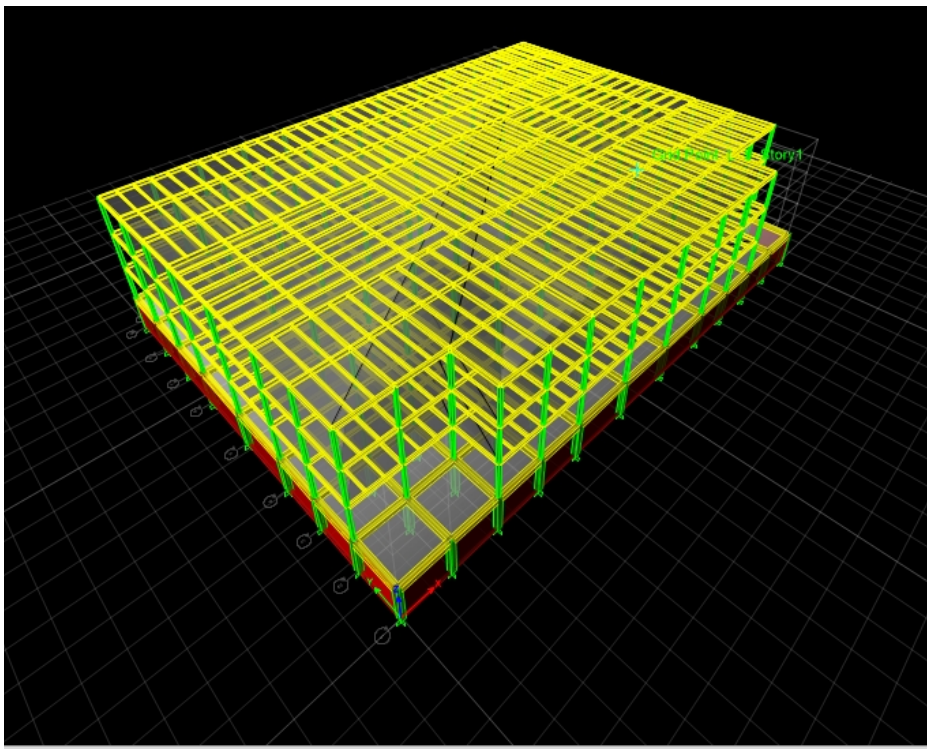




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός μεταλλικού κτιρίου γραφείων με εναλλακτικούς τύπους συνδέσμων δυσκαμψίας



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Ζεϊνέπ Αχμέτ
Θεοφανώ Μανδελενάκη

Επιβλέπων: Ιωάννης Ραυτογιάννης

Αθήνα, Νοέμβριος 2016
ΕΜΚ ΔΕ 2016 52

Αχμέτ Ζ. - Μανδελενάκη Θ. 2016
Σχεδιασμός μεταλλικού κτιρίου γραφείων με εναλλακτικούς τύπους συνδέσμων δυσκαμψίας
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2016 52
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Achmet Z. - Mandelenaki T. 2016.
Design of a metallic office building with different types of connection stiffnesses
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2016 52.
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Περιεχόμενα

Περίληψη

1	Εισαγωγή.....	4
1.1	Γενικά.....	5
1.2	Πλεονεκτήματα μεταλλικών κατασκευών.....	6
2	Περιγραφή του κτιρίου και των επιμέρους στοιχείων του	
2.1	Γενικά στοιχεία.....	8
2.2	Τα στοιχεία του πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου.....	14
2.2.1	Πλάκες.....	14
2.2.2	Δευτερεύουσες Δοκοί.....	16
2.2.3	Κύριες Δοκοί.....	17
2.2.4	Υποστυλώματα.....	17
2.2.5	Φύλλα πλαγιοκάλυψης.....	19
2.2.6	Συνδέσεις Δοκών Υποστυλωμάτων.....	20
2.2.7	Έδραση χαλύβδινων υποστυλωμάτων επί του σκυροδέματος του υπογείου.....	20
2.2.8	Συστήματα εξασφάλισης της πλευρικής ευστάθειας α) Γενικά.....	21
	β) Πλαίσια.....	21
	γ) Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	22
2.2.9	Υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα.....	25
3	Δράσεις και Συνδυασμοί Δράσεων	
3.1	Φορτία Κατασκευής.....	27
3.1.1	Οριακές Καταστάσεις – Δράσεις.....	27
3.1.2	Μόνιμες Δράσεις.....	28
3.1.3	Κινητές Δράσεις.....	28
3.1.4	Φορτία Ανέμου.....	29
3.1.5	Φορτία Χιονιού.....	29
3.1.6	Φορτία Σεισμού.....	30
3.2	Συνδυασμοί Δράσεων	
3.2.1	Γενικά.....	36
3.2.2	Συνδυασμοί Δράσεων στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.....	37
3.2.3	Συνδυασμοί Δράσεων στην υπό μελέτη κατασκευή.....	41
3.2.4	Συνδυασμοί Δράσεων	
4	Ανάλυση και Διαστασιολόγηση	
4.1	Γενικά.....	43
4.2	Λύση Α	
4.2.1	Αποτελέσματα στατικής και δυναμικής ανάλυσης.....	44
4.2.2	Διαστασιολόγηση Διατομών.....	68
4.2.3	Κόστος Μεταλλικού Σκελετού.....	70

4.3 Λύση Β	
4.3.1 Αποτελέσματα στατικής και δυναμικής ανάλυσης.....	71
4.3.2 Διαστασιολόγηση Διατομών.....	87
4.3.3 Κόστος Μεταλλικού Σκελετού.....	88
5. Συμπεράσματα.....	89
Βιβλιογραφία.....	91

Σχεδιασμός μεταλλικού κτιρίου γραφείων με εναλλακτικούς τύπους συνδέσμων δυσκαμψίας

Αχμέτ Ζ. - Μανδελενάκη Θ. (Επιβλέπων: Ραυτογράννης Ι.)

Περίληψη

Το αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη μιας τριώροφης κατασκευής με χαλύβδινο φέροντα οργανισμό, σύμμεικτες πλάκες και υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα, για την οποία θα εξεταστούν δυο λύσεις για την εξασφάλιση της πλευρικής ευστάθειας. Στην πρώτη, η πλευρική ευστάθεια επιτυγχάνεται με πλαισιακή λειτουργία και ως προς τις δυο διευθύνσεις της κατασκευής. Ενώ στην δεύτερη εφαρμόζεται μικτό σύστημα, όπου στην μια διεύθυνση υπάρχουν πλαίσια και στην άλλη κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.

Στο κεφάλαιο 1, γίνεται μια συνοπτική παρουσίαση του αντικειμένου μελέτης της παρούσας διπλωματικής και ακολουθεί μια σύντομη ιστορική αναδρομή της εφαρμογής του χάλυβα στις κατασκευές. Αναφέρονται επίσης τα πλεονεκτήματα των μεταλλικών κατασκευών.

Στο κεφάλαιο 2, παρουσιάζεται αναλυτικά η κατασκευή που μελετάται, καθώς και οι δυο λύσεις διαμόρφωσης της κατασκευής. Στη συνέχεια περιγράφονται αναλυτικά τα στοιχεία που αποτελούν την κατασκευή, καθώς και οι λύσεις για την εξασφάλιση της πλευρικής ευστάθειας. Τέλος γίνεται αναφορά στο υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα και στην θεμελίωση της κατασκευής.

Στο κεφάλαιο 3, περιγράφονται οι τύποι των φορτίων που δέχεται η κατασκευή, καθώς και οι συνδυασμοί δράσεων στις οριακές καταστάσεις. Αναφέρονται οι συνδυασμοί που εφαρμόστηκαν στην κατασκευή και οι παραδοχές που ελήφθησαν υπ'όψιν.

Στο κεφάλαιο 4, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της στατικής και δυναμικής ανάλυσης των δυο λύσεων διαμόρφωσης της κατασκευής. Ακολουθεί η διαστασιολόγηση και ο υπολογισμός κόστους για την κάθε λύση.

Στο κεφάλαιο 5, γίνεται η σύγκριση των δυο λύσεων διαμόρφωσης της κατασκευής και παρουσιάζονται τα συμπεράσματα.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Το αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η «Μελέτη εμπορικού κέντρου με μεταλλικό φέροντα οργανισμό (με χρήση του λογισμικού ETABS)». Οι διαστάσεις της υπό μελέτη κατασκευής προσδιορίστηκαν από τον επιβλέποντα Καθηγητή. Η στατική και δυναμική ανάλυση της κατασκευής έγινε με την χρήση του λογισμικού ETABS. Ο σκοπός της εργασίας είναι η εμπάθυνση στη μορφή και στη λειτουργία τέτοιου είδους κατασκευών, καθώς και η εξοικείωση με το λογισμικό ETABS, ώστε να αποκτηθεί χρήσιμη εμπειρία για το μέλλον.

Η παρούσα διπλωματική εργασία αναπτύχθηκε με βάση τις γνώσεις που αποκτήθηκαν από τα μαθήματα του Τομέα Μεταλλικών Κατασκευών. Επιπλέον έγινε χρήση των ισχυόντων κανονισμών που διέπουν τη συμπεριφορά, και τις βασικές αρχές των κατασκευών και των δράσεων επ'αυτών.

Συγκεκριμένα έγινε χρήση των κανονισμών :

Ευρωκώδικας 0 – Βάσεις Σχεδιασμού
Ευρωκώδικας 1 – Δράσεις επί των Κατασκευών
Ευρωκώδικας 3 - Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα
Ευρωκώδικας 8 – Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός

Η διπλωματική περιλαμβάνει 5 ενότητες.
Συγκεκριμένα:

1. Στοιχεία εκ της θεωρίας σχετικής προς την εξεταζόμενη κατασκευή.
2. Φορτίσεις χιονιού, ανέμου και σεισμού, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1.
3. Συνδυασμοί δράσεων κατά τον Ευρωκώδικα 8.
4. Στατική και δυναμική ανάλυση δυο διακριτών διαμορφώσεων του φορέως (πλαισιακή λειτουργία κατά δύο διευθύνσεις, πλαισιακή λειτουργία κατά μία διεύθυνση και διάταξη κατακορύφων συνδέσμων δυσκαμψίας).
5. Συμπεράσματα.

1.2 Πλεονεκτήματα μεταλλικών κατασκευών

Μέσα από τη χρήση του γρήγορα έγινε αντιληπτό ότι οι αντοχές του χάλυβα αλλά και η ευκολία στην διαμόρφωσή του, έδωσαν την δυνατότητα στους μηχανικούς να συνδυάσουν την αισθητική με την στατική ευστάθεια και τον αντισεισμικό σχεδιασμό.

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα κατασκευών από χάλυβα είναι :

α. Μεγάλος λόγος αντοχής προς ίδιον βάρος. Αυτό οδηγεί σε λεπτές διατομές, μείωση των ιδίων βαρών του φέροντα οργανισμού, οικονομία χώρου και υλικού. Και το σημαντικότερο στην δυνατότητα ζεύξης μεγάλων ανοιγμάτων, χωρίς ενδιάμεση υποστύλωση.

β. Ομογένεια υλικού. Τα χαρακτηριστικά του είναι σταθερά σε κάθε σημείο της μάζας του, γεγονός που εξασφαλίζει την ακρίβεια των παραδοχών ανάλυσης και των ελέγχων αντοχής.

γ. Μονιμότητα. Τα χαρακτηριστικά του είναι αμετάβλητα στο χρόνο, από τη στιγμή που παρέχεται και η κατάλληλη συντήρηση, οπότε εξασφαλίζεται πρακτικώς απεριόριστη διάρκεια ζωής της κατασκευής.

δ. Ελαστικότητα. Τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά του προσδιορίζονται με μεγάλη ακρίβεια, λόγω της ελαστικής τους συμπεριφοράς μέχρι σχετικά υψηλές τάσεις.

ε. Η ολκιμότητα του δομικού χάλυβα.

στ. Η ταχύτητα εκτέλεσης και η ελεγχόμενη ποιότητα.

ζ. Το σχετικά μικρό βάρος των χαλύβδινων κατασκευών συνεπάγεται μικρότερες αδρανειακές σεισμικές δυνάμεις. Σε συνδυασμό με την ικανότητα ανάπτυξης σημαντικών πλαστικών παραμορφώσεων και απορρόφησης εξ αυτού προ της αστοχίας σημαντικής ενέργειας, καθίσταται ο χάλυβας ιδανικό υλικό για αντισεισμικές κατασκευές.

η. Ευχέρεια διάνοιξης οπών για την διέλευση καναλιών διαφόρων ηλεκτρομηχανολογικών εγκαταστάσεων.

θ. Άλλα πλεονεκτήματα είναι: η δυνατότητα επαναχρησιμοποίησης του, η ευκολία ενίσχυσης υπαρχουσών κατασκευών, η ευκολία στην τυποποίηση και την προκατασκευή.

Ειδικότερα οι πολυώροφες μεταλλικές κατασκευές, όπως αυτή που μελετάται στην παρούσα διπλωματική, έχουν τα εξής πλεονεκτήματα:

- Μεγάλα ανοίγματα, που οδηγούν σε μεγάλους καννάβους και επιτρέπουν μια ευέλικτη διαρρύθμιση των εσωτερικών χώρων.
- Μικρές διαστάσεις υποστυλωμάτων, που αυξάνουν τον ωφέλιμο χώρο στην κάτοψη και ελεύθερα ανοίγματα στις όψεις.
- Μεγάλος βαθμός βιομηχανικής προκατασκευής, που επιτρέπει την προετοιμασία του υλικού ταυτόχρονα με τις εργασίες εκσκαφής και θεμελίωσης, μικρότερους χρόνους κατασκευής, ανεξαρτητοποίηση από τις καιρικές συνθήκες, εν ξηρώ

συναρμολόγηση και άμεση πρόσβαση των συναρμολογημένων τμημάτων, καλύτερη ποιότητα και ευχερέστερο ποιοτικό έλεγχο.

- Μικρότερες κατασκευαστικές ανοχές, που έχουν ως αποτέλεσμα την ευχερέστερη χρήση προκατασκευασμένων μη φερόντων στοιχείων (προσόψεων, υαλοστασίων, ψευδοροφών κλπ.)
- Μεγαλύτερη δυνατότητα αλλαγών στη διαρρύθμιση των χώρων, προσθηκών, επεκτάσεων, ενισχύσεων για μεγαλύτερα φορτία κλπ.
- Ευκολότερη εκτέλεση εργασιών αποκατάστασης βλαβών, πχ. μετά από σεισμό.

Έναντι όλων των παραπάνω πλεονεκτημάτων, ο χάλυβας παρουσιάζει τα εξής μειονεκτήματα :

- Απαίτηση βιομηχανικής εγκατάστασης για την προετοιμασία του υλικού.
- Απαίτηση εξειδικευμένου εργατοτεχνικού προσωπικού.
- Αυξημένο κόστος μελέτης.
- Αυξημένο κόστος πυροπροστασίας.
- Αυξημένο κόστος αντιδιαβρωτικής προστασίας.

2 Περιγραφή του κτιρίου και των επιμέρους στοιχείων του

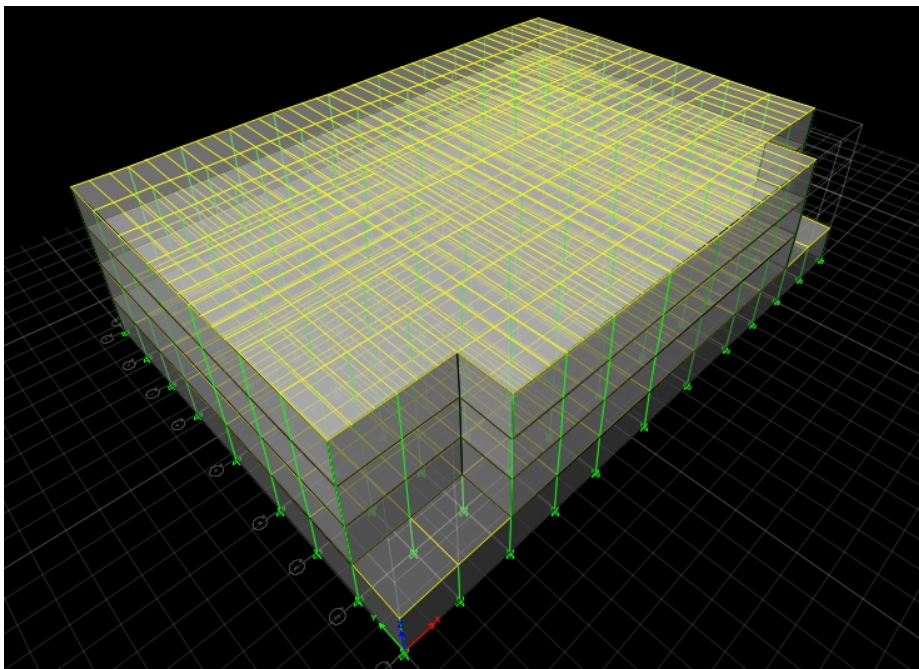
2.1 Γενικά στοιχεία

Το κτίριο που μελετάται αποτελείται από τριώροφη μεταλλική κατασκευή με σύμ-μεικτες πλάκες και υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου διαμορφώνεται από δομικό χάλυβα. Ενώ τα υποστυλώματα του μεταλλικού σκελετού συνδέονται με τα υποστυλώματα του υπογείου από οπλισμένο σκυρόδεμα με πακτώσεις.

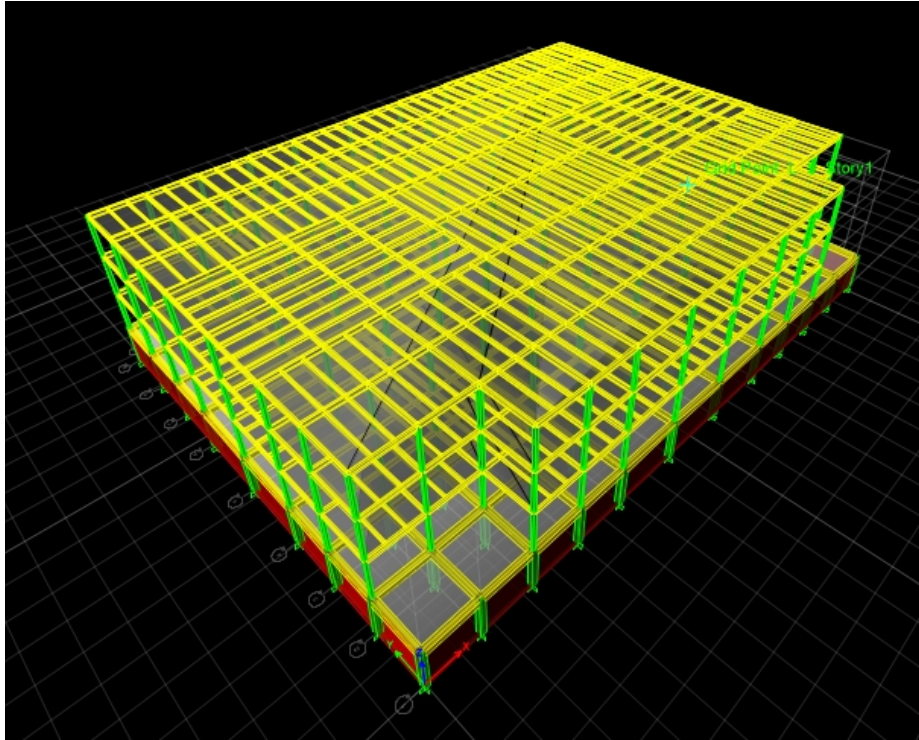
Η κάτοψη των ορόφων, καθώς και του υπογείου είναι διαστάσεων 72m x 52m. Το ύψος των ορόφων είναι 5 m.

Η πλαγιοκάλυψη του κτιρίου σε όλες τις όψεις του θα γίνει με πολυκαρβονικά φύλλα (πλεξιγκλάς).

Πρόκειται για κτίριο γραφείων, το οποίο διαθέτει εσωτερικό αίθριο διαστάσεων κάτοψης 24m x 16m. Το εσωτερικό αίθριο θα καλύπτεται στον τελευταίο όροφο με πλεξιγκλάς, ώστε να προσφέρει επιπλέον φωτισμό στο χώρο.



Προοπτική απεικόνιση ανωδομής και υπογείου

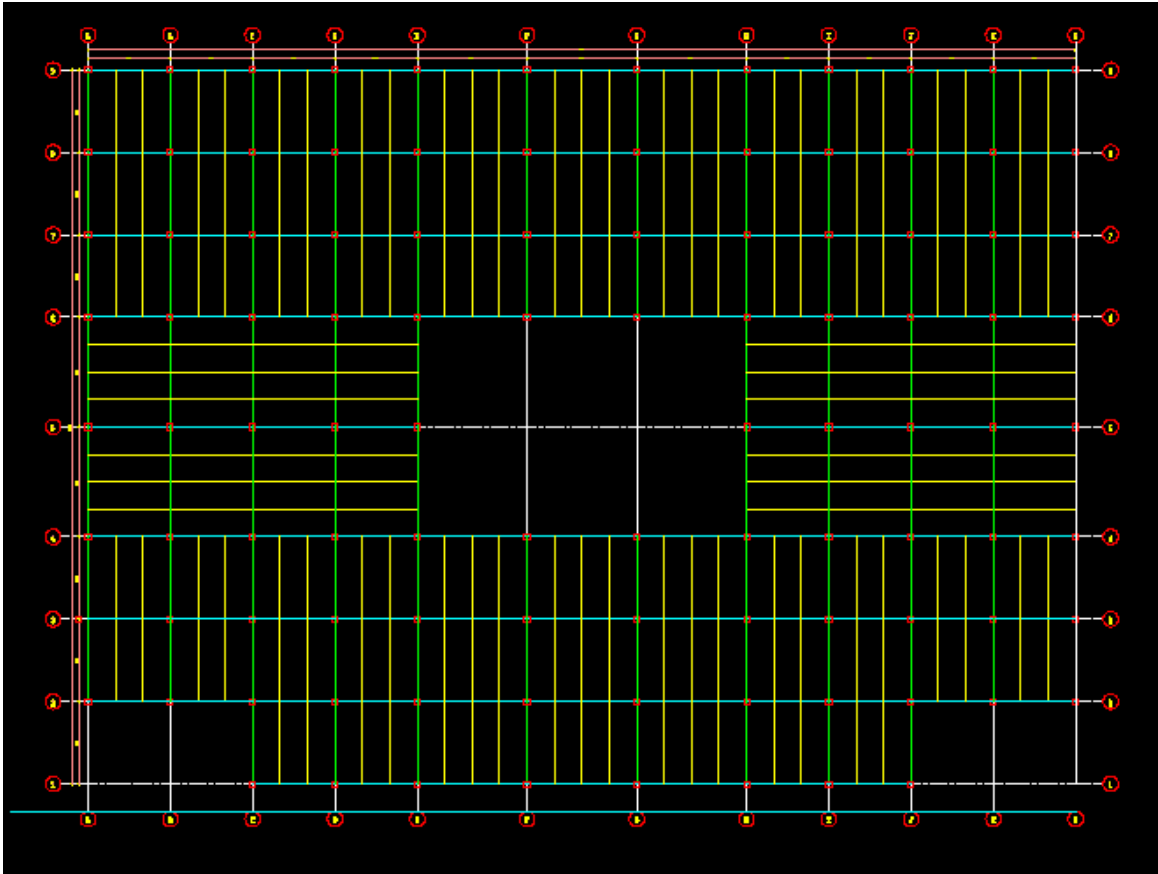


Προοπτική απεικόνιση του μεταλλικού σκελετού και του υπογείου

Οι κατηγορίες υλικών που χρησιμοποιήθηκαν στην υπό μελέτη κατασκευή είναι :

- S235 για το δομικό χάλυβα,
- C30/35 για το σκυρόδεμα
- B500c για το χάλυβα σπλισμού

Η προσομοίωση και η ανάλυση της κατασκευής έγιναν με την χρήση του λογισμικού ETABS.



Διαμόρφωση του καννάβου του φέροντος οργανισμού: Κάτοψη

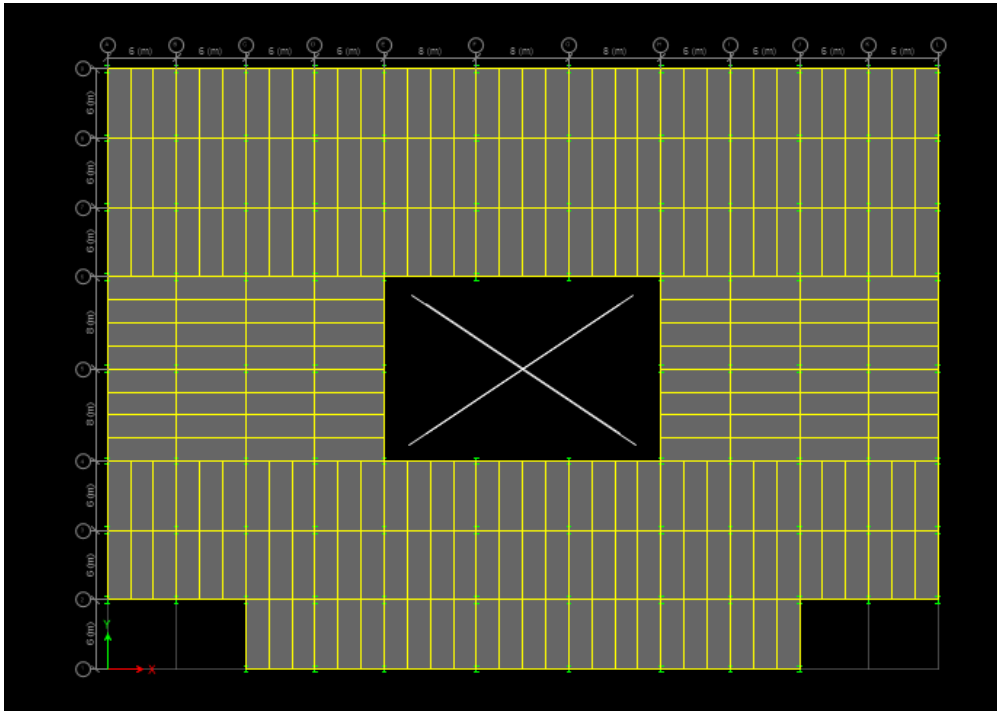
Διαμορφώθηκαν 12 πλαίσια παράλληλα με την y διεύθυνση της κατασκευής και ονομάστηκαν Α, Β, C, D, E, F, G, H, I, J, K, L και 9 πλαίσια παράλληλα με την διεύθυνση x τα οποία ονομάστηκαν 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, και 9.

Κατά μήκος του άξονα x τοποθετήθηκαν υποστυλώματα ανά 6 μέτρα από το πλαίσιο Α έως το πλαίσιο Ε και από το πλαίσιο Η έως το L. Ενώ μεταξύ των Ε και Η, η τοποθέτηση υποστυλωμάτων έγινε ανά 8 μέτρα.

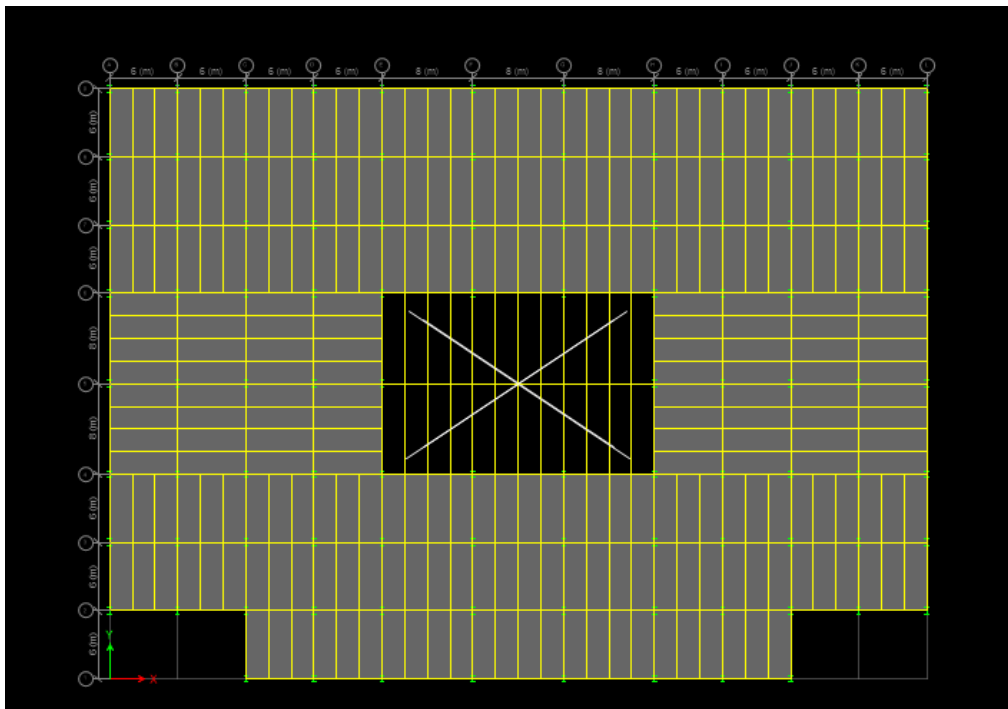
Κατά τον άξονα y τοποθετήθηκαν υποστυλώματα ανά 6 μέτρα από το πλαίσιο 1 έως το πλαίσιο 4 και από το πλαίσιο 6 έως το πλαίσιο 9. Ενώ μεταξύ των 4 και 6, τοποθετήθηκαν υποστυλώματα ανά 8 μέτρα.

Στα σημεία τομής του πλαισίου F και G με το πλαίσιο 5, δεν τοποθετήθηκαν υποστυλώματα λόγω της οπής που θα διαμορφωθεί σαν εσωτερικό αίθριο.

Ενώ στα σημεία τομής των πλαισίων Α, Β, Κ, L με το πλαίσιο 1 δεν έγινε τοποθέτηση υποστυλωμάτων λόγω της αρχιτεκτονικής διαμόρφωσης του κτιρίου.



Κάτοψη τυπικού ορόφου

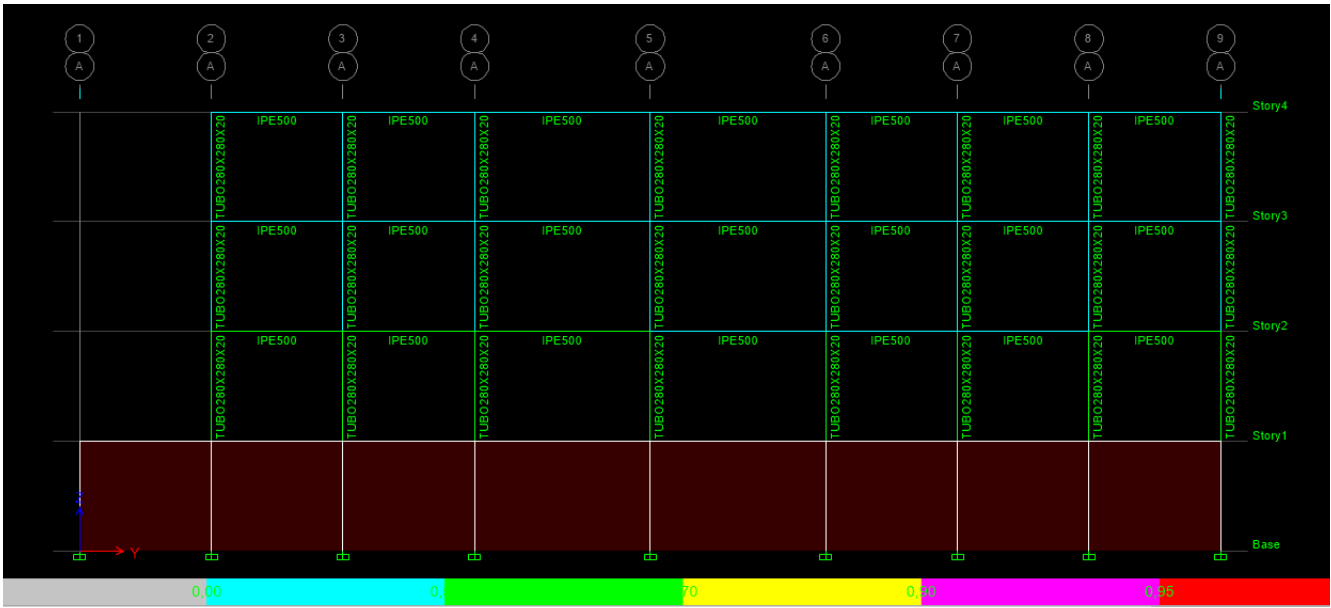


Κάτοψη οροφής

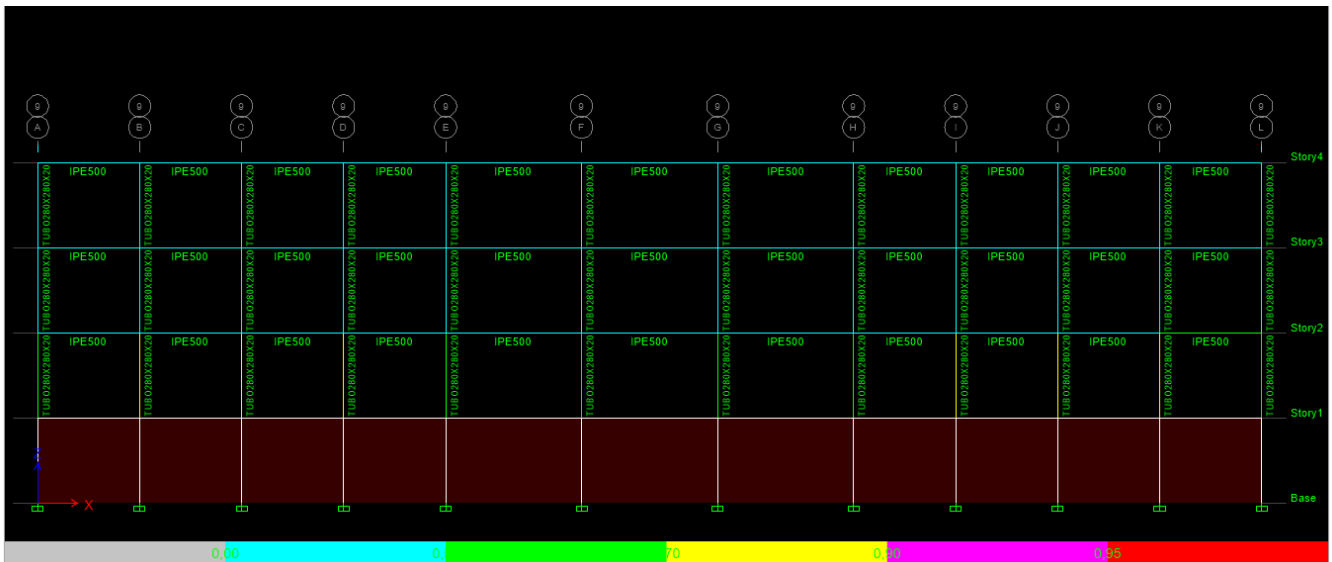
Κατά τη μελέτη του κτιρίου εξετάστηκαν δυο εναλλακτικές λύσεις εξασφάλισης πλευρικής ευστάθειας, μια με διαμόρφωση πλαισίων και ως προς τις δύο διευθύνσεις και μια μικτή, με πλαισιακή λειτουργία στη μία διεύθυνση και χιαστί συνδέσμους στην άλλη. Πρέπει να σημειωθεί ότι και στις δυο λύσεις, οι πλάκες, οι κύριες και οι δευτερεύουσες δοκοί, καθώς και η επικάλυψη δεν αλλάζουν.

Λύση A

Όλα τα χαλύβδινα υποστυλώματα του φέροντα οργανισμού έχουν τετραγωνική κοίλη διατομή (SHS). Όπως είναι γνωστό, τα τετραγωνικά υποστυλώματα έχουν τα ίδια αδρανειακά χαρακτηριστικά και ως προς τις δυο διευθύνσεις. Με την επιλογή των εν λόγω υποστυλωμάτων και διαμορφώνοντας κατάλληλα τις συνδέσεις δοκών υποστυλωμάτων ως συνδέσεις ροπή, υλοποιείται πλαισιακή λειτουργία και ως προς τις δυο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου.



