



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

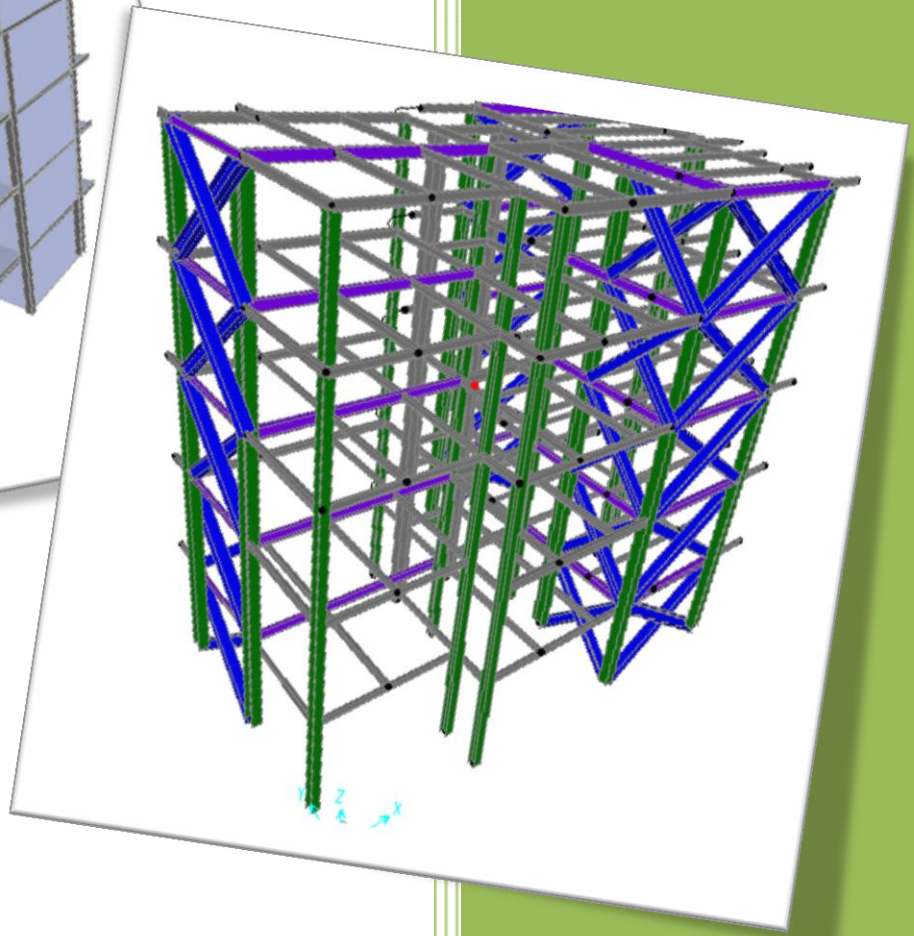
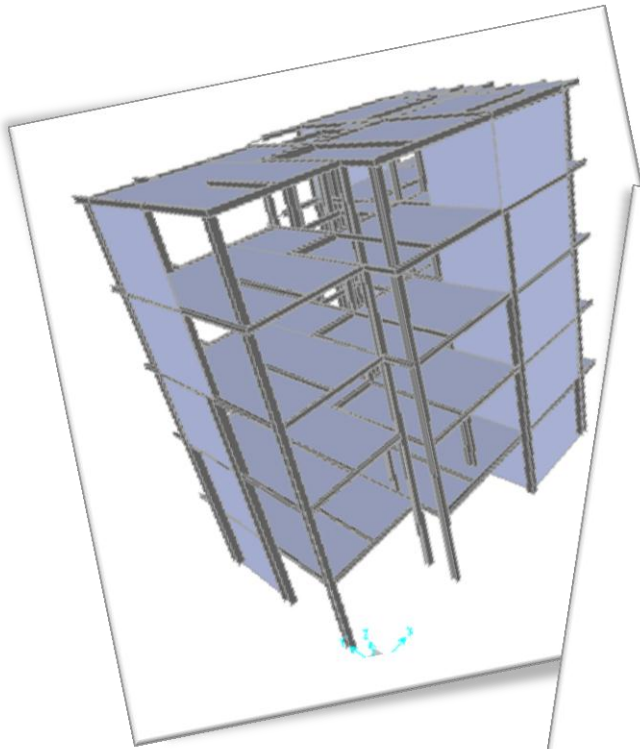
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΣΠΟΥΔΩΝ

«ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ & ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ»

Μεταπτυχιακή Εργασία

Μελέτη Πεντάροφου Σύμμικτου Κτιρίου με Χαλύβδινα Διατμητικά Τοιχώματα



Γεωργία Δαβλάντη
Διπλ. Πολιτικός Μηχανικός

Επιβλέπων: Ι. Βάγιας, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS



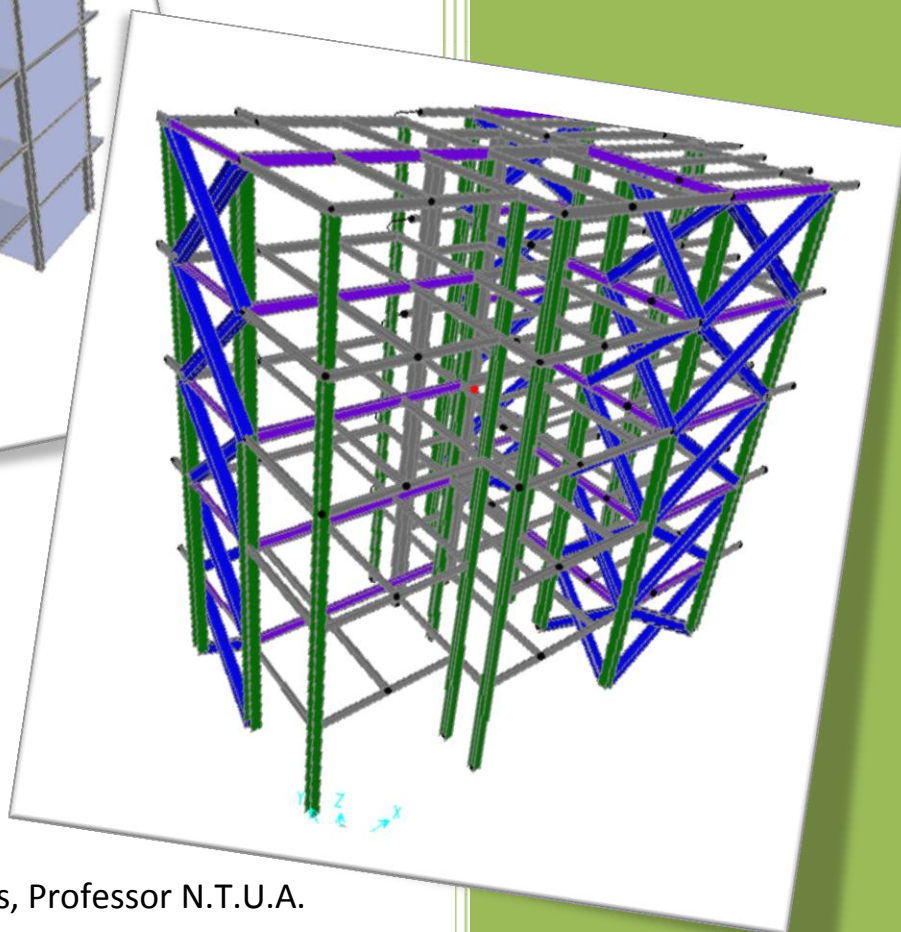
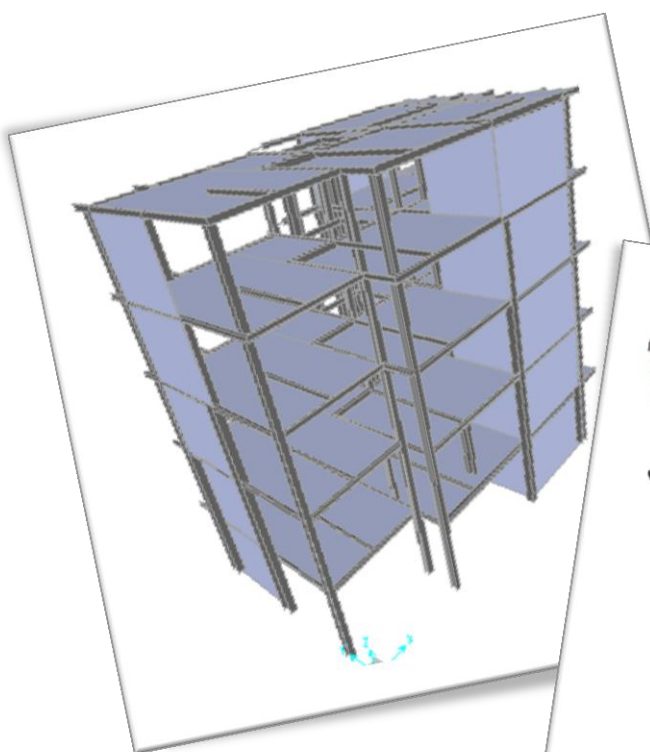
SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING

DEPARTMENT OF STRUCTURAL ENGINEERING

MSc in «ANALYSIS AND DESIGN OF EARTHQUAKE RESISTANT
STRUCTURES»

MSc Thesis

Study of a 5-storey Steel-Concrete Composite Building using Steel Plate Shear Walls



Georgia Davlanti
Civil Engineer

Supervisor Instructor: I. Vayas, Professor N.T.U.A.

Athens, 2011

Summary

The present MSc Thesis describes the design and analysis of a conventional five-storey steel-concrete composite building using Steel Plate Shear Walls (S.P.S.W.).

The main objective of the current thesis is twofold: firstly, to demonstrate an alternative lateral load resisting system, that of dissipative steel plate shear walls and secondly, to highlight the benefits of composite action of steel and concrete in horizontal elements, in terms of reducing the cost of the construction.

S.P.S.W. are widely used in highly seismic areas, since they provide an effective solution to the need for reliable anti-seismic systems. S.P.S.W. have several advantages, with most significant being their high ductility and relatively large energy dissipation capability. The development of an inclined tension field in S.P.S.W. provides considerable post-buckling strength, rendering them capable of resisting lateral loads. The infill plate can be simulated by an equivalent, diagonal, tension-only X-brace, which is representing the stiffness characteristics of the tension field. Take into consideration that boundary horizontal and vertical members require further strength and stiffness checking.

To elaborate, in the current thesis the structural system is modeled using SAP2000v14 with 5 different approaches. The first model is designed for an entirely steel frame, ignoring the effect of composite beams. At the second model, the beam elements are sized considering the plastic strength of the composite section, thus, resulting in a significant reduction of the steel section. The second model consists of an entirely steel frame as well, for both comparison reasons and in order to evaluate the composite structure during erection, before the concrete hardening. After that, the third model is the main composite structural system, which is analyzed by replacing the composite beam elements with equivalent steel cross-sections. Moreover, in the analysis, the S.P.S.W. are represented by an X-braced frame, sized with the equivalent area of 5mm infill plates. In the next model, the possibility of reducing the wall thickness from 5mm to 3mm and the influence of this change in the structure's capacity are considered. Lastly, the fifth model represents a combined system of a moment resisting frame and S.P.S.W. and the systems response is compared to the main structural system.

In conclusion, the various models are compared and commented and the final conclusions are presented. The comparison is based on both structural efficiency and cost minimization.

Περίληψη

Η παρούσα εργασία εκπονήθηκε στα πλαίσια του Διατμηματικού Μεταπτυχιακού Προγράμματος Σπουδών «Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση Κατασκευών» και έχει ως αντικείμενο τον σχεδιασμό ενός συμβατικού πενταόροφου κτιρίου μεσώμικτο φέροντα οργανισμό από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα.

