



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός πεντάωροφου μεταλλικού κτιρίου με και χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Παναγιώτης Κ. Βαλίνος

Επιβλέπων: Ι. Ραυτογιάννης

Αθήνα, Οκτώβριος 2016

ΕΜΚ ΔΕ 2016 34

Βαλίνος Π. Κ. (2016).
Σχεδιασμός πενταώροφου μεταλλικού κτιρίου με και χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2016/34
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Valinos P. K. (2016).
Design of a five-storey metal building with and without stiff braces
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2016/34
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	4
Ευχαριστίες	5
1 Εισαγωγή	7
1.1 Γενικά	7
1.2 Σκοπός εργασίας – Διάρθρωση κεφαλαίων	7
2 Περιγραφή κτιρίου	9
2.1 Κτίριο με συνδέσμους δυσκαμψίας	9
2.1.1 Μορφολογία Κτιρίου	9
2.1.2 Προσομοίωση Κτιρίου	11
2.2 Κτίριο χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας	14
2.2.1 Μορφολογία Κτιρίου	14
2.2.2 Προσομοίωση Κτιρίου	15
3 Δράσεις επί κατασκευής	17
3.1 Εισαγωγή	17
3.2 Μόνιμα Φορτία	17
3.3 Μεταβλητά Φορτία	17
3.3.1 Ωφέλιμα Φορτία	17
3.3.2 Φορτία Χιονιού	18
3.3.3 Δράσεις Ανέμου	19
3.3.4 Σεισμικές Δράσεις	26
3.4 Συνδυασμοί Δράσεων	32
3.4.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ)	32
3.4.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)	33
3.4.3 Συνδυασμοί Δράσεων Κτιρίου	34
4 Ανάλυση και Διαστασιολόγηση φορέα	35
4.1 Κτίριο με συνδέσμους δυσκαμψίας	35
4.1.1 Μέθοδος Ανάλυσης Κατασκευής	35
4.1.2 Αποτελέσματα Στατικής και Δυναμικής Ανάλυσης	37
4.1.3 Διαστασιολόγηση Φορέα	45
4.1.4 Έλεγχοι	50
4.1.5 Διαστασιολόγηση Σύνδεσης	55
4.2 Κτίριο χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας	62
4.2.1 Μέθοδος Ανάλυσης Κατασκευής	62
4.2.2 Αποτελέσματα Στατικής και Δυναμικής Ανάλυσης	64
4.2.3 Διαστασιολόγηση Φορέα	71
4.2.4 Έλεγχοι	75
4.2.5 Διαστασιολόγηση Σύνδεσης	77
5 Συγκρίσεις των κτιρίων – Συμπεράσματα	83
5.1 Γενικά συμπεράσματα από την ανάλυση	83
5.2 Σύγκριση δύο κτιρίων	85
5.2.1 Σύγκριση ιδιομορφών	85
5.2.2 Σύγκριση εντατικών μεγεθών	87
5.2.3 Σύγκριση μετατοπίσεων – μετακινήσεων	89
5.2.4 Σύγκριση Ιδίου Βάρους	93

5.2.5 Συμπεράσματα.....	95
6 Βιβλιογραφία.....	97

Σχεδιασμός πενταώροφου μεταλλικού κτιρίου με και χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας

Βαλίνος Π. Κ. (Επιβλέπων: Ραυτογιάννης Ι.)

Περίληψη

Στην παρούσα διπλωματική εργασία παρουσιάζεται ο σχεδιασμός ενός πενταώροφου μεταλλικού κτιρίου με συνδέσμους δυσκαμψίας με υπόγειο που προσομοιώθηκε από τυπικές διατομές οπλισμένου σκυροδέματος. Η προσομοίωση του μοντέλου καθώς επίσης η ανάλυση και η διαστασιολόγησή του, έγινε μέσω του προγράμματος SAP2000 όπου πραγματοποιήθηκαν και οι έλεγχοι των μελών του. Παρουσιάζονται εκτενώς οι μέθοδοι ανάλυσης που ακολουθήθηκαν, τα εντατικά μεγέθη, οι μετακινήσεις καθώς και η συμπεριφορά του μοντέλου έναντι των σεισμικών δράσεων. Μελετήθηκε τέλος, η σύνδεση έδρασης μεταλλικού υποστυλώματος της ανωδομής πάνω σε ένα υποστύλωμα υπογείου από οπλισμένο σκυρόδεμα, μέσω του προγράμματος Autodesk Robot.

Στη συνέχεια, αφαιρέθηκαν οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας από το μοντέλο, με σκοπό να μελετηθεί η συμπεριφορά της ίδιας κατασκευής με πλασισιωτό φορέα. Από τη σύγκριση της συμπεριφοράς των δύο κτιρίων καταλήξαμε σε συμπεράσματα, με σκοπό την ανάδειξη της χρησιμότητας των συνδέσμων δυσκαμψίας.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔE 2016/34

Design of a five-storey metal building with and without stiff braces

Valinos P. K. (supervised by Raftogiannis I.)

Abstract

The diploma thesis deals with the design of a five-storey metal building with stiff braces and a basement made of reinforced concrete. The simulation, the dimensioning as well as the analysis of the model, were accomplished with the program SAP2000 which was used to check the cross-sections. The analysis methods, the displacements, the internal forces as well as the seismic behavior of the steel structure are presented. Finally, the connection of a steel column of the upper structure with a concrete column of the basement was checked with the program Autodesk Robot.

Subsequently, the stiff braces were removed, in order to study the behavior of a new structure. From the comparison of the behavior of the two buildings, we came to conclusions in order to emphasize the utility of the steel stiff braces.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή μου κύριο Ραυτογιάννη Ιωάννη, για τη συνεχή υποστήριξη και επιστημονική καθοδήγησή του και τη δυνατότητα που μου έδωσε να εκπονήσω τη συγκεκριμένη διπλωματική εργασία στο Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών. Επιπλέον, θα ήθελα να ευχαριστήσω το ερευνητικό μέλος του Εργαστηρίου την κ. Στέλλα Αυγερινού, η οποία μου παρείχε αξιόλογη υποστήριξη στην αρχή της εκπόνησης της διπλωματικής εργασίας μου.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου για τη συνεχή υποστήριξη καθ'όλη τη διάρκεια των σπουδών μου καθώς επίσης και όλα τα κοντινά μου πρόσωπα και τους φίλους μου που δε σταμάτησαν να με στηρίζουν.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Οι μεταλλικές κατασκευές πρωταγωνιστούν όλο και περισσότερο κατά την πάροδο των χρόνων εξαιτίας των πλεονεκτημάτων τους έναντι άλλων υλικών. Οι αντοχές του χάλυβα αλλά και η ευκολία στην διαμόρφωσή του, έδωσαν την ευκαιρία στους σύγχρονους μηχανικούς να συνδυάσουν την αισθητική με την στατική ευστάθεια και τον αντισεισμικό σχεδιασμό, κατασκευάζοντας αρχιτεκτονικά αριστουργήματα. Η συμπεριφορά των μεταλλικών κτιρίων απέναντι στον ισχυρότερο αντίπαλο του πολιτικού μηχανικού, τον σεισμό, τα αναδεικνύει σε αξιόπιστες κατασκευαστικές λύσεις. Οι κυριότεροι λόγοι ανάπτυξης των μεταλλικών κτιρίων διεθνώς είναι : η ταχύτητα κατασκευής, η δυνατότητα ανάπτυξης μεγάλων ανοιγμάτων, η σχεδιαστική ελευθερία, η αντοχή στο σεισμό και η αντοχή στο χρόνο.

Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση των κτιρίων έγινε με βάση τους Ευρωκώδικες και τα αντίστοιχα Ελληνικά Εθνικά Προσαρτήματα. Ο δομικός χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε είναι κατηγορίας S355. Χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω κανονισμοί :

- Ευρωκώδικας 0 : Βάσεις σχεδιασμού των κατασκευών
- Ευρωκώδικας 1 : Δράσεις σε κατασκευές
- Ευρωκώδικας 3 : Σχεδιασμός από χάλυβα
- Ευρωκώδικας 8 : Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών

1.2 Σκοπός εργασίας – Διάρθρωση κεφαλαίων

Σκοπός της παρούσας εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση δύο πενταώροφων μεταλλικών κτιρίων με και χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας. Τα δύο κτίρια μελετώνται εκτενώς ως προς τις ιδιαιτερότητες τους και τελικώς παρουσιάζεται μια σύγκριση των δύο μοντέλων, με απώτερο σκοπό την ανάδειξη της χρησιμότητας και της αναγκαιότητας των χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας στις μεταλλικές κατασκευές. Για την υλοποίηση της συγκεκριμένης διπλωματικής εργασίας χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SAP2000.

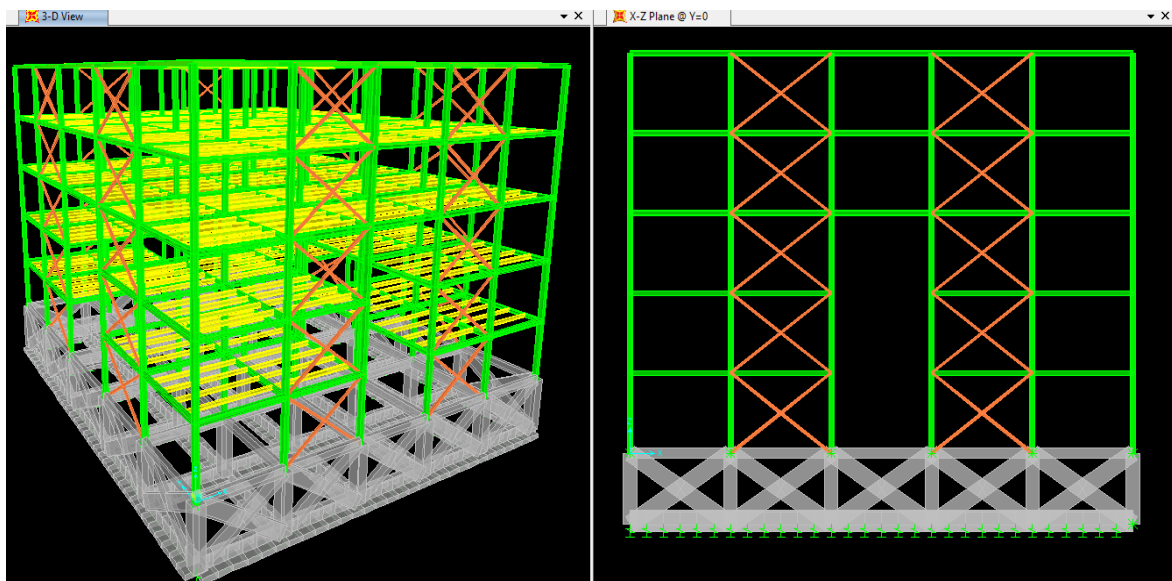
Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζεται μία περιγραφή των δύο κτιρίων και συγκεκριμένα αναλύεται η μορφολογία τους αλλά και ο τρόπος με τον οποίο προσομοιώθηκαν στο πρόγραμμα. Στο τρίτο κεφάλαιο περιγράφονται οι διάφορες δράσεις που επιβλήθηκαν στα δύο κτίρια μαζί με τους συνδυασμούς σε οριακή κατάσταση αστοχίας και οριακή κατάσταση λειτουργικότητας που εισήχθησαν στο πρόγραμμα. Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζονται διεξοδικά οι μέθοδοι ανάλυσης και η διαστασιολόγηση των δύο κτιρίων, καθώς επίσης και όλοι οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν στις δύο κατασκευές. Εν κατακλείδι, στο πέμπτο κεφάλαιο της διπλωματικής εργασίας, πραγματοποιείται μια σύγκριση μεταξύ των δύο κατασκευών ως προς διαφορετικές παραμέτρους τους, με αποτέλεσμα να καταλήγουμε σε κάποια αξιολογικά συμπεράσματα που αφορούν τη χρήση ή μη των συνδέσμων δυσκαμψίας.

2 Περιγραφή κτιρίου

2.1 Κτίριο με συνδέσμους δυσκαμψίας

2.1.1 Μορφολογία Κτιρίου

Στην παρούσα εργασία μελετάται ένα πενταώροφο κτίριο με μεταλλικό σκελετό που σκοπός του είναι να στεγάσει γραφεία. Και στις δύο διευθύνσεις έχουν τοποθετηθεί διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (χιαστί) σε συγκεκριμένα φατνώματα (2° και 4°). Κατά τη διεύθυνση X έχουμε διαμορφώσει πέντε ισομήκη φατνώματα μήκους 6m ενώ κατά τη διεύθυνση Y έχουμε τέσσερα φατνώματα των 7m και ένα κεντρικό μήκους 8m. Στα μεσαία ανοίγματα και των δύο διευθύνσεων έχουμε διαμορφώσει δύο διαμπερείς στοές σε σχήμα σταυρού που ανέρχονται μέχρι το ύψος του 3^{ου} ορόφου. Επομένως, το μήκος του κτιρίου κατά Y είναι 36m και το πλάτος του κατά X είναι 30m. Το εμβαδόν που καταλαμβάνουν οι δύο πρώτοι όροφοι είναι 672m^2 ενώ οι υπόλοιποι τρεις καταλαμβάνουν εμβαδόν ίσο με 1080m^2 . Το ύψος κάθε ορόφου είναι 4,5m και το ύψος του υπογείου είναι 4m, ενώ το συνολικό ύψος της κατασκευής είναι 22,5m. Εποπτικά φαίνεται παρακάτω μια τρισδιάστατη απεικόνιση και μία όψη ενός επιπέδου X-Z της κατασκευής :



Σχήμα 2.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση της κατασκευής και μία όψη της.

Για την κατασκευή του μεταλλικού κτιρίου χρησιμοποιήθηκαν τα παρακάτω υλικά :

- Σκυρόδεμα C20/25

Για τις πλάκες των ορόφων, τα τοιχώματα καθώς και για το υπόγειο έχει χρησιμοποιηθεί σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25 με τα εξής χαρακτηριστικά :

Μέτρο Ελαστικότητας :	$E = 31 \text{ GPa} = 31000000 \text{ kN/m}^2$
Σταθερά Poisson :	$\nu = 0,2$
Ειδικό Βάρος :	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
Αντοχή :	$f_{ck} = 20 \text{ MPa} = 20000 \text{ kN/m}^2$

- Δομικός χάλυβας S355

Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκε δομικός χάλυβας κατηγορίας S355 για όλα τα φέροντα στοιχεία της κατασκευής (υποστυλώματα, δοκάρια, διαδοκίδες, διαγώνιοι σύνδεσμοι χιαστί), με τα εξής χαρακτηριστικά :

Μέτρο Ελαστικότητας :	$E = 210 \text{ GPa} = 210000000 \text{ kN/m}^2$
Σταθερά Poisson :	$\nu = 0,3$
Ειδικό Βάρος :	$\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$
Εφελκυστική Αντοχή :	$f_u = 510 \text{ MPa} = 510000 \text{ kN/m}^2$

Για την υλοποίηση του μοντέλου μας εισήχθησαν αρχικά τυχαίες διατομές για τα χαλύβδινα στοιχεία της κατασκευής, οι οποίες αποδείχθηκαν ανεπαρκείς στους ελέγχους μας, με αποτέλεσμα να οδηγηθούμε σε καινούριες διατομές στις οποίες καταλήξαμε μετά τη διαστασιολόγηση. Οι διατομές αυτές διαμόρφωσαν το τελικό προσομοίωμα βάσει του οποίου καταλήξαμε σε συμπεράσματα, καθώς σκοπός της παρούσας διπλωματικής είναι να συγκρίνει τα δύο κτίρια με τις τελικές τους διατομές. Επίσης, το υπόγειο προσομοιώθηκε με τυπικές διατομές οπλισμένου σκυροδέματος, προκειμένου να αποτυπωθεί η διαφορά της δυσκαμψίας του σε σχέση με τη δυσκαμψία της ανωδομής και να αποδοθούν ρεαλιστικά οι συνθήκες έδρασης των χαλύβδινων υποστυλωμάτων. Δεδομένου όμως ότι η παρούσα εργασία εστίαζε κυρίως στη διερεύνηση της συμπεριφοράς της μεταλλικής κατασκευής σε σχέση με την ύπαρξη ή όχι των χιαστί συνδέσμων, οι διατομές του υπογείου δεν ελέγχθησαν περαιτέρω. Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι διατομές που τελικώς χρησιμοποιήθηκαν :

Πίνακας 2.1 : Διατομές/Διαστάσεις στοιχείων κατασκευής

Στοιχεία της κατασκευής	Διατομές/Διαστάσεις
Υποστυλώματα	TUBO 320x320x40 (σε mm)
Δοκοί κατά X	HEB 280
Δοκοί κατά Y	HEB 280 και HEB300
Πλάκες ανωδομής	0,13m
Διαγώνιοι σύνδεσμοι χιαστί	TUBO 140x140x10 (σε mm)
Διαδοκίδες	IPE 270
Πλάκα οροφής υπογείου	0,25m
Δοκοί οροφής υπογείου	0,7x0,3 (σε m)
Πάχος τοιχίων υπογείου	0,30m
Γωνιακά υποστυλώματα υπογείου	0,8x0,8 (σε m)
Περιμετρικά υποστυλώματα υπογείου	0,8x0,8 (σε m)
Πεδιλοδοκοί	1,2x1,5x0,4 (σε m)

Όλες οι διατομές είναι προσανατολισμένες με τέτοιο τρόπο ώστε να ενεργοποιείται ο ισχυρός τους άξονας για φορτία που δρουν εντός του επιπέδου στο οποίο βρίσκονται.

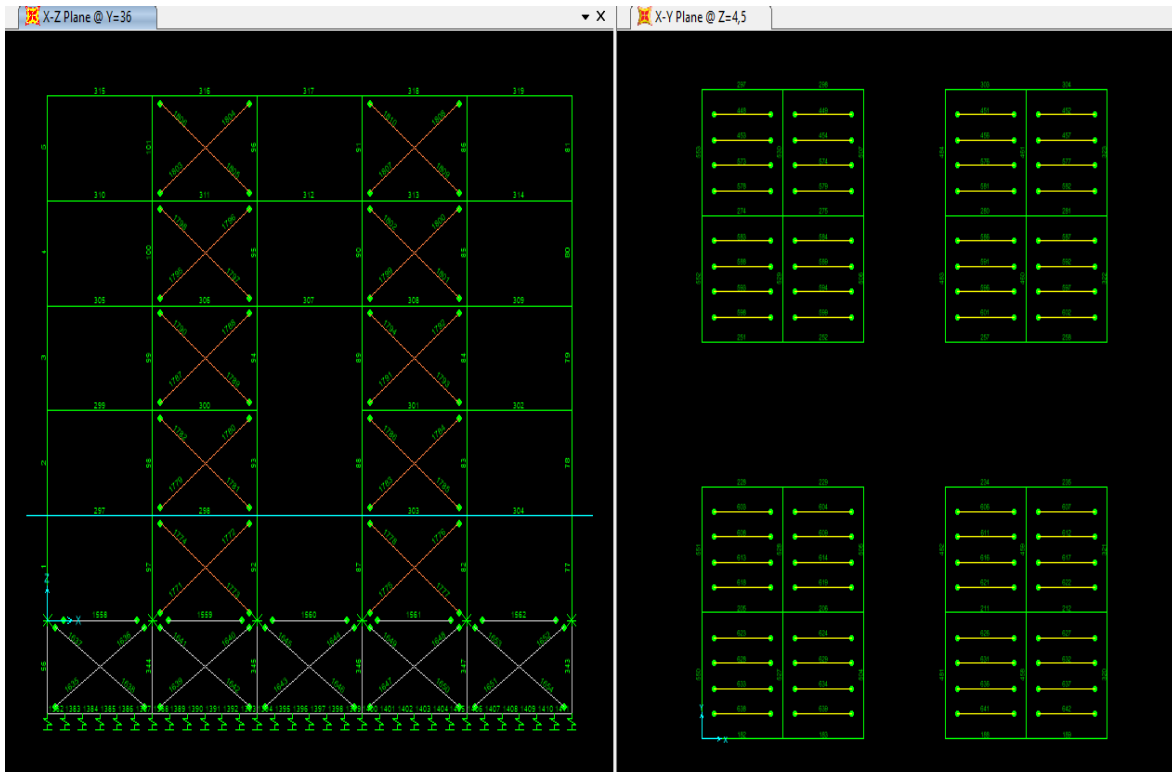
2.1.2 Προσομοίωση Κτιρίου

Η προσομοίωση του μοντέλου μας υλοποιήθηκε μέσω του λογισμικού SAP2000 όπου και μελετήθηκε εξ' ολοκλήρου η κατασκευή. Οι κύριοι φορείς του κτιρίου αποτελούνται από πλαίσια, με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας περιμετρικά και στις δύο διευθύνσεις, τα οποία παραλαμβάνουν κατακόρυφα και οριζόντια φορτία που δρουν εντός του επιπέδου τους.

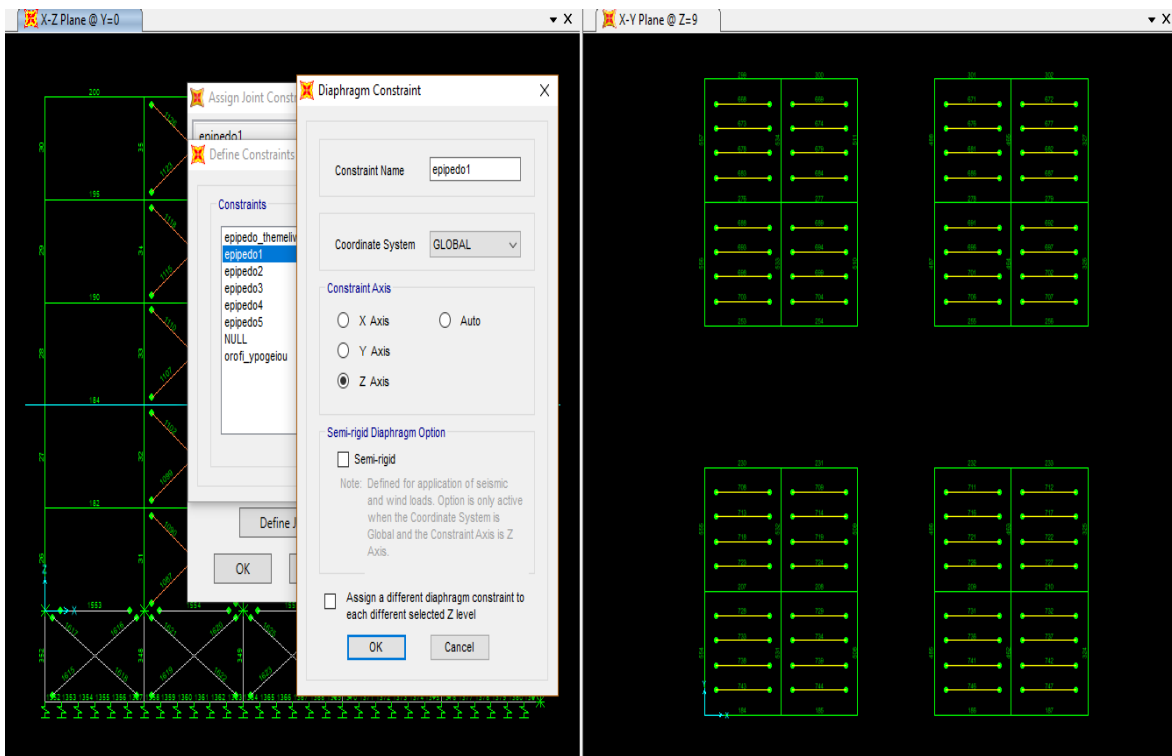
Για την προσομοίωση του κτιρίου επιλέχθηκε να μην χρησιμοποιηθούν επιφανειακά στοιχεία παρά μόνο γραμμικά μέλη, και αυτό γιατί τα επιφανειακά στοιχεία παρουσιάζουν ιδιαιτερότητες ως προς τη συνεργασία τους με τα αντίστοιχα γραμμικά (π.χ. λόγω της δυσκαμψίας τους, δεν μεταφέρουν το σύνολο των φορτίων τους στα γραμμικά μέλη με τα οποία συνδέονται καθώς θεωρείται ότι μέρος των φορτίων αυτών μπορούν να το φέρουν τα ίδια κτλ). Για το λόγο αυτό, τα ομοιόμορφα φορτία των πλακών υπολογίστηκαν και εφαρμόστηκαν ως γραμμικά καταναμημένα στις διαδοκίδες και τις δοκούς κατά X, στις οποίες εδράζονται οι πλάκες.

Όλα τα κοίλα τετραγωνικά υποστυλώματα των ορόφων έχουν προσομοιωθεί με συνδέσεις ροπής στη βάση τους. Οι δοκοί που έχουν εισαχθεί στο μοντέλο είναι ίδιας διατομής και στις δύο διευθύνσεις, γι' αυτό και δεν διαχωρίζονται σε κύριες και δευτερεύουσες. Μόνη εξαίρεση αποτελούν οι δοκοί του 3^{ου} και 4^{ου} ορόφου (πάνω από τη στοά) του μεσαίου ανοίγματος των 8m στη διεύθυνση Y, όπου εισήχθησαν με διατομή HEB300 όπως προέκυψε από τη διαστασιολόγηση, διότι λόγω του μεγάλου ανοίγματος οι HEB280 δεν ικανοποιούσαν τους ελέγχους λειτουργικότητας. Τόσο περιμετρικά όσο και εσωτερικά του κτιρίου και στις δύο διευθύνσεις X και Y, όλες οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων υλοποιήθηκαν με συνδέσεις ροπής. Ο παραπάνω σχεδιασμός των δοκών αποτέλεσε τη βέλτιστη λύση αφού οδήγησε σε ένα σταθερό μοντέλο με ρεαλιστική εικόνα παραμόρφωσης. Όσον αφορά τις διαδοκίδες, είναι μήκους 6m και τοποθετήθηκαν αποκλειστικά κατά τη διεύθυνση X ανά 1,4m, ενώ συνδέονται με τις δοκούς αρθρωτά. Τέλος, οι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (χιαστί) τοποθετήθηκαν περιμετρικά στο 2^ο και 4^ο φάτνωμα των δύο διευθύνσεων και προσομοιώθηκαν στα άκρα τους αρθρωτά ενώ στα κέντρα τους συνδέθηκαν με συνδέσεις ροπής ώστε να μειώνεται στο μισό το μήκος λυγισμού τους.

Τα παραπάνω φαίνονται σαφέστερα στα ακόλουθα σχήματα, τα οποία δείχνουν τον τρόπο που προσομοιώθηκαν στο πρόγραμμα :

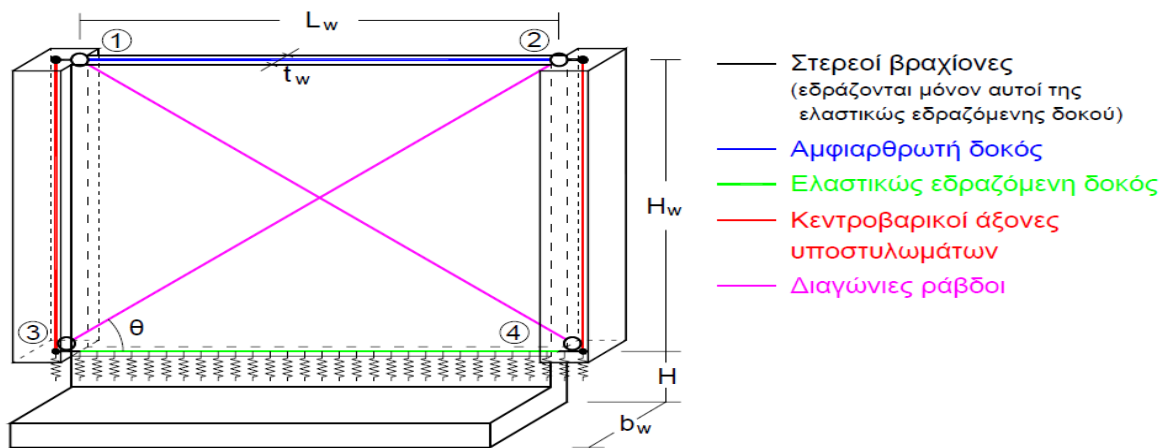


Σχήμα 2.2 : Προσομοίωση δοκών, διαδοκίδων και χιαστί συνδέσμων στο πρόγραμμα



Σχήμα 2.3 : Τρόπος εισαγωγής διαφραγματικής λειτουργίας στο SAP2000

Το υπόγειο του κτιρίου μας προσομοιώθηκε επίσης με γραμμικά μέλη, όπως φαίνεται στα Σχήματα 2.4 και 2.5 (Μορφίδης κ.α., 2008) :



Σχήμα 2.4 : Προσομοίωμα περιμετρικών τοιχωμάτων υπογείου (Μορφίδης κ.α., 2008)

Στοιχείο	Κατηγορία	Λειτουργία που προσομοιώνει
1-2	Αμφιαρθρωτή δοκός	Χρησιμοποιείται μόνο για την παραλαβή των φορτίων των πλάκων των υπογείων ορόφων. Το ότι είναι αμφιαρθρωτή εξασφαλίζει την μεταφορά των φορτίων των πλάκων ως αξονικών δυνάμεων στα υποστυλώματα 1-3 και 2-4.
2-3 και 1-4	Διαγώνιες ράβδοι	Χρησιμοποιούνται για να προσομοιώσουν τη διατμητική λειτουργία του τοιχώματος.
3-4	Ελαστικώς εδραζόμενη δοκός	Χρησιμοποιείται για να προσομοιώσει την καμπτική λειτουργία του τοιχώματος υπό την επίδραση των φορτίων των πλάκων των υπογείων και των φορτίων των υποστυλωμάτων.

Σχήμα 2.5 : Τα δεδομένα και η χρήση των στοιχείων που συνθέτουν τα προσομοιώματα των περιμετρικών τοιχωμάτων του υπογείου (Μορφίδης κ.α., 2008).

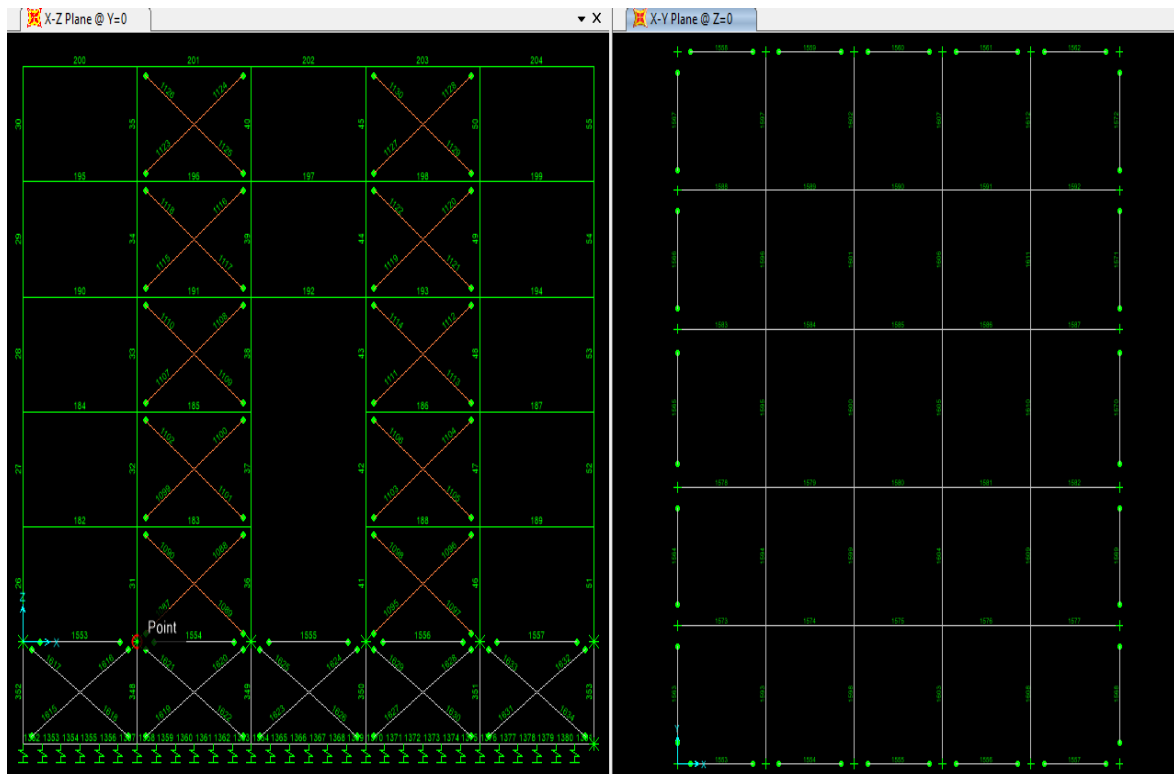
Εφ'όσον το πάχος του τοιχίου είναι 0,3m, θεωρείται ότι οι διαστάσεις της αμφιαρθωτής δοκού 1-2 είναι 0,6 x 0,3 m. Οι διαγώνιες ράβδοι 2-3 και 3-4 προσομοιώνουν τη διατμητική λειτουργία του τοιχώματος διαστάσεων $H_w \times L_w$. Οι διαγώνιες αυτές αποτελούν ουσιαστικά τις ζώνες του τοιχίου που παραλαμβάνουν τη θλιπτική και την εφελκυστική δύναμη στις οποίες αναλύεται η διάτμηση. Το εμβαδόν της διατομής των ράβδων αυτών βρίσκεται σύμφωνα με την παρακάτω σχέση (Μορφίδης κ.α., 2008):

$$A = \frac{t_w * L_w^2}{4 * (1 + \nu) * H_w * \cos^3 \theta} \approx 1,0m^2 \quad (2.1)$$

Προκειμένου να εισάγουμε σωστά στο προσομοίωμά μας τη διατομή 1,0m² ενώ το πάχος του τοιχίου είναι 0,3m, επιλέξαμε να προσομοιώσουμε τη διαγώνια ράβδο με ορθογωνική διατομή 1,0 x 0,3 m και προσανέξισαμε τον πολλαπλασιαστή της διατομής σε 3,33 (section modifiers → cross section = 3,33), ώστε τελικά η διατομή της ράβδου να αντιστοιχεί σε 1,0m².

Η ανεστραμμένη πλακοδοκός 3-4 (πεδιλοδοκός) προσομοιώνει την καμπτική λειτουργία των τοιχωμάτων και τα γεωμετρικά της χαρακτηριστικά έχουν αναφερθεί στη μορφολογία του κτιρίου. Τα χαρακτηριστικά της έδρασης της προσομοιώθηκαν με ελατήρια Winkler και υπολογίστηκαν με δεδομένα το πλάτος της ίσο με $b_w=1,5m$ και τον δείκτη εδάφους ίσο με $K_s=30000 \text{ kN/m}^3$, όπου τελικά προέκυψε τιμή ελατηρίου ίση με $K=1,5*1*30000 = 45000 \text{ kN/m}$.

Σημειώνεται ότι και στις δύο στάθμες του υπογείου έχουν εισαχθεί διαφράγματα με τον τρόπο που αναφέρθηκε παραπάνω. Επίσης, επιλέχθηκε να τοποθετηθούν δεσμεύσεις μετακινήσεων κατά X και Y στους κόμβους της κορυφής των περιμετρικών υποστυλωμάτων υπογείου προκειμένου να εξασφαλιστεί ότι η μάζα του υπογείου δεν θα συμμετέχει στη συνολική ταλαντούμενη μάζα. Πιο συγκεκριμένα, τα υποστυλώματα που ανήκουν σε πλαίσια που λειτουργούν κατά X δεσμεύτηκαν κατά X και αντιστοίχως, αυτά που ανήκουν σε πλαίσια που λειτουργούν κατά Y δεσμεύτηκαν κατά Y. Τα γωνιακά υποστυλώματα του κτιρίου δεσμεύτηκαν και στις δύο διευθύνσεις. Οι δεσμευμένοι κόμβοι της οροφής υπογείου φαίνονται στο σχήμα που ακολουθεί :

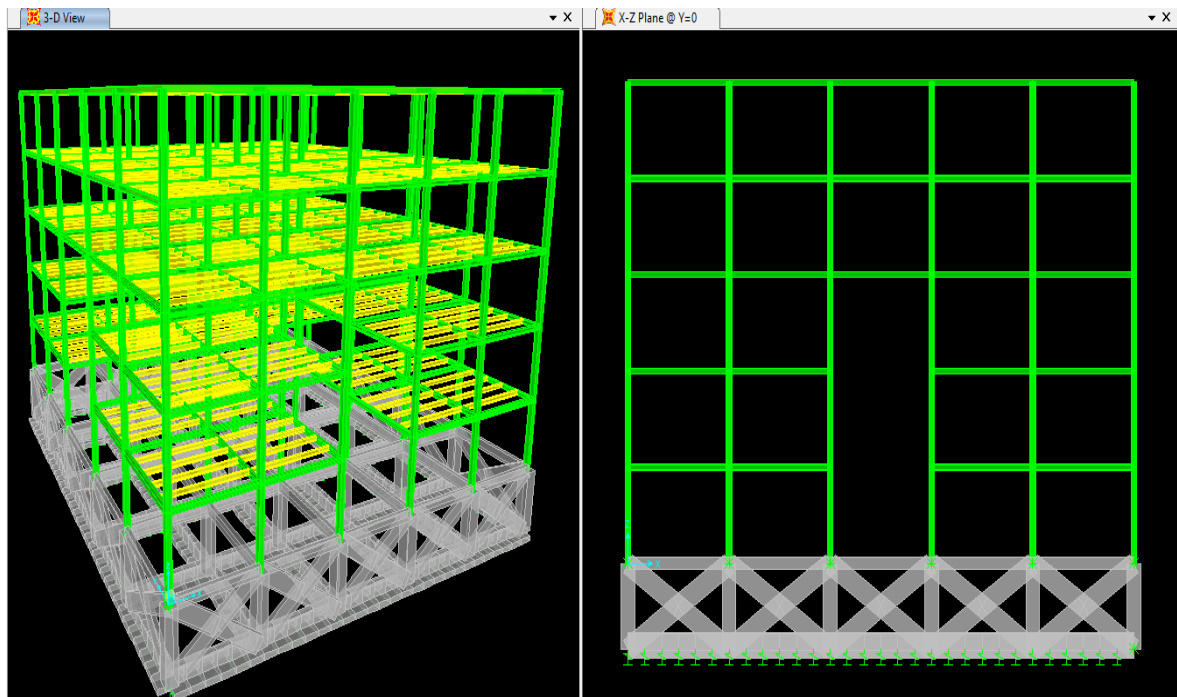


Σχήμα 2.6 : Κάτοψη οροφής υπογείου και όψη ενός πλαισίου στο επίπεδο X-Z

2.2 Κτίριο χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας

2.2.1 Μορφολογία Κτιρίου

Στο μοντέλο αυτό έχουν αφαιρεθεί οι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας περιμετρικά αλλά όλες οι υπόλοιπες διαστάσεις και τα χαρακτηριστικά της κατασκευής -εκτός από τις μεταλλικές διατομές- έχουν παραμείνει τα ίδια με αυτά του κτιρίου με συνδέσμους δυσκαμψίας. Εποπτικά φαίνεται παρακάτω μια τρισδιάστατη απεικόνιση και μία όψη ενός επιπέδου X-Z της κατασκευής :



Σχήμα 2.7: Τρισδιάστατη απεικόνιση της κατασκευής και μία όψη της.

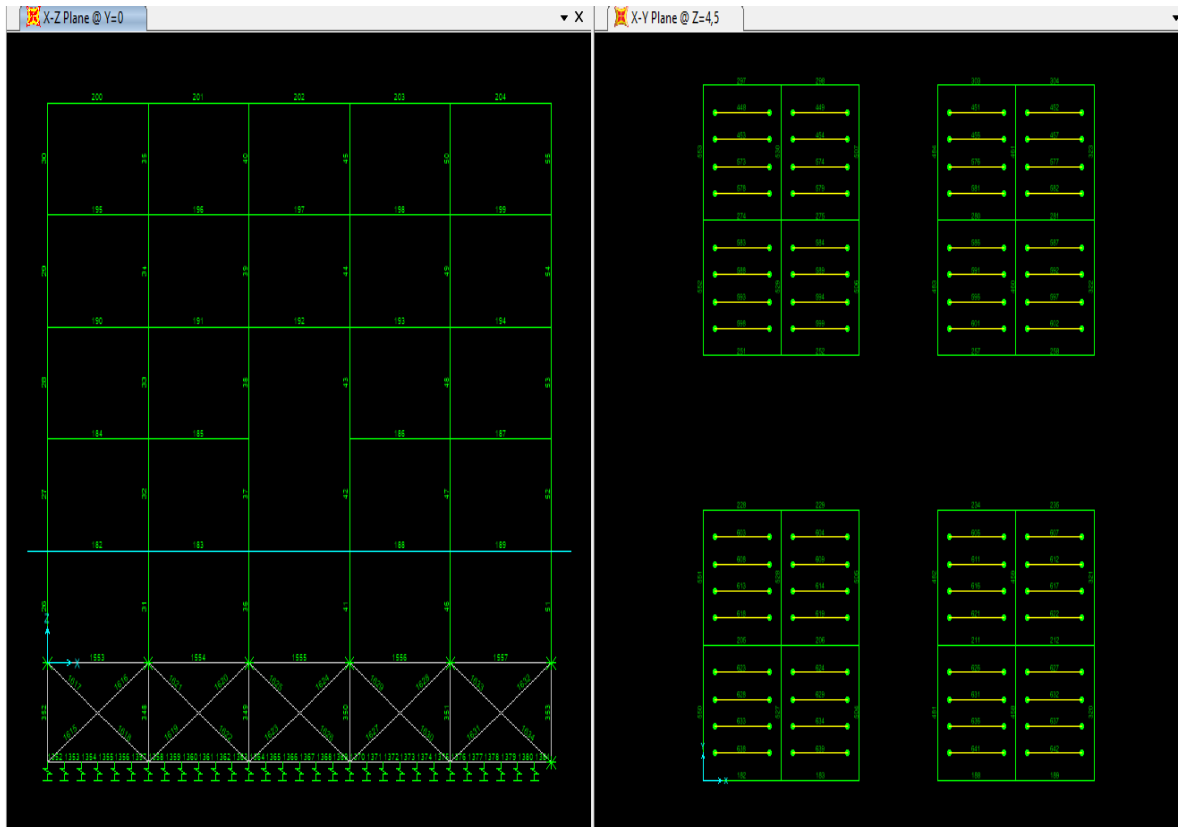
Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι διατομές που τελικώς χρησιμοποιήθηκαν :

Πίνακας 2.2 : Διατομές/Διαστάσεις στοιχείων κατασκευής

Στοιχεία της κατασκευής	Διατομές/Διαστάσεις
Υποστυλώματα	TUBO 340x340x35 (σε mm)
Δοκοί κατά X	HEB 280
Δοκοί κατά Y	HEB 280
Πλάκες ανωδομής	0,13m
Διαδοκίδες	IPE 270
Πλάκα οροφής υπογείου	0,25m
Δοκοί οροφής υπογείου	0,7x0,3 (σε m)
Πάχος τοιχίων υπογείου	0,30m
Γωνιακά υποστυλώματα υπογείου	0,8x0,8 (σε m)
Περιμετρικά υποστυλώματα υπογείου	0,8x0,8 (σε m)
Πεδίλοδοκοί	1,2x1,5x0,4 (σε m)

2.2.2 Προσομοίωση Κτιρίου

Η προσομοίωση του κτιρίου χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας στο πρόγραμμα είναι όμοια με αυτή του κτιρίου με συνδέσμους. Το μόνο που διαφοροποιείται είναι το γεγονός ότι σε αυτό το μοντέλο όλες οι δοκοί είναι διατομής HEB280 χωρίς καμία εξαίρεση. Τα παραπάνω φαίνονται σαφέστερα στα παρακάτω σχήματα που δείχνουν τον τρόπο που προσομοιώθηκαν στο πρόγραμμα :



Σχήμα 2.8 : Προσομοίωση δοκών και διαδοκίδων στο πρόγραμμα.

