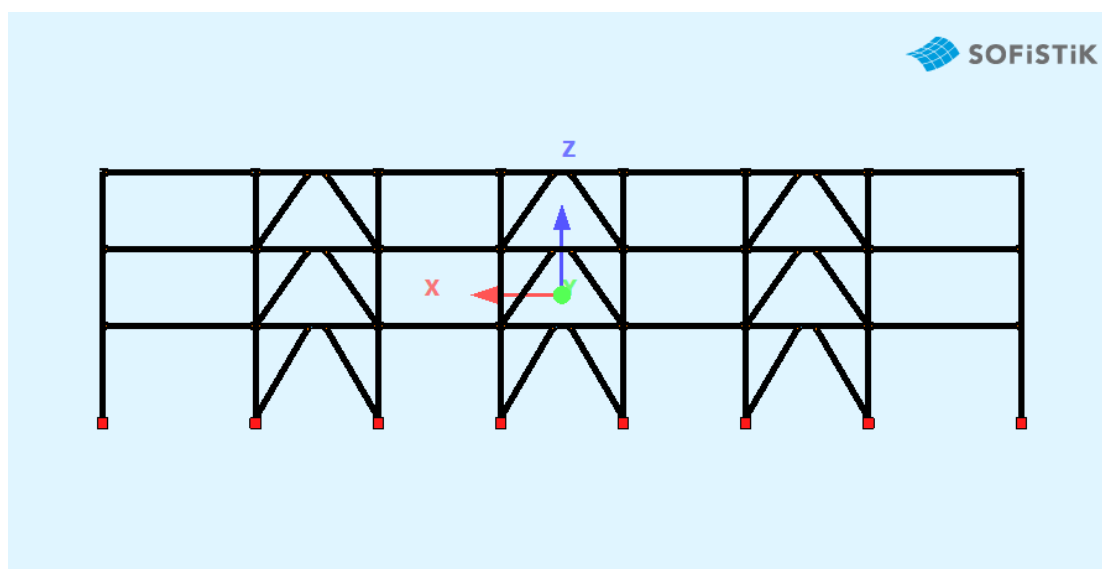
Οι έκκεντροι σύνδεσμοι τοποθετήθηκαν στις ίδιες θέσεις που ήταν οι κεντρικοί του δεύτερου κτιρίου κατά τη διεύθυνση Χ, είναι δηλαδή έξι σύνδεσμοι

συνολικά τοποθετημένοι περιμετρικά. Οι διατομές των δοκών σύζευξης επιλέχθηκαν από τη σειρά ΗΕΒ, όπως επίσης και των διαγωνίων. Για τις δοκούς χρησιμοποιήθηκε χάλυβας ποιότητας S235 για να πλαστικοποιούνται πιο γρήγορα. Οι συνδέσεις στα άκρα των ράβδων δικτύωσης είναι απλές αρθρωτές συνδέσεις.

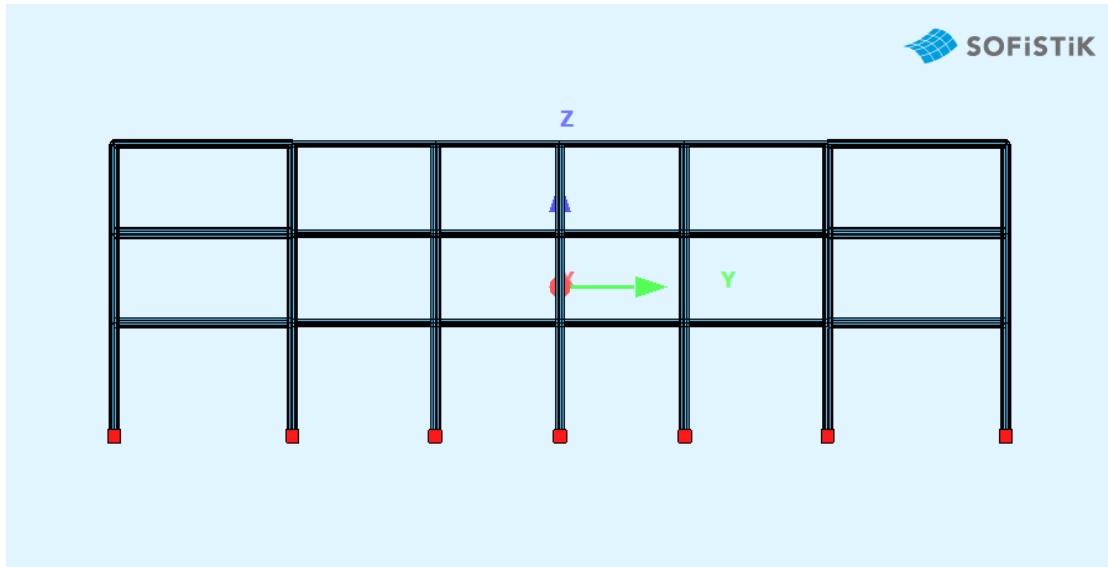
Οι διαδοκίδες και η σύμμικτη πλάκα παραλείφθηκαν από το προσομοίωμα όπως και στα άλλα κτίρια. Οι διατομές των διαδοκίδων και το πάχος της πλάκας παραμένουν τα ίδια αφού στο στατικό τους προσομοίωμα και οι δυνάμεις που δέχονται δε μεταβάλλονται. Υπενθυμίζεται ότι η σύμμικτη πλάκα λειτουργεί ως διάφραγμα για τον όροφο και η λειτουργία αυτή προσομοιώνεται μέσω κινηματικής εξάρτησης με τη λειτουργία point constrain.

Όσον αφορά την εισαγωγή των φορτίων, έγινε όπως στα άλλα κτίρια με ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία, τα οποία κατανέμονται στις κύριες δοκούς για τα κατακόρυφα φορτία και στα υποστυλώματα για τον άνεμο. Οι ατέλειες προσομοιώνονται με το ίδιο τρόπο όπως και στα άλλα κτίρια, αφού τα κατακόρυφα φορτία είναι ίδια και οι τιμές των γραμμικών φορτίων είναι $H_x=205,5\text{kN}$ και $H_y=207,2\text{kN}$.

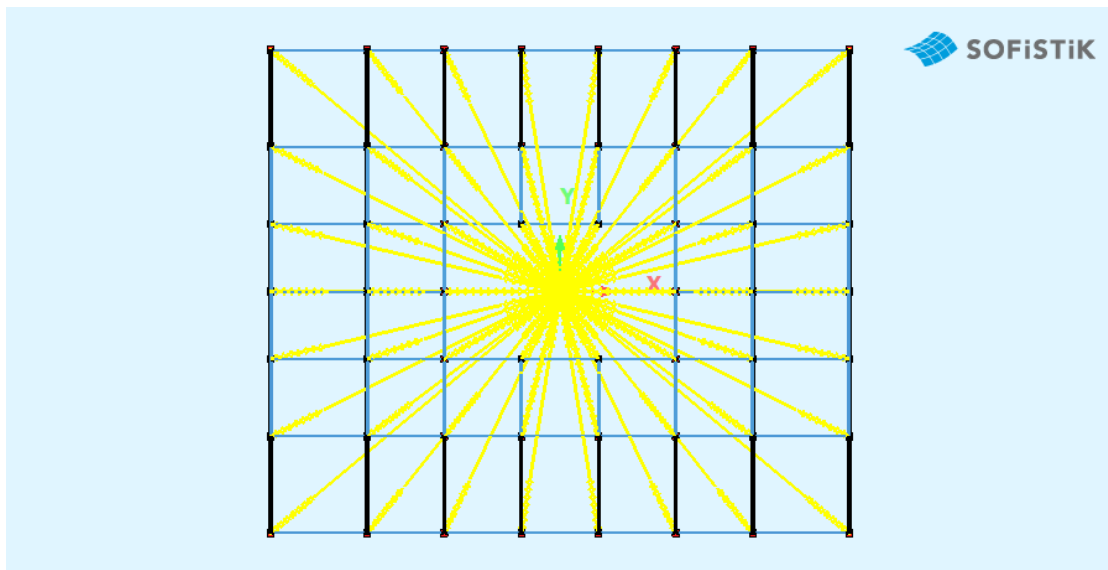
Η προσομοίωση της σεισμικής απόκρισης γίνεται με φασματική ανάλυση και όπως στο πρώτο κτίριο λαμβάνονται οι πρώτες 20 ιδιομορφές. Τα τελικά αποτελέσματα της σεισμικής διέγερσης προκύπτουν από το συνδυασμό των μεγεθών κάθε ιδιομορφής με τη μέθοδο CQC.