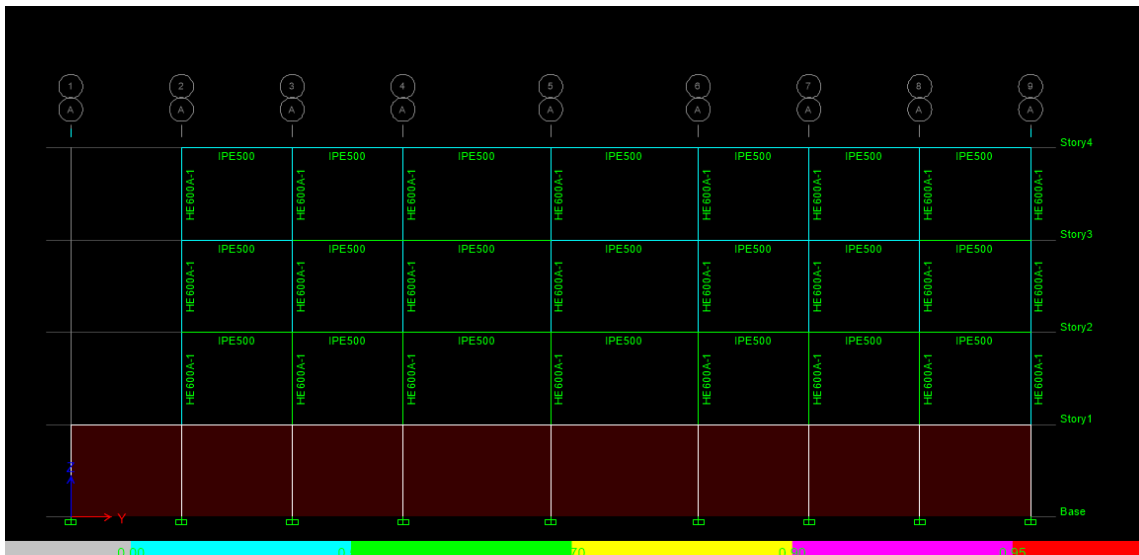
Τυπικό πλαίσιο κατά τον άξονα y



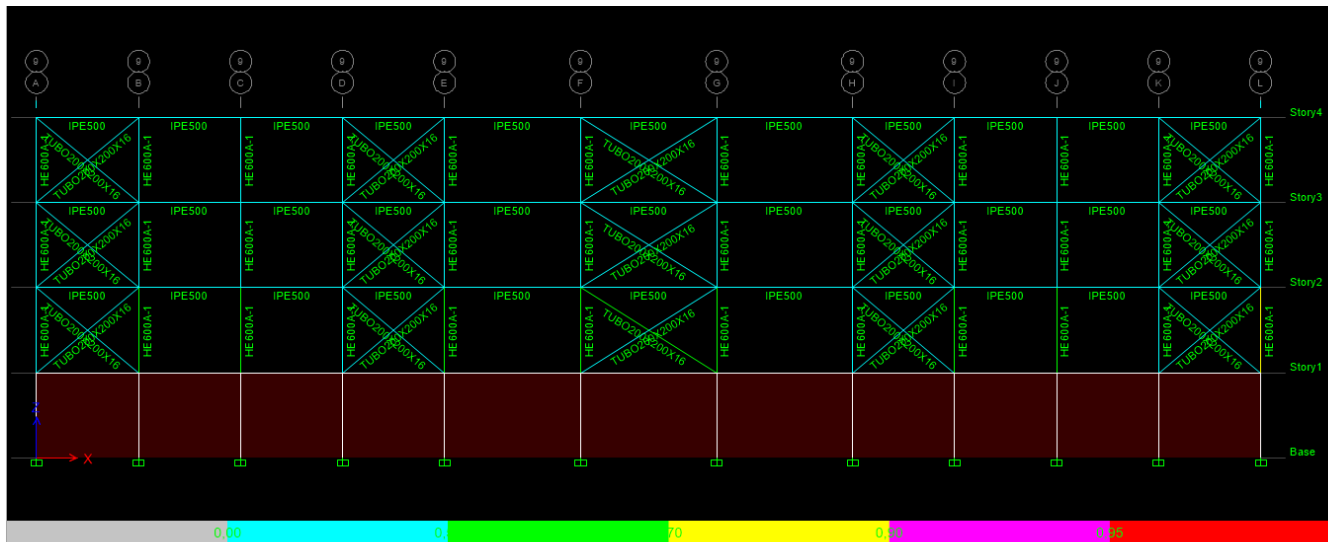
Τυπικό πλαίσιο κατά τον άξονα x

Λύση Β

Όλα τα υποστυλώματα του φέροντα οργανισμού είναι διατομής διπλού ταυ ελαφράς διαμόρφωσης (HEA), προσανατολισμένα ώστε να υλοποιείται πλαισιακή λειτουργία κατά τη διεύθυνση y της κάτοψης, με διάταξη συνδέσεων παραλαβής ροπών στους κόμβους ζυγωμάτων – υποστυλωμάτων. Κατά την διεύθυνση x της κάτοψης η πλευρική ευστάθεια εξασφαλίζεται με τοποθέτηση χιαστί συνδέσεων.



Τυπικό πλαίσιο κατά y



Τυπικό πλαίσιο κατά x

2.2 Στοιχεία πολυώροφης μεταλλικής κατασκευής

2.2.1 Πλάκες

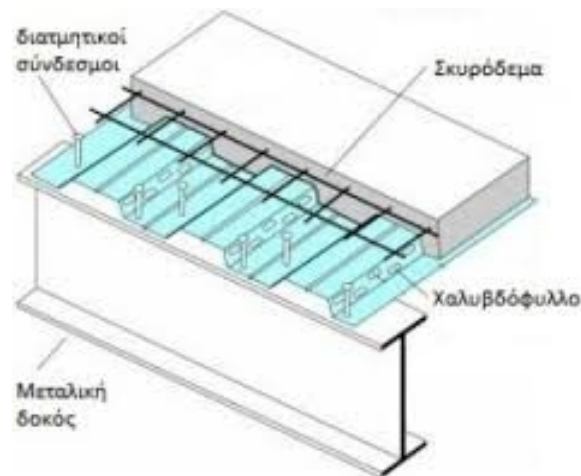
Η λειτουργία των πλακών στις κτιριακές κατασκευές είναι διπλή από στατική άποψη:

- Μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων με λειτουργία ως στοιχεία «πλάκας».
- Μεταφορά των οριζόντιων δράσεων (κυρίως σεισμικών και θερμοκρασιακών κλπ) μέσω διαφραγματικής λειτουργίας.

Στις πολυώροφες μεταλλικές κατασκευές χρησιμοποιούνται τα παρακάτω είδη πλακών:

- Σύμμεικτες πλάκες (Fast Track)
- Πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα
- Πλάκες χωρίς δοκούς (Slim Floors)

Στην παρούσα μελέτη επιλέχθηκε η χρήση σύμμεικτων πλακών που είναι και ο συνηθέστερος τύπος πλακών σε μεταλλικά κτίρια. Κατασκευάζονται από εγχυτό σκυρόδεμα επί σιδηρών φύλλων με αυλακώσεις – νευρώσεις και συνεργάζονται με τις κύριες δοκούς μέσω διατμητικών ήλων.



Τυπική Διάταξη Σύμμεικτης Πλάκας

Τα σιδηρά φύλλα χρησιμεύουν ως μεταλλότυπος και παραλαμβάνουν το ίδιο βάρος του σκυροδέματος και τα κινητά φορτία κατά τη διάστρωση του σκυροδέματος. Στη φάση λειτουργίας, συνεργάζονται με το έγχυτο σκληρυμένο σκυρόδεμα και τα δύο υλικά λειτουργούν μαζί ως σύμμεικτες πλάκες. Τα σιδηρά φύλλα φέρουν αυλακώσεις ή νευρώσεις, για την εξασφάλιση της σύμμεικτης δράσης.

Τα σιδηρά φύλλα τοποθετούνται επί των δοκών ως αμφιέριστα είτε ως συνεχή στοιχεία. Εν προκειμένω τοποθετούνται ως συνεχή στοιχεία, καθώς έχουν το πλεονέκτημα ότι λειτουργούν ως συνεχείς δοκοί στη φάση σκυροδέτησης και προσφέρουν καλύτε-

ρη πλευρική στήριξη έναντι κινδύνου στρεπτοκαμπτικού λυγισμού στη σιδηροδοκό κατά τη φάση κατασκευής. Επειδή απαιτείται συγκόλληση των διατμητικών συνδέσμων διαμέσου των χαλυβδοφύλλων στις δοκούς, το πάχος των χαλυβδοφύλλων περιορίστηκε στα 1,25 χιλιοστά.

Μέσω του λογισμικού ETABS επιλέχθηκε η διαφραγματική λειτουργία των πλακών. Τα στοιχεία της σύμμεικτης πλάκας παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

General Data	
Property Name	Deck1
Type	Filled
Slab Material	C30/37_no weight
Deck Material	S235
Modeling Type	Membrane
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...

Property Data	
Slab Depth, tc	87,5 mm
Rib Depth, hr	75 mm
Rib Width Top, wrt	175 mm
Rib Width Bottom, wrb	125 mm
Rib Spacing, sr	300 mm
Deck Shear Thickness	1 mm
Deck Unit Weight	0,11 kN/m ²
Shear Stud Diameter	19 mm
Shear Stud Height, hs	150 mm
Shear Stud Tensile Strength, fu	4000 MPa

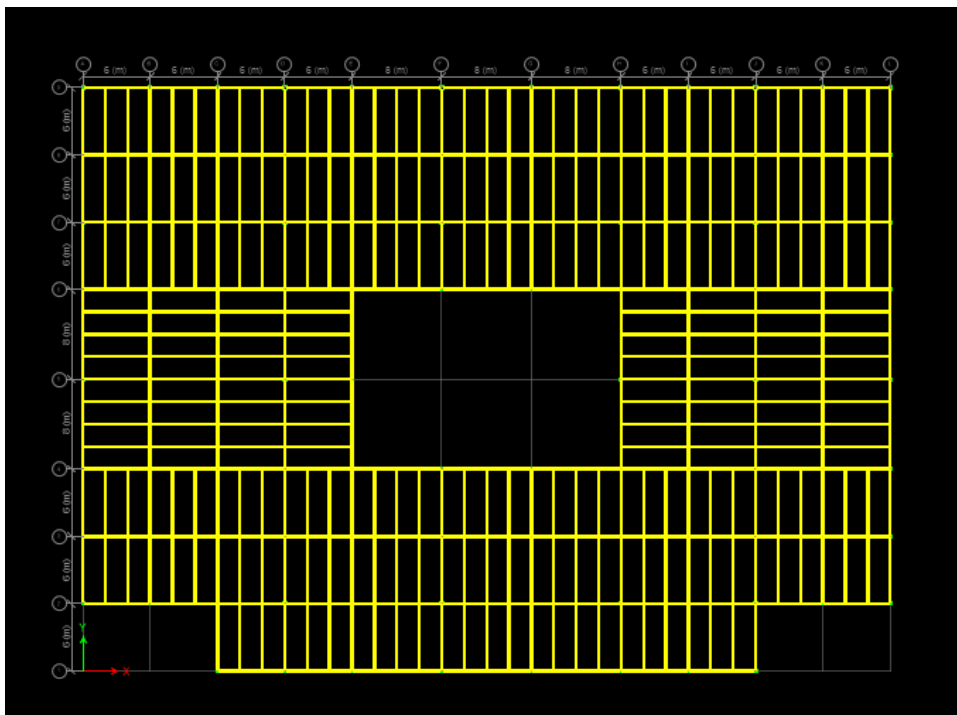
Στοιχεία σύμμεικτης πλάκας

2.2.2 Δευτερεύουσες Δοκοί (Δοκίδες)

Οι κάρναβοι των μεταλλικών κτιρίων είναι συνήθως πολύ μεγαλύτεροι από τους αντίστοιχους καννάβους των κτιρίων από σκυρόδεμα. Επομένως το άνοιγμα των πλακών και το απαιτούμενο στατικό τους ύψος θα ήταν μεγάλο αν η έδρασή τους προβλέπονταν επί των κυρίων δοκών. Συνεπώς απαιτείται μείωση του ανοίγματος των πλακών, η οποία επιτυγχάνεται με πρόβλεψη δευτερευουσών δοκών, εδραζόμενων στις κύριες δοκούς.

Το συνηθέστερο στατικό σύστημα των δοκίδων είναι η αμφιέριστη δοκός. Οι δοκίδες παραλαμβάνουν μόνο θετικές ροπές και έτσι γίνεται η πλήρης εκμετάλλευση της σύμμεκτης δράσης, επειδή το σκυρόδεμα της πλάκας βρίσκεται πάντα υπό θλίψη. Η στήριξη στις κύριες δοκούς διαμορφώνεται ως απλή σύνδεση τέμνουσας.

Στην υπό μελέτη κατασκευή η διάταξη των δευτερευουσών δοκών έγινε όπως φαίνεται στην κάτοψη τυπικού ορόφου. Συγκεκριμένα σε άνοιγμα 6 μέτρων μεταξύ δύο υποστυλωμάτων τοποθετήθηκαν δοκίδες ανά 2 μέτρα κατά τον κύριο άξονα y του κτιρίου. Ενώ στη θέση του ανοίγματος του αιθρίου, όπου η απόσταση μεταξύ δυο υποστυλωμάτων είναι 8 μέτρα, η τοποθέτηση των δοκίδων έγινε πάλι ανά 2 μέτρα, αλλά κατά τον άξονα x . Όλες οι δευτερεύουσες δοκοί είναι διατομής υψικόρμου διπλού ταυ (ΙΡΕ).



Διάταξη δευτερευουσών δοκών

Η σύνδεση μεταξύ δευτερεύουσας και κύριας δοκού διαμορφώθηκε ως απλή σύνδεση τέμνουσας. Στα σημεία της σύνδεσης συγκολλούνται επί του κορμού της κύριας δοκού σιδηρές γωνίες L, στις οποίες κοχλιώνεται ο κορμός της δευτερεύουσας δοκού. Η λεπτομέρεια της σύνδεσης, καθώς και η επιλογή των κοχλιών που εφαρμόστηκε στο ETABS φαίνονται στον πίνακα που παρατίθεται παρακάτω.

Item	Value
01 Bolt Types	A325-N
02 Bolt Size	M20
03 Hole Types	STD
04 Weld Material	E120XX
05 Weld Thickness, [1/16]D (mm)	196,9
06 Plate Material	S235_no weighth
07 Plate Thickness, T (mm)	11,8
08 Offset, G (mm)	12,5
09 Offset, Gt (mm)	25
10 Length, a (mm)	62,5
11 Length, Leh (mm)	37,5
12 Length, Lev (mm)	37,5

Explanation of Color Coding for Values

- Blue:** All selected objects are program determined
- Black:** Some selected objects are user defined
- Red:** Value that has changed during the current session

Description
Bolt Types

Preview - Vertical Plate (Full)

Στοιχεία σύνδεσης δευτερεύουσας με κύρια δοκό

2.2.3 Κύριες Δοκοί

Η βασική λειτουργία των κύριων δοκών είναι η παραλαβή του φορτίου της πλάκας μέσω των δευτερευουσών δοκών και η μεταφορά του φορτίου στα υποστυλώματα της κατασκευής. Οι κύριες δοκοί στηρίζονται στα υποστυλώματα του φορέα και έχουν ανοίγματα, ανάλογα με τον κάρναβο του κτιρίου, κυμαινόμενα συνήθως μεταξύ 5-18 μέτρων (χωρίς να αποκλείονται και ακόμα μεγαλύτερα ανοίγματα). Η διατομή τους στην περίπτωση των σύμμεικτων πλακών είναι μορφής διπλού ταυ, ελατή ή συγκολλητή, με απλή ή διπλή συμμετρία.

Οι κύριες δοκοί μπορεί να έχουν σύμμεικτη λειτουργία ή να λειτουργούν ως απλές χαλύβδινες διατομές. Στην περίπτωση του υπό μελέτη έργου έχουν σύμμεικτη λειτουργία.

Στην υπό μελέτη κατασκευή το μήκος των κύριων δοκών είναι 6 μέτρα κατά x και y κατά μήκος του καννάβου, εκτός από την περιοχή του αιθρίου όπου το άνοιγμα είναι 8 μέτρα και ως προς τις δυο διευθύνσεις. Οι κύριες δοκοί της κατασκευής είναι διατομής υψικόρμου διπλού ταυ (IPE).

2.2.4 Υποστυλώματα

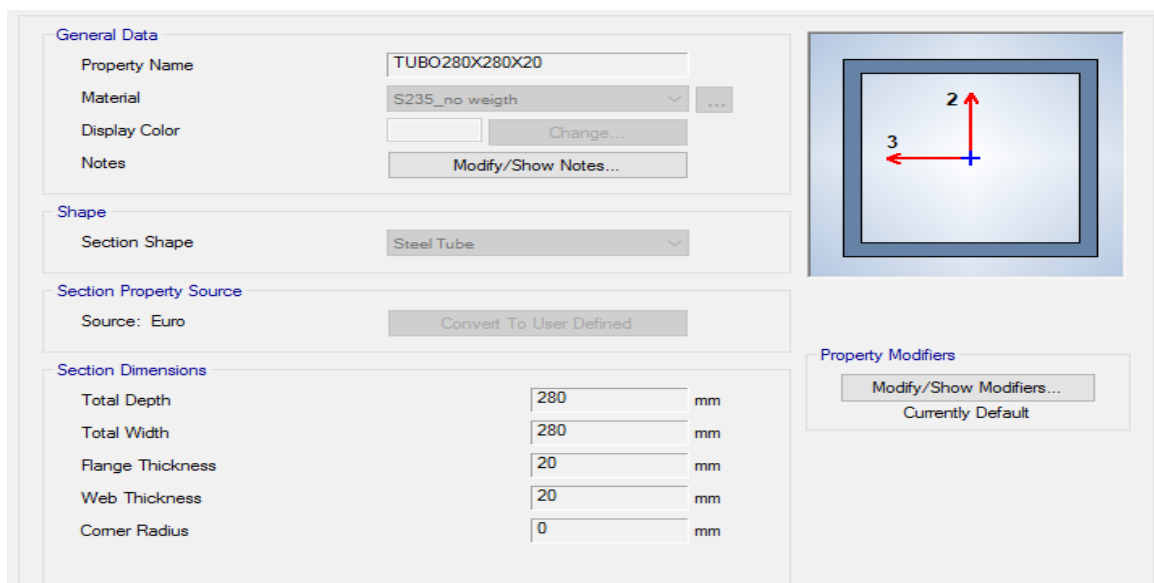
Η κύρια λειτουργία των υποστυλωμάτων είναι η παραλαβή των φορτίων της κατασκευής μέσω των κυρίων δοκών και η ασφαλής μεταφορά τους στην θεμελίωση, ενώ παράλληλα συμβάλλουν και στην ανάπτυξη πλαισιακής λειτουργίας. Η συνηθέστερη διατομή υποστυλωμάτων στις μεταλλικές κατασκευές είναι η διατομή διπλού ταυ, η οποία επιτρέπει την ανάπτυξη πλαισιακής λειτουργίας ως προς τη διεύθυνση του ισχυρού τους άξονα. Στην περίπτωση που υπάρχει απαίτηση πλαισιακής λειτουργίας ως

προς τις δυο διευθύνσεις, μπορεί να τοποθετηθεί σταυροειδής διατομή, αποτελούμενη από δυο διπλά ταυ ή και κοίλες διατομές, τετραγωνικές ή κυκλικές.

Η συμβολή της πλαισιακής λειτουργίας στην εξασφάλιση της πλευρικής ευστάθειας της κατασκευής θα αναλυθεί παρακάτω.

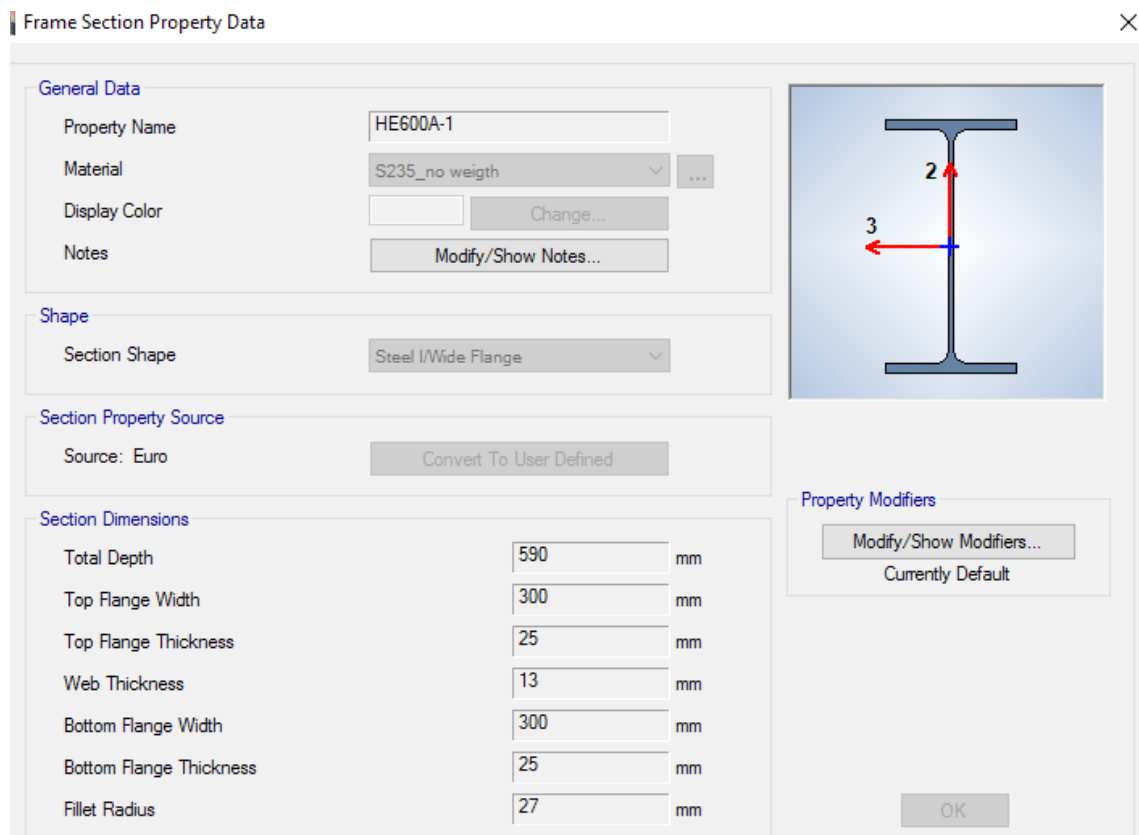
Στην υπό μελέτη κατασκευή τοποθετήθηκαν στον κάρναβο υποστυλώματα ανά 6 και 8 μέτρα. Χρησιμοποιήθηκαν δυο τύποι υποστυλώματος, ανάλογα με την εξεταζόμενη λύση.

Συγκεκριμένα στη λύση Α τοποθετήθηκαν ορθογωνικά υποστυλώματα τετραγωνικής κοίλης διατομής (SHS), εξασφαλίζοντας έτσι πλαισιακή λειτουργία κατά x και κατά y.



Στοιχεία τετραγωνικού υποστυλώματος

Στην λύση Β, τοποθετήθηκαν υποστυλώματα διατομής διπλού ταυ ελαφράς διαμόρφωσης (HEA), προσανατολισμένα ώστε να υλοποιείται πλαισιακή λειτουργία κατά τη διεύθυνση y της κάτοψης.



Στοιχεία υποστυλώματος μορφής διπλού ταυ

2.2.5 Φύλλα πλαγιοκάλυψης

Λόγω της χρήσης του υπό μελέτη κτιρίου ως κτιρίου γραφείων, επιλέχθηκε η τοποθέτηση πολυκαρβονικών φύλλων (πλεξιγκλάς) αντί της χρήσης χαλύβδινων φύλλων ή τοιχοπληρώσεων.

Τα πολυκαρβονικά φύλλα είναι άμορφα βιομηχανικά θερμοπλαστικά μικρού βάρους. Διαθέτουν πολύ υψηλή αντοχή κρούσης σε ένα μεγάλο εύρος θερμοκρασιών. Ο εξαιρετικός συνδυασμός αντοχής, διαφάνειας, θερμομόνωσης και εύκολης κατεργασίας, που τα χαρακτηρίζει, τα κάνει μοναδικά υλικά για πάρα πολλές εφαρμογές στη βιομηχανία, στις κατασκευές, στις μεταφορές κλπ.

Πιο συγκεκριμένα τα κυριότερα χαρακτηριστικά τους είναι :

- Εξαιρετική μόνωση
- Ελεγχόμενη μετάδοση του ημερήσιου φωτός.
- Πυροπροστασία (καθυστέρηση του χρόνου μετάδοσης της φωτιάς)
- Ανθεκτικότητα (πρακτικά άθραυστα)
- Ευκαμψία και ευκολία στην εγκατάσταση

- Μικρό βάρος
- Με στρώμα προστασίας από την ακτινοβολία UV
- Φιλικά προς το περιβάλλον

Υπάρχουν διάφοροι τύποι πολυκαρβονικών φύλλων, όσον αφορά των αριθμό των τοιχωμάτων, το βαθμό διαφάνειας, τις επιστρώσεις και την εσωτερική δομή των φύλλων.

2.2.6 Συνδέσεις Δοκών-Υποστυλωμάτων

Οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων μπορούν να διαμορφωθούν ως απλές συνδέσεις τέμνουσας, ως άκαμπτες συνδέσεις ροπής ή ως ημιάκαμπτες συνδέσεις. Ο τρόπος της σύνδεσης παίζει καθοριστικό ρόλο στην ανάπτυξη της πλαισιακής λειτουργίας.

Στην υπό μελέτη κατασκευή οι εν λόγω συνδέσεις διαμορφώθηκαν ως άκαμπτες σύνδεσης ροπής (και στις δύο λύσεις), οι οποίες παραλαμβάνουν δυνάμεις και ροπές. Με την διαμόρφωση κόμβων ροπής μεταξύ δοκών και υποστυλωμάτων γίνεται η μεταφορά των ροπών από τις δοκούς στα υποστυλώματα και επιτυγχάνεται η ανάπτυξη της πλαισιακής λειτουργίας

Item	Value
01 Bolt Types	A325-N
02 Bolt Size	M22
03 Hole Types	STD
04 Weld Material	E70XX
05 Weld Thickness, [1/16]D (mm)	100
06 Plate Material	S235_no weighth
07 Plate Thickness, T (mm)	12.5
08 Length, a (mm)	62.5
09 Length, LeH (mm)	37.5
10 Length, Lev (mm)	37.5
11 Bolt Spacing, S (mm)	75

Material assigned for plates.

Preview - Beam Column Moment Major Axis

Explanation of Color Coding for Values

- Blue: All selected objects are program determined
- Black: Some selected objects are user defined
- Red: Value that has changed during the current session

Στοιχεία σύνδεσης δοκών-υποστυλωμάτων

2.2.7 Έδραση χαλύβδινων υποστυλωμάτων επί του σκυροδέματος του υπογείου

Για την έδραση των φορέων από χάλυβα επί των τοιχείων και υποστυλωμάτων από σκυροδέμα πρέπει να ενσωματωθούν στα τοιχεία και στα υποστυλώματα, κατά την φάση σκυροδέτησης, αγκυρωμένα μεταλλικά στοιχεία επί των οποίων, κατά την φάση της ανέγερσης, θα συνδεθούν οι φορείς. Η απλούστερη διάταξη που μπορεί να ενσωματωθεί αποτελείται από αγκύρια και έλασμα έδρασης. Τα υποστυλώματα είναι εφοδιασμένα με πλάκα έδρασης με κατάλληλες οπές ώστε τα αγκύρια να διέλθουν από αυτές και να τοποθετηθούν τα περικόχλια.

Item	Value
01 Plate Thickness, T (mm)	25
02 Min Width, Nmin (mm)	250
03 Min Height, Bmin (mm)	250
04 Anchor Rod Size	M25
05 Embedment Length, hef (mm)	500
06 Weld Thickness, [1/16]D (mm)	150
07 Plate Material	S235_no weighth
08 Anchor Rod Material [ASTM]	F1554 Gr 36
09 Anchor Rod Heads and Nuts	Square
10 Weld Material	E70XX
▶ 11 Pedestal Material	C30/37_no w
12 Width Increment, dN (mm)	25
13 Height Increment, dB (mm)	25

Explanation of Color Coding for Values

Blue: All selected objects are program determined

Black: Some selected objects are user defined

Red: Value that has changed during the current session

Description

Material assigned for the pedestal.

Preview - Column Footing Preferences

Στοιχεία σύνδεσης μεταλλικών υποστυλωμάτων με τα υποστυλώματα από σκυρόδεμα

2.2.8 Συστήματα εξασφάλισης της πλευρικής ευστάθειας

2.2.8 α) Γενικά

Όπως περιγράφηκε συνοπτικά παραπάνω, το σύστημα πλακών-δοκών-υποστυλωμάτων μεταφέρει τα φορτία (κατακόρυφα, φορτία ανέμου, σεισμικά και αθέλητα φορτία λόγω κατασκευαστικών ατελειών) στη θεμελίωση

Στα κτίρια από σκυρόδεμα, η πλευρική ευστάθεια εξασφαλίζεται με πλαισιακή λειτουργία λόγω της μονολιθικής σύνδεσης δοκών υποστυλωμάτων και σε τυχόν πρόσθετα τοιχώματα. Στα μεταλλικά κτίρια όμως οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων δεν είναι απαραίτητα σύνδεσης ροπής, λόγω αυξημένου κόστους διαμόρφωσης. Πιο συχνά διαμορφώνονται οι απλούστερες και οικονομικότερες συνδέσεις τέμνουσας, οπότε η πλευρική ευστάθεια του φορέα πρέπει να εξασφαλίζεται με κατάλληλη διάταξη κατακόρυφων συνδέσμων και/ή τοιχωμάτων.

Οι συνηθέστεροι τρόποι εξασφάλισης στα πλευρικής ευστάθειας στα μεταλλικά κτίρια είναι οι εξής :

- Πλαίσια
- Κατακόρυφοι κεντρικοί σύνδεσμοι
- Κατακόρυφοι έκκεντροι σύνδεσμοι
- Σύμμεικτα διατμητικά τοιχώματα

Στη υπό μελέτη κατασκευή εξετάζονται δυο εναλλακτικές λύσεις για την εξασφάλιση της πλευρικής ευστάθειας. Στην Λύση Α διαμορφώνονται πλαίσια και ως προς τις δυο διευθύνσεις του κτιρίου. Στη Λύση Β διαμορφώνεται μικτό σύστημα, όπου στη μία

διεύθυνση υπάρχουν πλαίσια και στην άλλη κατακόρυφοι σύνδεσμοι. Ακολουθεί συνοπτική ανάλυση της πλαισιακής λειτουργίας, καθώς και των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας.

2.2.8 β) Πλαίσια

Τα πλαίσια λειτουργούν μέσω κάμψης των υποστυλωμάτων και των δοκών. Για το λόγο αυτό στα πλαίσια κυρίαρχη σημασία έχει η διαμόρφωση των κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων, μέσω των οποίων γίνεται η μεταφορά των ροπών από τις δοκούς στα υποστυλώματα, ως κόμβων ροπής.

Ανάλογα με τη διάταξη τους στην κάτοψη του κτιρίου, τα πλαίσια διακρίνονται στα παρακάτω :

Χωρικά πλαίσια

Στα χωρικά πλαίσια η πλαισιακή λειτουργία υπάρχει σε όλους τους κόμβους του κτιρίου, ο δε φορέας είναι ένα τρισδιάστατο χωρικό πλαίσιο, με συμπεριφορά παρόμοια με αυτή των κτιρίων από σκυρόδεμα. Το πλεονέκτημα των κτιρίων αυτών είναι, η αυξημένη υπερστατικότητα και η δυνατότητα ανακατανομής της έντασης σε περίπτωση ανελαστικής συμπεριφοράς. Το μειονέκτημα είναι η ανάγκη διαμόρφωσης κόμβων ροπής και στους δύο κύριους άξονες των υποστυλωμάτων. Για το λόγο αυτό, στα χωρικά πλαίσια τα υποστυλώματα αποτελούνται συνήθως από κοίλες διατομές, των οποίων τα μηχανικά χαρακτηριστικά κατά τις δύο διευθύνσεις είναι παρόμοια.

Περιμετρικά πλαίσια

Στα περιμετρικά πλαίσια η πλαισιακή λειτουργία δημιουργείται μόνο στην περίμετρο του κτιρίου, με πρόβλεψη συνδέσεων ροπής μόνο μεταξύ δοκών και περιμετρικών υποστυλωμάτων. Οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων στο εσωτερικό του κτιρίου είναι απλές συνδέσεις τέμνουσας. Η πλευρική ευστάθεια εξασφαλίζεται εξ ολοκλήρου από τα περιμετρικά πλαίσια, ενώ στο εσωτερικό του κτιρίου παραλαμβάνονται μόνο κατακόρυφα φορτία. Στην διάταξη αυτή, τα υποστυλώματα είναι διατομής διπλού ταυ με τον κορμό παράλληλο στην περίμετρο, ενώ στις γωνίες του κτιρίου, όπου συναντώνται δύο κάθετα πλαίσια, χρησιμοποιούνται σταυροειδείς ή κοίλες διατομές. Τα οριζόντια φορτία μεταφέρονται στην περίμετρο του κτιρίου μέσω της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών στις διάφορες στάθμες.

Ακόμα, στη διάταξη αυτή υπάρχει πέραν των πλαισίων μια πρόσθετη γραμμή άμυνας, δεδομένου ότι τα εσωτερικά υποστυλώματα είναι συνεχή καθ' ύψος του κτιρίου και, λειτουργώντας ως πρόβολοι, προσφέρουν δυσκαμψία και αντοχή σε προχωρημένα στάδια καταπόνησης.

2.2.8 γ) Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Ένας άλλος τρόπος εξασφάλισης της πλευρικής ευστάθειας σε πολυώροφη μεταλλική κατασκευή είναι η τοποθέτηση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας.

Οι βασικές αρχές της διάταξης των συνδέσμων είναι οι εξής :

- Η διάταξη σε κάτοψη πρέπει να είναι τέτοια, ώστε να επιτρέπει την παραλαβή των οριζόντιων δυνάμεων και στις δυο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου.
- Σε κάθε διεύθυνση πρέπει να υπάρχουν ζεύγη συνδέσμων, στα οποία θα κατανέμεται η οριζόντια δύναμη. Αν σε μια θέση υπάρχει μόνο ένας σύνδεσμος, δημιουργείται εκκεντρότητα μεταξύ θέσης εφαρμογής των σεισμικών δυνάμεων στο κέντρο μάζας του ορόφου και παραλαβής τους από το σύνδεσμο.
- Η δυσκαμψία των μελών του ζεύγους των συνδέσμων πρέπει να είναι παρόμοια, ώστε να μην δημιουργούνται προβλήματα στρέψης.
- Η ευνοϊκότερη θέση είναι στην περίμετρο του κτιρίου, ώστε να αυξάνεται η δυστρεψία.
- Πρέπει να μην διακόπτεται η συνέχεια των συνδέσμων καθ' ύψος του κτιρίου. Πολλές φορές όμως αρχιτεκτονικοί και λειτουργικοί λόγοι επιβάλλουν τη μετάθεση της θέσης τους σε ορισμένους ορόφους. Στις περιπτώσεις αυτές το κέντρο δυσκαμψίας αλλάζει από όροφο σε όροφο, με συνέπεια να δημιουργούνται πρόσθετες στρεπτικές καταπονήσεις.
- Πρέπει να επιδιώκεται η επίτευξη παρόμοιας δυσκαμψίας στις δυο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου.

Η καταλληλότητα της διαμόρφωσης του φορέα μπορεί να ελεγχθεί μέσω των ιδιομορφών ταλάντωσης του κτιρίου. Τα χαρακτηριστικά ενός, κατάλληλα διαμορφωμένου από άποψη εξασφάλισης πλευρικής ευστάθειας, κτιρίου είναι :

- Κατώτερες ιδιομορφές μεταφορικές
- Συγκέντρωση μεγάλου ποσοστού της ιδιομορφικής μάζας στις πρώτες ιδιομορφές.

Αντιθέτως τα χαρακτηριστικά ενός προβληματικού κτιρίου είναι :

- Κατώτερες ιδιομορφές στρεπτικές.
- Μεγάλες παραμορφώσεις των διαφραγμάτων σε κάτοψη.
- Τμήματα του κτιρίου με πολύ διαφορετικές παραμορφώσεις
- Κατώτερες ιδιομορφές με μικρή ιδιομορφική μάζα.

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διακρίνονται σε τρεις μορφές :

- Σύνδεσμοι Χ (κεντρικοί)
- Σύνδεσμοι Λ και V (έκκεντροι)
- Σύνδεσμοι Κ

Στην παρούσα μελέτη επιλέχθηκε η τοποθέτηση κατακόρυφων κεντρικών συνδέσμων (Χ). Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι παραλαμβάνουν την ένταση μέσω των αξονικών δυνάμεων των μελών τους. Στους συνδέσμους Χ ενεργή είναι συνήθως μόνο η εφελκυστική διαγώνιος.

Για κτίρια σε σεισμικές περιοχές ο αντισεισμικός κανονισμός προβλέπει τα ακόλουθα σε ότι αφορά τους κεντρικούς συνδέσμους:

Τα στοιχεία απορρόφησης ενέργειας είναι οι ράβδοι δικτύωσης, οι οποίες διαστασιολογούνται στην οριακή κατάσταση αστοχίας και πρέπει να ικανοποιούν ορισμένες συνθήκες ολκιμότητας.