3 Δράσεις επί κατασκευής

3.1 Εισαγωγή

Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση και τη μορφή του έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με βάση τις οποίες ο μελετητής θα προβεί στην ανάλυση του φορέα για να προσδιορισθούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 (Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές) σε μία κατασκευή ενεργούν τρία είδη δράσεων ως προς το χρόνο :

- **G** (Permanent) Μόνιμες Δράσεις (Ίδια βάρη κατασκευής, λοιπά μόνιμα φορτία όπως σταθερός εξοπλισμός και επιστρώσεις).
- **Q** (Variable) Μεταβλητές Δράσεις (Ωφέλιμα φορτία, χιόνι, άνεμος).
- **A** (Accidental) Τυχηματικές Δράσεις (εκρήξεις, προσκρούσεις οχημάτων, πυρκαγιά).

Επίσης, δράση επί της κατασκευής θεωρούμε και τη σεισμική, η οποία είναι έμμεση δράση λόγω επιβαλλόμενων μετατοπίσεων :

- **E** Σεισμικές Δράσεις

3.2 Μόνιμα Φορτία

Περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως τα ίδια βάρη (φέροντα στοιχεία, τοίχοι πληρώσεως, ψευδοροφές, επικαλύψεις και επενδύσεις, ηλεκτρικά και υδραυλικά δίκτυα, κλιματιστικά συστήματα).

Τα μόνιμα φορτία που δρουν στο φορέα μας είναι τα ακόλουθα (σε παρένθεση το όνομα που δόθηκε στο πρόγραμμα ανάλυσης για τον τύπο του φορτίου) :

1. Ίδιο βάρος χάλυβα : $78,5 \text{ KN/m}^3$ (**DEAD**)
2. Ίδιο βάρος σκυροδέματος : 25 KN/m^3 (**skirodema**)
3. Λοιπά μόνιμα (επικαλύψεις, δάπεδα, οροφή, ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός, μόνωση, σύμμικτη πλάκα κλπ) : 3 KN/m^2 (**loipamonima**)

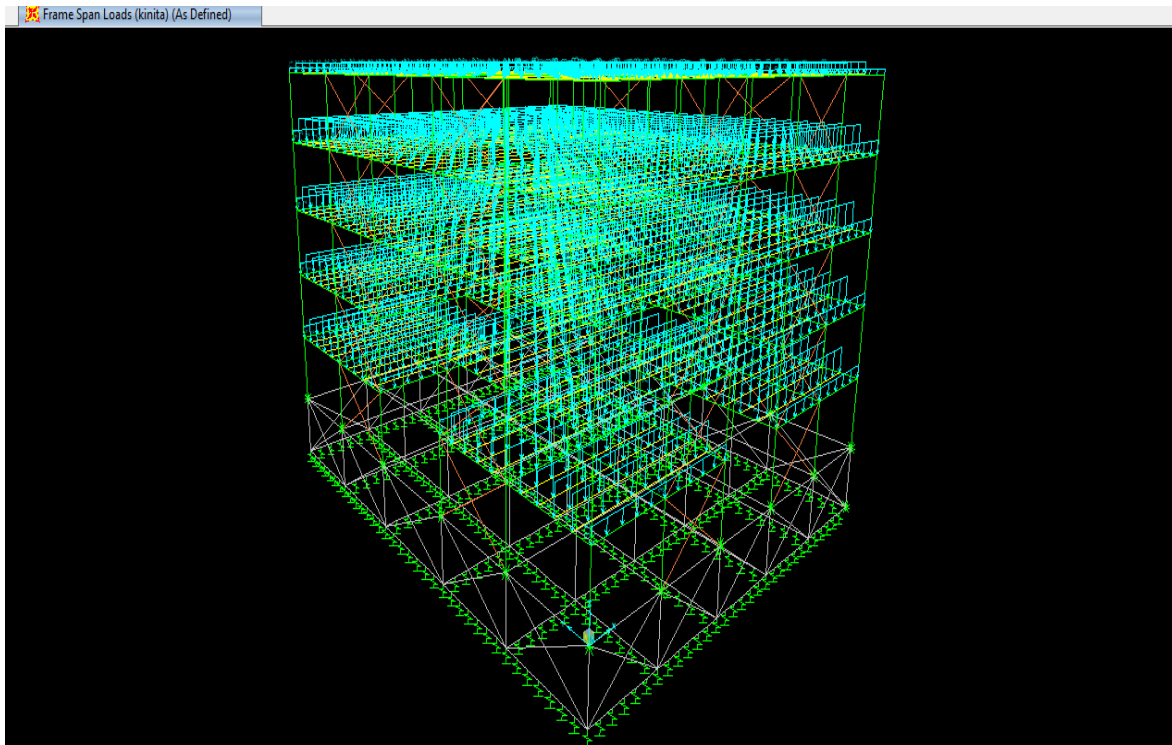
3.3 Μεταβλητά Φορτία

3.3.1 Ωφέλιμα Φορτία

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων, αποθηκευμένων αγαθών, κλπ. Στη συγκεκριμένη μελέτη λήφθηκαν :

1. Κινητά φορτία οροφών : 5 KN/m^2 (**kinita**)
2. Κινητά φορτία οροφής (τελευταίου ορόφου) : 2 KN/m^2

Στο πιο κάτω σχήμα φαίνεται πώς κατανέμεται το κινητό φορτίο των ορόφων στα πλαίσια του φορέα με θεώρηση των επιφανειών επιρροής (ίδιο και στα δύο κτίρια) :



Σχήμα 3.1 : Κινητό φορτίο ορόφων

3.3.2 Φορτία Χιονιού

Το μέρος 1-3 του EN 1991 (Ευρωκώδικας 1) παρέχει οδηγίες για τα φορτία λόγω χιονόπτωσης, η οποία λαμβάνει χώρα υπό συνθήκες νηνεμίας ή με ταυτόχρονη ύπαρξη ανέμων. Τα φορτία αυτά αναφέρονται σε κτίρια ή έργα πολιτικού μηχανικού γενικά, για υψόμετρα κάτω των 1500m.

Το φορτίο χιονιού σε μια στέγη προσδιορίζεται από τις παρακάτω σχέσεις :

Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές :

$$S = \mu_i * C_e * C_t * s_k \quad \text{όπου} \quad s_k = s_{k,o} * \left(1 + \left(\frac{A}{917}\right)^2\right) \quad (3.1)$$

Όπου :

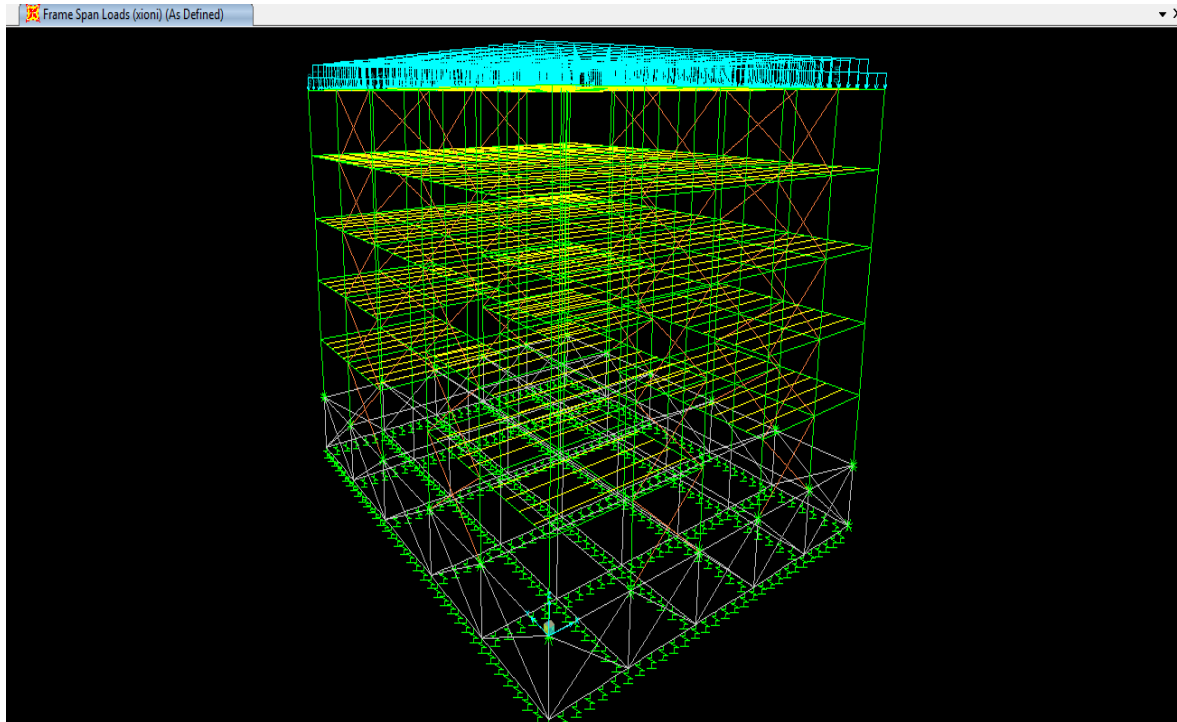
- μ_i : είναι ο συντελεστής μορφής του φορτίου, ο οποίος για στέγη μονοκλινή με $\alpha = 0^\circ$ είναι ίσος με 0,8.
- $s_{k,o}$: είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου του χιονιού για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας, ο οποίος για Ζώνη II είναι ίσος με 1,2.
- C_e : είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για προφυλαγμένο κτίριο είναι ίσος με 1,2.
- C_t : είναι θερμικός συντελεστής, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης.
- s_k : είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου του χιονιού επί του εδάφους συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου A (A=100m εδώ)

$$\text{Άρα } s_k = 1,2 * (1 + (\frac{100}{917})^2) = 0,81kN / m^2$$

Συνεπώς το φορτίο του χιονιού είναι :

$$S = 0,8 * 1,2 * 1,0 * 0,81 = 0,8kN / m^2 \quad (\text{xioni})$$

Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται πώς κατανέμεται το φορτίο του χιονιού στην οροφή του φορέα με θεώρηση των επιφανειών επιρροής (ίδιο και στα δύο κτίρια) :



Σχήμα 3.2 : Φορτίο χιονιού στην οροφή

3.3.3 Δράσεις Ανέμου

Στη συγκεκριμένη μελέτη οι δράσεις του ανέμου υπολογίστηκαν ως εξής :

Αρχικά δεχόμαστε ότι έχουμε ταχύτητα ανέμου $v_{b,0} = 33m/s$ εφόσον έγινε η παραδοχή ότι το κτίριο βρίσκεται στην Ελλάδα και σε απόσταση έως και 10km από την ακτή. Επίσης, έχουμε κατηγορία εδάφους IV, δηλαδή περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια εφόσον θεωρήσαμε ότι η κατασκευή θα γίνει στην Αθήνα.

Υπολογισμός βασικής ταχύτητας ανέμου

Η βασική ταχύτητα του ανέμου V_b σε ύψος z πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση και προσδιορίζεται από την εξής σχέση :

$$V_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} = 1,0 * 1,0 * 33 = 33m/s \quad (3.2)$$

Όπου ο συντελεστής διεύθυνσης είναι $c_{dir} = 1$ και ο συντελεστής εποχής είναι $c_{season} = 1$

Υπολογισμός μέσης ταχύτητας ανέμου

Μέση ταχύτητα ανέμου είναι η βασική ταχύτητα του ανέμου τροποποιημένη προκειμένου να λάβει υπ' όψιν την τραχύτητα του εδάφους (συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$) και την τοπογραφία (συντελεστής αναγλύφου $c_o(z)$).

Συντελεστής τραχύτητας

Ο συντελεστής τραχύτητας δίνεται από τη σχέση :

$$c_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_o}\right) \text{ για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200m \quad (3.3)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \text{ για } z \leq z_{\min}$$

Όπου ο συντελεστής εδάφους k_r δίνεται από τη σχέση :

$$k_r = 0,19 * \left(\frac{z_o}{z_{o,II}}\right)^{0,07} = 0,19 * \left(\frac{1}{0,05}\right)^{0,07} = 0,2343 \quad (3.4)$$

Οι τιμές των $z_{o,II}$, z_o και z_{\min} λαμβάνονται από τον παρακάτω πίνακα και είναι $z_{o,II} = 0,05$, $z_o = 1,0$ και $z_{\min} = 10$.

Πίνακας 3.1 : Κατηγορίες εδάφους και παράμετροι εδάφους

Κατηγορία εδάφους	z_o m	z_{\min} m
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	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) με απόσταση 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 των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1,0	10

Στην περίπτωση μας έχουμε :

Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$ έχουμε ύψος $h=22,5m$ και πλάτος $b=36m$ άρα

$$c_r(z) = 0,2343 * \ln\left(\frac{22,5}{1,0}\right) = 0,7295$$

Ο συντελεστής αναγλύφου $c_o(z)$ λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα.

Συνεπώς η Μέση ταχύτητα του ανέμου θα είναι :

$$V_m(z) = c_r(z) * c_o(z) * V_b = 0,7295 * 1,0 * 33 = 24,07m/s \quad (3.5)$$

Ταχύτητα αιχμής-πίεση αιχμής

Η ταχύτητα του ανέμου μεταβάλλεται συναρτήσει του χρόνου ανάλογα με τα καιρικά φαινόμενα. Για το προσδιορισμό της δράσης του ανέμου όμως δεν χρησιμοποιείται η μέση ταχύτητα του ανέμου αλλά μια μεγαλύτερη η οποία ονομάζεται ταχύτητα αιχμής, η οποία

περιλαμβάνει μέσης και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας. Η πίεση αιχμής που προκύπτει από την ταχύτητα αιχμής δίνεται από τον τύπο :

$$q_p(z) = 0,5 * [1 + 7 * I_v(z)] * \rho * v_m^2(z) \quad (3.6)$$

Όπου :

ρ : είναι η πυκνότητα του αέρα που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας ($\rho=1,25\text{Kg/m}^3$).

$I_v(z)$: είναι η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z και δίνεται από τον τύπο :

$$I_v(z) = \frac{1}{c_0(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = 0,3126 \quad (3.7)$$

$v_m(z)$: είναι η μέση ταχύτητα του ανέμου

Λόγω της συμμετρικότητας του κτιρίου θα υπολογισθούν οι τελικές πιέσεις λόγω ανέμου για διευθύνσεις ανέμου $\theta=0^\circ$ (**anemos0**) και $\theta=90^\circ$ (**anemos90**).

Συνεπώς, η πίεση αιχμής για διεύθυνση $\theta=0^\circ$, από τη σχέση (3.6), είναι :

$$q_p(z) = 1,218\text{kN/m}^2$$

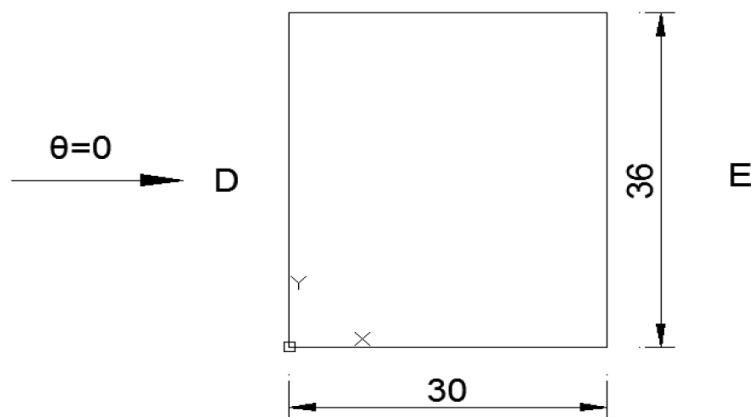
Εξωτερική πίεση κατακόρυφων τοίχων

Για διεύθυνση ανέμου X , δηλαδή για $\theta=0^\circ$, έχουμε $h=22,5\text{m}$, $b=36\text{m}$ και $d=30\text{m}$, άρα ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης είναι :

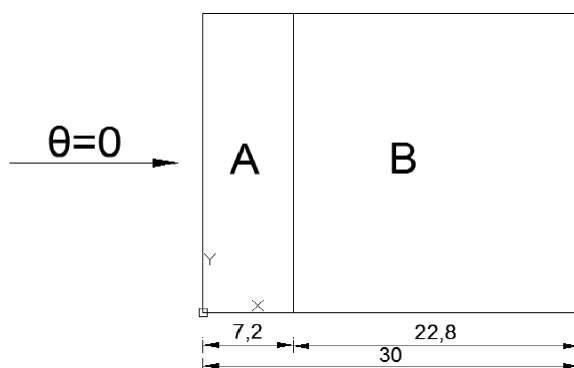
$$e = \min(b, 2h) = 36\text{m} > d = 30\text{m}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{22,5}{30} = 0,75$$

Οπότε οι κατακόρυφοι τοίχοι χωρίζονται σε 4 επιφάνειες A,B,D,E.



Σχήμα 3.3 : Κάτοψη του κτιρίου και φορά του ανέμου.



Σχήμα 3.4 : Όψη κτιρίου για $e > d$

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης $c_{pe,10}$ και $c_{pe,1}$ ορίζονται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 από τον παρακάτω πίνακα :

Πίνακας 3.2 : Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης

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		+0,7	+1,0	-0,3	

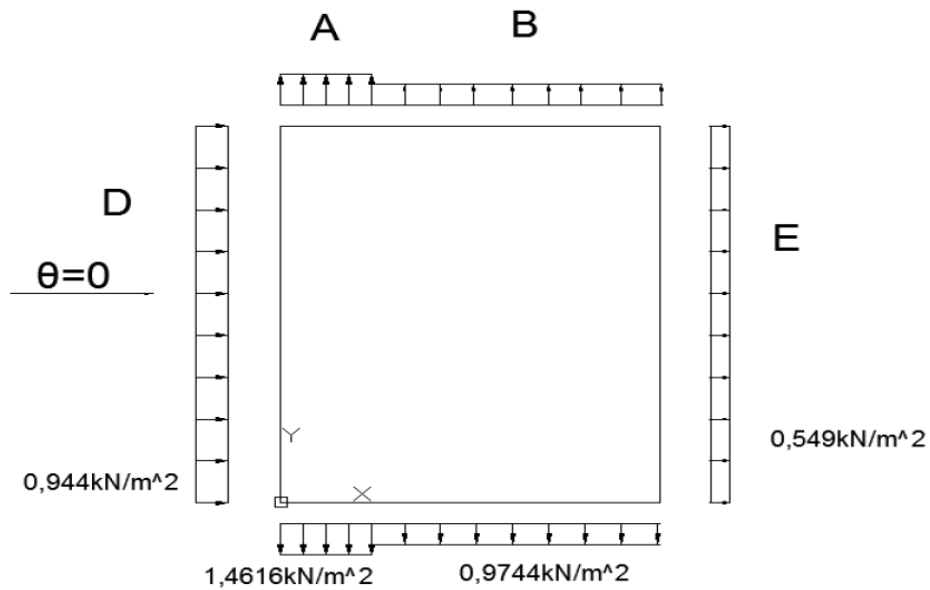
Τελικά οι εξωτερικές πιέσεις, χρησιμοποιώντας τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης (για το λόγο $h/d=0,75$), για την κάθε επιφάνεια προκύπτουν :

$$A : w_c = q_p(z) * c_{pe,10} = 1,218 * (-1,2) = -1,4616 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$B : w_c = q_p(z) * c_{pe,10} = 1,281 * (-0,8) = -0,9744 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$D : w_c = q_p(z) * c_{pe,10} = 1,281 * 0,7754 = 0,944 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$E : w_c = q_p(z) * c_{pe,10} = 1,281 * (-0,451) = -0,549 \text{ kN} / \text{m}^2$$



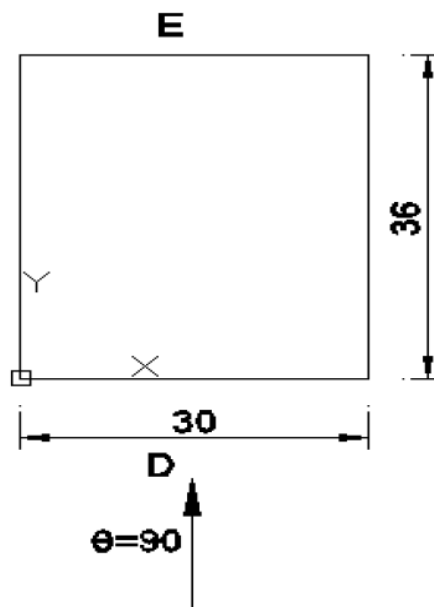
Σχήμα 3.5 : Εξωτερικές πιέσεις για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$

Για διεύθυνση ανέμου Y , δηλαδή για $\theta=90^\circ$, έχουμε $h=22,5m$, $b=30m$ και $d=36m$, άρα ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης είναι :

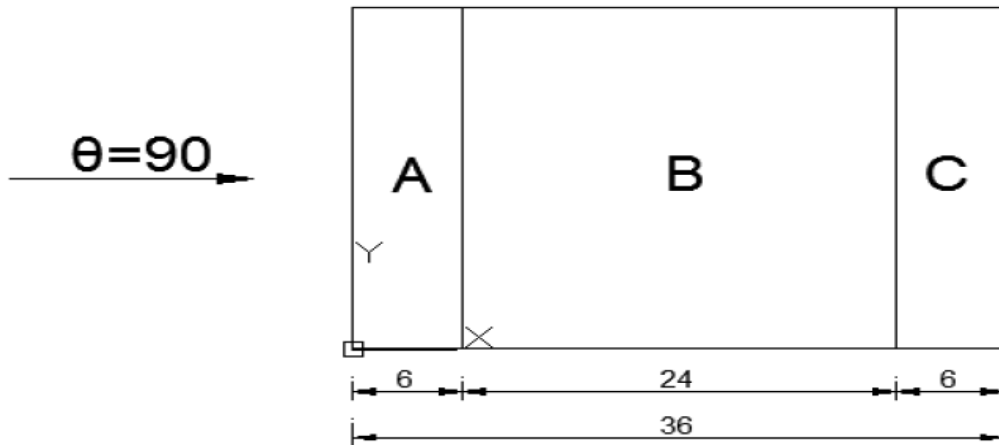
$$e = \min(b, 2h) = 30m < d = 36m$$

$$\frac{h}{d} = \frac{22,5}{36} = 0,625$$

Οπότε οι κατακόρυφοι τοίχοι χωρίζονται σε 4 επιφάνειες A,B,D,E.



Σχήμα 3.6 : Κάτοψη κτιρίου για άνεμο με $\theta=90^\circ$



Σχήμα 3.7 : Όψη κτιρίου για $e < d$

Τελικά, οι εξωτερικές πιέσεις, χρησιμοποιώντας τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης (για λόγο $h/d=0,625$), για την κάθε επιφάνεια προκύπτουν :

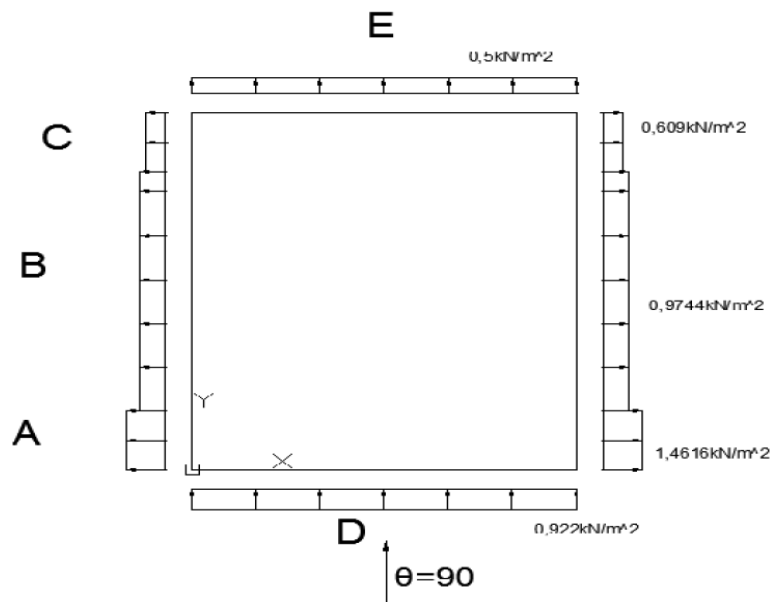
$$A : w_c = q_p(z) * c_{pe,10} = 1,218 * (-1,2) = -1,4616 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$B : w_c = q_p(z) * c_{pe,10} = 1,281 * (-0,8) = -0,9744 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$C : w_c = q_p(z) * c_{pe,10} = 1,281 * (-0,5) = -0,609 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$D : w_c = q_p(z) * c_{pe,10} = 1,281 * 0,757 = 0,922 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$E : w_c = q_p(z) * c_{pe,10} = 1,281 * 0,415 = 0,5 \text{ kN} / \text{m}^2$$



Σχήμα 3.8 : Εξωτερικές πιέσεις για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$

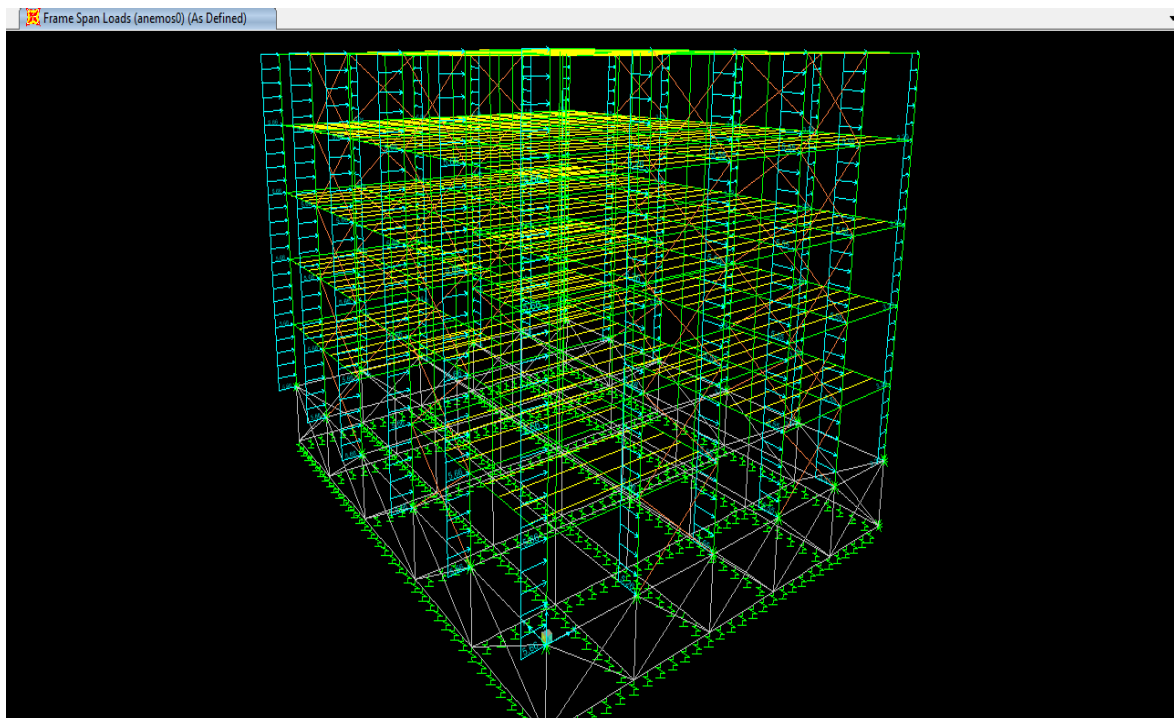
Η στέγη του κτιρίου είναι επίπεδη συνεπώς δέχεται υποπίεση λόγω των φορτίων ανέμου. Άρα η εξωτερική πίεση στέγης αγνοείται λόγω της ευμενούς επιρροής που έχει.

Σημειώνεται ότι στις υπήνεμες πλευρές, οι οποίες χωρίζονται σε ζώνες φορτίσεων, θεωρήθηκε επί το δυσμενέστερο, ότι σε όλο το μήκος ασκείται το φορτίο με τη μεγαλύτερη τιμή. Επίσης, θεωρούμε ότι τα φορτία ανέμου, παρόλο που στην

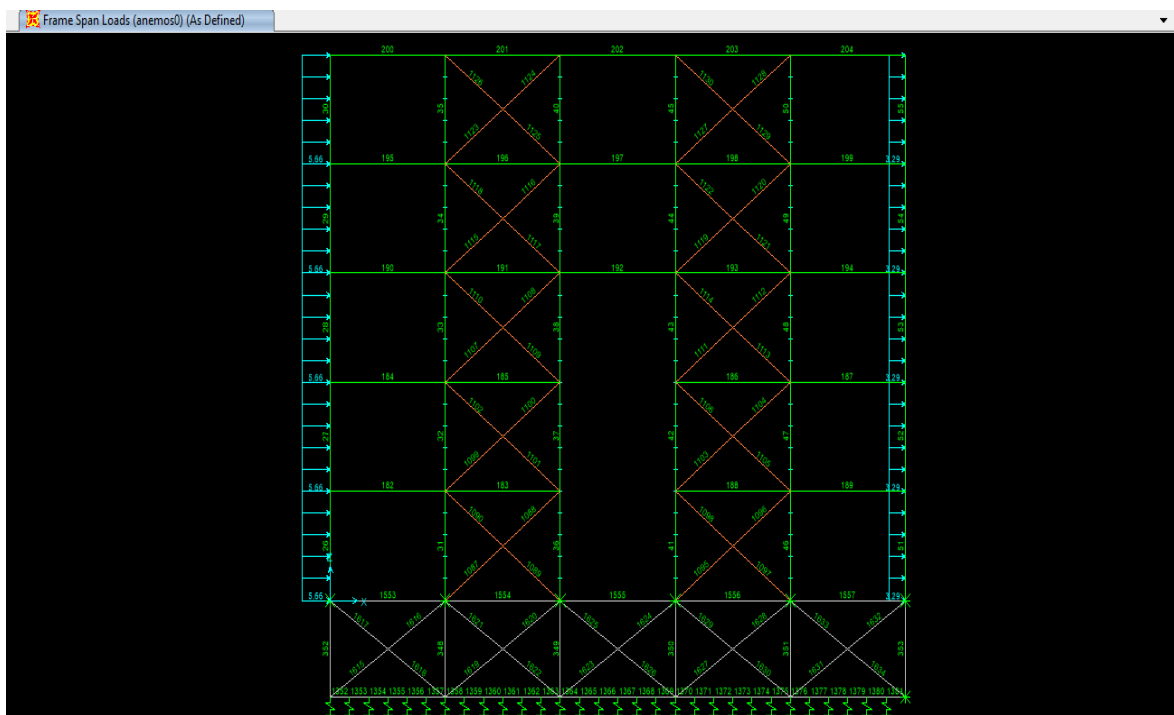
πραγματικότητα είναι επιφανειακά, μεταφέρονται μέσω της πλαγιοκάλυψης και ασκούνται ως γραμμικά ομοιόμορφα κατανεμημένα στα υποστυλώματα της κατασκευής. Τέλος, έγινε η δυσμενέστερη θεώρηση ότι οι πλευρές της στοάς δέχονται την ίδια δύναμη που προκύπτει για τις εξωτερικές πλευρές λόγω ανέμου.

Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται πώς εισήχθησαν οι φορτίσεις του ανέμου για $\theta=0^\circ$ (**anemos0**) και για $\theta=90^\circ$ (**anemos90**) στο πρόγραμμα (ίδιες και για τα δύο κτίρια) :

- Άνεμος $\theta=0^\circ$

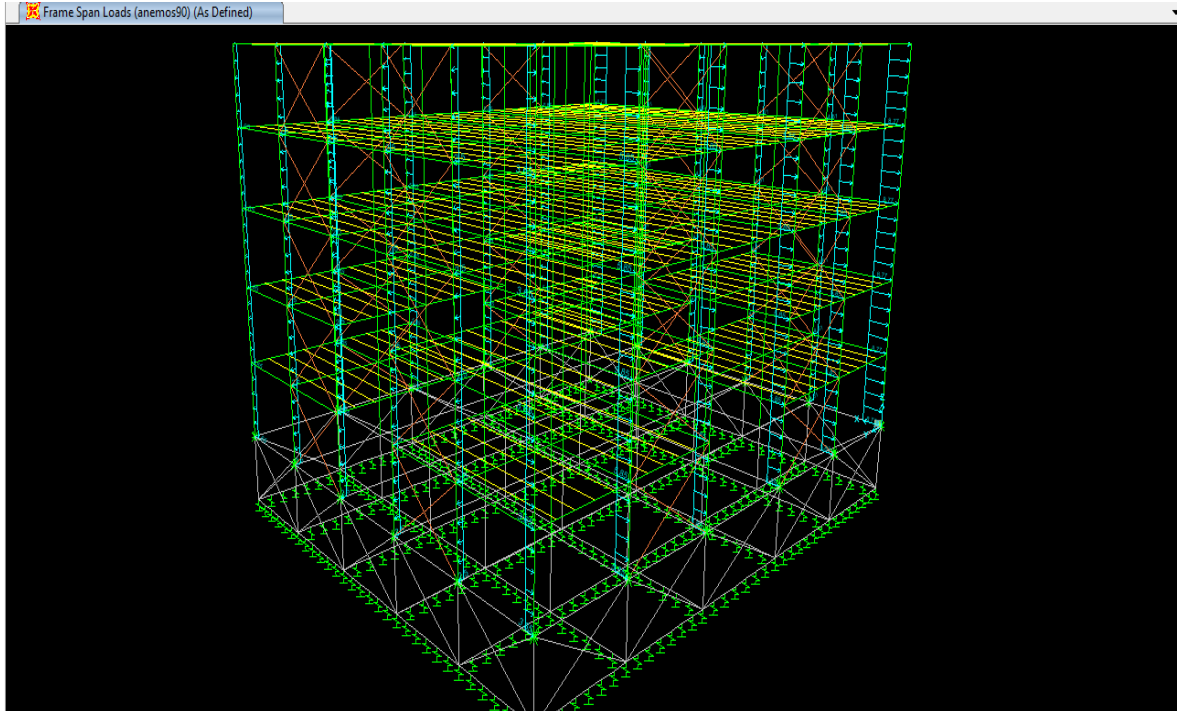


Σχήμα 3.9 : Φορτία ανέμου σε τρισδιάστατη απεικόνιση για $\theta=0^\circ$

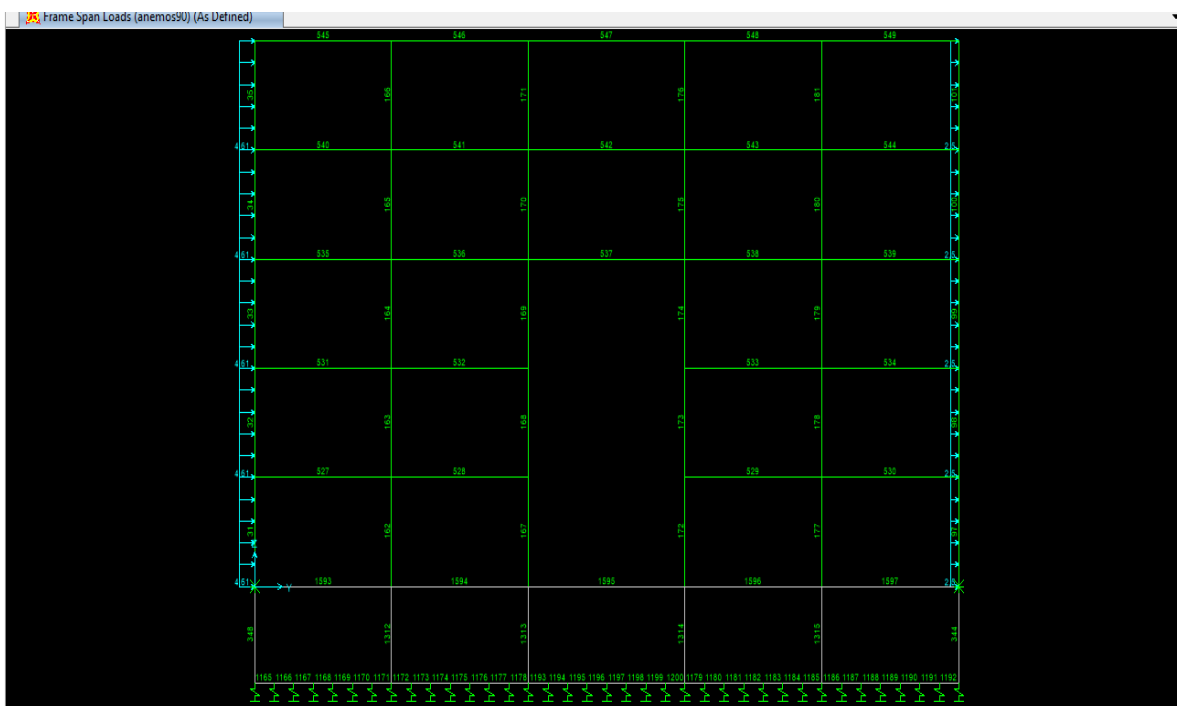


Σχήμα 3.10 : Φορτία ανέμου στο επίπεδο XZ για $\theta=0^\circ$

- Άνεμος $\theta=90^\circ$



Σχήμα 3.11 : Φορτία ανέμου σε τρισδιάστατη απεικόνιση για $\theta=90^\circ$



Σχήμα 3.12 : Φορτία ανέμου στο επίπεδο YZ για $\theta=90^\circ$

3.3.4 Σεισμικές Δράσεις

Κατηγορία και Συντελεστής σπουδαιότητας

Σύμφωνα με τον Πίνακα 2.9 από τον Ευρωκώδικα 8, η κατασκευή μας ανήκει στην κατηγορία II.

Πίνακας 3.3 : Κατηγορίες και συντελεστής σπουδαιότητας γ_1 για κτίρια

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.
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 ηλεκτρικής ενέργειας.

Για κατηγορία σπουδαιότητας II, ο συντελεστής σπουδαιότητας λαμβάνεται από τον Πίνακα 3.6 του Εθνικού Προσαρτήματος του Ευρωκώδικα 8, ίσος με : $\gamma_1=1,00$

Πίνακας 3.4 : Συντελεστής Σπουδαιότητας

Κατηγορία σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής σπουδαιότητας γ_1	0,80	1,00	1,20	1,40

Κατηγορία Εδάφους

Η θέση του έργου κατατάσσεται σε κατηγορία εδάφους σε συνάρτηση με τη μέση τιμή της ταχύτητας των διατμητικών κυμάτων, $v_{s,30}$, όπου υπολογίζεται σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση :

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (3.8)$$

Στην παρούσα εργασία το κτίριο εδράζεται επί εδάφους κατηγορίας B σύμφωνα με τον παρακάτω Πίνακα 3.5.

Πίνακας 3.5 : Κατηγορία εδάφους

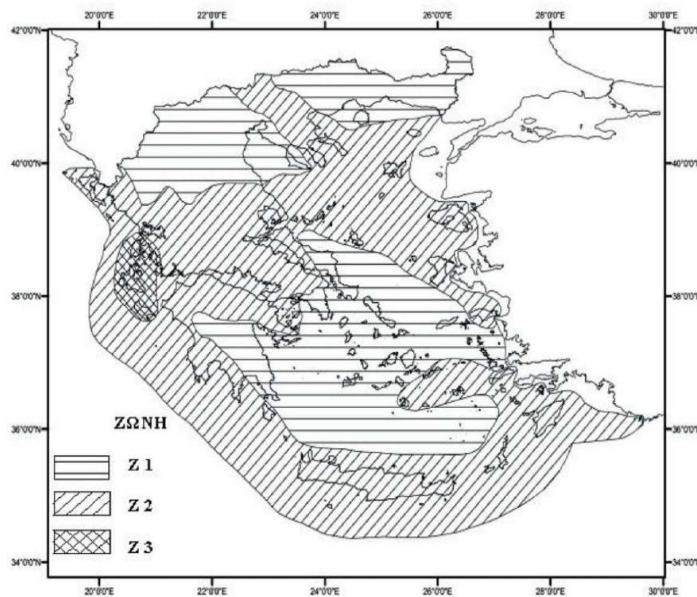
Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPPT} (κρούσεις/30 cm)	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικών, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους 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, χαλικών 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 ύψους με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ύλων 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 A – E ή S_1			

Εδαφική Επιτάχυνση Σεισμού

Σύμφωνα με τις παραδοχές της παρούσας μελέτης, η κατασκευή βρίσκεται στη Ζώνη I (Z1), οπότε $a_{gR} = 0,16g$.

Πίνακας 3.6 : Τιμές αναφοράς της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης a_{gR} σε έδαφος κατηγορίας A.

Ζώνη	A_{gR}/g
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36



Σχήμα 3.13 : Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας Ελλάδας

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, ο συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_1=1,0$ αντιστοιχεί σε σεισμικό γεγονός που έχει την τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς.

Για τιμή της περιόδου επαναφοράς διαφορετική από την τιμή αναφοράς, δηλαδή για κατηγορία σπουδαιότητας διαφορετική της II, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος A, a_g , είναι ίση με a_{gR} επί τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_1 :

$$a_g = \gamma_1 * a_{gR} \quad (3.9)$$

Για τη δικιά μας μελέτη, σύμφωνα με τα παραπάνω, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού ισούται με: $a_g = \gamma_1 * a_{gR} = 1,0 * 0,16g \Rightarrow a_g = 0,16g$

Προσομοίωση Σεισμικής Δράσης

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, Μέρος 1, η σεισμική κίνηση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια, προσομοιώνεται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης. Όμως για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρους ανελαστικής ανάλυσης στη μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπ' όψιν με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται *φάσμα σχεδιασμού*. Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q . Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας, εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στη μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση στο φορέα.

Στην παρούσα μελέτη, η οποία αφορά κτίριο από χάλυβα το οποίο περιλαμβάνει και συνδέσμους δυσκαμψίας, ο συντελεστής συμπεριφοράς σύμφωνα με τον παρακάτω Πίνακα 3.7 λαμβάνεται ίσος με $q = 4,00$.

Πίνακας 3.7 : Συντελεστής Συμπεριφοράς q

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	q
1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3.50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3.00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους	2.00
2. ΧΑΛΥΒΑΣ	α. Πλαίσια	4.00
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα	4.00
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα:	
	• διαγώνιοι σύνδεσμοι	3.00
	• σύνδεσμοι τύπου V ή L	1.50
• σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται)	1.00	
3. ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	α. Με οριζόντια διαζώματα	1.50
	β. Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2.00
	γ. Οπλισμένη (κατακόρυφα και οριζόντια)	2.50
4. ΞΥΛΟ	α. Πρόβολοι	1.00
	β. Δοκοί – Τόξα – Κολλητά πετάσματα	1.50
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2.00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3.00

Οριζόντια Σεισμική Δράση

Η οριζόντια σεισμική δράση περιγράφεται από δύο ορθογώνιες συνιστώσες που θεωρούνται ανεξάρτητες μεταξύ τους και που εκφράζονται από διαφορετικό φάσμα απόκρισης η καθεμία.

Οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού για ελαστική ανάλυση

Σύμφωνα με τα όσα αναφέρθηκαν παραπάνω, το φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$, στην οριζόντια διεύθυνση δίνεται από τις σχέσεις :

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

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

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

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

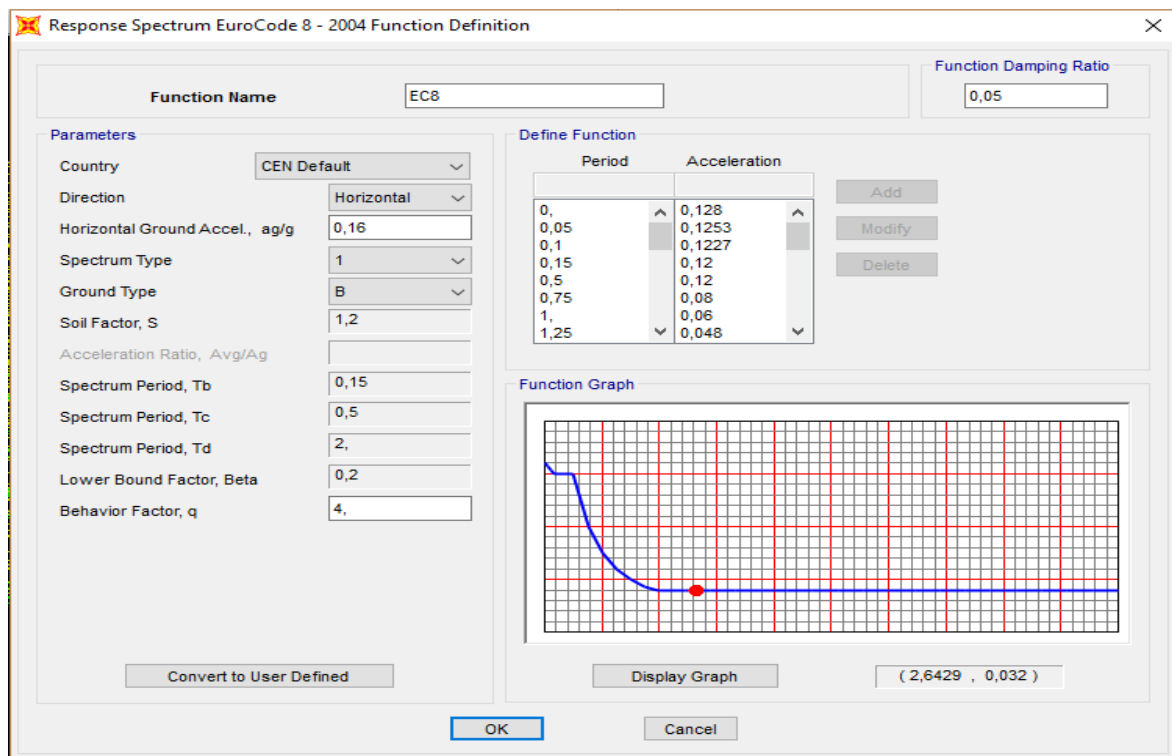
Οι τιμές των περιόδων T_B , T_C , T_D καθώς και αυτή του συντελεστή εδάφους S , που περιγράφουν τη μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης, εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους και δίνονται στον Πίνακα 3.8 από το Εθνικό Προσάρτημα :

Πίνακας 3.8 : Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1

Εδαφικός Τύπος	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Για την παρούσα μελέτη (κατηγορία εδάφους B) λαμβάνουμε $T_B(s)=0,15s$, $T_C(s)=0,5s$, $T_D(s)=2,0s$ και $S=1,2$. Ο συντελεστής β είναι ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού και σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, για την παρούσα μελέτη, λήφθηκε ίσος με $\beta=0,2$.

Στα επόμενα σχήματα φαίνεται η μορφή του φάσματος σχεδιασμού ανάλογα με τη διεύθυνση του σεισμού και τον τύπο του στατικού συστήματος που χρησιμοποιήθηκε. Στην παρούσα μελέτη είναι ίδιο και για τις δύο διευθύνσεις και για τα δύο κτίρια :



Σχήμα 3.14 : Μορφή οριζοντίου φάσματος σχεδιασμού

Κατακόρυφη Σεισμική Δράση

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, αν η επιτάχυνση α_{vg} είναι μικρότερη από $0,25g$, η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης δε λαμβάνεται υπ' όψιν. Η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης από τον Ευρωκώδικα 8, για φάσμα τύπου 1, ισούται με : $0,9 * a_g$

Για την παρούσα μελέτη ισχύει $\alpha_{vg} = 0,9 * 0,16g = 0,144g$, άρα δε θα ληφθεί υπ' όψιν η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού.

3.4 Συνδυασμοί Δράσεων

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν σε αυτήν. Οι δράσεις αυτές, πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα.

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού, δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Διακρίνονται στις παρακάτω δύο κατηγορίες :

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας (ΟΚΑ)
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Οι συντελεστές ψ για κτίρια όπως προτείνονται από τον Ευρωκώδικα 1, φαίνονται στον Πίνακα 3.9 .

Πίνακας 3.9 : Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ για κτίρια

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία Α: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-3)*	0,7	0,5	0,2
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία			
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι τιμές ψ μπορούν να καθορισθούν από το Εθνικό Προσάρτημα.			
* Για χώρες οι οποίες δεν αναφέρονται παρακάτω, βλέπε συναφείς τοπικές συνθήκες.			

3.4.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ)

Οι καταστάσεις αυτές συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του (πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση,

ανατροπή κλπ.). Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι ακόλουθοι :

- Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Όπου το $Q_{k,1}$ αντιστοιχεί στην εκάστοτε επικρατέστερη μεταβλητή δράση. Με αυτόν τον τρόπο προκύπτει ο αναλυτικός συνδυασμός δράσεων :

Δυσμενής Συνδυασμός :

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο Q

$$1,35 * G + 1,5 * Q + 1,5 * 0,6 * W + 1,5 * 0,5 * S$$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο W

$$1,35 * G + 1,5 * W + 1,5 * 0,7 * Q + 1,5 * 0,5 * S$$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το χιόνι S

$$1,35 * G + 1,5 * S + 1,5 * 0,7 * Q + 1,5 * 0,6 * W$$

Ευμενής Συνδυασμός :

- $1,00 * G + 1,00 * Q$

- Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

3.4.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Οι καταστάσεις αυτές συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για τον φορέα ή για μέλος αυτού (μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κλπ). Ο συνδυασμός σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας που χρησιμοποιείται είναι ο εξής :

$$E_d = E \{ G_{k,j}; P; Q_{k,1}; \psi_{0,i}; Q_{k,i} \} \quad j \geq 1; i > 1$$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο Q

$$G + Q + 0,6 * W + 0,5 * S$$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο W

$$G + W + 0,7 * Q + 0,5 * S$$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το χιόνι S

$$G + S + 0,7 * Q + 0,6 * W$$

3.4.3 Συνδυασμοί Δράσεων Κτιρίου

Οι συνδυασμοί φορτίσεων που εισήχθησαν στο SAP2000 φαίνονται στους παρακάτω πίνακες :

Πίνακας 3.10: Συνδυασμοί Αστοχίας

	Μόνιμα	Κινητά	Άνεμος Χ	Άνεμος Υ	Χιόνι	Σεισμός Χ	Σεισμός Υ
ΑΣΤΟΧΙΑ 1	1,35	1,5					
ΑΣΤΟΧΙΑ 2	1,35	1,5			0,75		
ΑΣΤΟΧΙΑ 3	1,35	1,5	0,9		0,75		
ΑΣΤΟΧΙΑ 4	1,35	1,5		0,9	0,75		
ΑΣΤΟΧΙΑ 5	1,35		1,5				
ΑΣΤΟΧΙΑ 6	1,35			1,5			
ΑΣΤΟΧΙΑ 7	1,35	1,05	1,5		0,75		
ΑΣΤΟΧΙΑ 8	1,35	1,05		1,5	0,75		
ΑΣΤΟΧΙΑ 9	1,35	1,05			1,5		
ΑΣΤΟΧΙΑ 10	1,35		0,9		1,5		
ΑΣΤΟΧΙΑ 11	1,35			0,9	1,5		
ΑΣΤΟΧΙΑ 12	1,35	1,05	0,9		1,5		
ΑΣΤΟΧΙΑ 13	1,35	1,05		0,9	1,5		
ΑΣΤΟΧΙΑ 14	1	0,3				1	0,3
ΑΣΤΟΧΙΑ 15	1	0,3				0,3	1

Πίνακας 3.11 : Συνδυασμοί Λειτουργικότητας

	Μόνιμα	Κινητά	Άνεμος Χ	Άνεμος Υ	Χιόνι
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 1	1	1	0,6		0,5
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 2	1	1		0,6	0,5
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 3	1	1			0,5
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 4	1	0,7		0,6	1
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 5	1	0,7	0,6		1
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 6	1	0,7	1		0,6
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 7	1	0,7		1	0,6

4 Ανάλυση και Διαστασιολόγηση φορέα

4.1 Κτίριο με συνδέσμους δυσκαμψίας

4.1.1 Μέθοδος Ανάλυσης Κατασκευής

Ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του κτιρίου, μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής σεισμικής ανάλυσης :

1. Η μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης για κτίρια, η απόκριση των οποίων, σε κάθε κύρια διεύθυνση δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις συμμετοχές ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερων από τη θεμελιώδη μορφή.
2. Η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης.

Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκε η 2^η μέθοδος.

Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Στη μέθοδο αυτή λαμβάνεται υπ' όψιν η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στην τελική απόκριση. Αυτό θεωρείται ότι ισχύει όταν ικανοποιείται ένα από τα δύο παρακάτω κριτήρια :

- Το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψιν είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα.
- Λαμβάνονται υπ' όψιν όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας.

Για την ιδιομορφική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η πιθανή ακραία τιμή του τυχόντος μεγέθους απόκρισης, χρησιμοποιήθηκε η Πλήρης Τετραγωνική Επαλληλία (CQC). Η συμμετέχουσα μάζα ορίστηκε από το πρόγραμμα, σύμφωνα με τα φορτία που έχουν εισαχθεί, από τον συνδυασμό $MONIMA(G) + 0,3 * KINHHTA(Q)$. Στην παρούσα εργασία αποδεικνύεται ότι το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών που ελήφθησαν υπ' όψιν είναι τουλάχιστον το 90% της μάζας του φορέα.

Πίνακας 4.1: Ποσοστά συμμετοχής μαζών και ιδιοπερίοδοι κτιρίου (για κάθε διεύθυνση)

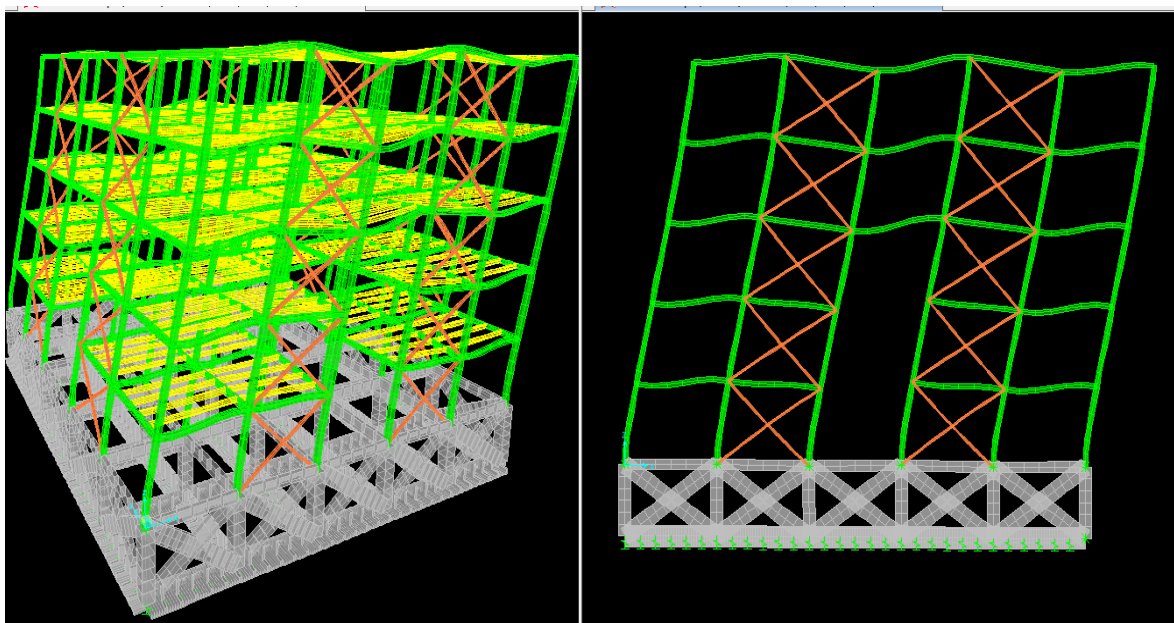
OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless	Un
MODAL	Mode	1	0,883432	0,8118	2,997E-06	6,478E-09	0,8118	2,997E-06	6,478E-09	8,35E-07	
MODAL	Mode	2	0,857714	2,986E-06	0,81786	2,659E-09	0,8118	0,81787	9,137E-09	0,19962	
MODAL	Mode	3	0,550578	1,368E-09	4,958E-10	6,996E-10	0,8118	0,81787	9,837E-09	6,637E-11	
MODAL	Mode	4	0,245882	0,10422	1,096E-09	6,3E-09	0,91602	0,81787	1,614E-08	4,291E-09	
MODAL	Mode	5	0,242871	6,275E-10	0,09834	1,806E-09	0,91602	0,91621	1,794E-08	0,04957	
MODAL	Mode	6	0,230228	3,645E-12	7,082E-13	0,02369	0,91602	0,91621	0,02369	1,461E-08	
MODAL	Mode	7	0,230008	6,332E-06	1,203E-12	8,807E-12	0,91603	0,91621	0,02369	6,696E-10	
MODAL	Mode	8	0,22965	1,414E-13	3,387E-13	0,00064	0,91603	0,91621	0,02433	4,862E-09	
MODAL	Mode	9	0,229396	1,905E-05	7,404E-14	6,943E-11	0,91605	0,91621	0,02433	5,205E-11	
MODAL	Mode	10	0,209738	9,315E-12	1,726E-10	0,2744	0,91605	0,91621	0,29873	2,532E-06	
MODAL	Mode	11	0,208603	2,577E-06	1,895E-11	4,094E-08	0,91605	0,91621	0,29873	1,157E-07	
MODAL	Mode	12	0,206906	2,307E-11	1,33E-10	0,00844	0,91605	0,91621	0,30717	1,092E-06	

Το επιθυμητό άθροισμα μαζών για το συγκεκριμένο μοντέλο (και για τις 2 διευθύνσεις) επιτυγχάνεται στην 5^η ιδιομορφή με ποσοστά :

- $\sum m_x = 91,602\%$
- $\sum m_y = 91,621\%$

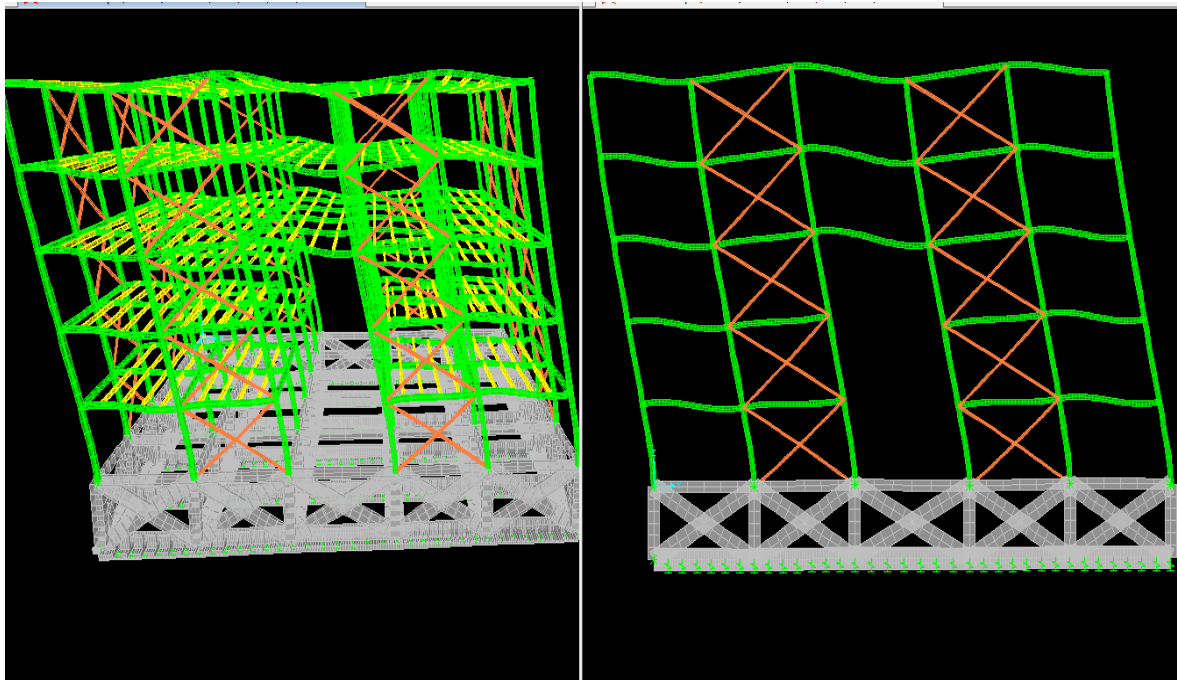
Παρακάτω παρουσιάζονται οι εικόνες των τριών πρώτων κύριων ιδιομορφών ταλάντωσης (δύο μεταφορικές κατά X και κατά Y αντίστοιχα και μία περιστροφική) καθώς επίσης και οι ιδιοπερίοδοί τους :

- 1^η ιδιομορφή (T = 0,883 sec)



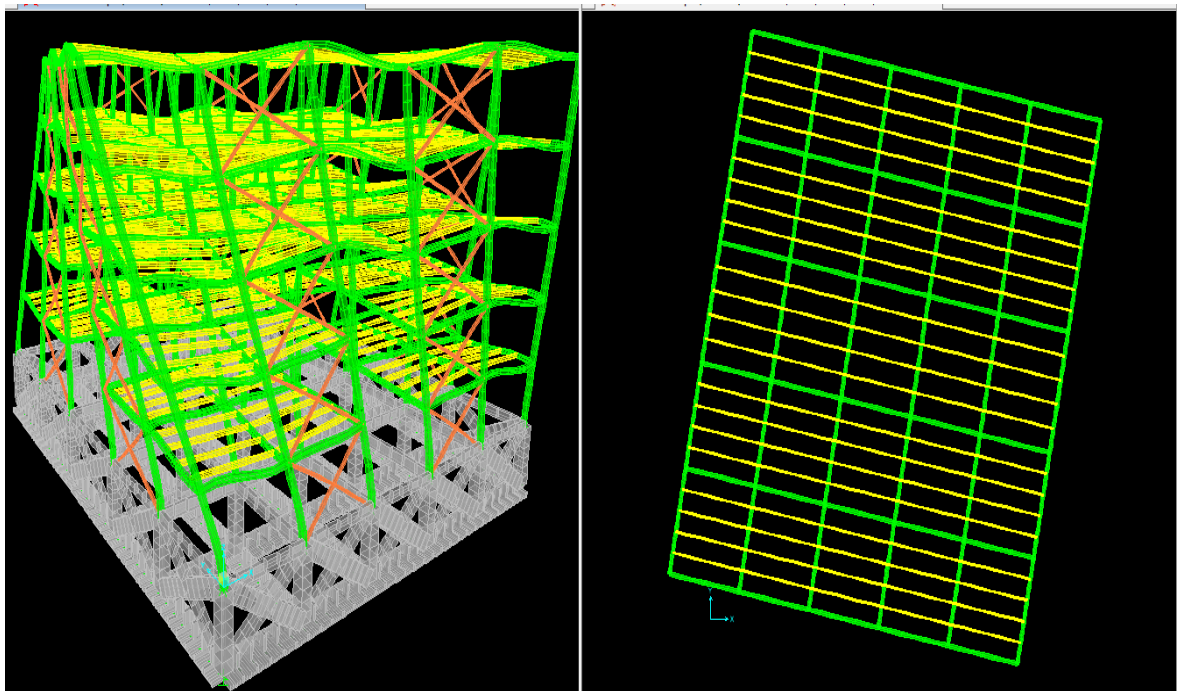
Σχήμα 4.1 : Παραμόρφωση μοντέλου κατά την 1^η ιδιομορφή (μεταφορική κατά X)

- 2^η ιδιομορφή ($T = 0,858 \text{ sec}$)



Σχήμα 4.2 : Παραμόρφωση μοντέλου κατά την 2^η ιδιομορφή (μεταφορική κατά Y)

- 3^η ιδιομορφή ($T = 0,551 \text{ sec}$)

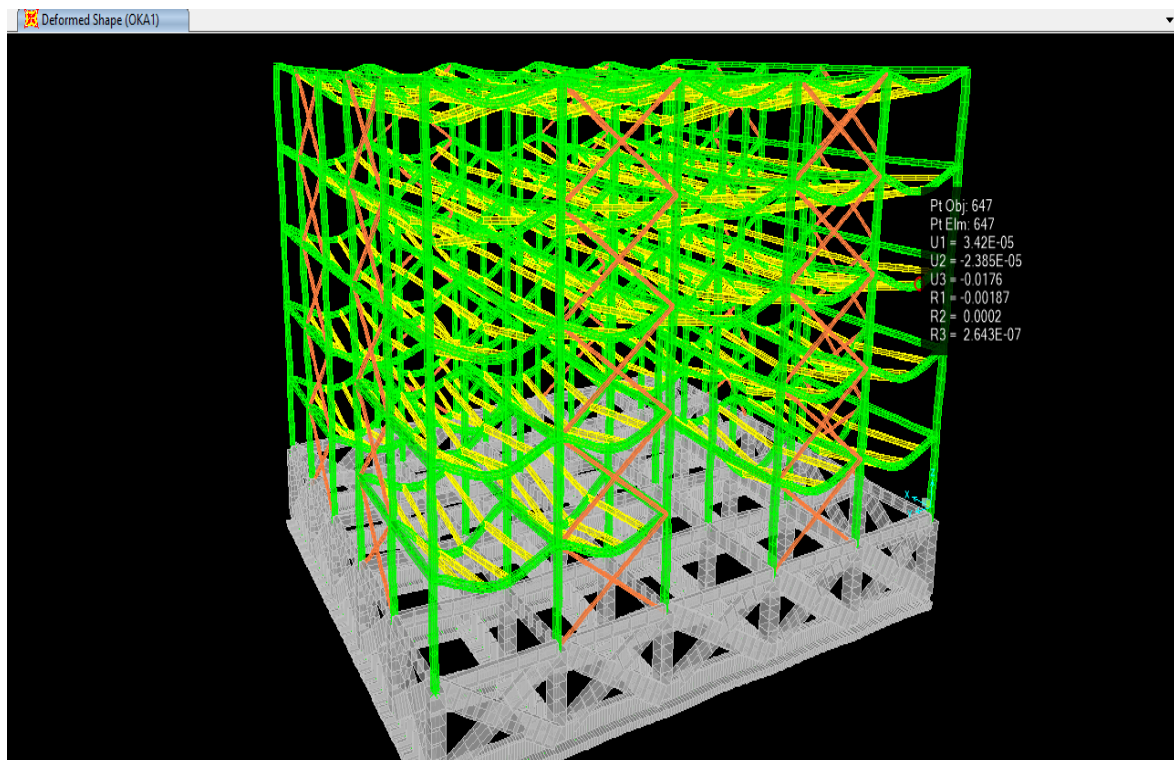


Σχήμα 4.3 : Παραμόρφωση μοντέλου κατά την 3^η ιδιομορφή (περιστροφική γύρω από Z)

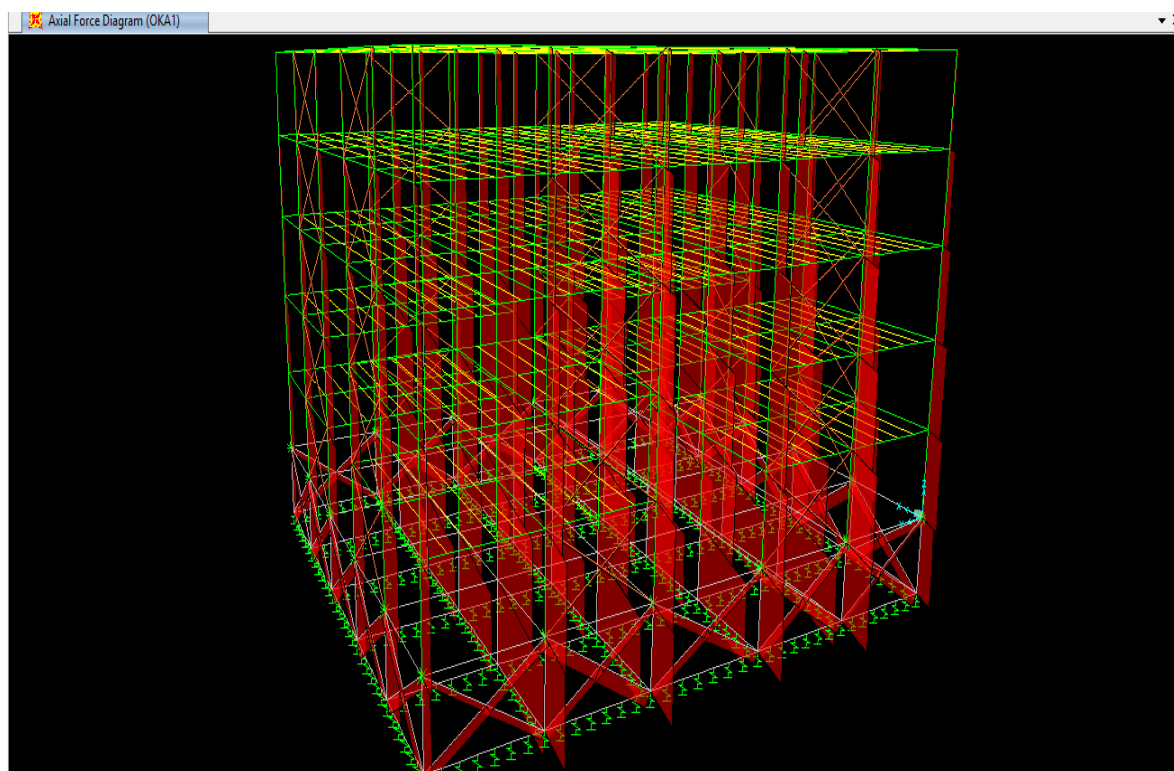
4.1.2 Αποτελέσματα Στατικής και Δυναμικής Ανάλυσης

Παρακάτω παρουσιάζονται οι παραμορφώσεις και τα εντατικά μεγέθη των κατακορύφων φορτίων και του σεισμού, όπως πρόέκυψαν από την ανάλυση του προγράμματός μας :

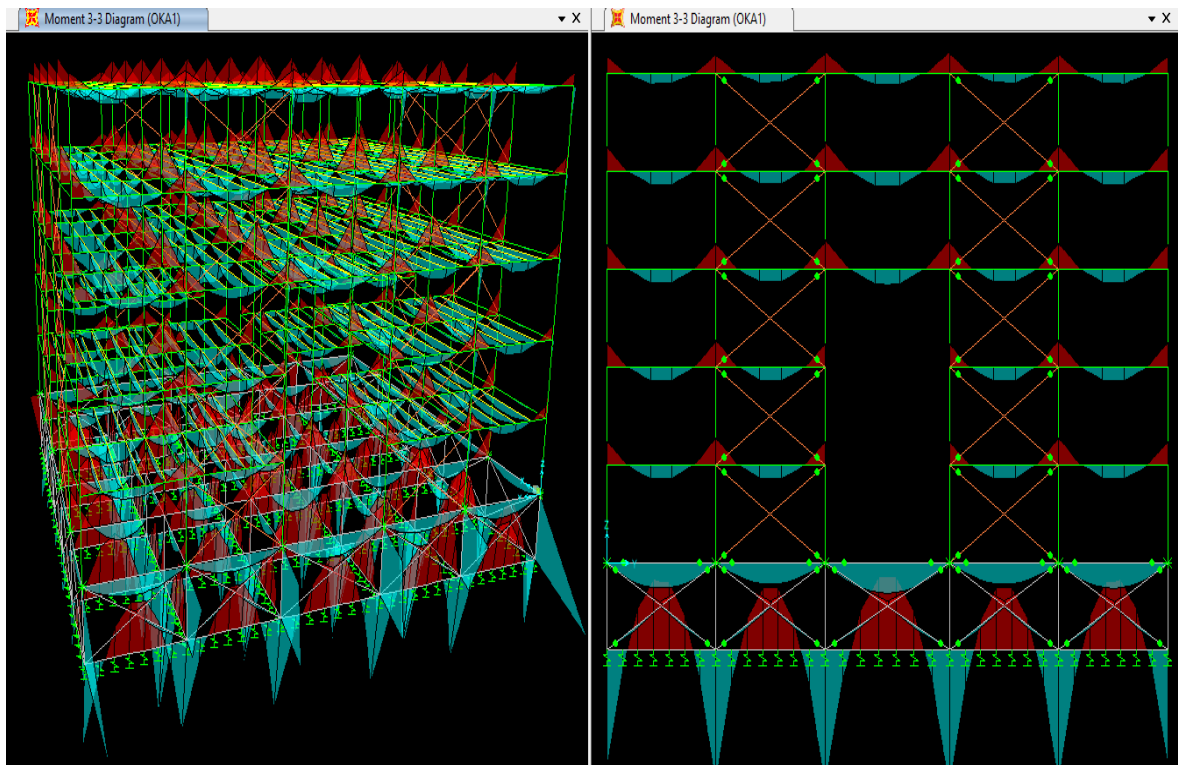
Κατακόρυφα φορτία – Συνδυασμός 1,35G+1,50Q (OKA 1)



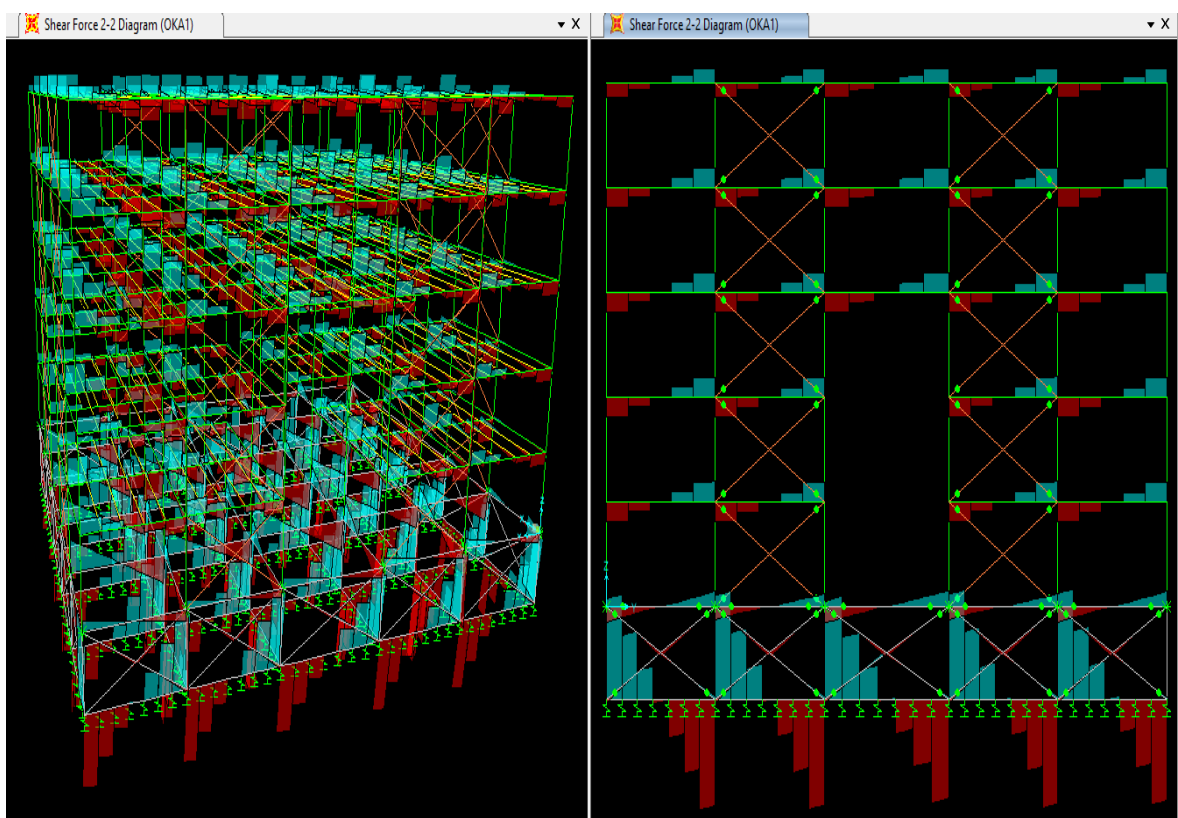
Σχήμα 4.4 : Παραμορφώσεις φορέα



Σχήμα 4.5 : Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων στα υποστυλώματα

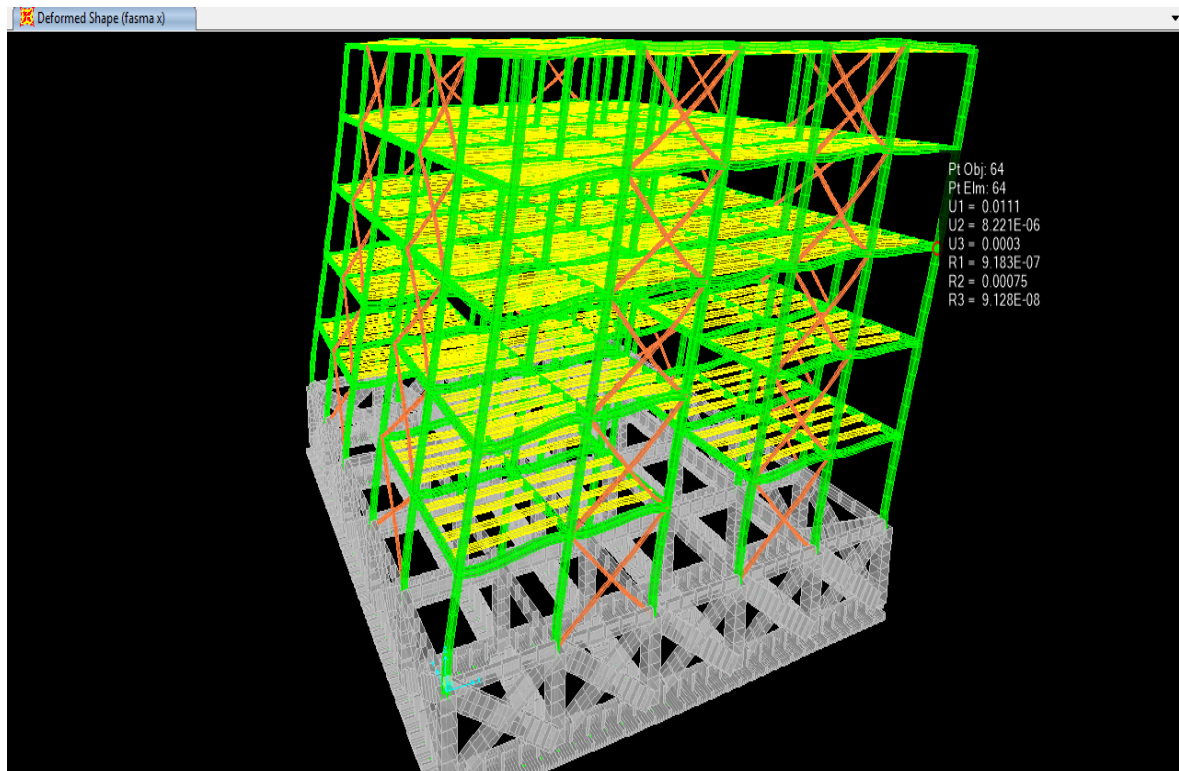


Σχήμα 4.6 : Διαγράμματα ροπών κάμψης M 3-3 (στη διεύθυνση Y)

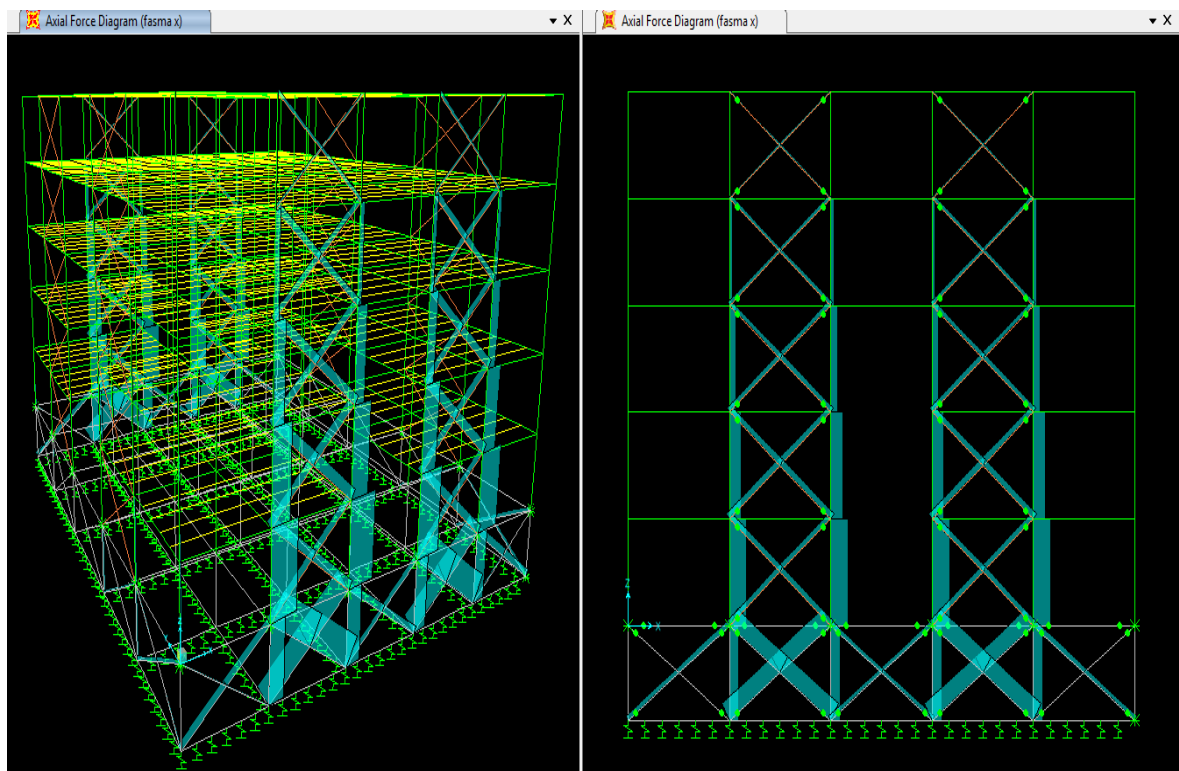


Σχήμα 4.7 : Διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων V 2-2 (στη διεύθυνση Y)

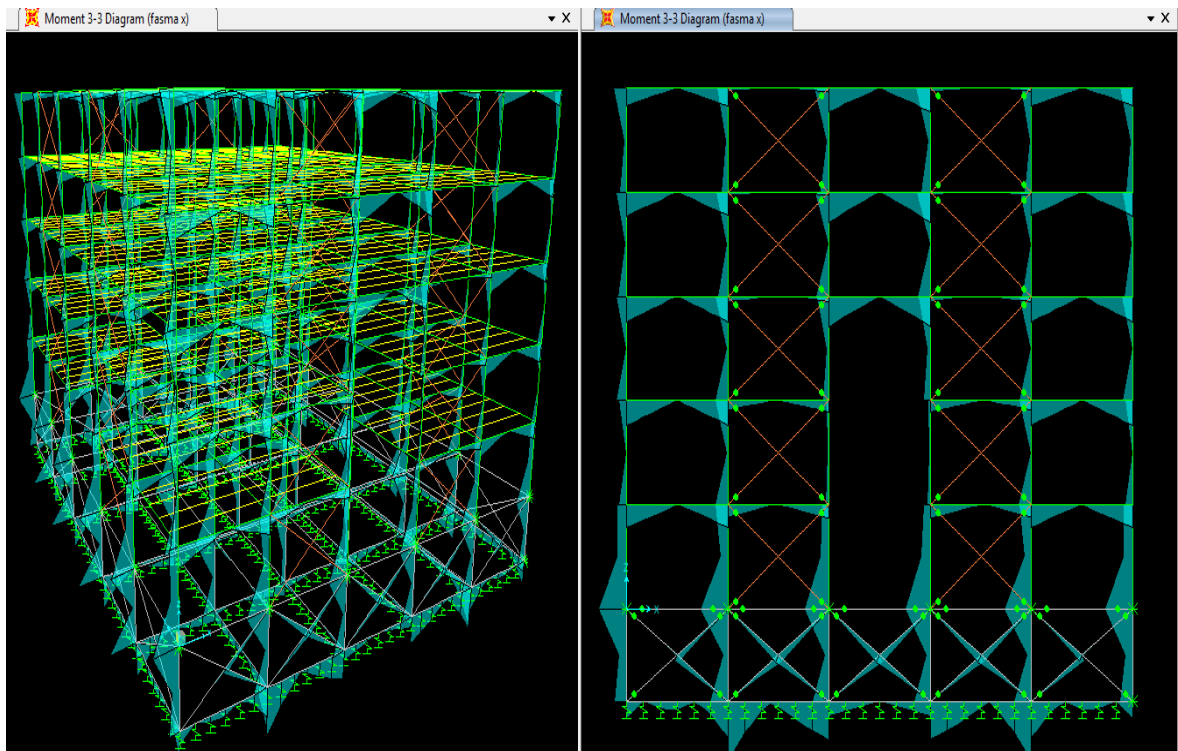
Για το σεισμό κατά X (fasma X)



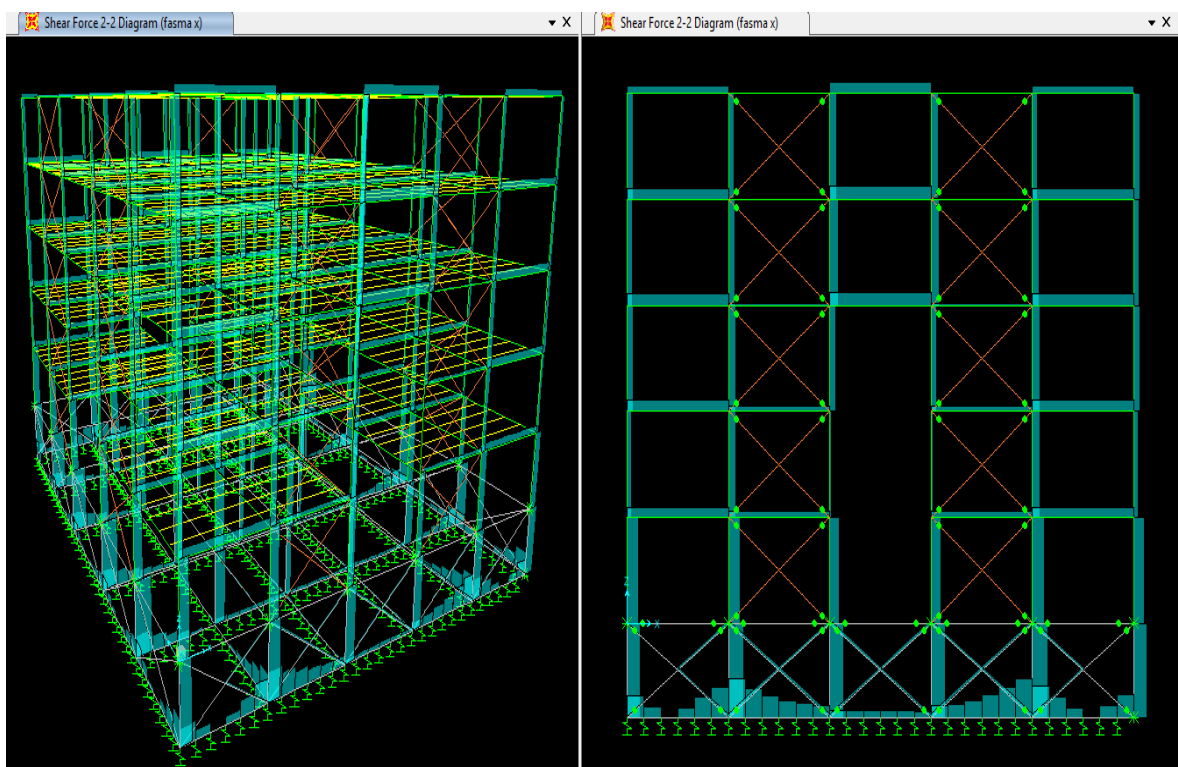
Σχήμα 4.8 : Παραμορφώσεις φορέα



Σχήμα 4.9 : Αξονικές δυνάμεις φορέα

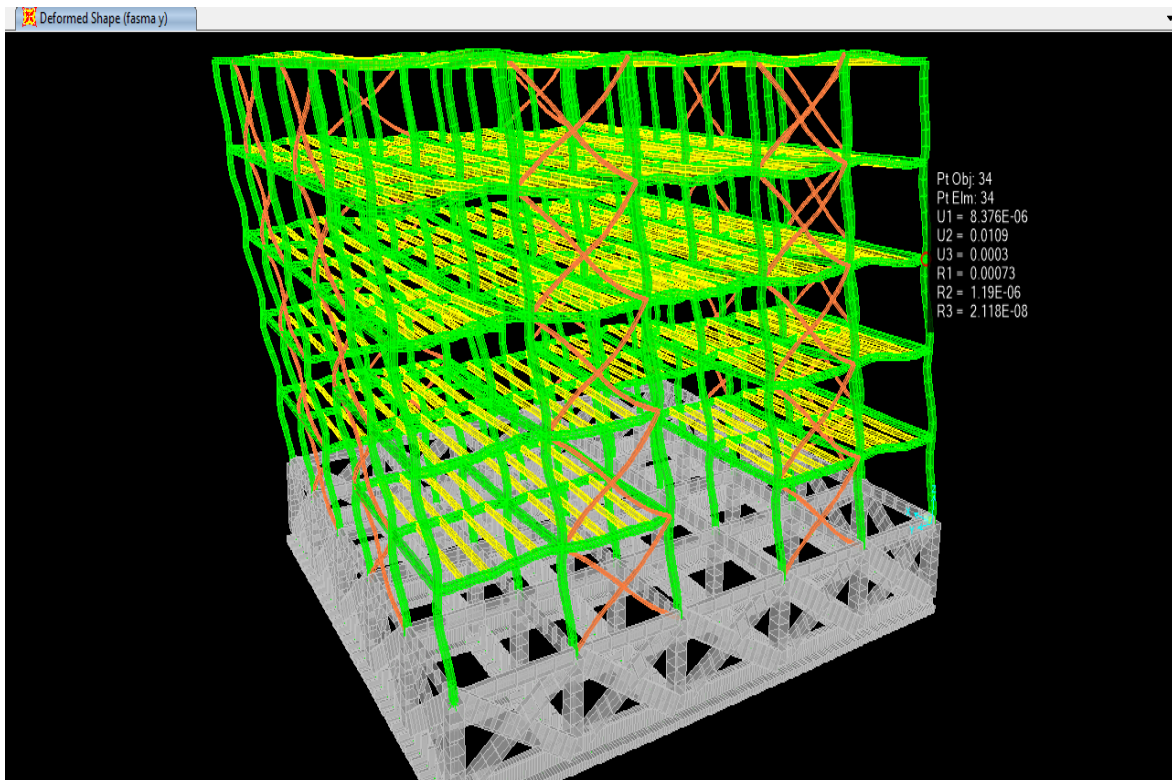


Σχήμα 4.10 : Διαγράμματα ροπών κάμψης M 3-3 (στη διεύθυνση X)