Σχήμα 6.2: Όψη προσομοιώματος μεγάλης πλευράς (60m)



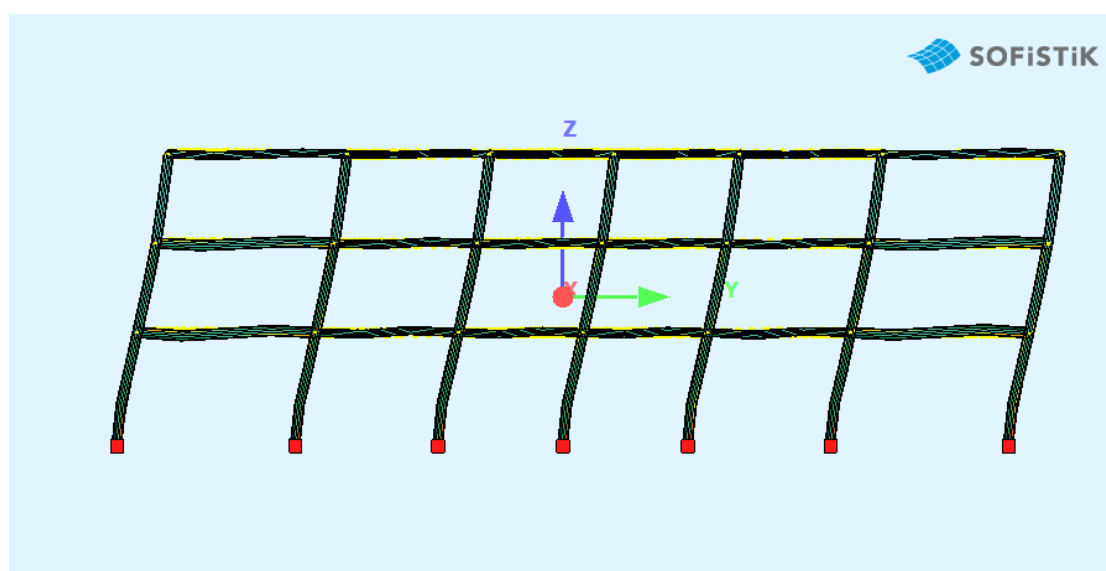
Σχήμα 6.3: Όψη προσομοιώματος μικρής πλευράς (50m)



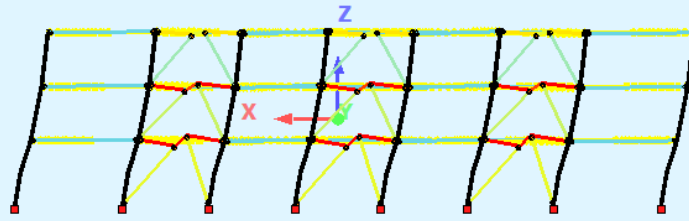
Σχέδιο 6.4: Κάτοψη προσομοιώματος κτιρίου με προβολή της λειτουργίας point constrain για τη διαφραγματική λειτουργία

Πίνακας 6.1: Ιδιοσυχνότητες, ιδιοπερίοδοι και συμμετοχή δρwsών ιδιομορφικών μαζών

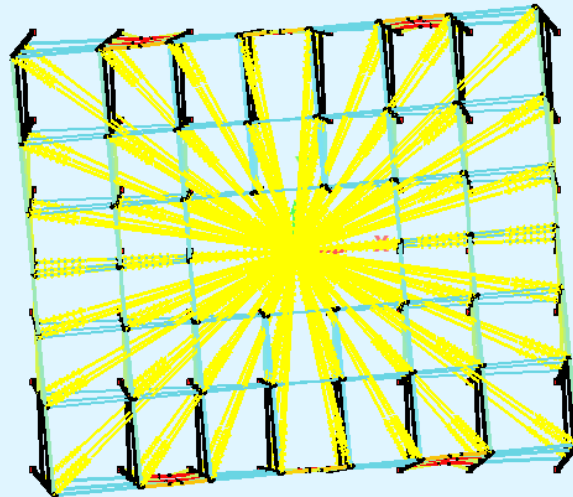
No.	LC	f [Hz]	T [sec]	Meff		
				X[%]	Y[%]	Z[%]
1	10001	0,845	1,183	0	88,5	0
2	10002	1,021	0,979	92,7	0	0
3	10003	1,225	0,816	0	0	0
4	10004	2,684	0,373	0	9,4	0
5	10005	2,858	0,35	6,2	0	0
6	10006	3,564	0,281	0	0	0
7	10007	4,577	0,218	0,7	0	0
8	10008	4,979	0,201	0	1,8	0
9	10009	5,958	0,168	0	0	0
10	10010	7,359	0,136	0	0	0
11	10011	7,359	0,136	0	0	0
12	10012	7,36	0,136	0	0	0
13	10013	7,36	0,136	0	0	0
14	10014	7,36	0,136	0	0	0
15	10015	7,368	0,136	0	0	0
16	10016	7,368	0,136	0	0	0
17	10017	7,368	0,136	0	0	0
18	10018	8,41	0,119	0	0	0
19	10019	8,415	0,119	0	0	0
20	10020	8,424	0,119	0	0	0
				99,7	99,7	0



Σχήμα 6.5: Πρώτη ιδιομορφή με διεύθυνση τον άξονα Y, με ιδιοπερίοδο $T=1,183\text{sec}$ και συμμετοχή 88.5%



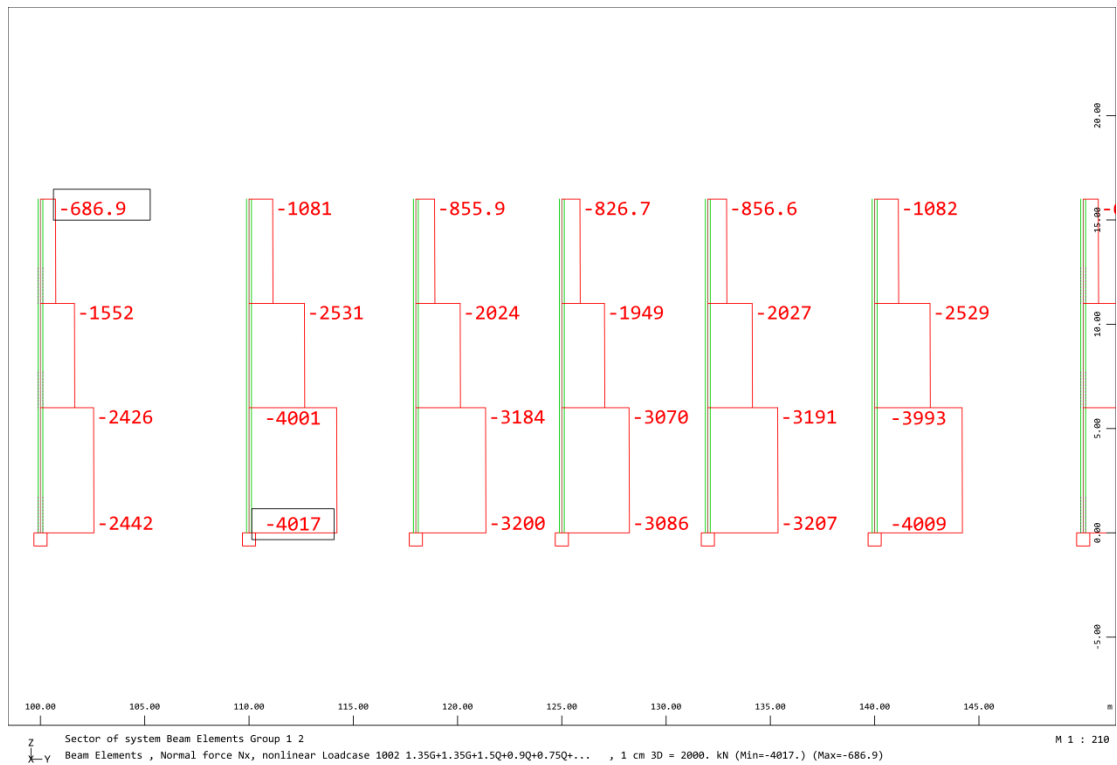
Σχήμα 6.6: Δεύτερη ιδιομορφή με διεύθυνση τον άξονα X, με ιδιοπερίοδο $T=1,033\text{sec}$ και συμμετοχή 92.7%