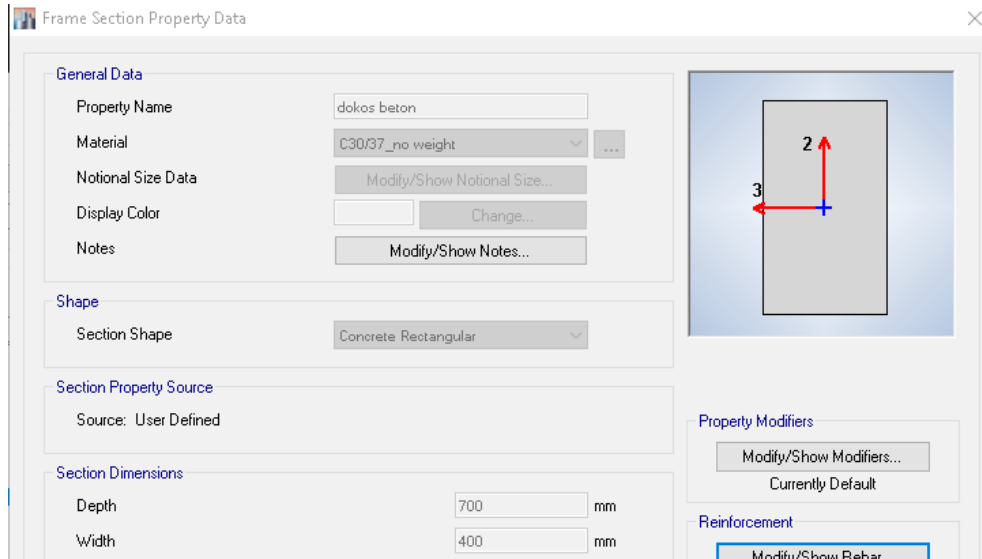
Οι δοκοί, τα υποστυλώματα και οι συνδέσεις συμπεριφέρονται οιονεί ελαστικά και διαστασιολογούνται με δυνάμεις ικανοτικού σχεδιασμού.

Οι σύνδεσμοι Κ δεν επιτρέπεται να σχεδιάζονται ως φορείς απορρόφησης ενέργειας και δεν συνιστώνται σε σεισμικές περιοχές.

2.3 Υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα

Τα στοιχεία του υπογείου της υπό μελέτη κατασκευής έχουν κατασκευαστεί από σκυρόδεμα ποιότητας C30/35 και χάλυβα οπλισμού B500c.

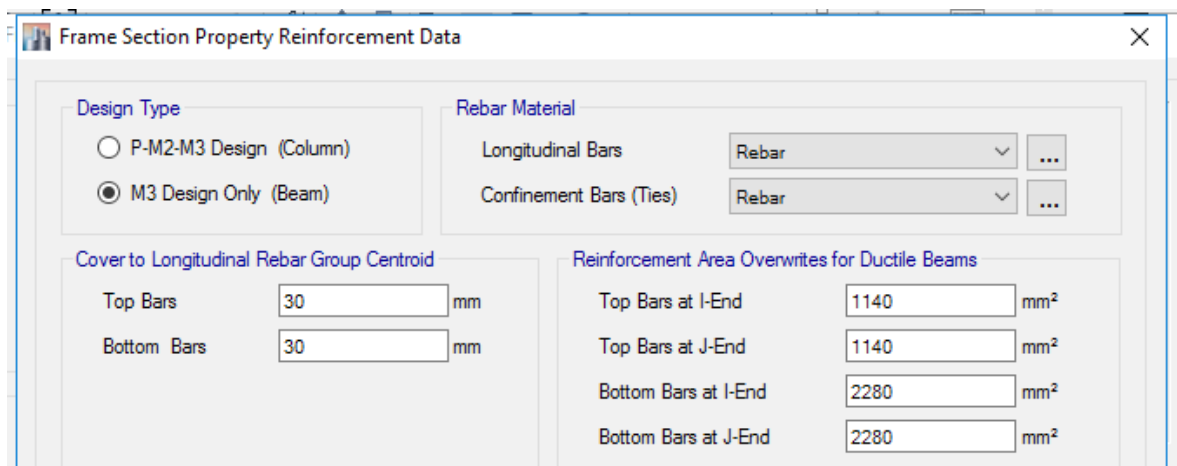
Δοκοί από οπλισμένο σκυρόδεμα



Στοιχεία δοκών από οπλισμένο σκυρόδεμα

Οι δοκοί είναι διατομής 400 mm x 700 mm (πλάτος x ύψος).

Στοιχεία για τον οπλισμό των δοκών του υπογείου δίνονται στον ακόλουθο πίνακα.



Στοιχεία οπλισμού δοκών

Υποστυλώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα

Τα υποστυλώματα είναι τετραγωνικής διατομής 800 mm x 800 mm.

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: ypostiloma beton

Material: C30/37_no weight

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 800 mm

Width: 800 mm

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Στοιχεία υποστυλωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα

Οπλισμός υποστυλωμάτων υπογείου κατά EC2

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: Rebar

Confinement Bars (Ties): Rebar

Reinforcement Configuration

Rectangular

Circular

Confinement Bars

Ties

Spirals

Check/Design

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: 40 mm

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 5

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 5

Longitudinal Bar Size and Area: 22 mm, 380 mm²

Corner Bar Size and Area: 22 mm, 380 mm²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: 10 mm, 79 mm²

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 150 mm

Number of Confinement Bars in 3-dir: 3

Number of Confinement Bars in 2-dir: 3

Στοιχεία οπλισμού υποστυλώματος

3 Φορτία Κατασκευής και Συνδυασμοί Δράσεων

3.1 Φορτία Κατασκευής

Ανάλογα με τη χρήση, τη μορφή και τη θέση του έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με τις οποίες ο μελετητής θα προβεί στην ανάλυση του φορέα, για να προσδιορισθούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη. Η εκτίμηση των φορτίων και δυνάμεων που καταπονούν την κατασκευή δεν είναι πάντα δυνατό να γίνει με ακρίβεια, με αποτέλεσμα η κατανομή μιας φόρτισης να καθορίζεται συνήθως με παραδοχές και προσεγγίσεις, ακόμα και αν η φόρτιση είναι γνωστή. Το κτίριο θα πρέπει να είναι σε θέση να τα παραλάβει και να τα μεταφέρει με ασφάλεια στο έδαφος. Τα φορτία που δρουν στην κατασκευή μας διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες:

- Μόνιμα Φορτία (G)
- Ίδια βάρη της κατασκευής
- Ίδιο βάρος επικάλυψης
- Λοιπά μόνιμα (επικαλύψεις, δάπεδα κ.τ.λ.)
- Κινητά Φορτία (Q)
- Δράσεις Ανέμου
- Φορτίο Χιονιού
- Τυχηματικά Φορτία
- Σεισμικά Φορτία

3.1.1 Οριακές Καταστάσεις – Δράσεις

Οριακές καταστάσεις είναι εκείνες, πέραν των οποίων η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφαλείας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού και διακρίνονται σε:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας, που αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες μέσω απώλειας ισορροπίας της κατασκευής ή αστοχίας λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων ή αστοχίας λόγω κόπωσης, που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές.

- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας, πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής και σχετίζονται με μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης ή ταλαντώσεις ενοχλητικές για τους ενοίκους.

Οι δράσεις οι οποίες επιβάλλονται στην κατασκευή με τη μορφή συνδυασμών για τις προαναφερθείσες καταστάσεις σχεδιασμού, διακρίνονται σε:

- Άμεσες, π.χ. συγκεντρωμένα ή ομοιόμορφα κατανεμημένα γραμμικά και επιφανειακά φορτία
- Έμμεσες, π.χ. επιβαλλόμενη παραμόρφωση λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής ή υποχώρησης στηρίξεων, ή επιβαλλόμενη επιτάχυνση λόγω σεισμού.

Οι δράσεις αυτές ως προς το χρόνο ταξινομούνται σε:

- Μόνιμες, π.χ. ίδια βάρη της κατασκευής

- Μεταβλητές, π.χ. επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα κτιρίων, σε δοκούς ή στέγες, φορτία χιονιού ή ανέμου.

Ως προς τη θέση τους οι δράσεις ταξινομούνται σε:

- Καθορισμένες, πχ ίδιο βάρος
- Ελεύθερες, πχ κινητά επιβαλλόμενα φορτία γερανογεφυρών

Τέλος, ως προς τη φύση τους ταξινομούνται σε:

- Στατικές
- Δυναμικές

3.1.2 Μόνιμες Δράσεις

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Σε αυτή την κατηγορία δράσεων 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, επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων, ηλεκτρικά και υδραυλικά δίκτυα, κλιματιστικά συστήματα). Με εξαίρεση τα φέροντα στοιχεία, για τα οποία προηγείται μια αρχική εκτίμηση του βάρους τους και πιθανόν επανάληψη της ανάλυσης του φορέα, εφόσον η απόκλιση από τα τελικά φορτία κριθεί σημαντική, οι υπόλοιπες μόνιμες δράσεις μπορούν να προσδιορίζονται με ικανοποιητική ακρίβεια εξ αρχής. Περιπτώσεις όπου προβλέπεται μελλοντικός τροποποίηση των μόνιμων δράσεων θα πρέπει να συνεκτιμώνται κατά τον σχεδιασμό, και να λαμβάνονται υπόψη οι επιπτώσεις στα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη. Τέτοιες περιπτώσεις εντάσσονται στην κατηγορία των σταθερών δράσεων, εκτός εάν προβλέπεται συχνή τροποποίηση τους, οπότε αντιμετωπίζονται ως πρόσθετα επιβαλλόμενα φορτία.

Στη υπό μελέτη κατασκευή ορίζονται συνολικά μόνιμα φορτία: $3,5 \text{ kN/m}^2$

3.1.3 Μεταβλητές Δράσεις

Οι μεταβλητές δράσεις περιλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων, αποθηκευμένων αγαθών κλπ. Οι τιμές των μεταβλητών φορτίων προσδιορίζονται στατιστικά και οι τιμές εφαρμογής τους δίνονται από τους κανονισμούς.

Οι μεταβλητές δράσεις, θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι ενδεχόμενες φορτικές καταστάσεις, και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους. Παρόλα αυτά, επειδή η πιθανότητα ταυτόχρονης φόρτισης όλου του φορέα με τις επιβαλλόμενες δράσεις είναι σχετικά μικρή, οι κανονισμοί προβλέπουν κάποια ποσοστά απομείωσης τους σε συγκεκριμένες περιπτώσεις.

Σε καταστάσεις σχεδιασμού, όπου τα επιβαλλόμενα φορτία δρουν ταυτόχρονα με άλλες μεταβλητές δράσεις (π.χ. άνεμος, χιόνι κλπ.), το σύνολο των επιβαλλόμενων φορτίων που λαμβάνονται υπόψη στη συγκεκριμένη περίπτωση φόρτισης, θα θεωρείται ως μια ενιαία δράση.

Η κατασκευή μας ανήκει στην κατηγορία χρήσης D και δέχεται κινητό ομοιόμορφο φορτίο: 5 kN/m^2 .

3.1.4 Δράσεις ανέμου

Η ανεμοπίεση είναι η πίεση που αναπτύσσεται από την ανάσχεση της ροής του ανέμου. Από τις αναπτυσσόμενες πιέσεις προκύπτουν δυνάμεις κάθετες προς την προσβαλλόμενη επιφάνεια. Επίσης όταν μια επιφάνεια σαρώνεται από άνεμο παράλληλο προς την επιφάνεια, οι δυνάμεις που επίσης ασκούνται σ' αυτήν είναι δυνάμεις τριβής, οι οποίες ενδέχεται να είναι σημαντικές.

Οι δράσεις λόγω ανέμου είναι σημαντικές για τις κατασκευές από χάλυβα και αποτελούν γι' αυτές βασική φόρτιση ανεξάρτητα από τον τύπο τους.

Οι παράγοντες από τους οποίους εξαρτάται το μέγεθος της ασκούμενης πίεσης είναι οι εξής:

- η γεωγραφική θέση
- η φυσική θέση
- η τοπογραφία
- η μέση ταχύτητα του ανέμου
- το σχήμα της κατασκευής
- η διεύθυνση του ανέμου

Στην κατασκευή μας ορίζεται φορτίο ανέμου: $1,2 \text{ kN/m}^2$.

3.1.5 Φορτία Χιονιού

Τα φορτία λόγω χιονιού συνήθως αντιμετωπίζονται ορίζοντας μία συγκεκριμένη απλή τιμή φορτίου, με πιθανές μειώσεις για απότομες κλίσεις στεγών. Η προσέγγιση αυτή δεν λαμβάνει υπόψη περιπτώσεις όπως αυξανόμενη χιονόπτωση σε μεγαλύτερα υψόμετρα ή τοπικά υψηλότερα φορτία λόγω κίνησης της μάζας του χιονιού, γεγονός που μπορεί να προκαλέσει πλήρη ή μερική καταρρευση. Μία καλύτερη προσέγγιση είναι η χρησιμοποίηση κατάλληλου χάρτη, που δίνει τις βασικές τιμές των φορτίων χιονιού για ένα συγκεκριμένο υψόμετρο και περίοδο αναφοράς, ενώ μπορεί να εφαρμοστούν στη συνέχεια διορθώσεις για διαφορετικά υψόμετρα ή διάρκεια ζωής σχεδιασμού. Η επιρροή της μορφής της στέγης λαμβάνεται υπ' όψιν με την χρήση συντελεστών μορφής.

Το φορτίο χιονιού κατατάσσεται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις. Προκαλείται από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες και είναι ιδιαίτερα σημαντικό για περιοχές όπου επικρατούν χαμηλές θερμοκρασίες και είναι συνήθεις μεγάλες χιονοπτώσεις. Η ποσότητα του χιονιού που εναποτίθεται σε μια στέγη εξαρτάται από την κλίση της στέγης και την τοποθεσία (υψόμετρο, προσανατολισμός κλπ) του έργου, ενώ η πυκνότητα του δεν είναι σταθερή και εξαρτάται από το βαθμό συμπύκνωσης του στη συγκεκριμένη θέση. Άλλες παράμετροι που επηρεάζουν την εναπόθεση χιονιού στην στέγη είναι τα θερμικά χαρακτηριστικά, η τραχύτητα της επιφάνειας, το ποσό της θερμότητας που εκλύεται κάτω από τη στέγη, η απόσταση των γειτονικών κτιρίων, ο περιβάλλον χώρος και οι τοπικές κλιματολογικές συνθήκες.

Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης, η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού s_k για περίοδο επαναφοράς 50 ετών δίνονται στο Παράρτημα C του EN 1991 –

Μέρος 1-3. Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται τρεις ζώνες χιονιού, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές $s_{k,0}$ των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας.

- Ζώνη I ($s_{k,0} = 0,4 \text{ kN/m}^2$): Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας.
- Ζώνη II ($s_{k,0} = 0,8 \text{ kN/m}^2$): Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.
- Ζώνη III ($s_{k,0} = 1,7 \text{ kN/m}^2$): Υπόλοιπη χώρα.

Στην υπό μελέτη κατασκευή ορίζεται φορτίο χιονιού: $0,625 \text{ kN/m}^2$, λαμβάνοντας υπόψη τις παραμέτρους που αναφέρθηκαν.

3.1.6 Φορτία Σεισμού

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

Η χώρα μας βρίσκεται σε μία εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις έχουν καθοριστική επίδραση στο σχεδιασμό των κατασκευών.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, και κατατάσσονται επίσης στις τυχηματικές ενώ δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις. Επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου. Είναι επομένως αδρανειακές δυνάμεις που προέρχονται από την αντίσταση της μάζας της κατασκευής στην μεταδιδόμενη σε αυτήν κίνηση από το έδαφος. Επιπλέον οι σεισμικές δράσεις εξαρτώνται από την φύση της σεισμικής κίνησης του εδάφους (καθοριζόμενη από την επιτάχυνση, την ταχύτητα, τη χρονική διάρκεια και τη διεύθυνση) και την συμπεριφορά της κατασκευής (καθοριζόμενη από την ακαμψία, την κατανομή μάζας, την απόσβεση, τις ιδιότητες του υλικού κ.τ.λ.).

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, τα σεισμικά αποτελέσματα και τα αποτελέσματα των άλλων δράσεων που περιλαμβάνονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού μπορούν να υπολογιστούν με βάση γραμμική-ελαστική συμπεριφορά του φορέα. Μπορεί λοιπόν να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης:

- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης:
 1. δεν απαιτείται ιδιομορφική ανάλυση
 2. στηρίζεται σε προσεγγιστική θεώρηση μόνο της θεμελιώδους ιδιομορφής

- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, που περιλαμβάνει:
 1. την πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος
 2. τον υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης

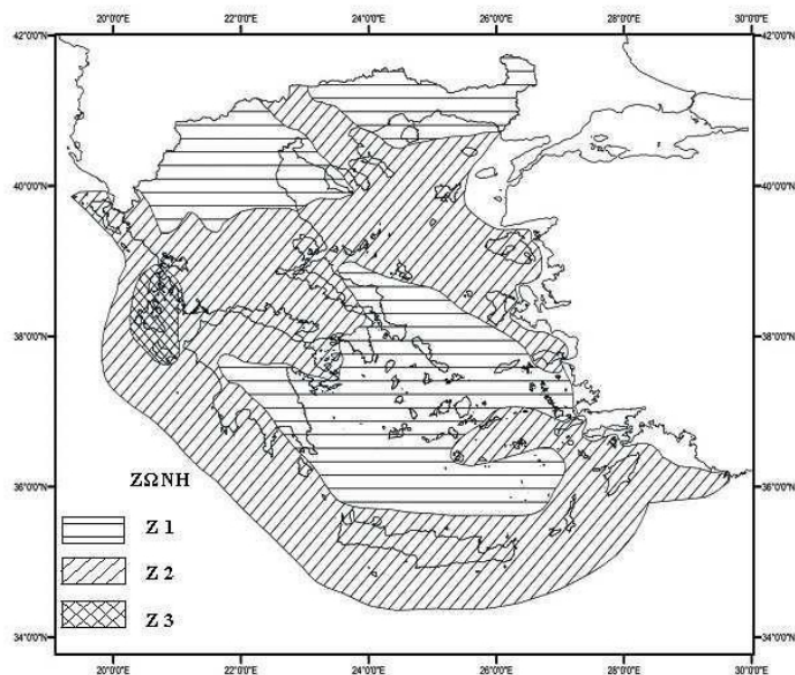
3. την τετραγωνική επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων (το πλήθος των ιδιομορφών ταλάντωσης της κατασκευής που λαμβάνονται υπόψη διαφέρει κάθε φορά, ανάλογα με την επιθυμητή ακρίβεια.)

Στην παρούσα διπλωματική, η σεισμική μελέτη έγινε με ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, μέσω του προγράμματος ETABS. Οι ιδιομορφές του κτιρίου καθώς και τα αναλυτικά αποτελέσματα της σεισμικής μελέτης θα παρουσιαστούν στο επόμενο κεφάλαιο.

Παράμετροι Σεισμικής Μελέτης

Σεισμική Επιτάχυνση

$A = a \times g$ όπου, g είναι η επιτάχυνση της βαρύτητας



Χάρτης Σεισμικών Ζωνών Ελλάδας

$\alpha = 0,16$ για Ζώνη I
 $\alpha = 0,24$ για Ζώνη II
 $\alpha = 0,36$ για Ζώνη III

Η υπό μελέτη κατασκευή βρίσκεται στη ζώνη I.

Κατηγορία εδάφους

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε 5 κατηγορίες A, B, Γ, Δ, E και X. Το κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας B (αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος) σύμφωνα με τον πίνακα 3.2 του Ευρωκώδικα 8, ο οποίος καθορίζει την κατηγορία εδάφους από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται σε αυτόν.

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
A	Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με την προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70μ. Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70μ.
B	Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη. Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.
Γ	Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Διοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5μ.
Δ	Εδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλαστιμότητας ($I_p > 50$) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10μ.
X	Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοιλιώδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων) Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα. Απότομες κλιτείς καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων.

Κατηγορίες Εδαφών

Συντελεστής σπουδαιότητας

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_i . Για κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κ.τ.λ.) ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι $\gamma_i = 1,00$.

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Κτίρια	Συντελεστής Σπουδαιότητας γ_i
I	Μικρής σπουδαιότητας για τη δημόσια ασφάλεια	0,80
II	Σύνηθες	1,00
III	Με μεγάλες συνέπειες κατάρρευσης (π.χ. σχολεία, χώροι συγκέντρωσης κοινού)	1,20
IV	Ζωτικής σημασίας για την Πολιτική Προστασία (π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας)	1,40

Συντελεστές Σπουδαιότητας Κτιρίων

Συντελεστής Συμπεριφοράς q

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Μέγιστες τιμές του συντελεστή q δίδονται στον Πίνακα 2.23, ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές αυτές ισχύουν εφόσον για το σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος (πρώτη πλαστική άρθρωση) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με τη δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων.

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 σύνδεσμοί 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. ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ	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- Κολητά πετάσματα	1,50
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2,00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3,00

Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q

Στην σεισμική μελέτη της υπό μελέτη κατασκευή ορίζεται $q=1,5$.

Φάσμα Σχεδιασμού

Στο μελετούμενο κτίριο το φάσμα σχεδιασμού προέκυψε βάσει των ακόλουθων παραδοχών:

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I (Επιτάχυνση $A = 0,16 g$)

Κατηγορία εδάφους B

Κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια), $\gamma = 1,00$

Συντελεστής συμπεριφοράς $q = 1,5$

Απόσβεση Μεταλλικής κατασκευής με κοχλιώσεις $\zeta=4\%$. Άρα $\eta = \sqrt{7/(\zeta+2)} = 1.08$

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού, $S_d(T)$, ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις (Ε.Κ.8):

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

Φάσμα σχεδιασμού για ανελαστική συμπεριφορά

όπου

$S_d(T)$ είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελεύθερης κίνησης

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

T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος

S είναι ο συντελεστής εδάφους

Q είναι συντελεστής συμπεριφοράς

β είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, συνιστώμενη τιμή $\beta = 0,2$.

Εδαφικός Τύπος	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,50
B	1,2	0,15	0,5	2,50
C	1,15	0,20	0,6	2,50
D	1,35	0,20	0,8	2,5
E	1,4	0,15	0,5	2,5

Κατηγορία Εδάφους

Για κατηγορία εδάφους B :

$$S = 1,2$$

$$T_B = 0,15 \text{ s}, T_C = 0,5 \text{ s}, T_D = 2,5 \text{ s}$$

Κατά τον ΕΚ8, σε κτίρια η κατακόρυφη συνιστώσα χρειάζεται να λαμβάνεται υπ' όψιν εάν η μέγιστη κατακόρυφη επιτάχυνση, a_{vg} , είναι μεγαλύτερη από 0,25g (δηλαδή, στη Ζώνη Έπικινδυνότητας Z3, καθώς και στην Z2 μόνον για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV) αλλά και πάλιν μόνον στις ακόλουθες περιπτώσεις:

- για (σχεδόν) οριζόντια μέλη με άνοιγμα τουλάχιστον 20m
- για (σχεδόν) οριζόντιους προβόλους με άνοιγμα μεγαλύτερο από 5m
- για (σχεδόν) οριζόντια προεντεταμένα μέλη
- για δοκούς που στηρίζουν φυτευτά υποστυλώματα
- σε κτίρια με σεισμική μόνωση.

Για την παρούσα μελέτη ισχύει $a_{vg} = 0,9 \cdot a_g = 0,9 \cdot 0,16g = 0,144g < 0,25g$. Άρα δεν θα ληφθεί υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού στη μελέτη της υπ' όψιν κατασκευής θεωρώντας ότι η επιρροή της καλύπτεται από τους συντελεστές ασφαλείας $\gamma_g = 1,35$ και $\gamma_q = 1,50$ στον συνδυασμό βασικών δράσεων χωρίς σεισμό, και από τα υφιστάμενα περιθώρια αξονικής αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων.

3.2 Συνδυασμοί Δράσεων

3.2.1 Γενικά

Στο παρόν εδάφιο θα αναφερθούν οι αρχές και οι απαιτήσεις που είναι απαραίτητες για την ασφάλεια, την λειτουργικότητα και την αντοχή της κατασκευής στην πάροδο του χρόνου σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1.

Ο σχεδιασμός έχει ως στόχο να καταδείξει ότι η κατασκευή δε θα βρεθεί σε καμία ακραία κατάσταση, την «οριακή κατάσταση» η οποία θεωρείται ακατάλληλη και παύει να ανταποκρίνεται στον σκοπό για τον οποίο κατασκευάστηκε αφού παραβιάζει ένα από τα κριτήρια αστοχίας ή λειτουργικότητας. Οι οριακές καταστάσεις διακρίνονται σε:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

Ανάλογα με τη χρήση, τη μορφή και τη θέση του έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με τις οποίες ο μελετητής θα προβεί στην ανάλυση του φορέα, για να προσδιορισθούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη. Η εκτίμηση των φορτίων και δυνάμεων που καταπονούν την κατασκευή δεν είναι πάντα δυνατό να γίνει με ακρίβεια, με αποτέλεσμα η κατανομή μιας φόρτισης να καθορίζεται συνήθως με παραδοχές και προσεγγίσεις, ακόμα και αν η φόρτιση είναι γνωστή. Το κτίριο θα πρέπει να είναι σε θέση να τα παραλάβει και να τα μεταφέρει με ασφάλεια στο έδαφος. Τα φορτία που δρουν στην κατασκευή μας διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες:

Ο υπολογισμός γίνεται με βάση τις δράσεις και τις ιδιότητες των υλικών. Γι' αυτό επιβάλλεται η μεγάλη ακρίβεια προσδιορισμού των δράσεων που καταπονούν την κατασκευή καθώς και το ποσοστό συμμετοχής κάθε δράσης ξεχωριστά.

Η υπό μελέτη κατασκευή σχεδιάστηκε έτσι ώστε:

- 1) να παραμείνει κατάλληλη κατά τη διάρκεια του χρόνου ζωής της για την χρήση για την οποία προορίζεται παραλαμβάνοντας όλες τις δράσεις και τις επιδράσεις που πιθανόν να λαμβάνουν χώρα κατά τη διάρκεια της ανέγερσης και της χρήσης της.
- 2) να λαμβάνονται υπόψη οι παράμετροι που αφορούν την ασφάλεια, τη λειτουργικότητα και την οικονομία με κύριο γνώμονα την αποφυγή κάθε κινδύνου που μπορεί να προκαλέσει σημαντικές βλάβες.

Για επιτευχθούν οι έλεγχοι έναντι αστοχίας ή λειτουργικότητας εφαρμόστηκαν οι «καταστάσεις σχεδιασμού», σύμφωνα με τις οποίες λαμβάνονται όλοι οι συνδυασμοί των φορτικών καταστάσεων στους οποίους θα εκτεθεί η κατασκευή κατά την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της. Αυτές είναι:

- Καταστάσεις διάρκειας (για κανονικές συνθήκες χρήσης)
- Παροδικές καταστάσεις (διάρκεια ανέγερσης της κατασκευής ή επισκευών)
- Τυχηματικές δράσεις (εξαιρετικές συνθήκες π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση)
- Καταστάσεις σεισμού (επιβολή σεισμικής καταπόνησης στην κατασκευή)

Οι δράσεις οι οποίες καταπονούν την υπό μελέτη κατασκευή είναι:

Μόνιμα φορτία:

α) ίδια βάρη δομικών στοιχείων χάλυβα G

β) βάρος επικαλύψεων και ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού

Μεταβλητά φορτία:

α) φορτία χιονιού S

β) φορτία ανέμου W

Φορτία σεισμού E

Θερμοκρασιακή Μεταβολή $\pm 20^{\circ}\text{C}$

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, εφαρμόστηκαν οι συνδυασμοί δράσεων όπως καθορίζονται στον Ευρωκώδικα 1- Μέρος 1.

Οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων που επενεργούν στην κατασκευή προσδιορίζονται ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιάζονται με τους κατάλληλους συντελεστές, τους συντελεστές ασφαλείας γ και στην συνέχεια συνδυάζονται μεταξύ τους κατάλληλα, με τους συντελεστές συνδυασμού ψ για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις, εφαρμόζονται επί του φορέα.

3.2.2 Συνδυασμοί Δράσεων στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Η ασφάλεια της κατασκευής και των χρηστών της διασφαλίζεται μέσω της ικανοποίησης των ελέγχων στην Ο.Κ.Α. Η αντοχή και η ευστάθεια ολόκληρου του φορέα αλλά και των επιμέρους μελών του είναι η βασική επιδίωξη των ελέγχων αυτών.

Γενικά, οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται έχουν τη μορφή :

$$E_d \leq R_d$$

Όπου:

E_d τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος των δράσεων ή ένα διάνυσμα που εκφράζει διάφορα εντατικά μεγέθη.

R_d οριακή τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντίστασης

Οι συνδυασμοί δράσεων στην Ο.Κ.Α. έχουν την παρακάτω μορφή:

Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

$$\sum \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_p P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki}$$

Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{GAj} G_{kj} + \gamma_{PA} P_k + A_d + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki}$$

Για δράσεις σεισμού κατά EC-8

$$\Sigma G_{kj} + P_k + \gamma_1 A_{Ed} + \Sigma \psi_{2i} Q_{ki}$$

Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής:

- + σημαίνει «επαλληλία με»
- $G_{k,j}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων
- P είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
- $Q_{k,1}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης δράσης
- $Q_{k,i}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή των λοιπών ταυτόχρονων μεταβλητών δράσεων i
- A_d είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
- A_{ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
- $\gamma_{G,j}$ είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
- γ_P είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση
- $\gamma_{Q,i}$ είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση
- $\psi_{0,i}$, $\psi_{1,i}$, $\psi_{2,i}$ είναι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων.

Πρέπει να τονιστεί ότι η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει εδώ αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση, αλλά απλώς επαλληλία δράσεων (ταυτόχρονη δηλαδή συνύπαρξη των διαφόρων δράσεων).

3.2.4 Συνδυασμοί Δράσεων στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Γενικά, ελέγχεται η ανίσωση:

$$E_d \leq C_d$$

όπου:

E_d είναι η τιμή σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων που καθορίζονται στα πλαίσια του κριτηρίου λειτουργικότητας και προσδιορίζεται βάσει του σχετικού συνδυασμού.

C_d είναι η οριακή τιμή σχεδιασμού του αντίστοιχου κριτηρίου λειτουργικότητας.

Οι συνδυασμοί δράσεων στην Ο.Κ.Λ. έχουν την παρακάτω μορφή:

Χαρακτηριστικός (characteristic) - σπάνιος συνδυασμός

$$\Sigma_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + Q_{k1} + \Sigma_{i > 1} \psi_{0i} Q_{ki}$$

Συχνός (frequent) συνδυασμός

$$\Sigma_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \psi_{11} Q_{k1} + \Sigma_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki}$$

Ημιμόνιμος (quasi-permanent) συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki}$$

Σημειώνουμε ότι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ_f χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων, καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις κλπ).

Στον παρακάτω πίνακα επισυνάπτονται οι προτεινόμενες τιμές από τον EC1 για την οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας.

Δράση	γ_f	Οριακή Κατάσταση Αστοχίας		Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	
		Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση
Μόνιμη	γ_G	1,35	1,0	1,35	1,0
Μεταβλητή	γ_Q	1,50	0,0	1,0	0,0
Επιβαλλόμενη παραμόρφωση	γ_{Qind}	1,20-1,50	0,0	1,0	0,0

Τιμές συντελεστών ασφαλείας κατά EC1

Οι συντελεστές συνδυασμού ψ των μεταβλητών δράσεων χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών τιμών των διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων.

Παρακάτω επισυνάπτονται οι προτεινόμενες τιμές των συντελεστών συνδυασμού από τον EC1.

ΔΡΑΣΗ	Ψ ₀	Ψ ₁	Ψ ₂
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια			
Κατηγορία Α: κατοικίες	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: γραφεία	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: επιφάνειες συνάθροισης (σχολεία, μουσεία, εστιατόρια, θέατρα, κινηματογράφοι, αμφιθέατρα, αίθουσες χορού κλπ)	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: καταστήματα	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: αποθηκευτικοί χώροι	0,1	0,9	0,8
Φορτία κυκλοφορίας οχημάτων σε κτίρια			
Κατηγορία F: βάρος οχήματος ≤ 30 KN	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: 30 KN ≤ βάρος οχήματος ≤ 160KN	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: οροφές	0	0	0
Φορτία χιονιού σε κτίρια (EN1991-1-3)			
Για υψόμετρο 1000m < H < 1500m	0,7	0,5	0,2
Για υψόμετρο H ≤ 1000m	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια (EN1991-1-4)	0,6	0,5	0
Θερμοκρασία σε κτίρια (εκτός πυρκαγιάς)	0,6	0,5	0

Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ₁, κατά EC1

Οι παραπάνω τιμές δεν είναι υποχρεωτικές, είναι ενδεικτικές τιμές που δίνονται από τον Ευρωκώδικα και ενδέχεται να απαιτούνται κάποιες τροποποιήσεις για διαφορετικές γεωγραφικές περιοχές. Για την Ελλάδα οι τιμές του συντελεστή ψ₂ δίνονται στον ΕΑΚ στον πίνακα που επισυνάπτεται παρακάτω.

ΔΡΑΣΗ	Ψ ₂
1. Φορτία χρήσης	
Κατοικίες, γραφεία, καταστήματα, ξενοδοχεία, νοσοκομεία	0,3
Χώροι κοινής συνάθροισης προσώπων (σχολεία, στάδια, θέατρα κλπ)	0,5
Χώροι στάθμευσης	
Χώροι μακροχρόνιας αποθήκευσης (βιβλιοθήκες, αρχεία, αποθήκες, δεξαμενές, σιλό, υδατόπυργοι, κλπ)	0,6 0,8
Μη βατές στέγες	0,0
2. Άνεμος	0,0
3. Χιόνι (μόνο σε μη βατές στέγες)	0,3
Χιόνι (βατές στέγες)	0

Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ₂ κατά ΕΑΚ 2000

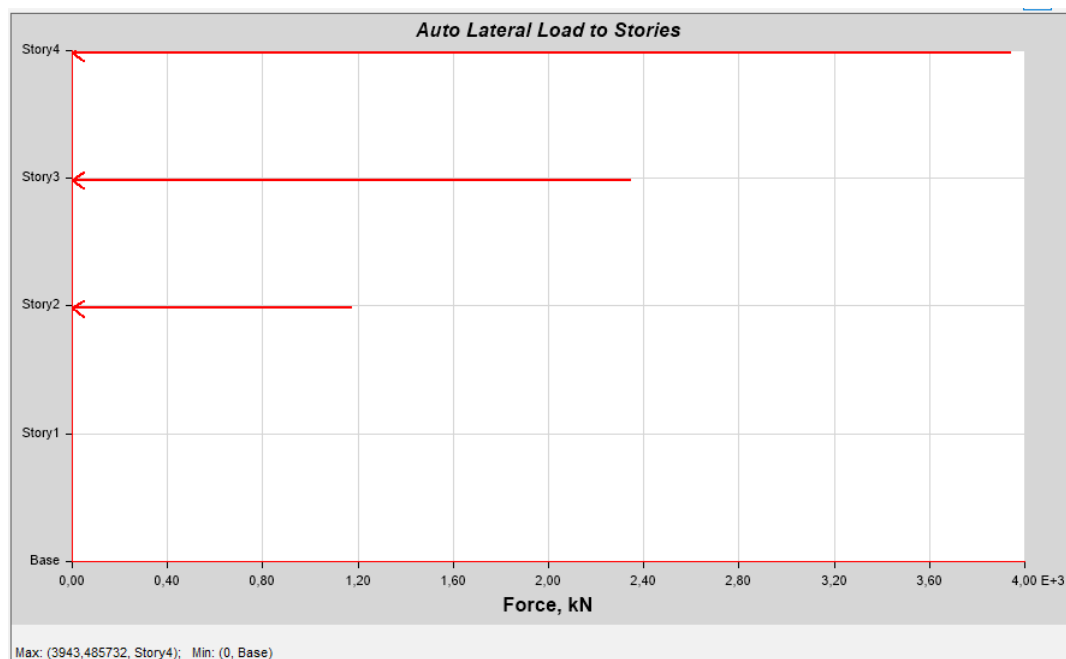
3.2.3 Συνδυασμοί Δράσεων στην υπό μελέτη κατασκευή

Στην υπό μελέτη κατασκευή εφαρμόστηκαν έξι διαφορετικοί συνδυασμοί φορτίσεων, όπως περιγράφονται από τον εξής πίνακα:

Συνδυασμοί Φορτίσεων	Μόνιμα	Κινητά	Θερμοκρασιακή Μεταβολή	Σεισμός κατά x	Σεισμός κατά y
comb1	1	1			
comb2	1.35	1.5			
comb3	1.35	1.5	0.9		
comb4	1	1	0.6		
comb5	1	0.6		1	
comb6	1	0.6			1

Στην υπό μελέτη κατασκευή δεν έχουν συμπεριληφθεί στους συνδυασμούς φορτίσεων, η δράση του ανέμου και του χιονιού, καθ' όσον η ένταση που προκύπτει από τα εν λόγω φορτία είναι πολλαπλώς μικρότερη από την ένταση που δημιουργείται από τον σεισμό και τα κινητά φορτία της οροφής αντίστοιχα.