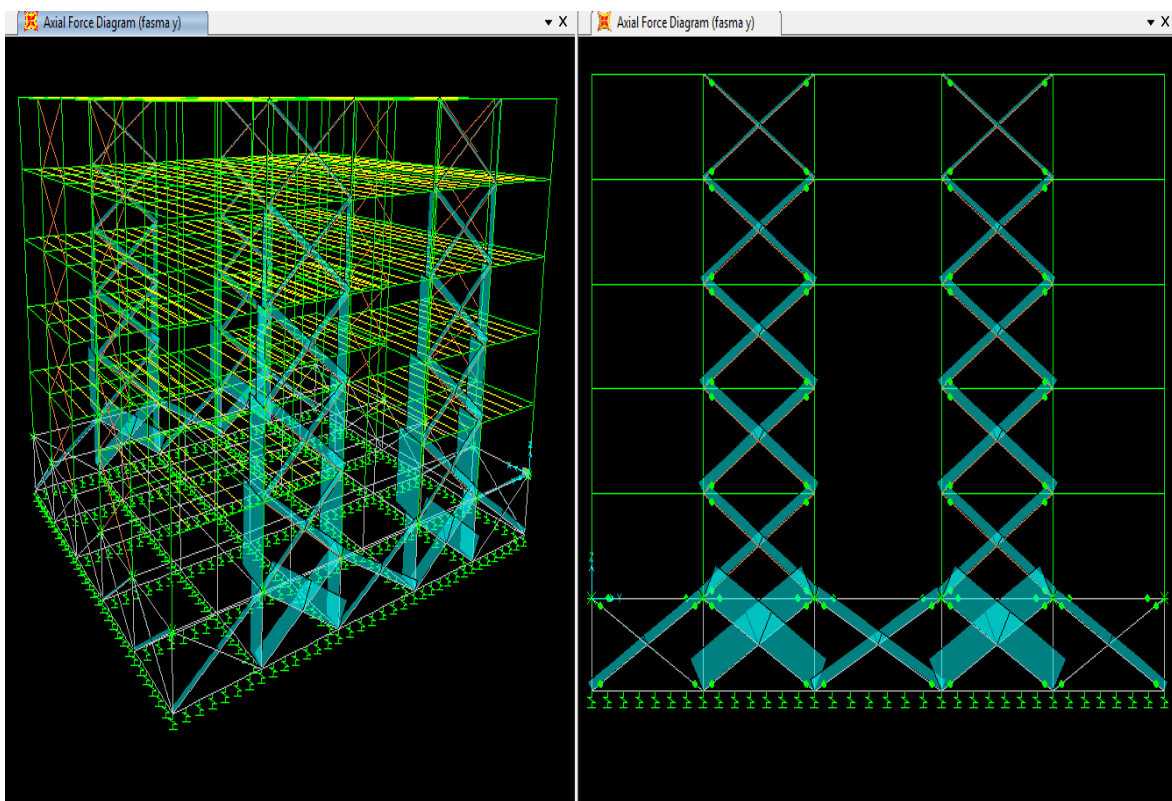


Σχήμα 4.11 : Διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων V 2-2 (στη διεύθυνση X)

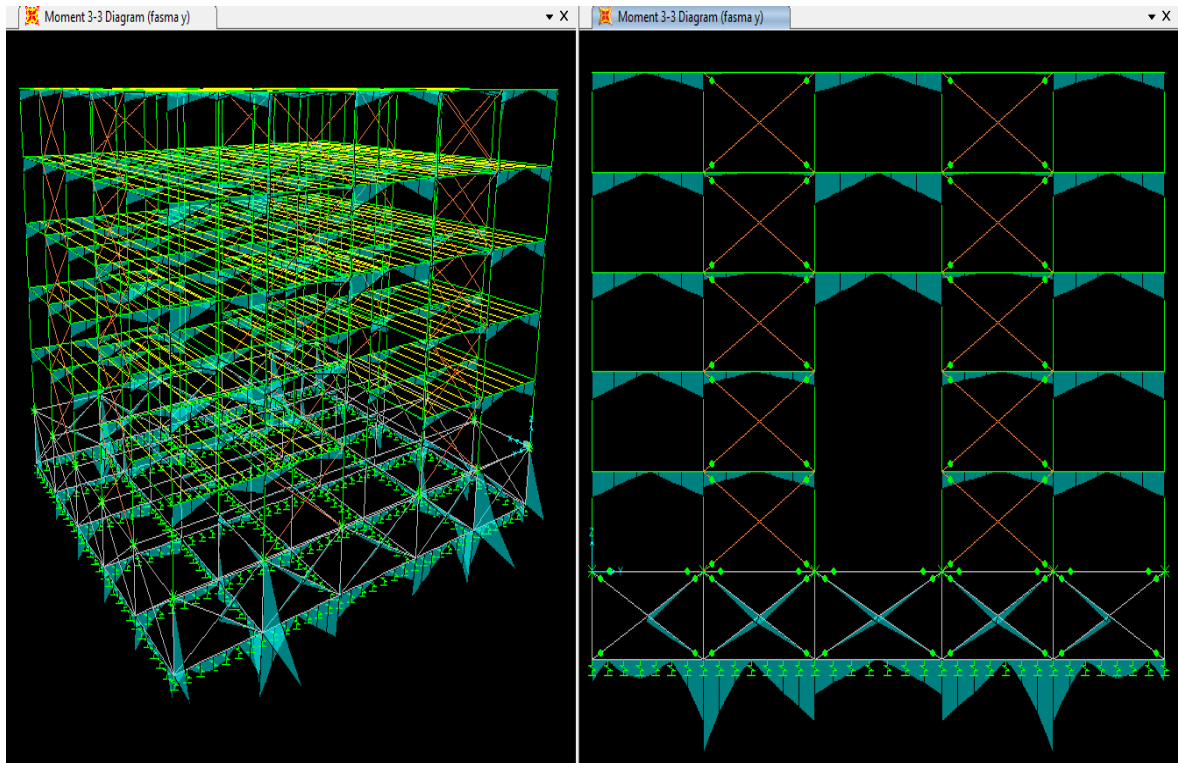
Για το σεισμό κατά Y (fasma Y)



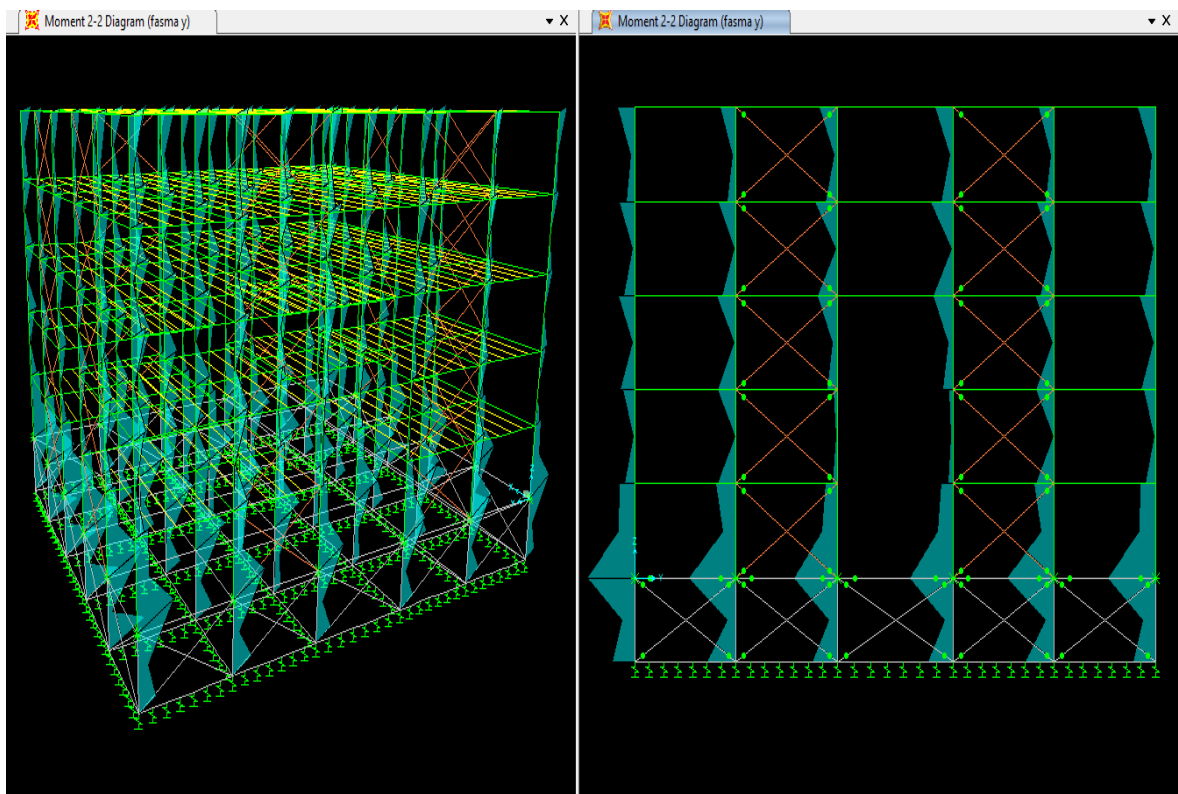
Σχήμα 4.12 : Παραμορφώσεις φορέα



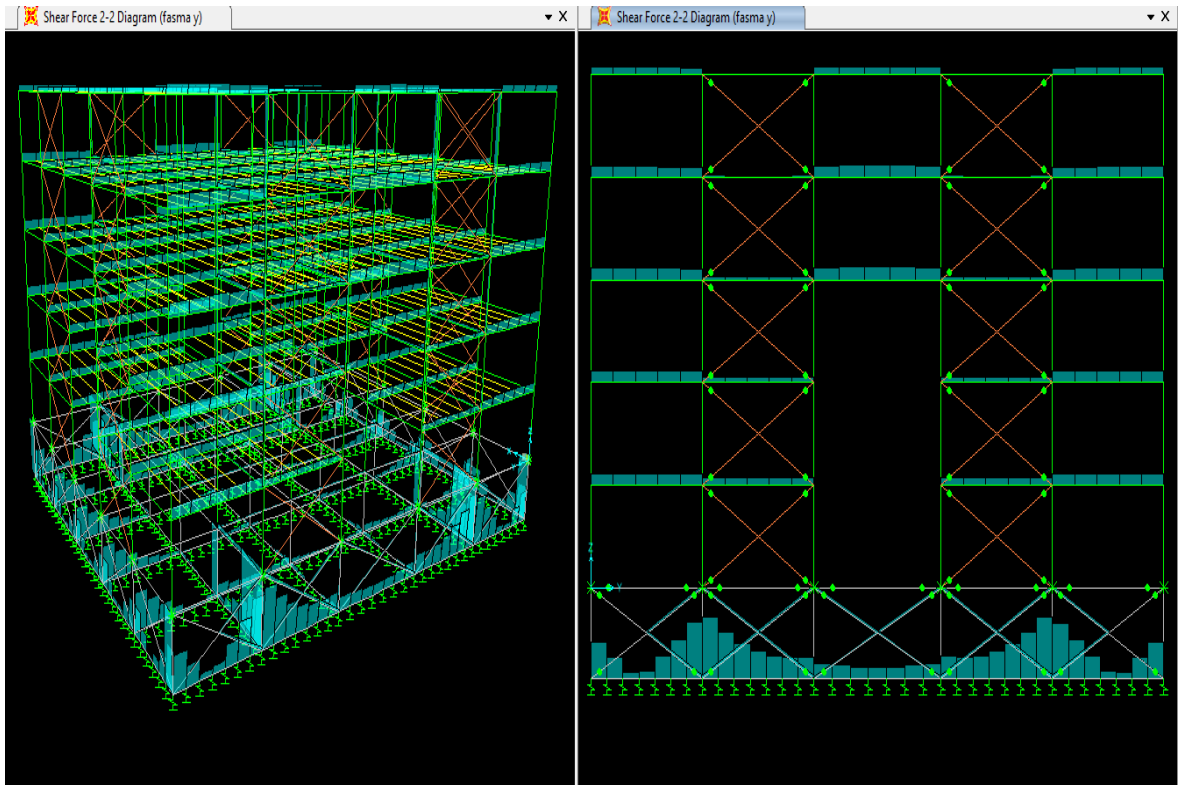
Σχήμα 4.13 : Αξονικές δυνάμεις φορέα



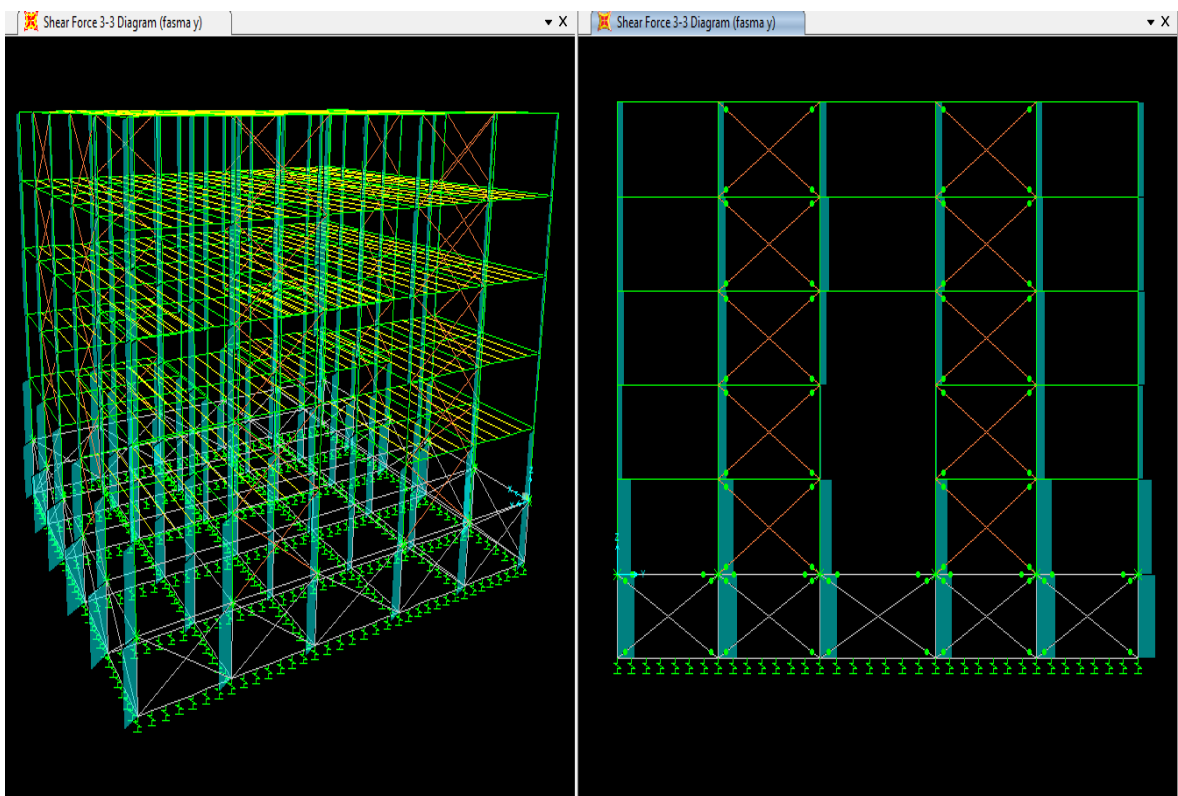
Σχήμα 4.14 : Διαγράμματα ροπών κάμψης M 3-3 (στη διεύθυνση Y)



Σχήμα 4.15 : Διαγράμματα ροπών κάμψης M 2-2 (στη διεύθυνση Y)



Σχήμα 4.16 : Διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων V 2-2 (στη διεύθυνση Y)




Σχήμα 4.17 : Διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων V 3-3 (στη διεύθυνση Y)

4.1.3 Διαστασιολόγηση Φορέα

Η διαστασιολόγηση των μελών του φορέα προέκυψε από τους ελέγχους επάρκειας σε αστοχία και σε λειτουργικότητα που πραγματοποιήθηκαν αυτοματοποιημένα από το πρόγραμμα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, καθώς επίσης και από τους ικανοτικούς ελέγχους των χιαστί συνδέσμων. Οι παράμετροι σύμφωνα με τις οποίες έγιναν οι έλεγχοι στο πρόγραμμα φαίνονται στον παρακάτω πίνακα :

Πίνακας 4.2 : Παράμετροι ελέγχων που εισήχθησαν στο SAP

 Steel Frame Design Preferences for Eurocode 3-2005

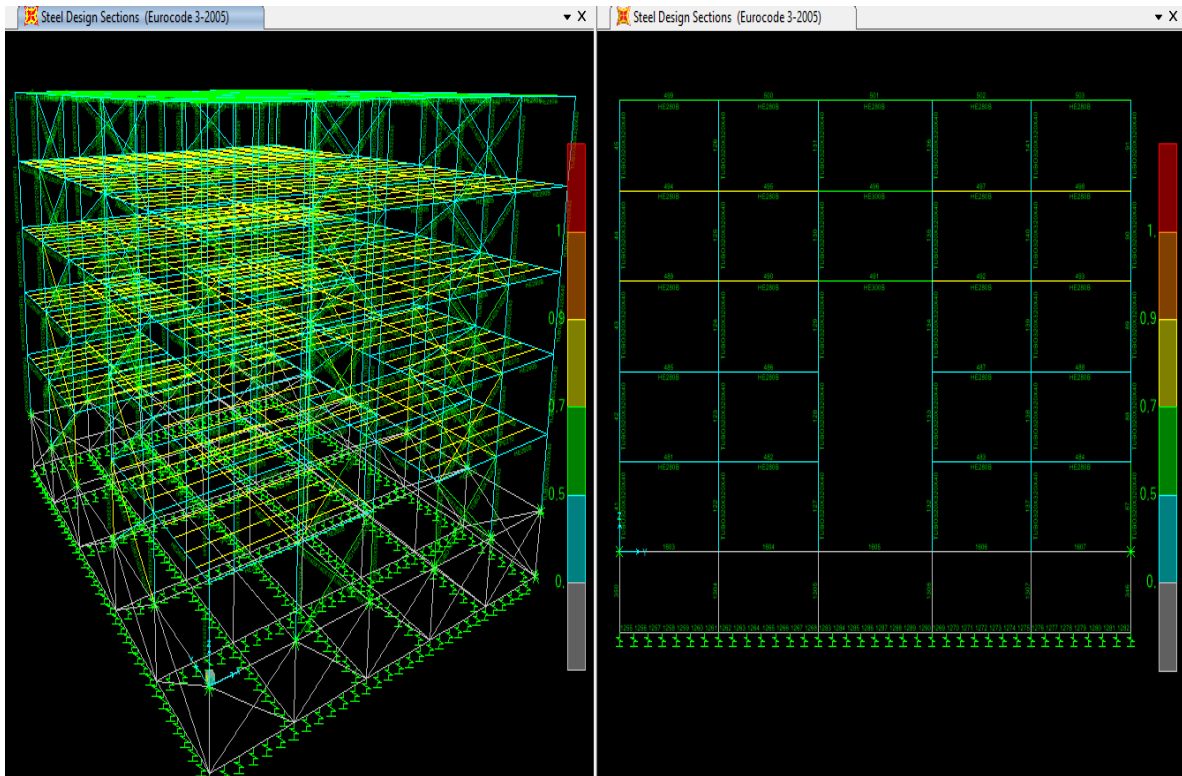
Item	Value
1 Design Code	Eurocode 3-2005
2 Country	CEN Default
3 Combinations Equation	Eq. 6.10
4 Reliability Class	Class 2
5 Interaction Factors Method	Method 2 (Annex B)
6 Multi-Response Case Design	Envelopes
7 Framing Type	DCH-MRF
8 Behavior Factor, q	4,
9 System Overstrength Factor, Omega	1,
10 Consider P-Delta Done?	No
11 Consider Torsion?	No
12 GammaM0	1,
13 GammaM1	1,
14 GammaM2	1,25
15 Ignore Seismic Code?	No
16 Ignore Special Seismic Load?	No
17 Is Doubler Plate Plug-Welded?	Yes
18 Consider Deflection?	Yes
19 DL Limit, L/	120,
20 Super DL+LL Limit, L/	120,
21 Live Load Limit, L/	360,
22 Total Limit, L/	240,
23 Total--Camber Limit, L/	240,

Set To Default Values: All Items, Selected Items

Reset To Previous Values: All Items, Selected Items

OK, Cancel

Το πρόγραμμα μέσω της εντολής *Start Design/Check of Structure* εμφανίζει, για τον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης, τον συντελεστή εκμετάλλευσης (Δράση/Αντοχή) για το κάθε μέλος ξεχωριστά. Αυτός ο συντελεστής εκμετάλλευσης προέκυψε κρισιμότερος στους ελέγχους λειτουργικότητας για ορισμένα μέλη (π.χ διαδοκίδες και δοκούς μεσαίων ανοιγμάτων στη διεύθυνση Y), με αποτέλεσμα η διαστασιολόγηση των μελών αυτών να γίνει με γνώμονα τη λειτουργικότητα και όχι την αστοχία. Τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης παρουσιάζονται παρακάτω.



Σχήμα 4.18 : Συντελεστές εκμετάλλευσης

Υποστυλώματα

Καταλήξαμε σε κοίλη τετραγωνική διατομή TUBO320x320x40 σύμφωνα με τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης.

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

✕

File

Units **KN, m, C** ▾ ^

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

Frame : 41	X Mid: 18,000	Combo: OKA14	Design Type: Column
Length: 4,500	Y Mid: 0,000	Shape: TUBO320X320X40	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 2,250	Z Mid: 2,250	Class: Class 1	Rolled : Yes

Country=CEN Default	Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B)	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No
Consider Torsion? No	Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes
Ignore Seismic Code? No		

GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25	
q=4,00	Omega=1,00	GammaOV=1,05	
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=0,950

Aeff=0,045	eNy=0,000	eNz=0,000	
A=0,045	iyy=5,973E-04	iyy=0,115	Wel,yy=0,004
It=8,781E-04	Izz=5,973E-04	izz=0,115	Wel,zz=0,004
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,320	Wpl,yy=0,005
E=210000000,0	fy=355000,000	fu=510000,000	Wpl,zz=0,005
			Weff,yy=0,004
			Weff,zz=0,004
			Av,z=0,022
			Av,y=0,022

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
2,250	-1895,166	24,063	17,782	16,419	-7,568	2,031E-04

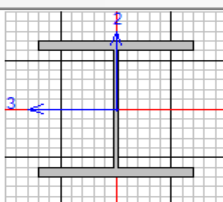
Σχήμα 4.19 : Διαστασιολόγηση υποστυλώματος

File							
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)							
D/C Ratio: 0,676 = 0,639 + 0,026 + 0,011 < 0,950 OK							
= NEd/(Chi_y NRk/GammaM1) + kyy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1) + kyz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.61)							
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-2065,211	15904,000	15904,000				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	15904,000	16450,560	2659778,278	3596,295	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a	0,210	3596,295	2,103	2,911	0,203	3230,032
MajorB(y-y)	a	0,210	64027,378	0,498	0,656	0,925	14707,562
Minor (z-z)	a	0,210	7731,047	1,434	1,658	0,402	6386,419
MinorB(z-z)	a	0,210	66783,185	0,488	0,649	0,928	14758,221
Torsional TF	a	0,210	3596,295	2,103	2,911	0,203	3230,032
MOMENT DESIGN							
	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	27,442	55,355	1681,280	1681,280	1681,280	1647,623	
Minor (z-z)	18,898	48,491	1681,280	1681,280	1681,280		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	d	0,760	0,226	0,535	0,980	1,412	33052,082
	kyy	kzy	kzy	kzz			
Factors	0,788	0,366	0,473	0,610			
SHEAR DESIGN							
	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status		
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check		
Major (z)	20,855	0,002	4591,087	0,005	OK		
Minor (y)	20,773	0,002	4591,087	0,005	OK		
	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW				
Reduction	4591,087	1,200	0,085				

Σχήμα 4.20 : Διαστασιολόγηση υποστρώματος

Δοκοί κατά X και κατά Y

Για τις δοκούς επιλέχθηκε ίδια διατομή HEB280 και στις δύο διευθύνσεις σύμφωνα με τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης.

File							
							
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)							
Units : KN, m, C							
Frame : 536	X Mid : 6,000	Combo: OKA4	Design Type: Beam				
Length: 7,000	Y Mid : 10,500	Shape: HE280B	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 7,000	Z Mid : 13,500	Class: Class 1	Rolled : Yes				
Country=CEN Default	Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 2					
Interaction=Method 2 (Annex B)	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No					
Consider Torsion? No	Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes					
Ignore Seismic Code? No							
GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25					
q=4,00	Omega=1,00	GammaOV=1,05					
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=0,950				
Aeff=0,013	eNy=0,000	eNz=0,000					
A=0,013	Iyy=1,927E-04	iyy=0,121	Wel,yy=0,001	Weff,yy=0,001			
It=1,460E-06	Izz=6,595E-05	izz=0,071	Wel,zz=4,711E-04	Weff,zz=4,711E-04			
Iw=1,132E-06	Iyz=0,000	h=0,280	Wpl,yy=0,002	Av,z=0,011			
E=2100000000,0	fy=355000,000	fu=510000,000	Wpl,zz=7,180E-04	Av,y=0,004			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
7,000	0,000	-411,423	0,000	283,911	0,000	-4,150E-04	

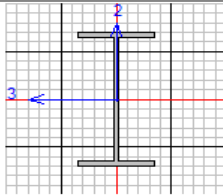
Σχήμα 4.21 : Διαστασιολόγηση δοκού

File							
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.9.1(6y)) D/C Ratio: 0,756 < 0,950 OK = (My,Ed/Mn,y,Rd) (EC3 6.2.9.1(6y))							
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	0,000	4650,500	4650,500				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	4650,500	4810,320	8397,115	8397,115	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0,340	8150,883	0,755	0,880	0,752	3495,127
MajorB(y-y)	b	0,340	8150,883	0,755	0,880	0,752	3495,127
Minor (z-z)	c	0,490	2,715E+19	0,000	0,451	1,000	4650,500
MinorB(z-z)	c	0,490	2,715E+19	0,000	0,451	1,000	4650,500
Torsional TF	c	0,490	8397,115	0,744	0,910	0,697	3242,198
MOMENT DESIGN							
	Med	Med, span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	-411,423	-411,423	544,570	544,570	544,570	491,345	
Minor (z-z)	0,000	0,000	254,890	254,890	254,890		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	0,566	0,699	0,902	2,495	1696,992
		kyy	kyz	kzy	kzz		
Factors		0,400	0,600	0,600	1,000		
SHEAR DESIGN							
	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status		
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check		
Major (z)	283,911	0,000	834,799	0,340	OK		
Minor (y)	0,000	0,000	2159,861	0,000	OK		
	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW				
Reduction	834,799	1,200	0,331				

Σχήμα 4.22 : Διαστασιολόγηση δοκού

Διαδοκίδες

Για τις διαδοκίδες επιλέχθηκε διατομή IPE270 σύμφωνα με τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης.

File							
							
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station) Units : KN, m, C							
Frame : 774	X Mid: 9,000	Combo: OKA4	Design Type: Beam				
Length: 6,000	Y Mid: 33,200	Shape: IPE270	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 3,000	Z Mid: 13,500	Class: Class 1	Rolled : Yes				
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10			Reliability=Class 2		
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes			P-Delta Done? No		
Consider Torsion? No		Ignore Special EQ Load? No			D/P Plug Welded? Yes		
Ignore Seismic Code? No							
GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25					
q=4,00	Omega=1,00	GammaOV=1,05					
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=0,950				
Aeff=0,005	eNy=0,000	eNz=0,000					
A=0,005	Iyy=5,790E-05	iyy=0,112	Wel,yy=4,289E-04	Weff,yy=4,289E-04			
It=0,000	Izz=4,200E-06	izz=0,030	Wel,zz=6,222E-05	Weff,zz=6,222E-05			
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,270	Wpl,yy=4,840E-04	Av,z=0,003			
E=210000000,0	fy=355000,000	fu=510000,000	Wpl,zz=9,700E-05	Av,y=0,002			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
3,000	0,000	102,595	0,000	0,000	0,000	-4,855E-04	

Σχήμα 4.23 : Διαστασιολόγηση διαδοκίδας

File						
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.9.1(6y))						Units: KN, m, C
D/C Ratio: 0,597 = 0,597 < 0,950 OK						
= (My,Ed/Mn,y,Rd) (EC3 6.2.9.1(6y))						
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd			
	Force	Capacity	Capacity			
Axial	0,000	1629,450	1629,450			
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
	1629,450	1685,448	1,187E+19	1,187E+19	1,000	
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi
Major (y-y)	a	0,210	3333,459	0,699	0,797	0,848
MajorB(y-y)	a	0,210	3333,459	0,699	0,797	0,848
Minor (z-z)	b	0,340	9,513E+18	0,000	0,466	1,000
MinorB(z-z)	b	0,340	9,513E+18	0,000	0,466	1,000
Torsional TF	b	0,340	1,187E+19	0,000	0,466	1,000
						Nb,Rd
						1381,996
						1381,996
						1629,450
						1629,450
						1629,450
MOMENT DESIGN						
	Med	Med, span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	102,595	102,595	171,820	171,820	171,820	171,820
Minor (z-z)	0,000	0,000	34,435	34,435	34,435	
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1
LTB	a	0,210	0,000	0,479	1,000	1,000
						Mer
						1,236E+18
	kyy	kzy	kzz			
Factors	0,950	0,600	0,600	1,000		
SHEAR DESIGN						
	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status	
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check	
Major (z)	0,000	0,000	452,821	0,000	OK	
Minor (y)	0,000	0,000	603,121	0,000	OK	
	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW			
Reduction	452,821	1,200	0,538			

Σχήμα 4.24 : Διαστασιολόγηση διαδοκίδας

Διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (γιαστί)

Για τους γιαστί συνδέσμους επιλέχθηκε κοίλη τετραγωνική διατομή TUBO140x140x10 σύμφωνα με τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης.

File						
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)						Units: KN, m, C
Frame : 1781	X Mid: 10,500	Combo: OKA14	Design Type: Brace			
Length: 3,750	Y Mid: 36,000	Shape: TUBO140X140X10	Frame Type: DCH-MRF			
Loc : 0,000	Z Mid: 5,625	Class: Class 1	Rolled : Yes			
Country=CEN Default	Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 2				
Interaction=Method 2 (Annex B)	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No				
Consider Torsion? No	Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes				
Ignore Seismic Code? No						
GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25				
q=4,00	Omega=1,00	GammaOV=1,05				
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=0,950			
Aeff=0,005	eNy=0,000	eNz=0,000				
A=0,005	Iyy=1,473E-05	iyy=0,053	Wel,yy=2,104E-04	Weff,yy=2,104E-04		
It=2,197E-05	Izz=1,473E-05	izz=0,053	Wel,zz=2,104E-04	Weff,zz=2,104E-04		
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,140	Wpl,yy=2,540E-04	Av,z=0,003		
E=210000000,0	fy=355000,000	fu=510000,000	Wpl,zz=2,540E-04	Av,y=0,003		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0,000	-337,442	0,000	0,000	-0,537	0,075	0,110

Σχήμα 4.25 : Διαστασιολόγηση διαγωνίου συνδέσμου δυσκαμψίας

File							
D/C Ratio: 0,715 = 0,707 + 0,003 + 0,005 < 0,950 OK							
= NEd/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1) + kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.62)							
Units: KN, m, C							
AXIAL FORCE DESIGN							
		Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity			
Axial		-337,442	1846,000	1846,000			
		Npl,Rd 1846,000	Nu,Rd 1909,440	Ncr,T 313217,923	Ncr,TF 542,749	An/Ag 1,000	
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a	0,210	2170,997	0,922	1,001	0,719	1327,685
MajorB(y-y)	a	0,210	2170,997	0,922	1,001	0,719	1327,685
Minor (z-z)	a	0,210	542,749	1,844	2,373	0,259	477,381
MinorB(z-z)	a	0,210	542,749	1,844	2,373	0,259	477,381
Torsional TF	a	0,210	542,749	1,844	2,373	0,259	477,381
MOMENT DESIGN							
		Med Moment	Med, span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)		0,000	0,432	90,170	90,170	90,170	86,653
Minor (z-z)		0,000	-0,281	90,170	90,170	90,170	90,170
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	McR
LTB	d	0,760	0,250	0,550	0,961	1,468	1440,590
		kyy	kzy	kzz			
Factors		1,086	0,939	0,651	1,565		
SHEAR DESIGN							
		Ved Force	Ted Torsion	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	
Major (z)		0,537	0,133	532,894	0,001	OK	
Minor (y)		0,075	0,133	532,894	0,000	OK	
		Vpl,Rd 532,894	Eta 1,200	LambdaBarW 0,171			
Reduction							

Σχήμα 4.26 : Διαστασιολόγηση διαγωνίου συνδέσμου δυσκαμψίας

4.1.4 Έλεγχοι

4.1.4.1 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Για τον περιορισμό της σχετικής παραμόρφωσης ορόφου, οι μετακινήσεις που προκαλούνται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού υπολογίστηκαν σύμφωνα με τη σχέση $d_s = q * d_e$, όπου οι μετακινήσεις d_e είναι οι μετακινήσεις που προσδιορίστηκαν από τη γραμμική ανάλυση βασισμένη στο φάσμα απόκρισης σχεδιασμού και υπολογίστηκαν αναλυτικά, αθροίζοντας κάθε μετακίνηση από τις επιμέρους φορτίσεις του σεισμικού συνδυασμού. Καταφύγαμε στη λύση αυτή, διότι τα αποτελέσματα του σεισμικού συνδυασμού, λόγω της ανακυκλιζόμενης σεισμικής φόρτισης, δεν δίνουν τις πραγματικές μετακινήσεις αλλά τις πιθανές μέγιστες κάθε κόμβου, με αποτέλεσμα να δημιουργείται σύγχυση στους υπολογισμούς.

Ο έλεγχος περιορισμού βλαβών πραγματοποιήθηκε για κάθε όροφο και για κάθε διεύθυνση του κτιρίου και γίνεται για την περίπτωση κτιρίου με μη-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό συνδεδεμένα με το φορέα, με την ακόλουθη σχέση :

$$d_r * v \leq 0,005 * h \quad (4.1)$$

Όπου : h είναι το ύψος του ορόφου και είναι ίσο με $h=4,5m$, v είναι ο συντελεστής μείωσης, όπου σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, για κατηγορία σπουδαιότητας II, λαμβάνεται ίσος με $v=0,5$ και d_r είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής παραμόρφωσης του ορόφου που ορίζεται ως η διαφορά των d_s οροφής-δαπέδου του ορόφου. Όπως φαίνεται στον Πίν. 4.3, ο έλεγχος ικανοποιείται για όλους τους ορόφους, και στις δύο διευθύνσεις.

Πίνακας 4.3: Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Διεύθυνση X (OKA 14)

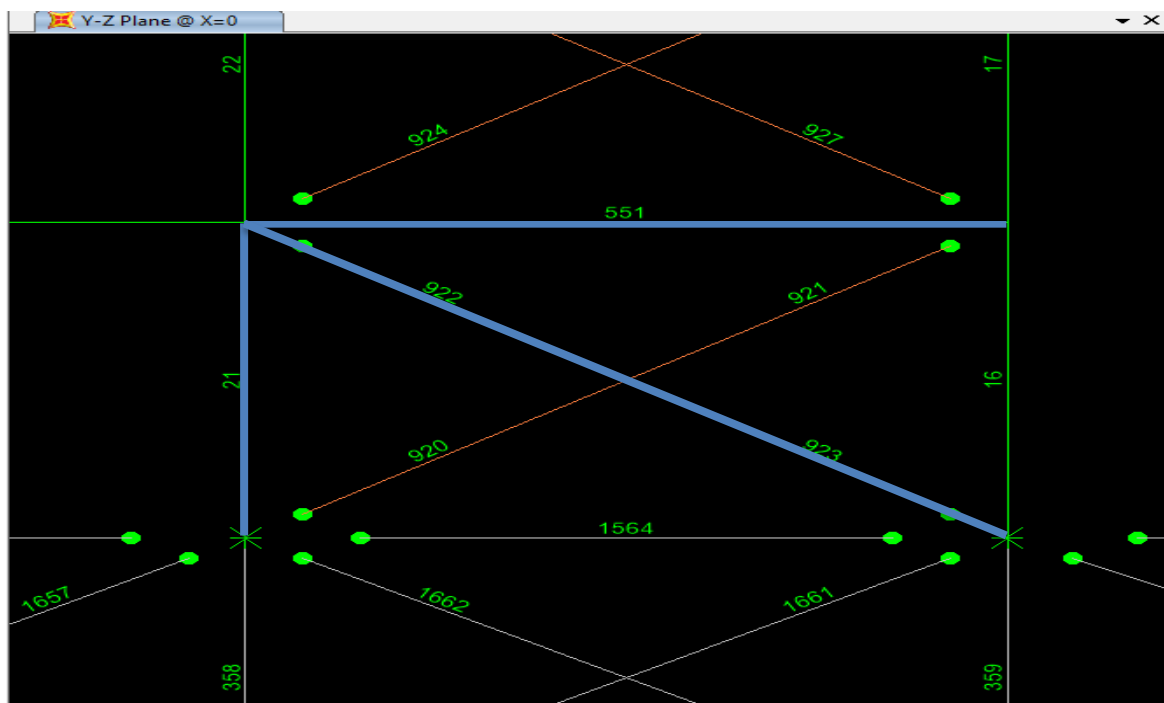
	d_s	d_r	$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h$
1 ^{ος} Όροφος	0,012	0,012	$0,006 \leq 0,0225$
2 ^{ος} Όροφος	0,0284	0,0164	$0,0082 \leq 0,0225$
3 ^{ος} Όροφος	0,0444	0,016	$0,008 \leq 0,0225$
4 ^{ος} Όροφος	0,0584	0,014	$0,007 \leq 0,0225$
5 ^{ος} Όροφος	0,0692	0,0108	$0,0054 \leq 0,0225$

Διεύθυνση Y (OKA 15)

	d_s	d_r	$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h$
1 ^{ος} Όροφος	0,0124	0,0124	$0,0062 \leq 0,0225$
2 ^{ος} Όροφος	0,028	0,0156	$0,0078 \leq 0,0225$
3 ^{ος} Όροφος	0,0436	0,0156	$0,0078 \leq 0,0225$
4 ^{ος} Όροφος	0,0568	0,0132	$0,0066 \leq 0,0225$
5 ^{ος} Όροφος	0,0668	0,01	$0,005 \leq 0,0225$

4.1.4.2 Ικανοτικός έλεγχος χιαστί συνδέσμων

Για τον έλεγχο αυτό λαμβάνονται μόνο οι εφελκόμενοι διαγώνιοι του συνδέσμου καθώς επίσης ελέγχονται και η οριζόντια δοκός και το υποστύλωμα που συντρέχουν στον κόμβο της εφελκόμενης διαγωνίου του συνδέσμου. Επιλέξαμε να κάνουμε τον έλεγχο στο επίπεδο YZ και συγκεκριμένα στο χιαστί σύνδεσμο με labels 922,923, στη δοκό 551 καθώς επίσης και στο υποστύλωμα με label 21 που συντρέχουν στον κόμβο. Τα στοιχεία που ελέγχονται φαίνονται σαφέστερα με μπλε χρώμα στο παρακάτω σχήμα :



Σχήμα 4.27 : Στοιχεία που ελέγχθηκαν στον ικανοτικό έλεγχο των χιαστί συνδέσμων

Στοιχεία διαγωνίου

Διαγώνιο μήκος : $L = 8,322 \text{ m}$, Μήκος λυγισμού : $L_{cr} = 4,161 \text{ m}$, $h = 0,14 \text{ m}$, $b = 0,14 \text{ m}$, $t = 0,01 \text{ m}$, $A = 0,0052 \text{ m}^2$, $I_y = I_z = 0,00001473 \text{ m}^4$

Έλεγχος λυγηρότητας

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα : } \bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{\pi} * \sqrt{\frac{A^* f_y}{I_y * E}} = 1,023 < 2 \quad (4.2)$$

Σύμφωνα με τον έλεγχο του Ευρωκώδικα 3 για χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας, θα πρέπει να ισχύει $1,3 < \bar{\lambda} < 2$. Όπως παρατηρούμε δεν ικανοποιείται μόνο το κάτω όριο της σχέσης το οποίο, όπως αναφέρεται στην παρ. 6.7.3 (1) του Ευρωκώδικα 8, χρησιμοποιείται για να αποφευχθεί η επιβάρυνση του αντίστοιχου υποστυλώματος. Για να ξεπεραστεί το πρόβλημα αυτό, δοκιμάστηκε μικρότερη διατομή χιαστί, η οποία θα είχε και μεγαλύτερη λυγηρότητα, όμως στην περίπτωση αυτή δεν ικανοποιούνταν οι υπόλοιποι έλεγχοι αντοχής κατά τη διαστασιολόγηση. Επιλέχθηκε λοιπόν η τελική διατομή του χιαστί να είναι η TUBO140x140x10, για την οποία ικανοποιούνται οι έλεγχοι διατομής και παράλληλα δεν προκαλείται αστοχία στη δοκό και το υποστύλωμα που συντρέχουν τον κόμβο (βλ. παρακάτω). Μία ενδεχόμενη λύση στην αντιμετώπιση του προβλήματος αυτού (η οποία δεν εξετάζεται στην παρούσα εργασία), θα ήταν να τοποθετούσαμε περισσότερους χιαστί συνδέσμους στο κτίριό μας, ώστε κάθε χιαστί να παραλαμβάνει μικρότερη αξονική δύναμη και επομένως να είναι δυνατή η χρήση μικρότερης διατομής.