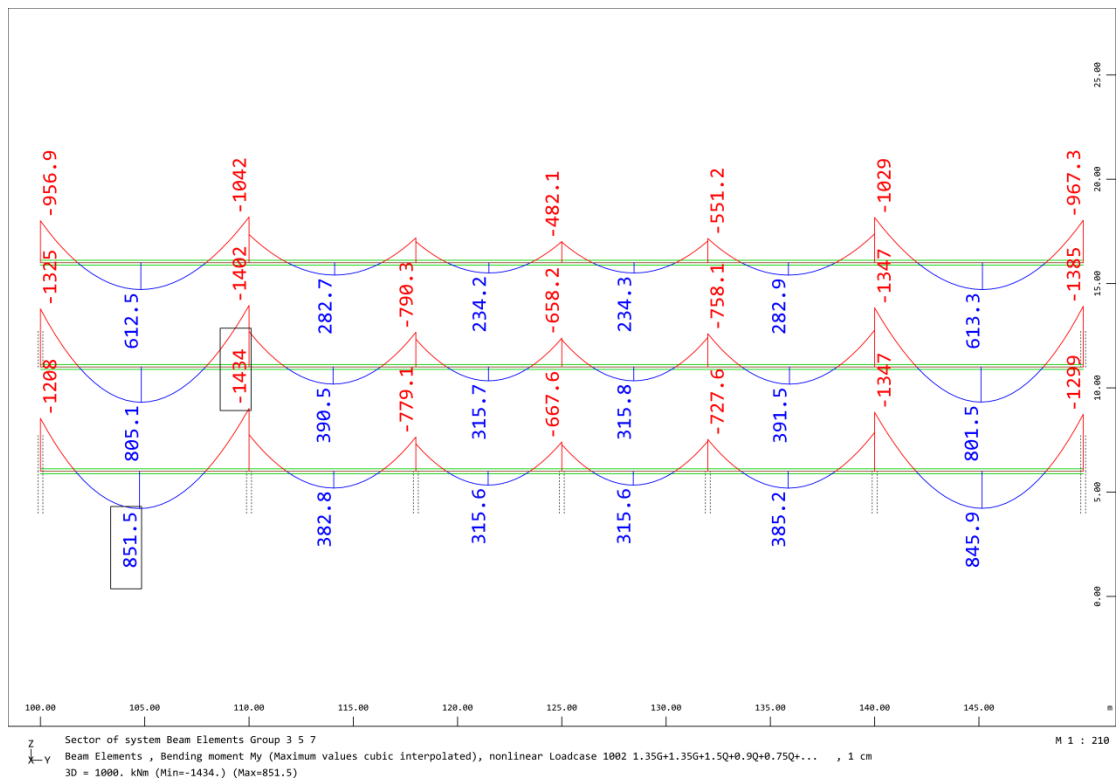
Σχήμα 6.7: Τρίτη ιδιομορφή στρεπτικής μορφής, με ιδιοπερίοδο $T=0,845\text{sec}$

6.3 Εντατικά μεγέθη και φαινόμενα δεύτερης τάξης

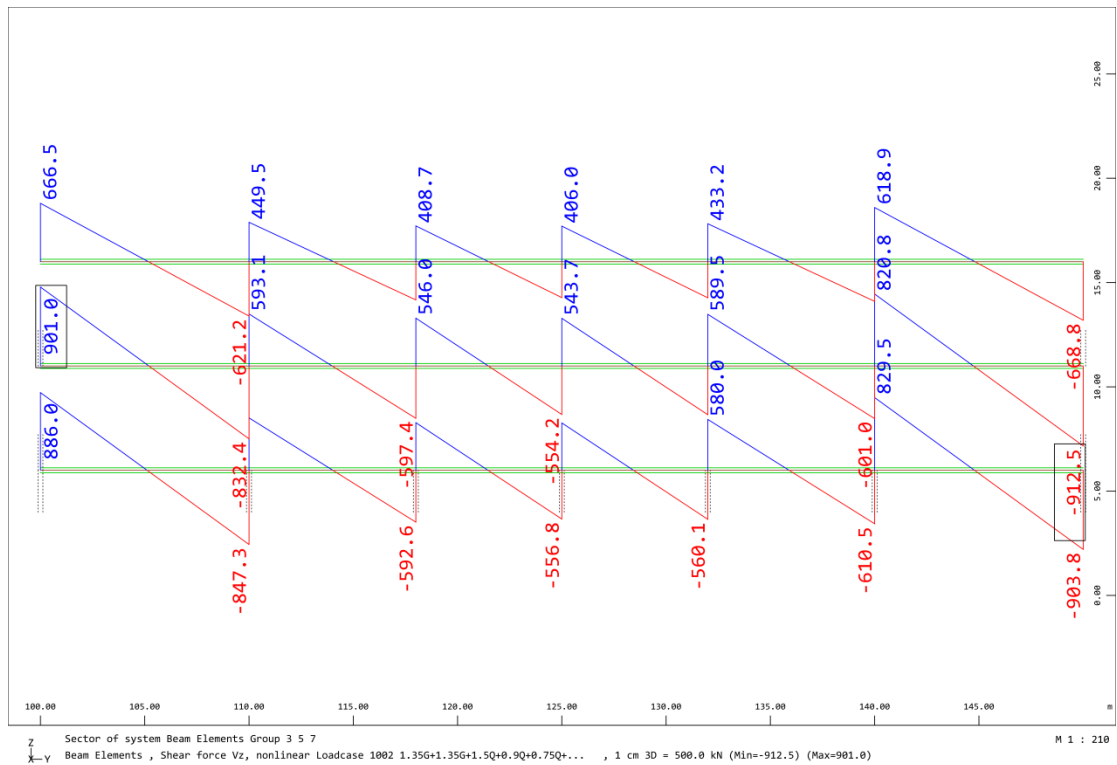
Στη συνέχεια ακολουθούν τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας λόγω κατακόρυφων φορτίων και σεισμικής απόκρισης, τα οποία χρησιμοποιούνται για το σχεδιασμό του κτιρίου στη συνέχεια, και οι παραμορφώσεις λόγω σεισμού και ο έλεγχος λόγω φαινομένων 2^{ης} τάξης.



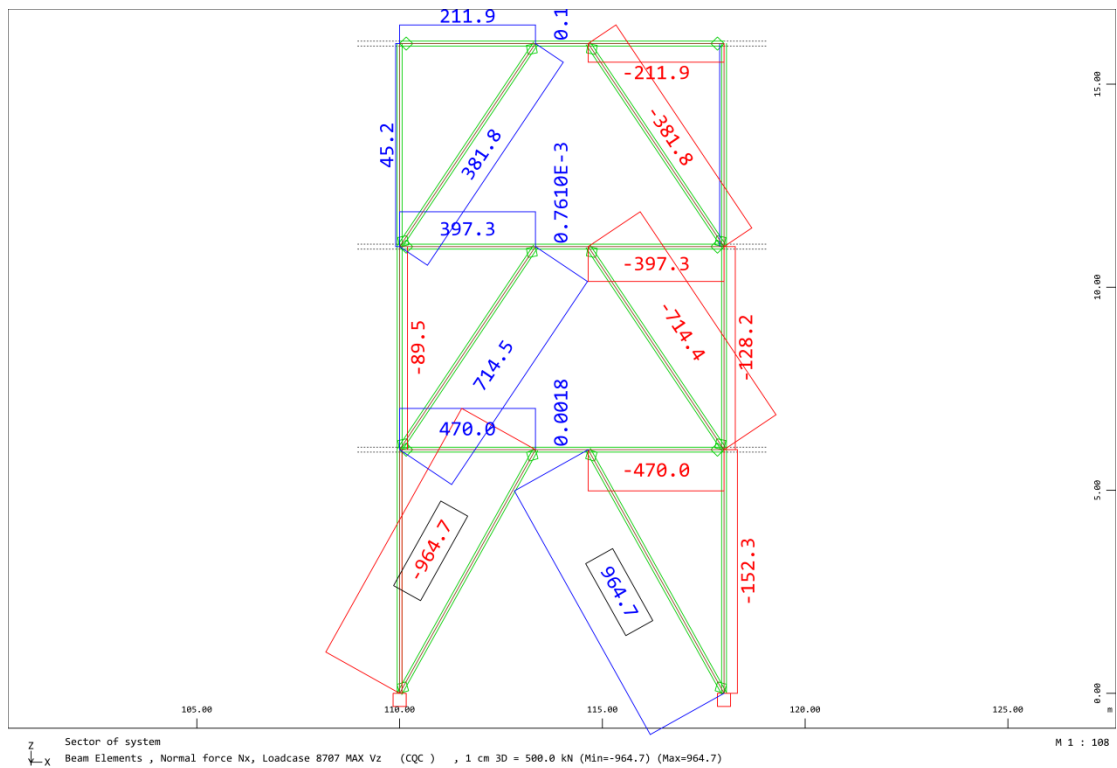
Σχήμα 6.8: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων πλαισίου με τη μεγαλύτερη ζώνη επιρροής για τα κατακόρυφα φορτία στην ΟΚΑ με κύρια δράση τα κατακόρυφα φορτία