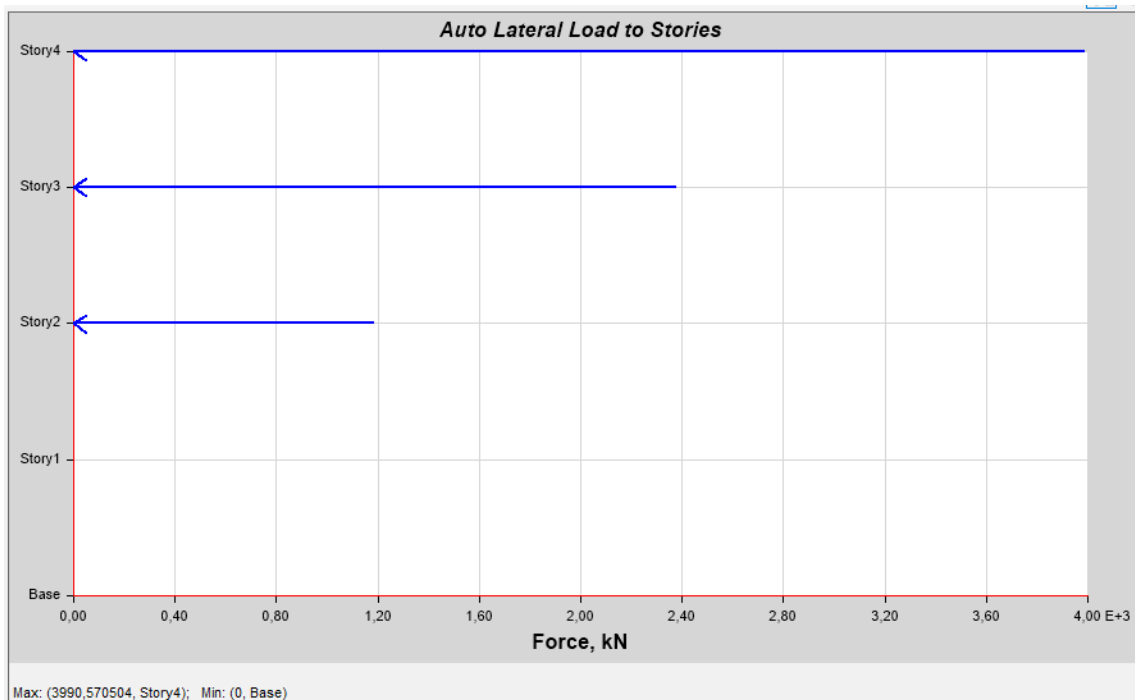
Το φορτίο του ανέμου που ορίστηκε για την κατασκευή μας είναι $1,2 \text{ kN/m}^2$. Η επιφάνεια του κτιρίου που είναι παράλληλη με την διεύθυνση x και δέχεται το εν λόγω φορτίο, είναι διαστάσεων $72\text{m} \times 15\text{m}$ και με εμβαδόν 1080m^2 . Συνεπώς η μέγιστη δύναμη που δέχεται η κατασκευή στην πίσω όψη, λόγω φορτίου ανέμου είναι 1296 kN .



Παρατηρείται ότι το συνολικό σεισμικό φορτίο ανέρχεται σε $3943,5 \text{ kN}$, το οποίο είναι σχεδόν τετραπλάσιο από το συνολικό ανεμοφορτίο.

Η επιφάνεια του κτιρίου που είναι παράλληλη με την διεύθυνση y και δέχεται φορτίο ανέμου, είναι διαστάσεων $46\text{m} \times 15\text{m}$ και με εμβαδό 690m^2 . Συνεπώς η μέγιστη δύνα-

μη που δέχεται η κατασκευή στην αριστερή και δεξιά όψη, λόγω φορτίου ανέμου είναι 828 kN. Ενώ το το συνολικό σεισμικό φορτίο ανέρχεται σε 3990,57 kN



Σημειώνεται ότι το λογισμικό ETABS έχει την δυνατότητα να ελέγξει όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων που εφαρμόστηκαν στην κατασκευή και να ανιχνεύσει τις μέγιστες και τις ελάχιστες τιμές των εντατικών μεγεθών που προκαλούνται. Στην συνέχεια συνθέτει αυτές τις μέγιστες τιμές των εντατικών μεγεθών σε μια "φόρτιση" και ελέγχει την ασφάλεια της κατασκευής. Η σύνθεση αυτή δεν ανταποκρίνεται σε μια ρεαλιστική φόρτιση, καθώς τα μεγέθη αυτά είναι υπεραυξημένα σε σχέση με τα πραγματικά δεδομένα.

Στην περίπτωση μας εφαρμόστηκε αυτή η δυνατότητα του λογισμικού για έλεγχο ασφάλειας αλλά όχι για τη διαστασιολόγηση μελών.

4 Ανάλυση και Διαστασιολόγηση

4.1 Γενικά

Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση των δυο υπό μελέτη Λύσεων της κατασκευής έγιναν μέσω του προγράμματος ETABS.

Μέθοδοι Ανάλυσης και διαστασιολόγησης που έχει τη δυνατότητα να χρησιμοποιήσει το πρόγραμμα είναι οι καθοριζόμενες από τους εξής κανονισμούς:

- Ευρωκώδικας 2 για το υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα.
- Ευρωκώδικας 3 για τον μεταλλικό σκελετό.
- Ευρωκώδικας 8 για την αντισεισμική μελέτη.

Οι δράσεις και οι συνδυασμοί δράσεων εφαρμόστηκαν σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1.

Έλεγχοι μελών από δομικό Χάλυβα- Σύνοψη των ελέγχων κατά EC3

Κατηγοριοποίηση διατομής

Πριν από τη διενέργεια οποιουδήποτε ελέγχου, καθορίζεται από το πρόγραμμα η κατηγορία της διατομής.

Εφελκυσόμενα μέλη

Τα εφελκυσόμενα μέλη ελέγχονται σε εφελκυσμό.

Θλιβόμενα μέλη

Τα θλιβόμενα μέλη ελέγχονται σε αξονική θλίψη και σε λυγισμό.

Κυρίως καμπτόμενα μέλη (Δοκοί)

Τα μέλη που υπόκεινται σε κάμψη ελέγχονται σε εφελκυσμό, υπό αξονική θλίψη, σε λυγισμό, και σε ροπή κάμψης, μονοαξονική ή διαξονική, με ταυτόχρονη παρουσία αξονικής δύναμης. Η ταυτόχρονη παρουσία της τέμνουσας δύναμης λαμβάνεται υπ' όψιν με την απομείωση της πλαστικής ροπής αντίστασης όπως ορίζεται στην (§5.5.4 EC-3). Εφαρμόζονται τα κατάλληλα κριτήρια που ισχύουν για τα κυρίως καμπτόμενα μέλη, τα εφελκυσόμενα και τα θλιβόμενα μέλη.

Ικανοτικός σχεδιασμός μεταλλικών στοιχείων/ Αποφυγή σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων σε υποστυλώματα.

Τα δομικά μέλη ελέγχονται έτσι ώστε να προηγείται η καμπτική αστοχία της διατμητικής με υπολογισμό σε κάθε πιθανή θέση ψαθυρής αστοχίας, ενώ υπολογίζεται ώστε η αντοχή σε κάμψη των υποστυλωμάτων σε ένα κόμβο να είναι μεγαλύτερη από την αντοχή σε κάμψη των δοκών που συντρέχουν στον ίδιο κόμβο. Για κάθε δράση ή συνδυασμό δράσεων, το ETABS κάνει μια σειρά ελέγχους σε κάθε μέλος από δομικό χάλυβα, σύμφωνα με όσα αναφέρονται στο αντίστοιχο παράρτημα του EC8.

Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας- Παραμορφώσεις

- Ο έλεγχος της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας γίνεται για τα κυρίως καμπτόμενα στοιχεία (δοκοί) του φορέα. Ο υπολογισμός του κατακόρυφου βέλους κάμψης, το οποίο μπορεί να βλάψει την εμφάνιση του κτιρίου πρέπει να

είναι σύμφωνος με τα όρια τα οποία συμφωνήθηκαν μεταξύ του πελάτη, του μελετητή, και της αρμόδιας αρχής.

- Τα όρια αυτά πρέπει να είναι κατ' ελάχιστον τα καθοριζόμενα στην §4.2.2(2) EC-3. Ο έλεγχος γίνεται για όλες τις κατάλληλες φορτίσεις και τους συνδυασμούς αυτών που έχει εισάγει ο χρήστης.

4.2 Λύση Α

Σε αυτή τη περίπτωση όλα τα υποστυλώματα είναι τετραγωνικής διατομής και οι συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων είναι συνδέσεις ροπής. Έτσι επιτυγχάνεται η ανάπτυξη πλαισιακής λειτουργίας και ως προς τις δυο διευθύνσεις του κτιρίου.

4.2.1 Αποτελέσματα στατικής και δυναμικής ανάλυσης

Κατά την μελέτη του κτιρίου, λαμβάνοντας υπόψη τα φορτία προεπιλέχθηκαν αρχικές διατομές για κάθε στοιχείο του φορέα. Συγκεκριμένα στην Λύση Α τοποθετήθηκαν :

Στοιχείο	Διατομή
Δευτερεύουσα δοκός	IPE 360
Κύρια δοκός	IPE 500
Υποστύλωμα	SHS 280x20

Στην συνέχεια τοποθετήθηκαν οι προεπιλεγμένες διατομές στο προσομοίωμα που σχεδιάστηκε στο λογισμικό και ελέγχθηκε η επάρκεια τους για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων.

Σε κάθε περίπτωση φόρτισης υπολογίζονται από το πρόγραμμα οι ροπές κάμψης, οι τέμνουσες και οι αξονικές δυνάμεις που αναπτύσσονται σε κύριες δοκούς, διαδοκίδες και υποστυλώματα. Στην συνέχεια τα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη συγκρίνονται με τις αντοχές των αντίστοιχων διατομών. Εάν αστοχεί κάποιο μέλος, αυτό εμφανίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα και αναζητείται άλλη διατομή για αυτό από τους μελετητές. Παράλληλα, το πρόγραμμα υπολογίζει τις μετατοπίσεις των μελών και ελέγχονται τα βέλη κάμψης.

Το λογισμικό ETABS έχει την δυνατότητα σύνθεσης των συνδυασμών φορτίσεων και της εξαγωγής των μέγιστων και ελάχιστων τιμών για καμπτικές ροπές, διατμητικές και αξονικές δυνάμεις και έτσι ελέγχεται αυτόματα η ασφάλεια της κατασκευής για τα δυσμενέστερα δυνατά εντατικά μεγέθη.

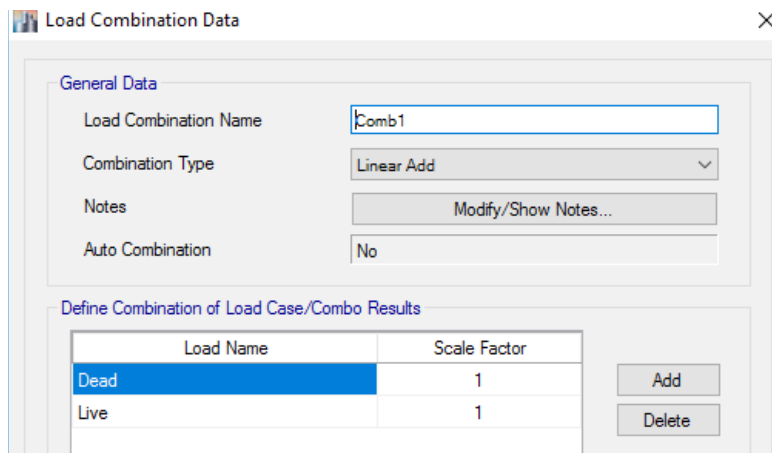
Το υπό μελέτη κτίριο αποτελείται από όμοια επαναλαμβανόμενα πλαίσια κατά x και κατά y. Συγκεκριμένα, έχουν τοποθετηθεί 9 πλαίσια κατά την διεύθυνση x (1 Έως 9) και 12 πλαίσια κατά την διεύθυνση y (Α έως Λ). Λόγω του μεγάλου πλήθους των πλαισίων, δεν είναι δυνατή η παρουσίαση των αποτελεσμάτων της ανάλυσης για κάθε πλαίσιο ξεχωριστά.

Για αυτό τον λόγο, στην παρουσίαση των αποτελεσμάτων της ανάλυσης παρατίθενται ενδεικτικά η παραμορφωμένη κατάσταση, οι καμπτικές ροπές και οι τέμνουσες δυνάμεις που αναπτύσσονται στην τρισδιάστατη προσομοίωση της κατασκευής. Σε περίπτωση αστοχίας κάποιας διατομής, αυτή αντικαθίσταται από άλλη και παρουσιάζεται η νέα διαμόρφωση του κτιρίου.

Παρατηρήθηκε ότι οι μέγιστες τιμές των ροπών κάμψης παρουσιάζονται στο πλαίσιο 5 κατά x και στο πλαίσιο F κατά y.

Συνδυασμός Φορτίσεων 1 (comb1)

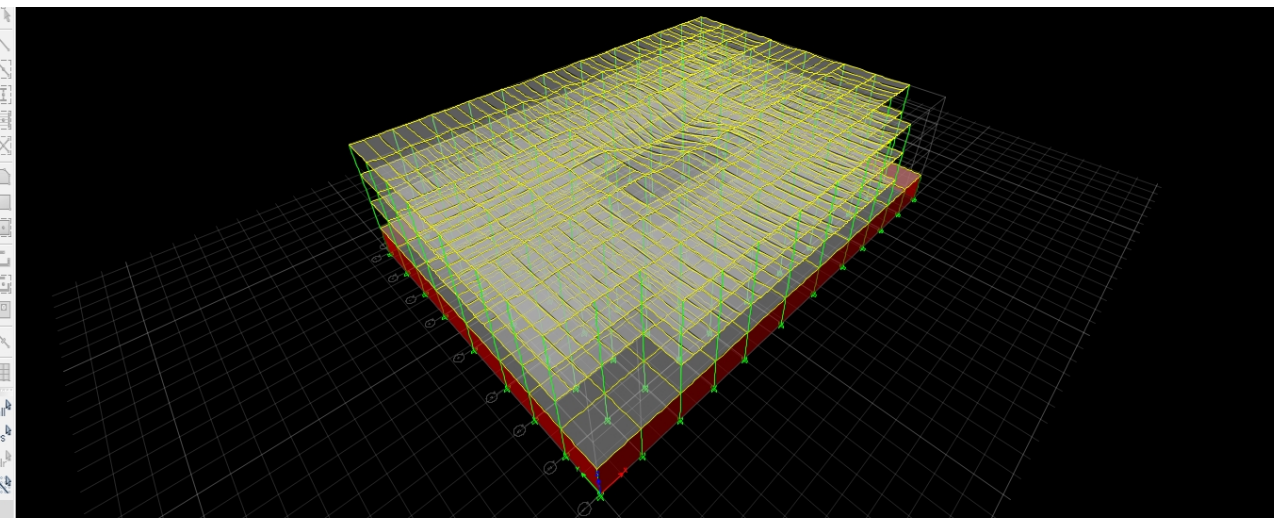
Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας



Load Name	Scale Factor
Dead	1
Live	1

Στοιχεία Συνδυασμού Φορτίσεων 1

Κατά τον έλεγχο σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, όπως αναμενόταν δεν αστόχησε καμία διατομή σε κάμψη και διάτμηση. Άλλωστε ο συνδυασμός φορτίσεων για ΟΚΛ γίνεται για να ελεγχθούν εάν τα βέλη κάμψης που σχηματίζονται λόγω του συνδυασμού είναι εντός των επιτρεπτών ορίων. Στο σχήμα που ακολουθεί παρουσιάζονται οι παραμορφώσεις του τρισδιάστατου προσομοιώματος της Λύσης Α για τον εν λόγω συνδυασμό.



Παραμορφώσεις φορέα για comb1

Οι οριακές τιμές για τα κατακόρυφα βέλη κάμψης σύμφωνα με το ENV1993-1-1/1992 Πιν. 4.1 είναι :

	δ_{\max}	δ_2
Βατές στέγες και πατώματα	L/250	L/300

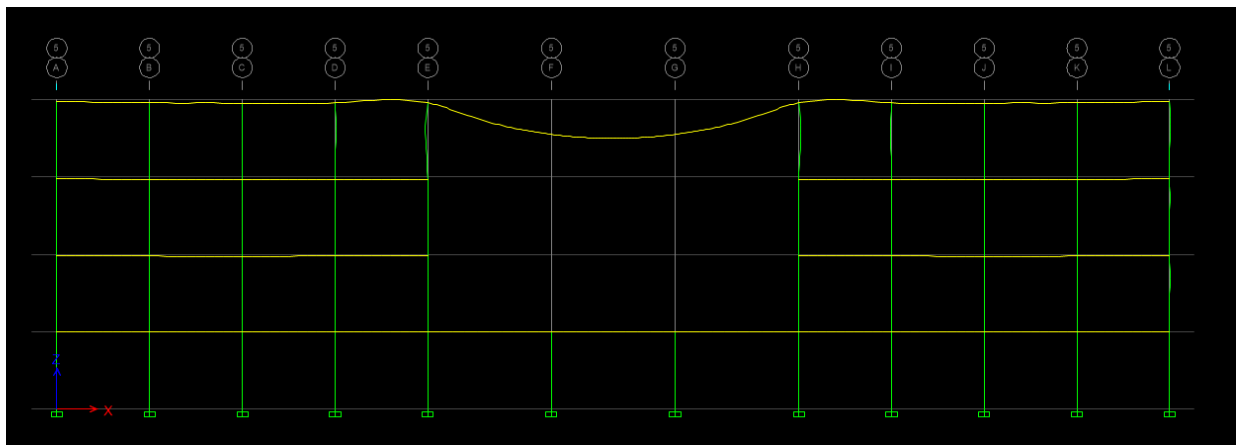
Όπου,

δ_{\max} μέγιστη παραμόρφωση, λαμβάνοντας υπόψη το αρνητικό βέλος

δ_2 παραμόρφωση λόγω μεταβλητών δράσεων

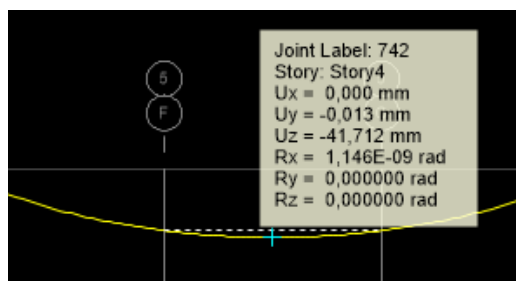
Παρατηρούμε ότι τα μέγιστα βέλη κάμψης, όσο για τα πλαίσια κατά x τόσο για τα πλαίσια κατά y , εμφανίζονται στην περιοχή του αιθρίου. Αποτέλεσμα αναμενόμενο, λαμβάνοντας υπ' όψιν ότι τα μεγαλύτερα ανοίγματα των ζυγμάτων βρίσκονται σε αυτή τη περιοχή.

Συγκεκριμένα, η μέγιστη παραμόρφωση σε πλαίσιο παράλληλο με τον άξονα x , εμφανίζεται στο πλαίσιο 5, όπου το άνοιγμα της κύριας δοκού είναι 24 μέτρα. Η μορφή της είναι όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Παραμόρφωση πλαισίου 5 για comb1

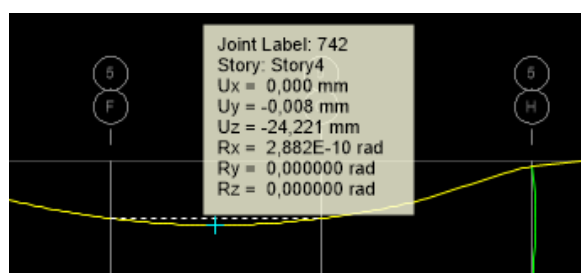
Ενώ οι τιμές των μετατοπίσεων που δίνονται μετά την επίλυση στο ETABS, στο σημείο που εμφανίζεται η μέγιστη κατακόρυφη μετατόπιση, είναι οι εξής :



Τιμές των μετατοπίσεων στο πλαίσιο 5 για comb1

Η μέγιστη κατακόρυφη βύθιση είναι $U_z = 41,417$ mm. Το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος κάμψης είναι $\delta_{max} = 24000$ mm / 250 = 96 mm. Συνεπώς το εμφανιζόμενο βέλος είναι εντός των επιτρεπτών ορίων.

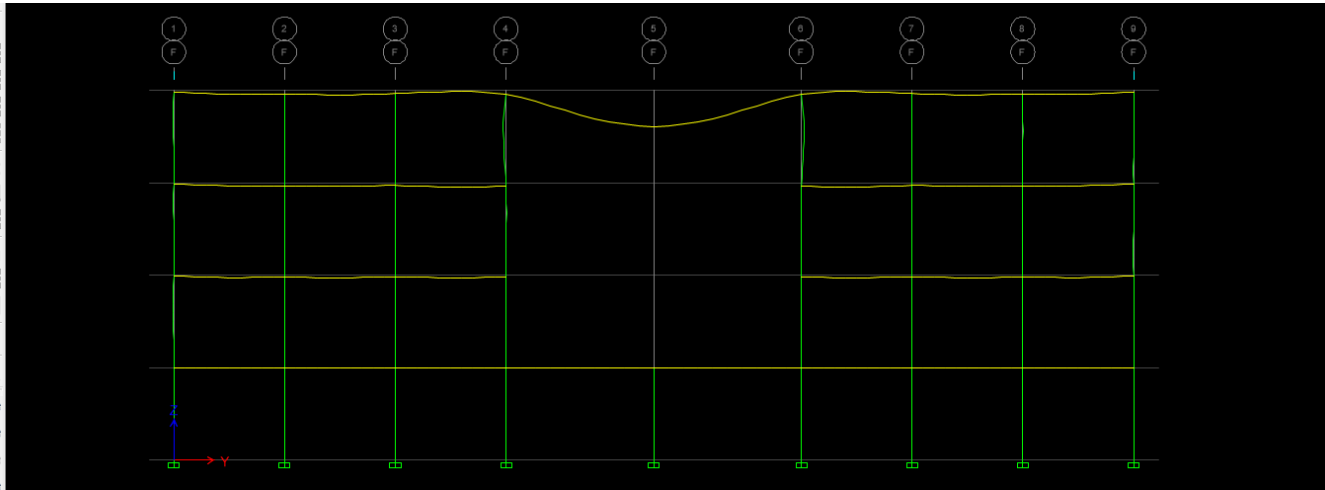
Η μέγιστη κατακόρυφη βύθιση για φόρτιση μόνο με το κινητό φορτίο Q προκύπτει $U_z = 24,22$ mm.



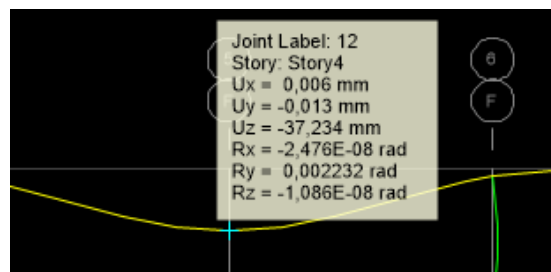
Τιμές μετατοπίσεων στο πλαίσιο 5 για τα κινητά φορτία

Το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος κάμψης σε αυτή την περίπτωση είναι $\delta_2 = 24000/300 = 80 \text{ mm}$. Συνεπώς το εμφανιζόμενο βέλος είναι εντός των επιτρεπτών ορίων.

Όσον αφορά τα πλαίσια που είναι παράλληλα με τον κύριο άξονα y της κατασκευής, τα μέγιστα βέλη κάμψης εμφανίζονται στο πλαίσιο F, στο μέσον της δοκού με άνοιγμα 16 μέτρα.

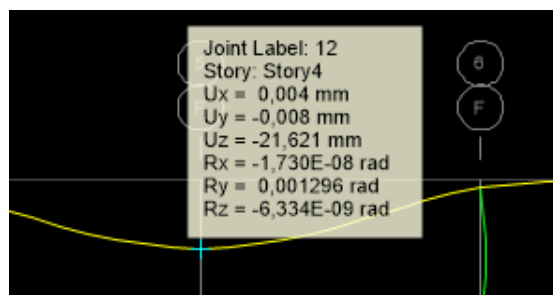


Παραμόρφωση πλαισίου F για comb1



Τιμές των μετατοπίσεων στο πλαίσιο F για comb1

Η μέγιστη κατακόρυφη βύθιση είναι $U_z = 37,234 \text{ mm}$. Το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος κάμψης είναι $\delta_{\max} = 16000 \text{ mm} / 250 = 64 \text{ mm}$. Συνεπώς το εμφανιζόμενο βέλος είναι εντός των επιτρεπτών ορίων.



Τιμές μετατοπίσεων στο πλαίσιο F για τα κινητά φορτία

Η μέγιστη κατακόρυφη βύθιση για φόρτιση μόνο με το κινητό φορτίο Q προκύπτει $U_z = 21,621$ mm. Το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος κάμψης σε αυτή την περίπτωση είναι $\delta_2 = 16000/300 = 53.33$ mm. Συνεπώς, το εμφανιζόμενο βέλος είναι εντός των επιτρεπτών ορίων.

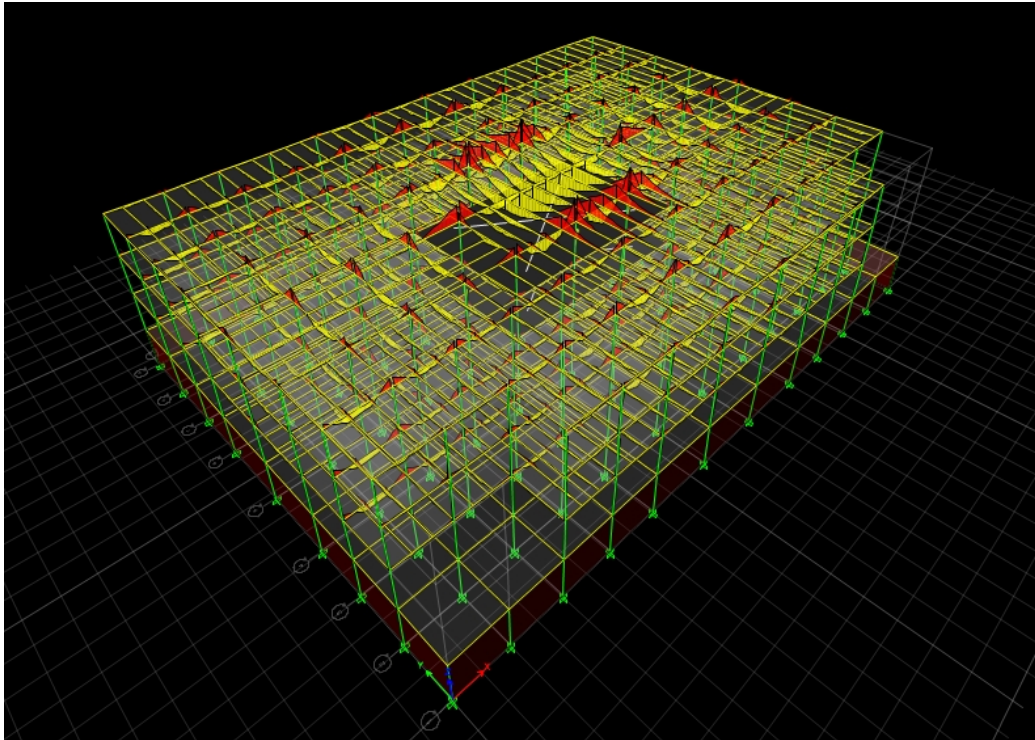
Συνδυασμός Φορτίσεων 2 (comb2)

Συνδυασμός για οριακή κατάσταση αστοχίας χωρίς σεισμό

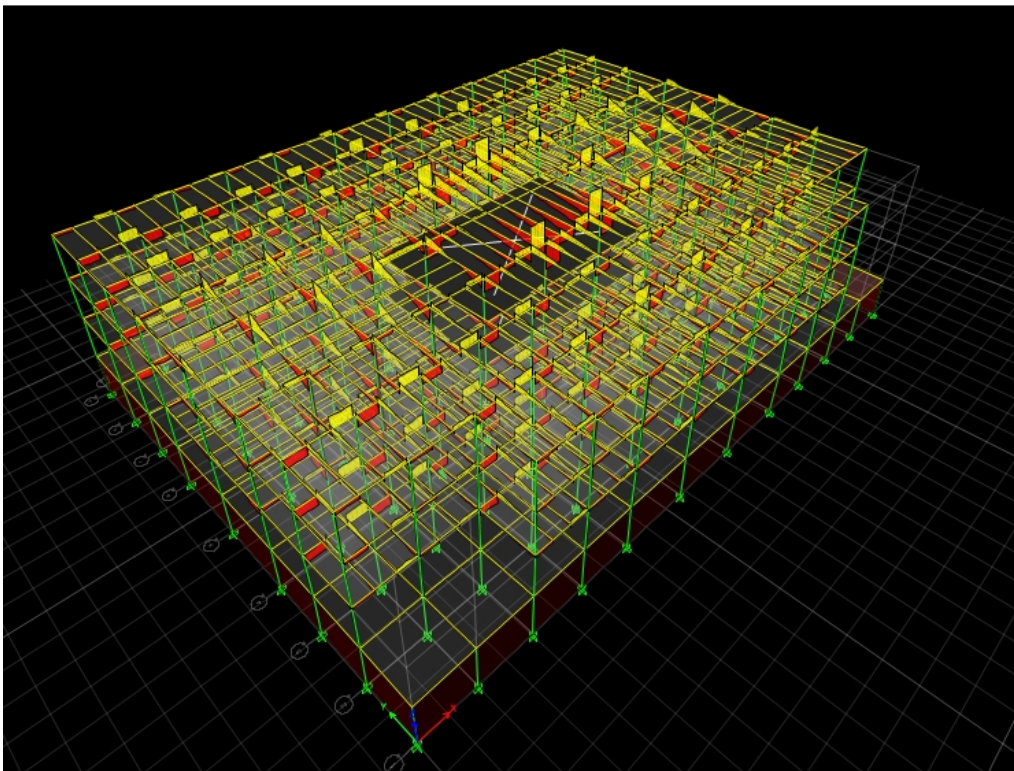
Load Name	Scale Factor
Dead	1,35
Live	1,5

Στοιχεία Συνδυασμού Φορτίσεων 2

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας, θα ελέγξουμε εάν οι διατομές που έχουν προεπιλεχθεί για τα μέλη του φορέα αστοχούν σε κάμψη και διάτμηση. Οι καμπτικές ροπές και οι τέμνουσες δυνάμεις που αναπτύσσονται στο τρισδιάστατο προσομοίωμα της κατασκευής στο ETABS, για τον συνδυασμό φόρτισης 2, παρουσιάζονται στις παρακάτω εικόνες.



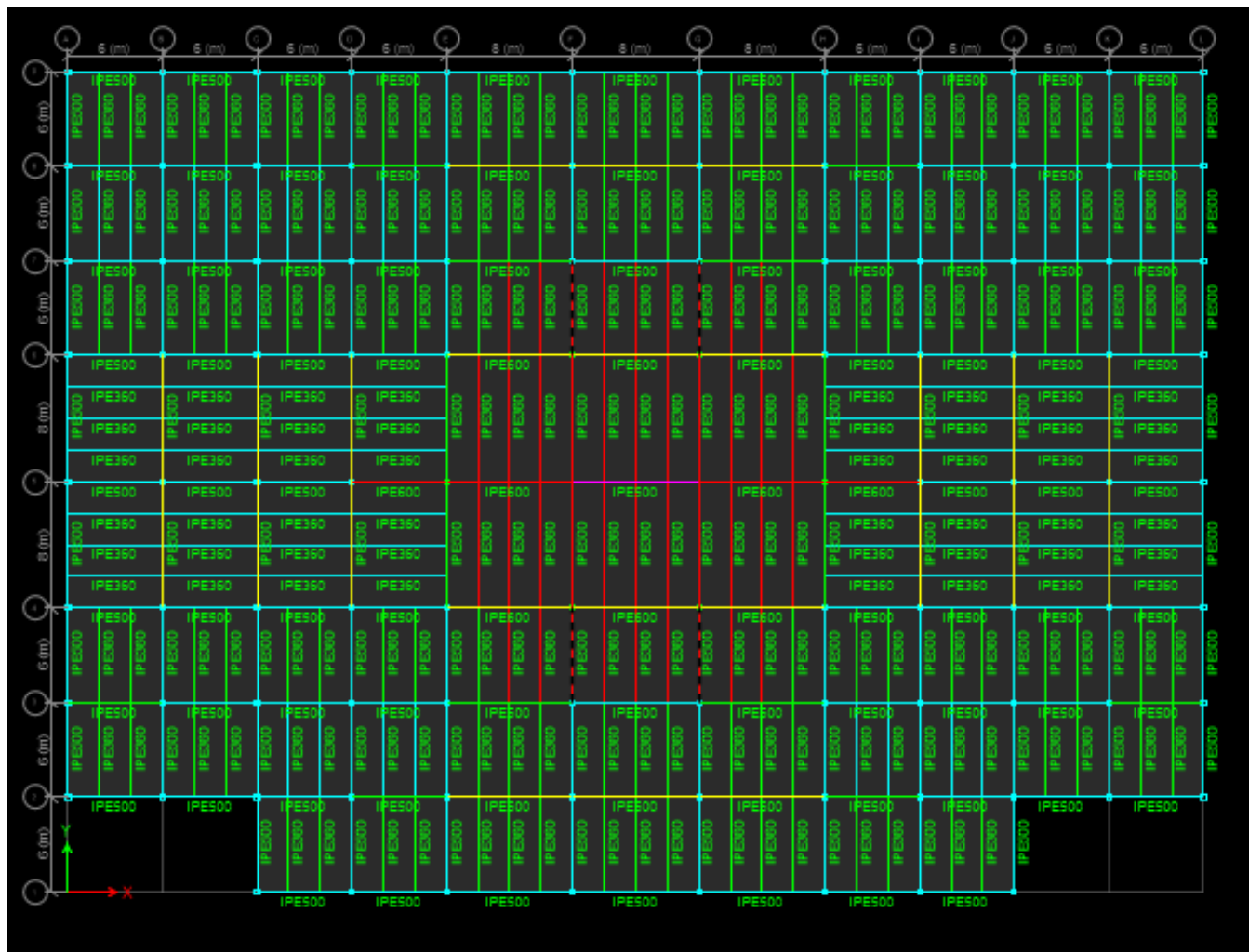
Καμπτικές ροπές για comb2



Τέμνουσες δυνάμεις για comb2

Κατά την επίλυση της κατασκευής για τον συνδυασμό φορτίσεων 2, στις στάθμες 1,2 και 3 της κατασκευής δεν παρατηρείται καμία αστοχία διατομής δοκών, διαδοκίδων και υποστυλωμάτων.

Ενώ στη στάθμη 4, η οποία είναι και η οροφή της κατασκευής όπου η σπή καλύπτεται, παρατηρείται η ύπαρξη μιας προβληματικής περιοχής πέριξ του αιθρίου. Στην εν λόγω περιοχή η κατασκευή αναπτύσσει τις μέγιστες καμπτικές ροπές και αστοχούν διάφορες δοκοί και διαδοκίδες, όπως παρουσιάζεται αναλυτικά στην κάτοψη που παρατίθεται.



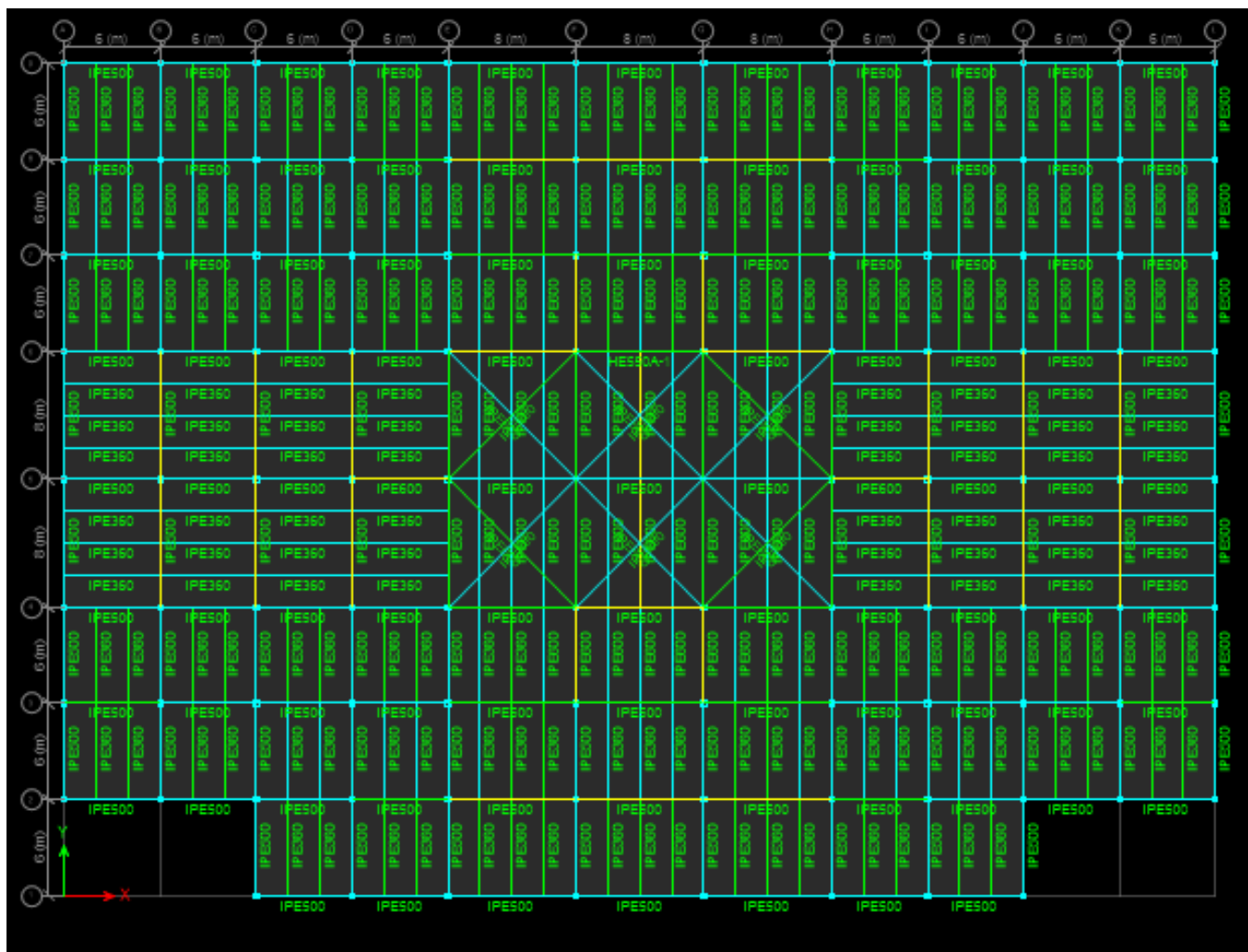
Αστοχία μελών για comb2

Στις δοκούς και στις διαδοκίδες που έχουν κόκκινο χρώμα αναπτύχθηκε καμπτική ροπή μεγαλύτερη από την καμπτική τους αντοχή με αποτέλεσμα να αστοχήσουν.