Έλεγχος σε εφελκυσμό διαγωνίου

$$N_{pl,Rd} = \frac{A^* f_y}{\gamma_{M_0}} = 1846 kN \quad N_{Ed} = 232,047 kN \quad \text{όπου } N_{Ed} \text{ είναι η δρώσα αξονική}$$

εφελκυστική δύναμη της διαγωνίου που προκύπτει από το σεισμικό συνδυασμό.

Έλεγχος οριζόντιας δοκού που συντρέχει στον κόμβο

Σύμφωνα με το κεφάλαιο 6.7.4 του Ευρωκώδικα 8, ο συντελεστής Ω ορίζεται ως η ελάχιστη τιμή του $\Omega_i = \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}}$ για όλες τις διαγώνιους του πλαισιακού συστήματος συνδέσμων, όπου $N_{pl,Rd,i}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού της διαγωνίου i και $N_{Ed,i}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της αξονικής δύναμης στη διαγώνιο i , στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

$$\text{Επομένως} \quad \Omega_i = \min(\Omega_1, \Omega_2) = \min\left(\frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}}\right) = \min\left(\frac{1846}{289,574}, \frac{1846}{301,252}\right) = 6,13 \quad (4.3)$$

Προκειμένου να ικανοποιείται μία ομοιογενής πλάστιμη συμπεριφορά των διαγωνίων, θα πρέπει να ελέγχεται ότι η μέγιστη υπεραντοχή Ω_i δε διαφέρει από την ελάχιστη τιμή Ω κατά περισσότερο από 25%, γεγονός που ισχύει :

$$\Omega_1 = \Omega_{\max} = \frac{1846}{289,574} = 6,37 < 1,25 * \Omega_{\min} = 1,25 * \frac{1846}{301,252} = 7,66 \quad (4.4)$$

Στοιχεία οριζόντιας δοκού

$A = 0,0131 \text{ m}^2$, $I_y = 0,0001927 \text{ m}^4$, $I_z = 0,00006595 \text{ m}^4$, $h = 0,28 \text{ m}$, $b = 0,28 \text{ m}$, $i_y = 0,121 \text{ m}$, $i_z = 0,071 \text{ m}$

Έλεγχος οριζόντιας δοκού

Πρέπει να ισχύει :

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E} \quad (4.5)$$

Είναι : $N_{pl,Rd} = 4650,5 \text{ kN}$

Η επαυξημένη δρώσα αξονική στην οριζόντια δοκό είναι :

$$N_{ικαν.} = N_{Ed,G} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E} = 0 kN < N_{pl,Rd} = 4650,5 kN$$

Όπου :

$N_{Ed,G} = 0$ είναι η αξονική δύναμη στη δοκό που οφείλεται σε μη σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στο συνδυασμό των δράσεων για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και $N_{Ed,E} = 0$ είναι η αξονική στη δοκό που οφείλεται στη σεισμική δράση σχεδιασμού.

Λυγνρότητες

Οι ανηγμένες λυγνρότητες ως προς τους δύο άξονες της δοκού υπολογίζονται ως εξής :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_y}{i_y * \lambda_1} = \frac{7}{0,121 * 76,059} = 0,76 \quad (4.6)$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_z}{i_z * \lambda_1} = \frac{7}{0,071 * 76,059} = 1,30$$

Συντελεστές χ_y και χ_z

Για τη διατομή της δοκού HEB280 και για λυγισμό περί τον οποιοδήποτε άξονα, η καμπύλη λυγισμού που λαμβάνουμε είναι η d. Επομένως ο συντελεστής ατελειών που αντιστοιχεί στην καμπύλη αυτή είναι ίσος με $a = 0,76$. Άρα θα έχουμε :

$$\Phi_y = 0,5 * [1 + a * (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,997 \quad (4.7)$$

$$\Phi_z = 0,5 * [1 + a * (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 1,75$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,607 \quad (4.8)$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,341$$

$$\chi = \chi_{\min} = 0,341$$

Αντοχή θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους έναντι λυγισμού λαμβάνεται από τον τύπο :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{\min} * A * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,341 * 0,0131 * 355000}{1,00} = 1587,31kN > N_{ικαν.} = 0 \quad (4.9)$$

Έλεγχος υποστυλώματος

Πρέπει να ισχύει :

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

Είναι : $N_{pl,Rd} = 15904$ kN

Η επαυξημένη δράση αξονική στο υποστύλωμα είναι :

$$N_{ικαν.} = N_{Ed,G} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E} = 939,678 + 1,1 * 1,05 * 6,13 * 1952,845 = 14543,05kN < N_{pl,Rd} = 15904kN$$

Όπου : $N_{Ed,G} = 939,678kN$ είναι η αξονική δύναμη στο υποστύλωμα που οφείλεται σε μη σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στο συνδυασμό των δράσεων για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και $N_{Ed,E} = 1952,845kN$ είναι η αξονική στο υποστύλωμα που οφείλεται στη σεισμική δράση σχεδιασμού.

Αξίζει να αναφερθεί ότι οι διατομές των υποστυλωμάτων του κτιρίου με τους συνδέσμους δυσκαμψίας πρόεκυψαν από τον ικανοτικό έλεγχο των χιαστί συνδέσμων, ο οποίος αποδείχθηκε ότι ήταν κρισιμότερος από τους ελέγχους αντοχής.

4.1.4.3 Έλεγχος έναντι φαινομένων 2^{ας} τάξεως

Σύμφωνα με την παράγραφο 4.4.2.2 του Ευρωκώδικα 8, αποτελέσματα 2^{ας} τάξεως δε χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψιν εάν ικανοποιείται σε κάθε διεύθυνση και σε κάθε όροφο, η σχέση :

$$\theta = \frac{P_{tot} * d_r}{V_{tot} * h} \leq 0,10 \quad (4.10)$$

Όπου : θ είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου, P_{tot} είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας στη σεισμική κατάσταση συνδυασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων (για το συνδυασμό G+0,3Q) , d_r είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης ορόφου, V_{tot} είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου και $h = 4,5m$ είναι το ύψος του ορόφου.

Οι σεισμικές τέμνουσες των ορόφων υπολογίστηκαν στο χέρι χρησιμοποιώντας τη μέθοδο ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης, διότι το πρόγραμμα δεν δίνει τα αποτελέσματα της σεισμικής τέμνουσας για τη στάθμη κάθε ορόφου. Όπως αναλύθηκε και την παρ. 4.1.1 της παρούσας εργασίας, αυτός ο τύπος ανάλυσης εφαρμόζεται σε κτίρια η απόκριση των οποίων, σε κάθε κύρια διεύθυνση, δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις συμβολές ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερων από τη θεμελιώδη ιδιομορφή. Αυτό διασφαλίζεται με το ακόλουθο κριτήριο όπου πρέπει :

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases}$$

όπου $T_C = 0,5\text{sec}$ για έδαφος κατηγορίας B, T_1 είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος που ισούται με $T_1 = C_i * H^{\frac{3}{4}} = 0,085 * 22,5^{\frac{3}{4}} = 0,878\text{sec} < 4 * T_C = 2,0 \text{ sec}$ και $T_1 < 2,0\text{sec}$ $C_i=0,085$ για χαλύβδινα πλαίσια. Στην περίπτωση μας επομένως ικανοποιείται.

Η σεισμική τέμνουσα βάσης για κάθε οριζόντια διεύθυνση υπολογίζεται από τον τύπο :

$$F_b = S_d(T_1) * m * \lambda \quad (4.11)$$

Διεύθυνση X

$$S_d(T_1) = a_g * S * \frac{2,5}{q} * \left[\frac{T_C}{T_1} \right] = 1,6 * 1,2 * \frac{2,5}{4} * \left[\frac{0,5}{0,878} \right] = 0,683 \text{ m/s}^2 \quad (4.12)$$

$\lambda = 0,85$ ο συντελεστής διόρθωσης εφόσον $T_1 \leq 2 * T_C = 1,0\text{sec}$

m είναι η συνολική μάζα του κτιρίου πάνω από τη θεμελίωση η οποία υπολογίστηκε από το πρόγραμμα ως η συνολική κατακόρυφη αντίδραση στη βάση του κτιρίου για το συνδυασμό G+0,30Q ίση με

$$m = \frac{38956,151(kN) * 1000}{9,81} = 3971065,34 \text{ kg} = 3971,065 \text{ t} \quad (4.13)$$

Άρα από τη σχέση (4.11) έχουμε ότι : $F_b = 0,683 * 3971,065 * 0,85 = 2305,40 \text{ kN}$

Η κατανομή της σεισμικής τέμνουσας στους ορόφους γίνεται με βάση τον τύπο :

$$F_i = F_b * \frac{m_i * z_i}{\sum m_i * z_i} \quad (4.14)$$

Όπου m_i οι μάζες των ορόφων και z_i οι απόσταση κάθε ορόφου από το έδαφος. Επομένως, σύμφωνα με τις σχέσεις (4.10), (4.14) θα έχουμε :

Πίνακας 4.4 : Έλεγχος μεταθετότητας θ για τη διεύθυνση X

	m_i (t)	F_i (kN) (= V_{tot})	P_{tot} (kN)	d_r (m)	Έλεγχος θ
1^{ος} Όροφος	621,46	112,68	38956,151	0,012	0,895
2^{ος} Όροφος	615,89	223,34	32859,581	0,0164	0,536
3^{ος} Όροφος	935,564	508,89	26817,7	0,016	0,187
4^{ος} Όροφος	935,526	678,49	17639,815	0,014	0,0809 \leq 0,1
5^{ος} Όροφος	862,62	782,02	8462,305	0,0108	0,026 \leq 0,1

Διεύθυνση Y

Αυτό που διαφοροποιείται στη διεύθυνση αυτή είναι οι μετακινήσεις, οπότε ομοίως θα έχουμε :

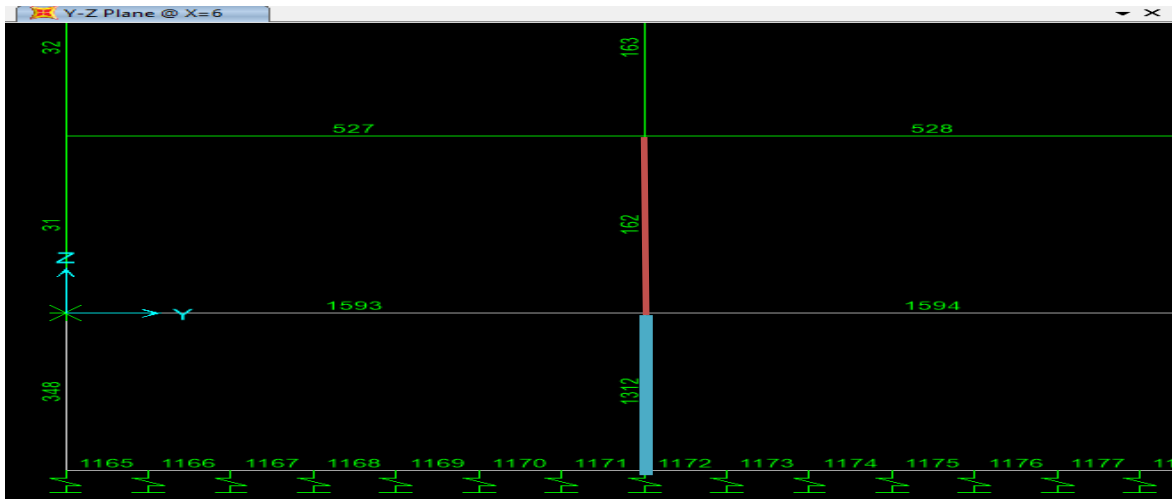
Πίνακας 4.5 : Έλεγχος μεταθετότητας θ για τη διεύθυνση Y

	m_i (t)	F_i (kN) (= V_{tot})	P_{tot} (kN)	d_r (m)	Έλεγχος θ
1^{ος} Όροφος	621,46	112,68	38956,151	0,0124	0,930
2^{ος} Όροφος	615,89	223,34	32859,581	0,0156	0,51
3^{ος} Όροφος	935,564	508,89	26817,7	0,0156	0,183
4^{ος} Όροφος	935,526	678,49	17639,815	0,0132	0,0762 \leq 0,1
5^{ος} Όροφος	862,62	782,02	8462,305	0,01	0,0240 \leq 0,1

Παρατηρούμε ότι και στις δύο διευθύνσεις ο έλεγχος μεταθετότητας θ ικανοποιείται μόνο στον 4^ο και 5^ο όροφο. Το πρόβλημα αυτό δημιουργείται λόγω της συγκεκριμένης διάταξης των χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας. Ενδεχόμενως, εάν τοποθετούσαμε περισσότερους χιαστί συνδέσμους σε περισσότερα φαντώματα τόσο περιμετρικά αλλά και εσωτερικά του κτιρίου, ο έλεγχος να ικανοποιούταν, επειδή θα αυξανόταν η δυσκαμψία του κτιρίου και θα μειώνονταν οι μετακινήσεις. Δεδομένου ότι, όπως αναφέρεται στην παρ. 4.2.4.3 παρακάτω, ο έλεγχος αυτός δεν ικανοποιείται ούτε στο κτίριο χωρίς συνδέσμους, κρίθηκε ορθότερο η διερεύνηση αυτή να μην πραγματοποιηθεί διότι θα οδηγούσε σε εξ' ολοκλήρου αλλαγή μοντέλου και θα ξέφευγε από το αντικείμενο της παρούσας εργασίας.

4.1.5 Διαστασιολόγηση Σύνδεσης

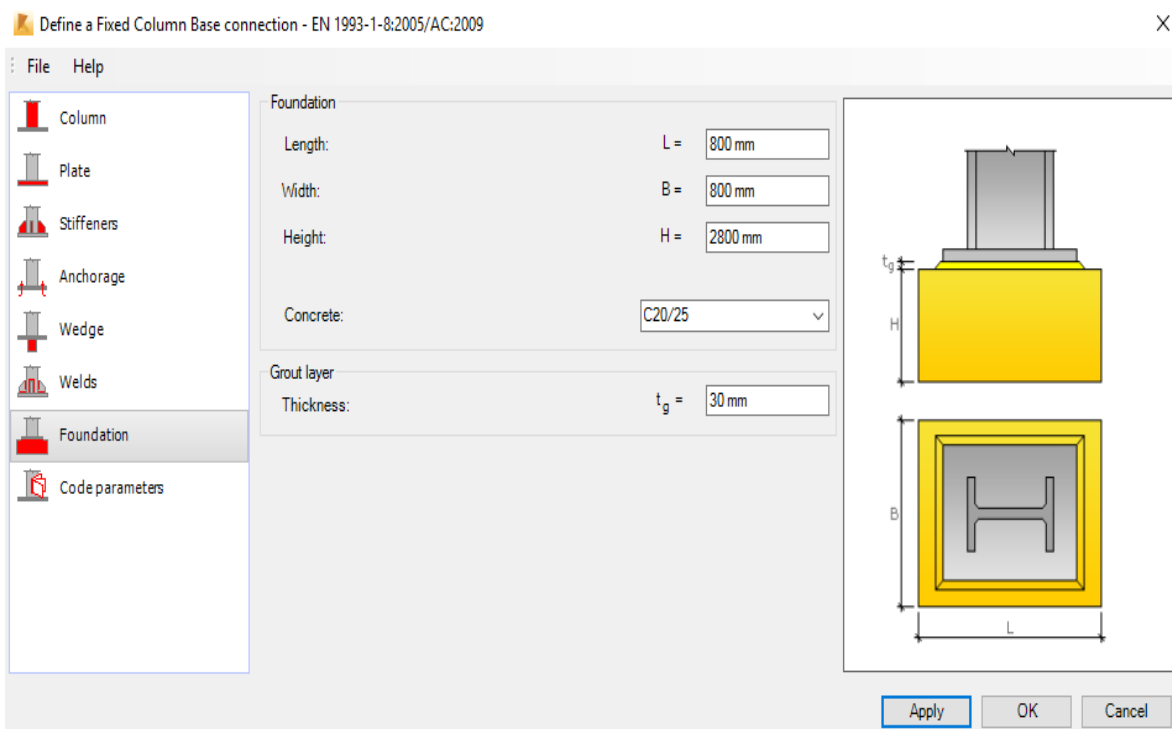
Στην παρούσα εργασία επιλέξαμε να διαστασιολογήσουμε και να ελέγξουμε μία σύνδεση έδρασης μεταλλικού υποστυλώματος της ανωδομής πάνω σε ένα υποστύλωμα υπογείου από οπλισμένο σκυρόδεμα. Συγκεκριμένα, ελέγχθηκε η σύνδεση του μεταλλικού υποστυλώματος με label 162 με το υποστύλωμα του υπογείου με label 1312. Τα συνδεόμενα μέλη της σύνδεσης φαίνονται σαφέστερα με κόκκινο και με μπλε χρώμα στο παρακάτω σχήμα :



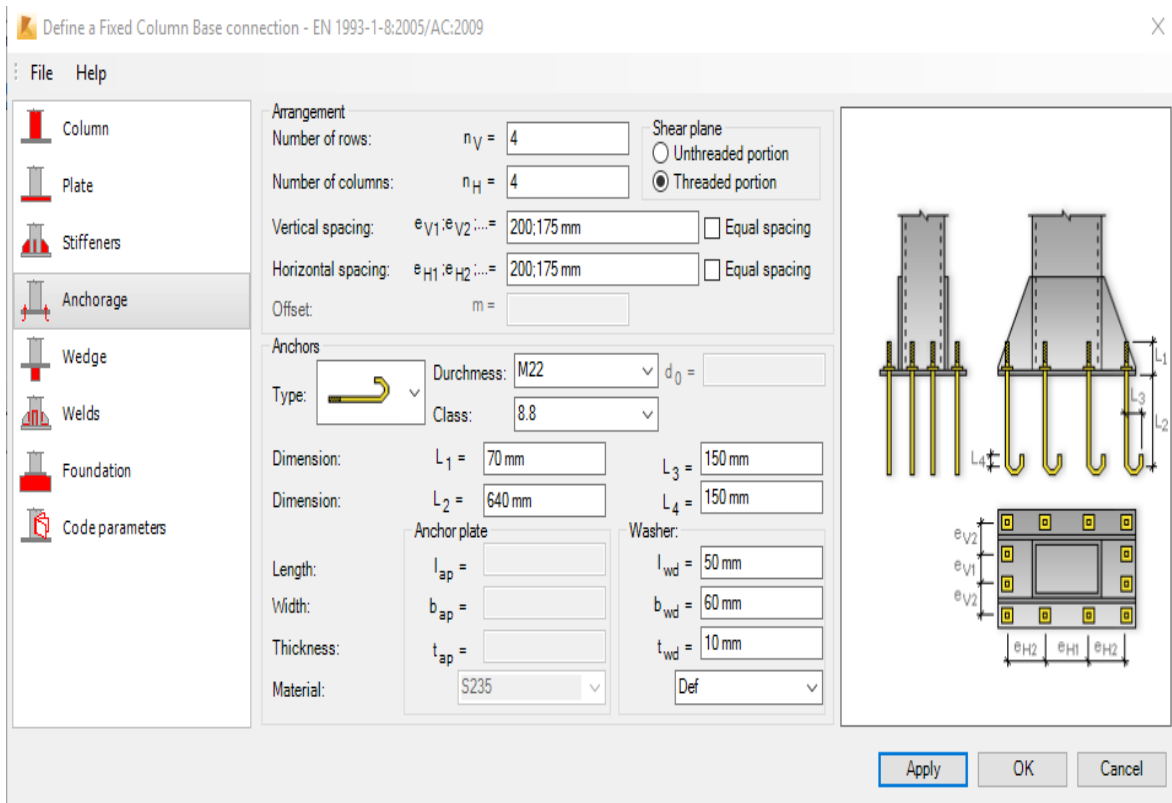
Σχήμα 4.28 : Υποστυλώματα που ελέγχθηκε η σύνδεσή τους

Περιγραφή σύνδεσης

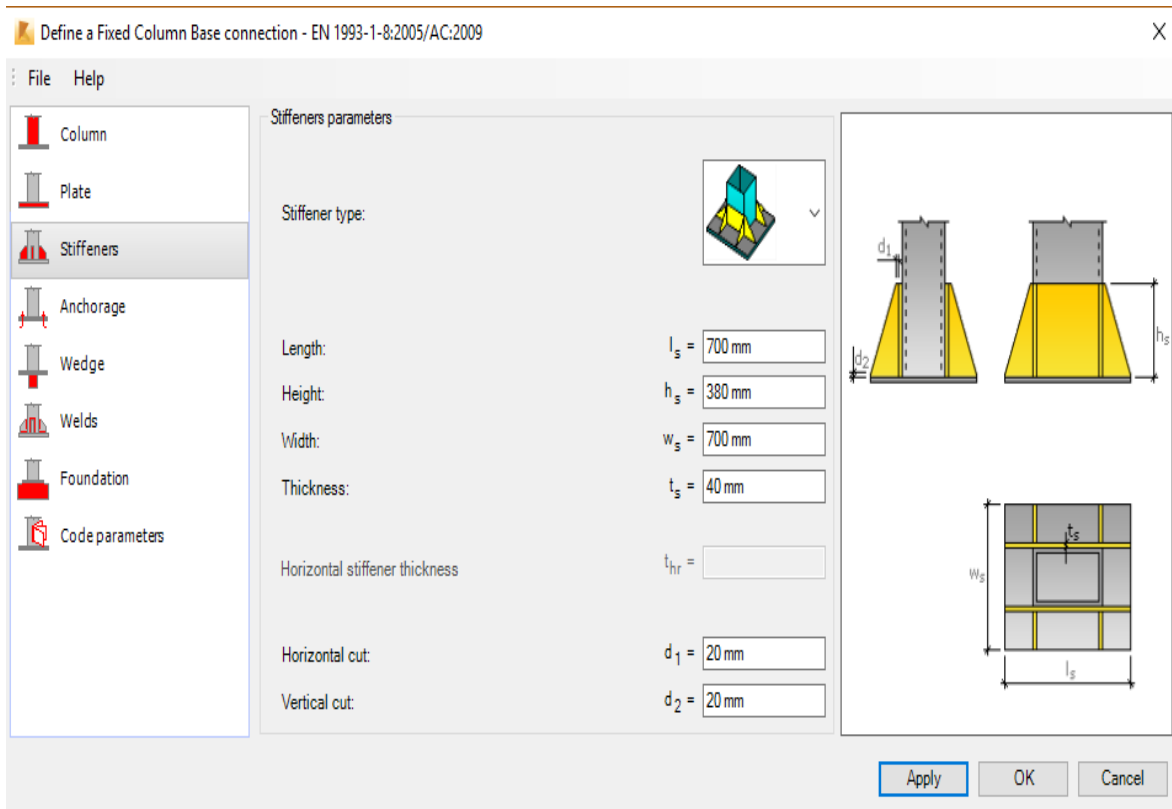
Η σύνδεση πραγματοποιήθηκε με μία τετραγωνική μεταλλική μετωπική πλάκα διαστάσεων 700x700x30 mm, συγκολλημένη από πριν πάνω στο μεταλλικό υποστύλωμα, στην οποία έχουν διανοιχτεί οπές σε συγκεκριμένα σημεία ώστε να γίνει η τοποθέτηση των αγκυριών που αγκυρώνονται πάνω στο υποστύλωμα του υπογείου. Το υποστύλωμα του υπογείου έχει διαστάσεις 800x800x2800 mm. Η έδραση υλοποιήθηκε με 12 μεταλλικά αγκύρια συνολικού μήκους 710mm, διατομής M22 και κατηγορίας 8.8, 4 σε κάθε πλευρά, με αποστάσεις μεταξύ τους $e_{V1} = 200mm$, $e_{V2} = 175mm$, $e_{H1} = 200mm$, $e_{H2} = 175mm$. Επιπλέον, για την ενίσχυση της σύνδεσης και την αύξηση της καμπτικής αντοχής του υποστυλώματος στη βάση, τοποθετήθηκαν τριγωνικά ελάσματα με διαστάσεις 700mm(μήκος) x 380mm(ύψος) x 40mm(πάχος). Όλες οι συγκολλήσεις που πραγματοποιήθηκαν είναι πάχους 10mm. Τα παραπάνω φαίνονται αναλυτικά στα παρακάτω σχήματα :



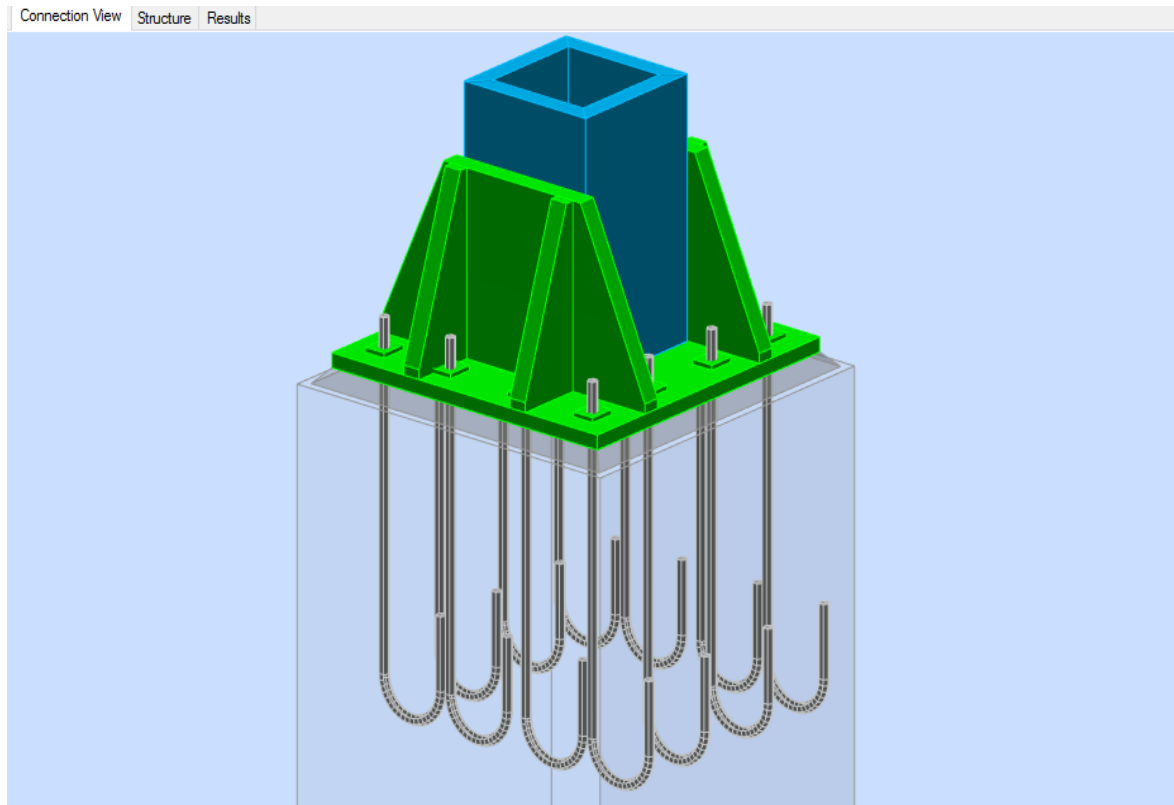
Σχήμα 4.29 : Λεπτομέρεια έδρασης μεταλλικού υποστυλώματος στο υποστύλωμα υπογείου



Σχήμα 4.30 : Λεπτομέρεια μεταλλικών αγκυριών της σύνδεσης



Σχήμα 4.31 : Λεπτομέρεια μεταλλικών ελασμάτων της σύνδεσης

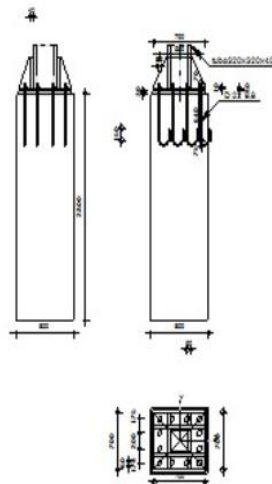


Σχήμα 4.32 : Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης

Τα εντατικά μεγέθη της σύνδεσης που προέκυψαν από την ανάλυση και τα οποία εισήχθησαν στο πρόγραμμα *Robot* για να γίνει ο έλεγχος της σύνδεσης, είναι :

$N_{j,Ed} = -1776,59 \text{ kN}$, $M_{j,Ed,y} = 21,35 \text{ kNm}$, $M_{j,Ed,z} = 67,42 \text{ kNm}$, $V_{j,Ed,y} = 7,14 \text{ kN}$ και $V_{j,Ed,z} = 20,91 \text{ kN}$. Σύμφωνα με αυτά τα μεγέθη έγινε οι έλεγχοι της σύνδεσης κατά τον Ευρωκώδικα 3 και όπως παρουσιάζεται παρακάτω διαπιστώνουμε ότι ικανοποιούνται :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016	
	Fixed column base design Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009	



Σχήμα 4.33 : Επάρκεια σύνδεσης όπως προκύπτει από το πρόγραμμα

CONNECTION CAPACITY CHECK

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,25 < 1,00	verified	(0,25)
$e_y = 12$ [mm]	Axial force eccentricity		[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 173$ [mm]	Lever arm $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 275$ [mm]	Lever arm $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 77,02$ [kN*m]	Connection resistance for bending		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0,28 < 1,00	verified	(0,28)
$e_z = 38$ [mm]	Axial force eccentricity		[6.2.8.3]
$z_{c,z} = 182$ [mm]	Lever arm $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} = 275$ [mm]	Lever arm $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 216,63$ [kN*m]	Connection resistance for bending		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	0,31 < 1,00	verified	(0,31)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,59 < 1,00	verified	(0,59)

Σχήμα 4.34 : Έλεγχοι κάμψης της σύνδεσης

SHEAR CHECK

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 1110,08 \text{ [kN]} \text{ Connection resistance for shear}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,01)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 1110,08 \text{ [kN]} \text{ Connection resistance for shear}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,02)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{verified} \quad (0,03)$$

Σχήμα 4.35 : Έλεγχοι σε διάτμηση της σύνδεσης

STIFFENER CHECK

Oblique stiffeners

$M_1 =$	24,09	[kN*m]	Bending moment acting on a stiffener	
$Q_1 =$	253,54	[kN]	Shear force acting on a stiffener	
$z_s =$	136	[mm]	Location of the neutral axis (from the plate base)	
$I_s =$	44467,43	[cm ⁴]	Moment of inertia of a stiffener	
$\sigma_d =$	5,75	[MPa]	Normal stress on the contact surface between stiffener and plate	EN 1993-1-1:6.2.1.(5)
$\sigma_g =$	14,83	[MPa]	Normal stress in upper fibers	EN 1993-1-1:6.2.1.(5)
$\tau =$	16,68	[MPa]	Tangent stress in a stiffener	EN 1993-1-1:6.2.1.(5)
$\sigma_z =$	29,46	[MPa]	Equivalent stress on the contact surface between stiffener and plate	EN 1993-1-1:6.2.1.(5)
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)			0,08 < 1,00	verified (0,08)

Stiffener perpendicular to the web (along the extension of the column flanges)

$M_1 =$	15,01	[kN*m]	Bending moment acting on a stiffener	
$Q_1 =$	200,16	[kN]	Shear force acting on a stiffener	
$z_s =$	136	[mm]	Location of the neutral axis (from the plate base)	
$I_s =$	44467,43	[cm ⁴]	Moment of inertia of a stiffener	
$\sigma_d =$	3,59	[MPa]	Normal stress on the contact surface between stiffener and plate	EN 1993-1-1:6.2.1.(5)
$\sigma_g =$	9,24	[MPa]	Normal stress in upper fibers	EN 1993-1-1:6.2.1.(5)
$\tau =$	13,17	[MPa]	Tangent stress in a stiffener	EN 1993-1-1:6.2.1.(5)
$\sigma_z =$	23,09	[MPa]	Equivalent stress on the contact surface between stiffener and plate	EN 1993-1-1:6.2.1.(5)
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)			0,07 < 1,00	verified (0,07)

Σχήμα 4.36 : Έλεγχοι επάρκειας τριγωνικών ελασμάτων της σύνδεσης

WELDS BETWEEN THE COLUMN AND THE BASE PLATE

$\sigma_{\perp} =$	29,85	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	29,85	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	0,39	[MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	1,02	[MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,90		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)			0,08 < 1,00	verified (0,08)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,14 < 1,00	verified (0,14)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,13 < 1,00	verified (0,13)

Σχήμα 4.37 : Έλεγχοι επάρκειας συγκολλήσεων μετωπικής πλάκας-υποστρώματος

VERTICAL WELDS OF STIFFENERS

Oblique stiffeners

σ_{\perp}	0,00	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp}	0,00	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
τ_{\parallel}	122,91	[MPa]	Parallel tangent stress	[4.5.3.(7)]
σ_z	0,00	[MPa]	Total equivalent stress	[4.5.3.(7)]
β_W	0,90		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				
	0,49	<	1,00	verified (0,49)

Stiffener perpendicular to the web (along the extension of the column flanges)

σ_{\perp}	22,05	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp}	22,05	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
τ_{\parallel}	26,34	[MPa]	Parallel tangent stress	[4.5.3.(7)]
σ_z	63,45	[MPa]	Total equivalent stress	[4.5.3.(7)]
β_W	0,90		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				
	0,15	<	1,00	verified (0,15)

Σχήμα 4.38 : Έλεγχοι επάρκειας κατακόρυφων συγκολλήσεων των τριγωνικών ελασμάτων

TRANSVERSAL WELDS OF STIFFENERS

Oblique stiffeners

σ_{\perp}	47,18	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp}	47,18	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
τ_{\parallel}	36,68	[MPa]	Parallel tangent stress	[4.5.3.(7)]
σ_z	113,75	[MPa]	Total equivalent stress	[4.5.3.(7)]
β_W	0,90		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				
	0,26	<	1,00	verified (0,26)

Stiffener perpendicular to the web (along the extension of the column flanges)

σ_{\perp}	47,18	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp}	47,18	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
τ_{\parallel}	29,68	[MPa]	Parallel tangent stress	[4.5.3.(7)]
σ_z	107,45	[MPa]	Total equivalent stress	[4.5.3.(7)]
β_W	0,90		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				
	0,25	<	1,00	verified (0,25)

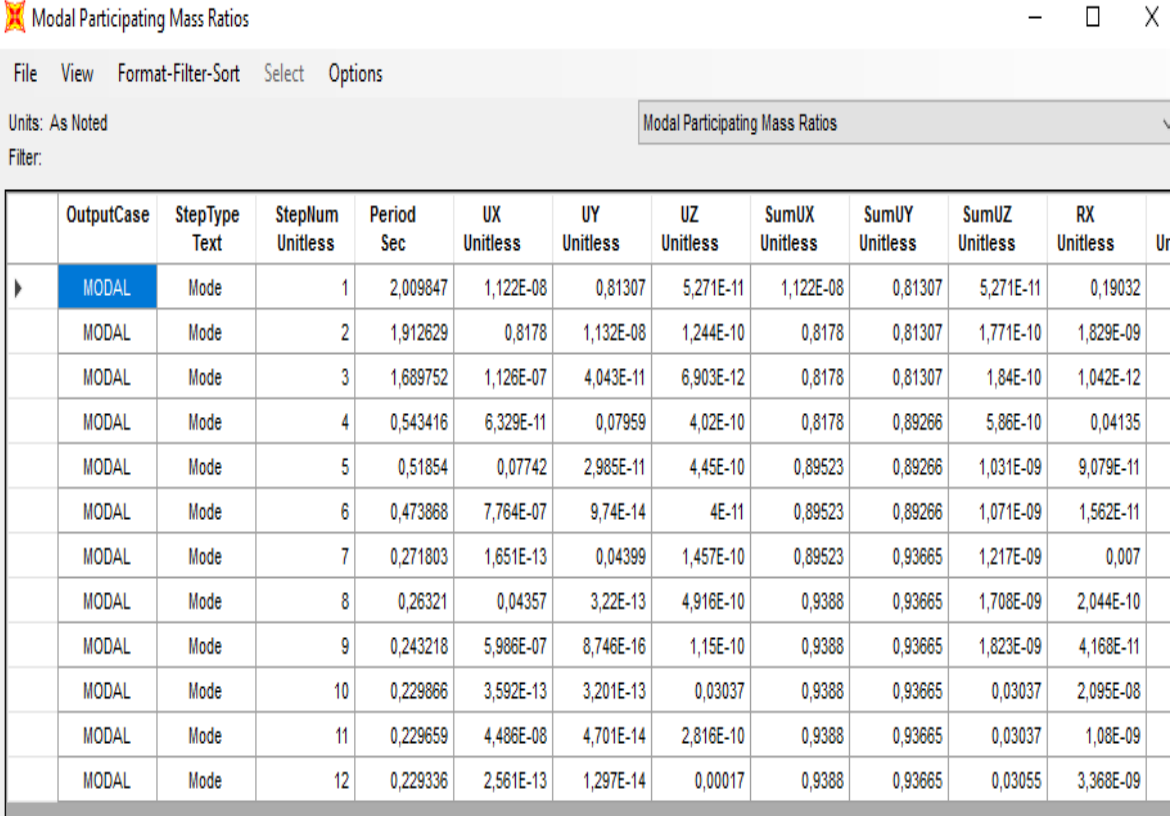
Σχήμα 4.39 : Έλεγχοι επάρκειας εγκάρσιων συγκολλήσεων των τριγωνικών ελασμάτων

4.2 Κτίριο χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας

4.2.1 Μέθοδος Ανάλυσης Κατασκευής

Όμοια με το κτίριο με τους συνδέσμους δυσκαμψίας, χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης όπου αποδεικνύεται κι εδώ ότι το άθροισμα των δρώσεων ιδιομορφικών μαζών που ελήφθησαν υπ' όψιν είναι τουλάχιστον το 90% της μάζας του φορέα.