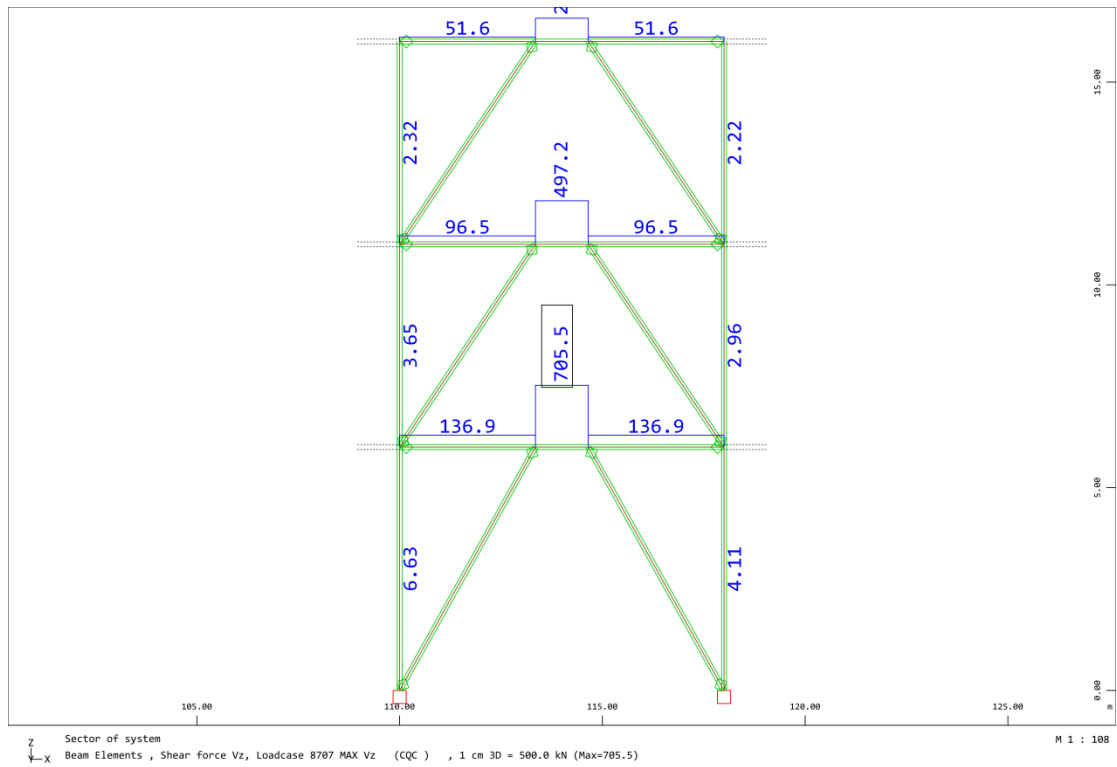
Σχήμα 6.9: Ροπές κάμψης My κύριων δοκών πλαισίου με τη μεγαλύτερη ζώνη επιρροής για τα κατακόρυφα φορτία στην ΟΚΑ με κύρια δράση τα κατακόρυφα φορτία



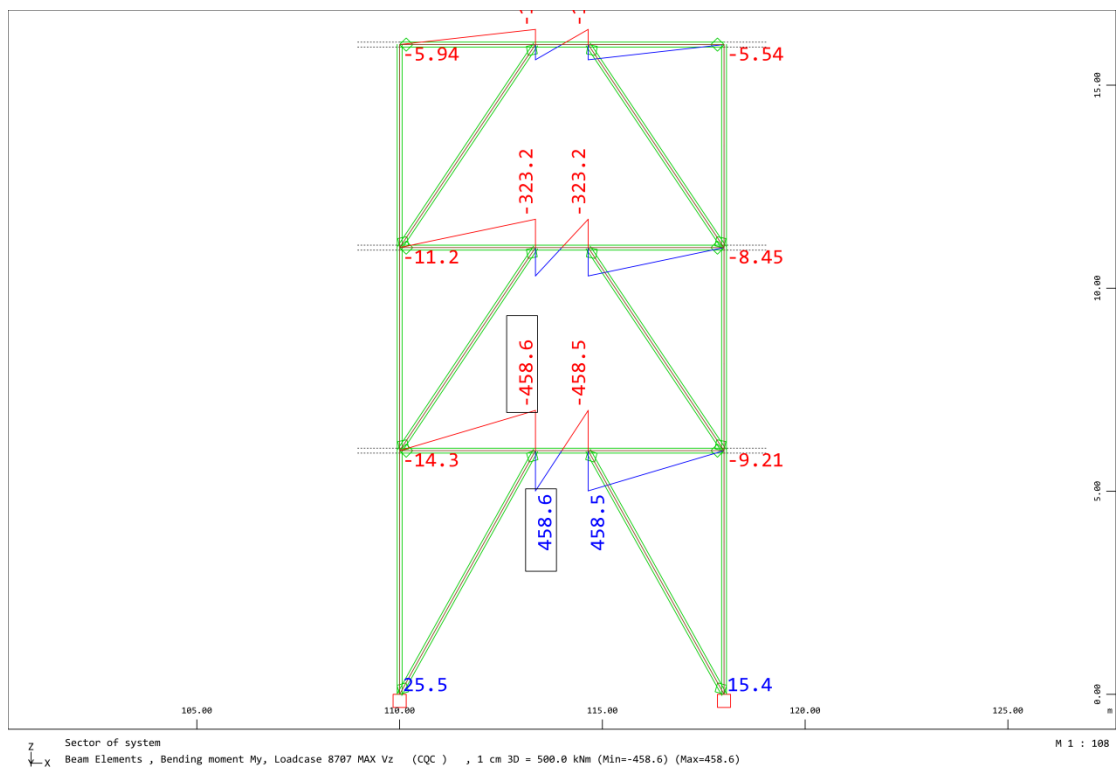
Σχήμα 6.10: Τέμνουσες δυνάμεις κύριων δοκών πλαισίου με τη μεγαλύτερη ζώνη επιρροής για τα κατακόρυφα φορτία στην ΟΚΑ με κύρια δράση τα κατακόρυφα φορτία



Σχήμα 6.11: Αξονικές δυνάμεις έκκεντρου συνδέσμου δυσκαμψίας λόγω σεισμικής διέγερσης κατά Χ



Σχήμα 6.12: Τέμνουσες δυνάμεις δοκών σύζευξης για σεισμό κατά Χ



Σχήμα 6.13: Ροπές κάμψης My δοκών σύζευξης για σεισμό κατά Χ

Πίνακας 6.2: Υπολογισμός συντελεστή θ για κατά τη διεύθυνση X και Y

		X			Y		
Όροφοι		1	2	3	1	2	3
Συνολικό φορτίο βαρύτητας ορόφου	P_{tot} [kN]	67133	43157	19181	67133	43157	19181
Συνολική τέμνουσα ορόφου	V_{tot} [kN]	7277	5592	2977	5887	4558	2690
Τιμή σχεδιασμού σχετικής μετακίνησης ορόφου	d_r [cm]	5,60	3,56	2,36	5,72	4,96	3,52
Ύψος ορόφου	h [cm]	600	500	500	600	500	500
Συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου	θ	0,0861	0,0549	0,0304	0,1087	0,0936	0,0502

6.4 Περιορισμός βλαβών

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών εξασφαλίζεται με τον περιορισμό της σχετικής μετακίνησης των ορόφων για έναν σεισμό μικρότερο από το σεισμό σχεδιασμού, με σημαντικά μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 πρέπει να ικανοποιείται η συνθήκη $d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h$, όπου $v=0,5$.

Πίνακας 6.3: Έλεγχος μετακίνησης ορόφου

Όροφοι	X			Y		
	d_r	h	$d_r \cdot v/h$	d_r	h	$d_r \cdot v/h$
1 ^{ος}	5,60	600	0,00467	5,72	600	0,00477
2 ^{ος}	3,56	500	0,00356	4,96	500	0,00496
3 ^{ος}	2,36	500	0,00236	3,52	500	0,00352

Εκπληρώνεται η συνθήκη και για τις δύο διευθύνσεις.

Για το συγκεκριμένο κτίριο θα παρουσιαστεί μόνο ο σχεδιασμός και ο έλεγχος του έκκεντρου συνδέσμου δυσκαμψίας καθώς στα υπόλοιπα μέλη του κτιρίου τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού είναι σχεδόν ίσα με αυτά του δεύτερου κτιρίου και από τους ελέγχους προκύπτουν οι ίδιες διατομές με του δεύτερου κτιρίου.