Ο σκοπός της εργασίας είναι διττός: πρώτον, να αναδείξει ένα εναλλακτικό σύστημα εξασφάλισης πλευρικής ευστάθειας· αυτό των Χαλύβδινων Διατμητικών Τοιχωμάτων (Χ.Δ.Τ.) και, δεύτερον, να αναδείξει τα οφέλη της σύμμικτης λειτουργίας των οριζόντιων δομικών στοιχείων προς την επίτευξη πιο οικονομικών κατασκευών.

Τα Χ.Δ.Τ. είναι διαδεδομένα σε σειсмоγενείς χώρες του εξωτερικού ως αποτελεσματική λύση απέναντι στην ανάγκη δημιουργίας αξιόπιστων αντισεισμικών συστημάτων. Τα Χ.Δ.Τ. έχουν αρκετά πλεονεκτήματα, με την δυνατότητα απορρόφησης ενέργειας και άρα απόδοσης πλαστιμότητας στην κατασκευή να είναι από τα σημαντικότερα. Η παραλαβή των οριζοντίων φορτίων πραγματοποιείται μέσω του αναπτυσσόμενου εφελκυστικού πεδίου και η προσομοίωση τους μπορεί να πραγματοποιηθεί αντικαθιστώντας το τοίχωμα από ισοδύναμους Χ-αστί διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας με κατάλληλη διατομή. Επισημαίνεται ότι πρέπει να ληφθεί μέριμνα για τα δομικά στοιχεία περιμετρικά του ελάσματος, ώστε να ικανοποιούν τις απαιτήσεις δυσκαμψίας που επιτάσσει το τοίχωμα.

Πιο αναλυτικά, στην παρούσα εργασία ο φέροντας οργανισμός του κτιρίου προσομοιώθηκε στο πρόγραμμα SAP2000v14 με πέντε διαφορετικά μοντέλα. Το πρώτο σχεδιάστηκε για εξολοκλήρου χαλύβδινο σκελετό, αγνοώντας την σύμμικτη λειτουργία των δοκών και διαδοκίδων. Ακολουθεί μείωση των διατομών των δοκών ώστε αυτές να επαρκούν, ελέγχοντάς τις πλέον με τα πλαστικά μεγέθη αντοχής της σύμμικτης διατομής. Το δεύτερο προσομοίωμα είναι και αυτό μεν αμιγώς μεταλλικό, ώστε να μπορεί να γίνει η σύγκριση με το πρώτο, άλλα με τις νέες μειωμένες διατομές, ώστε παράλληλα να μπορεί να γίνει και ο έλεγχος του κύριου φορέα σε φάση κατασκευής. Στη συνέχεια μελετάται ο κύριος φορέας για τον οποίο πραγματοποιείται ο σχεδιασμός, εισάγοντας μια ισοδύναμη χαλύβδινη διατομή στις θέσεις των δοκών, αντί της σύμμικτης. Επίσης, μέσω αναλυτικών υπολογισμών εισάγονται ισοδύναμοι κεντρικοί σύνδεσμοι, που αντιστοιχούν σε Χ.Δ.Τ. πάχους 5mm. Στο επόμενο μοντέλο, εξετάζεται η δυνατότητα μείωσης του πάχους του τοιχώματος σε 3mm και η επιρροή αυτής της αλλαγής στην απόκριση του φορέα. Τέλος, το στατικό σύστημα του πέμπτου μοντέλου είναι μικτό συνδυάζοντας πλαίσια ροπής και τοιχώματα και διερευνάται απόκριση του σε σχέση με τον κύριο φορέα.

Κλείνοντας, συγκρίνονται τα διάφορα προσομοιώματα μεταξύ τους και εξάγονται τα συμπεράσματα. Η σύγκριση πραγματοποιείται σε τεχνοοικονομικό πλαίσιο, τόσο από άποψης στατικής λειτουργίας όσο και από άποψη οικονομίας, μέσω της εξοικονόμησης υλικού και της διευκόλυνσης της κατασκευής.

Ευχαριστίες

Καταρχάς, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα Καθηγητή μου κ. Ιωάννη Βάγια για την ευκαιρία που μου έδωσε να ασχοληθώ με το ενδιαφέρον αντικείμενο των σύμμικτων κατασκευών και των εναλλακτικών στατικών συστημάτων, αλλά και για την άψογη συνεργασία που είχαμε όλο αυτό το διάστημα.

Επίσης, είμαι ευγνώμων απέναντι στην οικογένεια μου, που μου παρείχε την δυνατότητα να συμμετάσχω σε αυτό το Μεταπτυχιακό Πρόγραμμα και που γενικά στηρίζει έμπρακτα τις φιλοδοξίες μου μέχρι σήμερα.

Τέλος, το μεγαλύτερο ευχαριστώ το χρωστάω στους αγαπημένους μου φίλους, που δεν έχουν λείψει ούτε στιγμή από το πλευρό μου όλα αυτά τα χρόνια και που για άλλη μια φορά ήταν εκεί, πρόθυμοι να βοηθήσουν με οποιονδήποτε τρόπο.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

| | | |
|----------|---|-----------|
| 1 | ΕΙΣΑΓΩΓΗ..... | 9 |
| 1 | ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΣΥΜΜΙΚΤΟΥ ΔΟΜΙΚΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ | 11 |
| 1.1 | ΣΥΜΜΙΚΤΕΣ ΠΛΑΚΕΣ | 11 |
| 1.2 | ΣΥΜΜΙΚΤΕΣ ΔΟΚΟΙ | 12 |
| 1.3 | ΣΥΜΜΙΚΤΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ | 14 |
| 1.4 | ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΕΞΑΣΦΑΛΙΣΗΣ ΠΛΕΥΡΙΚΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ..... | 14 |
| 1.5 | ΠΥΡΟΠΡΟΣΤΑΣΙΑ..... | 15 |
| 1.5.1 | Έλεγχος δοκών και υποστυλωμάτων έναντι πυρκαγιάς | 15 |
| 1.5.2 | Έλεγχος σύμμικτης πλάκας έναντι πυρκαγιάς | 16 |
| 2 | ΧΑΛΥΒΔΙΝΑ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ- STEEL PLATE SHEAR WALLS..... | 19 |
| 2.1 | ΓΕΝΙΚΑ..... | 19 |
| 2.2 | ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΩΝ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ ΣΕ ΠΟΛΥΩΡΟΦΑ ΚΤΙΡΙΑ | 23 |
| 2.3 | ΠΡΟΜΕΛΕΤΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥΣ ΚΕΝΤΡΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ..... | 25 |
| 2.3.1 | Σχεδιασμός Ισοδύναμων Χ-αστι συνδέσεων..... | 25 |
| 2.3.2 | Υπολογισμός του Χαλύβδινου Διατμητικού Τοιχώματος..... | 26 |
| 2.3.3 | Έλεγχος Δοκών και Υποστυλωμάτων περιμετρικά Χ.Δ.Τ. και των μεταξύ τους συνδέσεων..... | 27 |
| 3 | ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ | 33 |
| 3.1 | ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ..... | 33 |
| 3.2 | ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ | 35 |
| 3.2.1 | Πορεία Επίλυσης..... | 39 |
| 3.3 | ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΤΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ..... | 41 |
| 3.3.1 | Προεκλογή υλικών και διατομών..... | 41 |
| 3.3.2 | Φορτία και συνδυασμοί φόρτισης..... | 42 |
| 3.3.3 | Προσομοίωση των μαζών | 46 |
| 3.3.4 | Προσομοίωση συνδέσεων και στηρίξεων..... | 46 |
| 4 | ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΦΟΡΕΑ | 48 |
| 4.1 | ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΠΛΑΚΩΝ..... | 48 |
| 4.1.1 | Προεκλογή διατομής..... | 48 |
| 4.1.2 | Έλεγχος σύμμικτης πλάκας έναντι πυρκαγιάς | 49 |
| 4.2 | ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΩΝ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ..... | 51 |
| 4.2.1 | Παρατηρήσεις κατά τον σχεδιασμό των τοιχωμάτων..... | 52 |
| 4.2.2 | Τοίχωμα T1..... | 54 |
| 4.2.3 | Τοίχωμα T2..... | 55 |
| 4.2.4 | Τοίχωμα T3..... | 56 |
| 4.2.5 | Τοίχωμα T4..... | 57 |
| 4.2.6 | Διατμητική αντοχή τοιχωμάτων..... | 57 |
| 4.3 | ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΔΟΚΩΝ ΚΑΙ ΔΙΑΔΟΚΙΔΩΝ..... | 58 |
| 4.3.1 | Υπολογισμός συνεργαζόμενου πλάτους και ύψος συμμετέχουσας πλάκας σκυροδέματος..... | 58 |
| 4.3.1 | Ομαδοποίηση των δοκών και διαδοκίδων | 59 |
| 4.3.2 | Προσομοίωση στο SAP των σύμμικτων δοκών..... | 60 |
| 4.3.3 | Κατάταξη διατομών..... | 61 |

| | | |
|----------|---|------------|
| 4.3.4 | Πλαστική ανάλυση για μεγέθη ορθής έντασης..... | 63 |
| 4.3.5 | Έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού | 65 |
| 4.3.6 | Έλεγχοι λειτουργικότητας | 65 |
| 4.4 | ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ | 70 |
| 5 | ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΕΑ ΚΑΙ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ | 72 |
| 5.1 | ΑΡΧΙΚΗ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΗ –ΜΟΝΤΕΛΟ 1 | 73 |
| 5.2 | ΔΕΥΤΕΡΗ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΗ – ΜΟΝΤΕΛΟ 2 | 76 |
| 5.3 | ΤΡΙΤΗ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΗ – ΚΥΡΙΟΣ ΦΟΡΕΑΣ | 80 |
| 5.4 | ΤΕΤΑΡΤΗ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΗ –ΜΟΝΤΕΛΟ 4 | 93 |
| 5.4.1 | Σχεδιασμός νέων τοιχωμάτων | 93 |
| 5.4.2 | Νέο Τοίχωμα T1 | 94 |
| 5.4.3 | Νέο Τοίχωμα T2 | 95 |
| 5.4.4 | Νέο Τοίχωμα T3 | 96 |
| 5.4.5 | Νέο Τοίχωμα T4 | 97 |
| 5.4.1 | Διατμητική αντοχή τοιχωμάτων..... | 97 |
| 5.5 | ΠΕΜΠΤΗ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΗ – ΜΟΝΤΕΛΟ 5 | 104 |
| 6 | ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ – ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ | 113 |
| 6.1 | ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΦΟΡΕΩΝ ΜΕ ΚΑΙ ΧΩΡΙΣ ΣΥΜΜΙΚΤΗ ΔΡΑΣΗ ΔΟΚΩΝ | 113 |
| 6.2 | ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΦΟΡΕΩΝ ΜΕ ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΟ ΠΑΧΟΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΟΣ | 113 |
| 6.3 | ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΦΟΡΕΩΝ ΜΕ ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΟ ΣΤΑΤΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ..... | 114 |

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Μέχρι πριν μερικά χρόνια η χρήση χάλυβα στην κατασκευή κτιριακών έργων περιορίζονταν σε αποθήκες, βιομηχανικά κτίρια και γενικά σε έργα μεγάλης κλίμακας. Τις τελευταίες δεκαετίες ωστόσο παρατηρείται μια αλματώδης άνοδος των σύμμικτων κατασκευών στην Ελλάδα και σε κτιριακά έργα. Οι Έλληνες μηχανικοί είναι πλέον πιο δεκτικοί σε νέες τεχνολογίες, οι οποίες υιοθετούνται εδώ και χρόνια από προηγμένες χώρες του εξωτερικού.