Πίνακας 4.6 : Ποσοστά συμμετοχής μαζών και ιδιοπερίοδοι κτιρίου (για κάθε διεύθυνση)



The screenshot shows a software window titled 'Modal Participating Mass Ratios'. The window has a menu bar with 'File', 'View', 'Format-Filter-Sort', 'Select', and 'Options'. Below the menu bar, there are labels for 'Units: As Noted' and 'Filter:'. The main area of the window contains a table with the following columns: OutputCase, StepType, Steplum, Period, UX, UY, UZ, SumUX, SumUY, SumUZ, RX, and Ur. The table lists 12 modes, with the first mode (MODAL, Mode 1) highlighted in blue. The data in the table is as follows:

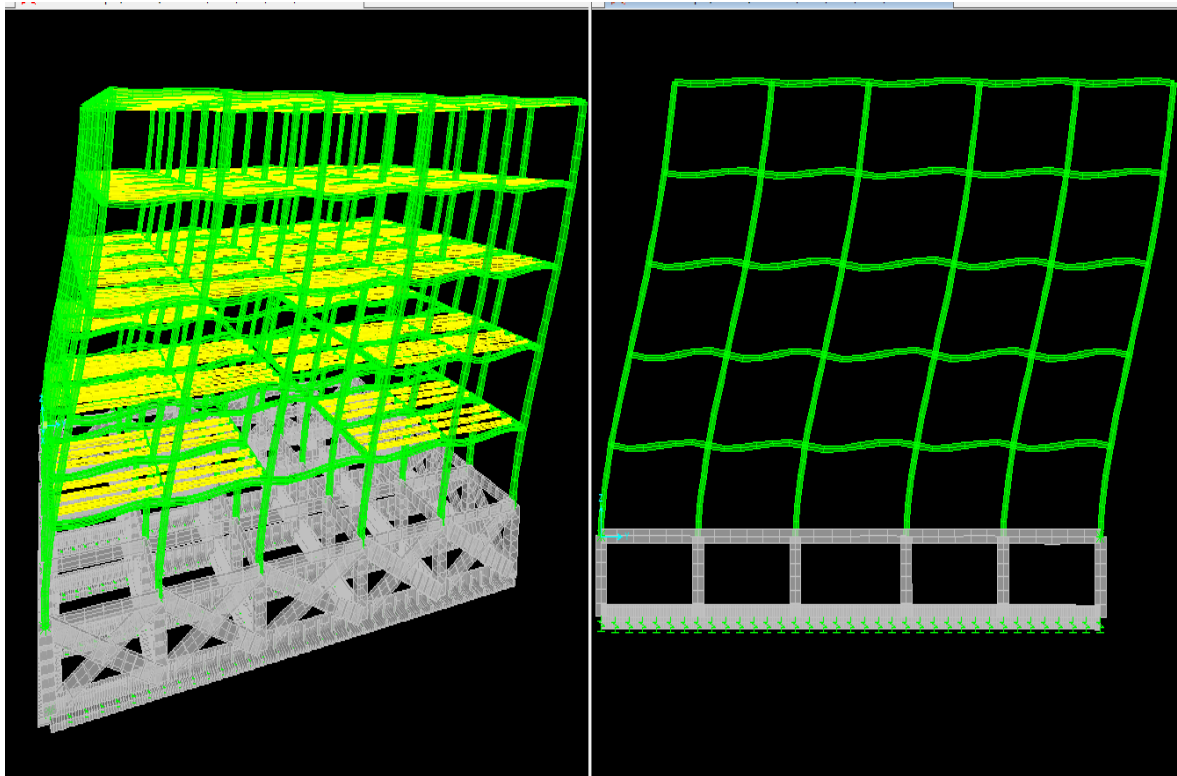
OutputCase	StepType	Steplum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	Ur
MODAL	Mode	1	2,009847	1,122E-08	0,81307	5,271E-11	1,122E-08	0,81307	5,271E-11	0,19032	
MODAL	Mode	2	1,912629	0,8178	1,132E-08	1,244E-10	0,8178	0,81307	1,771E-10	1,829E-09	
MODAL	Mode	3	1,689752	1,126E-07	4,043E-11	6,903E-12	0,8178	0,81307	1,84E-10	1,042E-12	
MODAL	Mode	4	0,543416	6,329E-11	0,07959	4,02E-10	0,8178	0,89266	5,86E-10	0,04135	
MODAL	Mode	5	0,51854	0,07742	2,985E-11	4,45E-10	0,89523	0,89266	1,031E-09	9,079E-11	
MODAL	Mode	6	0,473868	7,764E-07	9,74E-14	4E-11	0,89523	0,89266	1,071E-09	1,562E-11	
MODAL	Mode	7	0,271803	1,651E-13	0,04399	1,457E-10	0,89523	0,93665	1,217E-09	0,007	
MODAL	Mode	8	0,26321	0,04357	3,22E-13	4,916E-10	0,9388	0,93665	1,708E-09	2,044E-10	
MODAL	Mode	9	0,243218	5,986E-07	8,746E-16	1,15E-10	0,9388	0,93665	1,823E-09	4,168E-11	
MODAL	Mode	10	0,229866	3,592E-13	3,201E-13	0,03037	0,9388	0,93665	0,03037	2,095E-08	
MODAL	Mode	11	0,229659	4,486E-08	4,701E-14	2,816E-10	0,9388	0,93665	0,03037	1,08E-09	
MODAL	Mode	12	0,229336	2,561E-13	1,297E-14	0,00017	0,9388	0,93665	0,03055	3,368E-09	

Το επιθυμητό άθροισμα μαζών για το συγκεκριμένο μοντέλο (και για τις 2 διευθύνσεις) επιτυγχάνεται στην 8^η ιδιομορφή με ποσοστά :

- $\sum m_x = 93,88\%$
- $\sum m_y = 93,665\%$

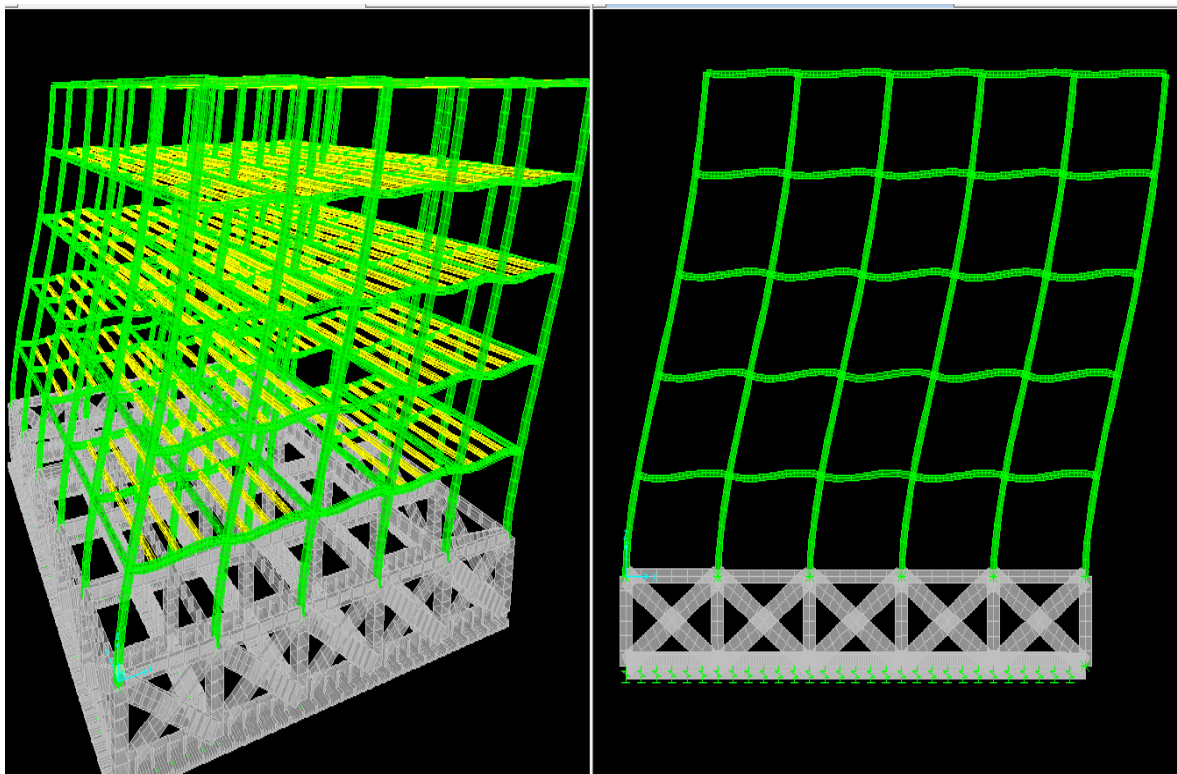
Παρακάτω παρουσιάζονται οι εικόνες των τριών πρώτων κύριων ιδιομορφών ταλάντωσης (δύο μεταφορικές κατά X και κατά Y και μία περιστροφική) καθώς επίσης και οι ιδιοπερίοδοι τους :

- 1^η ιδιομορφή ($T = 2,01 \text{ sec}$)



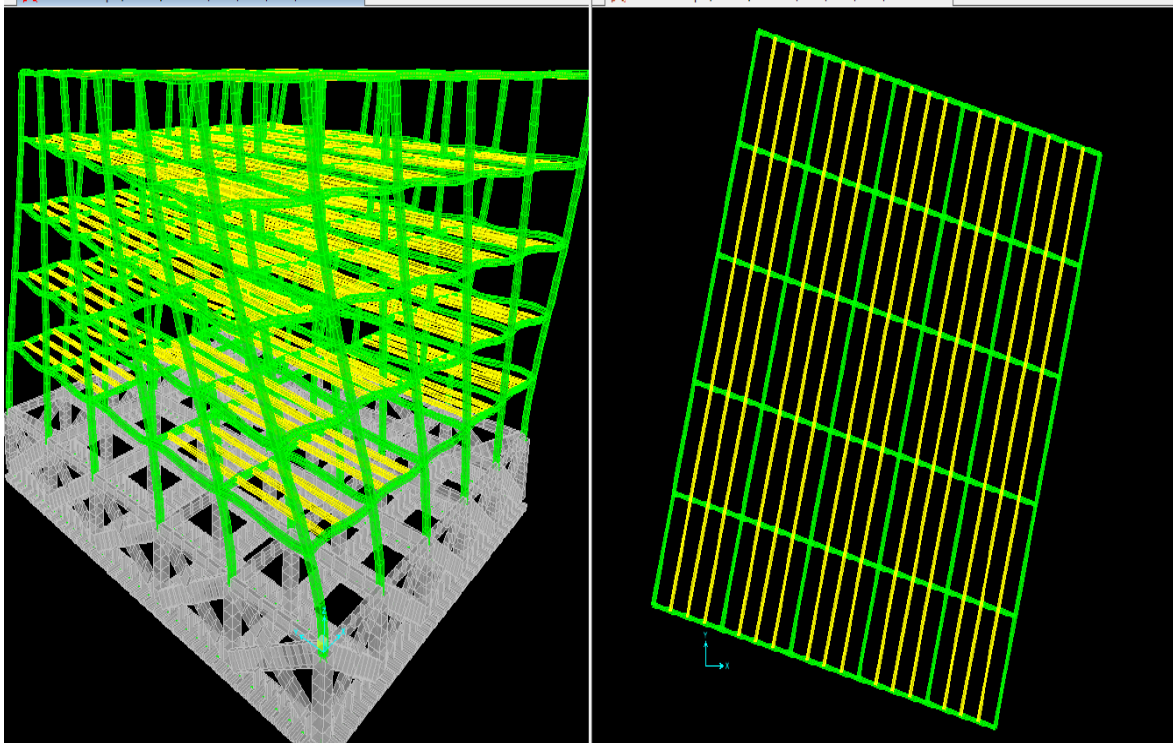
Σχήμα 4.40 : Παραμόρφωση μοντέλου κατά την 1^η ιδιομορφή (μεταφορική κατά Y)

- 2^η ιδιομορφή ($T = 1,913 \text{ sec}$)



Σχήμα 4.41 : Παραμόρφωση μοντέλου κατά την 2^η ιδιομορφή (μεταφορική κατά X)

- 3^η ιδιομορφή ($T = 1,69 \text{ sec}$)

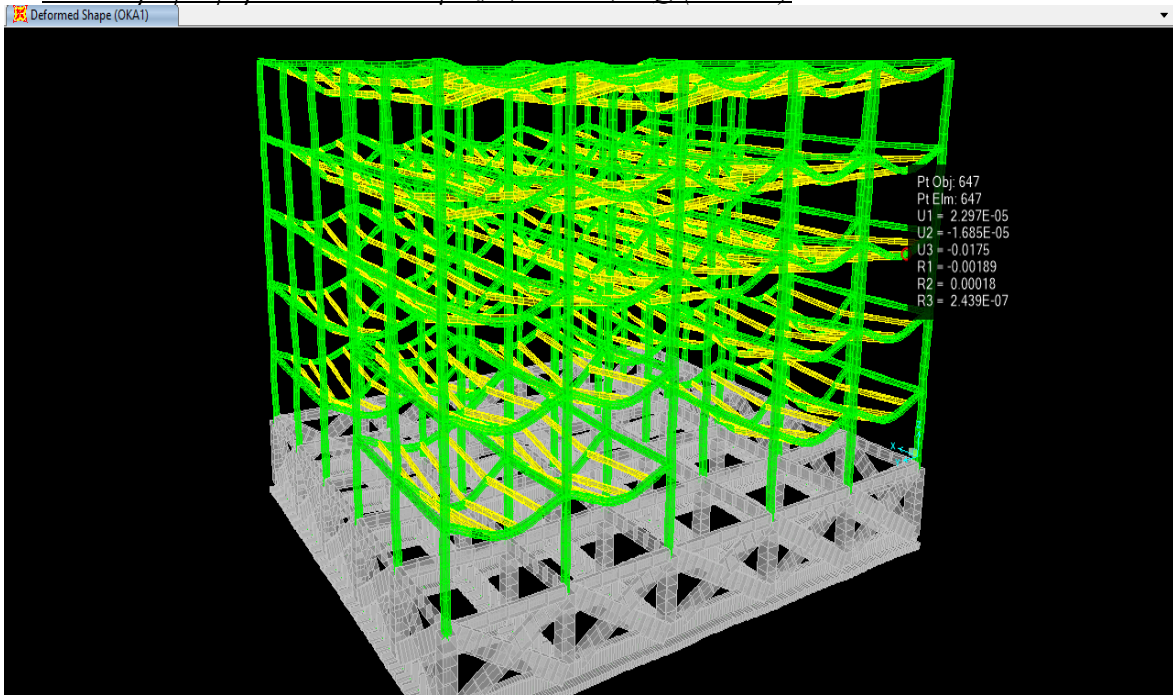


Σχήμα 4.42 : Παραμόρφωση μοντέλου κατά την 3^η ιδιομορφή (περιστροφική γύρω από Z)

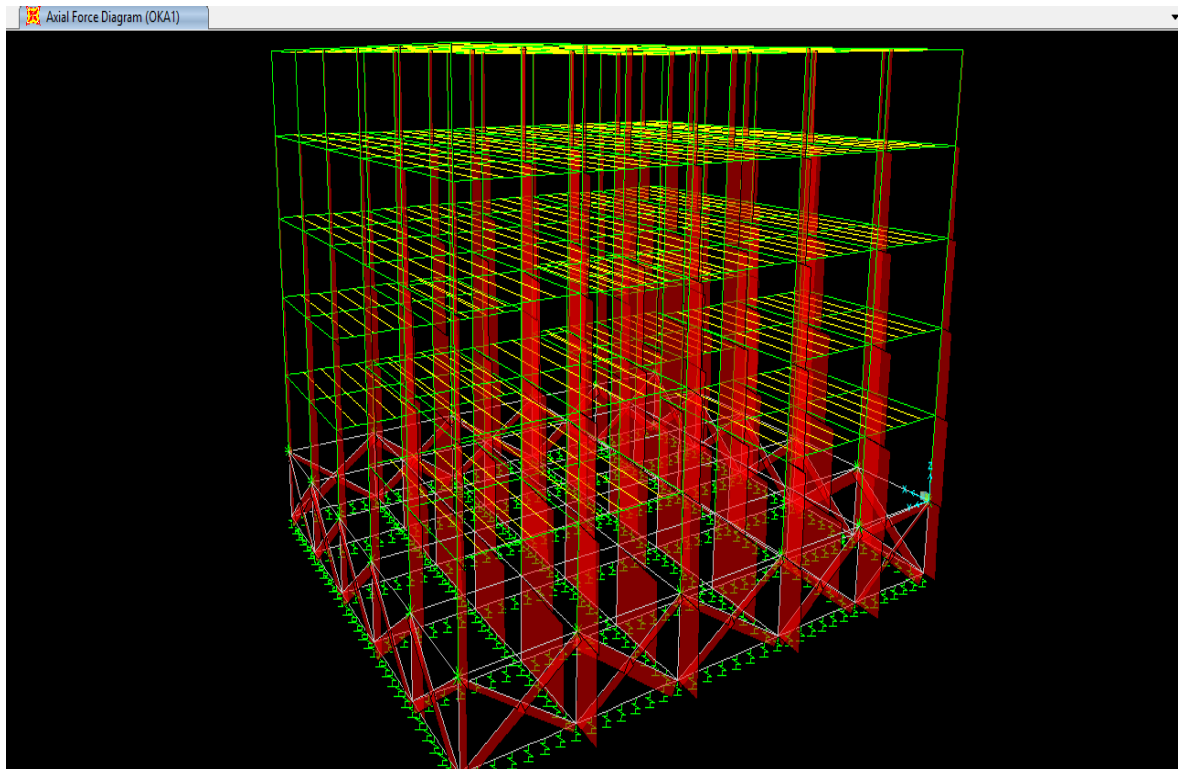
4.2.2 Αποτελέσματα Στατικής και Δυναμικής Ανάλυσης

Παρακάτω παρουσιάζονται οι παραμορφώσεις και τα εντατικά μεγέθη των κατακορύφων φορτίων και του σεισμού, όπως πρόέκυψαν από την ανάλυση του προγράμματός μας :

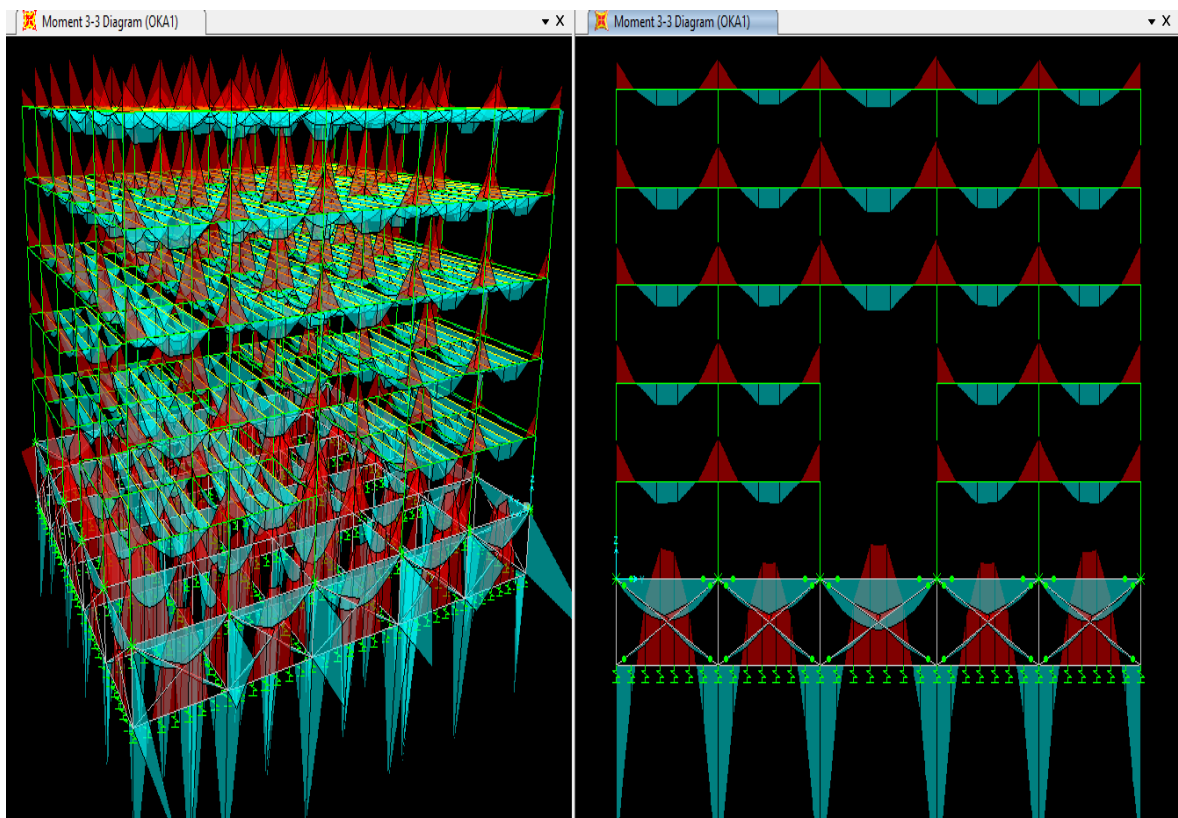
Κατακόρυφα φορτία – Συνδυασμός 1,35G+1,50Q (OKA 1)



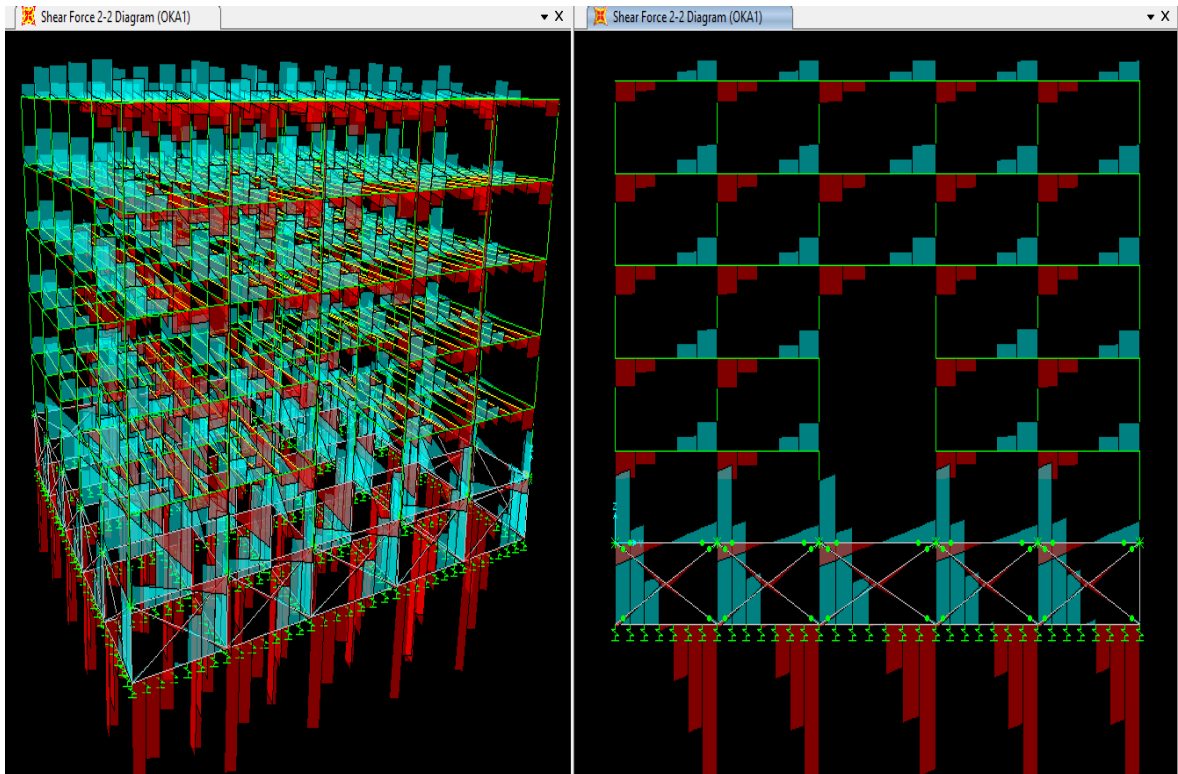
Σχήμα 4.43 : Παραμορφώσεις φορέα



Σχήμα 4.44 : Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων στα υποστυλώματα

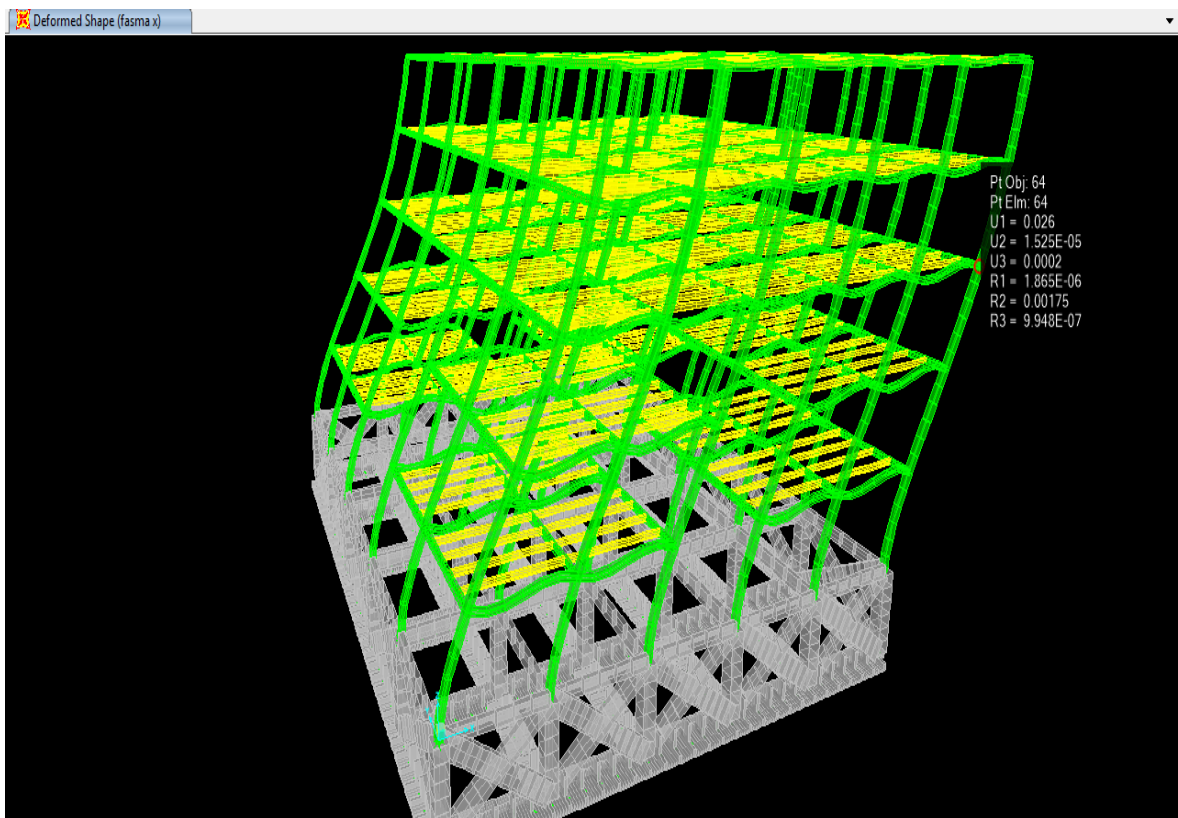


Σχήμα 4.45 : Διαγράμματα ροπών κάμψης M 3-3 (στη διεύθυνση Y)

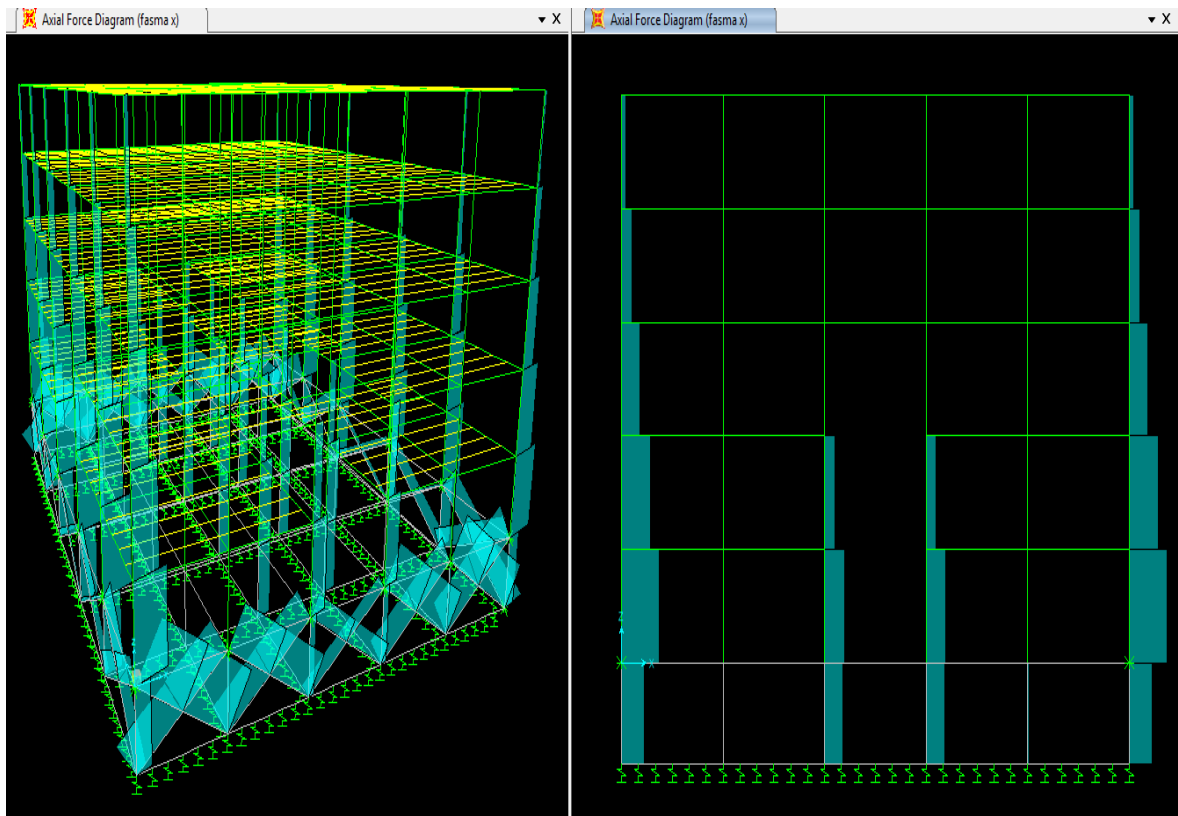


Σχήμα 4.46 : Διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων V 2-2 (στη διεύθυνση Y)

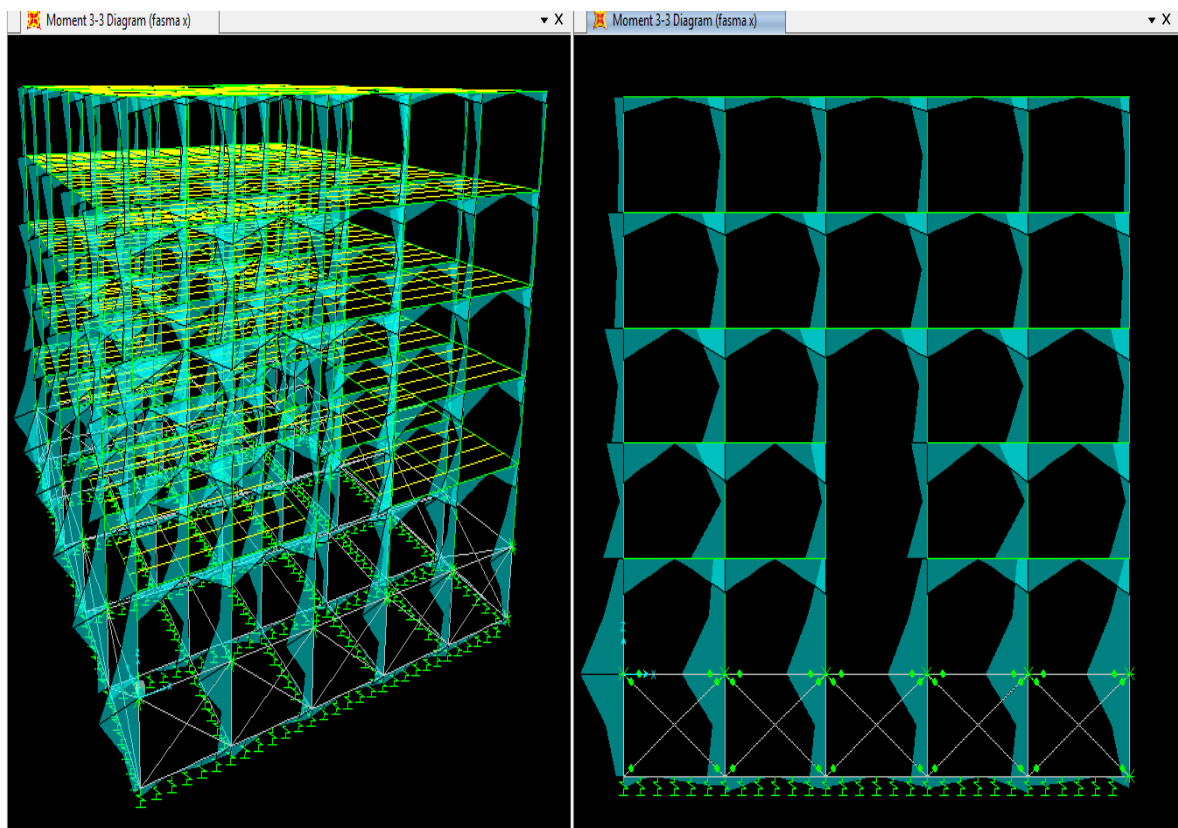
Για το σεισμό κατά X (fasma X)



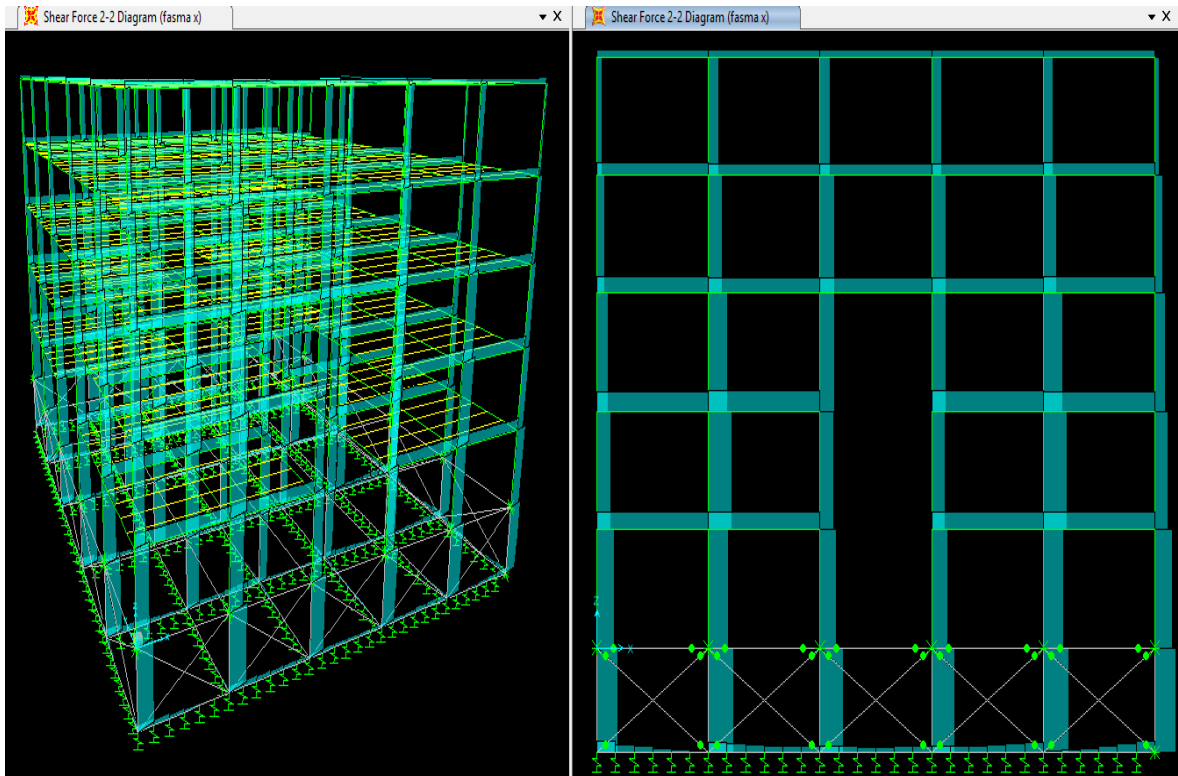
Σχήμα 4.47 : Παραμορφώσεις φορέα



Σχήμα 4.48 : Αξονικές δυνάμεις φορέα

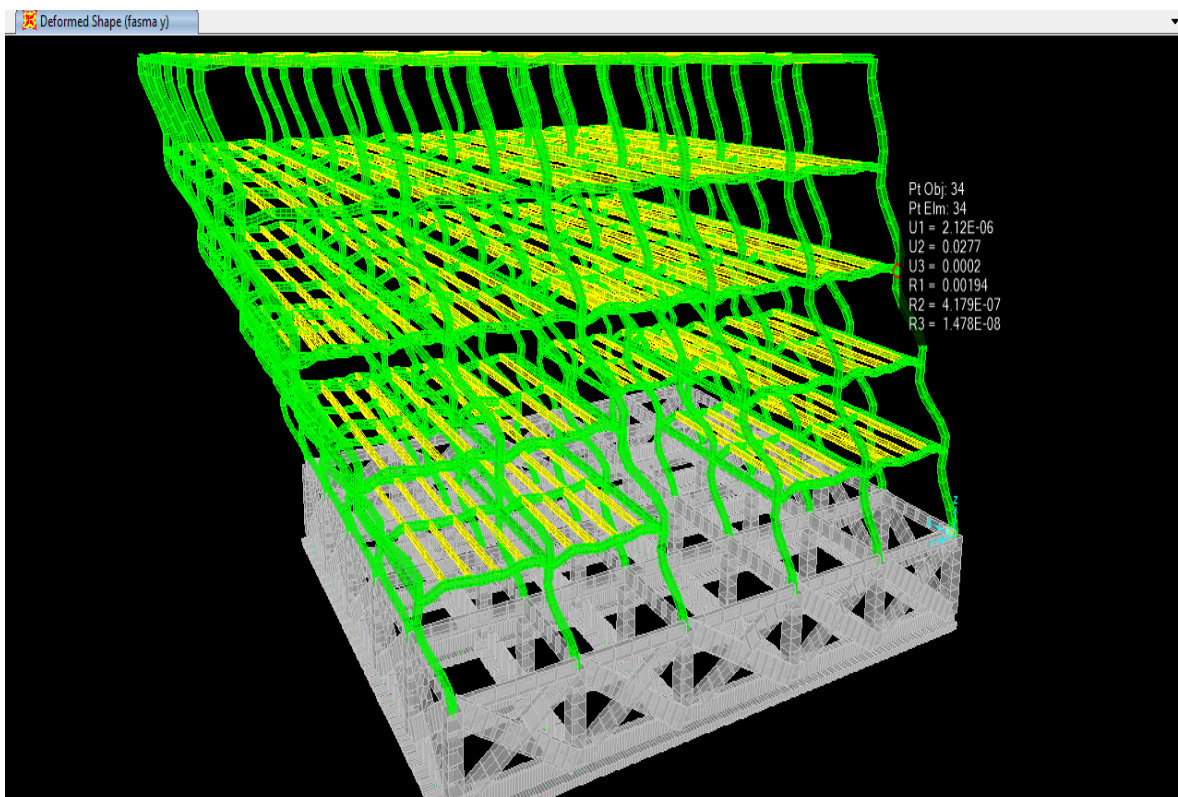


Σχήμα 4.49 : Διαγράμματα ροπών κάμψης M 3-3 (στη διεύθυνση X)

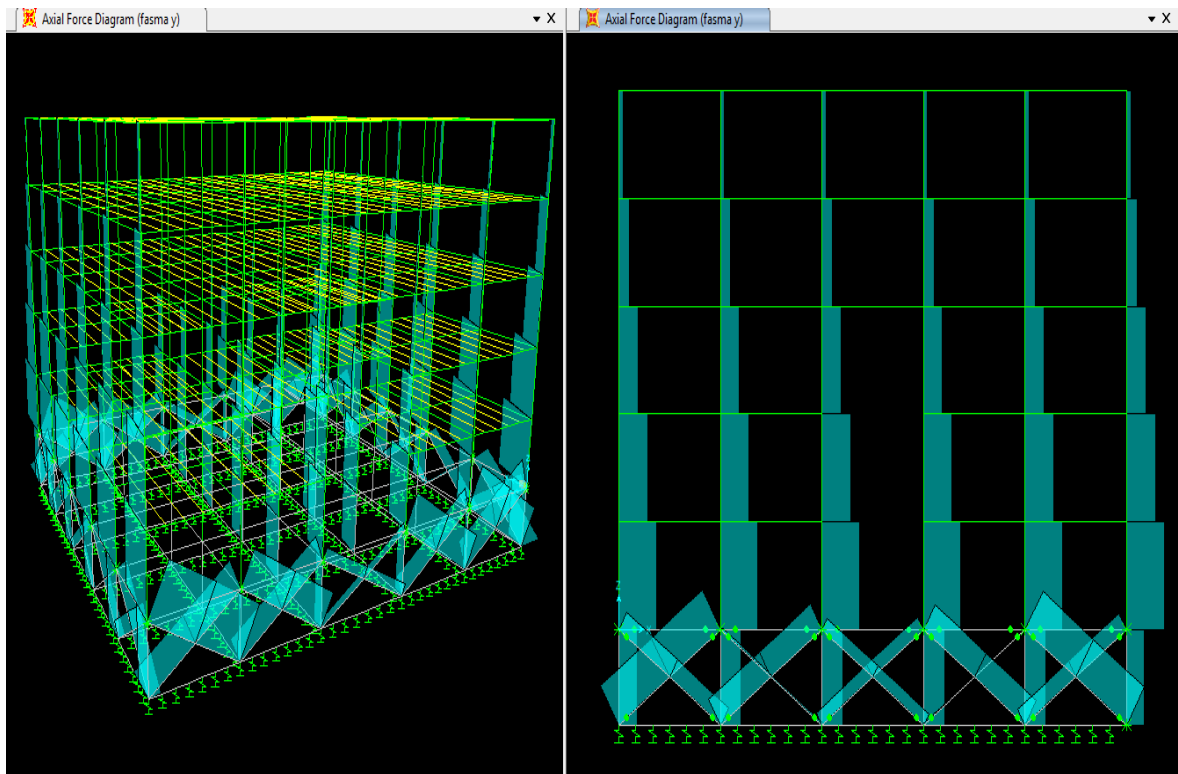


Σχήμα 4.50 : Διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων V 2-2 (στη διεύθυνση X)

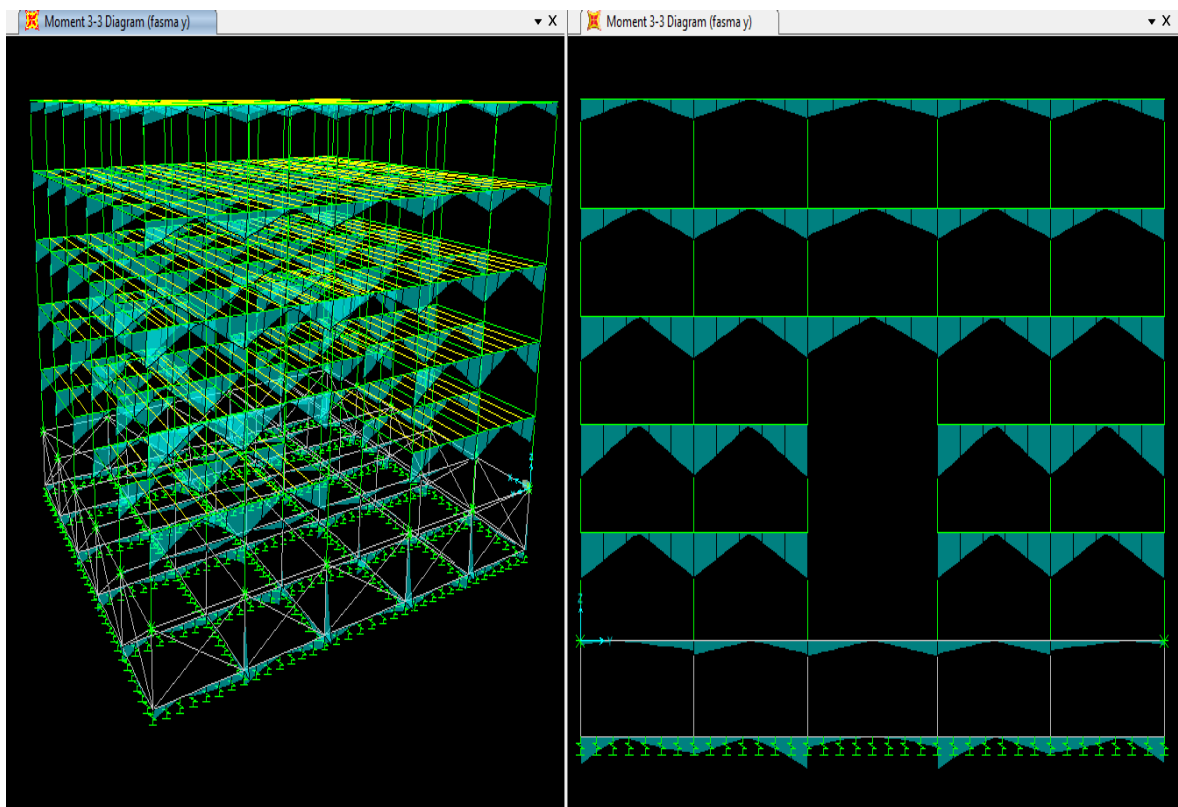
Για το σεισμό κατά Y (fasma Y)



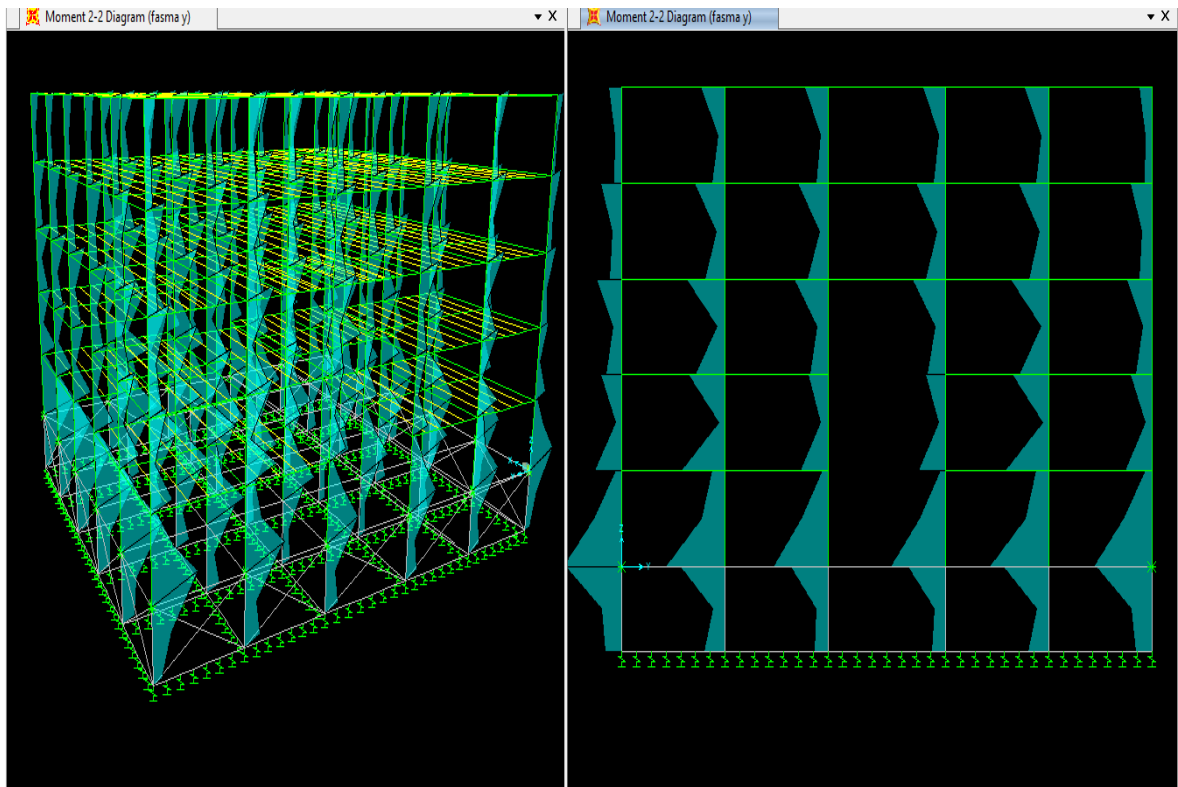
Σχήμα 4.51 : Παραμορφώσεις φορέα



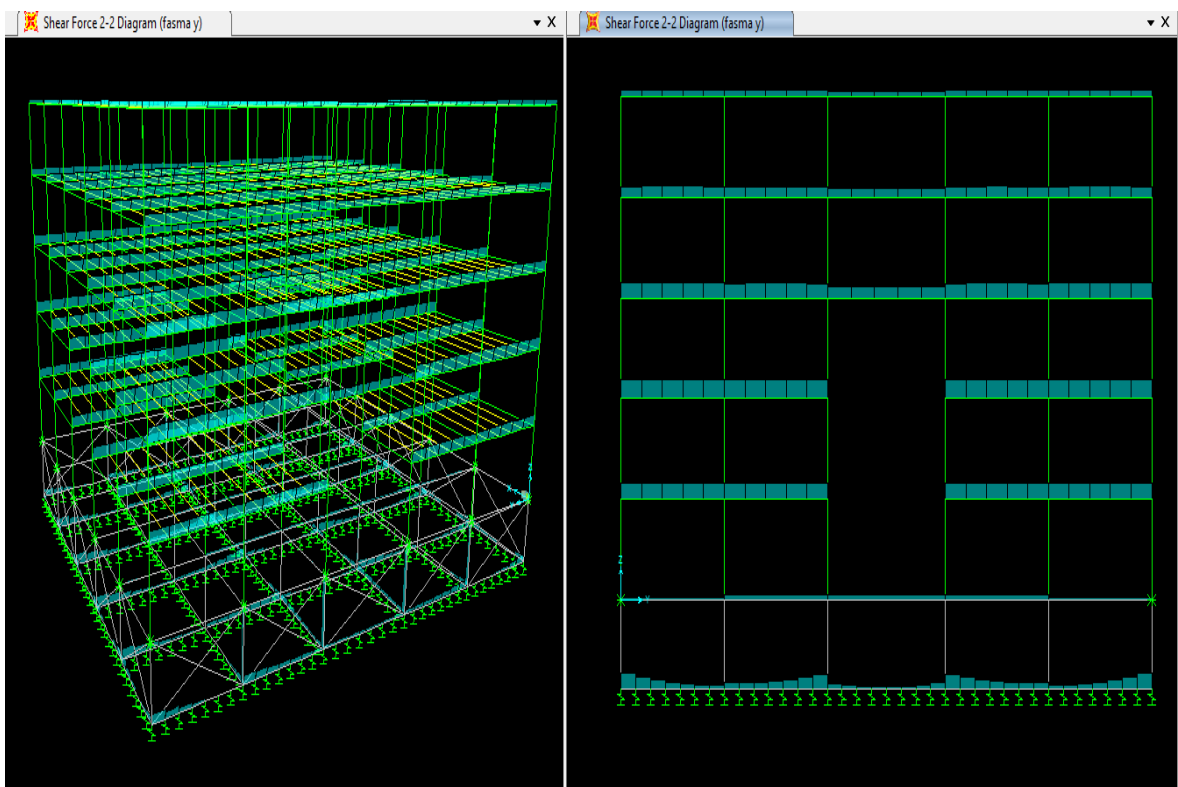
Σχήμα 4.52 : Αξονικές δυνάμεις φορέα



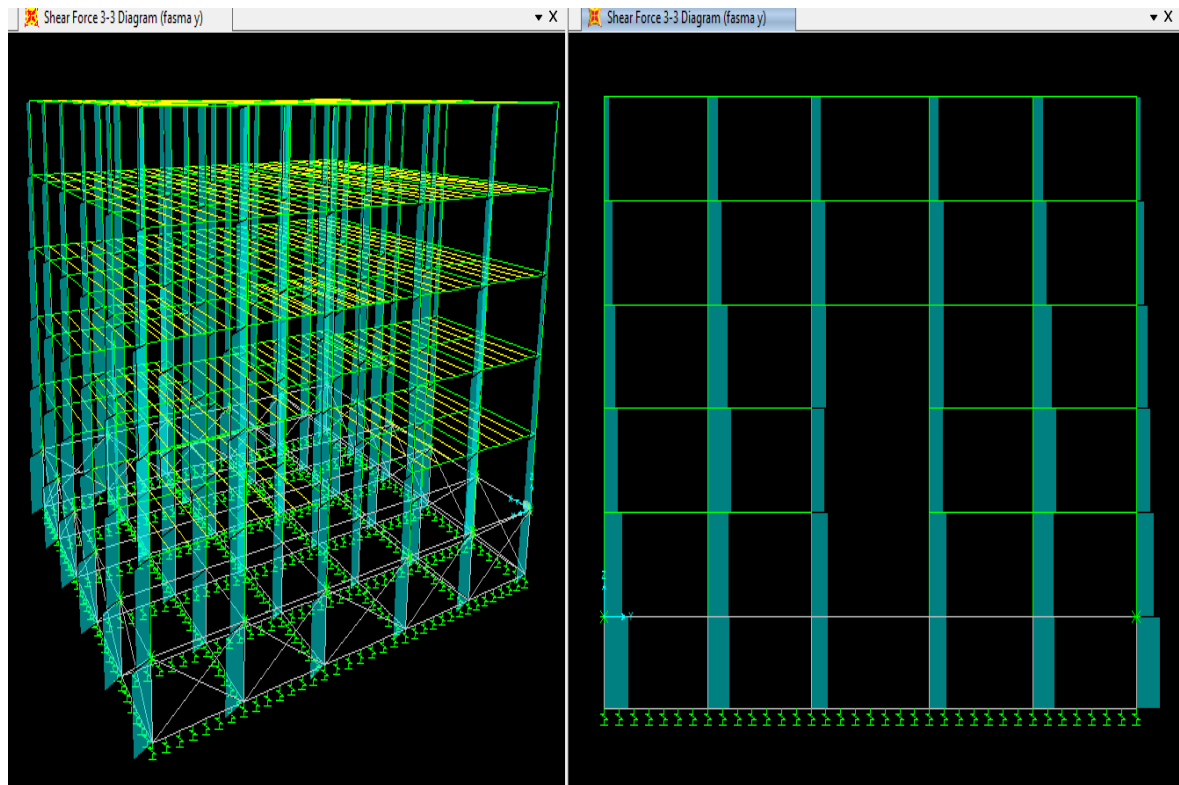
Σχήμα 4.53 : Διαγράμματα ροπών κάμψης M 3-3 (στη διεύθυνση Y)