6.5 Έκκεντροι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Δοκός σύζευξης: η διαστασιολόγηση του έκκεντρου συνδέσμου ξεκίνα από τη δοκό σύζευξης η οποία είναι το πλαστικό μέλος. Από την ανάλυση προκύπτουν τα εξής εντατικά μεγέθη από τον συνδυασμό (G+Ex+0,3Ey) για τη δοκό του 1^{ου} ορόφου:

$$N_{ed} = 539,1 \text{ kN} \quad V_{ed} = 733,21 \text{ kN} \quad M_{ed} = 478,4 \text{ kNm}$$

Για τον πρώτο όροφο επιλέχθηκε διατομή HEB 450 χάλυβα S235 με χαρακτηριστικά:

$$A=218\text{cm}^2 \quad W_{pl,y}=3982\text{cm}^3 \quad A_{vz}=79,66\text{cm}^2$$

Οι αντοχές της διατομής HEB450 είναι:

$$N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{218 \cdot 23,5}{1} = 5123 \text{ kN} \geq N_{ed} = 539,1 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{79,66 \cdot 23,5 / \sqrt{3}}{1} = 1080,1 \text{ kN} \geq V_{ed} = 733,21 \text{ kN}$$

Επειδή $V_{ed} = 733,21 \text{ kN} \geq 0,5 V_{pl,rd} = 540,4 \text{ kN}$ πρέπει να γίνει απομείωση στη ροπή αντοχής λόγω τέμνουσας. Ενώ αντίστοιχα δε χρειάζεται να γίνει απομείωση λόγω αξονικής αφού:

$$N_{ed} = 539,1 \text{ kN} < 0,25 N_{pl,rd} = 1280,75 \text{ kN} \text{ ισχύει αλλά}$$

$$N_{ed} = 539,21 \text{ kN} < 0,5 h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 1131,7 \text{ kN}$$

Για την απομείωση από τέμνουσα:

$$\rho = \left(\frac{2V_{ed}}{V_{pl,rd}} - 1 \right)^2 = \left(\frac{2 \cdot 733,21}{1080,1} - 1 \right)^2 = 0,128$$

$$M_{y,V,rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_w^2}{4 \cdot t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}} = \left[3982 - \frac{0,128 \cdot 48,16^2}{4 \cdot 1,4} \right] \cdot 23,5 = 92331 \text{ kNcm} = 923,31 \text{ kNm}$$

Για τη δοκό σύζευξης πρέπει να υπολογιστούν οι παράμετροι:

$$V_{p,link} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot t_w \cdot (h - t_f) = \frac{23,5}{\sqrt{3}} \cdot 1,4 \cdot (45 - 2,6) = 805,38 \text{ kN}$$

$$M_{p,link} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (h - t_f) = 23,5 \cdot 30 \cdot 2,6 \cdot (45 - 2,6) = 77719 \text{ kNcm} = 777,19 \text{ kNm}$$

Τα μήκη αναφοράς e_S και e_L είναι:

$$e_S = 1,6 M_{p,link} / V_{p,link} = 1,6 \cdot 777,19 / 805,38 = 1,54m$$

$$e_L = 3,0 M_{p,link} / V_{p,link} = 3,0 \cdot 636,19 / 688,7 = 2,89m$$

Επειδή $e = 1,3m \leq e_S = 1,54m$ ο σεισμικός σύνδεσμος είναι μικρού μήκους και αστοχεί διατμητικά.

Οι δοκοί σύζευξης είναι στοιχεία απορρόφησης και οι διατομές τους πρέπει να είναι κατηγορίας 1 ή 2 για καθαρή θλίψη για ΚΠΜ και $q=4$. Η επιλεγμένη διατομή HEB450 είναι κατηγορίας 1 για ποιότητα χάλυβα S235.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, εάν $N_{ed}/N_{pl,rd} \leq 0,15$, η αντοχή σχεδιασμού του σεισμικού συνδέσμου θα πρέπει να ικανοποιεί και τις δύο σχέσεις που ακολουθούν: ($N_{ed}/N_{pl,rd} = 539,1/5123 = 0,105$)

$$V_{ed} = 733,21kN \leq V_{p,link} = 805,38 kN$$

$$M_{ed} = 478,4 kNm \leq M_{p,link} = 777,19kNm$$

$$\Omega = V_{p,link} / V_{ed} = 1,098$$

Επειδή η δοκός σύζευξης αστοχεί διατμητικά πρέπει να ενισχυθεί ο κορμός τόσο στις άκρες της δοκού όσο και σε ενδιάμεσες θέσεις. Τοποθετούνται αμφίπλευρες ενισχύσεις καθ' όλο το ύψος του κορμού με πάχος $t = \max(0,75t_w ; 10mm) = 10,5mm$ στα άκρα και σε τρεις ενδιάμεσες θέσεις ανά $32,5cm$ [η απόσταση των ενισχύσεων πρέπει να είναι μικρότερη από $(30t_w - d/5) = 33cm$].

Για τους άλλους δύο ορόφους επιλέχθηκαν διατομές HEB360 για τον δεύτερο και HEB280 για τον τρίτο αντίστοιχα. Ακολουθεί ο έλεγχος των άλλων δύο ορόφων υπό μορφή πίνακα για καλύτερη εποπτεία:

Πίνακας 6.4: Έλεγχος διατομών δοκών σύζευξης

Όροφος	Διατομή	$N_{ed}[kN]$	$V_{ed}[kN]$	$M_{ed}[kNm]$	$N_{ed}/N_{pl,rd}$	$V_{p,link}$	$M_{p,link}$
2 ^{ος}	HEB360	441,8	522,68	337,46	0,10	572	553
3 ^{ος}	HEB280	236,97	282,09	185,08	0,08	373,2	310,3

Πίνακας 6.5: Χαρακτηρισμός διαρροή και υπεραντοχή

Όροφος	$e_S[m]$	$e_L[m]$	Χαρακτηρισμός δοκού	Διαρροή	Υπεραντοχή
2 ^{ος}	1,54	2,90	μικρού μήκους	διατμητική	1,094
3 ^{ος}	1,33	2,49	μικρού μήκους	διατμητική	1,322

Επίσης ικανοποιείται το κριτήριο υπεραντοχής για ομοιόμορφη πλαστιμότητα καθ' ύψος αφού:

$$\frac{\Omega_{max} - \Omega_{min}}{\Omega_{min}} = 0,21 \leq 0,25$$

Διαγώνιος κατακόρυφου συνδέσμου: τα υπόλοιπα στοιχεία του συνδέσμου ελέγχονται προσαυξάνοντας τα σεισμικά μεγέθη με έναν ικανοτικό συντελεστή ίσο με: $1,1 \cdot 1,25 \cdot \Omega = 1,1 \cdot 1,25 \cdot (1,5 V_{p,link} / V_{ed}) = 1,1 \cdot 1,25 \cdot (1,5 \cdot 805,38 / 733,21) = 2,27$. Στην περίπτωση έκκεντρων συνδέσμων τύπου Λ η συμμετοχή της θλιβόμενης ράβδου δικτύωσης είναι απαραίτητη για την ανάληψη των οριζοντίων δυνάμεων, οπότε ο έλεγχος γίνεται για αυτή τη ράβδο σε λυγισμό. Το μήκος λυγισμού είναι ίσο με το πραγματικό και για τις δύο διευθύνσεις. Το αξονικό φορτίο του συνδυασμού (G+Ex+0,3Ey) για το οποίο θα διαστασιολογηθεί η διαγώνιος του κατακόρυφου συνδέσμου 1^{ου} ορόφου είναι:

$$N_{ed} = -(13,54 + 2,27 \cdot 964,7 + 34,9) = -2238 \text{ kN}$$

Επιλέγεται διατομή SHS220x12 για τις διαγώνιους του 1^{ου} ορόφου, με χαρακτηριστικά $A=98,3 \text{ cm}^2$ και $i=8,45 \text{ cm}$ και καμπύλη λυγισμού a.

$$\text{Μήκος λυγισμού: } L_{cr} = \sqrt{(600^2 + 335^2)} = 687,2 \text{ cm}$$

$$\text{Ανηγγμένη λυγηρότητα: } \lambda = \frac{L_{cr}}{i \cdot \lambda_1} = 0,866$$