Οι σύμμικτες κατασκευές συνδυάζουν με τον καλύτερο τρόπο τα πλεονεκτήματα δυο βασικών δομικών υλικών, του χάλυβα και του σκυροδέματος. Παρουσιάζουν εξαιρετική αντισεισμική συμπεριφορά, που τις καθιστά κατάλληλες για σεισμογενείς περιοχές όπως είναι η Ελλάδα. Εκτός από την αντισεισμικότητα παρουσιάζουν και πολλά ακόμα πλεονεκτήματα όπως:

- Ταχύτητα ανέγερσης, η οποία αυτομάτως συνεπάγεται και την άμεση εκμετάλλευση του ακινήτου, παράγοντας πολύ σημαντικό σε μία επένδυση.
- Μεγαλύτερη ελευθερία στον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό καθώς και καλύτερη εκμετάλλευση της επιτρεπόμενης δομούμενης επιφάνειας, μιας και επιτρέπει την κατασκευή μεγαλύτερων ανοιγμάτων
- Μείωση των αβεβαιοτήτων της κατασκευής δεδομένου ότι κατά κανόνα το μεγαλύτερο μέρος της είναι βιομηχανικά προκατασκευασμένο τηρουμένων των προδιαγραφών και ένα μέρος της κατασκευής λαμβάνει χώρα στο εργοτάξιο.
- Μείωση των εκσκαφών και του συνολικού όγκου της θεμελίωσης λόγω του μικρότερου βάρους της κατασκευής.
- Αύξηση του ελεύθερου ύψους μεταξύ των ορόφων με τη μείωση του συνολικού πάχους των δαπέδων, ένα κριτήριο καθοριστικό για τον αριθμό των ορόφων ειδικά σε περιοχές που πολεοδομικά υπάρχει περιορισμός στο ύψος των κατασκευών.
- Αποδέσμευση της κατασκευής από τις καιρικές συνθήκες σε σχέση με το σκυρόδεμα που είναι ευαίσθητο, σε φάση κατασκευής, σε ακραίες θερμοκρασίες (παγετός, έντονη ξηρασία, κλπ).
- Μείωση του κόστους μέσω του σωστού σχεδιασμού, της τυποποίησης, του μειωμένου εργοταξιακού κόστους, τόσο από άποψη αμοιβής και μικρότερου χρόνου εργασίας, όσο και από άποψη μειωμένου κόστους ασφάλισης των εργαζομένων.
- Καλή οικολογική συμπεριφορά, μιας και ο χάλυβας είναι ένα 100% ανακυκλώσιμο υλικό και υπάρχει δυνατότητα αποσυναρμολόγησης και επαναχρησιμοποίησης της κατασκευής, εξοικονομώντας έτσι τόσο ενέργεια όσο και απόβλητα.

Μολονότι υπάρχει μια πληθώρα πλεονεκτημάτων που θα μπορούσαν να καταστήσουν μονόδρομο τα σύμμικτα δομικά συστήματα, υπάρχουν και ορισμένα

μειονεκτήματα τα οποία καθιστούν διστακτικούς τους μηχανικούς στην υιοθέτηση αυτών των δομικών συστημάτων.

Καταρχάς, τόσο η έλλειψη τεχνογνωσίας όσο και η ανάγκη κατάλληλων υπολογιστικών εργαλείων και εξειδικευμένου λογισμικού, δυσχεραίνει τον σχεδιασμό των σύμμικτων κατασκευών.

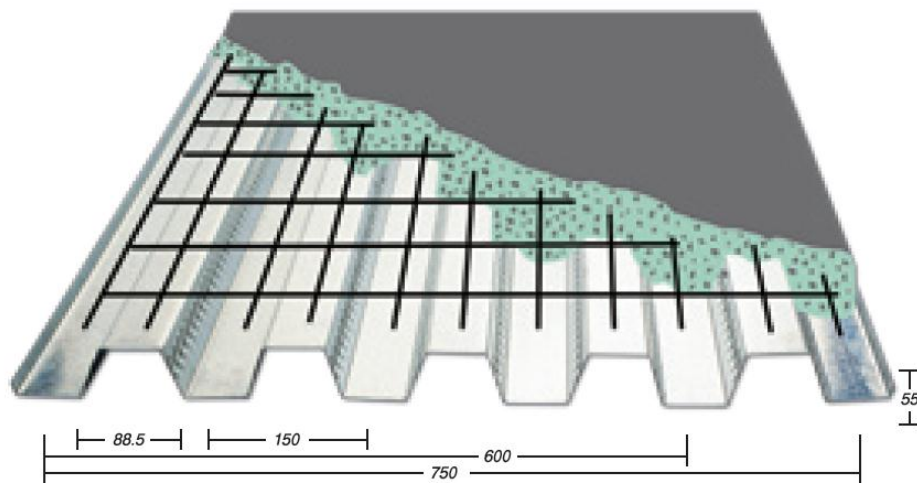
Επιπλέον το κόστος μιας συμβατικής κτιριακής κατασκευής με σύμμικτο σκελετό είναι ακόμα υψηλότερο σε σχέση με το αντίστοιχο κόστος μιας κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα. Έχει αποδειχθεί ότι όσο πιο μεγάλης κλίμακας είναι το έργο τόσο πιο συμφέρουσα είναι η σύμμικτη κατασκευή έναντι της συμβατικής με οπλισμένο σκυρόδεμα. Δεδομένου ότι ο παράγοντας «κόστος» είναι κρίσιμος σε μια τεχνοοικονομική μελέτη, αυτός είναι και ο κύριος λόγος που οι σύμμικτες κατασκευές άργησαν να αναπτυχθούν στην Ελλάδα. Ωστόσο, θα πρέπει να σημειωθεί ότι αν κάποιος εξετάσει το κόστος πιο διευρυμένα, στο σύνολο τις κατασκευής, λαμβάνοντας υπόψη τον χρόνο απόσβεσης, και όχι με την στενή έννοια του κόστους υλικών κατασκευής, τότε παρατηρούμε ότι η ψαλίδα της διαφοράς κόστους μειώνεται και τα χαλύβδινα οικοδομικά έργα είναι πλέον ανταγωνιστικά.

1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΣΥΜΜΙΚΤΟΥ ΔΟΜΙΚΟΥ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ

Ο όρος «Σύμμικτο» χρησιμοποιείται για να περιγράψει κάθε δομικό στοιχείο του οποίου η συμπεριφορά καθορίζεται από την συνεργασία δύο τουλάχιστον διαφορετικών υλικών, συνήθως, του δομικού χάλυβα και του σκυροδέματος. Δεν αρκεί απλά η συνύπαρξη των δύο υλικών στην κατασκευή, αλλά πρέπει να εξασφαλίζεται η συνεργασία τους για να θεωρηθεί «σύμμικτο». Η συνεργασία αυτή συνήθως επιτυγχάνεται με κατάλληλες κατασκευαστικές διατάξεις στην διεπιφάνεια των δυο υλικών, όπως είναι οι διατμητικοί ήλοι. Συνήθως, μια σύμμικτη κατασκευή αποτελείται από τα επιμέρους: Σύμμικτες πλάκες, σύμμικτες δοκούς, σύμμικτα ή μη υποστυλώματα και κάποιο σύστημα πλευρικής εξασφάλισης για την παραλαβή πλευρικών φορτίων, όπως ο άνεμος ή ο σεισμός.

1.1 Σύμμικτες Πλάκες

Μια σύμμικτη πλάκα αποτελείται από στραντζαριστό χαλυβδόφυλλο, το οποίο λειτουργεί ως μεταλλότυπος στην φάση της σκυροδέτησης αλλά και σαν παραμένων κάτω οπλισμός, και από επιτόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Στο πάνω μέρος συνήθως διατάσσεται πλέγμα για περιορισμό της ρηγμάτωσης, ενώ ράβδοι οπλισμού μπορούν να υπάρχουν και κατά μήκος των νευρώσεων για λόγους πυροπροστασίας. Είναι σημαντικό να προβλέπονται εγκοπές στο χαλυβδόφυλλο, καθώς και διατμητικοί ήλοι ώστε να εξασφαλίζεται η σωστή συνεργασία των δυο υλικών και να αποφεύγεται η διολίσθηση. Αυτή η μέθοδος κατασκευής είναι γνωστή και ως fast-track, λόγω της ταχύτητας εκτέλεσης (εικόνα 1.1.).



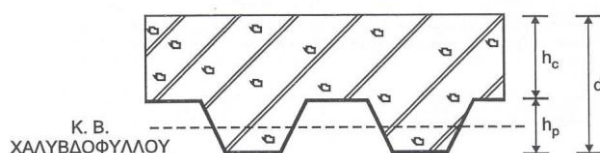
1.1 Απεικόνιση των επιμέρους τμημάτων μιας σύμμικτης πλάκας.

Από στατικής απόψεως, οι σύμμικτες πλάκες, εκτός από την λειτουργία «πλάκας» που έχουν για φορτία κάθετα στο επίπεδό τους, ταυτόχρονα παρουσιάζουν και λειτουργία «δίσκου» ή «διαφράγματος», αφού καταπονούνται και από οριζόντια φορτία (σεισμός, άνεμος) εντός του επιπέδου τους. Για κατανεμημένα φορτία, λοιπόν, μπορούν να αντιμετωπιστούν σαν γραμμικά στοιχεία, αμφιέριστες ή συνεχείς δοκοί,

με πλάτος ίσο με ένα φάτνωμα του χαλυβδόφυλλου, και να υπολογιστούν ροπές και τέμνουσες αντοχής καθώς και να ελεγχθούν έναντι διαμήκους διάτμησης. Σε περίπτωση που υπάρχουν συγκεντρωμένα φορτία, πρέπει επιπλέον να γίνει και έλεγχος έναντι διάτμησης. Συνήθως, οι διατομές των χαλυβδόφυλλων είναι κατηγορίας 3 ή 4 οπότε ο προσδιορισμός των δρώντων εντατικών μεγεθών γίνεται με ελαστική ανάλυση.

Η διαστασιολόγηση των σύμμικτων πλακών μπορεί να γίνει αναλυτικά με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4 ή για απλά έργα σε φάση προμελέτης με τη χρήση ειδικών πινάκων που παρέχονται συνήθως από τους κατασκευαστές χαλυβδόφυλλων [14]. Τα ελάχιστα πάχη σύμμικτων πλακών που προδιαγράφονται στον Ευρωκώδικα 4 για κτιριακά έργα, όπου συνήθως η πλάκα παίζει και το ρόλο του διαφράγματος, είναι :

- Ελάχιστο ύψος πλάκας $min d = 90 \text{ mm}$
- Ελάχιστο «καθαρό ύψος» μπετόν $min h_c = 50 \text{ mm}$



Τις περισσότερες φορές ο κρίσιμος έλεγχος για μια σύμμικτη πλάκα είναι αυτός της λειτουργικότητας και συγκεκριμένα αυτός του περιορισμού βελών κάμψης. Ο έλεγχος των βυθίσεων είναι σημαντικός, διότι υπερβολικά μεγάλες βυθίσεις μπορούν να δημιουργήσουν αισθητικά προβλήματα, αλλά και βλάβες στον μη φέροντα οργανισμό (π.χ. τοιχοποιίες). Για τον έλεγχο των βελών κάμψης και πάλι μπορούμε είτε να συμβουλευτούμε πίνακες του κατασκευαστή σε φάση προμελέτης, είτε να υπολογίσουμε αναλυτικά την δυσκαμψία της σύμμικτης διατομής και εν συνεχεία το βέλος κάμψης. Η διαδικασία είναι παρόμοια με αυτή που ακολουθείται για τον έλεγχο λειτουργικότητας στις δοκούς. Οι οριακές τιμές για κατακόρυφες βυθίσεις σε οικοδομικά έργα δίνονται στον παρακάτω Πίνακας 1.1:

| Συνθήκες | δ_{max} | δ_2 |
|---|----------------|------------|
| Στέγες γενικώς | L/200 | L/250 |
| Δάπεδα γενικά | L/250 | L/300 |
| Δάπεδα που φέρουν ευαίσθητα διαχωριστικά | L/250 | L/350 |
| δ_{max} = βύθιση στο τελικό στάδιο σε σχέση με την οριζόντιο δ_2 = βύθιση λόγω μεταβλητών φορτίων και χρόνιων παραμορφώσεων Για προβόλους το μήκος L είναι το μισό του ανοίγματος | | |