Σχήμα 4.54 : Διαγράμματα ροπών κάμψης M 2-2 (στη διεύθυνση Y)



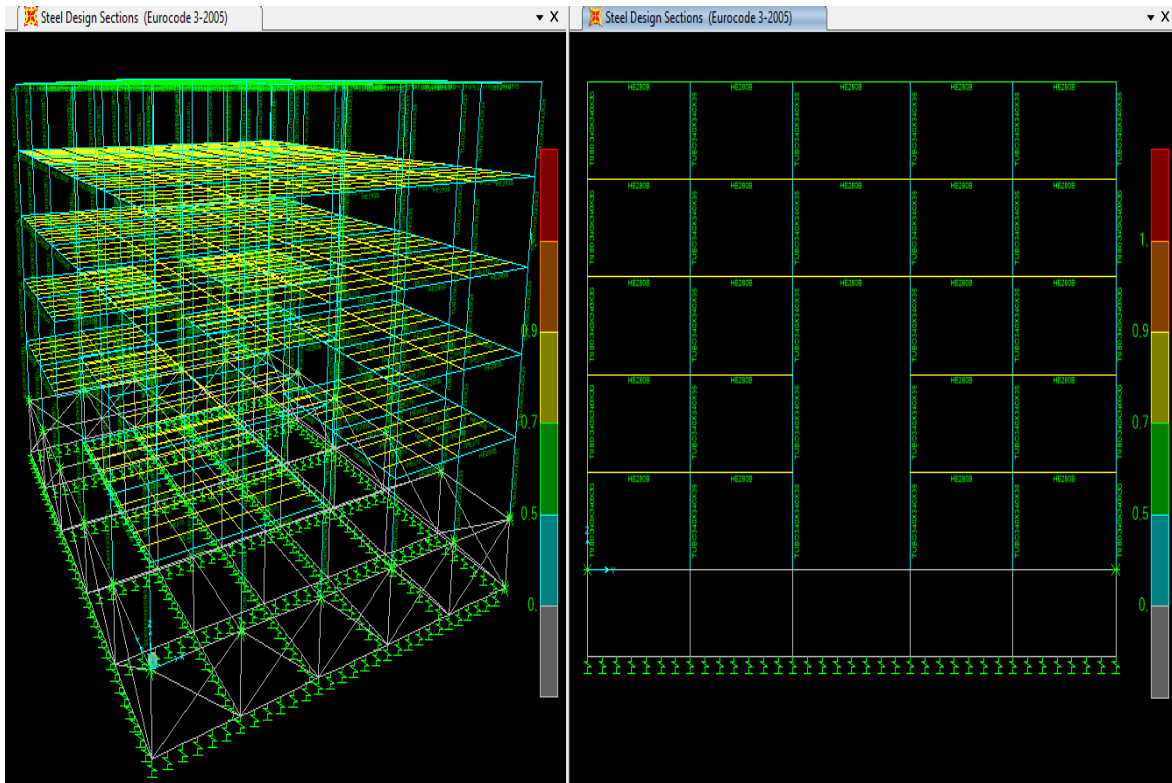
Σχήμα 4.55 : Διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων V 2-2 (στη διεύθυνση Y)



Σχήμα 4.56 : Διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων V 3-3 (στη διεύθυνση Y)

4.2.3 Διαστασιολόγηση Φορέα

Η διαστασιολόγηση των μελών του φορέα προέκυψε από τους ελέγχους επάρκειας σε αστοχία και σε λειτουργικότητα που πραγματοποιήθηκαν αυτοματοποιημένα από το πρόγραμμα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, καθώς επίσης και από τον έλεγχο περιορισμού βλαβών (π.χ. υποστυλώματα). Οι παράμετροι σύμφωνα με τις οποίες έγιναν οι έλεγχοι στο πρόγραμμα είναι οι ίδιες με αυτές του Πίνακα 4.2 που παρουσιάστηκε παραπάνω. Όπως και στο κτίριο με τους συνδέσμους, έτσι κι εδώ, ο συντελεστής εκμετάλλευσης προέκυψε κρισιμότερος στους ελέγχους λειτουργικότητας για ορισμένα μέλη (π.χ διαδοκίδες), με αποτέλεσμα η διαστασιολόγηση των μελών αυτών να γίνει με γνώμονα τη λειτουργικότητα. Οι συντελεστές εκμετάλλευσης των μελών του φορέα καθώς και τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης παρουσιάζονται παρακάτω.



Σχήμα 4.57 : Συντελεστές εκμετάλλευσης

Υποστυλώματα

Καταλήξαμε σε κοίλη τετραγωνική διατομή TUBO340x340x35 σύμφωνα με τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης.

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File

Units KN, m, C

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

Frame : 32	X Mid: 6,000	Combo: OKA3	Design Type: Column
Length: 4,500	Y Mid: 0,000	Shape: TUBO340X340X35	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 0,000	Z Mid: 6,750	Class: Class 1	Rolled : Yes

Country=CEN Default	Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B)	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No
Consider Torsion? No	Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes
Ignore Seismic Code? No		

GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25	
q=4,00	Omega=1,00	GammaOV=1,05	
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=0,950

Aeff=0,043	eNy=0,000	eNz=0,000		
A=0,043	Iyy=6,707E-04	iyy=0,125	We1,yy=0,004	Weff,yy=0,004
It=9,930E-04	Izz=6,707E-04	izz=0,125	We1,zz=0,004	Weff,zz=0,004
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,340	Wpl,yy=0,005	Av,z=0,021
E=2100000000,0	fy=355000,000	fu=510000,000	Wpl,zz=0,005	Av,y=0,021

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0,000	-1407,585	66,471	-224,099	29,272	-102,476	0,002

Σχήμα 4.58 : Διαστασιολόγηση υποστυλώματος

File							
Frame DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)							
D/C Ratio: 0,302 = 0,240 + 0,009 + 0,053 < 0,950 OK							
= NEd/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1) + kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.62)							
Units: KN, m, C							
AXIAL FORCE DESIGN							
		Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity			
Axial		-1407,585	15158,500	15158,500			
		Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
		15158,500	15679,440	2553081,905	7046,053	1,000	
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a	0,210	14700,421	1,015	1,101	0,655	9925,556
MajorB (y-y)	a	0,210	80126,092	0,435	0,619	0,943	14299,687
Minor (z-z)	a	0,210	7046,053	1,467	1,709	0,387	5863,619
MinorB (z-z)	a	0,210	73690,562	0,454	0,629	0,938	14220,294
Torsional TF	a	0,210	7046,053	1,467	1,709	0,387	5863,619
MOMENT DESIGN							
		Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)		66,471	66,471	1741,275	1741,275	1741,275	1741,275
Minor (z-z)		-224,099	-224,099	1741,275	1741,275	1741,275	
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	d	0,760	0,165	0,500	1,000	2,700	64185,114
		kyy	kyz	kzy	kzz		
Factors		0,409	0,246	0,246	0,410		
SHEAR DESIGN							
		Ved Force	Ted Torsion	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	
Major (z)		29,272	0,002	4375,880	0,007	OK	
Minor (y)		102,476	0,002	4375,880	0,023	OK	
		Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW			
Reduction		4375,880	1,200	0,110			

Σχήμα 4.59 : Διαστασιολόγηση υποστυλώματος

Δοκοί κατά X και κατά Y

Για τις δοκούς επιλέχθηκε ίδια διατομή HEB280 και στις δύο διευθύνσεις σύμφωνα με τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης.

File							
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)							
Units : KN, m, C							
Frame : 537	X Mid: 6,000	Combo: OKA4	Design Type: Beam				
Length: 8,000	Y Mid: 18,000	Shape: HE280B	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 8,000	Z Mid: 13,500	Class: Class 1	Rolled : Yes				
Country=CEN Default	Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 2					
Interaction=Method 2 (Annex B)	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No					
Consider Torsion? No	Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes					
Ignore Seismic Code? No							
GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25					
q=4,00	Omega=1,00	GammaOV=1,05					
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=0,950				
a _{eff} =0,013	eNy=0,000	eNz=0,000					
A=0,013	Iyy=1,927E-04	iyy=0,121	W _{el,yy} =0,001	W _{eff,yy} =0,001			
It=1,460E-06	Izz=6,595E-05	izz=0,071	W _{el,zz} =4,711E-04	W _{eff,zz} =4,711E-04			
Iw=1,132E-06	Iyz=0,000	h=0,280	W _{p1,yy} =0,002	Av,z=0,011			
E=2100000000,0	fy=355000,000	fu=510000,000	W _{p1,zz} =7,180E-04	Av,y=0,004			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
8,000	0,000	-456,444	0,000	283,119	0,000	-1,967E-05	

Σχήμα 4.60 : Διαστασιολόγηση δοκού

Διαδοκίδες

Για τις διαδοκίδες επιλέχθηκε διατομή IPE270 σύμφωνα με τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης.

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

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

Frame : 574 X Mid: 9,000 Combo: OKA4 Design Type: Beam
Length: 6,000 Y Mid: 31,800 Shape: IPE270 Frame Type: DCH-MRF
Loc : 3,000 Z Mid: 4,500 Class: Class 1 Rolled : Yes

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded? Yes
Ignore Seismic Code? No

GammaM0=1,00 GammaM1=1,00 GammaM2=1,25
q=4,00 Omega=1,00 GammaOV=1,05
An/Ag=1,00 RLLF=1,000 PLLF=0,750 D/C Lim=0,950

Aeff=0,005 eNy=0,000 eNz=0,000
A=0,005 Iyy=5,790E-05 iyy=0,112 Wel,yy=4,289E-04 Weff,yy=4,289E-04
It=0,000 Izz=4,200E-06 izz=0,030 Wel,zz=6,222E-05 Weff,zz=6,222E-05
Iw=0,000 Iyz=0,000 h=0,270 Wpl,yy=4,840E-04 Av,z=0,003
E=210000000,0 fy=355000,000 fu=510000,000 Wpl,zz=9,700E-05 Av,y=0,002

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
3,000	0,000	102,595	0,000	0,000	0,000	0,004

Σχήμα 4.61 : Διαστασιολόγηση διαδοκίδας

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

D/C Ratio: 0,597 = 0,597 < 0,950 OK
= (My,Ed/Mn,y,Rd) (EC3 6.2.9.1(6y))

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	0,000	1629,450	1629,450				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	1629,450	1685,448	1,187E+19	1,187E+19	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a	0,210	3333,459	0,699	0,797	0,848	1381,996
MajorB (y-y)	a	0,210	3333,459	0,699	0,797	0,848	1381,996
Minor (z-z)	b	0,340	9,513E+18	0,000	0,466	1,000	1629,450
MinorB (z-z)	b	0,340	9,513E+18	0,000	0,466	1,000	1629,450
Torsional TF	b	0,340	1,187E+19	0,000	0,466	1,000	1629,450

MOMENT DESIGN

	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	102,595	102,595	171,820	171,820	171,820	171,820	
Minor (z-z)	0,000	0,000	34,435	34,435	34,435		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	0,000	0,479	1,000	1,000	1,236E+18
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	0,950	0,600	0,600	1,000			

SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	0,000	0,004	452,821	0,000	OK
Minor (y)	0,000	0,004	603,121	0,000	OK
	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW		
Reduction	452,821	1,200	0,538		

Σχήμα 4.62 : Διαστασιολόγηση διαδοκίδας

4.2.4 Έλεγχοι

4.2.4.1 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Οι μετακινήσεις των ορόφων d_s και d_r υπολογίστηκαν με τον ίδιο τρόπο που παρουσιάστηκε προηγουμένως και στο μοντέλο με τους συνδέσμους δυσκαμψίας. Ο έλεγχος περιορισμού βλαβών πραγματοποιήθηκε για κάθε όροφο και για κάθε διεύθυνση του κτιρίου και γίνεται για την περίπτωση κτιρίου με μή-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό συνδεδεμένα με το φορέα, σύμφωνα με τη σχέση (4.1).

Πίνακας 4.7: Έλεγχος περιορισμού βλαβών

<u>Διεύθυνση X (OKA 14)</u>			
	d_s	d_r	$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h$
1 ^{ος} Όροφος	0,0244	0,0244	$0,0122 \leq 0,0225$
2 ^{ος} Όροφος	0,066	0,0416	$0,0208 \leq 0,0225$
3 ^{ος} Όροφος	0,104	0,038	$0,019 \leq 0,0225$
4 ^{ος} Όροφος	0,1316	0,0276	$0,0138 \leq 0,0225$
5 ^{ος} Όροφος	0,1488	0,0172	$0,0086 \leq 0,0225$

<u>Διεύθυνση Y (OKA 15)</u>			
	d_s	d_r	$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h$
1 ^{ος} Όροφος	0,0252	0,0252	$0,0126 \leq 0,0225$
2 ^{ος} Όροφος	0,0696	0,0444	$0,0222 \leq 0,0225$
3 ^{ος} Όροφος	0,1108	0,0412	$0,0206 \leq 0,0225$
4 ^{ος} Όροφος	0,1412	0,0304	$0,0152 \leq 0,0225$
5 ^{ος} Όροφος	0,1608	0,0196	$0,0098 \leq 0,0225$

Αξίζει να αναφερθεί ότι οι διατομές των υποστυλωμάτων και των δοκών του κτιρίου χωρίς τους συνδέσμους δυσκαμψίας, πρόεκυψαν από τον έλεγχο περιορισμού βλαβών που ήταν κρισιμότερος. Αυτό συμβαίνει διότι το εν λόγω κτίριο παρουσιάζει μεγάλες μετακινήσεις σε σχέση με το κτίριο με τους συνδέσμους δυσκαμψίας, γεγονός το οποίο μας ανάγκασε να κάνουμε πιο βαριά την κατασκευή μας ώστε να γίνει πιο δύσκαμπτη, να μειωθούν οι μετακινήσεις αυτές και να ικανοποιείται ο έλεγχος.

4.2.4.2 Ικανοτικός έλεγχος κόμβων για τα πλαίσια

Ο ικανοτικός έλεγχος κόμβων έγινε σύμφωνα με την παράγραφο 4.4.2.3 του Ευρωκώδικα 8, όπου πρέπει να ικανοποιείται σε όλους τους κόμβους μεταξύ βασικών ή δευτερευουσών σεισμικών δοκών και βασικών σεισμικών υποστυλωμάτων. Η συνθήκη που διέπει τον έλεγχο αυτόν είναι η εξής :

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 * \sum M_{Rb} \quad (4.15)$$

Όπου :

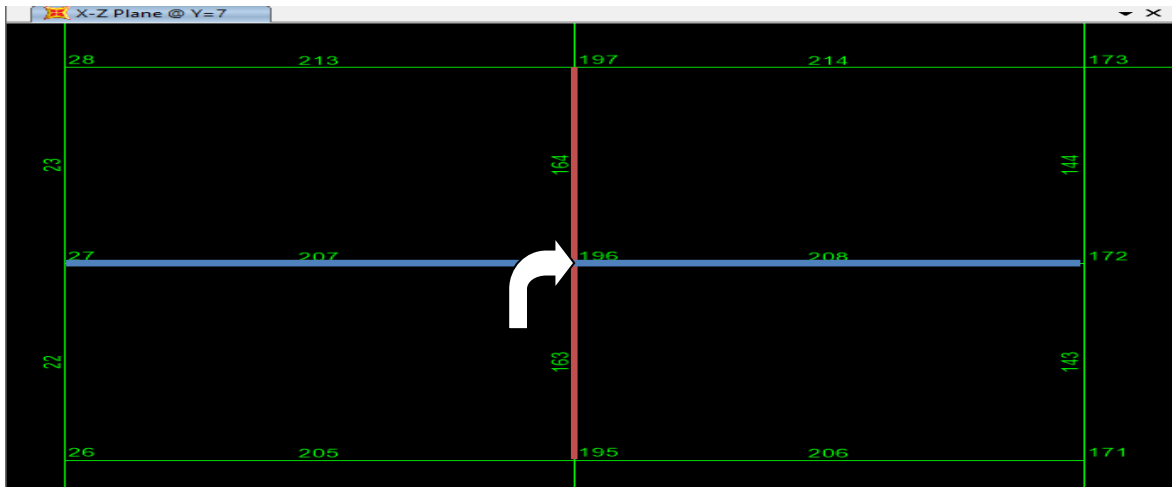
$\sum M_{Rc}$: είναι το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων που συμβάλλουν στον κόμβο.

$\sum M_{Rb}$: είναι το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των δοκών που συμβάλλουν στον κόμβο.

Η σχέση (4.15) πρέπει να ικανοποιείται σε δύο ορθογώνια κατακόρυφα επίπεδα κάμψης, τα οποία, σε κτίρια με πλαίσια διατεταγμένα σε δύο ορθογώνιες διευθύνσεις, ορίζονται από τις δύο αυτές διευθύνσεις.

Διεύθυνση X

Για τον έλεγχο επιλέχθηκε ο κόμβος με label 196 όπου συντρέχουν οι δοκοί με label 207 και 208 και τα υποστυλώματα με label 163 και 164. Ο κόμβος ελέγχου καθώς και τα στοιχεία που συντρέχουν σε αυτόν φαίνονται ακριβέστερα στο παρακάτω σχήμα :



Σχήμα 4.63 : Κόμβος ελέγχου και στοιχεία που συντρέχουν σε αυτόν

Η πλαστική αντοχή των δοκών υπολογίζεται με βάση τη σχέση :

$$M_{Rb} = M_{pl,Rd} = \gamma_{ov} * W_{pl,y} * f_{yb} = 1,05 * 0,00138 * 355000 = 514,395 kNm \quad (4.16)$$

Οι πλαστικές ροπές αντοχής των υποστυλωμάτων υπολογίζονται με βάση τη σχέση :

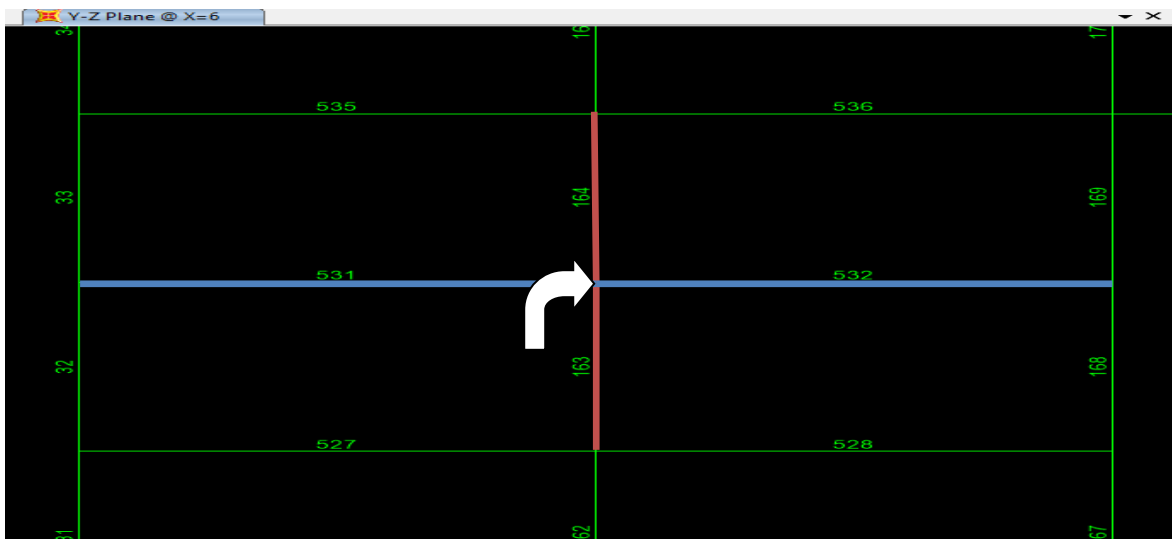
$$M_{pl,RdA} = M_{pl,RdB} = W_{pl,y} * f_y = 0,005 * 355000 = 1775 kN$$

Επομένως για τον κόμβο με label 196 από τη σχέση (4.15) θα έχουμε :

$$1775 + 1775 \geq 1,3 * (514,395 + 514,395) \Rightarrow 3550 \geq 1337,43 \text{ ικανοποιείται.}$$

Διεύθυνση Y

Για τον κόμβο με label 196 κατά τη διεύθυνση Y συντρέχουν οι δοκοί με label 531 και 532, οι οποίες είναι και αυτές ίδιας διατομής με αυτές της άλλης διεύθυνσης οπότε τα χαρακτηριστικά τους δεν αλλάζουν. Εποπτικά ο κόμβος και τα συνδεδεμένα μέλη φαίνονται το παρακάτω σχήμα :



Σχήμα 4.64 : Κόμβος ελέγχου και στοιχεία που συντρέχουν σε αυτόν

Επομένως για τον κόμβο με label 196 από τη σχέση (4.15) θα έχουμε :
 $1775 + 1775 \geq 1,3 * (514,395 + 514,395) \Rightarrow 3550 \geq 1337,43$ ικανοποιείται.

4.2.4.3 Έλεγχος έναντι φαινομένων 2^{ας} τάξεως

Όπως και στο μοντέλο με τους συνδέσμους δυσκαμψίας έτσι κι εδώ τα φαινόμενα αυτά λαμβάνονται υπ' όψιν εάν ικανοποιείται σε κάθε διεύθυνση και σε κάθε όροφο, η σχέση (4.10). Οι σεισμικές τέμνουσες των ορόφων υπολογίστηκαν στο χέρι χρησιμοποιώντας τη μέθοδο ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης. Άρα όμοια με προηγουμένως θα έχουμε :

Διεύθυνση X

Πίνακας 4.8 : Έλεγχος μεταθετότητας θ για τη διεύθυνση X

	m_i (t)	F_i (kN) (= V_{tot})	P_{tot} (kN)	d_r (m)	Έλεγχος θ
1^{ος} Όροφος	633,05	114,82	39584,637	0,0244	1,581
2^{ος} Όροφος	627,48	227,62	33374,417	0,0416	1,178
3^{ος} Όροφος	948,413	516,05	27218,795	0,038	0,445
4^{ος} Όροφος	948,413	688,07	17914,864	0,0276	0,16
5^{ος} Όροφος	877,77	796,03	8610,93	0,0172	0,0413 \leq 0,1

Διεύθυνση Y

Πίνακας 4.9 : Έλεγχος μεταθετότητας θ για τη διεύθυνση Y

	m_i (t)	F_i (kN) (= V_{tot})	P_{tot} (kN)	d_r (m)	Έλεγχος θ
1^{ος} Όροφος	633,05	114,82	39584,637	0,0252	1,643
2^{ος} Όροφος	627,48	227,62	33374,417	0,0444	1,257
3^{ος} Όροφος	948,413	516,05	27218,795	0,0412	0,451
4^{ος} Όροφος	948,413	688,07	17914,864	0,0304	0,176
5^{ος} Όροφος	877,77	796,03	8610,93	0,0196	0,0471 \leq 0,1

Παρατηρούμε ότι και στις δύο διευθύνσεις ο έλεγχος μεταθετότητας θ ικανοποιείται μόνο στον 5^ο όροφο. Το πρόβλημα αυτό δημιουργείται λόγω της συγκεκριμένης διάταξης των πλαισίων. Ενδεχόμενως, εάν τοποθετούσαμε περισσότερα πλαίσια τόσο κατά X όσο και κατά Y ο έλεγχος να ικανοποιούταν, επειδή θα αυξανόταν η δυσκαμψία του κτιρίου και θα μειώνονταν και οι μετακινήσεις. Δεδομένου ότι, όπως αναφέρεται στην παρ. 4.1.4.3 παραπάνω, ο έλεγχος αυτός δεν ικανοποιείται ούτε στο κτίριο με συνδέσμους δυσκαμψίας, κρίθηκε ορθότερο η διερεύνηση αυτή να μην πραγματοποιηθεί διότι θα οδηγούσε σε εξ' ολοκλήρου αλλαγή μοντέλου και θα ξέφευγε από το αντικείμενο της παρούσας εργασίας.

4.2.5 Διαστασιολόγηση Σύνδεσης

Όπως και στο μοντέλο με τους χιαστί συνδέσμους, έτσι κι εδώ, επιλέξαμε να διαστασιολογήσουμε και να ελέγξουμε μία σύνδεση έδρασης μεταλλικού υποστυλώματος της ανωδομής πάνω σε ένα υποστύλωμα υπογείου από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η σύνδεση


που εξετάστηκε ήταν όμοια με αυτή της έδρασης του κτιρίου με συνδέσμους δυσκαμψίας, όπως περιγράφεται στην παρ. 4.1.5 της παρούσας εργασίας.



Σχήμα 4.65 : Υποστυλώματα που ελέγχθηκε η σύνδεσή τους

Τα εντατικά μεγέθη της σύνδεσης που προέκυψαν από την ανάλυση και τα οποία εισήχθησαν στο πρόγραμμα *Robot* για να γίνει ο έλεγχος της σύνδεσης, είναι :

$N_{j,Ed} = -1756,34 \text{ kN}$, $M_{j,Ed,y} = 40,57 \text{ kNm}$, $M_{j,Ed,z} = 136,98 \text{ kNm}$, $V_{j,Ed,y} = 11,5 \text{ kN}$ και $V_{j,Ed,z} = 36,62 \text{ kN}$. Σύμφωνα με αυτά τα μεγέθη έγινε οι έλεγχοι της σύνδεσης κατά τον Ευρωκώδικα 3 και όπως παρουσιάζεται παρακάτω διαπιστώνουμε ότι ικανοποιούνται :



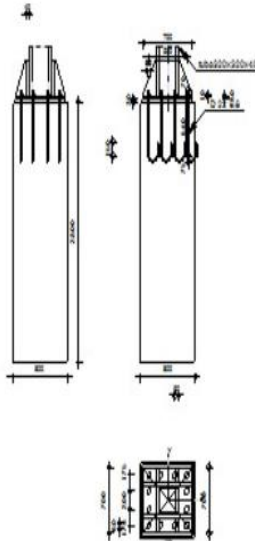
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016

Fixed column base design

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

Ratio
0,65



Σχήμα 4.66 : Επάρκεια σύνδεσης όπως προκύπτει από το πρόγραμμα

CONNECTION CAPACITY CHECK

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,24 < 1,00	verified	(0,24)
$e_y = 23$ [mm]	Axial force eccentricity		[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 173$ [mm]	Lever arm $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 275$ [mm]	Lever arm $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 139,70$ [kN*m]	Connection resistance for bending		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0,29 < 1,00	verified	(0,29)
$e_z = 78$ [mm]	Axial force eccentricity		[6.2.8.3]
$z_{c,z} = 182$ [mm]	Lever arm $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} = 275$ [mm]	Lever arm $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 376,62$ [kN*m]	Connection resistance for bending		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	0,36 < 1,00	verified	(0,36)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,65 < 1,00	verified	(0,65)

Σχήμα 4.67 : Έλεγχοι κάμψης της σύνδεσης

SHEAR CHECK

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd,y}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} = 1104,01$ [kN]	Connection resistance for shear		
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,01 < 1,00	verified	(0,01)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd,z}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 1104,01$ [kN]	Connection resistance for shear		
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,03 < 1,00	verified	(0,03)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,04 < 1,00	verified	(0,04)

Σχήμα 4.68 : Έλεγχοι σε διάτμηση της σύνδεσης

STIFFENER CHECK

Oblique stiffeners

$M_1 =$	28,93	[kN*m]	Bending moment acting on a stiffener	
$Q_1 =$	304,52	[kN]	Shear force acting on a stiffener	
$z_s =$	136	[mm]	Location of the neutral axis (from the plate base)	
$I_s =$	44467,43	[cm ⁴]	Moment of inertia of a stiffener	
$\sigma_d =$	6,91	[MPa]	Normal stress on the contact surface between stiffener and plate	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	17,81	[MPa]	Normal stress in upper fibers	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	20,03	[MPa]	Tangent stress in a stiffener	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	35,38	[MPa]	Equivalent stress on the contact surface between stiffener and plate	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)			0,10 < 1,00	verified (0,10)

Stiffener perpendicular to the web (along the extension of the column flanges)

$M_1 =$	18,03	[kN*m]	Bending moment acting on a stiffener	
$Q_1 =$	240,41	[kN]	Shear force acting on a stiffener	
$z_s =$	136	[mm]	Location of the neutral axis (from the plate base)	
$I_s =$	44467,43	[cm ⁴]	Moment of inertia of a stiffener	
$\sigma_d =$	4,31	[MPa]	Normal stress on the contact surface between stiffener and plate	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	11,10	[MPa]	Normal stress in upper fibers	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	15,82	[MPa]	Tangent stress in a stiffener	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	27,73	[MPa]	Equivalent stress on the contact surface between stiffener and plate	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)			0,08 < 1,00	verified (0,08)

Σχήμα 4.69 : Έλεγχοι επάρκειας τριγωνικών ελασμάτων της σύνδεσης

WELDS BETWEEN THE COLUMN AND THE BASE PLATE

$\sigma_{\perp} =$	35,10	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	35,10	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	0,63	[MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	1,80	[MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,90		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)			0,10 < 1,00	verified (0,10)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,16 < 1,00	verified (0,16)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{yII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,16 < 1,00	verified (0,16)

Σχήμα 4.70 : Έλεγχοι επάρκειας συγκολλήσεων μετωπικής πλάκας-υποστυλώματος

VERTICAL WELDS OF STIFFENERS

Oblique stiffeners

σ_{\perp}	=	0,00	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp}	=	0,00	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
τ_{\parallel}	=	147,62	[MPa]	Parallel tangent stress	[4.5.3.(7)]
σ_z	=	0,00	[MPa]	Total equivalent stress	[4.5.3.(7)]
β_W	=	0,90		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)					
		0,59	<	1,00	verified (0,59)

Stiffener perpendicular to the web (along the extension of the column flanges)

σ_{\perp}	=	26,49	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp}	=	26,49	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
τ_{\parallel}	=	31,63	[MPa]	Parallel tangent stress	[4.5.3.(7)]
σ_z	=	76,21	[MPa]	Total equivalent stress	[4.5.3.(7)]
β_W	=	0,90		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)					
		0,17	<	1,00	verified (0,17)

Σχήμα 4.71 : Έλεγχοι επάρκειας κατακόρυφων συγκολλήσεων των τριγωνικών ελασμάτων

TRANSVERSAL WELDS OF STIFFENERS

Oblique stiffeners

σ_{\perp}	=	56,67	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp}	=	56,67	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
τ_{\parallel}	=	44,22	[MPa]	Parallel tangent stress	[4.5.3.(7)]
σ_z	=	136,78	[MPa]	Total equivalent stress	[4.5.3.(7)]
β_W	=	0,90		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)					
		0,31	<	1,00	verified (0,31)

Stiffener perpendicular to the web (along the extension of the column flanges)

σ_{\perp}	=	56,67	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp}	=	56,67	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
τ_{\parallel}	=	36,21	[MPa]	Parallel tangent stress	[4.5.3.(7)]
σ_z	=	129,53	[MPa]	Total equivalent stress	[4.5.3.(7)]
β_W	=	0,90		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)					
		0,30	<	1,00	verified (0,30)

Σχήμα 4.72 : Έλεγχοι επάρκειας εγκάρσιων συγκολλήσεων των τριγωνικών ελασμάτων

5 Συγκρίσεις των κτιρίων – Συμπεράσματα

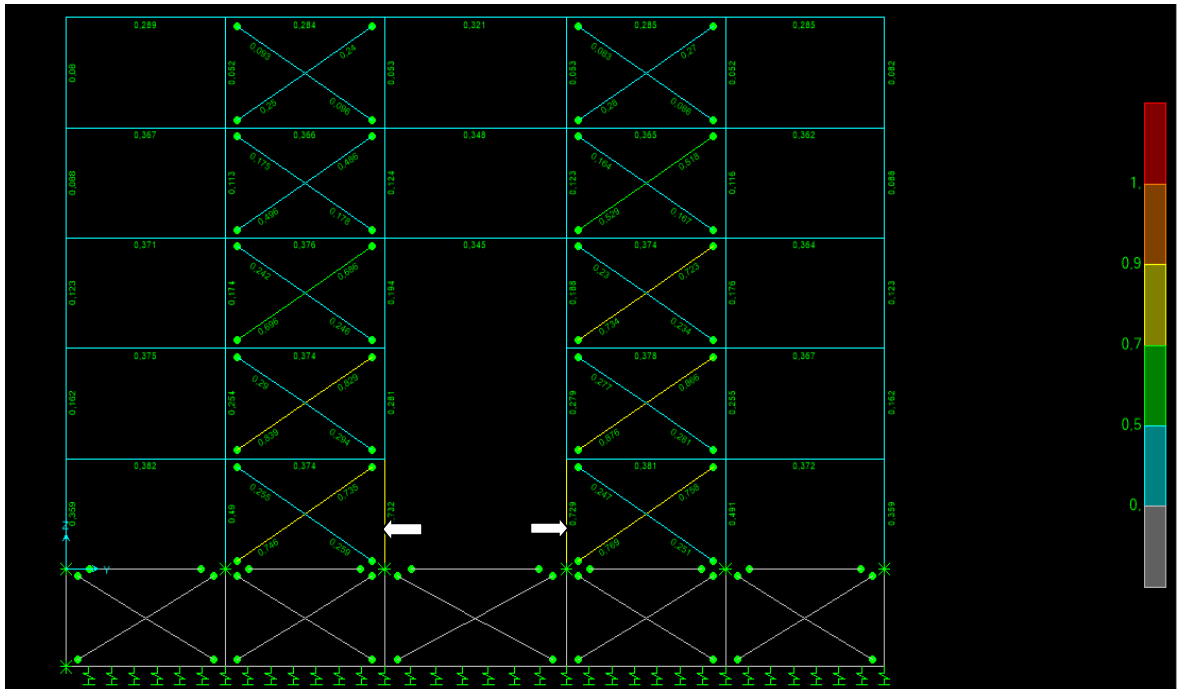
5.1 Γενικά συμπεράσματα από την ανάλυση

Από την ανάλυση των δύο κτιρίων, η οποία παρουσιάστηκε εκτενώς στο προηγούμενο κεφάλαιο, παρατηρήθηκαν κάποιες ιδιαιτερότητες στη συμπεριφορά τους. Η προσομοίωση των επιμέρους φερόντων στοιχείων αλλά και του υπογείου των δύο κτιρίων, έπαιξε καθοριστικό ρόλο στις ενέργειες που ακολουθήσαμε ώστε να καταλήξουμε σε μία βέλτιστη λύση ενός σταθεροποιημένου και σωστού μοντέλου. Εξακριβώθηκε ότι ήταν ορθό να τοποθετήσουμε τις διαδοκίδες κατά τη διεύθυνση X όπου το μήκος ανοίγματός τους είναι μειωμένο σε σχέση με την άλλη διεύθυνση, ώστε να μην προκαλούνται προβλήματα στους ελέγχους λειτουργικότητας και να οδηγηθούμε σε μια σχετικά ελαφρύτερη διατομή. Επιπλέον, διαπιστώσαμε ότι η ύπαρξη των δύο διαμερών στοών σε σχήμα σταυρού, επηρέασαν σημαντικά τα στοιχεία των κτιρίων που βρίσκονταν γύρω από αυτές και γενικότερα αποτέλεσαν σημαντικό παράγοντα ως προς τη διαστασιολόγηση. Απόρροια αυτών ήταν η βεβαίωση της ανάγκης τοποθέτησης διαφορετικών διατομών στα στοιχεία των δύο κτιρίων ώστε να ικανοποιούνται οι επιμέρους έλεγχοι αλλά παρατηρήσαμε και τη διαφοροποίηση στην κρισιμότητα των ελέγχων αυτών. Πιο συγκεκριμένα, παραθέτονται παρακάτω κάποια αξιοσημείωτα συμπεράσματα στα οποία καταλήξαμε μετά την ανάλυση των δύο κατασκευών :

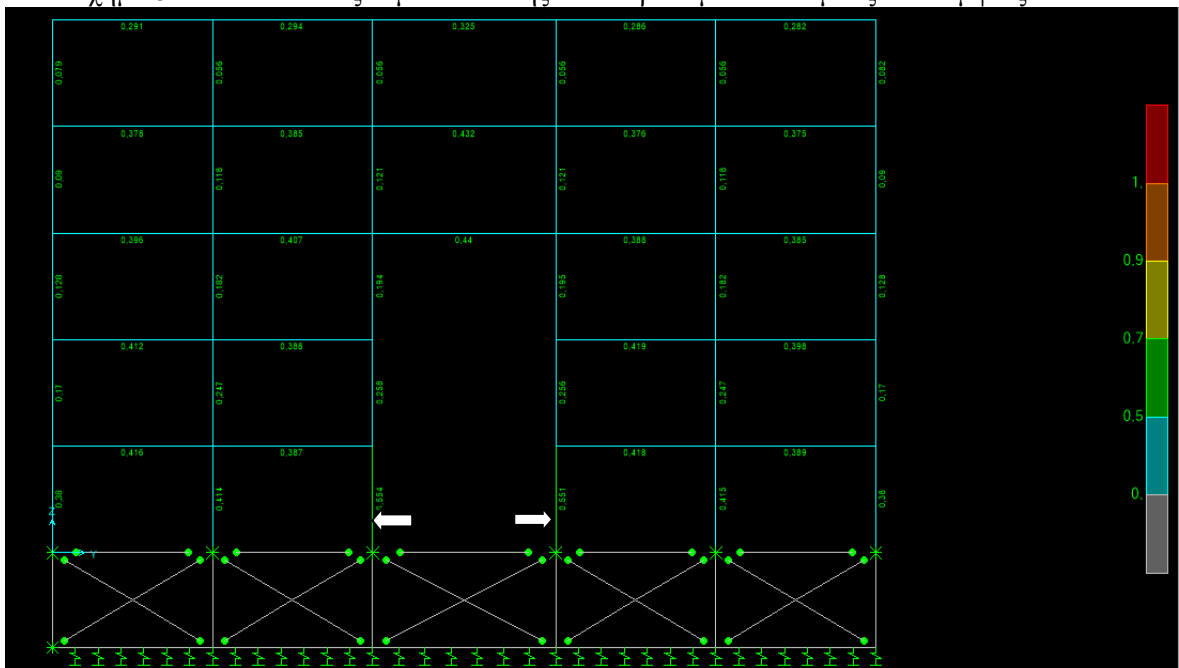
- Στην προσομοίωση του υπογείου των δύο μοντέλων, επιλέχθηκε να τοποθετηθούν δεσμεύσεις μετακινήσεων κατά X και Y στους κόμβους της κορυφής των περιμετρικών υποστυλωμάτων υπογείου προκειμένου να εξασφαλιστεί ότι η μάζα του υπογείου δεν θα συμμετέχει στη συνολική ταλαντούμενη μάζα και ότι το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών που λαμβάνονται υπ' όψιν, να φτάνει ευκολότερα το 90% της συνολικής μάζας του φορέα. Πιο συγκεκριμένα, τα υποστυλώματα που ανήκουν σε πλαίσια που λειτουργούν κατά X δεσμεύτηκαν κατά X και αντιστοίχως, αυτά που ανήκουν σε πλαίσια που λειτουργούν κατά Y δεσμεύτηκαν κατά Y. Τα γωνιακά υποστυλώματα του κτιρίου δεσμεύτηκαν και στις δύο διευθύνσεις.
- Παρατηρήθηκε ότι η διαστασιολόγηση αρκετών διατομών των δύο κτιρίων καθορίστηκε από τη λειτουργικότητα, τους ικανοτικούς ελέγχους καθώς επίσης και από τον έλεγχο περιορισμού βλαβών και όχι από τους ελέγχους αντοχής των ίδιων των μελών. Συγκεκριμένα, στο κτίριο με τους συνδέσμους δυσκαμψίας οι διατομές των υποστυλωμάτων προέκυψαν από τον ικανοτικό έλεγχο των χιαστί συνδέσμων που αφορά τον έλεγχο του υποστυλώματος που συντρέχει στον κόμβο με τον χιαστί σύνδεσμο. Για το ίδιο κτίριο, οι διατομές των δοκών των μεσαίων φατνωμάτων του 3^{ου} και 4^{ου} ορόφου στη διεύθυνση Y, προέκυψαν από τους ελέγχους λειτουργικότητας λόγω του μεγάλου ανοίγματος των 8m. Στο κτίριο χωρίς τους συνδέσμους, κρίσιμος έλεγχος για τη διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων και των δοκών, παρουσιάστηκε ο έλεγχος περιορισμού βλαβών διότι εξαιτίας των μεγάλων μετακινήσεων που παρουσιάστηκαν, αναγκαστήκαμε να βαρύνουμε την κατασκευή ώστε οι μετακινήσεις να είναι

μέσα στα επιτρεπτά όρια. Τέλος, και στα δύο κτίρια, καθοριστικοί για τη διαστασιολόγηση των διαδοκίδων παρουσιάστηκαν οι έλεγχοι λειτουργικότητας, αφού οι διαδοκίδες προσομοιώθηκαν με αρθρώσεις στα άκρα τους, γεγονός το οποίο οδηγεί σε μεγαλύτερα βέλη κάμψης από αυτά μιας αμφίπακτης διαδοκίδας.