όπου $\lambda_1=93,91$ για χάλυβα ποιότητας S235

$$\text{Συντελεστής: } \Phi = 0,5[1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2] = 0,945$$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής: } \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = 1,03, \text{ αλλά πρέπει } \chi \leq 1, \text{ άρα } \chi = 1$$

$$\text{Αντοχή θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό: } N_{b,rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 98,3 \cdot 235 = 2310 \text{ kN}$$

$$N_{b,rd} > N_{ed} = 2238 \text{ kN}$$

Για τους άλλους δυο ορόφους επιλέχθηκαν οι διατομές:

για το 2^ο όροφο SHS200x10 με αντοχή σε λυγισμό $N_{b,rd} = 1760 \text{ kN}$ για αξονική θλιπτική δύναμη $N_{ed} = 1644,2 \text{ kN}$

και αντίστοιχα για τον 3^ο όροφο SHS160x10 με αντοχή σε λυγισμό $N_{b,rd} = 1170 \text{ kN}$ για αξονική θλιπτική δύναμη $N_{ed} = -1067,5 \text{ kN}$

Για τα υποστυλώματα κρίσιμος συνδυασμός είναι ο βασικός συνδυασμός στην ΟΚΑ με κύρια δράση τα κατακόρυφα φορτία. Ελέγχοντας το κρίσιμο υποστύλωμα έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού προκύπτει ότι επαρκεί η διατομή που είχε επιλεγθεί για το δεύτερο κτίριο, δηλαδή HEB550. Οι διατομές των κύριων δοκών, των δευτερευουσών δοκών στις οποίες δεν συντρέχουν σύνδεσμοι δυσκαμψίας, και των διαδοκίδων παραμένουν οι ίδιες με του δεύτερου κτιρίου.

Κεφάλαιο 7: Τυπικές συνδέσεις

Σε αυτό το κεφάλαιο θα παρουσιαστεί ο σχεδιασμός κάποιων τυπικών συνδέσεων οι οποίες αφορούν το πρώτο κτίριο.

Κύρια δοκός-υποσύλωμα: Θα γίνει η σύνδεση της αμφιαρθωτής δοκού HEA700 ανοίγματος 10m με το περιμετρικό υποσύλωμα HEB360. Η σύνδεση αυτή είναι απλή σύνδεση τέμνουσας. Επιλέγονται κοχλίες 12, M20, ποιότητας 8.8 . Στη δοκό συγκολλείται κομβοέλασμα FLAT580x280x10. Η σύνδεση πρέπει να ικανοποιεί τις τέμνουσες $V_{ed}=910,5\text{kN}$ στην ΟΚΑ και $V_{serv}=527,5\text{kN}$ στην ΟΚΛ.

Έλεγχος αποστάσεων: $e_1 = [1,2d_o ; 4t+40] = [1,2\cdot 22 ; 4\cdot 10+40] = [26,4 ; 80] = 40\text{mm}$

$$e_1 = [1,2d_o ; 4t+40] = [1,2\cdot 22 ; 4\cdot 10+40] = [26,4 ; 80] = 75\text{mm}$$

$$p_1 = [2,2d_o ; \min(14t;200)]=[48,4 ; 140] = 100\text{mm}$$

$$p_2 = [2,4d_o ; \min(14t;200)]=[52,8 ; 140] = 130\text{mm}$$

Για κοχλίωση κατηγορίας B έχουμε:

Αντοχή σε διάτμηση ανά επίπεδο διατμησης:

$$F_{v,rd} = \frac{a_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \cdot m = \frac{0,6 \cdot 80 \cdot 2,45}{1,25} \cdot 12 = 1128,96 \text{ kN} > V_{ed}$$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας:

$$F_{b,rd} = \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \cdot m = \frac{2,5 \cdot 0,62 \cdot 51 \cdot 2,2 \cdot 1}{1,25} \cdot 12 = 1669 \text{ kN} > V_{ed}$$

Δύναμη προέντασης:

$$F_{pc} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \cdot 80 \cdot 2,45 = 137,2 \text{ kN}$$

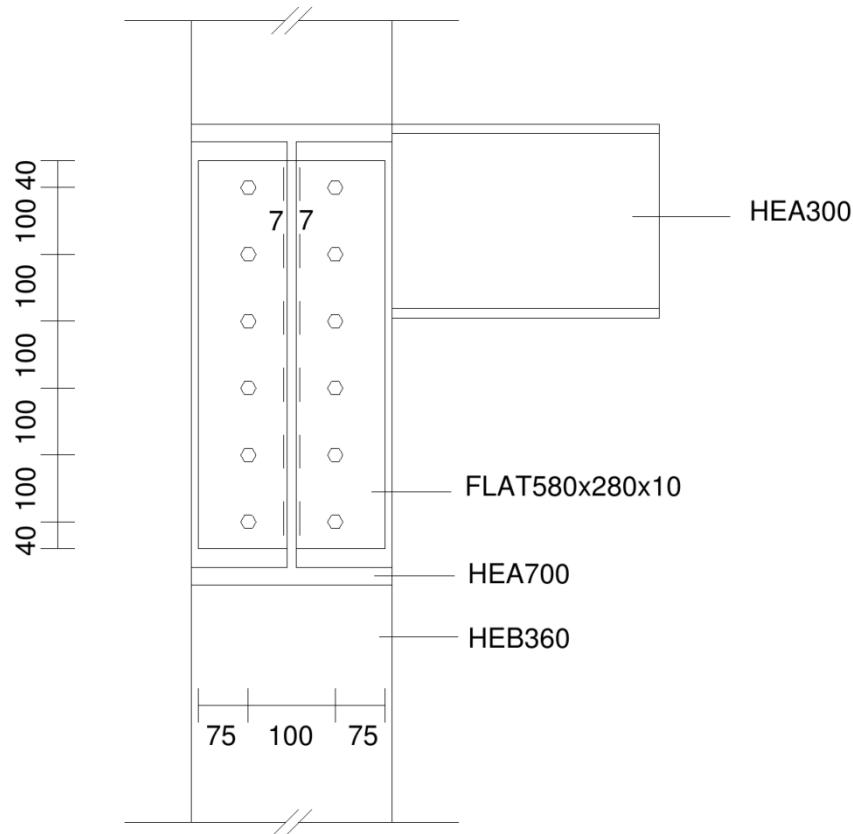
Αντοχή σε ολίσθηση:

$$F_{s,rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{pc} \cdot m = \frac{1 \cdot 1 \cdot 0,5}{1,1} \cdot 137,2 \cdot 12 = 748 \text{ kN} > V_{serv}$$

Συγκόλληση κομβοελάσματος:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{510 / \sqrt{3}}{0,9 \cdot 1,25} = 261,7 \text{ MPa} , \text{ άρα για } a=7\text{mm}$$

$$F_{w,rd} = f_{vw,d} \cdot a \cdot (2L) = 261,7 \cdot 7 \cdot (2 \cdot 0,58) = 2125 \text{ kN} > V_{ed}$$



Σχήμα 7.1: Σύνδεση κύριας δοκού υποστυλώματος

Διαδοκίδα-κύρια δοκός: Θα γίνει η σύνδεση της αμφιαρθρωτής διαδοκίδας IPE360 ανοίγματος 10m με την κύρια δοκό HEA700. Η σύνδεση αυτή είναι απλή σύνδεση τέμνουσας και επιλέγονται κοχλίες 4, M16, ποιότητας 4.6 . Στη διαδοκίδα συγκολλείται μετωπική πλάκα FLAT 200x170x10. Η σύνδεση πρέπει να ικανοποιεί την τέμνουσα σχεδιασμού της διαδοκίδας $V_{ed}=78\text{kN}$ στην ΟΚΑ.