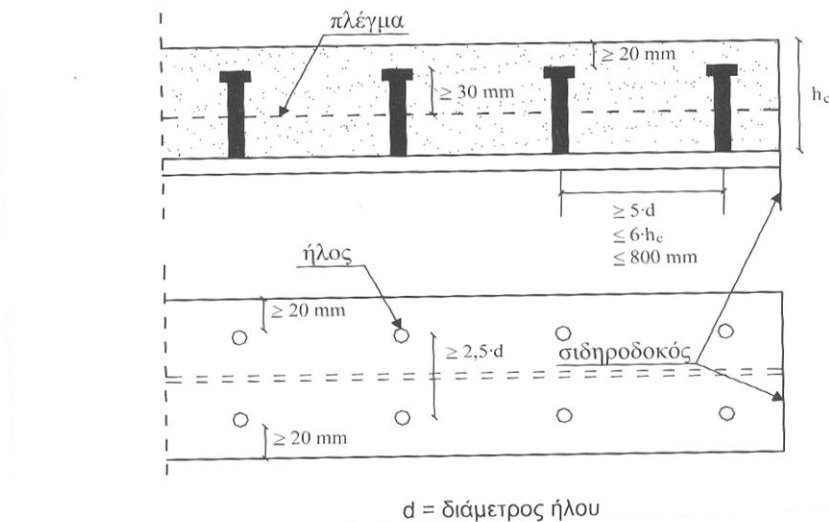
Πίνακας 1.1. Επιτρεπόμενες κατακόρυφες βυθίσεις

1.2 Σύμμικτες δοκοί

Η λειτουργία της σύμμικτης δοκού προϋποθέτει την ύπαρξη κατάλληλων διατμητικών συνδέσμων που εξασφαλίσουν την συνεργασία της σιδηροδοκού με την πλάκα σκυροδέματος. Τα πλεονεκτήματα αυτής της συνεργασίας είναι σημαντικά, όπως θα διαφανεί και παρακάτω στην ανάλυση του παρόντος κτιρίου. Ειδικά στην περίπτωση κάμψης των αμφιέριστων δοκών, που αποτελούν το αντικείμενο της παρούσας εργασίας, γίνεται πλήρης εκμετάλλευση της διατομής, διότι το σκυρόδεμα βρίσκεται συνεχώς υπό

θλίψη και η χαλύβδινη διατομή υπό εφελκυσμό. Από την άλλη, η πλάκα αντιστηρίζει πλευρικά τη σιδηροδοκό και την εξασφαλίζει έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Το ποσοστό της διατμητικής σύνδεσης παίζει ρόλο στον υπολογισμό των βελών, αφού η μερική διατμητική σύνδεση συνεπάγεται αύξηση των βελών. Σε φάση προμελέτης μπορούμε να ξεκινήσουμε θεωρώντας μια κατανομή ήλων $\varnothing 19/150$. Στην παρούσα εργασία οι υπολογισμοί έγιναν με θεώρηση πλήρους διατμητικής σύνδεσης.

| | min e_L | max e_L | min e_T | min c (όπου απαιτείται για ανθεκτικότητα) | min $h_{sc} - h_p$ | min b_0 | min h_1 |
|--|-----------|---|-----------|--|--------------------|-----------|-----------|
| Ολόσωμες πλάκες | | $\leq 6 \cdot h_c$ $\leq 800 \text{ mm}$ | $2,5d$ | 20 mm | — | — | 30 mm |
| Σύμμικτες πλάκες (χαλυβδόφυλλο \perp σιδηροδοκό) | 5d | $\leq 6 \cdot (h_c + h_p)$ $\leq 800 \text{ mm}$ | 4d | ότι ισχύει για οπλισμό μείον 5 mm | 2d | 50 mm | |



1.2 Περιορισμοί ως προς την διάταξη των ήλων [3].

Η δοκός ελέγχεται τόσο στη φάση κατασκευής όσο και στη φάση λειτουργίας, μιας και το στατικό σύστημα διαφέρει στις δυο περιπτώσεις. Στην φάση κατασκευής, πριν την πήξη του σκυροδέματος, η δοκός λειτουργεί ως απλή σιδηροδοκός που φέρει το ίδιο βάρος της, το βάρος του υπερκείμενου νωπού σκυροδέματος καθώς και το βάρος του χαλυβδόφυλλου. Στη φάση λειτουργίας συμπεριφέρεται ως σύμμικτη και γίνονται όλοι οι έλεγχοι για τους συνδυασμούς φόρτισης του συνόλου των μόνιμων, κινητών και σεισμικών φορτίων. Επισημαίνεται ότι σε δοκούς κατηγορίας 1 ή 2, επιτρέπεται να εξαιρεθούν από τον έλεγχο σε φάση κατασκευής. Επιπλέον, η επιρροή του ερπυσμού και της συστολής ξηράνσεως μπορεί να αγνοηθεί εφόσον δεν απαιτείται έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

1.3 Σύμμικτα υποστρώματα

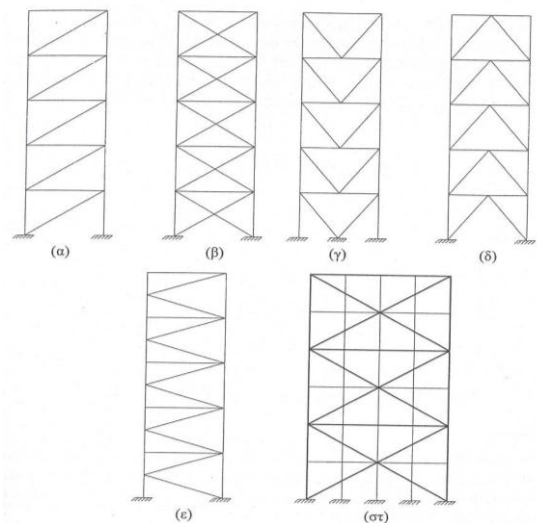
Τα σύμμικτα υποστρώματα αποτελούνται είτε από κοιλοδοκούς γεμισμένες με σκυρόδεμα είτε από σιδηροδοκούς εγκιβωτισμένες σε σκυρόδεμα. Τα σύμμικτα υποστρώματα παρουσιάζουν ιδιαίτερα υψηλή αντοχή, δυσκαμψία και ολκιμότητα, γεγονός που τα καθιστά ιδανικά για παραλαβή κατακόρυφων αλλά και οριζοντίων δυνάμεων.

Στην παρούσα εργασία δεν θα χρησιμοποιηθούν σύμμικτα υποστρώματα αλλά μόνο χαλύβδινα.

1.4 Συστήματα εξασφάλισης πλευρικής ευστάθειας

Η εξασφάλιση της πλευρικής ευστάθειας του κτιρίου είναι μείζονος σημασίας στη μόρφωση του φορέα. Υπάρχουν διάφορα συστήματα εξασφάλισης της πλευρικής ευστάθειας του κτιρίου όπως:

- Μέσω των πλαισίων, μέσω της λειτουργίας των κόμβων δοκού-υποστρώματος, οι οποίοι πρέπει να μορφώνονται ως κόμβοι ροπής.
- Μέσω κατακόρυφων μεταλλικών συνδέσμων, κεντρικών ή έκκεντρων.
- Μέσω τοιχωμάτων από σκυρόδεμα ή σύμμικτων τα οποία είτε μπορούν να συνδυαστούν με πλαισιακή λειτουργία και άρα συνδέσεις ροπής, είτε πιο συνηθισμένα, να παραλαμβάνουν το σύνολο των οριζοντίων δυνάμεων και να υπάρχουν απλές συνδέσεις τέμνουσας στον υπόλοιπο φορέα, οι οποίες είναι πιο οικονομικές και εύκολες στην κατασκευή
- Τέλος, μια διαδεδομένη στο εξωτερικό, μέθοδος εξασφάλισης της πλευρικής ευστάθειας είναι η χρήση χαλύβδινων διατμητικών τοιχωμάτων, για τα οποία γίνεται εκτενής αναφορά παρακάτω.



1.3 Συστήματα εξασφάλισης πλευρικής ευστάθειας του κτιρίου με κατακόρυφους κεντρικούς συνδέσμους[1].

1.5 Πυροπροστασία

Η πυροπροστασία στα κτίρια διακρίνεται σε ενεργητική και παθητική. Η ενεργητική αφορά τα μέτρα πρόληψης και καταπολέμησης της πυρκαγιάς, όπως είναι οι ανιχνευτές καπνού, οι καταιονιστήρες, πυροσβεστικοί κρουνοί, κ.α. Η παθητική πυροπροστασία αφορά τα μέτρα αντοχής της κατασκευής ώστε να εξασφαλίζεται ότι, σε περίπτωση πυρκαγιάς, το κτίριο διαθέτει αρκετή αντοχή ώστε να επιτυγχάνεται η έγκαιρη διαφυγή των χρηστών.

Υπάρχουν αρκετές μέθοδοι προστασίας από την πυρκαγιά, εκ των οποίων οι πιο διαδεδομένες είναι οι εξής:

- Σταθερή επένδυση με γυψοσανίδες ή άλλα συστήματα που βασίζονται στις ορυκτές ίνες. Ταυτόχρονα με την πυροπροστασία, προσφέρει και ένα καλαίσθητο αποτέλεσμα, αλλά λόγω της εφαρμογής στο εργοτάξιο καθυστερεί την κατασκευή και αυξάνει το κόστος της.
- Εκτοξευόμενα υλικά αποτελούμενα συνήθως από βερμικουλίτη ή ορυκτές ίνες. Η εφαρμογή είναι σχετικά ταχεία και μπορεί να εφαρμοστεί και γύρω από σύνθετες κατασκευαστικές λεπτομέρειες, αλλά το αποτέλεσμα δεν είναι αισθητικά αποδεκτό.
- Πυράντοχες διογκούμενες βαφές. Εφαρμόζονται στο εργοτάξιο με επάλειψη ή εκτόξευση, δημιουργώντας έναν υμένα με πάχος ανάλογο του επιθυμητού δείκτη πυραντίστασης. Αν η εφαρμογή της βαφής γίνει εργοστασιακά, πρέπει να αποφευχθούν οι προσκρούσεις και οι αποξέσεις κατά την ανέγερση.

Ο σχεδιασμός έναντι πυρκαγιάς καθορίζεται από τον Ευρωκώδικα 1-Μέρος 1.2 [18] που αφορά τον ορισμό της πυρκαγιάς σαν φόρτιση και τον Ευρωκώδικα 3-Μέρος 1.2[16] που αφορά το σχεδιασμό έναντι πυρκαγιάς. Στην Ελλάδα, οι απαιτούμενοι δείκτες πυραντίστασης ανάλογα με τη χρήση του κτιρίου καθορίζονται από το Π.Δ. 71/1988.

1.5.1 Έλεγχος δοκών και υποστρωμάτων έναντι πυρκαγιάς

Η διαδικασία ελέγχου επάρκειας ενός χαλύβδινου δομικού στοιχείου έναντι πυρκαγιάς συνοψίζεται στα εξής βήματα:

- Προσδιορισμός του συνδυασμού φόρτισης έναντι πυρκαγιάς (τυχηματικός συνδυασμός). Για κτίρια μπορεί απλά να γραφεί ως : $Q_{fi} = \sum \gamma_{GA} \cdot G + \psi_1 \cdot Q$, όπου το γ παίρνει την τιμή 1 και για κατοικίες σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 το ψ_1 παίρνει την τιμή 0,6.
- Προσδιορισμός των εντατικών μεγεθών λόγω του παραπάνω συνδυασμού φόρτισης.
- Προσδιορισμός της μειωμένης τάσης διαρροής του χάλυβα λόγω της αύξησης θερμοκρασίας.
- Προσδιορισμός της κρίσιμης θερμοκρασίας, που αντιστοιχεί στην παραπάνω τάση διαρροής ανεξάρτητα από τις συνθήκες μόνωσης του μέλους.