- Διαπιστώσαμε και στα δύο κτίρια ότι τα υποστυλώματα γύρω από τις διαμπερείς στοές καταπονήθηκαν περισσότερο από τα υπόλοιπα. Αυτό φαίνεται σαφέστερα στα σχήματα παρακάτω όπου παρουσιάζονται οι συντελεστές εκμετάλλευσης των υποστυλωμάτων γύρω από τη στοά των δύο κτιρίων :



Σχήμα 5.1 : Συντελεστές εκμετάλλευσης του κτιρίου με συνδέσμους δυσκαμψίας



Σχήμα 5.2 : Συντελεστές εκμετάλλευσης του κτιρίου χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας

Όπως παρατηρούμε τους μεγαλύτερους συντελεστές εκμετάλλευσης (δράση/αντοχή) τους παρουσιάζουν τα υποστυλώματα γύρω από τη στοά. Από αυτό συμπεραίνουμε ότι τα υποστυλώματα αυτά είναι πιο ευάλωτα σε σχέση με τα υπόλοιπα, γεγονός το οποίο οφείλεται στο ότι τα εν λόγω υποστυλώματα δέχονται σύνθετη καταπόνηση από αξονική δύναμη και σημαντική διαξονική κάμψη, όπως βλέπουμε στο παρακάτω σχήμα :

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0,000	-1840,888	14,325	-43,798	-10,224	29,945	5,367E-04

FMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)

$$D/C \text{ Ratio: } 0,731 = 0,695 + 0,006 + 0,029 < 0,950 \quad \text{OK}$$

$$= NEd / (\chi_z N Rk / \Gamma_{M1}) + k_{zy} (M_y, Ed + NEd eNy) / (\chi_{LT} M_y, Rk / \Gamma_{M1}) + k_{zz} (M_z, Ed + NEd eNz) / (M_z, Rk / \Gamma_{M1}) \quad (\text{EC3 6.3.3(4)-6.62})$$

Σχήμα 5.3 : Εντατική κατάσταση υποστυλώματος γύρω από τη στοά για το κτίριο με συνδέσμους δυσκαμψίας

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0,000	-1481,502	-20,399	82,096	-19,024	35,176	5,874E-04

FMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)

$$D/C \text{ Ratio: } 0,530 = 0,507 + 0,004 + 0,019 < 0,950 \quad \text{OK}$$

$$= NEd / (\chi_z N Rk / \Gamma_{M1}) + k_{zy} (M_y, Ed + NEd eNy) / (\chi_{LT} M_y, Rk / \Gamma_{M1}) + k_{zz} (M_z, Ed + NEd eNz) / (M_z, Rk / \Gamma_{M1}) \quad (\text{EC3 6.3.3(4)-6.62})$$

Σχήμα 5.4 : Εντατική κατάσταση υποστυλώματος γύρω από τη στοά για το κτίριο χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας

5.2 Σύγκριση δύο κτιρίων

5.2.1 Σύγκριση ιδιομορφών

Από την ιδιομορφική ανάλυση των δύο κτιρίων παρατηρήσαμε κάποιες διαφορές μεταξύ τους ως προς τη συμπεριφορά και την απόκρισή τους, οι οποίες οφείλονται στην τοποθέτηση και μή των διαγωνίων συνδέσμων δυσκαμψίας. Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι ιδιομορφές των δύο κτιρίων μαζί με τις ιδιοπεριόδους τους, καθώς επίσης και τα αθροιστικά ποσοστά συμμετοχής των δρώσων ιδιομορφικών μαζών τους.

Πίνακας 5.1 Ιδιομορφές, ιδιοπερίοδοι και ποσοστά συμμετοχής μαζών των δύο κτιρίων

	Κτίριο με συνδέσμους δυσκαμψίας			Κτίριο χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας		
	T _i	SUMX	SUMY	T _i	SUMX	SUMY
1	0,883	81,18	0,0002997	2,01	0,0001122	81,307
2	0,858	81,18	81,787	1,913	81,78	81,307
3	0,551	81,18	81,787	1,690	81,78	81,307
4	0,246	91,602	81,787	0,543	81,78	89,266
5	0,243	91,602	91,621	0,519	89,523	89,266
6	0,230	91,602	91,621	0,474	89,523	89,266
7	0,230	91,603	91,621	0,272	89,523	93,665
8	0,230	91,603	91,621	0,263	93,88	93,665
9	0,229	91,605	91,621	0,243	93,88	93,665
10	0,210	91,605	91,621	0,230	93,88	93,665
11	0,209	91,605	91,621	0,230	93,88	93,665
12	0,207	91,605	91,621	0,229	93,88	93,665

Το επιθυμητό άθροισμα μαζών για το κτίριο με τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας (και για τις 2 διευθύνσεις) επιτυγχάνεται στην 5^η ιδιομορφή με ποσοστά :

- $\sum m_x = 91,602\%$
- $\sum m_y = 91,621\%$

Το επιθυμητό άθροισμα μαζών για το κτίριο χωρίς τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας (και για τις 2 διευθύνσεις) επιτυγχάνεται στην 8^η ιδιομορφή με ποσοστά :

- $\sum m_x = 93,88\%$
- $\sum m_y = 93,665\%$

Παρατηρώντας τα αποτελέσματα της ανάλυσης, αξίζει να αναφερθεί ότι και στα δύο κτίρια, από τις πρώτες τρεις κύριες ιδιομορφές τους, ήταν δύο μεταφορικές κατά τις διευθύνσεις X και Y (οι δύο πρώτες τους) και μία περιστροφική γύρω από τον άξονα Z (η τρίτη τους).

Στον Πίνακα 5.1 παραπάνω παρατηρούμε ότι το κτίριο με τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας παρουσιάζει αισθητά μικρότερες ιδιοπεριόδους σε σχέση με το κτίριο χωρίς

τους συνδέσμους. Αυτή η διαφορά οφείλεται στο γεγονός της ύπαρξης των κατακορύφων χιαστί συνδέσμων, οι οποίοι προσφέρουν αυξημένη δυσκαμψία στο κτίριο, με αποτέλεσμα να μικραίνει η ιδιοπερίοδος εφόσον τα δύο αυτά μεγέθη είναι αντιστρόφως ανάλογα σύμφωνα με τη σχέση :

$$T = 2 * \pi * \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (5.1)$$

5.2.2 Σύγκριση εντατικών μεγεθών

Για τη σύγκριση των εντατικών μεγεθών των δύο κτιρίων επιλέξαμε και για τα δύο κτίρια, το υποστύλωμα του πρώτου ορόφου όπου έγινε ο ικανοτικός έλεγχος χιαστί στην παράγραφο 4.1.4.2 (βλ. παραπάνω), δηλαδή το υποστύλωμα με label 21. Στους παρακάτω πίνακες παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη των δύο αυτών στοιχείων των δύο κτιρίων για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας, όπου σύμφωνα με αυτούς έγινε ο σχεδιασμός των συγκεκριμένων μελών :

Πίνακας 5.2 : Σύγκριση Αξονικών δυνάμεων υποστυλωμάτων

	Αξονικές υποστυλώματος με label 21 κτιρίου με συνδέσμους (kN)	Αξονικές υποστυλώματος με label 21 κτιρίου χωρίς συνδέσμους (kN)
OKA1	1761,726	1820,424
OKA2	1774,484	1833,36
OKA3	1765,191	1779,558
OKA4	1623,866	1833,53
OKA5	1070,929	1019,372
OKA6	835,386	1109,326
OKA7	1556,403	1530,276
OKA8	1320,861	1620,23
OKA9	1584,649	1632,883
OKA10	1102,64	1081,114
OKA11	961,315	1135,086
OKA12	1575,357	1579,08
OKA13	1434,031	1633,053
OKA14	1276,288	1053,263
OKA15	1952,845	992,226

Παρατηρώντας τα αποτελέσματα από όλους τους συνδυασμούς αστοχίας, διαπιστώνουμε ότι οι αξονικές δυνάμεις του υποστυλώματος με label 21, είναι ελαφρώς μεγαλύτερες στο κτίριο χωρίς τους συνδέσμους δυσκαμψίας. Αυτό ήταν και το αναμενόμενο διότι η αφαίρεση των χιαστί συνδέσμων οδήγησε το υποστύλωμα που συντρέχει στον κόμβο, στο να αναλάβει μεγαλύτερη αξονική δύναμη, μέρος της οποίας αναλάμβανε η διαγώνιος του χιαστί συνδέσμου πριν την αφαίρεσή του.

Πίνακας 5.2 : Σύγκριση ροπών κάμψης υποστυλωμάτων

	Ροπές κάμψης κτιρίου με συνδέσμους (kNm)		Ροπές κάμψης κτιρίου χωρίς συνδέσμους (kNm)	
	M 3-3	M 2-2	M 3-3	M 2-2
OKA1	34,999	0,467	35,652	0,593
OKA2	35,054	0,470	35,709	0,597
OKA3	34,802	0,508	93,389	0,537
OKA4	27,834	13,53	28,263	57,061
OKA5	46,62	0,328	177,319	0,256
OKA6	25,308	22,037	25,436	94,462
OKA7	40,643	0,473	171,201	0,426
OKA8	31,285	22,181	31,553	94,632
OKA9	30,395	0,412	30,984	0,53
OKA10	23,789	0,309	102,053	0,306
OKA11	19,367	13,334	19,60	56,827
OKA12	30,143	0,451	95,966	0,47
OKA13	25,315	13,476	25,686	56,994
OKA14	73,525	19,423	140,022	39,77
OKA15	29,608	63,856	48,854	131,25

Παρατηρώντας τα αποτελέσματα του Πίνακα 5.2 από όλους τους συνδυασμούς αστοχίας των υποστυλωμάτων, διαπιστώνουμε μια σημαντική αύξηση των ροπών κάμψης περί των δύο αξόνων στο κτίριο χωρίς τους συνδέσμους δυσκαμψίας. Η σημαντική αύξηση αυτή παρατηρείται κυρίως στους συνδυασμούς φορτίσεων που περιλαμβάνουν οριζόντιες φορτίσεις (άνεμος, σεισμός). Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας αναλαμβάνουν σε σημαντικό ποσοστό τα οριζόντια φορτία ως αξονικές δυνάμεις στις διαγωνίους τους, με αποτέλεσμα να ανακουφίζονται τα υποστυλώματα που συντρέχουν στους κόμβους των χιαστί από μεγάλες ροπές.

Πίνακας 5.3 : Σύγκριση τεμνουσών δυνάμεων υποστυλωμάτων

	Τέμνουσες δυνάμεις κτιρίου με συνδέσμους (kN)		Τέμνουσες δυνάμεις κτιρίου χωρίς συνδέσμους (kN)	
	V 3-3	V 2-2	V 3-3	V 2-2
OKA1	0,129	11,956	0,181	12,23
OKA2	0,129	11,975	0,182	12,25
OKA3	0,133	15,798	0,174	25,694
OKA4	4,366	23,904	15,936	24,09
OKA5	0,077	25,284	0,096	56,484
OKA6	7,132	26,458	26,366	26,489
OKA7	0,118	21,499	0,147	52,633
OKA8	7,173	30,243	26,418	30,34
OKA9	0,112	10,38	0,161	10,627
OKA10	0,075	12,502	0,102	31,149
OKA11	4,308	18,543	15,864	18,635
OKA12	0,116	14,203	0,153	27,317

OKA13	4,349	22,309	15,915	22,467
OKA14	5,994	24,294	10,667	37,715
OKA15	19,783	12,047	35,19	15,625

Παρατηρώντας τα αποτελέσματα του Πίνακα 5.3 από όλους τους συνδυασμούς αστοχίας των υποστυλωμάτων, διαπιστώνουμε μια αισθητή αύξηση των τεμνουσών περι των δύο αξόνων στο κτίριο χωρίς τους συνδέσμους δυσκαμψίας. Η αύξηση αυτή παρατηρείται κυρίως στους συνδυασμούς φορτίσεων που περιλαμβάνουν οριζόντιες φορτίσεις (άνεμος, σεισμός). Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας αναλαμβάνουν σε σημαντικό ποσοστό τα οριζόντια φορτία ως αξονικές δυνάμεις στις διαγωνίους τους, με αποτέλεσμα να ανακουφίζονται τα υποστυλώματα που συντρέχουν στους κόμβους των χιαστί από μεγάλες τέμνουσες δυνάμεις.

Στον παρακάτω Πίνακα 5.4 εμφανίζονται τα εντατικά μεγέθη για τον δυσμενέστερο συνδυασμό σχεδιασμού του συγκεκριμένου υποστυλώματος και για τα δύο κτίρια όπως προέκυψαν από το πρόγραμμα, καθώς επίσης και οι συντελεστές εκμετάλλευσής τους :

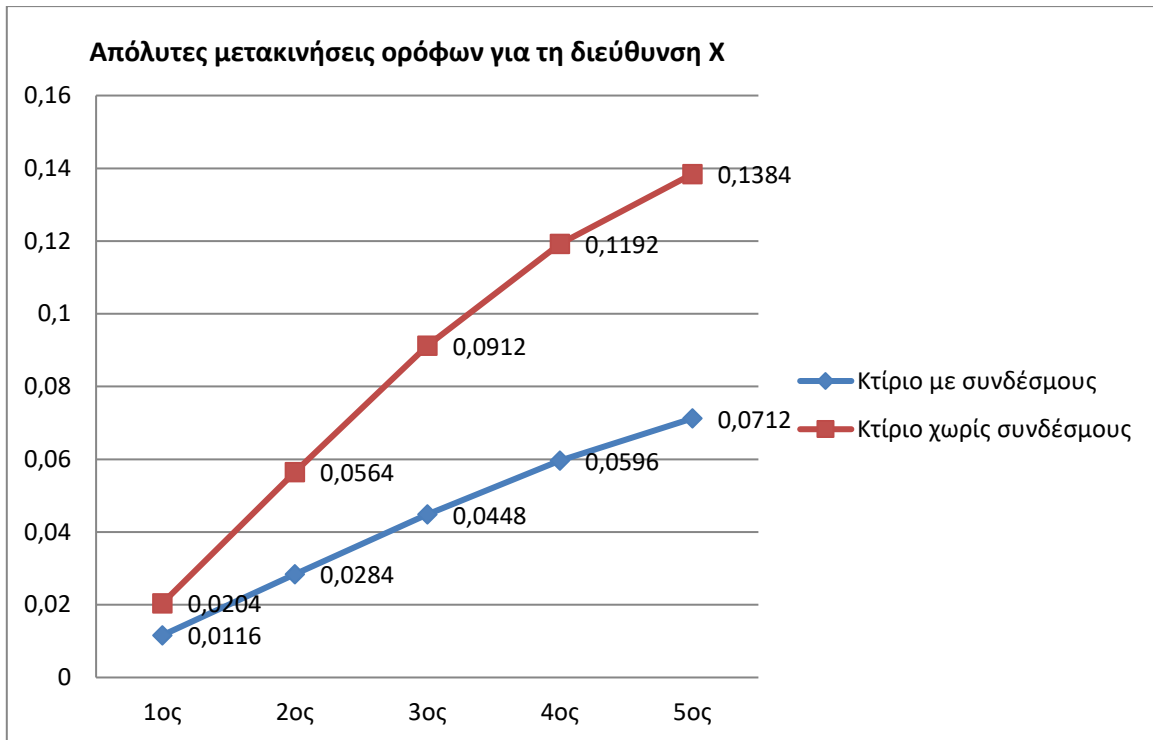
Πίνακας 5.4 : Αποτελέσματα σχεδιασμού των υποστυλωμάτων των κτιρίων

	Μέλος	Συνδυασμός σχεδιασμού (δυσμενέστερος)	N_{Ed} (kN)	V 2-2 (kN)	V 3-3 (kN)	M 2-2 (kNm)	M 3-3 (kNm)	Συντελεστής εκμετάλλευσης
Κτίριο με συνδέσμους	21	OKA15	1952,85	1,09	22,81	63,86	10,94	0,491
Κτίριο χωρίς συνδέσμους	21	OKA4	1833,53	24,09	15,94	57,06	28,26	0,407

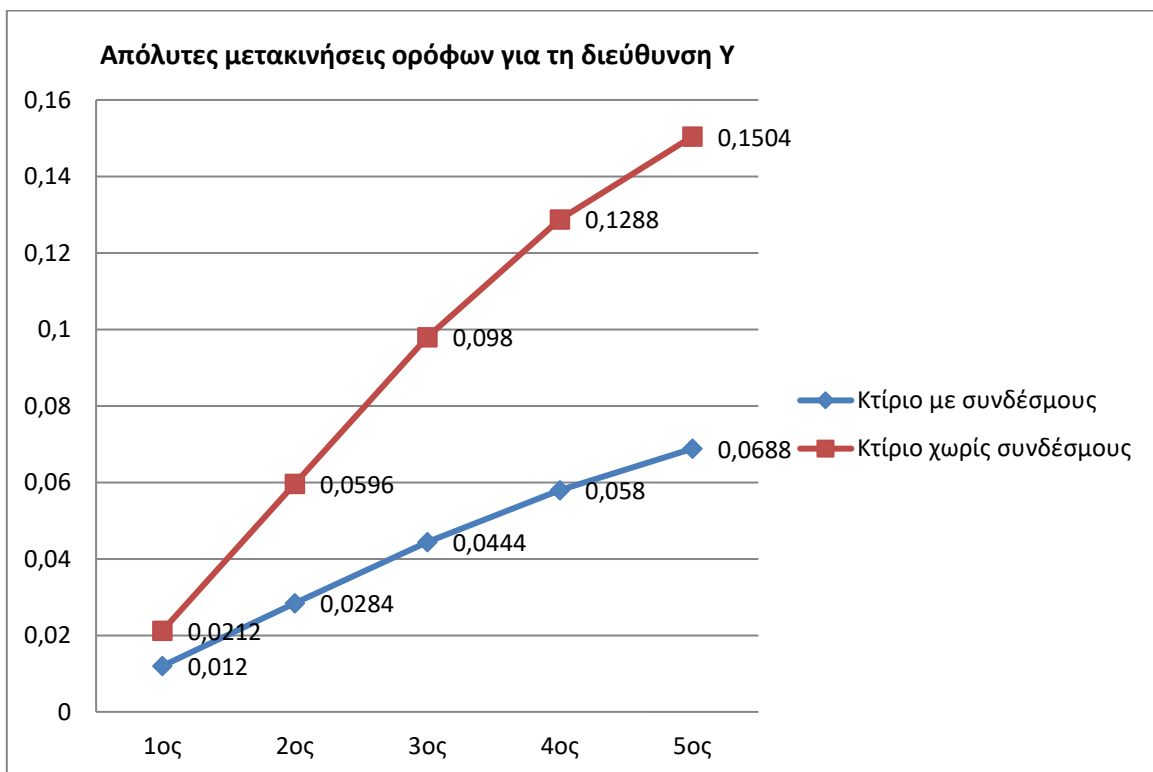
Παρατηρούμε ότι στο κτίριο με τους συνδέσμους δυσκαμψίας, κρίσιμος για το υποστυλώμα είναι ο σεισμικός συνδυασμός OKA15, ενώ στο κτίριο χωρίς συνδέσμους κρίσιμος είναι ο συνδυασμός OKA4 ο οποίος περιέχει σημαντικό ποσοστό φόρτισης του ανέμου κατά Υ. Αυτό συμβαίνει διότι οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας ενεργοποιούνται στα οριζόντια φορτία (εδώ ο άνεμος), ώστε να παραλάβουν σημαντικό μέρος των φορτίων αυτών, αποφορτίζοντας τα υποστυλώματα. Αντιθέτως, στο κτίριο χωρίς συνδέσμους, οι φορτίσεις του ανέμου είναι κρίσιμες για τα υποστυλώματα. Υπενθυμίζεται ότι στα δύο υποστυλώματα έχουν τοποθετηθεί διαφορετικές κοίλες τετραγωνικές διατομές, γεγονός που διαφοροποιεί τον συντελεστή εκμετάλλευσής τους.

5.2.3 Σύγκριση μετατοπίσεων – μετακινήσεων

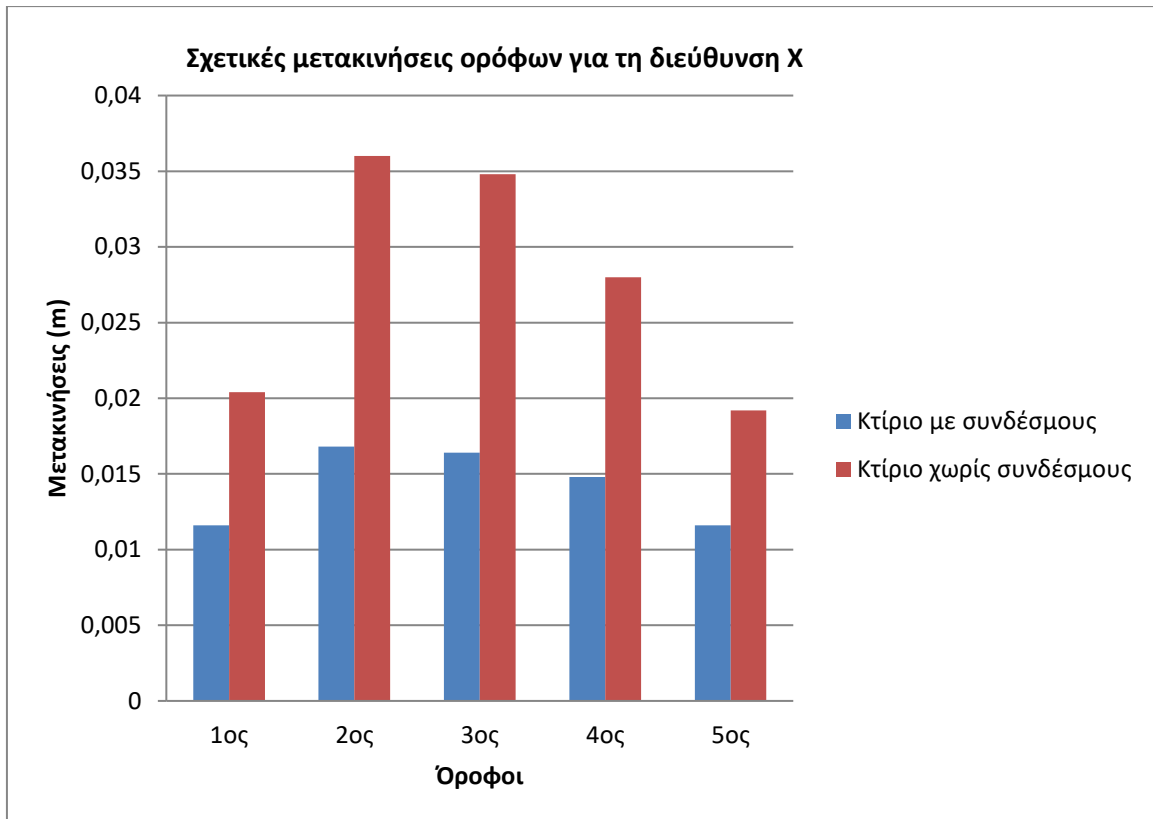
Από την ανάλυση των δύο κτιρίων υπολογίστηκαν οι απόλυτες μετακινήσεις των ορόφων τους ds καθώς και οι σχετικές μετακινήσεις τους dr , οι οποίες ορίστηκαν στην παράγραφο 4.1.4.1 της παρούσας διπλωματικής εργασίας. Παρακάτω παραθέτονται τα διαγράμματα με τις μετακινήσεις των ορόφων των δύο κτιρίων και για τις δύο διευθύνσεις τους :



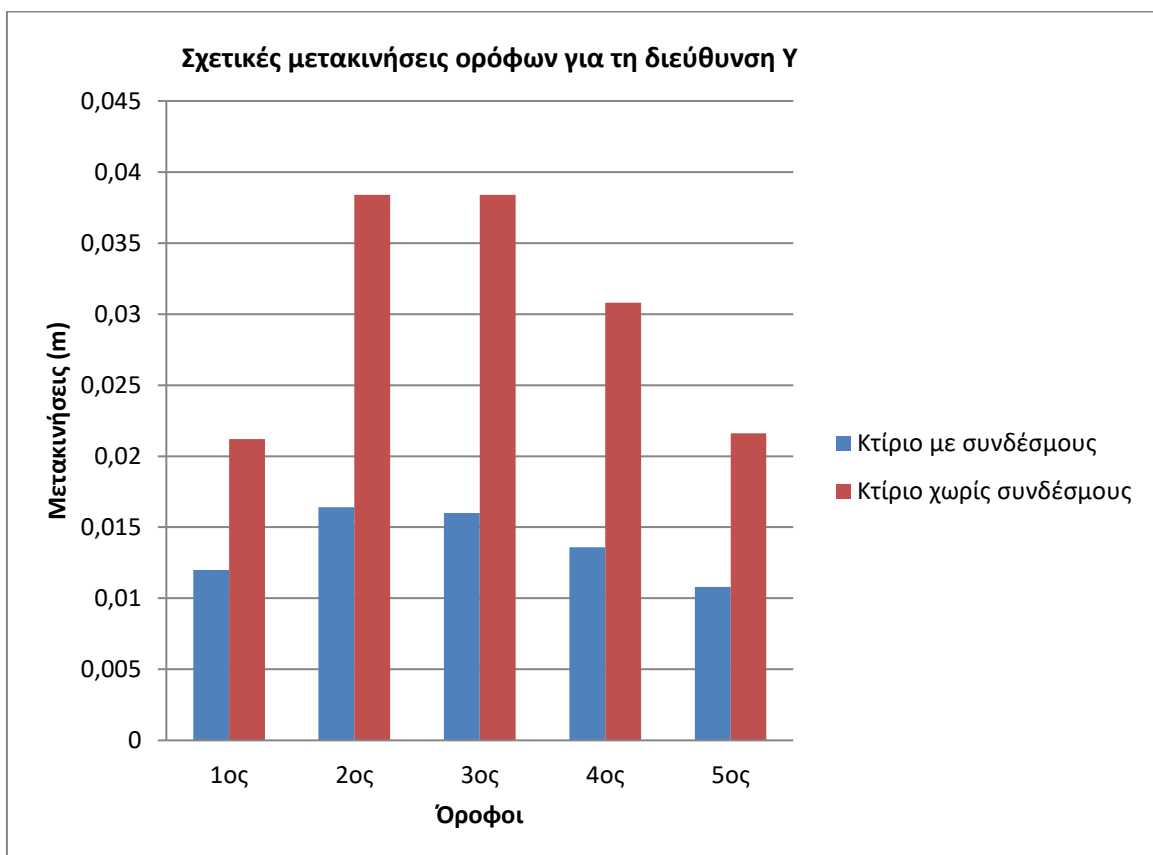
Σχήμα 5.5 : Διάγραμμα απόλυτων μετακινήσεων ορόφων των κτιρίων για τη διεύθυνση X



Σχήμα 5.6 : Διάγραμμα απόλυτων μετακινήσεων ορόφων των κτιρίων για τη διεύθυνση Y



Σχήμα 5.7 : Διάγραμμα σχετικών μετακινήσεων ορόφων των κτιρίων για τη διεύθυνση X



Σχήμα 5.8 : Διάγραμμα σχετικών μετακινήσεων ορόφων των κτιρίων για τη διεύθυνση Y

Από τα παραπάνω διαγράμματα παρατηρούμε σημαντική αύξηση των σχετικών και των απόλυτων μετακινήσεων ανά όροφο στην περίπτωση του κτιρίου χωρίς τους συνδέσμους δυσκαμψίας. Αυτό οφείλεται στην απουσία των κατακορύφων συνδέσμων δυσκαμψίας, οι οποίοι προσφέρουν αυξημένη δυσκαμψία στο κτίριο και ενισχύουν την πλαισιακή λειτουργία στην διεύθυνση που τοποθετούνται, με αποτέλεσμα να παρατηρούνται πολύ μικρότερες μετακινήσεις ορόφων.

Στον παρακάτω Πίνακα 5.5 παρουσιάζονται οι έλεγχοι περιορισμού βλαβών και οι έλεγχοι μεταθετότητας θ για τα δύο κτίρια, οι οποίοι υπολογίστηκαν αναλυτικά στις παραγράφους 4.1.4 και 4.2.4 της παρούσας εργασίας :

Πίνακας 5.5 : Έλεγχοι περιορισμού βλαβών και μεταθετότητας θ των δύο κτιρίων

	Κτίριο με συνδέσμους				Κτίριο χωρίς συνδέσμους			
Όροφοι	Έλεγχος περιορισμού βλαβών κατά X	Έλεγχος περιορισμού βλαβών κατά Y	Έλεγχος μεταθετότητας θ κατά X	Έλεγχος μεταθετότητας θ κατά Y	Έλεγχος περιορισμού βλαβών κατά X	Έλεγχος περιορισμού βλαβών κατά Y	Έλεγχος μεταθετότητας θ κατά X	Έλεγχος μεταθετότητας θ κατά Y
1 ^{ος}	0,006 \leq	0,0062 \leq 0,0225	0,895	0,930	0,0122 \leq 0,0225	0,0126 \leq 0,0225	1,581	1,643
2 ^{ος}	0,0082 \leq 0,0225	0,0078 \leq 0,0225	0,536	0,51	0,0208 \leq 0,0225	0,0222 \leq 0,0225	1,178	1,257
3 ^{ος}	0,008 \leq 0,0225	0,0078 \leq 0,0225	0,187	0,183	0,019 \leq 0,0225	0,0206 \leq 0,0225	0,445	0,451
4 ^{ος}	0,007 \leq 0,0225	0,0066 \leq 0,0225	0,0809 \leq 0,1	0,0762 \leq 0,1	0,0138 \leq 0,0225	0,0152 \leq 0,0225	0,16	0,176
5 ^{ος}	0,0054 \leq 0,0225	0,005 \leq 0,0225	0,026 \leq 0,1	0,0240 \leq 0,1	0,0086 \leq 0,0225	0,0098 \leq 0,0225	0,0413 \leq 0,1	0,0471 \leq 0,1

Παρατηρώντας τα αποτελέσματα των ελέγχων των δύο κτιρίων, διαπιστώνουμε ότι ο έλεγχος περιορισμού βλαβών καθώς και ο έλεγχος μεταθετότητας θ ικανοποιούνται πιο εύκολα στο κτίριο με τους συνδέσμους δυσκαμψίας (ο έλεγχος θ ικανοποιείται μόνο σε δύο ορόφους). Αυτό οφείλεται στην ύπαρξη των χιαστί συνδέσμων οι οποίοι λόγω της αυξημένης δυσκαμψίας που προσφέρουν στο κτίριο, μειώνουν και τις αντίστοιχες μετακινήσεις των ορόφων.

Όσον αφορά τον έλεγχο μεταθετότητας θ , ο οποίος δεν ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους όπως αναφέραμε και στις παραγράφους 4.1.4.3 και 4.2.4.3, ενδεχομένως εάν τοποθετούσαμε περισσότερους χιαστί συνδέσμους σε περισσότερα φαινόμενα τόσο περιμετρικά αλλά και εσωτερικά του κτιρίου, ο έλεγχος να ικανοποιούταν, επειδή θα αυξανόταν η δυσκαμψία του κτιρίου και θα μειώνονταν οι μετακινήσεις. Αντίστοιχα στο κτίριο χωρίς τους συνδέσμους, εάν τοποθετούσαμε περισσότερα πλαίσια τόσο κατά X όσο και κατά Y ο έλεγχος να ικανοποιούταν, επειδή θα αυξανόταν η δυσκαμψία του κτιρίου και θα μειώνονταν και οι μετακινήσεις. Κρίθηκε ορθότερο η διερεύνηση αυτή να μην πραγματοποιηθεί διότι θα οδηγούσε σε εξ' ολοκλήρου αλλαγή μοντέλου και θα ξέφευγε από το αντικείμενο της παρούσας εργασίας.

5.2.4 Σύγκριση Ιδίου Βάρους

Στη σύγκριση του ιδίου βάρους των δύο κατασκευών που μελετήθηκαν, λήφθηκαν υπ' όψιν μόνο τα μεταλλικά στοιχεία του κτιρίου, εφόσον οι πλάκες και τα υπόγεια που αποτελούνται από οπλισμένο σκυρόδεμα, είναι και στα δύο κτίρια ίδια. Υπολογίστηκε δηλαδή το ίδιο βάρος των δύο κτιρίων που αφορά τον φέροντα οργανισμό τους από δομικό χάλυβα.

Κτίριο με συνδέσμους δυσκαμψίας

Η διαδικασία που ακολουθούμε είναι η εξής : Υπολογίζουμε για κάθε είδος διατομής τον όγκο της και στη συνέχεια τον πολλαπλασιάζουμε με το ειδικό βάρος του χάλυβα που ισούται με $78,5 \text{ kN/m}^3$ και παίρνουμε ως αποτέλεσμα το συνολικό βάρος της διατομής για ολόκληρη την κατασκευή.

- Υποστυλώματα με διατομή Tubo320x320x40

Το συνολικό μήκος των υποστυλωμάτων της κατασκευής είναι ίσο με 810m. Το εμβαδόν της κοίλης τετραγωνικής διατομής αυτής ισούται με $0,045\text{m}^2$. Επομένως ο συνολικός όγκος των υποστυλωμάτων είναι ίσος με :

$$V = 810 * 0,045 = 36,45\text{m}^3$$

Άρα το συνολικό βάρος των υποστυλωμάτων θα είναι ίσο με :

$$B_{\text{υπ}} = 78,5 * 36,45 = 2861,325\text{kN} = 286,1\text{t}$$

- Δοκοί κατά X και Y με διατομές HEB280 και HEB300

Όπως έχει αναφερθεί και στην παράγραφο 2.1.2 της παρούσας διπλωματικής οι δοκοί του 3^{ου} και 4^{ου} ορόφου της διεύθυνσης Y του μεσαίου φατνώματος έχουν οριστεί με διατομή HEB300, ενώ όλες οι υπόλοιπες με διατομή HEB280. Το συνολικό μήκος των δοκών με διατομή HEB280 είναι 1710m ενώ των δοκών με διατομή HEB300 είναι 96m. Τα εμβαδά των διατομών αυτών είναι $0,0131\text{m}^2$ και $0,0149\text{m}^2$ αντίστοιχα. Επομένως οι αντίστοιχοι συνολικοί όγκοι τους θα είναι :

$$\text{Για την HEB280 : } V = 1710 * 0,0131 = 22,401\text{m}^3$$

$$\text{Για την HEB300 : } V = 96 * 0,0149 = 1,43\text{m}^3$$

$$\text{Άρα } V_{\text{ολ}} = 22,401 + 1,43 = 23,831\text{m}^3$$

Άρα το συνολικό βάρος των δοκών θα είναι ίσο με :

$$B_{\text{δοκ}} = 78,5 * 23,831 = 1870,73\text{kN} = 187,1\text{t}$$

- Διαδοκίδες με διατομή IPE270

Το συνολικό μήκος των διαδοκίδων της κατασκευής είναι ίσο με 2568m. Το εμβαδόν της διατομής τους ισούται με $0,00459\text{m}^2$. Επομένως ο συνολικός όγκος των διαδοκίδων θα είναι :

$$V = 2568 * 0,00459 = 11,79\text{m}^3$$

Άρα το συνολικό βάρος των διαδοκίδων θα είναι ίσο με :

$$B_{\text{διαδ}} = 78,5 * 11,79 = 925,515\text{kN} = 92,6\text{t}$$

- Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας με διατομή Tubo140x140x10

Το συνολικό μήκος των κατακορύφων συνδέσμων δυσκαμψίας της κατασκευής είναι ίσο με 632,88m. Το εμβαδόν της διατομής τους ισούται με 0,005m². Επομένως ο συνολικός όγκος των χιαστί συνδέσμων θα είναι :

$$V = 632,88 * 0,005 = 3,164m^3$$

Άρα το συνολικό βάρος των χιαστί συνδέσμων θα είναι ίσο με :

$$B_{\chi\alpha\sigma\tau\iota} = 78,5 * 3,164 = 248,374kN = 24,8t$$

Επομένως, το συνολικό βάρος του χαλύβδινου φέροντα οργανισμού του κτιρίου με τους συνδέσμους δυσκαμψίας ισούται με :

$$B_{o\lambda} = 286,1 + 187,1 + 92,6 + 24,8 = 590,6t$$

Κτίριο χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας

- Υποστυλώματα με διατομή Tubo340x340x35

Το συνολικό μήκος των υποστυλωμάτων της κατασκευής είναι ίσο με 810m. Το εμβαδόν της κοίλης τετραγωνικής διατομής αυτής ισούται με 0,043m². Επομένως ο συνολικός όγκος των υποστυλωμάτων είναι ίσος με :

$$V = 810 * 0,043 = 34,83m^3$$

Άρα το συνολικό βάρος των υποστυλωμάτων θα είναι ίσο με :

$$B_{\upsilon\pi} = 78,5 * 34,83 = 2734,155kN = 273,4t$$

- Δοκοί κατά X και Y με διατομές HEB280

Σε αυτό το μοντέλο όλες οι δοκοί είναι της ίδιας διατομής. Το συνολικό μήκος των δοκών είναι 1806m. Το εμβαδόν της διατομής ισούται με 0,0131m². Επομένως ο συνολικός όγκος των δοκών είναι ίσος με :

$$V = 1806 * 0,0131 = 23,66m^3$$

Άρα το συνολικό βάρος των δοκών θα είναι ίσο με :

$$B_{\delta o\kappa} = 78,5 * 23,66 = 1857,31kN = 185,7t$$

- Διαδοκίδες με διατομή IPE270

Το συνολικό μήκος των διαδοκίδων της κατασκευής είναι ίσο με 2568m. Το εμβαδόν της διατομής τους ισούται με 0,00459m². Επομένως ο συνολικός όγκος των διαδοκίδων θα είναι :

$$V = 2568 * 0,00459 = 11,79m^3$$

Άρα το συνολικό βάρος των διαδοκίδων θα είναι ίσο με :

$$B_{\delta\iota\alpha\delta} = 78,5 * 11,79 = 925,515kN = 92,6t$$

Επομένως, το συνολικό βάρος του χαλύβδινου φέροντα οργανισμού του κτιρίου χωρίς τους συνδέσμους δυσκαμψίας ισούται με :

$$B_{o\lambda} = 273,4 + 185,7 + 92,6 = 551,7t$$

Πίνακας 5.6 : Σύγκριση Ιδίου Βάρους των δύο κτιρίων

	Κτίριο με συνδέσμους	Κτίριο χωρίς συνδέσμους
Υποστυλώματα	286,1t	273,4t
Δοκοί	187,1t	185,7t
Διαδοκίδες	92,6t	92,6t
Σύνδεσμοι δυσκαμψίας	24,8	-
Σύνολο	590,6t	551,7t

Παρατηρούμε λοιπόν ότι το κτίριο με τους χιαστί συνδέσμους είναι βαρύτερο από το κτίριο χωρίς συνδέσμους. Πρέπει να τονιστεί ότι οι έλεγχοι των μελών για το κτίριο χωρίς συνδέσμους ικανοποιούνταν και για αρκετά μικρότερες διατομές, αλλά επειδή οι μετακινήσεις ήταν μεγάλες δεν ικανοποιούνταν ο έλεγχος περιορισμού βλαβών, με αποτέλεσμα να καταλήξουμε σε αυτές τις διατομές υποστυλωμάτων που παρουσιάστηκαν παραπάνω ώστε να ικανοποιείται οριακά ο έλεγχος. Εάν θέλαμε να μειώσουμε κι άλλο τις μετακινήσεις στο κτίριο χωρίς τους συνδέσμους ώστε να πλησιάζουν αυτές του κτιρίου με συνδέσμους, θα έπρεπε να αυξήσουμε κι άλλο τις διατομές των υποστυλωμάτων και των δοκών, ενέργεια που θα οδηγούσε σε κατασκευή με μεγαλύτερο βάρος από αυτό του κτιρίου με συνδέσμους.

5.2.5 Συμπεράσματα

Ολοκληρώνοντας τη μελέτη των δύο κτιρίων, διαπιστώσαμε ότι ο σχεδιασμός τους έγινε με γνώμονα διαφορετικά κριτήρια για το καθ'ένα, όπως εξακριβώθηκε από τα αποτελέσματα της ανάλυσης. Καθοριστικό ρόλο στον τελικό σχεδιασμό αρκετών μελών των μοντέλων έπαιξαν οι ικανοτικοί έλεγχοι, οι έλεγχοι περιορισμού βλαβών καθώς επίσης και οι έλεγχοι σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

Από τις συγκρίσεις των δύο κτιρίων, που παρουσιάστηκαν εκτενώς σε αυτό το κεφάλαιο, γίνεται ξεκάθαρη η σημασία των χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας για την σταθερότητα και τη βελτιστοποίηση του κτιρίου. Παρατηρήσαμε την αισθητή μείωση στις ιδιοπεριόδους ταλάντωσης του κτιρίου με τους συνδέσμους, καθώς επίσης και την μικρότερη καταπόνηση των υποστυλωμάτων και των δοκών από τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν, αφού οι χιαστί σύνδεσμοι αναλαμβάνουν σημαντικό ποσοστό αυτών των μεγεθών ως αξονικές δυνάμεις στις διαγωνίους τους. Αυτό προφανώς οδήγησε στο να ικανοποιούνται ευκολότερα όλοι οι έλεγχοι σε αυτό το κτίριο κάτι που αναδεικνύει την αξία των συνδέσμων δυσκαμψίας. Όσον αφορά τις μετακινήσεις των ορόφων των δύο κτιρίων, εξακριβώθηκε η σημασία των χιαστί συνδέσμων, οι οποίοι προσφέροντας αυξημένη δυσκαμψία στο κτίριο, ελαχιστοποιούν τις μετακινήσεις, γεγονός το οποίο συμβάλλει στην καλύτερη σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου. Εν κατακλείδι, το κτίριο με τους συνδέσμους προέκυψε ελαφρώς βαρύτερο από το κτίριο χωρίς τους συνδέσμους, το οποίο οδηγεί σε λίγο μεγαλύτερο κόστος κατασκευής αλλά παράλληλα προσφέρει πληθώρα άλλων πλεονεκτημάτων ως προς τη συμπεριφορά του.

6 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Chopra A. (2007). «Δυναμική των κατασκευών-Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική, 3^η έκδοση», Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας
5. Μορφίδης κ.α. (2008). «3^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας».
6. Αναστασιάδης Κ. (1989). «Αντισεισμικές Κατασκευές Ι», Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη.
7. EN1990 – Ευρωκώδικας 0 : Βάση για το σχεδιασμό των κατασκευών
8. EN1991-1-1, EN1991-1-3, EN1991-1-4 – Ευρωκώδικας 1 : Δράσεις σε κατασκευές
9. EN1993 – Ευρωκώδικας 3 : Σχεδιασμός από χάλυβα
10. EN1998-1 – Ευρωκώδικας 8 : Αντισεισμικός σχεδιασμός