Η ανεπάρκεια των συγκεκριμένων μελών να αναλάβουν τα φορτία του συνδυασμού comb2, προκάλεσε την ανάγκη εύρεσης μιας άλλης εναλλακτικής. Συγκεκριμένα, αλλάχθηκαν διατομές σε δοκούς και διαδοκίδες και τοποθετήθηκαν οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Η κατασκευή αναλύθηκε εκ νέου με την καινούρια της διάταξη.

Συγκεκριμένα, όλες οι κύριες και δευτερεύουσες δοκοί που αστόχησαν αντικαταστάθηκαν με διατομές IPE 600. Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι διατομής IPE 600.

Η νέα διαμόρφωση της στάθμης 4 της κατασκευής παρουσιάζεται παρακάτω.

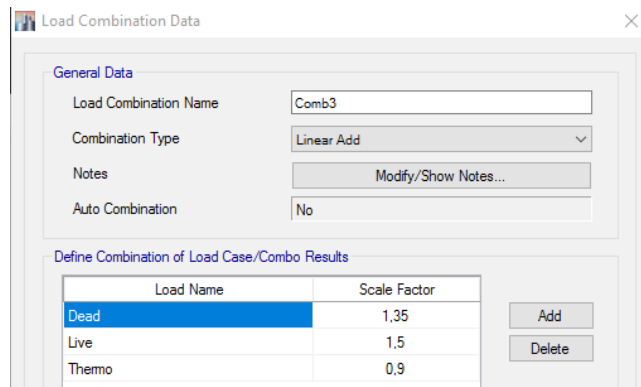


Παρατηρούμε ότι η νέα διαμόρφωση της κάτοψης οροφής επαρκεί για την εφαρμοζόμενη φόρτιση.

Να σημειωθεί ότι η ανάλυση που θα ακολουθήσει στην συνέχεια θα γίνει για την παραπάνω διάταξη.

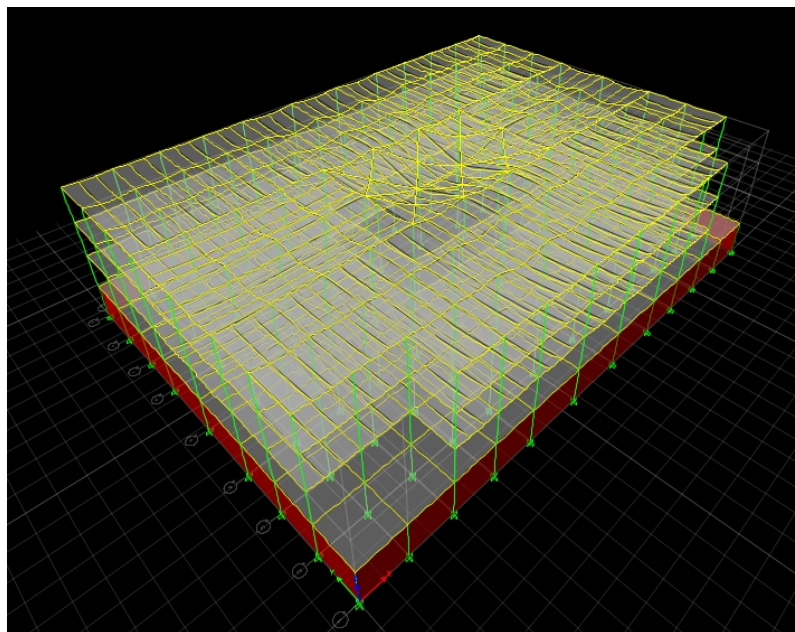
Συνδυασμός Φορτίσεων 3 (comb3)

Συνδυασμός σε οριακή κατάσταση αστοχίας, λαμβάνοντας υπόψη την επίδραση της θερμοκρασιακής μεταβολής.

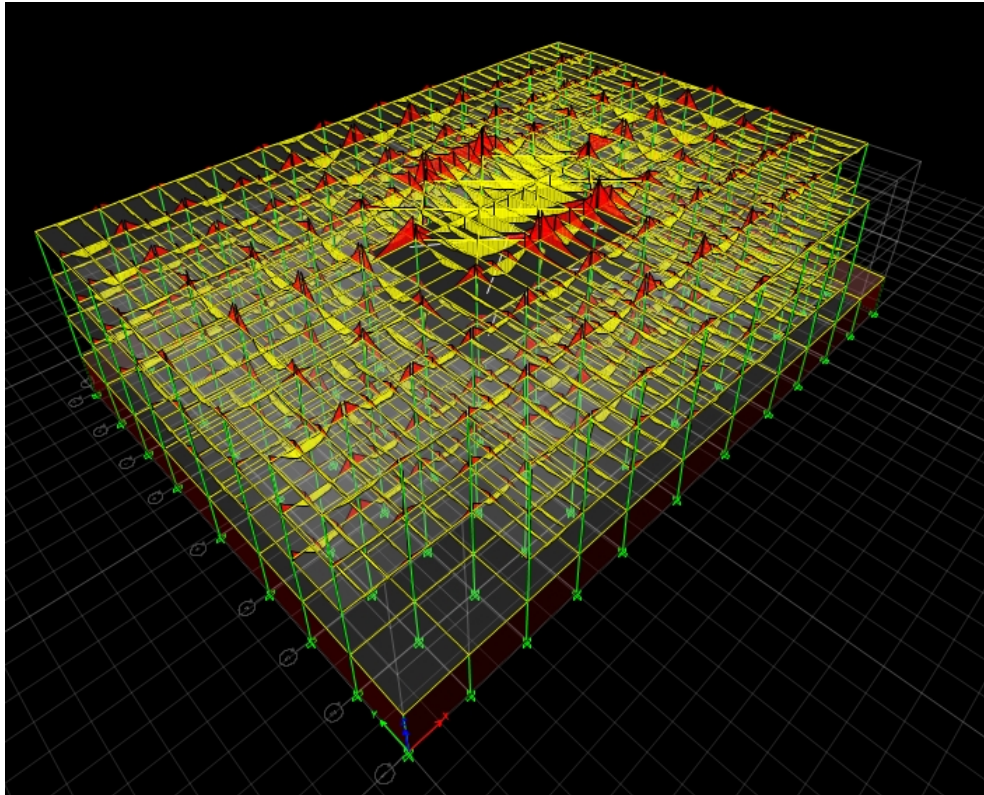


Στοιχεία Συνδυασμού Φορτίσεων 3

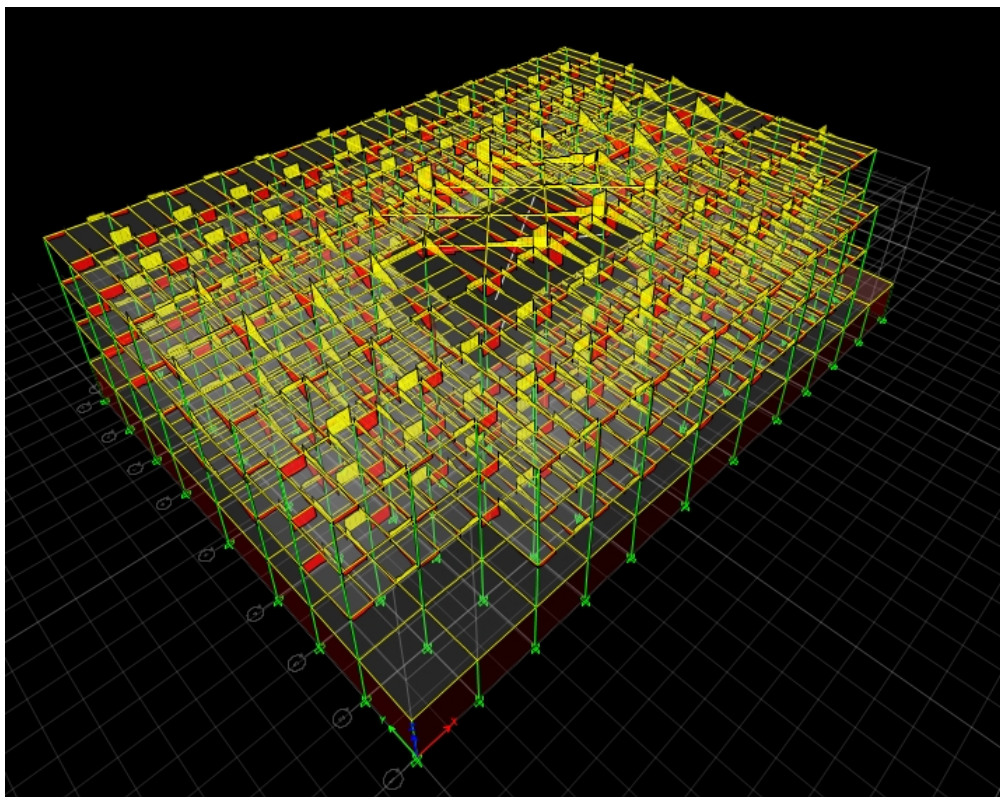
Στην συνέχεια παρουσιάζονται η παραμορφωμένη κατάσταση του τρισδιάστατου προσομοιώματος, καθώς και οι καμπτικές ροπές και οι τέμνουσες δυνάμεις που αναπτύσσονται.



Παραμορφώσεις για comb3



Καμπτικές ροπές για comb3



Τέμνουσες Δυνάμεις για comb3

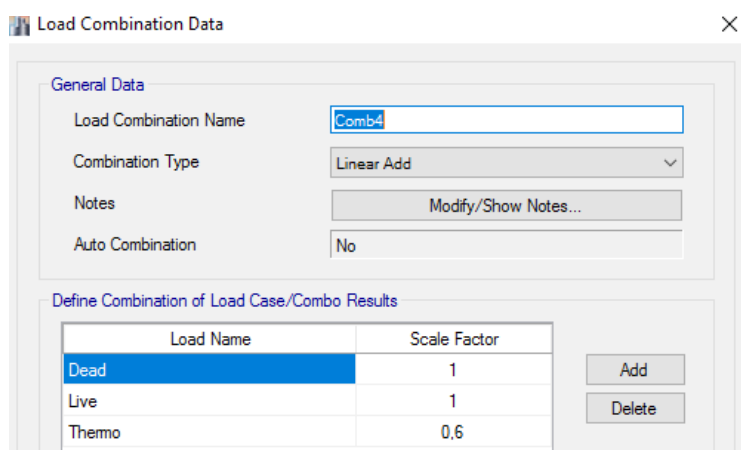
Όπως ήταν αναμενόμενο, οι μέγιστες τιμές των καμπτικών ροπών αναπτύσσονται στα πλαίσια της περιοχής του αιθρίου. Μάλιστα οι τιμές των μέγιστων καμπτικών ροπών είναι μεγαλύτερες από αυτές που εμφανίζονται για τον συνδυασμό φόρτισης 2.

Όμως κατά την ανάλυση του συνδυασμού φορτίσεων 2 είχαν αστοχήσει κάποιες διαδοκίδες και δοκοί της οροφής, οι οποίες στη συνέχεια αντικαταστάθηκαν με μεγαλύτερες διατομές. Επιπλέον ενισχύθηκε η περιοχή του αιθρίου με οριζοντίους συνδέσμους δυσκαψίας.

Αυτή η διάταξη της κατασκευής επαρκεί για τον συνδυασμό φορτίσεων 3.

Συνδυασμός Φορτίσεων 4(comb 4)

Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας λαμβάνοντας υπ' όψιν την θερμοκρασιακή μεταβολή.



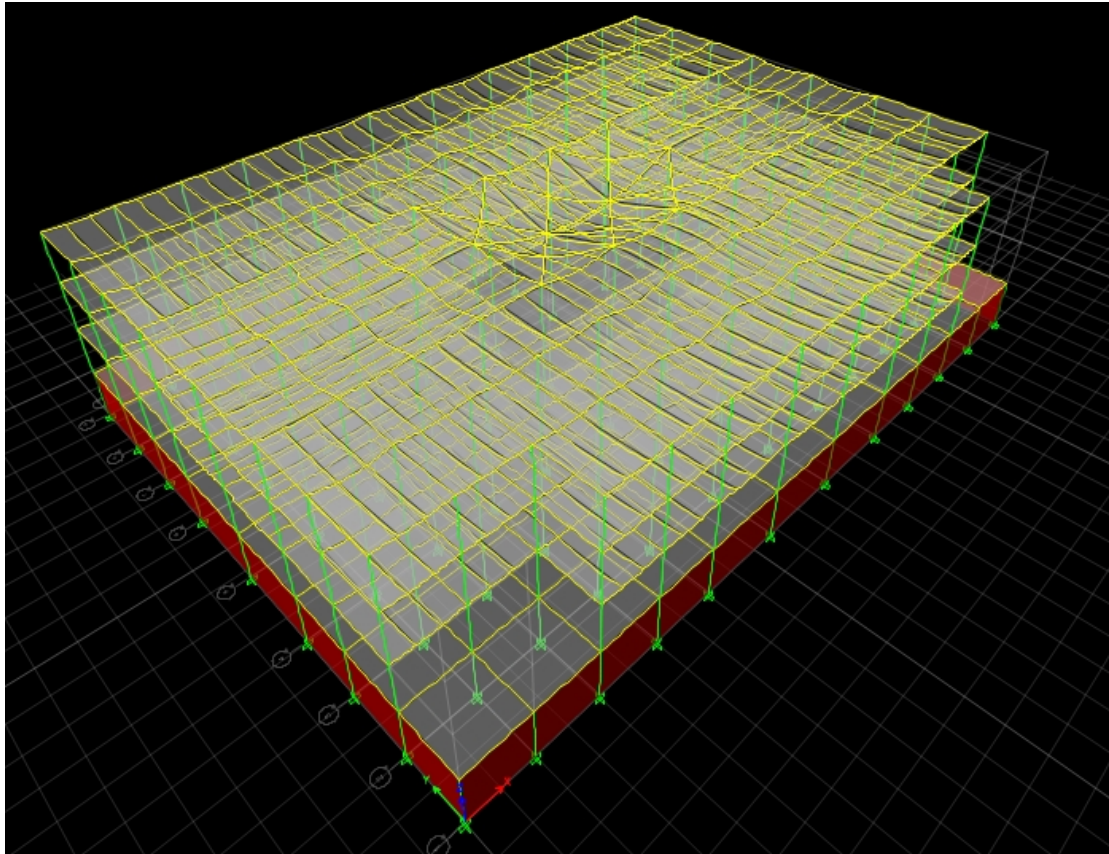
Load Name	Scale Factor
Dead	1
Live	1
Thermo	0,6

Στοιχεία Συνδυασμού Φορτίσεων 4

Όπως και στην περίπτωση του συνδυασμού φορτίσεων 1, το μέγιστο βέλος κάμψης σε πλαίσιο παράλληλο με τον άξονα x, εμφανίζεται στο πλαίσιο 5, όπου το μεγαλύτερο άνοιγμα είναι 24 μέτρα.

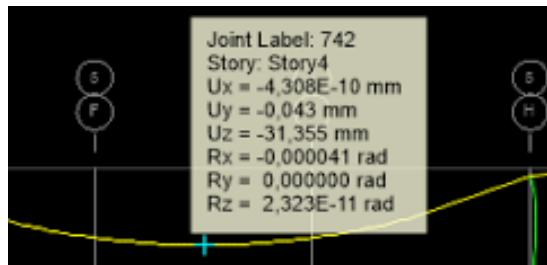
Το μέγιστο βέλος κάμψης σε πλαίσιο παράλληλο με τον άξονα y, εμφανίζεται στο πλαίσιο 5, όπου το μεγαλύτερο άνοιγμα είναι 24 μέτρα.

Παρακάτω παρουσιάζεται η παραμορφωμένη κατάσταση όλου του φορέα και γίνεται έλεγχος των μέγιστων βελών κάμψης.



Παραμορφώσεις για comb4

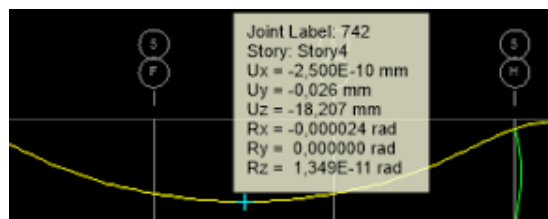
Πλαίσιο 5 κατά x



Μετατοπίσεις πλαισίου 5 για comb4

Η μέγιστη κατακόρυφη βύθιση εμφανίζεται στο μέσον της δοκού ανοίγματος 24 μέτρων και είναι $U_z = 31,36$ mm. Το μέγιστο επιτρεπτό βέλος είναι $\delta_{max} = 24000/250 = 96$ mm.

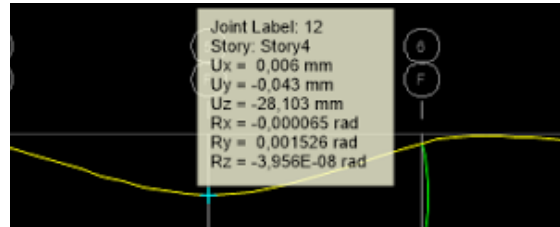
Το βέλος κάμψης που εμφανίζεται στην ίδια θέση του πλαισίου 5, υπό την επίδραση μόνο των κινητών φορτίων και της θερμοκρασιακής μεταβολής είναι $U_z = 18,21$ mm.



Μετατοπίσεις πλαισίου 5 για κινητά φορτία και θερμοκρασιακή μεταβολή

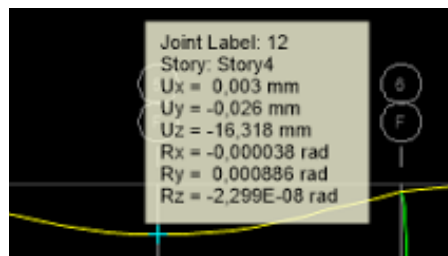
Το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος σε αυτή την περίπτωση είναι $\delta_2 = 24000/300 = 80\text{mm}$. Συνεπώς και στις δυο περιπτώσεις η εμφανιζόμενη βύθιση είναι εντός των ορίων.

Πλαίσιο F κατά y



Μετατοπίσεις πλαισίου F για comb4

Η μέγιστη κατακόρυφη βύθιση εμφανίζεται στο μέσον της δοκού ανοίγματος 16 μέτρων και είναι $U_z = 28,1\text{ mm}$. Το μέγιστο επιτρεπτό βέλος είναι $\delta_{\max} = 16000/250 = 64\text{ mm}$.

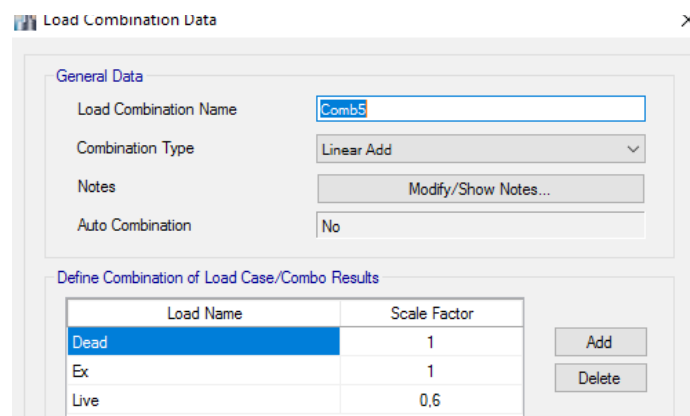


Μετατοπίσεις πλαισίου F για κινητά φορτία και θερμοκρασιακή μεταβολή

Το βέλος κάμψης που εμφανίζεται στην ίδια θέση του πλαισίου, υπό την επίδραση μόνο των κινητών φορτίων και της θερμοκρασιακής μεταβολής είναι $U_z = 18,21\text{ mm}$. Το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος σε αυτή την περίπτωση είναι $\delta_2 = 16000/300 = 53,33\text{ mm}$.

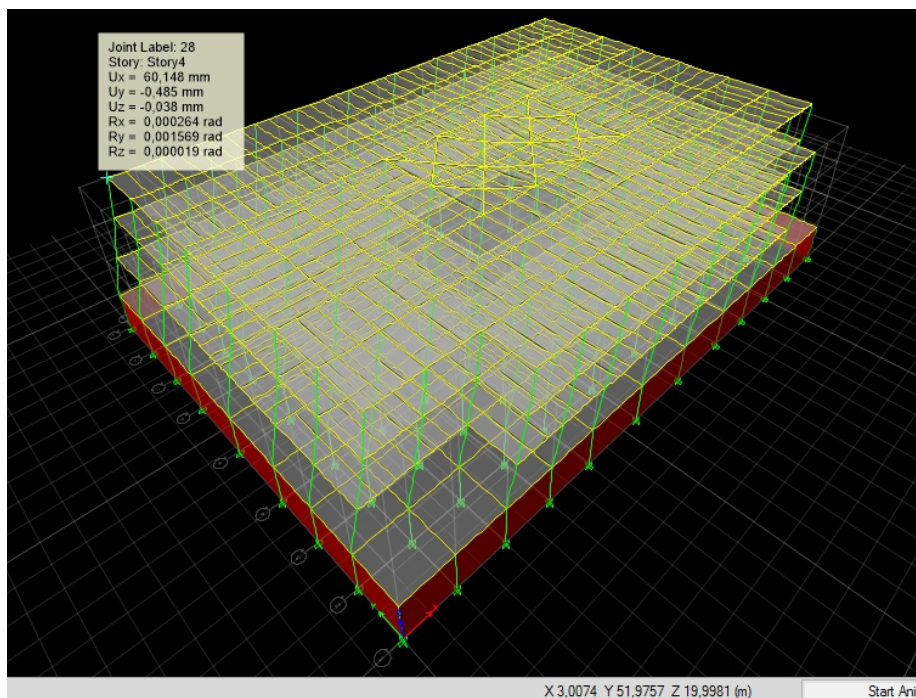
Συνδυασμός Φορτίσεων 5 (comb5)

Σεισμικός συνδυασμός φόρτισης με επίδραση σεισμού κατά την διεύθυνση x της κατασκευής. Στον συνδυασμό συμπεριλαμβάνονται τα μόνιμα φορτία επί συντελεστή 1,00 και τα κινητά φορτία επί συντελεστή 0,6.



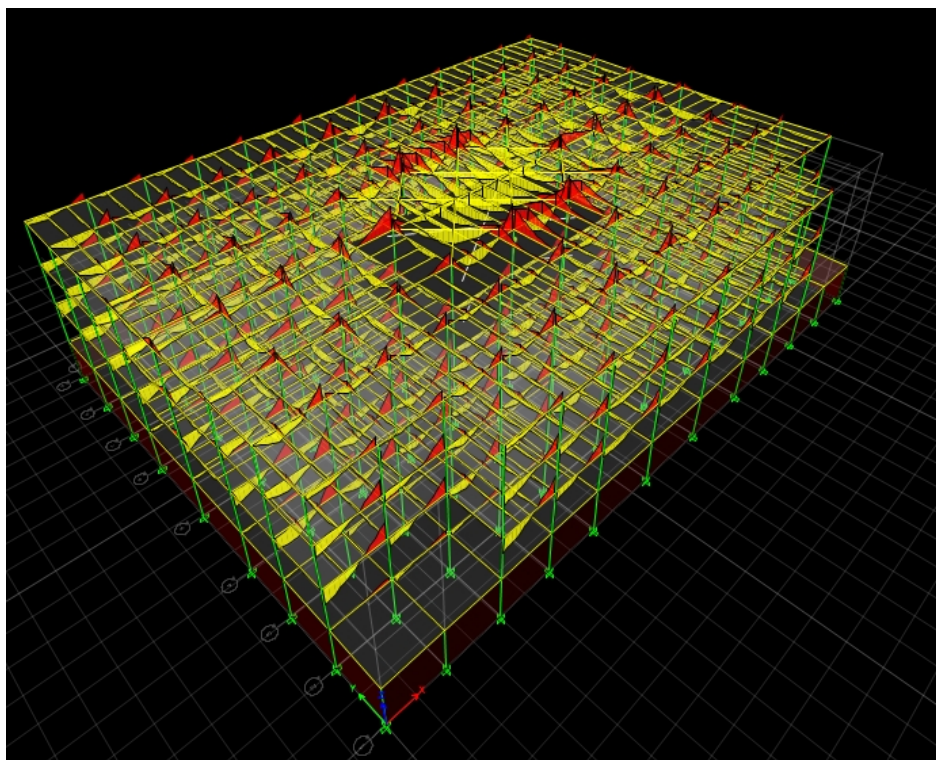
Στοιχεία συνδυασμού φορτίσεων 5

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της ανάλυσης για τον συνδυασμό φορτίσεων 5, κανένα μέλος δεν αστοχεί. Οι ροπές και οι τέμνουσες που αναπτύσσονται καθώς και η παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα παρουσιάζονται παρακάτω.

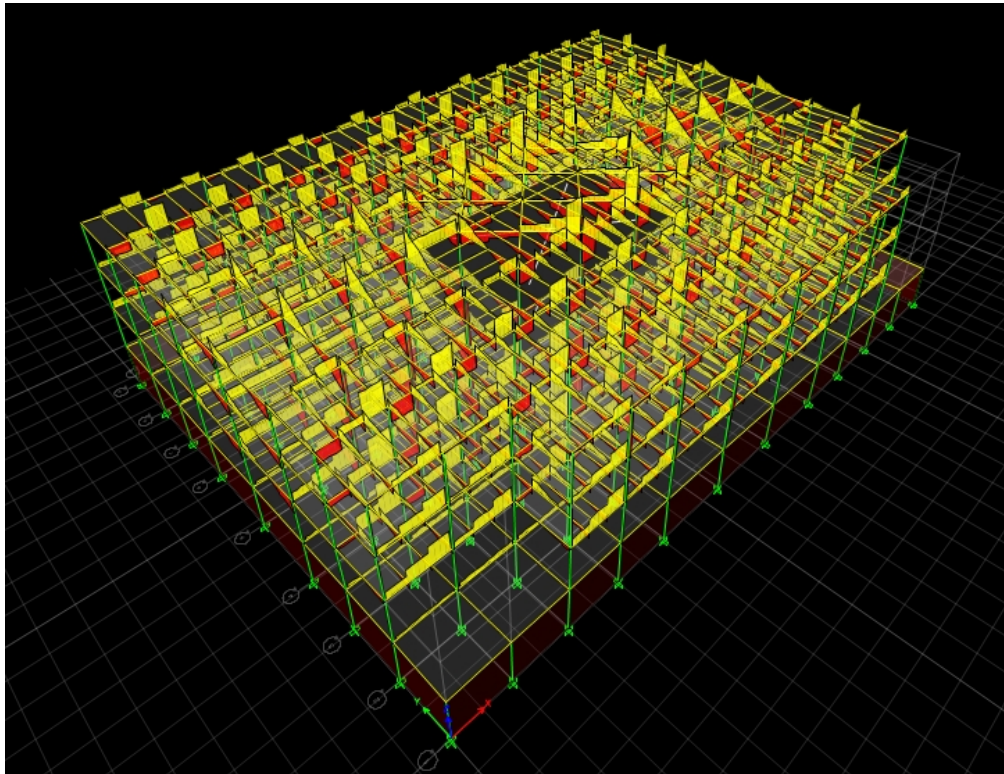


Παραμορφώσεις για comb5

Σημειώνεται ότι η οριζόντια μετατόπιση της στέγης κατά την διεύθυνση x είναι $U_x=60,14$ mm.



Καμπτικές ροπές για comb5



Τέμνουσες δυνάμεις για comb5

Όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις, οι μέγιστες τιμές των καμπτικών ροπών εμφανίζονται στα πλαίσια της περιοχής του αιθρίου. Δεν παρατηρείται αστοχία ούτε σε κάμψη ούτε σε διάτμηση.

Συνδυασμός Φορτίσεων 6 (comb6)

Σεισμικός συνδυασμός φόρτισης με επίδραση σεισμού κατά την διεύθυνση y της κατασκευής. Στον συνδυασμό συμπεριλαμβάνονται τα μόνιμα φορτία επί συντελεστή 1,00 και κινητά φορτία επί συντελεστή 0,6.

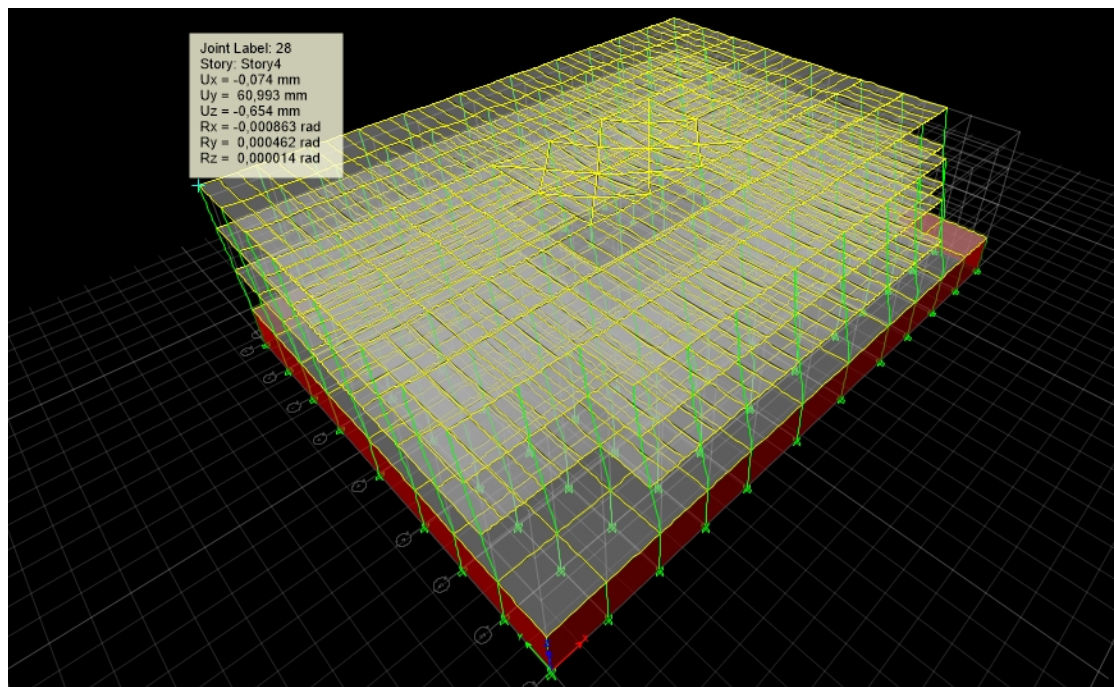
Load Name	Scale Factor
Dead	1
Ey	1
Live	0,6

Στοιχεία συνδυασμού φορτίσεων 6

Ο συνδυασμός φορτίσεων 6 έχει τα ίδια στοιχεία ανάλυσης με τον προηγούμενο συνδυασμό, με μόνη διαφορά την διεύθυνση της σεισμικής δύναμης. Σε αυτή την περίπτωση η σεισμική δύναμη είναι κατά y.

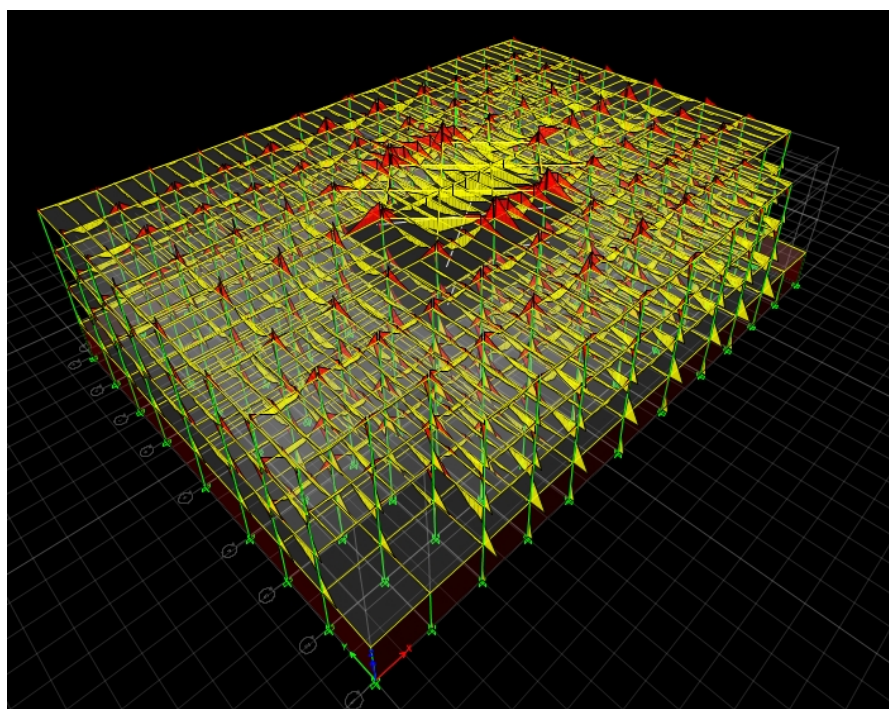
Παρακάτω παρουσιάζονται η παραμορφωμένη κατάσταση του τρισδιάστατου προσομοιώματος της κατασκευής, καθώς και οι εμφανιζόμενες καμπτικές ροπές και τέμνουσες δυνάμεις.

Κατά τον έλεγχο για τον εν λόγω συνδυασμό δεν αστόχησε καμία διατομή.

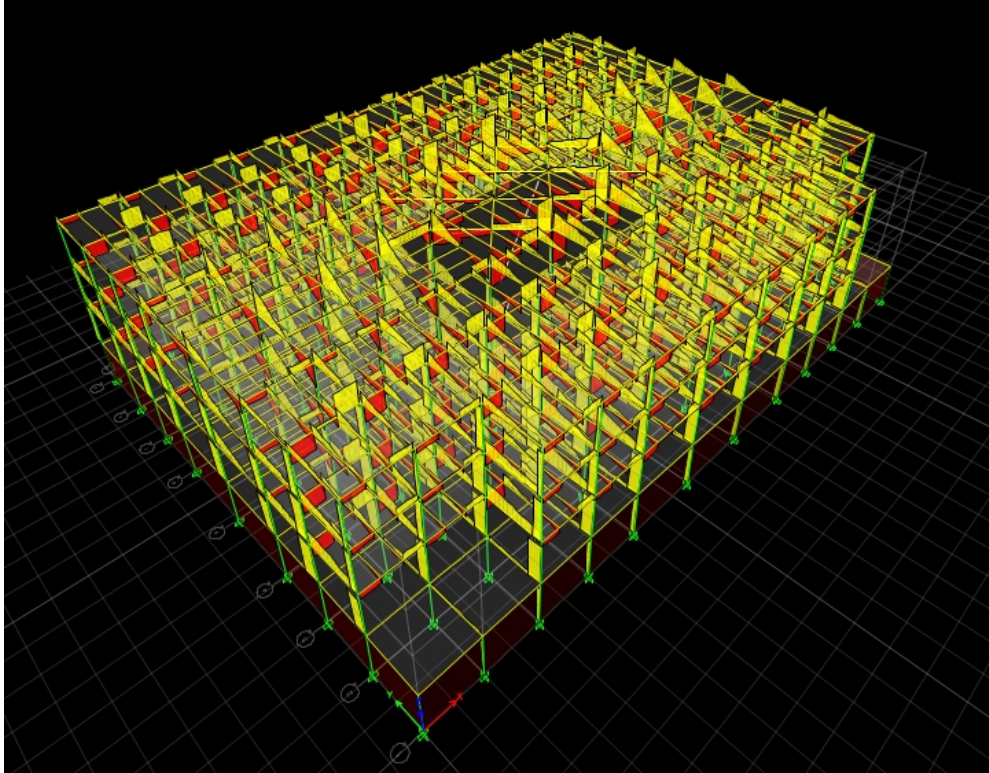


Παραμορφώσεις για comb6

Σημειώνεται ότι η οριζόντια μετατόπιση της στάθμης 4 κατά τον άξονα y είναι $U_y=60.993$ mm.