- Προσδιορισμός του διατιθέμενου δείκτη πυραντίστασης, δηλαδή του χρόνου που μεσολαβεί μέχρι ο χάλυβας να αποκτήσει την κρίσιμη θερμοκρασία.
- Έλεγχος ότι ο διατιθέμενος δείκτης πυραντίστασης είναι μεγαλύτερος από τον απαιτούμενο με βάση τον κανονισμό. Σύμφωνα με το Άρθρο 5 του Π.Δ. 71/1988 για κατοικίες, ο ελάχιστος επιτρεπόμενος δείκτης πυραντίστασης από 4-8 ορόφους είναι 60'.

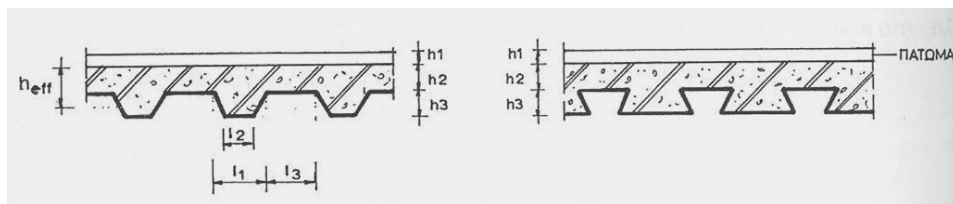
Τέλος, επισημαίνεται ότι στην περίπτωση που υπάρχουν πυράντοχες ψευδοροφές, δεν απαιτείται προστασία των δοκών έναντι πυρκαγιάς. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στους αρμούς της ψευδοροφής, οι οποίοι δεν πρέπει να επιτρέπουν την διέλευση φλόγας ή θερμού αέρα.

1.5.2 Έλεγχος σύμμικτης πλάκας έναντι πυρκαγιάς

Οι σύμμικτες πλάκες πρέπει εν γένει να ικανοποιούν τα κριτήρια φέρουσας ικανότητας R και μονωτικής ικανότητας I [2].

- Κριτήριο μονωτικής ικανότητας I

Για τον έλεγχο σε πυρκαγιά έναντι του κριτηρίου αυτού συγκρίνεται το ενεργό πάχος της πλάκας με το ελάχιστο επιτρεπόμενο ενεργό πάχος ως συνάρτηση του απαιτούμενου χρόνου πυραντίστασης, ο οποίος στην συγκεκριμένη περίπτωση είναι 60'.



Αν $h_2/h_1 \leq 1,5$ και $h_1 > 50\text{mm}$ τότε:

$$h_{eff} = h_1 + 0,5 \cdot h_2 \cdot \frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3}$$

Αν $h_2/h_1 \geq 1,5$ και $h_1 > 50\text{mm}$ τότε:

$$h_{eff} = h_1 \left(1 + 0,75 \cdot \frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \right)$$

Το ελάχιστο ενεργό πάχος $\min h_{eff}$ δίνεται από τον παρακάτω πίνακα.

| Χρόνος Πυραντίστασης | $\min h_{eff}$ |
|---|--------------------|
| R30 | 60-h ₃ |
| R60 | 80-h ₃ |
| R90 | 100-h ₃ |
| R120 | 120-h ₃ |
| R180 | 150-h ₃ |
| R240 | 175-h ₃ |
| Παρατήρηση: Η μέγιστη τιμή του h ₃ που θα λαμβάνεται υπόψη στον σχεδιασμό είναι 20mm | |

Άρα, αν $h_{eff} > \min h_{eff}$, ο έλεγχος του κριτηρίου μονωτικής ικανότητας ικανοποιείται.

- Κριτήριο φέρουσας ικανότητας, R

Για να ικανοποιείται ο έλεγχος φέρουσας ικανότητας πρέπει η δρώσα ροπή για τον συνδυασμό φόρτισης σε πυρκαγιά ($M_{fi,sd}$) να είναι μικρότερη από τη ροπή αντοχής της πλάκας σε θερμή κατάσταση ($M_{fi,RD}$).

$$M_{fi,sd} \leq M_{fi,RD}$$

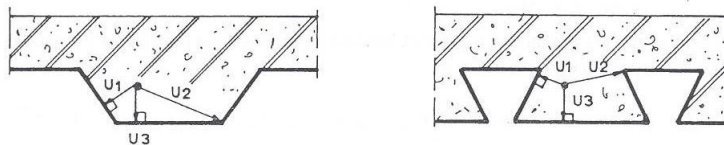
Ο έλεγχος πραγματοποιείται ξεχωριστά για θετικές και αρνητικές ροπές, θεωρώντας την δυσμενέστερη περίπτωση, όπου η φωτιά σημειώνεται κάτω από την πλάκα.

Για την περιοχή των θετικών ροπών, για τον προσδιορισμό των ροπών αντοχής γίνονται οι εξής παραδοχές:

- Η συμβολή των χαλυβδόφυλλων στην αντοχή αγνοείται.
- Ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για το σκυρόδεμα λαμβάνεται $\gamma_c=1,3$.
- Ο οπλισμός της πλάκας υπολογίζεται με μειωμένη αντοχή που αντιστοιχεί σε θερμή κατάσταση.

Η θερμοκρασία οπλισμού υπολογίζεται στον παρακάτω πίνακα Πίνακας 1.2 ανάλογα με την απόσταση z του οπλισμού από τα τοιχώματα της διατομής καθώς και ανάλογα με τον απαιτούμενο δείκτη πυραντίστασης.

$$\text{Απόσταση } z: \quad \frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{u_1}} + \frac{1}{\sqrt{u_2}} + \frac{1}{\sqrt{u_3}}$$



Σχήμα 10.9 Γεωμετρική θέση ράβδου οπλισμού

1.4 Γεωμετρική θέση ράβδου οπλισμού[2]

| Χρόνος Πυραντίστασης | Θερμοκρασία οπλισμού [°C] |
|----------------------|--|
| R60 | $\theta_s = 1175 - 350z \leq 810^\circ\text{C}$ |
| R90 | $\theta_s = 1285 - 350z \leq 880^\circ\text{C}$ |
| R120 | $\theta_s = 1370 - 350z \leq 930^\circ\text{C}$ |
| R180 | $\theta_s = 1490 - 350z \leq 1000^\circ\text{C}$ |
| R240 | $\theta_s = 1575 - 350z \leq 1050^\circ\text{C}$ |

Πίνακας 1.2 Θερμοκρασία οπλισμού ανάλογα με τον χρόνο πυραντίστασης.

Η αντοχή του χάλυβα λαμβάνεται από το σχήμα της εικόνας 4.2 που αφορά την μεταβολή των μηχανικών χαρακτηριστικών του δομικού χάλυβα με τη θερμοκρασία, οπότε προκύπτει

$$\frac{F_{ua,\theta}}{F_{ya,20}} \rightarrow f_{sd}$$

Αντοχή σκυροδέματος: $f_{cd}=0,85 \cdot f_{ck}/1,3$

Εφελκυστική δύναμη: $Z_s=1 \cdot (\pi \cdot d^2/4) \cdot f_{sd}=7,85 \text{ kN}$

Ουδέτερος άξονας: $z_0=7,85/(8,85 \cdot 1,96)=0,45 \text{ cm}$

Ροπή αντοχής: $M_{fi,RD}=Z_s \cdot e$, όπου e ο μοχλοβραχίονας μεταξύ των τάσεων του σκυροδέματος και της εφελκυστικής δύναμης του χάλυβα.

Σύγκριση της ροπής σχεδιασμού για συνδυασμό $G+0,6Q$ (για κατοικίες) με την ροπή αντοχής σε συνθήκες πυρκαγιάς

$$M_{fi,sd} \leq M_{fi,RD}$$

2 ΧΑΛΥΒΔΙΝΑ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ- STEEL PLATE SHEAR WALLS

2.1 Γενικά

Τα χαλύβδινα διατμητικά τοιχώματα (Χ.Δ.Τ.) αναπτύχθηκαν στα πλαίσια της έρευνας για τον αντισεισμικό σχεδιασμό κτιρίων και την εξεύρεση συστημάτων ικανών να αναπτύξουν μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις απορροφώντας έτσι μεγάλο ποσοστό της σεισμικής ενέργειας. Τα Χ.Δ.Τ. αποτελούν διαδεδομένα συστήματα εξασφάλισης της πλευρικής ευστάθειας του κτιρίου στις Η.Π.Α, τον Καναδά και την Ιαπωνία. (Εικόνες 2.1, 2.2, 2.3, 2.4) .



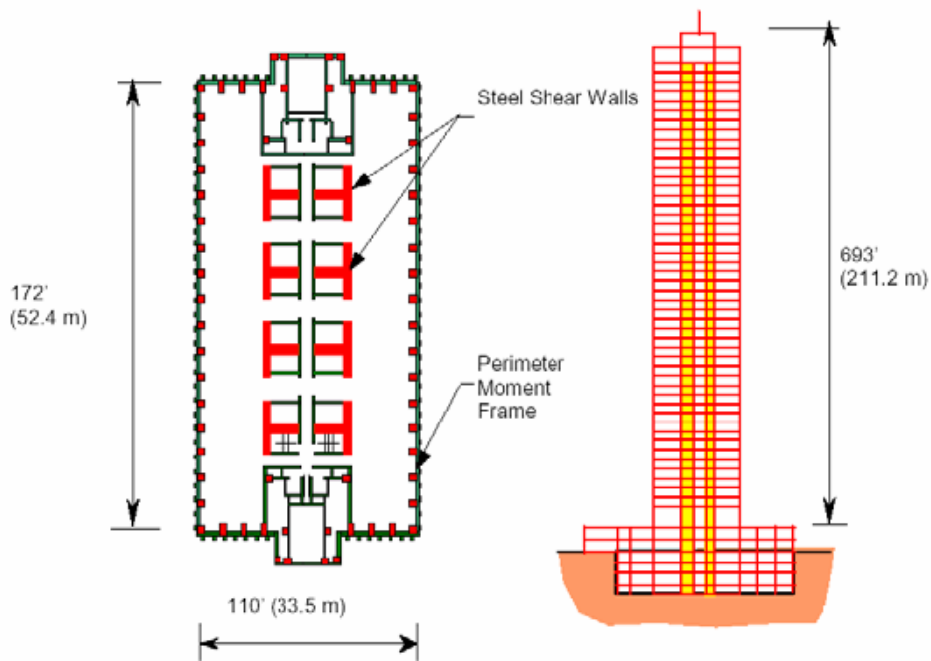
2.1 *Los Angeles Convention Center Hotel tower rendering [12]*



2.2 *Κτίριο 6 ορόφων στο Saint Georges, Quebec, Canada [12]*



2.3- Ουρανοξύστης 53 ορόφων στο Τόκυο [12]



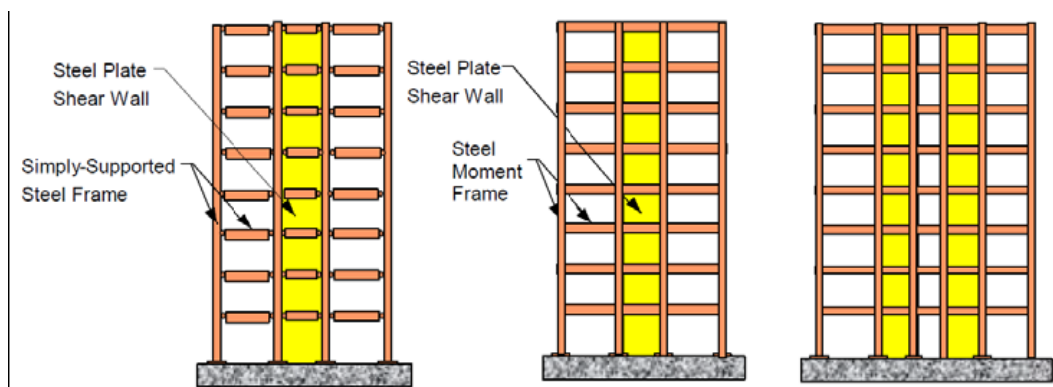
2.4 – Τυπική κάτοψη και τομή του παραπάνω κτιρίου[12].