Έλεγχος αποστάσεων: $e_1 = [1,2d_0 ; 4t+40] = [1,2 \cdot 18 ; 4 \cdot 10+40] = [21,6 ; 80] = 60\text{mm}$

$$e_1 = [1,2d_0 ; 4t+40] = [1,2 \cdot 18 ; 4 \cdot 10+40] = [21,6 ; 80] = 40\text{mm}$$

$$p_1 = [2,2d_0 ; \min(14t;200)]=[39,6 ; 140] = 80\text{mm}$$

$$p_2 = [2,4d_0 ; \min(14t;200)]=[43,2 ; 140] = 90\text{mm}$$

Για κοχλίωση κατηγορίας A έχουμε:

Αντοχή σε διάτμηση ανά επίπεδο διατμησης:

$$F_{v,rd} = \frac{a_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \cdot m = \frac{0,6 \cdot 40 \cdot 1,57}{1,25} \cdot 4 = 120,6 \text{ kN} > V_{ed}$$

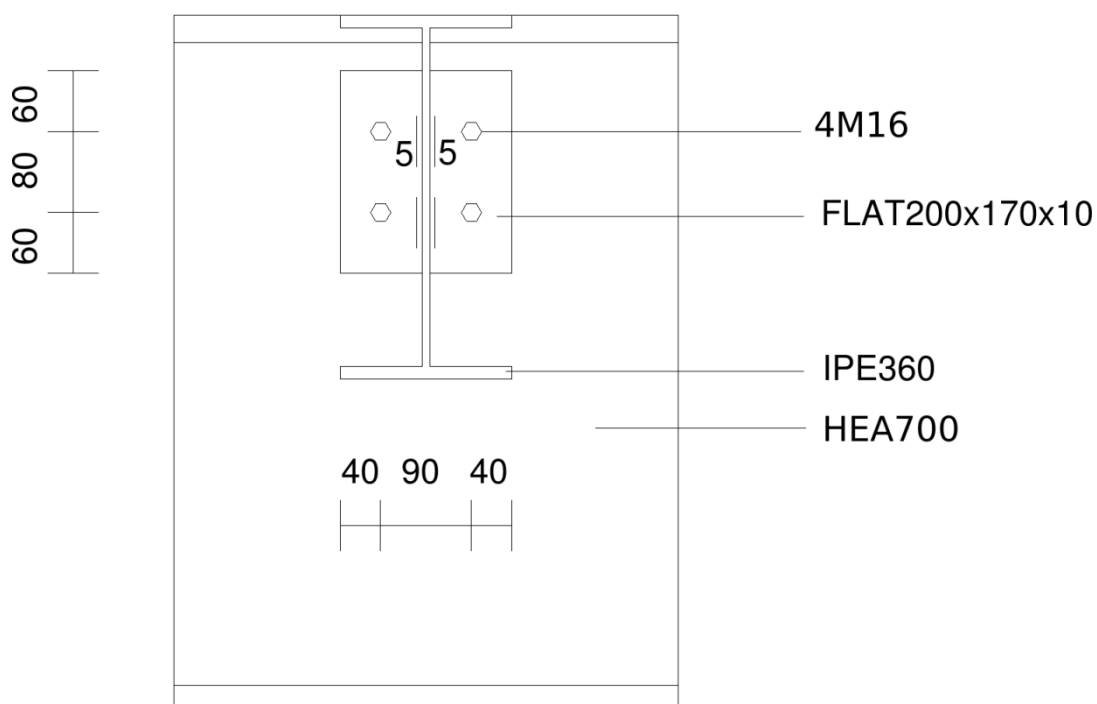
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας:

$$F_{b,rd} = \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \cdot m = \frac{2,5 \cdot 0,92 \cdot 51 \cdot 1,57 \cdot 1}{1,25} \cdot 4 = 589,3 \text{ kN} > V_{ed}$$

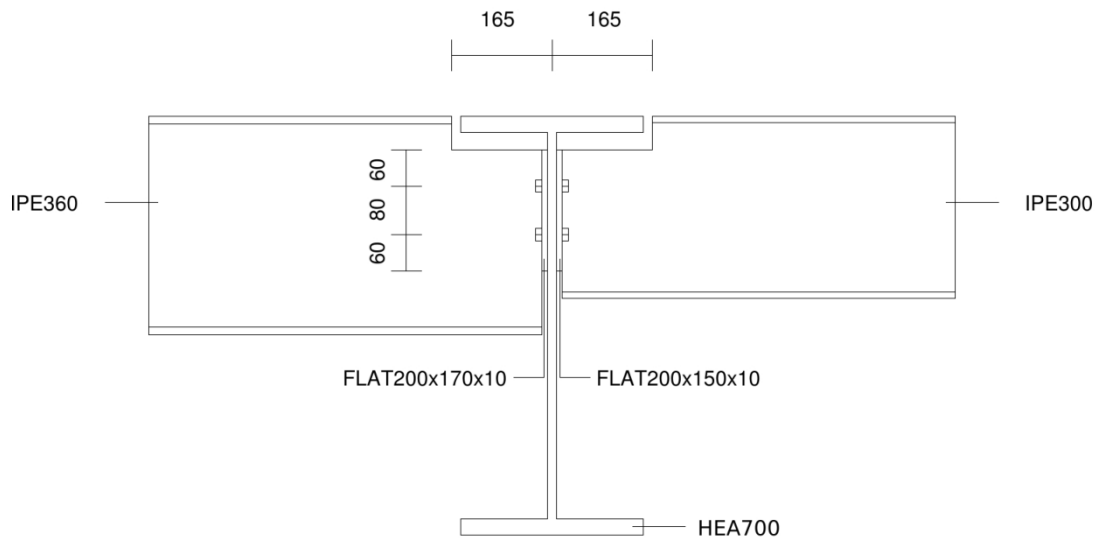
Συγκόλληση μετωπικής πλάκας:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{510 / \sqrt{3}}{0,9 \cdot 1,25} = 261,7 \text{ MPa} , \text{ \acute{a}\rho\alpha \text{ \gamma}\iota\alpha \text{ } a=5\text{mm}}$$

$$F_{w,rd} = f_{vw,d} \cdot a \cdot (2L) = 261,7 \cdot 5 \cdot (2 \cdot 0,25) = 654,2 \text{ kN} > V_{ed}$$



Σχήμα 7.2(α): Σύνδεση διαδοκίδας με κύρια δοκό



Σχήμα 7.2(β): Σύνδεση διαδοκίδας με κύρια δοκό

Διαγώνιος σύνδεσμος σε κύρια δοκό και υποστύλωμα: σύμφωνα με τον κανονισμό η σύνδεση αυτή βρίσκεται σε ζώνη απελευθέρωσης ενέργειας και πρέπει να διαστασιολογηθεί με αυξημένα μεγέθη:

$$N_{ed} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,rd} \quad (4.3)$$

όπου: N_{ed} είναι η αντοχή της σύνδεσης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3

$N_{pl,rd}$ είναι η πλαστική αντοχή του συνδεδεμένου συνδέσμου δυσκαμψίας

γ_{ov} ο συντελεστής υπεραντοχής (= 1,25)

Θα παρουσιαστεί η σύνδεση διαγώνιου συνδέσμου RHS 180x100x6,3, που λειτουργεί κατά τη διεύθυνση Y, σε κύρια δοκό HEA 500 και υποστύλωμα HEB 360 του πρώτου ορόφου. Συνεπώς έχουμε:

$$N_{ed} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,rd} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1199,9 = 1649,9 \text{ kN}$$

Στη σύνδεση χρησιμοποιούνται κοχλίες διαμέτρου M36 ποιότητας 10.9, και είναι τύπου C, δηλαδή ανθεκτική έναντι ολίσθησης στην ΟΚΑ. ($d_0=33+3=39\text{mm}$)

$$\text{Έλεγχος αποστάσεων: } e_1 = [1,2d_0 ; 4t+40] = [1,2 \cdot 18 ; 4 \cdot 15+40] = [46,8 ; 100] = 60\text{mm}$$

$$e_1 = [1,2d_0 ; 4t+40] = [1,2 \cdot 18 ; 4 \cdot 15 + 40] = [21,6 ; 100] = 70 \text{ mm}$$

$$p_1 = [2,2d_0 ; \min(14t; 200)] = [85,8 ; 200] = 90 \text{ mm}$$

$$p_2 = [2,4d_0 ; \min(14t; 200)] = [93,6 ; 200] = 110 \text{ mm}$$

Έλεγχος κοχλίωσης έναντι ολίσθησης:

Δύναμη προέντασης:

$$F_{pc} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \cdot 100 \cdot 8,17 = 571,9 \text{ kN}$$

Αντοχή σε ολίσθηση:

$$F_{s,rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{pc} \cdot m = \frac{1 \cdot 2 \cdot 0,5}{1,25} \cdot 571,9 \cdot 4 = 1830,1 \text{ kN}$$

$$F_{s,rd} > N_{ed} = 1649,9 \text{ k}$$

όπου $m = 4$ ο αριθμός των κοχλιών

$k_s = 1,0$ για κανονικές οπές

$n = 2$ οι επιφάνειες τριβής για δίτητους κοχλίες

$\mu = 0,5$ ο συντελεστής τριβής για μεταλλικές επιφάνειες προετοιμασμένες με αμμοβολή (Κατ. Α)

Έλεγχος κοχλίωσης έναντι σύνθλιψης άντυνας:

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας:

$$F_{b,rd} = \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_{min}}{\gamma_{M2}} \cdot m = \frac{2,25 \cdot 0,51 \cdot 51 \cdot 3,6 \cdot (1,5 \cdot 2)}{1,25} \cdot 4 = 2022 \text{ kN}$$

$$F_{b,rd} > N_{ed} = 1649,9$$

όπου $a_b = \min\left\{\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; 1,0\right\} = \{0,51 ; 0,52 ; 1,0\} = 0,51$

$$k_1 = \min\left\{2,8 \cdot \frac{e_2}{3d_0} - 1,7 ; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5\right\} = \{3,3 ; 2,25 ; 2,5\} = 2,25$$

Έλεγχος κοχλίωσης έναντι τέμνουσας:

Επειδή η σύνδεση είναι τύπου C δεν απαιτείται έλεγχος της κοχλίωσης έναντι τέμνουσας. Λόγω, όμως, ότι βρίσκεται σε ζώνη απελευθέρωσης ενέργειας πρέπει να είναι τουλάχιστον 20% μεγαλύτερη από την αντοχή έναντι σύνθλιψης άντυνας.