Καμπτικές ροπές για comb6



Τέμνουσες δυνάμεις για comb6

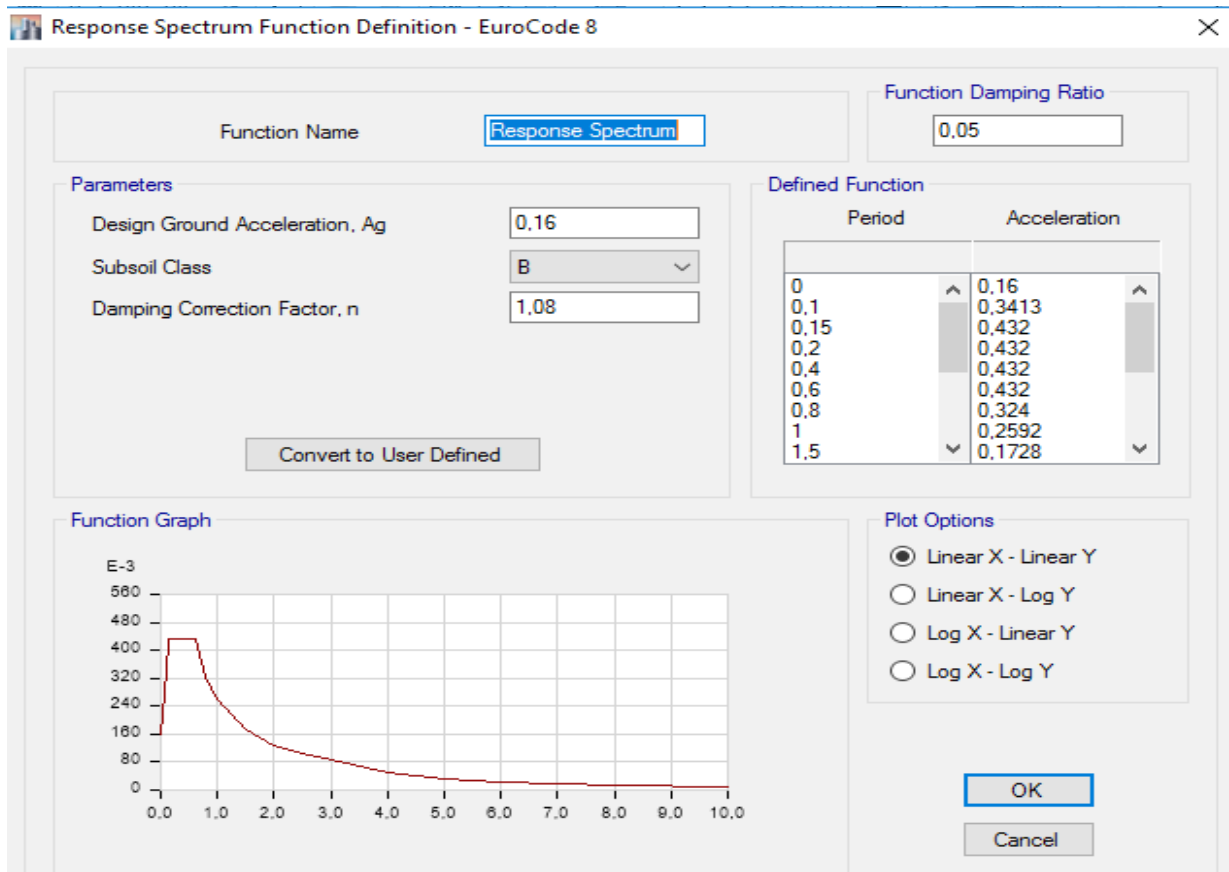
Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, τα σεισμικά αποτελέσματα και τα αποτελέσματα των άλλων δράσεων που περιλαμβάνονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού μπορούν να υπολογιστούν με βάση την γραμμική-ελαστική συμπεριφορά του φορέα.

Όπως έχει αναφερθεί στο προηγούμενο κεφάλαιο, ο τρόπος γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης που εφαρμόστηκε στην περίπτωση του υπό μελέτη κτιρίου είναι η ιδιομορφική ανάλυση του φάσματος απόκρισης. Η ανάλυση έγινε για 9 ιδιομορφές ταλάντωσης της κατασκευής, αφού στον κάθε όροφο αντιστοιχούν 3 βαθμοί ελευθερίας (μετατόπιση κατά x , μετατόπιση κατά y και στροφή).

Να σημειωθεί λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας τους, οι πλάκες δεν υπόκεινται σε κατακόρυφες ταλαντώσεις.

Κατά την ανάλυση εφαρμόστηκε το ίδιο φάσμα απόκρισης και για τις δυο διευθύνσεις του σεισμού, κατά x και y .



Στοιχεία φάσματος απόκρισης

Παράμετροι σεισμικής ανάλυσης κατά EC-8:

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I (Επιτάχυνση $A = 0,16 \text{ g}$)

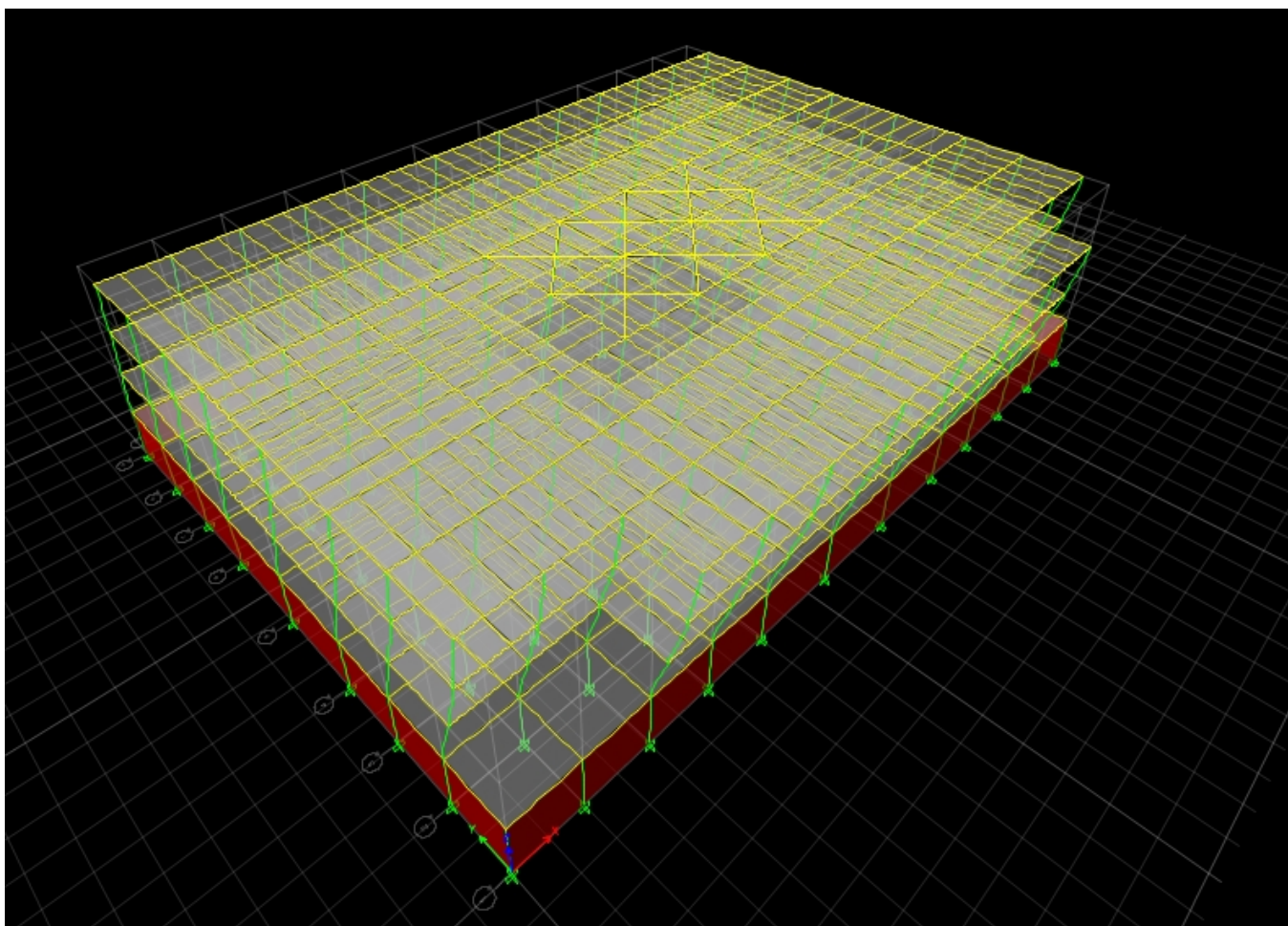
Κατηγορία εδάφους B

Κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια), $\gamma = 1,00$

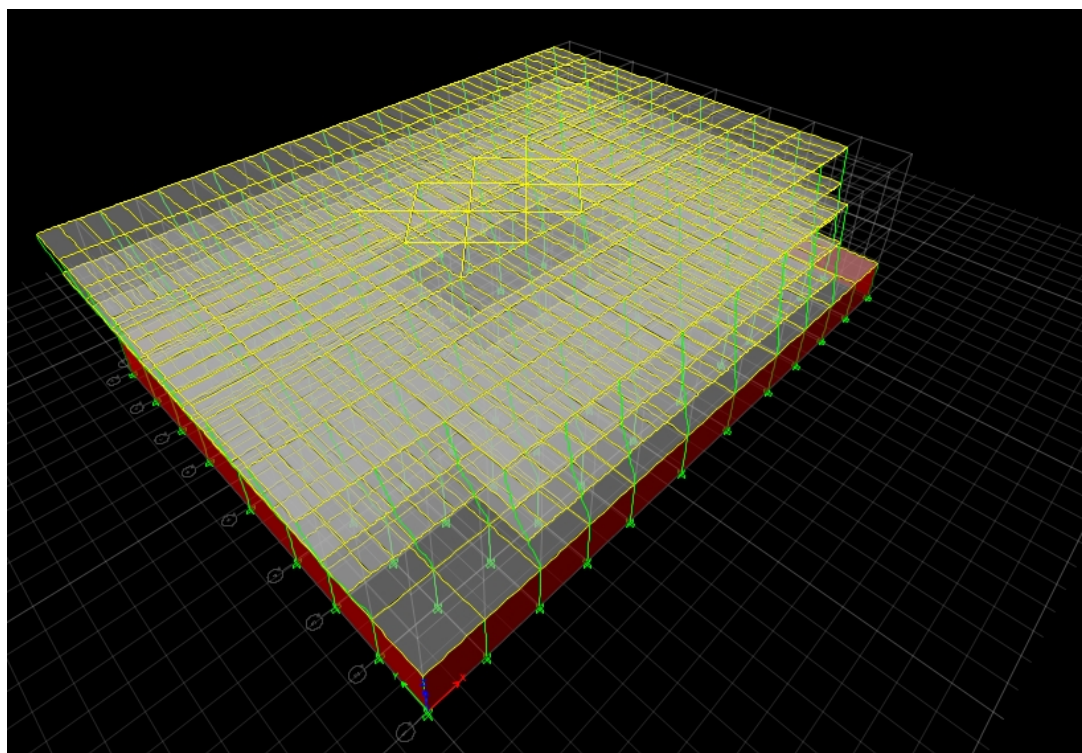
Συντελεστής συμπεριφοράς $q = 1,5$

Απόσβεση Μεταλλικής κατασκευής με κοχλιώσεις $\zeta=4\%$. Άρα $\eta = \sqrt{7/(\zeta+2)} = 1,08$

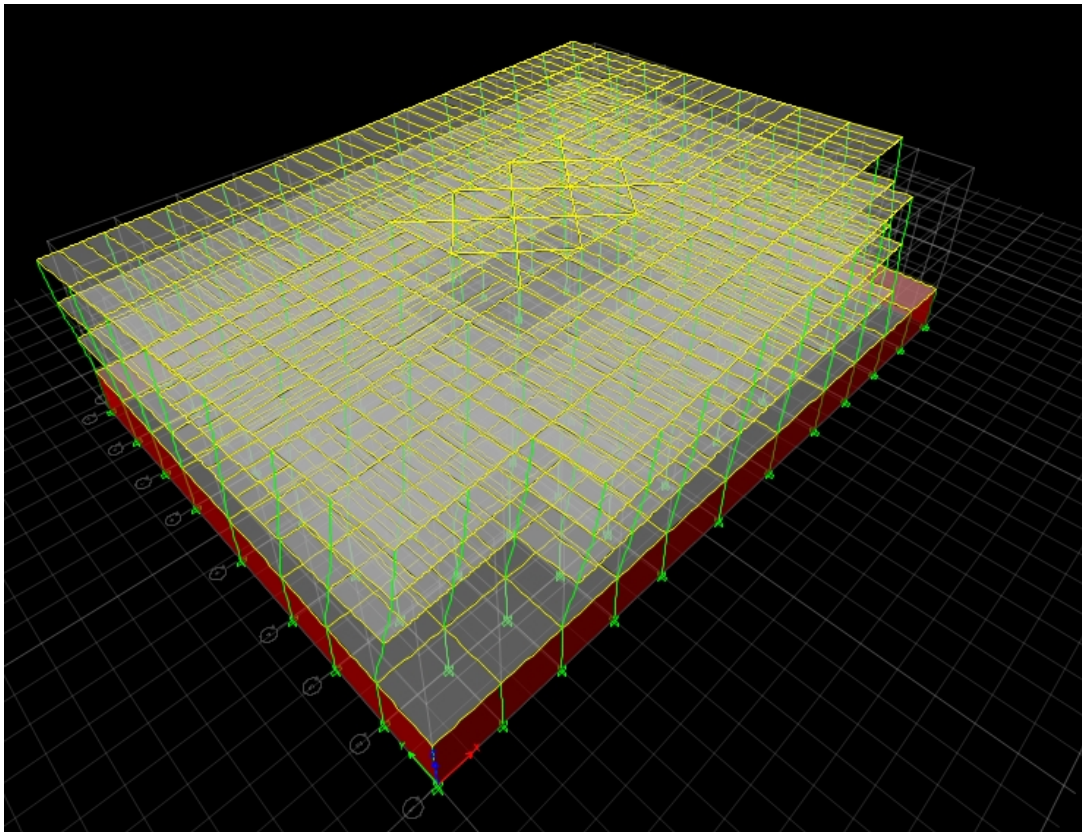
Στην συνέχεια παρουσιάζονται ενδεικτικά οι τρεις πρώτες ιδιομορφές ταλάντωσης της κατασκευής.



1η ιδιομορφή ταλάντωσης, Λύση A



2η ιδιομορφή ταλάντωσης, Λύση A



3η ιδιομορφή ταλάντωσης, Λύση A

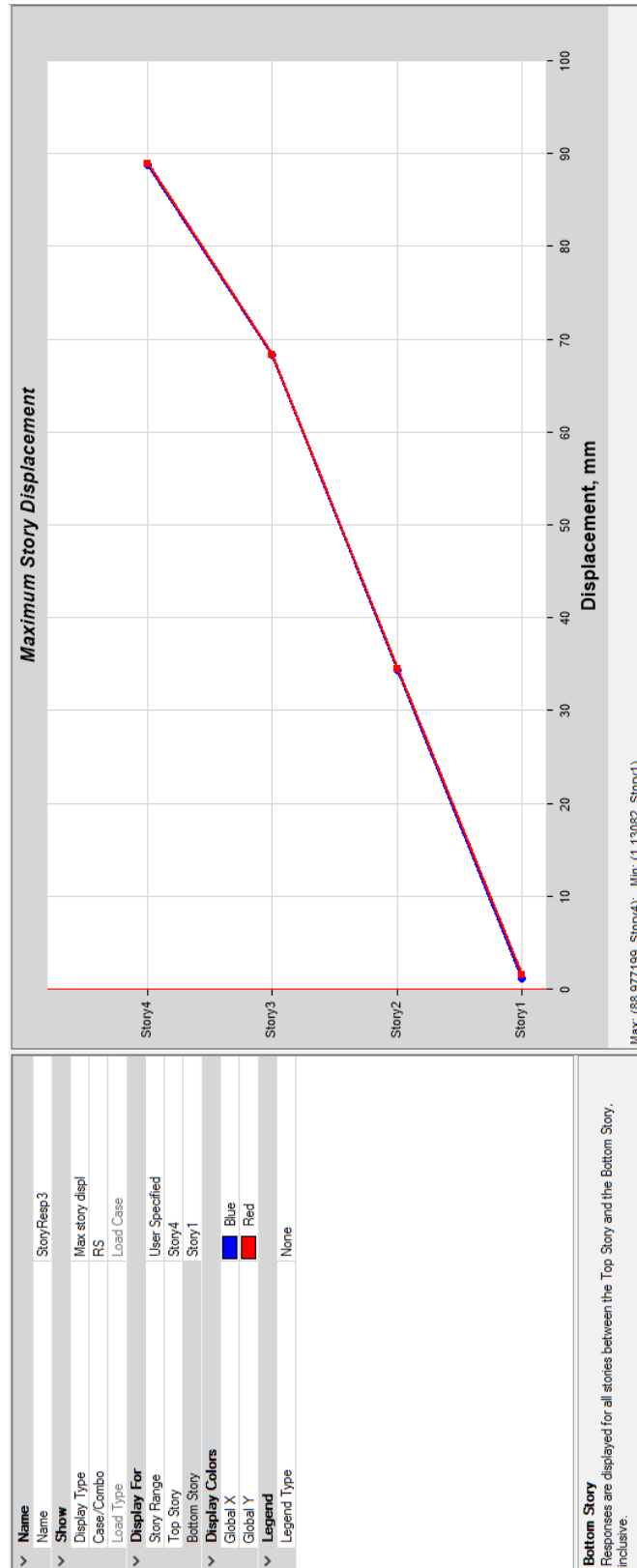
Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης, Λύση A

Η ιδιοπερίοδος (T), η ιδιοσυχνότητα (f) και η κυκλική συχνότητα (ω) της περίπτωσης Λύσης A για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης, είναι:

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency
Modal	1	1,099	0,91	5,7194
Modal	2	1,086	0,921	5,7877
Modal	3	0,97	1,031	6,479
Modal	4	0,355	2,817	17,7016
Modal	5	0,352	2,843	17,8634
Modal	6	0,319	3,131	19,6732
Modal	7	0,219	4,563	28,6702
Modal	8	0,218	4,581	28,7812
Modal	9	0,201	4,979	31,284

Στο διάγραμμα της επόμενης σελίδας παρουσιάζονται οι μετατοπίσεις των ορόφων της Λύσης Α για το φάσμα απόκρισης που εφαρμόστηκε κατά x και κατά y.

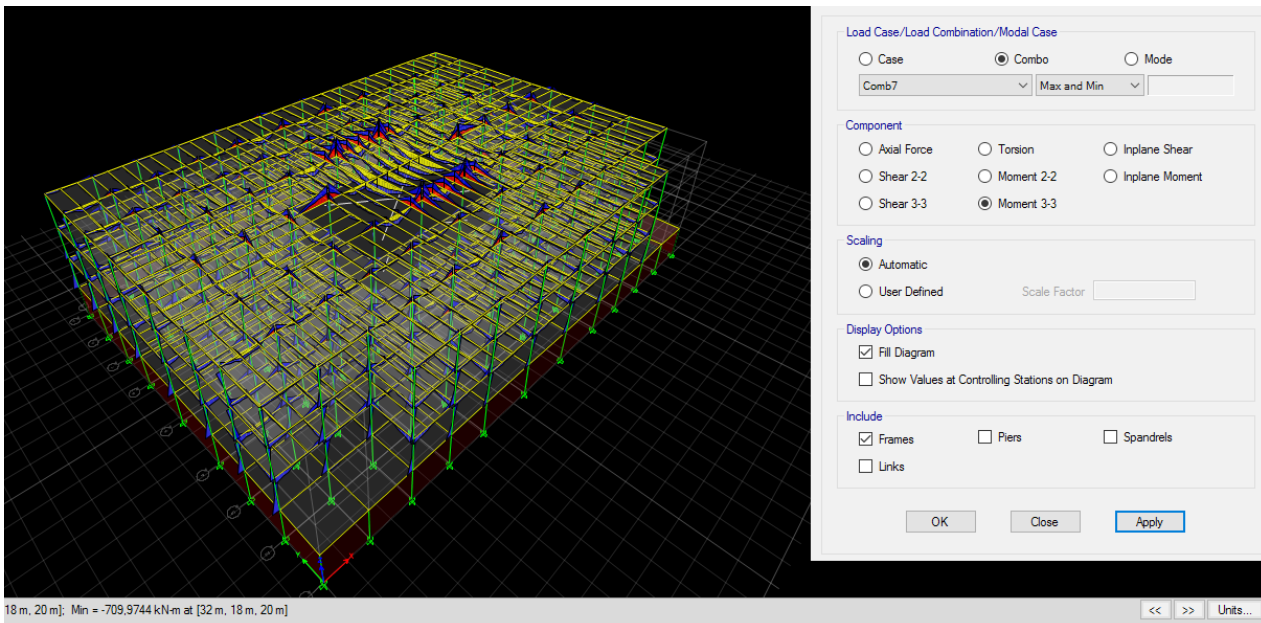
Η μέγιστη μετατόπιση της στάθμης 4 είναι 88,98 mm και ως προς τις δυο διευθύνσεις.



Σύνθεση μέγιστων εντατικών μεγεθών σε μια "φόρτιση"

Αφού εξετάστηκαν οι έξι συνδυασμοί φορτίσεων και έγιναν οι απαιτούμενες αλλαγές στην κατασκευή, ορίστηκαν οι τελικές διατομές που θα τοποθετηθούν. Στην συνέχεια χρησιμοποιήθηκε η δυνατότητα του προγράμματος να ελέγξει όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων που εφαρμόστηκαν στην κατασκευή και να ανιχνεύσει τις μέγιστες και τις ελάχιστες τιμές των εντατικών μεγεθών που προκαλούνται. Στην συνέχεια έγινε η σύνθεση των μέγιστων και ελαχίστων τιμών των εντατικών μεγεθών σε μια "φόρτιση" και ελέγχθηκε η ασφάλεια της κατασκευής.

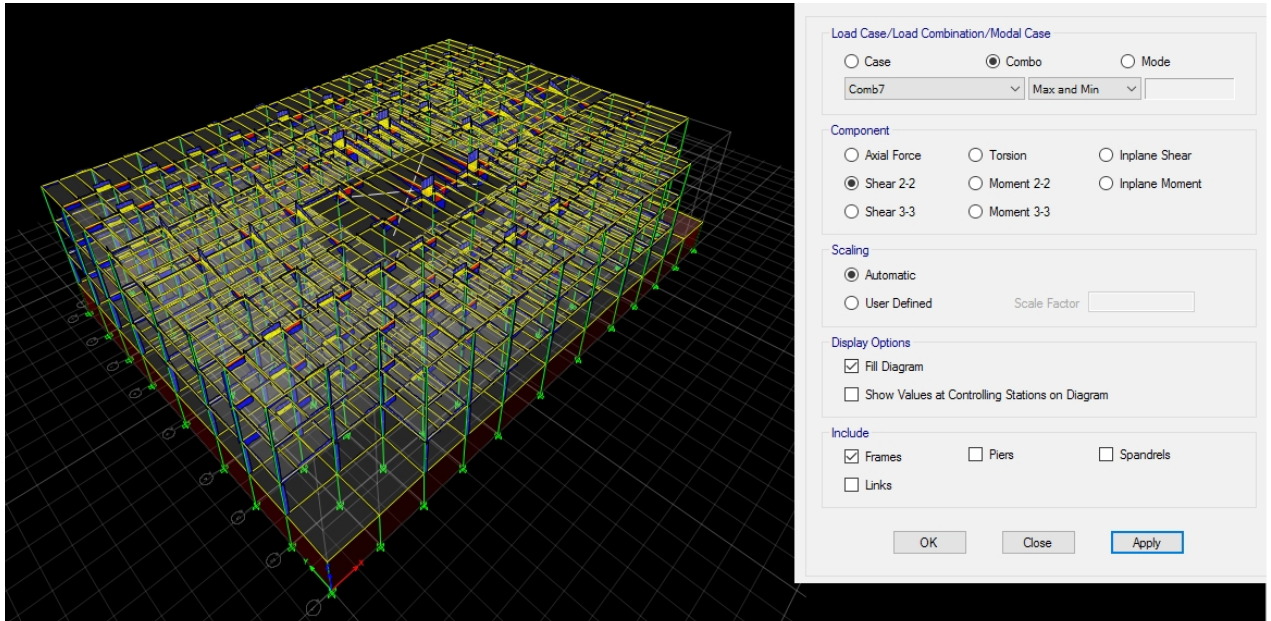
Τα διαγράμματα καμπτικών ροπών και τεμνουσών δυνάμεων της σύνθεσης παρουσιάζονται παρακάτω.



Μέγιστες και ελάχιστες τιμές καμπτικών ροπών για όλους τους συνδυασμούς

Καμία διατομή κανενός μέλους δεν αστόχησε σε κάμψη κατά την εφαρμογή της σύνθεσης των φορτίσεων.

Συνεπώς, οι διατομές που επιλέχθηκαν για τους κύριους φορείς της κατασκευής μας αναλαμβάνουν με ασφάλεια τις δυσμενέστερες τιμές των αναπτυσσόμενων καμπτικών ροπών.



Μέγιστες και ελάχιστες τιμές τεμνουσών δυνάμεων για όλους τους συνδυασμούς

Καμία διατομή δεν αστοχεί σε διάτμηση κατά την εφαρμογή της σύνθεσης των φορτίσεων.

Συνεπώς, οι διατομές που επιλέχθηκαν για τους κύριους φορείς της κατασκευής μας αναλαμβάνουν με ασφάλεια τις δυσμενέστερες τιμές των αναπτυσσόμενων τεμνουσών.

Αφού ελέγχθηκε η ασφάλεια της κατασκευής, ακολουθεί η παρουσίαση των διατομών που χρησιμοποιήθηκαν και ο υπολογισμός της απαιτούμενης δαπάνης.

4.2.2 Διαστασιολόγηση Μελών

Αφού εφαρμόστηκαν όλοι οι συνδυασμοί φορτίσεων, ελέγχθηκε η επάρκεια των διατομών που είχαν προεπιλεγεί για τα μέλη της κατασκευής και έγιναν οι απαιτούμενες αλλαγές. Οι διατομές που χρησιμοποιούνται για την Λύση A είναι:

Υποστυλώματα

Section Dimensions	
Total Depth	280 mm
Total Width	280 mm
Flange Thickness	20 mm
Web Thickness	20 mm
Corner Radius	0 mm

Όλα τα υποστυλώματα της Λύσης A της κατασκευής είναι SHS 280x280x20.

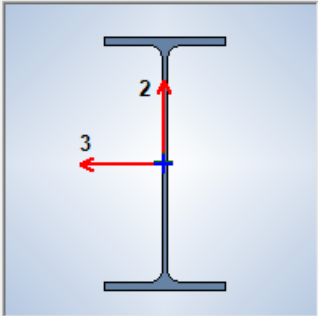
Κύριες Δοκοί

Section Dimensions	
Total Depth	500 mm
Top Flange Width	200 mm
Top Flange Thickness	16 mm
Web Thickness	10.2 mm
Bottom Flange Width	200 mm
Bottom Flange Thickness	16 mm
Fillet Radius	21 mm

Όλες οι κύριες δοκοί της Λύσης Α είναι IPE500, εκτός από τις δοκούς που αστόχησαν στην στάθμη 4, οι οποίες αντικαταστάθηκαν με IPE600.

Δευτερεύουσες δοκοί

General Data	
Property Name	IPE360
Material	S235_no weighth
Display Color	Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Steel I/Wide Flange
Section Property Source	
Source: Euro	Convert To User Defined
Section Dimensions	
Total Depth	360 mm
Top Flange Width	170 mm
Top Flange Thickness	12,7 mm
Web Thickness	8 mm
Bottom Flange Width	170 mm
Bottom Flange Thickness	12,7 mm
Fillet Radius	18 mm



Property Modifiers

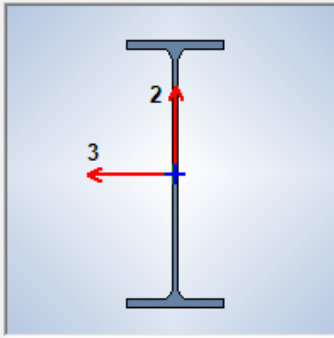
Modify/Show Modifiers...
Currently Default

OK

Όλες οι δευτερεύουσες δοκοί της Λύσης Α είναι IPE360, εκτός από τις δοκούς που αστόχησαν στην στάθμη 4, οι οποίες αντικαταστάθηκαν με IPE600.

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής IPE600

General Data	
Property Name	IPE600
Material	S235_no weighth
Display Color	Change...
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Steel I/Wide Flange
Section Property Source	
Source: Euro	Convert To User Defined
Section Dimensions	
Total Depth	600 mm
Top Flange Width	220 mm
Top Flange Thickness	19 mm
Web Thickness	12 mm
Bottom Flange Width	220 mm
Bottom Flange Thickness	19 mm
Fillet Radius	24 mm



Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

OK

Στον συνδυασμό φόρτισης 2, έχουν αναφερθεί ποιες δοκοί και διαδοκίδες αστόχησαν και αντικαταστάθηκαν με IPE600.

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας που τοποθετήθηκαν για την ενίσχυση της περιοχής του αιθρίου στην στάθμη 4 είναι διατομής IPE600.

4.2.3 Κόστος Μεταλλικού Σκελετού

ΛΥΣΗ Α						
	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΒΑΡΟΣ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ (kg/m ³)	ΜΗΚΟΣ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ (m)	ΠΛΗΘΟΣ ΟΜΟΙΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ	ΕΜΒΑΔΟΝ (m ²)	Βάρος (Kg)
1	SHS 280x20	7.850,00	5,00	342	0,0208	279.208,80
2	IPE 360					
2.1	L=6,00m	7.850,00	6,00	284	0,01428	191.014,99
2.2	L=8,00m	7.850,00	8,00	27	0,01428	24.213,17
3	IPE 500					
3.1	L=6,00m	7.850,00	6,00	384	0,01975	357.206,40
3.2	L=8,00m	7.850,00	8,00	109	0,01975	135.192,70
4	IPE 600					
4.1	L=6,00m	7.850,00	6,00	43	0,02265	45.873,05
4.2	L=8,00m	7.850,00	8,00	11	0,02265	15.646,62
4.3	L=11,31m	7.850,00	11,31	12	0,02265	24.131,36
	ΣΥΝΟΛΟ					1.072.487,08

Για την διαμόρφωση του μεταλλικού σκελετού της κατασκευής της Λύσης Α απαιτούνται συνολικά 1.072.487,08kgr δομικού χάλυβα.

4.3 Λύση Β

Σε αυτή τη περίπτωση όλα τα υποστυλώματα είναι μορφής διπλού ταυ, με τον ισχυρό τους άξονα να ενεργοποιείται στην διεύθυνση y της κατασκευής. Κατά την διεύθυνση x έχουν τοποθετηθεί κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων είναι συνδέσεις ροπή. Έτσι επιτυγχάνεται η ανάπτυξη πλαισιακής λειτουργίας και ως προς τις δυο διευθύνσεις του κτιρίου.

4.2.1 Αποτελέσματα στατικής και δυναμικής ανάλυσης

Κατά την μελέτη του κτιρίου, λαμβάνοντας υπόψη τα φορτία προμελετήθηκαν διατομές για κάθε στοιχείο του φορέα. Συγκεκριμένα στην Λύση Β χρησιμοποιήθηκαν οι εξής διατομές:

Στοιχείο	Διατομή
Δευτερεύουσα δοκός	IPE 360
Κύρια δοκός	IPE 500
Υποστύλωμα	HEA 600
Χιαστί	SHS 200x200x16

Τοποθετήθηκαν οι προεπιλεγμένες διατομές στην προσομοίωση που σχεδιάστηκε στο λογισμικό και ελέγχθηκε η επάρκεια τους για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων, όπως ακριβώς έγινε και για την Λύση Α.

Υπενθυμίζεται ότι κατά τον έλεγχο του συνδυασμού φορτίσεων 2 (ΟΚΑ χωρίς σεισμό) για την Λύση Α του κτιρίου, είχε παρατηρηθεί η ύπαρξη μιας προβληματικής περιοχής στην στάθμη 4 στην περιοχή του αιθρίου. Αρκετές διαδοκίδες και δοκοί είχαν αστοχήσει και είχαν αντικατασταθεί. Επιπλέον, η επικάλυψη του ανοίγματος του αιθρίου είχε ενισχυθεί με οριζόντιους χιαστί συνδέσμους στην στάθμη 4.

Ο έλεγχος της Λύσης Β της κατασκευής για τους συνδυασμούς φορτίσεων, έγινε για την νέα διαμόρφωση της στάθμης 4. Στην εν λόγω περιοχή, οι δοκοί και οι διαδοκίδες που αστόχησαν αντικαταστάθηκαν με διατομές IPE600. Για τα μέλη των χιαστί συνδέσμων χρησιμοποιήθηκαν διατομές IPE600.

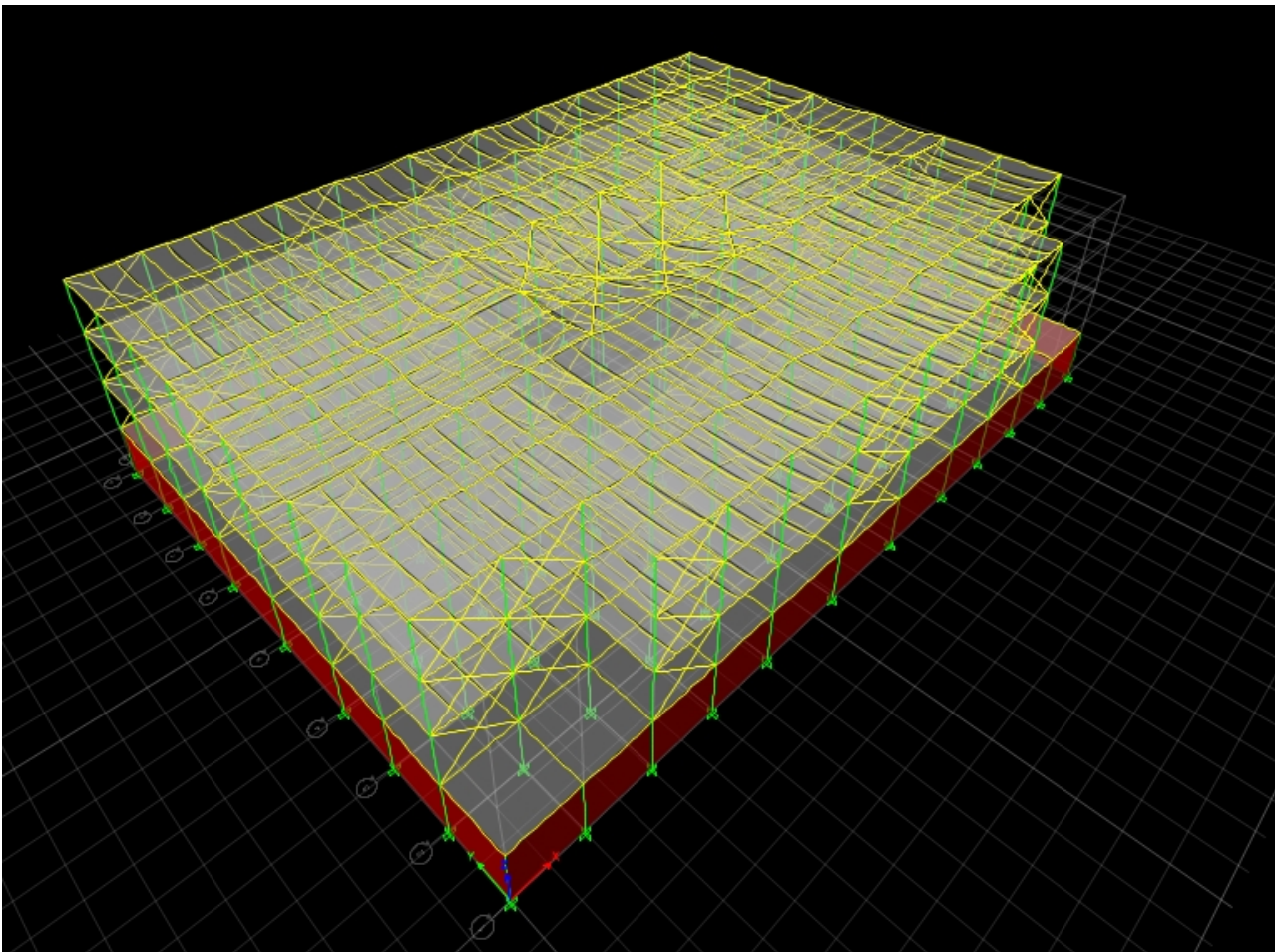
Άλλωστε, και στις δυο λύσεις δεν υπάρχει καμία διαφοροποίηση όσον αφορά την παραλαβή κατακόρυφων φορτίων από τον φέροντα οργανισμό. Οι δυο περιπτώσεις διαμόρφωσης της κατασκευής διαφέρουν στην παραλαβή των οριζόντιων φορτίων.

Στη συνέχεια θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα για την Λύση Β της κατασκευής. Όπως και στην Λύση Α, θα παρατεθούν ενδεικτικά η παραμορφωμένη κατάσταση, οι καμπτικές ροπές και οι τέμνουσες δυνάμεις που αναπτύσσονται στο τρισδιάστατο προσομοίωμα της κατασκευής. Σε περίπτωση αστοχίας κάποιας διατομής, αυτή θα αντικατασταθεί από άλλη και θα ελεγχθεί η νέα διαμόρφωση του κτιρίου.