Ένα τυπικό δομικό σύστημα με Χ.Δ.Τ. αποτελείται από τα οριζόντια και κατακόρυφα στοιχεία του πλαισίου και από λεπτότοιχα ελάσματα από χάλυβα χαμηλού ορίου διαρροής ή έστω χαμηλότερου σε σχέση με τα υπόλοιπα δομικά στοιχεία. Τα χάλυβδινα ελάσματα συνδέονται στα άκρα του φανώματος με ένα πλαίσιο (τελάρο) το οποίο είναι συγκολλημένο εργοστασιακά πάνω στις περιμετρικές δοκούς και υποστυλώματα και συνδέεται κοχλιωτά ή συγκολλητά με το έλασμα (εικόνα2.5). Το χάλυβδινο έλασμα αναμένεται να κυρτωθεί λόγω διάτμησης και, μεταλυγισμικά, να δημιουργηθεί ένα διαγώνιο εφελκυστικό πεδίο ικανό να παραλάβει τα πλευρικά φορτία. Το πλαίσιο μπορεί

να κατασκευαστεί είτε με απλές συνδέσεις τέμνουσας, που είναι και το σύνηθες όταν προβλέπεται σύστημα πλευρικής εξασφάλισης στον σχεδιασμό, είτε με συνδέσεις ροπής. Επιπλέον μπορούν να κατασκευαστούν δίδυμα τοιχώματα με ενδιάμεσες δοκούς σύζευξης (εικόνα 2.6). Έρευνες έχουν δείξει ότι η ύπαρξη του ενός συστήματος ή του άλλου έχει μικρή επιρροή στην λειτουργία του τοιχώματος καθώς και στην αρχική δυσκαμψία του συστήματος, αλλά επηρεάζει την συνολική φέρουσα ικανότητα του συστήματος [12].

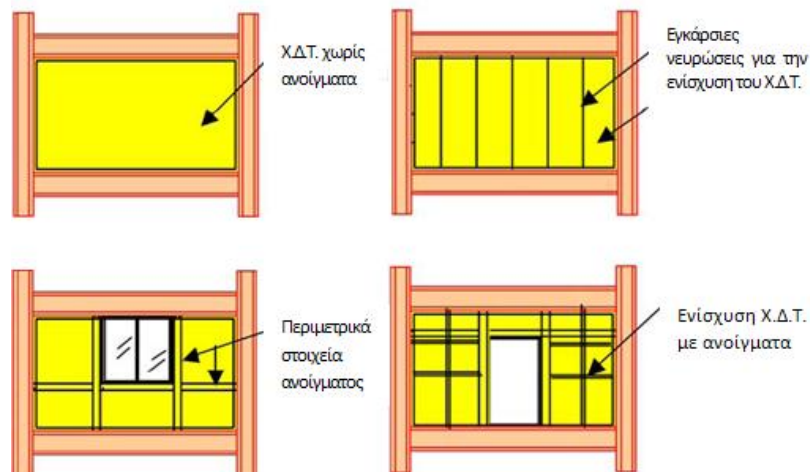


2.5- Διάταξη Χαλύβδινου Διατμητικού Τοιχώματος



2.6– Τυπικό δομικό σύστημα με Χ.Δ.Τ.: α) Μονό τοίχωμα με πλαίσιο με απλές συνδέσεις τέμνουσας, β) Μονό τοίχωμα με πλαίσιο ροπής, γ) Συζευγμένα τοιχώματα με δοκούς σύζευξης [12].

Σε περίπτωση μεγάλων φανωμάτων, όταν υπάρχουν κενά ή τρύπες για λειτουργικούς λόγους, όπως συμβαίνει για παράδειγμα συχνά σε κλιμακοστάσια, αλλά και όταν δε πληρούνται οι αναλογίες ύψους προς πλάτος του φανώματος, μπορεί να προβλεφθούν κατάλληλες νευρώσεις, εγκάρσιες και διαμήκεις, ώστε να μειωθεί ο κίνδυνος διατμητικής κύρτωσης (εικόνα 2.7) Τα οριζόντια και κατακόρυφα στοιχεία του πλαισίου (δοκοί και υποστυλώματα) μπορούν να φέρουν φορτία βαρύτητας, αλλά ταυτόχρονα διαμορφώνουν περιμετρικά και τα φανώματα στα οποία θα αναρτηθούν τα χαλύβδινα ελάσματα.



2.7 Χαλύβδινα Διατηρητικά τοιχώματα χωρίς ενισχύσεις ή με ενισχύσεις, χωρίς ανοίγματα ή με ανοίγματα[12].

Τα Χ.Δ.Τ. παρουσιάζουν μια σειρά από πλεονεκτήματα σε σχέση με άλλα συστήματα πλευρικής εξασφάλισης, όπως για παράδειγμα οι κεντρικοί ή έκκεντροι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, τα τοιχώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα, τα σύμμικτα τοιχώματα ή τα πλαίσια ροπής.

Σε σύγκριση με τα πλαίσια ροπής, οι έρευνες έχουν δείξει ότι το συνολικό κόστος της κατασκευής μπορεί να μειωθεί σημαντικά, ιδιαίτερα δε αν λάβουμε υπόψη το αυξημένο κόστος κατασκευής άκαμπτων συνδέσεων και όλων των κατασκευαστικών διατάξεων που προβλέπονται για τον ικανοτικό σχεδιασμό πλαισίων.

Στην περίπτωση χρήσης τοιχώματος ή πυρήνα από οπλισμένο σκυρόδεμα σαν μέσο πλευρικής εξασφάλισης, το Χ.Δ.Τ. υπερτερεί λόγω μικρότερου ιδίου βάρους και άρα λιγότερα αδρανειακά φορτία και μειωμένο κόστος θεμελίωσης. Μάλιστα μπορεί να αποτελέσει και εξαιρετική λύση για την ενίσχυση υφιστάμενων κτιρίων χωρίς να προσθέτει επιπλέον επιβάρυνση στην θεμελίωση. Επιπλέον, πρέπει να σημειωθεί ότι για περιοχές με έντονη σεισμικότητα και για υψηλά κτίρια ένα συμβατικό τοίχωμα από σκυρόδεμα θα έπρεπε να κατασκευαστεί βαριά οπλισμένο και άρα αντιοικονομικό και με μεγάλα πάχη ειδικά σε χαμηλούς ορόφους, θέτοντας έτσι περιορισμούς στον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό. Άλλωστε, ακόμα και ένα αντισεισμικά σχεδιασμένο τοίχωμα από οπλισμένο σκυρόδεμα, παρουσιάζει πιο αμφίβολη απόκριση σε έντονα ανακυκλιζόμενη φόρτιση, μειωμένη πλαστιμότητα και ικανότητα απορρόφησης ενέργειας, σε σχέση με ένα Χ.Δ.Τ.. Τέλος, η χρήση μόνο χάλυβα στον φέροντα οργανισμό είναι επιθυμητή διότι μειώνει την αλληλεξάρτηση μεταξύ των συνεργείων, αυξάνει την ακρίβεια και εν γένει διευκολύνει την γρήγορη ανέγερση.

Στα γενικά πλεονεκτήματα των Χ.Δ.Τ. είναι ότι καταλαμβάνουν μικρό χώρο και έτσι αυξάνουν την αξιοποιήσιμη επιφάνεια του κτιρίου. Επιπλέον, δεδομένου ότι με κατάλληλες ενισχύσεις και υπό όρους, επιτρέπουν την ύπαρξη ελεύθερων ανοιγμάτων, αυτό τα καθιστά ελκυστική λύση έναντι άλλων συστημάτων, όπως οι κεντρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας.

Ένα ακόμα πλεονέκτημά τους είναι ότι μειώνουν τον χρόνο ανέγερσης του κτιρίου με την άμεση συναρμολόγηση, η οποία μπορεί να γίνει με ασφάλεια στο εργοτάξιο, χρησιμοποιώντας κοχλιωτή ή συγκολλητή σύνδεση του τοιχώματος στα περιμετρικά δομικά στοιχεία.

Τελευταίο άλλα σημαντικότερο όλων, είναι η ικανότητα τους για απορρόφηση μεγάλων ποσών ενέργειας προσδίδοντας τους πλαστική συμπεριφορά, επιτυγχάνοντας υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($q > 5$). Έχει προκύψει από έρευνες ότι κατά την διάρκεια ανακυκλιζόμενης φόρτισης, οι βρόχοι υστέρησης ήταν επαρκώς διευρυμένοι, υποδηλώνοντας έτσι την σταθερή και αξιόπιστη απορρόφηση μεγάλων ποσών ενέργειας από το σύστημα[12]. Επισημαίνεται σε αυτό το σημείο ότι ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, για μεταλλικούς φορείς με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας, προβλέπει μικρότερο συντελεστή συμπεριφοράς ($q=3$) σε σχέση με αυτό που μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε όταν χρησιμοποιούμε Χ.Δ.Τ. ($q=6$).

Όμως παρά την πληθώρα των πλεονεκτημάτων τους, τα Χ.Δ.Τ. δεν είναι ευρέως διαδεδομένα, ίσως γιατί δεν είναι απαλλαγμένα μειονεκτημάτων.

Η μόρφωση ενός δομικού συστήματος με Χ.Δ.Τ. συνήθως επιβάλλει μεγάλες διαστάσεις υποστυλωμάτων, μειώνοντας έτσι την οικονομικότητα της κατασκευής. Η διαφορά είναι μικρότερη σε πολύ ψηλά κτίρια ή έργα μεγάλης κλίμακας, όπου έτσι κι αλλιώς ο σχεδιασμός των υποστυλωμάτων για φορτία βαρύτητας δίνει μεγάλες διατομές. Σε μικρότερα έργα η διαφορά είναι μεγάλη και καθίσα την κατασκευή ασύμφορη.

Επίσης, είναι γεγονός ότι τα αναλυτικά αριθμητικά μοντέλα που χρειάζονται για την ανάλυση είναι χρονοβόρα και χρειάζονται εξειδικευμένους και έμπειρους μηχανικούς. Ωστόσο, πρέπει να σημειωθεί ότι υπάρχουν προσεγγιστικές λύσεις οι οποίες είναι εύκολες στην προσομοίωση και δίνουν πολύ ικανοποιητικά αποτελέσματα, όπως η μέθοδος της Ισοδύναμης Διαγωνίου που θα αναπτυχθεί παρακάτω.

Τέλος, κατά την κατασκευή πρέπει να ληφθεί μέριμνα ώστε να αποφευχθούν ή έστω να διατηρηθούν στο ελάχιστο οι αρχικές ατέλειες στα χαλύβδινα ελάσματα που αποτελούν το Χ.Δ.Τ. Τα Χ.Δ.Τ., ιδιαίτερα για μικρά πάχη ελασμάτων, είναι ευάλωτα σε αρχικές ατέλειες οι οποίες μπορούν να δημιουργηθούν είτε κατά την παρασκευή τους, είτε κατά την συναρμολόγηση ή την συγκόλληση. Αυτές οι ατέλειες επηρεάζουν σημαντικά το όριο διαρροής του τοιχώματος αλλά έρευνες έχουν δείξει ότι τελικά η συνολική αντοχή του συστήματος δεν εξαρτάται από αυτές[12].