Αντοχή σε διάτμηση:

$$F_{v,rd} = \frac{a_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \cdot n \cdot m = \frac{0,5 \cdot 100 \cdot 8,17}{1,25} \cdot 2 \cdot 4 = 2614,4 \text{ kN}$$

$$F_{v,rd} > 1,2 F_{b,rd} = 2426,4 \text{ kN}$$

Έλεγχος κομβοελασμάτων σε εφελκυσμό:

Για τα κομβοελάσματα κόμβου (t=15mm) λήφθηκε ως επιφάνεια μόνο τμήμα ίσο σε πλάτος με το κομβοέλασμα της διαγωνίου, χάριν απλότητας, που είναι φυσικά πολύ συντηρητική εκτίμηση. Έχουμε λοιπόν $A_{net} = (25-2 \cdot 3,9) \cdot 1,5 = 17,2 \text{ cm}^2$

$$N_{net} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{17,2 \cdot 35,5}{1} = 915,9 \text{ kN} > N_{ed}/2 = 825 \text{ kN} ,$$

επειδή είναι 2 κομβοελάσματα

Για το κομβοέλασμα της διαγωνίου (t=30mm), έχουμε $A_{net} = (25-2 \cdot 3,9) \cdot 3 = 51,6 \text{ cm}^2$

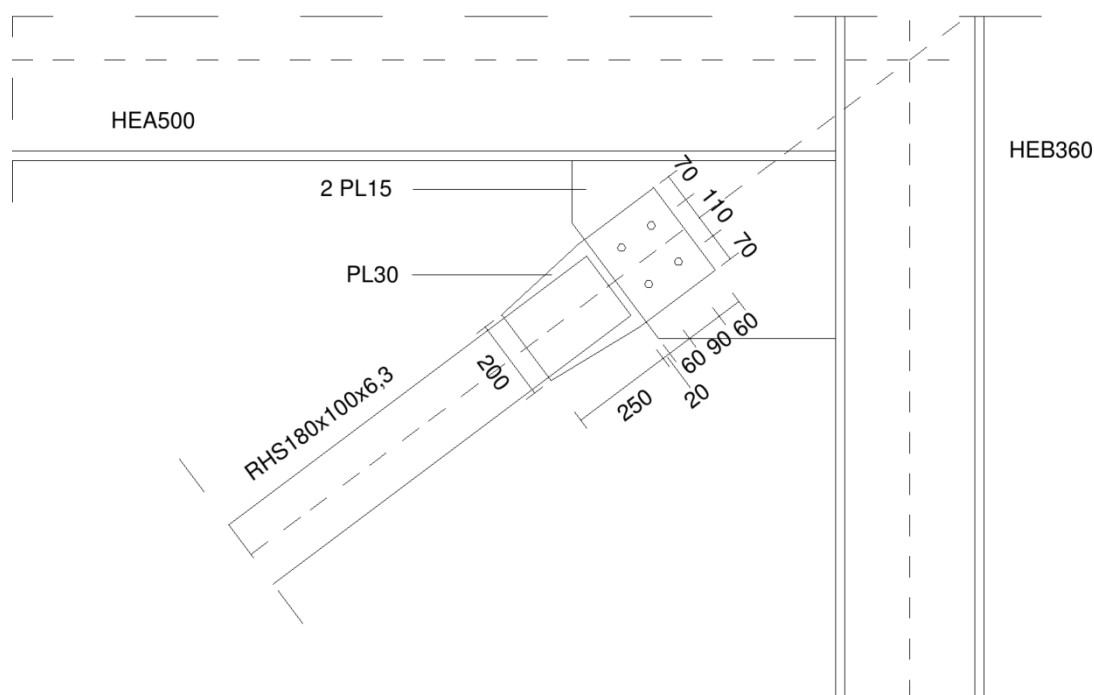
$$N_{net} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{51,6 \cdot 35,5}{1} = 1831,9 \text{ kN} > N_{ed} = 1649,9 \text{ kN}$$

Συγκόλληση μετωπικής πλάκας:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{510 / \sqrt{3}}{0,9 \cdot 1,25} = 261,7 \text{ MPa}$$

Το κομβοέλασμα συγκολλείται με τη διαγώνιο σε μήκος 0,25m, με 4 εξωραφές πάχους 7mm, επομένως η αντοχή της είναι:

$$F_{w,rd} = f_{vw,d} \cdot a \cdot (4L) = 261,7 \cdot 7 \cdot (4 \cdot 0,25) = 1831,9 \text{ kN} > N_{ed} = 1649,9 \text{ kN}$$



Σχήμα 7.3: Σύνδεση διαγωνίου σε κόμβο δοκού-υποστυλώματος

Γενικά Συμπεράσματα

Από την ενασχόληση με την εργασία αυτό που αξίζει να κρατήσουμε είναι η διαφορά στη μόρφωση των στατικών μοντέλων και οι απαιτήσεις σχεδιασμού των δύο περιπτώσεων, αρχικά ως ένα κτίριο με πλαίσια με αμετάθετα άκρα και στη συνέχεια ως ένα κτίριο με πλαίσια με μεταθετά άκρα. Όπως επίσης, και τις διαφορές μεταξύ κεντρικών και έκκεντρων συνδέσμων δυσκαμψίας.

Από τη σύγκριση των προσομοιωμάτων προκύπτει ότι το συνολικό βάρος δεν μεταβάλλεται ιδιαίτερα, καθώς είναι 599,88tn στο πρώτο και 601,75tn στο δεύτερο (χωρίς τις διαδοκίδες). Αυτό συμβαίνει επειδή παρότι στο δεύτερο μειώνονται οι διατομές των κύριων δοκών που αποτελούν το μεγαλύτερο μέρος του βάρους λόγω του μεγάλου συνολικού μήκους τους, αυξάνεται πολύ το βάρος των υποστυλωμάτων επειδή δεν μπορεί να γίνει κάποια βελτιστοποίηση σε αυτά εξαιτίας των περιορισμών των οριζόντιων μετακινήσεων. Από την άλλη παρατηρείται μεγάλη μείωση του βάρους της κατασκευής αν οι διαδοκίδες σχεδιαστούν ως σύμμικτες, καθώς σε αυτή την περίπτωση το βάρος τους εκτιμάται στους 270,8tn ενώ ως σιδηροδοκοί έχουν βάρος 337,1tn.

Επίσης, συγκρίνοντας την σεισμική απόκριση των κατασκευών παρατηρείται αύξηση της ιδιοπεριόδου στη δεύτερη περίπτωση ($T=1,398\text{sec}$) σε σχέση με την πρώτη περίπτωση ($T=1,045$), κάτι που είναι λογικό αφού το πρώτο κτίριο έχει μεγαλύτερη δυσκαμψία.

Τέλος, ιδιαίτερο ενδιαφέρον είχε η μελέτη των έκκεντρων συνδέσμων και οι δοκιμές που έγιναν για τα διάφορα μήκη της δοκού σύζευξης, ξεκινώντας από μεγάλα μήκη και καταλήγοντας σε μικρά. Η μεταβολή του μήκους της δοκού σύζευξης είχε σημαντική επίπτωση στα εντατικά μεγέθη του έκκεντρου συνδέσμου, αλλά και στη δυσκαμψία του κτιρίου και στις οριζόντιες μετακινήσεις.

Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων.», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι.(2010) « Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα.», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
3. EN 1991, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές»
4. EN 1993, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα»
5. EN 1994, Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων φορέων από χάλυβα και σκυρόδεμα»
6. EN 1998 Ευρωκώδικας 8: «Αντισεισμικός Σχεδιασμό»
7. www.mycourses.ntua.gr : Σημειώσεις και ασκήσεις του μαθήματος «Σιδηρές Κατασκευές Ι»
8. www.mycourses.ntua.gr : Σημειώσεις και ασκήσεις του μαθήματος «Σιδηρές κατασκευές ΙΙ»
9. www.elastron.gr