Συνδυασμός Φορτίσεων 1 (comb1)

Έλεγχος κατασκευής για συνδυασμό φορτίων $1G + 1Q$, στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

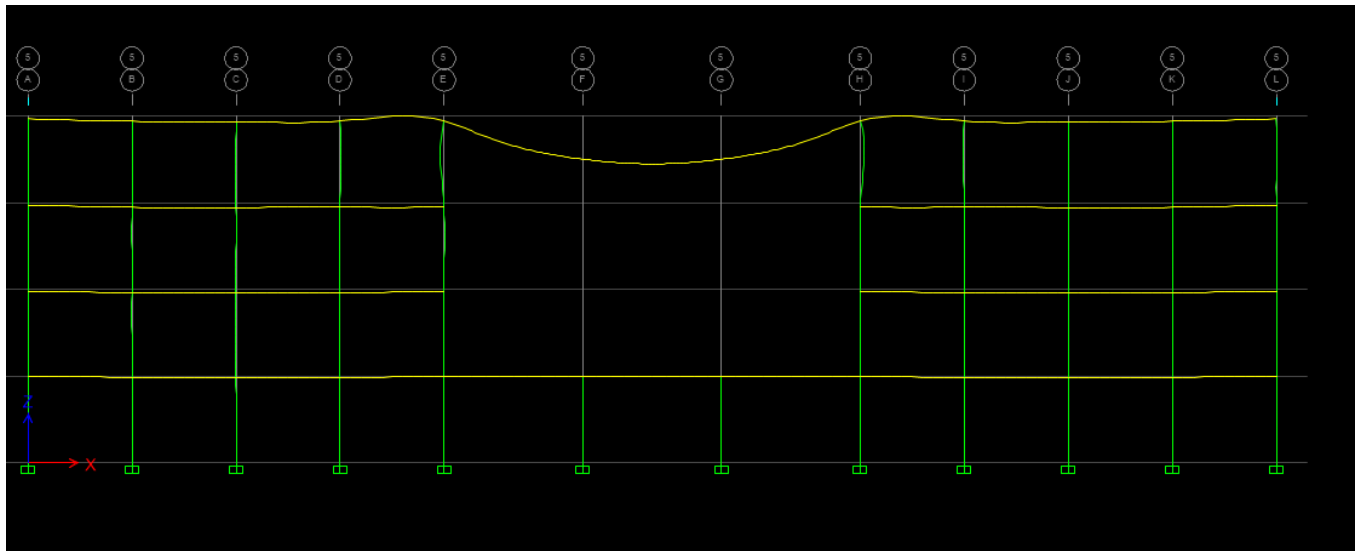
Κατά τον έλεγχο σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, όπως αναμενόταν δεν αστόχησε καμία διατομή σε κάμψη και διάτμηση. Άλλωστε ο ο συνδυασμός φορτίσεων για ΟΚΛ γίνεται για να ελεγχθούν εάν τα βέλη κάμψης που σχηματίζονται λόγω του συνδυασμού είναι εντός των επιτρεπτών ορίων. Στο σχήμα που ακολουθεί παρουσιάζονται οι παραμορφώσεις του τρισδιάστατου προσομοιώματος της Λύσης Β για τον εν λόγω συνδυασμό.



Παραμορφώσεις φορέα για comb1

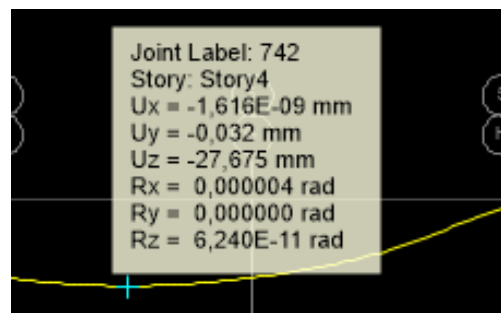
Παρατηρούμε ότι τα μέγιστα βέλη κάμψης, όσο για τα πλαίσια κατά x τόσο για τα πλαίσια κατά y , εμφανίζονται στην περιοχή του αιθρίου. Αποτέλεσμα αναμενόμενο, λαμβάνοντας υπόψη ότι τα μεγαλύτερα ανοίγματα των δοκών βρίσκονται σε αυτή τη περιοχή.

Συγκεκριμένα, η μέγιστη παραμόρφωση σε πλαίσιο παράλληλο με τον άξονα x , εμφανίζεται στο πλαίσιο 5, όπου το άνοιγμα της κύριας δοκού είναι 24 μέτρα. Η μορφή της είναι όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Παραμορφώσεις πλαισίου 5 για comb1

Οι τιμές των μετατοπίσεων που δίνονται μετά την επίλυση στο ETABS, στην θέση που εμφανίζεται η μέγιστη κατακόρυφη μετατόπιση, είναι οι εξής :



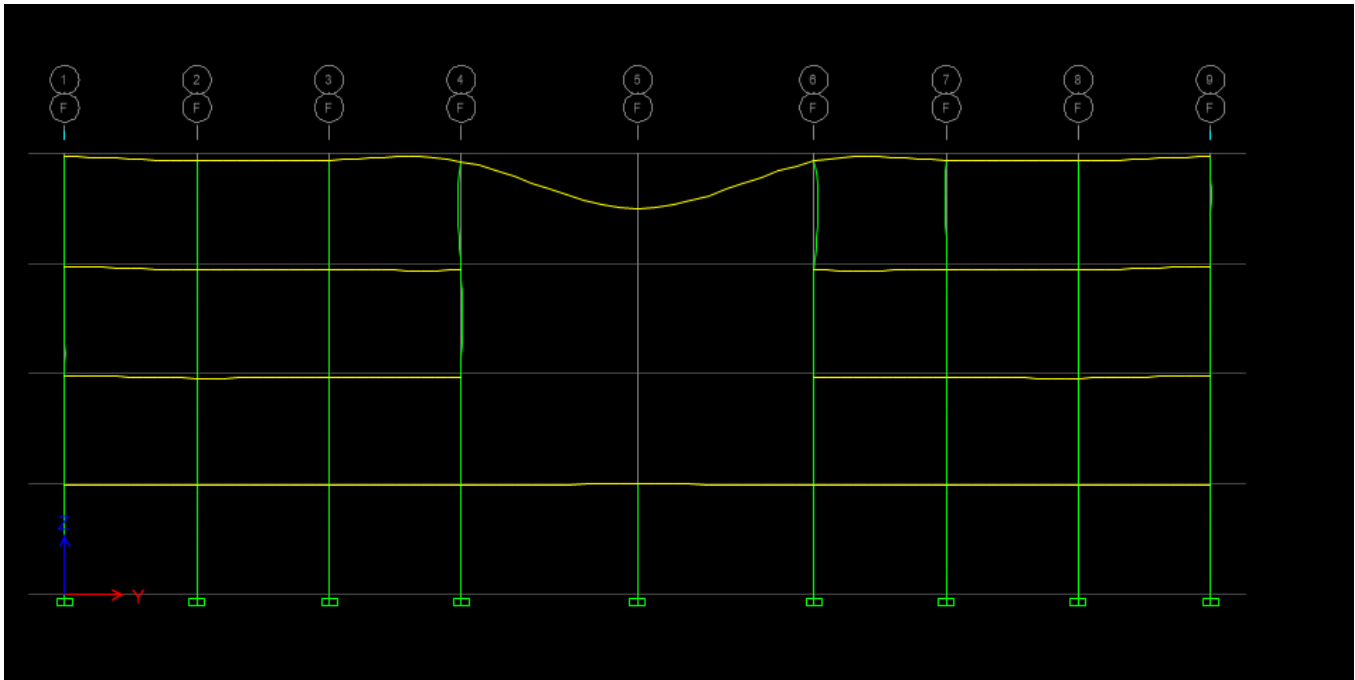
Τιμές των μετατοπίσεων στο πλαίσιο 5 για comb1

Η μέγιστη κατακόρυφη βύθιση είναι $U_z = 27,675$ mm. Το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος κάμψης είναι $\delta_{max} = 24000\text{mm}/250 = 96$ mm. Το εμφανιζόμενο βέλος είναι εντός των επιτρεπτών ορίων.

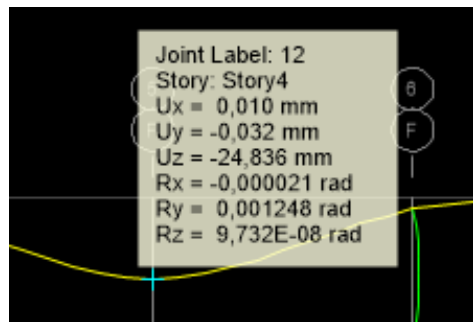
Η μέγιστη κατακόρυφη βύθιση για φόρτιση μόνο με το κινητό φορτίο Q προκύπτει $U_z = 16,28$ mm.

Το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος κάμψης σε αυτή την περίπτωση είναι $\delta_2 = 24000/300 = 80$ mm. Συνεπώς το εμφανιζόμενο βέλος είναι εντός των επιτρεπτών ορίων.

Όσον αφορά τα πλαίσια που είναι παράλληλα με τον κύριο άξονα y της κατασκευής, τα μέγιστα βέλη κάμψης εμφανίζονται στο πλαίσιο F, στο μέσον της δοκού με άνοιγμα 16 μέτρα.



Παραμόρφωση πλαισίου F για comb1



Τιμές των μετατοπίσεων στο πλαίσιο F για comb1

Η μέγιστη κατακόρυφη βύθιση είναι $U_z = 24,836$ mm. Το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος κάμψης είναι $\delta_{\max} = 16000 \text{ mm} / 250 = 64$ mm. Το εμφανιζόμενο βέλος είναι εντός των επιτρεπτών ορίων.

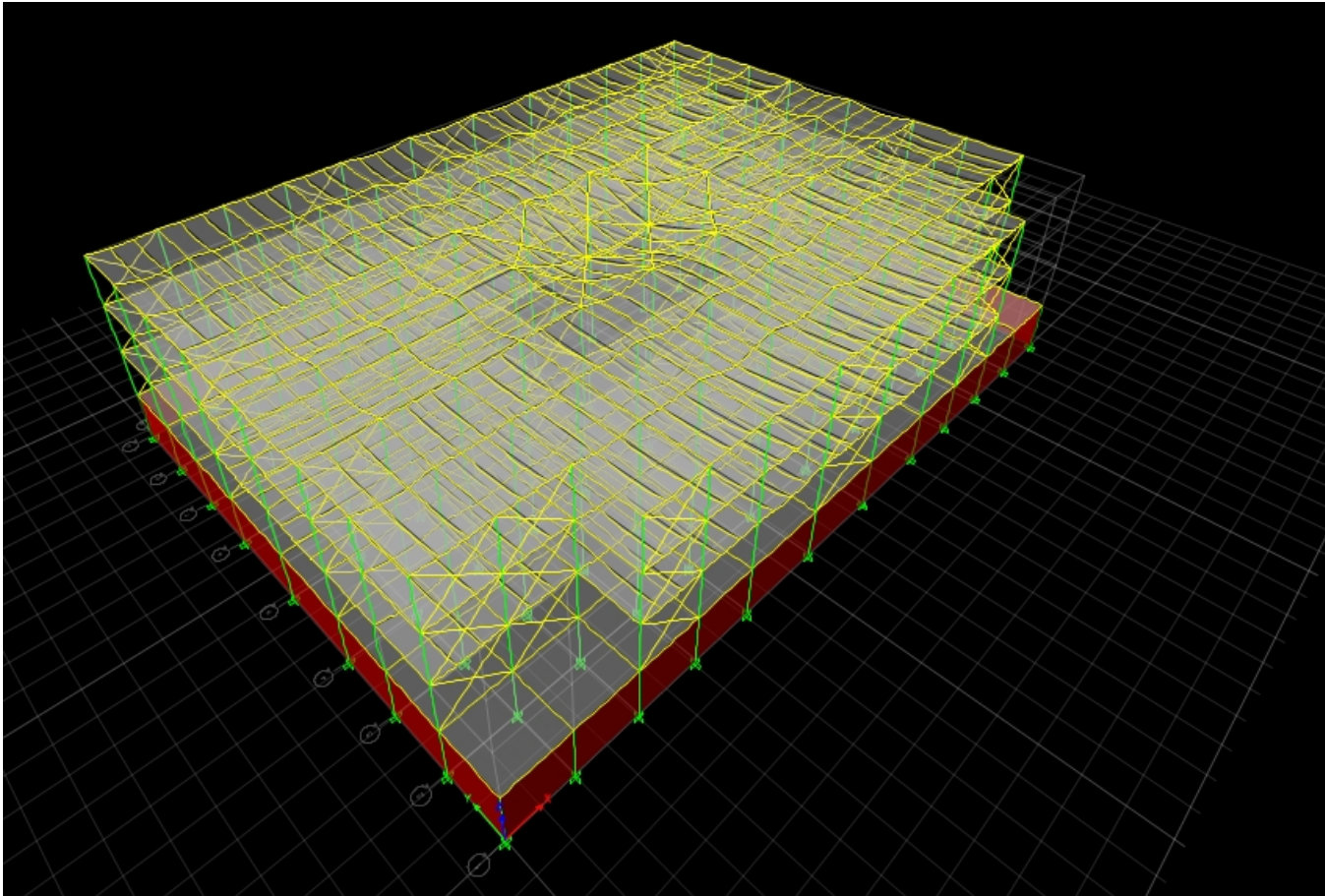
Η μέγιστη κατακόρυφη βύθιση για φόρτιση μόνο με το κινητό φορτίο Q προκύπτει $U_z = 14,6$ mm. Το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος κάμψης σε αυτή την περίπτωση είναι $\delta_2 = 16000 / 300 = 53,33$ mm. Συνεπώς το εμφανιζόμενο βέλος είναι εντός των επιτρεπτών ορίων.

Συνδυασμός Φορτίσεων 2 (comb2)

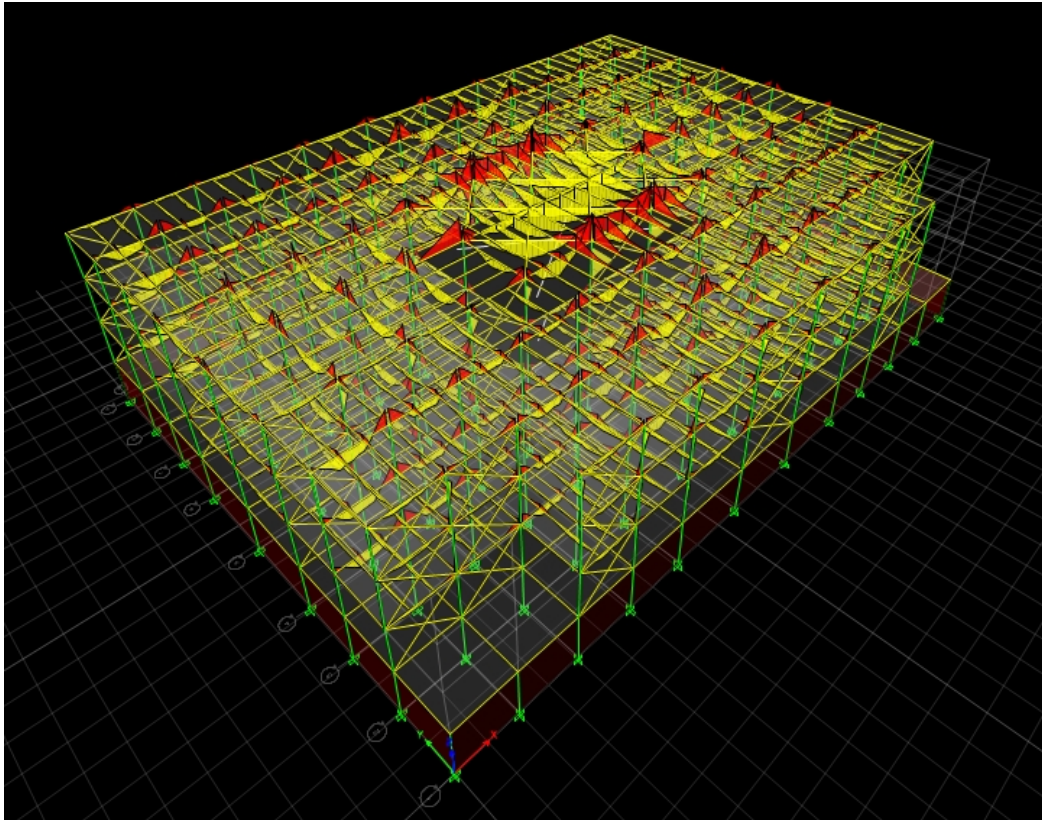
Έλεγχος κατασκευής για τον συνδυασμό φορτίσης $1,35G + 1,50Q$, στην οριακή κατάσταση αστοχίας χωρίς σεισμό.

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας, ελέγχθηκαν οι διατομές που έχουν προεπιλεγθεί για τα μέλη του φορέα έναντι κάμψης και διάτμησης. Οι καμπτικές ροπές και οι τέμνουσες δυνάμεις που αναπτύσσονται στην τρισδιάστατη προσομοίωση της κατασκευής στο ETABS καθώς και η παραμορφωμένη κατάσταση του φορέα, για τον συνδυασμό φόρτισης 2, παρουσιάζονται στις παρακάτω εικόνες.

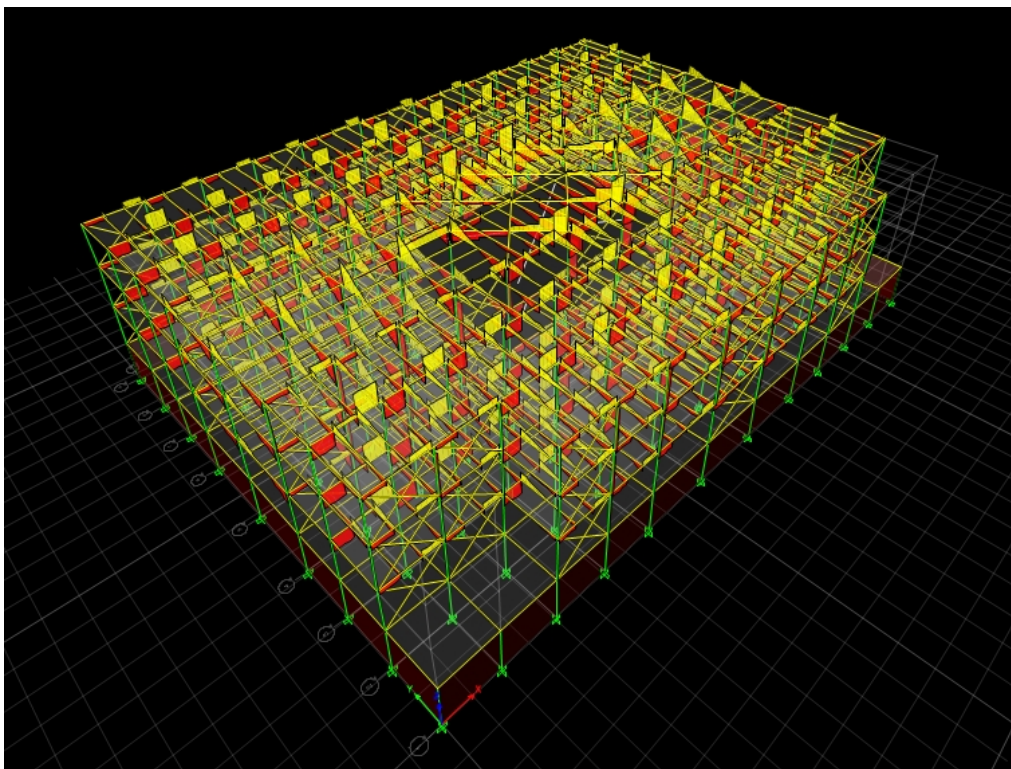
Να σημειωθεί ότι κατά τον έλεγχο δεν αστόχησε καμία διατομή.



Παραμόρφωση του φορέα για comb2



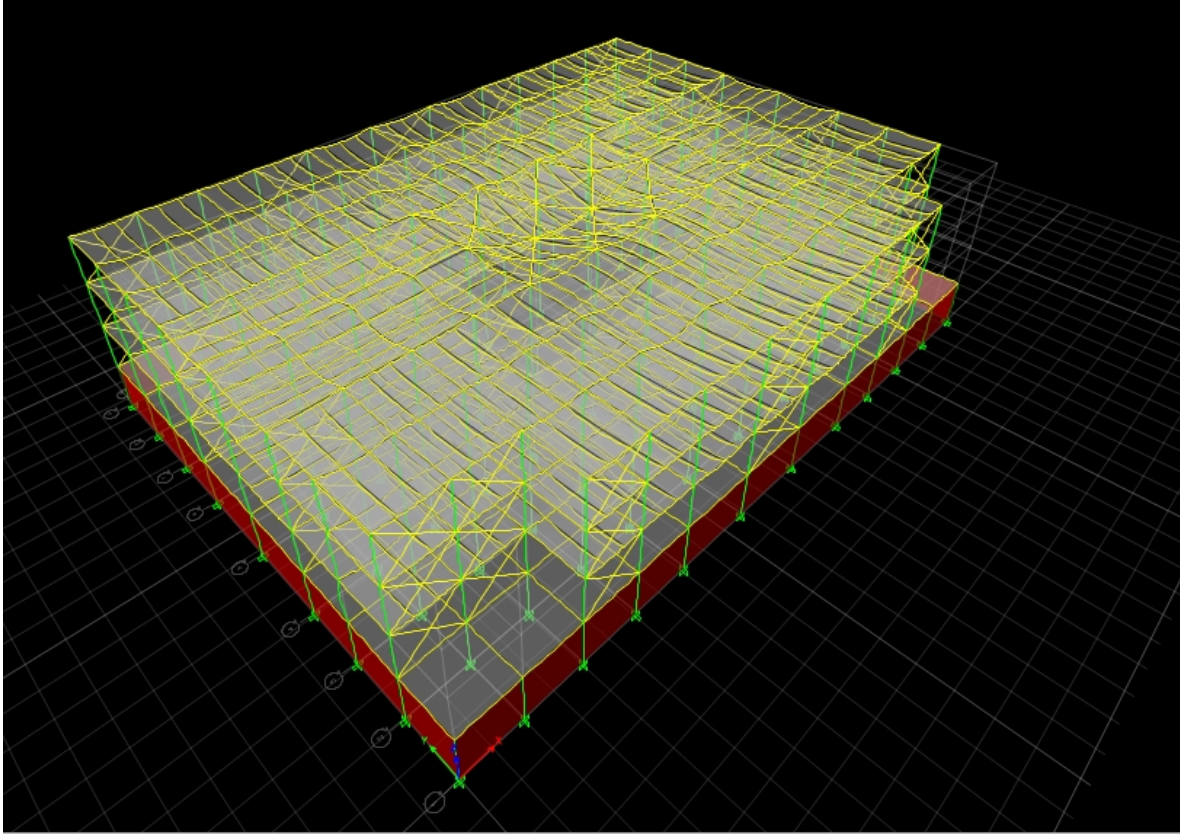
Καμπτικές ροπές για comb2



Τέμνουσες Δυνάμεις για comb2

Συνδυασμός Φορτίσεων 3 (comb3)

Έλεγχος της κατασκευής στον συνδυασμό φόρτισης $1,35G + 1,50Q + 0,90Therm$, σε οριακή κατάσταση αστοχίας λαμβάνοντας υπ' όψιν την επίδραση της θερμοκρασιακής μεταβολής.

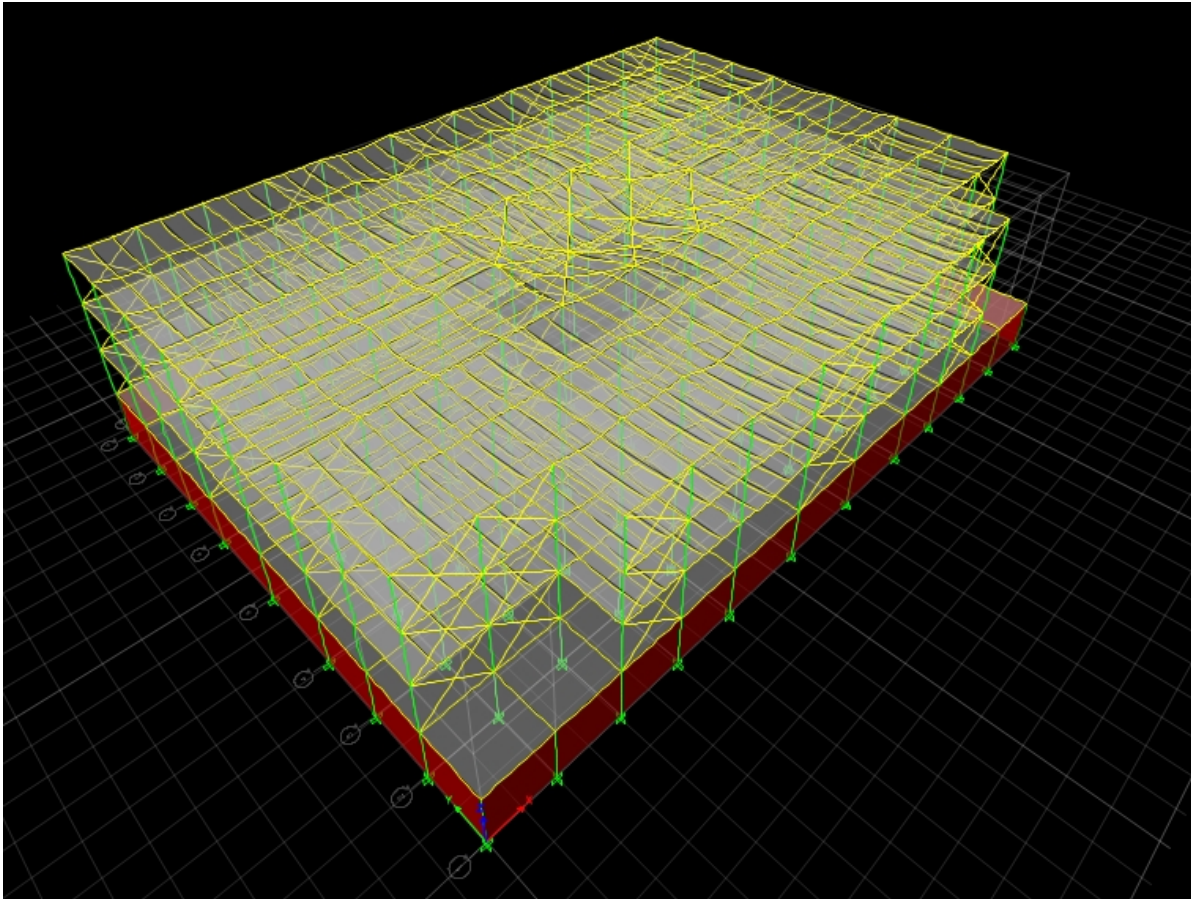


Παραμόρφωση του φορέα για comb3

Όπως ήταν αναμενόμενο, οι μέγιστες τιμές των καμπτικών ροπών αναπτύσσονται στα πλαίσια της περιοχής του αιθρίου. Μάλιστα οι τιμές των μέγιστων καμπτικών ροπών είναι μεγαλύτερες από αυτές που εμφανίζονται για τον συνδυασμό φόρτισης 2. Δεν παρατηρείται καμία αστοχία.

Συνδυασμός Φορτίσεων 4 (comb 4)

Έλεγχος κατασκευής σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας λαμβάνοντας υπ' όψιν την επίδραση της θερμοκρασιακής μεταβολής, για τον συνδυασμό φορτίσεων 1,00G + 1,00Q.



Παραμόρφωση του φορέα για comb4

Όπως και στους προηγούμενους ελέγχους λειτουργικότητας, θα ελεγχθεί αν είναι εντός των ορίων, η μέγιστη βύθιση που εμφανίζεται σε μέλος της κατασκευής.

Στα πλαίσια που είναι παράλληλα με τον άξονα x της κατασκευής, η μέγιστη βύθιση εμφανίζεται στο πλαίσιο 5, συγκεκριμένα στο μέσον της δοκού με άνοιγμα 24 μέτρα.

Η μέγιστη κατακόρυφη βύθιση είναι $U_z = 28,04$ mm. Το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος κάμψης είναι $\delta_{max} = 24000 \text{ mm}/250 = 96$ mm. Το εμφανιζόμενο βέλος είναι εντός των επιτρεπτών ορίων.

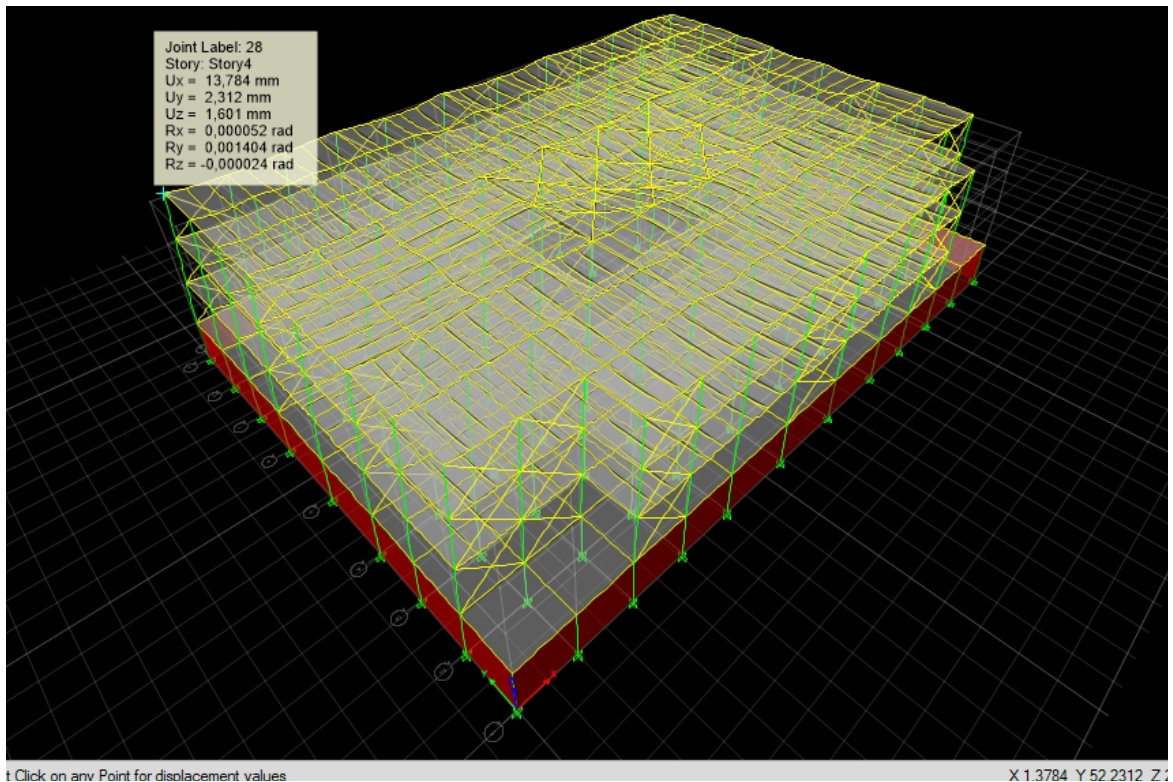
Στα πλαίσια που είναι παράλληλα με τον άξονα y της κατασκευής, η μέγιστη βύθιση εμφανίζεται στο πλαίσιο F, συγκεκριμένα στο μέσον της δοκού με άνοιγμα 16 μέτρα.

Η μέγιστη κατακόρυφη βύθιση είναι $U_z = 25,13$ mm. Το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος κάμψης είναι $\delta_{max} = 16000 \text{ mm}/250 = 96$ mm. Το εμφανιζόμενο βέλος είναι εντός των επιτρεπτών ορίων.

Οι τιμές των μετατοπίσεων για υπολογισμό μόνο με κινητά φορτία είναι πολύ κοντά με αυτές του συνδυασμού 1 και είναι εντός των ορίων.

Συνδυασμός Φορτίσεων 5 (comb5)

Σεισμικός συνδυασμός φόρτισης με επίδραση σεισμού κατά την διεύθυνση x της κατασκευής. Στον συνδυασμό συμπεριλαμβάνονται τα μόνιμα φορτία επί συντελεστή 1,00 και κινητά φορτία επί συντελεστή 0,60.



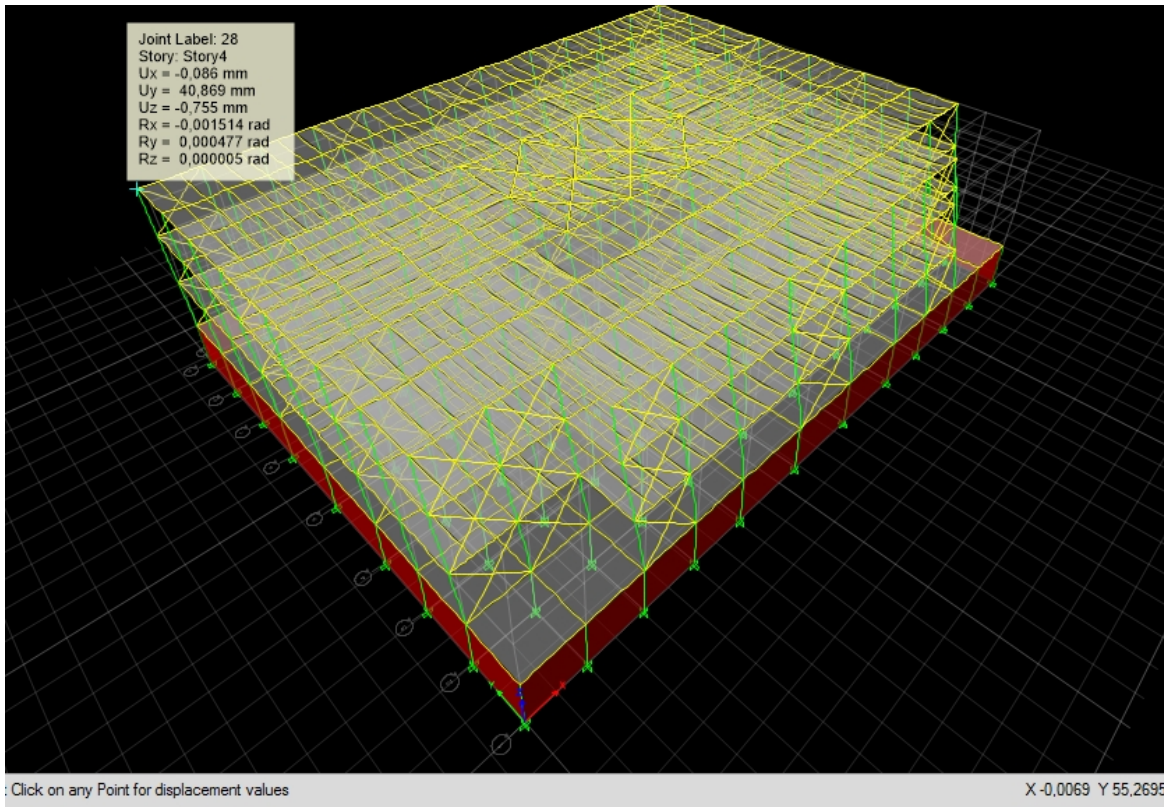
Παραμόρφωση του φορέα για comb5

Η οριζόντια μετατόπιση της ανωτάτης στάθμης της κατασκευής κατά την διεύθυνση x είναι $U_x=13,78$ mm.

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της ανάλυσης για τον συνδυασμό φορτίσεων 5, κανένα μέλος δεν αστοχεί.

Συνδυασμός Φορτίσεων 6 (comb6)

Σεισμικός συνδυασμός φόρτισης με επίδραση σεισμού κατά την διεύθυνση y της κατασκευής. Στον συνδυασμό συμπεριλαμβάνονται τα μόνιμα φορτία επί συντελεστή 1,00 και κινητά φορτία επί συντελεστή 0,60.



Παραμόρφωση του φορέα για comb6

Η οριζόντια μετατόπιση της ανωτάτης στάθμης της κατασκευής κατά την διεύθυνση y είναι $U_y=40,87$ mm.

Ο συνδυασμός φορτίσεων 6 έχει τα ίδια στοιχεία ανάλυσης με τον προηγούμενο συνδυασμό, με μόνη διαφορά την διεύθυνση της σεισμικής δύναμης. Σε αυτή την περίπτωση η σεισμική δύναμη είναι κατά y.

Παρουσιάζεται η παραμορφωμένη κατάσταση του τρισδιάστατου προσομοιώματος της κατασκευής.