2.2 Προσομοίωση Χαλύβδινων Διατμητικών Τοιχωμάτων σε πολυώροφα κτίρια

Αρχικά αναπτύχθηκε από τον Thoburn et al το 1983 [6] η μέθοδος των ράβδων (strip model), όπου το εφελκυστικό πεδίο προσομοιώνεται μέσω μιας δέσμης εφελκυσόμενων ράβδων οι οποίες έχουν γωνία κλίσης ίση με τη θεωρητική γωνία κλίσης α του εφελκυστικού πεδίου (εικόνα 2.8). Συνήθως 10 ράβδοι ανά φάτνωμα είναι επαρκείς για την προσομοίωση. Επιπλέον, ελλείπει υπολογιστικών εργαλείων την εποχή εκείνη, απέδειξε ότι αθροίζοντας την απόκριση όλων των φάτνωμάτων των

ορόφων προσέγγιζε ικανοποιητικά την συνολική απόκριση του συστήματος. Το μοντέλο των ράβδων βασίζεται στη παραδοχή ότι οι συνοριακές δοκοί είναι απείρως δύσκαμπτες, ώστε να μπορεί να αναπτυχθεί πλήρως το εφελκυστικό πεδίο.

Μια εναλλακτική μέθοδος προσέγγισης αποτελεί η αντικατάσταση των τοιχωμάτων και των συνοριακών στοιχείων αυτών, κατακόρυφα και οριζόντια, με αντίστοιχα στοιχεία δικτυώματος. Στη μέθοδο της Ισοδύναμης Διαγωνίου, το Χ.Δ.Τ. προσεγγίζεται μέσω ενός κατακόρυφου δικτυώματος με διαγώνιες εφελκυσμένες ράβδους, υποθέτοντας άκαμπτες δοκούς. Κάθε χαλύβδινο έλασμα προσομοιώνεται με μια μεμονωμένη εφελκυσμένη ράβδο για κάθε όροφο προς μια διεύθυνση ή από 2 ισοδύναμους Χ-αστί κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας ώστε να λειτουργεί και στις 2 διευθύνσεις (εικόνα2.9).

Η σχέση που δίνει το εμβαδόν διατομής της ισοδύναμης διαγωνίου σε σχέση με το πάχος του τοιχώματος αλλά και των περιμετρικών στοιχείων του φαντώματος, είναι η εξής [6]:

$$A = \frac{t \cdot L \cdot \sin^2 2\alpha}{2 \cdot \sin \varphi \cdot \sin 2\varphi}$$

Όπου : t: πάχος του περικλειόμενου ελάσματος

L: μήκος του τοιχώματος, μετρούμενο μεταξύ Κ.Β. αξόνων υποστυλωμάτων.

α : θεωρητική γωνία κλίσης του εφελκυστικού πεδίου

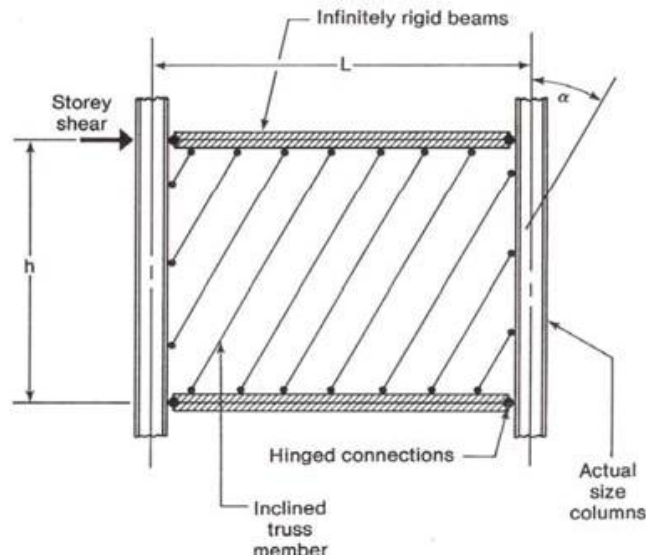
φ : γωνία μεταξύ διαγωνίου και υποστυλώματος.

Η γωνία κλίσης του εφελκυστικού πεδίου δίνεται από την σχέση [6]:

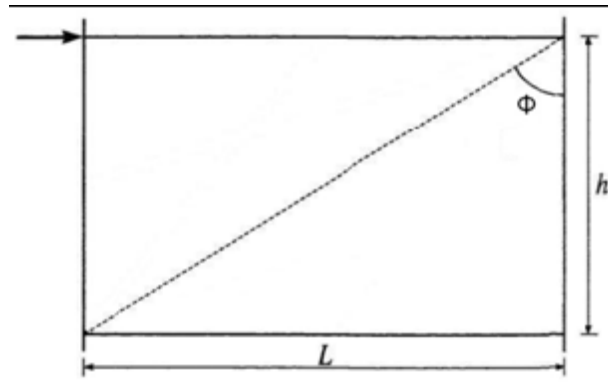
$$\tan \alpha = \sqrt{\frac{1 + \frac{L \cdot t}{2A_c}}{1 + \frac{h \cdot t}{2A_b}}}$$

Όπου : L, h : Οι διαστάσεις του τοιχώματος μετρημένες στα Κ.Β. των κατακόρυφων και οριζοντίων στοιχείων που τα περιβάλλουν.

A_c, A_b : Εμβαδόν διατομής υποστυλώματος και δοκού αντίστοιχα.



2.8 Το μοντέλο των Ισοδύναμων Ράβδων (Thorburn et al. 1983 [6])



2.9 Το μοντέλο του Ισοδύναμου Διαγώνιου Συνδέσμου (Thorburn et al. 1983 [6])

Ωστόσο, πρέπει να επισημανθεί ότι σύμφωνα με έρευνες [9], η προσομοίωση του Χ.Δ.Τ. με μια ισοδύναμη διαγώνιο ράβδο δίνει ικανοποιητικά αποτελέσματα όταν το τοίχωμα έχει λόγο πλευρών L/h μεγαλύτερο του 0,8. Θεωρητικά, δεν υπάρχει άνω όριο στον λόγο αυτό, αν και για L/h μεγαλύτερο του 2,5 εγείρονται θέματα με την ευκαμψία των δοκών. Τέλος, όταν ο λόγος L/h είναι μικρότερος από 0,8 μπορούμε να εισάγουμε πρόσθετα ενδιάμεσα οριζόντια στοιχεία, τροποποιώντας έτσι τον λόγο L/h , διαφορετικά πρέπει να χρησιμοποιηθεί εναλλακτικός τρόπος ανάλυσης, π.χ. πεπερασμένα στοιχεία.

2.3 Προμελέτη της κατασκευής με ισοδύναμους κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας

2.3.1 Σχεδιασμός Ισοδύναμων Χ-αστι συνδέσμων.

Για την μελέτη της κατασκευής τα φαινόμενα με τα Χ.Δ.Τ. αντικαθίσταται από διαγώνιους Χ-αστι συνδέσμους για τους οποίους ισχύουν οι παρακάτω παραδοχές:

- Για μη σεισμικούς συνδυασμούς φόρτισης (φορτία βαρύτητας), οι διαγώνιοι ράβδοι δεν συμμετέχουν στην ανάλυση.
- Για το σεισμικό συνδυασμό φόρτισης, κατά την ιδιομορφική φασματική ανάλυση, το φάσμα σχεδιασμού διαιρείται με τον συντελεστή συμπεριφοράς $q=6$ (για χάλυβες υψηλής ολκιμότητας).
- Οι Χ-αστί σύνδεσμοι διαστασιολογούνται με βάση τους ισχύοντες κανονισμούς ώστε να πληρούν τις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αλλά και αστοχίας.
- Τα περιμετρικά δομικά στοιχεία πρέπει να σχεδιάζονται ικανοτικά, σύμφωνα με τον κανονισμό EN1998-1 [17].
- Για τις δοκούς, τα υποστυλώματα καθώς επίσης και τις μεταξύ τους συνδέσεις πρέπει να ισχύουν οι προϋποθέσεις που αναφέρονται παρακάτω.

2.3.2 Υπολογισμός του Χαλύβδινου Διατμητικού Τοιχώματος

Η πλαστική διατμητική αντοχή ενός Χ.Δ.Τ. , θεωρώντας ότι η προσομοίωση γίνεται με την μέθοδο των ράβδων, δίνεται από την σχέση [12]:

$$V_n = 0.42 \cdot F_y \cdot t_w \cdot L_{cf} \cdot \sin 2\alpha$$

Όπου:

F_y : Η τάση διαρροής

t_w : είναι το πάχος του τοιχώματος

L_{cf} : είναι το καθαρό μήκος ελάσματος μετρούμενο από πέλμα υποστυλώματος σε πέλμα υποστυλώματος.

α : η γωνία κλίσης του εφελκυστικού πεδίου σε σχέση με την κατακόρυφο.

Ο υπολογισμός του πάχους του χαλύβδινου ελάσματος, θεωρώντας ισοδύναμους Χ-αστί συνδέσμους και υποθέτοντας μια γωνία κλίσης α , δίνεται από την σχέση [12]:

$$t_w = \frac{2A \cdot \Omega_s \cdot \sin \varphi}{L \cdot \sin 2\alpha}$$

όπου:

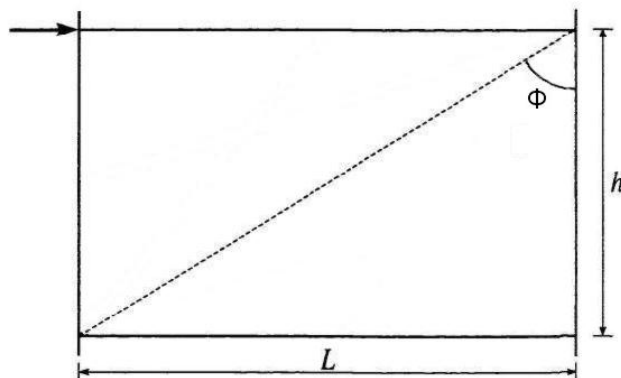
A: το εμβαδόν διατομής της ισοδύναμης διαγωνίου ράβδου του συνδέσμου

φ : η γωνία που σχηματίζει ο άξονας της ισοδύναμης διαγωνίου με την κατακόρυφο (σχήμα 2.10)

L: η απόσταση των περιμετρικών υποστυλωμάτων μετρημένη από το Κ.Β. τους.

α : η υποθετική γωνία κλίσης του εφελκυστικού πεδίου σε σχέση με την κατακόρυφο (βέλτιστη κλίση του εφελκυστικού πεδίου είναι 45°)

Ω : συντελεστής υπεραντοχής, όπως αυτός ορίζεται από την FEMA 356. Για Χ.Δ.Τ. παίρνει την τιμή 1.2 .



2.10 Γωνία ϕ μεταξύ του άξονα της διαγωνίου και της κατακόρυφου.

2.3.3 Έλεγχος Δοκών και Υποστυλωμάτων περιμετρικά Χ.Δ.Τ. και των μεταξύ τους συνδέσεων.

2.3.3.1 Δοκοί

Η αντοχή της δοκού πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την αναμενόμενη τάση διαρροής της για τα φορτία σχεδιασμού, θεωρώντας πως το τοίχωμα δεν συμμετέχει στη παραλαβή κατακόρυφων φορτίων. Επιπλέον, η δοκός πρέπει να μπορεί να παραλάβει και μια πρόσθετη οριζόντια θλιπτική συνιστώσα που θα προκύψει λόγω του αναπτυσσόμενου εφελκυστικού πεδίου στο τοίχωμα. Οι κατακόρυφες συνιστώσες από την ανάλυση του διαγώνιου εφελκυστικού πεδίου μπορούν να αγνοηθούν σε δοκούς ενδιάμεσων ορόφων που περιβάλλονται εκατέρωθεν από τοίχωμα, μιας και έχουν αντίθετη φορά και αλληλοαναιρούνται. Όσον αφορά στο ισόγειο, όπου το εφελκυστικό πεδίο επηρεάζει μονόπλευρα την δοκό, η ύπαρξη δύσκαμπτης θεμελίωσης εξασφαλίζει την δοκό ενώ στον τελευταίο όροφο οφείλουν να ληφθούν κατάλληλα κατασκευαστικά μέτρα ώστε να μπορεί να αναπτυχθεί απρόσκοπτα το εφελκυστικό πεδίο. Άλλωστε, σε συνήθη κτιριακά έργα η ύπαρξη διαφραγματικής λειτουργίας της πλάκας εξασφαλίζει πλευρικά την δοκό.