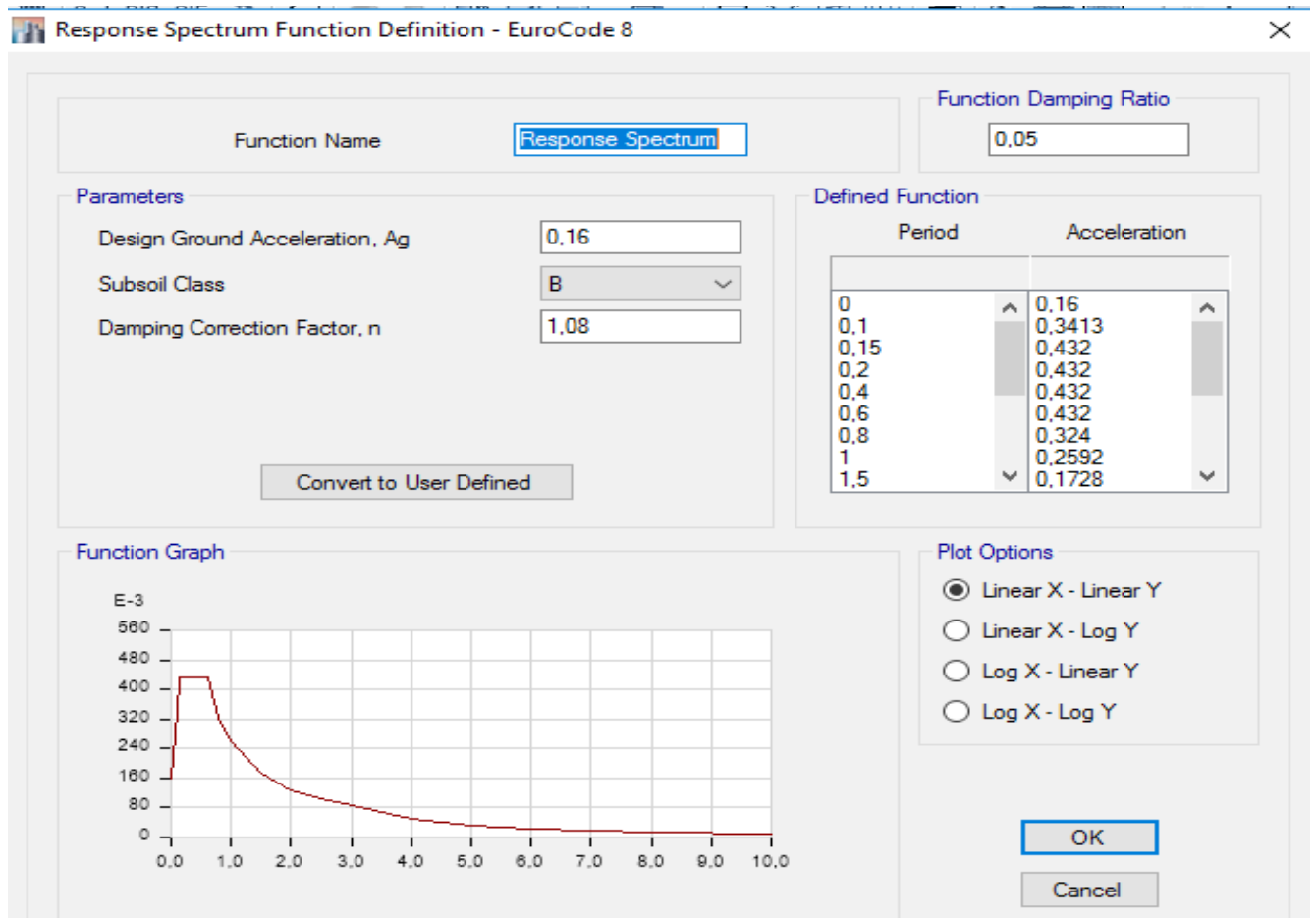
Κατά τον έλεγχο για τον εν λόγω συνδυασμό δεν αστοχεί καμία διατομή.

Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Όπως και στην Λύση Α της κατασκευής η σεισμική ανάλυση έγινε με ιδιομορφική ανάλυση του φάσματος απόκρισης, για 9 ιδιομορφές ταλάντωσης της κατασκευής.

Κατά την ανάλυση εφαρμόστηκε το ίδιο φάσμα απόκρισης και για τις δυο διευθύνσεις του σεισμού, κατά x και y.

Να σημειωθεί λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας τους, οι πλάκες δεν υπόκεινται σε κατακόρυφες ταλαντώσεις.



Στοιχεία φάσματος απόκρισης

Παράμετροι σεισμικής ανάλυσης κατά EC-8:

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I (Επιτάχυνση $A = 0,16 \text{ g}$)

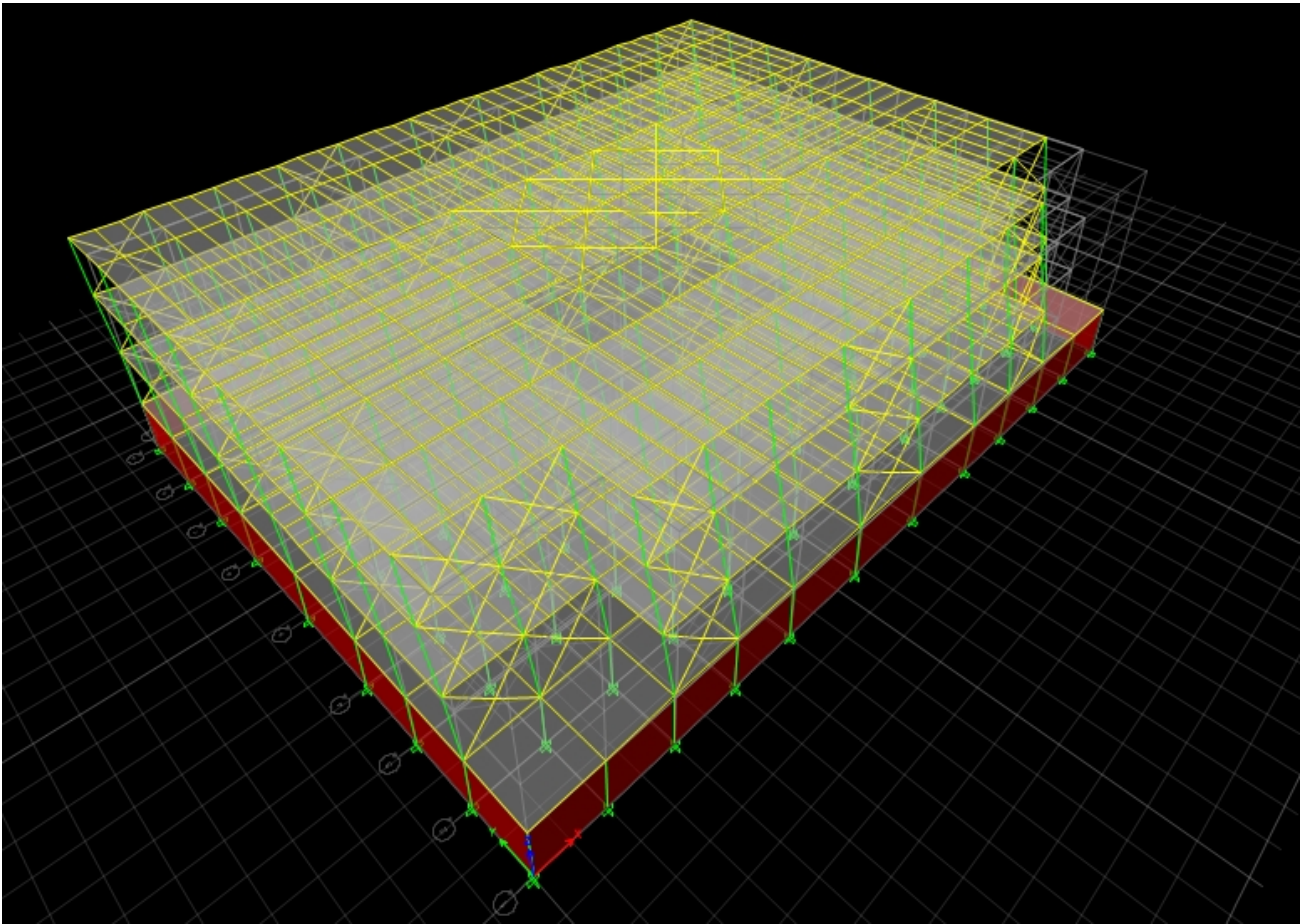
Κατηγορία εδάφους B

Κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια), $\gamma = 1,00$

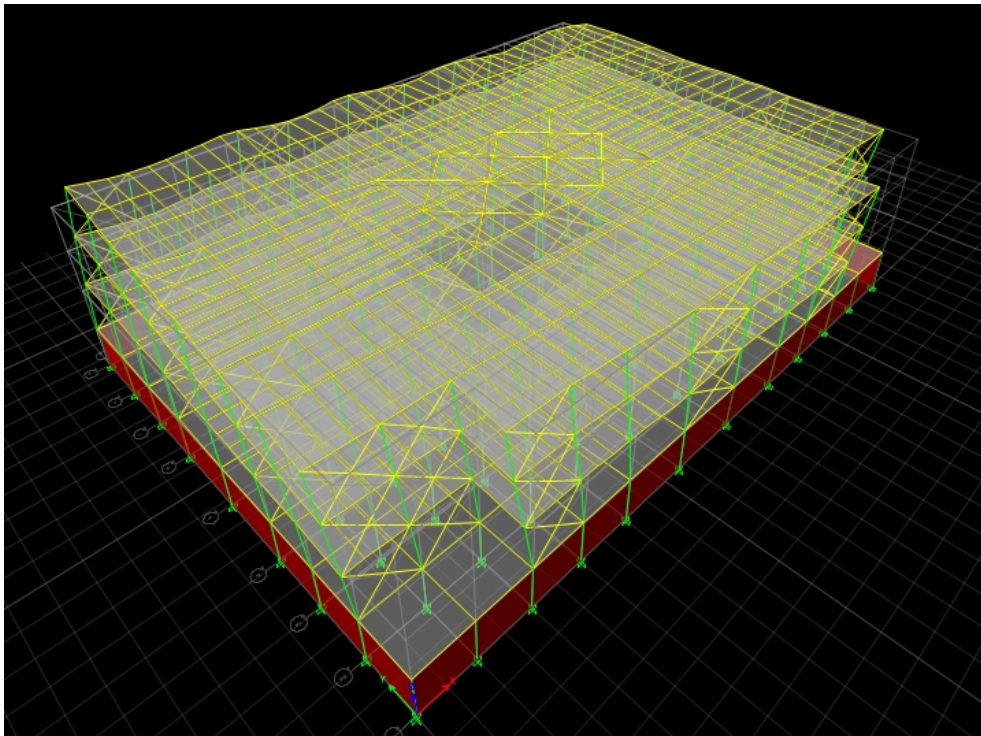
Συντελεστής συμπεριφοράς $\alpha = 1,5$

Απόσβεση Μεταλλικής κατασκευής με κοχλιώσεις $\zeta=4\%$. Άρα $\eta = \sqrt{7/(\zeta+2)} = 1,08$

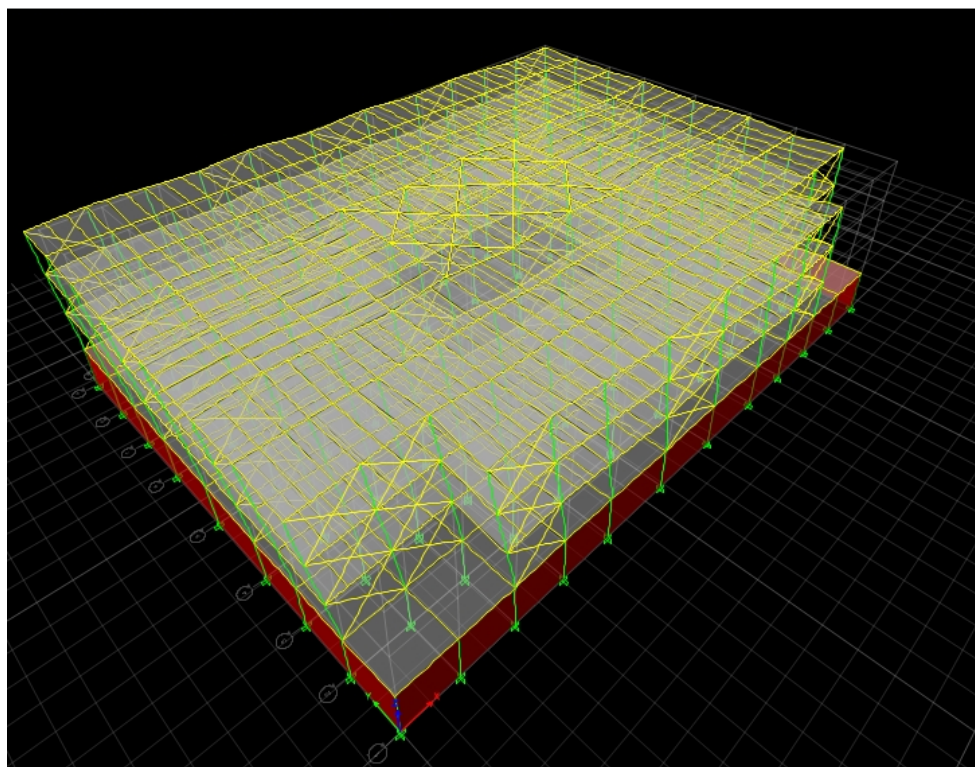
Στην συνέχεια παρουσιάζονται ενδεικτικά οι τρεις πρώτες ιδιομορφές ταλάντωσης της κατασκευής.



1η ιδιομορφή ταλάντωσης, Λύση Β



2η ιδιομορφή ταλάντωσης, Λύση Β



3η ιδιομορφή ταλάντωσης, Λύση Β

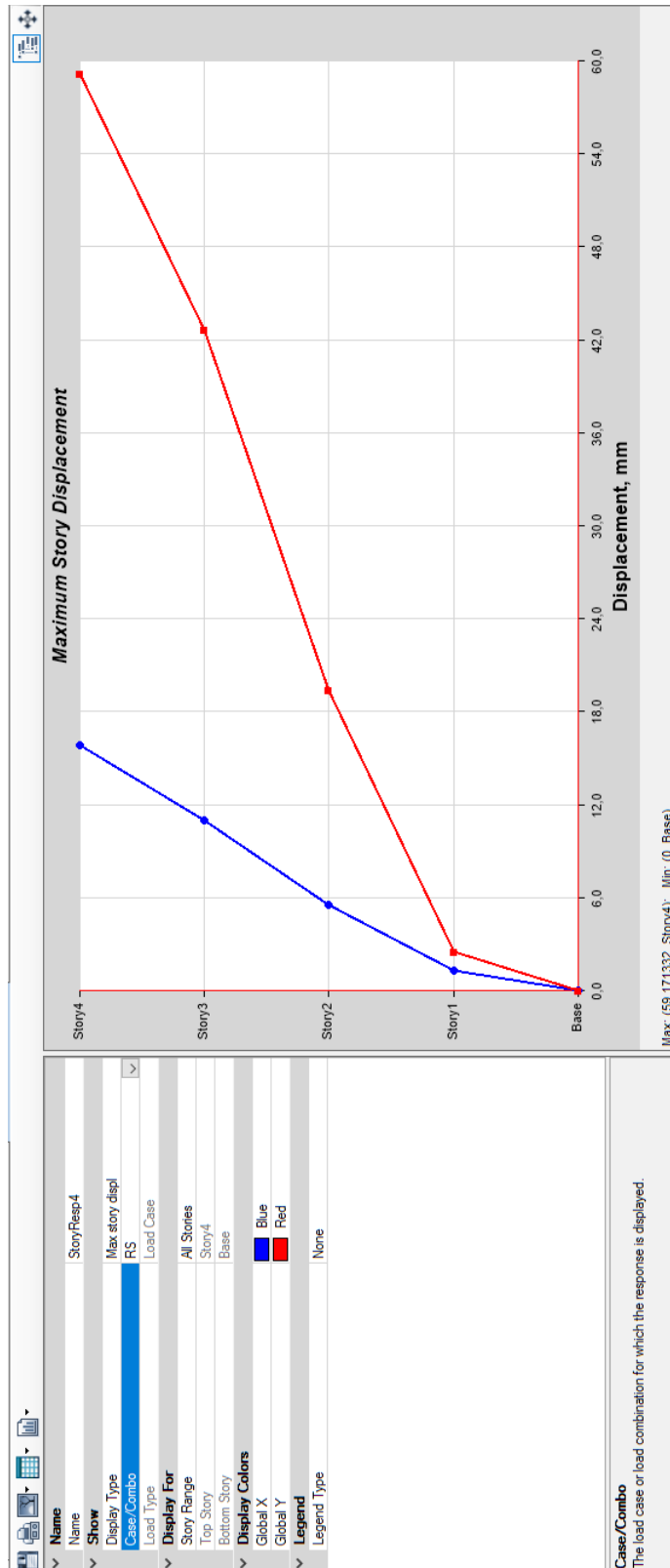
Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης Λύσης Β

Η ιδιοπερίοδος (T), η ιδιοσυχνότητα (f) και η κυκλική συχνότητα (ω) της Λύσης Β για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης είναι:

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency
Modal	1	0,717	1,394	8,7584
Modal	2	0,385	2,595	16,303
Modal	3	0,315	3,173	19,9348
Modal	4	0,205	4,868	30,588
Modal	5	0,132	7,586	47,6669
Modal	6	0,107	9,314	58,5238
Modal	7	0,098	10,153	63,794
Modal	8	0,086	11,669	73,32
Modal	9	0,078	12,787	80,3439

Στο διάγραμμα της επόμενης σελίδας παρουσιάζονται οι μετατοπίσεις των ορόφων της Λύσης Β για το φάσμα απόκρισης που εφαρμόστηκε κατά x και κατά y.

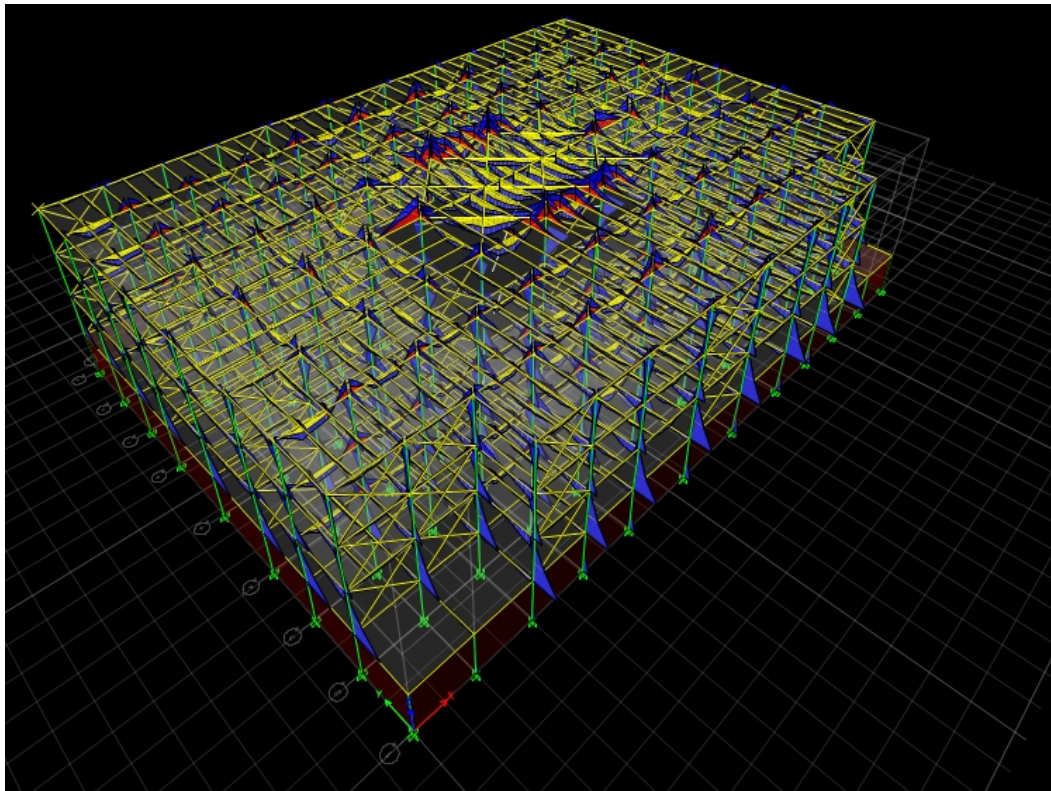
Η μέγιστη μετατόπιση της στάθμης 4 είναι 59,17 mm κατά τον άξονα y, και 15,80 mm κατά τον άξονα x.



Σύνθεση μέγιστων εντατικών μεγεθών σε μια "φόρτιση"

Αφού εξετάστηκαν οι έξι συνδυασμοί φορτίσεων για την Λύση Β και ελέγχθηκε η επάρκεια των μελών, χρησιμοποιήθηκε η δυνατότητα του προγράμματος να ελέγξει όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων που εφαρμόστηκαν στην κατασκευή και να ανιχνεύσει τις μέγιστες και τις ελάχιστες τιμές των εντατικών μεγεθών που προκαλούνται. Στην συνέχεια έγινε η σύνθεση των μέγιστων και ελαχίστων τιμών των εντατικών μεγεθών σε μια "φόρτιση" και ελέγχθηκε η ασφάλεια της κατασκευής.

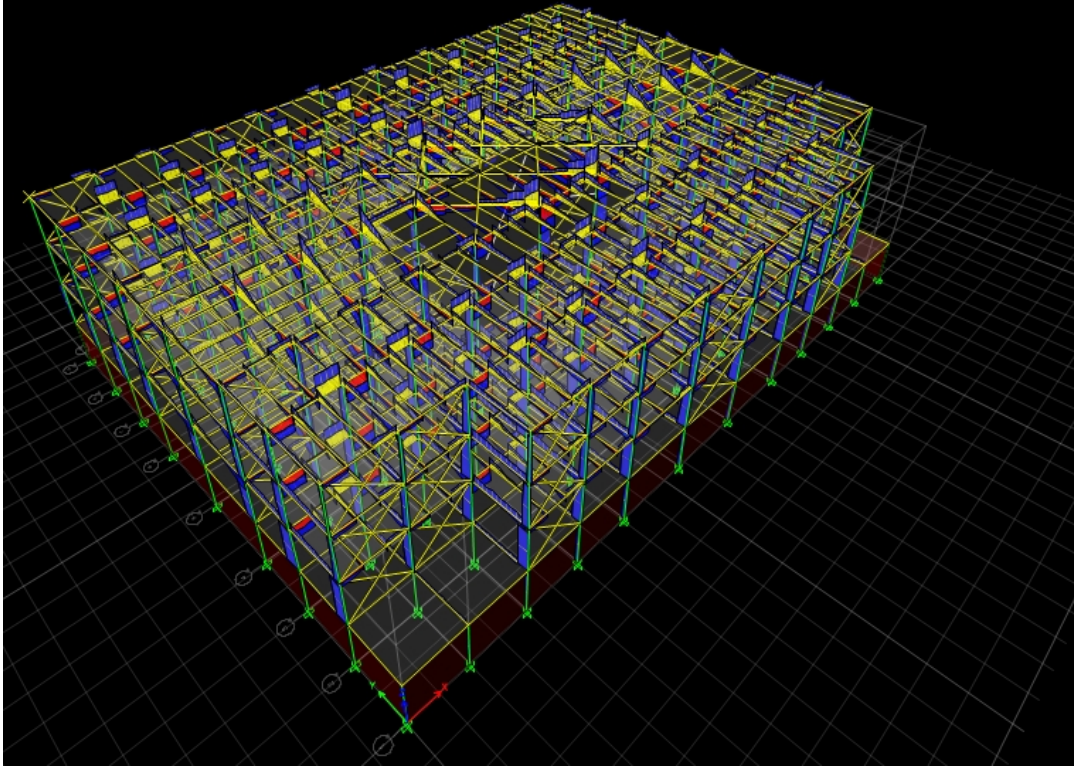
Τα διαγράμματα καμπτικών ροπών και τεμνουσών δυνάμεων της σύνθεσης παρουσιάζονται παρακάτω.



Μέγιστες και ελάχιστες τιμές καμπτικών ροπών για όλους τους συνδυασμούς

Καμία διατομή κανενός μέλους δεν αστοχεί σε κάμψη κατά την εφαρμογή της σύνθεσης των φορτίσεων.

Συνεπώς, οι διατομές που επιλέχθηκαν για τους κύριους φορείς της κατασκευής μας αναλαμβάνουν με ασφάλεια τις δυσμενέστερες τιμές των αναπτυσσόμενων καμπτικών ροπών.



Μέγιστες και ελάχιστες τιμές τεμνουσών δυνάμεων για όλους τους συνδυασμούς

Καμία διατομή κανενός μέλους δεν αστόχησε σε διάτμηση κατά την εφαρμογή της σύνθεσης των φορτίσεων.

Συνεπώς, οι διατομές που επιλέχθηκαν για τους κύριους φορείς της κατασκευής μας αναλαμβάνουν με ασφάλεια τις δυσμενέστερες τιμές των αναπτυσσόμενων τεμνουσών.

Αφού ελέγχθηκε η ασφάλεια της κατασκευής, ακολουθεί η παρουσίαση των διατομών που χρησιμοποιήθηκαν και ο υπολογισμός της απαιτούμενης δαπάνης.

4.3.2 Διαστασιολόγηση

Η επιλογή διατομών για κύριες και δευτερεύουσες δοκούς καθώς και για τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας της στάθμης 4 έγινε όπως και στην Λύση Α. Στην Β περίπτωση τοποθετήθηκαν διαφορετικά υποστυλώματα και επιπλέον κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.

Υποστυλώματα

Όλα τα υποστυλώματα της Λύσης Β είναι διατομής HEA 600, τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της οποίας παρουσιάζονται παρακάτω.

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box. It is divided into several sections:

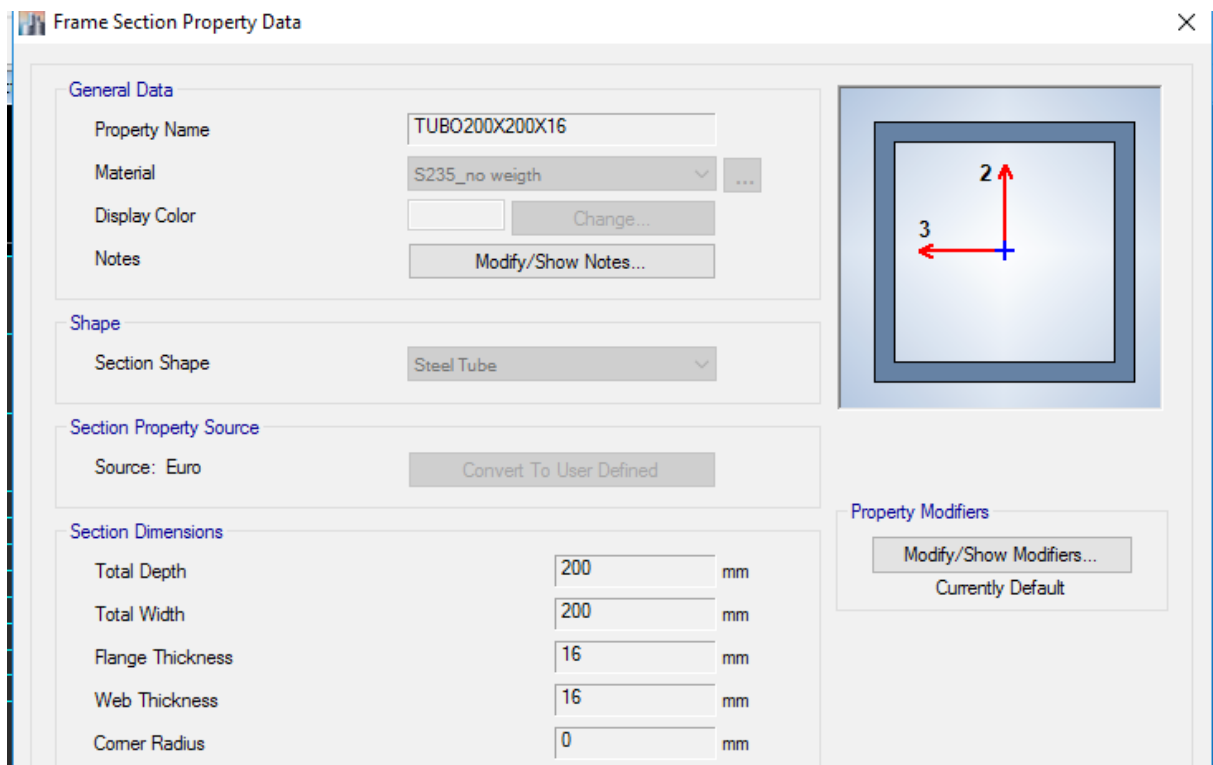
- General Data:** Property Name: HE600A-1; Material: S235_no weighth; Display Color: (empty); Notes: Modify/Show Notes...
- Shape:** Section Shape: Steel I/Wide Flange
- Section Property Source:** Source: Euro; Convert To User Defined
- Section Dimensions:**

Total Depth	590	mm
Top Flange Width	300	mm
Top Flange Thickness	25	mm
Web Thickness	13	mm
Bottom Flange Width	300	mm
Bottom Flange Thickness	25	mm
Fillet Radius	27	mm
- Property Modifiers:** Modify/Show Modifiers...; Currently Default

On the right side of the dialog, there is a diagram of an I-beam section with red arrows indicating dimensions: '2' for the total depth and '3' for the top flange width.

Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

Τοποθετήθηκε τετραγωνική διατομή SHS 200x200x16



4.3.3 Κόστος Μεταλλικού Σκελετού

ΛΥΣΗ Β						
	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΒΑΡΟΣ ΣΤΟΙΧΕΙΟ	ΜΗΚΟΣ ΣΤΟΙΧΕΙΟ	ΠΛΗΘΟΣ ΟΜΟΙΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩ	ΕΜΒΑΔΟ	Βάρος (Kg)
		Υ (kg/m ³)	Υ (m)	N	N (m ²)	
1	SHS 280x20	7.850,00	5,00	342	0,0208	279.208,80
2	SHS 200x16					
2.1	SHS 200x17	7.850,00	7,81	108	0,01178	77.999,13
2.2	SHS 200x18	7.850,00	9,43	24	0,01178	20.928,49
3	IPE 360					
3.1	L=6,00m	7.850,00	6,00	284	0,01428	191.014,99
3.2	L=8,00m	7.850,00	8,00	27	0,01428	24.213,17
4	IPE 500					
4.1	L=6,00m	7.850,00	6,00	384	0,01975	357.206,40
4.2	L=8,00m	7.850,00	8,00	109	0,01975	135.192,70
5	IPE 600					
5.1	L=6,00m	7.850,00	6,00	43	0,02265	45.873,05
5.2	L=8,00m	7.850,00	8,00	11	0,02265	15.646,62
5.3	L=11,31m	7.850,00	11,31	12	0,02265	24.131,36
	ΣΥΝΟΛΟ					1.171.414,70

Για την διαμόρφωση του μεταλλικού σκελετού σύμφωνα με την Λύση Β, απαιτούνται 1.171.414,70 kg δομικού χάλυβα.

5. Συμπεράσματα

Κλείνοντας την παρούσα διπλωματική βγαίνει το συμπέρασμα ότι για να γίνει ο σχεδιασμός της κατασκευής χρειάζεται να μελετηθεί τόσο η επάρκεια του σε καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, όσο και με γνώμονα την απαίτηση να αποτελεί μια λειτουργική μονάδα ώστε να ικανοποιεί τις ανάγκες για τις οποίες έχει μελετηθεί.

Πρέπει να σημειωθεί ότι μετά την επιβολή του συνδυασμού της Οριακής Κατάστασης Αστοχίας τόσο στην πρώτη όσο και στη δεύτερη περίπτωση στην οροφή του κτιρίου οι δοκοί που βρίσκονταν στην οπή αστόχησαν. Αυτό μας ανάγκασε να περάσουμε στη λύση της ενίσχυσης της οπής στην οροφή, με χιαστί συνδέσμους, που είχε ως αποτέλεσμα την ευστοχία της παραδοχής και την καλύτερη συμπεριφορά του υλικού επικάλυψης στην οροφή.

Όπως αναμενόταν και οι δύο περιπτώσεις είχαν παρόμοια συμπεριφορά όσο αναφορά την παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων.

Η διαφοροποίηση των δύο περιπτώσεων της κατασκευής αφορά την παραλαβή των οριζοντίων φορτίσεων. Όπως αναλύθηκε παραπάνω η μόνη οριζόντια φόρτιση, που εφαρμόστηκε είναι αυτή του σεισμού.

Στην Λύση Α, η πλευρική εξασφάλιση έγινε και κατά την x και κατά την y διεύθυνση με ανάπτυξη πλαισιακής λειτουργίας. Και όπως αναμενόταν παρουσιάστηκε η ίδια μετατόπιση οροφής και στις δύο διευθύνσεις του σεισμού $U_x=U_y= 88,98\text{mm}$.

Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος $T_1 = 1,099\text{sec}$.

Τα βάρη του δομικού χάλυβα που απαιτούνται για την κατασκευή της Λύσης Α είναι $1.072.487,08\text{kg}$.

Στην Λύση Β η πλευρική ευστάθεια εξασφαλίστηκε με διαφορετικό τρόπο κατά x και διαφορετικό τρόπο κατά y . Συγκεκριμένα κατά x διεύθυνση τοποθετήθηκαν κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Ενώ κατά y διεύθυνση ενεργοποιήθηκαν οι ισχυροί άξονες των υποστυλωμάτων αναπτύσσοντας έτσι πλαισιακή λειτουργία. Η μετατόπιση της στάθμης 4 για τις διευθύνσεις του σεισμού είναι $U_x= 15,80\text{mm}$, $U_y= 59,17\text{mm}$. Η ύπαρξη χιαστών συνδέσμων μειώνει σημαντικά τις οριζόντιες μετατοπίσεις του κτιρίου.

Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος $T_1 = 0,717\text{sec}$

Τα βάρη του δομικού χάλυβα που απαιτούνται για την κατασκευή της Λύσης Β είναι $1.171.414,70\text{kg}$.

Ο σκοπός της παρούσας μελέτης είναι η εύρεση της βέλτιστης επιλογής μεταξύ των δυο λύσεων διαμόρφωσης του μεταλλικού σκελετού, όσο αναφορά τη συμπεριφορά και τα κόστη τους.

Παρά το γεγονός ότι οι μετατοπίσεις οροφής στην Λύση Α τόσο κατά x όσο και κατά y είναι πολύ μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες της Β, ο καθοριστικός παράγοντας των βλαβών μιας κατασκευής είναι ο δείκτης πλαστημότητας μ .

Κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό, χρησιμοποιήθηκε ο δείκτης συμπεριφοράς q αντί του δείκτη πλαστιμότητας μ , διότι, το ζητούμενο είναι ο υπολογισμός του φορτίου σχεδιασμού ελαστικής συμπεριφοράς.

Η σχέση που συνδέει τα $q - \mu - T$ μπορεί περίπου να παρουσιαστεί ως εξής:

$$T = 2\pi\sqrt{(m/k_e)}$$

$$F_e = m\alpha_e$$

$$\alpha_e = \omega^2 x_{de} = k_e x (d_e/m)$$

Αμελώντας την απόσβεση $F_y = k_e x_{dy}$

$$\text{Τότε } q_y = F_e / F_y = d_e / d_y$$

$$\text{αφού γνωρίζω ότι } \mu = d_m / d_y$$

$$\text{έχω τη σχέση } \mu / q_y = d_m / d_e$$

Η σχέση μεταξύ μ και q_y εξαρτάται από την τιμή της περιόδου κατασκευής.

Κατά συνέπεια όσο μεγαλύτερη είναι η ιδιοπερίοδος μιας κατασκευής τόσο μικρότερη είναι η πλαστιμότητά της. Αυτό είχε σαν συνέπεια την εμφάνιση μικρότερων βλαβών κατά το σεισμό.

Η θεμελιώδης ιδιομορφή της περίπτωσης Α είναι μεγαλύτερη της αντίστοιχης της Β περίπτωσης.

Για να επιλεγεί μια από τις δύο λύσεις θα πρέπει να πάρουμε κάποιο παράγοντα ως πιο σημαίνοντα.

A) Κόστος κτήσης υλικού και κατασκευής αυτού.

B) Κόστος τοποθέτησης και επισκευής των δευτερεύωντων στοιχείων της κατασκευής, τα οποία αν είναι ψαθυρά έχουν μεγαλύτερο κίνδυνο από τις μεγάλες μετακινήσεις.

Το τελικό κριτήριο είναι πολυπαραμετρικό και συνεπώς θα έπρεπε να περιληφθούν και άλλες παράμετροι στη συνάρτηση. Στην παρούσα μελέτη ο σημαίνων παράγοντας θεωρήθηκε το κόστος υλικού, από τη στιγμή που και οι δυο λύσεις δίνουν στατικά επαρκές κτίριο.

Άρα η λύση Α κρίνεται βέλτιστη μεταξύ των δυο.

Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., Σχεδιασμός Δομικών Έργων από χάλυβα. Κλειδάριθμος 2013.
2. Ψυχάρης Ι., Βασικές αρχές Ευρωκώδικα 8 2014.
3. Chopra A., Δυναμική των Κατασκευών Θεωρία και Εφαρμογές στη Σεισμική Μηχανική. Γκιούρδας 2007.
4. Ευρωκώδικας 0: Ευρωκώδικας - Βάσεις σχεδιασμού δομημάτων .
5. Ευρωκώδικας 1: Βάσεις σχεδιασμού και δράσεων στις κατασκευές.
6. Ευρωκώδικας 2: Σχεδιασμός κατασκευών από σκυρόδεμα.
7. Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών.
8. Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών.
9. Εγχειρίδια προγραμμάτων ETABS.