Οι διατομές των δοκών πρέπει να έχουν ελάχιστη πλαστική ροπή αντίστασης ίση με[12]:

$$W_{pl,b} \geq \frac{f_{yw} \cdot t_w \cdot \cos^2 \alpha \cdot L^2}{4 \cdot f_{ym}}$$

Όπου: t_w : το πάχος του Χ.Δ.Τ.

L : το μήκος του φατνώματος μετρούμενο από το Κ.Β. των υποστυλωμάτων

α : η γωνία κλίσης του εφελκυστικού πεδίου

f_y : τάση διαρροής

Επιπλέον,

- Πρέπει να εξασφαλιστεί ότι η στροφική ικανότητα και η πλήρης πλαστική ροπή αντίστασης δεν μειώνονται λόγω ύπαρξης θλιπτικών και διατμητικών δυνάμεων.
- Οι διατομές πρέπει να κατατάσσονται στην κλάση 1 για χάλυβες υψηλής ολκιμότητας.
- Σε περίπτωση χρήσης συζευγμένων τοιχωμάτων η δοκός σύζευξης προσομοιώνεται ανάλογα με τον κύριο μηχανισμό αστοχίας της: οι κοντές δοκοί απορροφούν ενέργεια μέσω της διαρροής τους κυρίως σε διάτμηση, οι λυγερές δοκοί απορροφούν ενέργεια κυρίως μέσω της διαρροής τους σε κάμψη, ενώ σε ενδιάμεσα μήκη δοκών ο μηχανισμός πλαστικοποίησης περιλαμβάνει κάμψη και διάτμηση. Στην πράξη, το κενό ανάμεσα στα τοιχώματα και κατά συνέπεια το μήκος της δοκού καθορίζονται από την χρήση του κτιρίου, αφού συνήθως σχεδιάζονται έτσι ώστε να εξυπηρετούν την πρόσβαση σε κλιμακοστάσια, διαδρόμους, γραφεία, ανελκυστήρες, κλπ.

2.3.3.2 Υποστυλώματα

Ομοίως με τις δοκούς, τα υποστυλώματα οφείλουν να έχουν αντοχή μεγαλύτερη από την αναμενόμενη τάση διαρροής τους για τους επιβαλλόμενους συνδυασμούς φόρτισης του σχεδιασμού. Επιπλέον, για την αποφυγή υπερβολικών παραμορφώσεων, οι οποίες θα οδηγήσουν σε πρόωρο λυγισμό των υποστυλωμάτων λόγω της ελκυστικής δράσης των τοιχωμάτων, πρέπει να εξασφαλίζεται μια ελάχιστη ροπή αδρανείας των υποστυλωμάτων ίση με [6]:

$$I_c \geq \frac{0.00307 \cdot t_w \cdot h^4}{L}$$

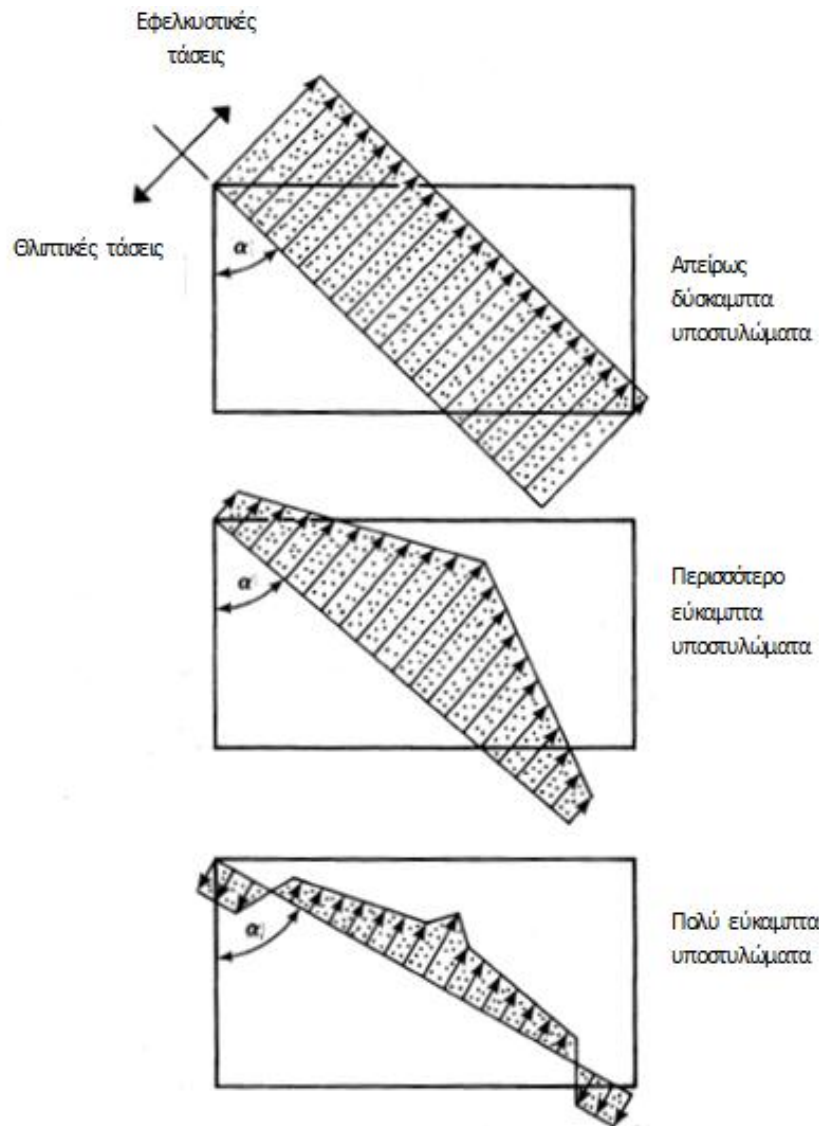
Όπου: t_w : το πάχος του τοιχώματος που περικλείεται,

h : το ύψος του φανώματος (κεντροβαρικά των δοκών)

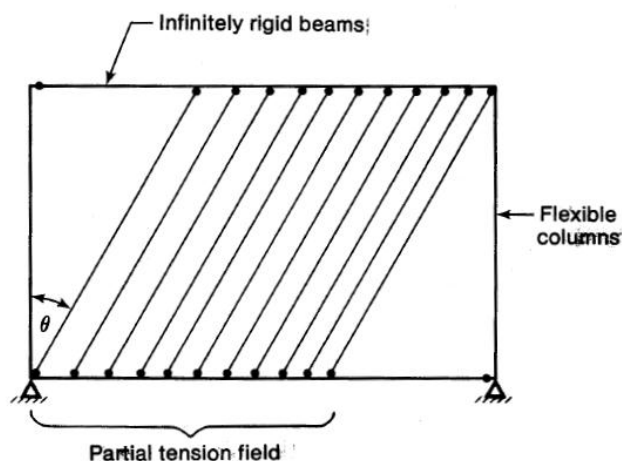
L : το μήκος του φανώματος (κεντροβαρικά των υποστυλωμάτων)

Σύμφωνα με έρευνες που διεξήχθησαν από τον Thorburn et al[6], η δυσκαμψία των περιμετρικών δοκών και υποστυλωμάτων φαίνεται να επηρεάζει σημαντικά το εφελκυστικό πεδίο. Συγκεκριμένα, αν θεωρήσουμε απείρως δύσκαμπτο σύστημα δοκών και υποστυλωμάτων, τότε το εφελκυστικό πεδίο αναπτύσσεται πλήρως και η εικόνα των τάσεων κατά μήκος του φανώματος είναι ομοιόμορφη εφελκυστική. Όσο μειώνεται η δυσκαμψία των υποστυλωμάτων, γίνεται ανακατανομή των τάσεων και οι τάσεις μειώνονται συμμετρικά, με μέγιστη τιμή στο μέσο. Τέλος, στην ακραία περίπτωση που τα υποστυλώματα είναι εντελώς εύκαμπτα, μπορεί ακόμα και να παρουσιαστούν θλιπτικές τάσεις στις γωνίες του φανώματος. Σε αυτή την περίπτωση, το εφελκυστικό πεδίο αναπτύσσεται μερικώς, στο τμήμα που μπορεί να αγκυρωθεί από τις δοκούς (εικόνα 2.12). Η κατανομή των τάσεων φαίνεται στο παρακάτω σχήμα για

διαφορετικές δυσκαμψίες υποστυλωμάτων, ως αξονική δύναμη ισοδύναμων ράβδων (εικόνα 2.11).



2.11 Κατανομή των τάσεων του εφελκυστικού πεδίου, όπως προκύπτουν από το μοντέλο των ισοδύναμων ράβδων, για διάφορες δυσκαμψίες υποστυλωμάτων [6].



2.12 Μερική ανάπτυξη του εφελκυστικού πεδίου λόγω των υπερβολικά εύκαμπτων υποστυλωμάτων σε σχέση με τις απείρως δύσκαμπτες δοκούς [6].

2.3.3.3 Συνδέσεις

Οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων σχεδιάζονται ώστε να συμπεριφερθούν ελαστικά ακόμα και μετά την πλήρη διαρροή των Χ.Δ.Τ., ωστόσο επιτρέπεται η εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών.

- Αν η πλαστικοποίηση και άρα η απορρόφηση ενέργειας αναμένεται να πραγματοποιηθεί μέσω διαρροής των μελών του συστήματος και όχι στις συνδέσεις, τότε οι συνδέσεις πρέπει να διαθέτουν αρκετή αντοχή ώστε να επιτρέψουν διαρροή υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση στα μέλη.
- Αν η πλαστικοποίηση αναμένεται να πραγματοποιηθεί μέσω των συνδέσεων, τότε οι συνδέσεις πρέπει να διαθέτουν αρκετή αντοχή ώστε να μπορεί να αναπτυχθεί διαρροή υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση σε αυτές.
- Για ημιάκαμπτη σύνδεση κατακόρυφων και οριζοντίων στοιχείων του ισοδύναμου δικτύματος, η αντοχή της σύνδεσης πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το 50% της αντοχής της συνδεόμενης δοκού ή υποστυλώματος, λαμβάνοντας το μικρότερο από τα δύο. Απλές συνδέσεις μπορούν επίσης να χρησιμοποιηθούν.

Όσον αφορά στη σύνδεση του χαλύβδινου ελάσματος με τα περιμετρικά δομικά στοιχεία, η συνήθης πρακτική είναι τα υποστυλώματα και οι δοκοί που περιβάλλουν το τοίχωμα να έρχονται στο εργοτάξιο με συγκολλημένη λεπίδα στο πέλμα, ώστε να ενωθεί το τοίχωμα. Αν και η κοχλιωτή σύνδεση είναι προτιμότερη στο εργοτάξιο, η εμπειρία έχει δείξει ότι κατασκευαστικά μπορεί να είναι πιο χρονοβόρα και επίπονη από μια συγκόλληση μιας και είναι μεγάλος ο αριθμός των κοχλιώσεων που πρέπει να γίνουν και ταυτόχρονα επιβάλλεται μεγάλη ακρίβεια στην ανέγερση, ώστε να συμπέσουν οι θέσεις των κοχλιών. Οι κοχλιώσεις πρέπει να είναι ανθεκτικές έναντι ολίσθησης και ικανές να επιτρέψουν την ανάπτυξη της αναμενόμενης διατμητικής αντοχής του τοιχώματος. Βέβαια, ακόμα και αν οι κοχλίες είναι ανθεκτικοί έναντι ολίσθησης, κατά την διάρκεια ανακυκλιζόμενης φόρτισης είναι αναμενόμενο ότι θα ολισθήσουν πριν προλάβει το εφελκυστικό πεδίο να φτάσει στη

διαρροή και πρέπει να ελεγχτεί η διατμητική αντοχή σχεδιασμού τους όπως και φέρουσα ικανότητά τους. (Εικόνες 2.13, 2.14)

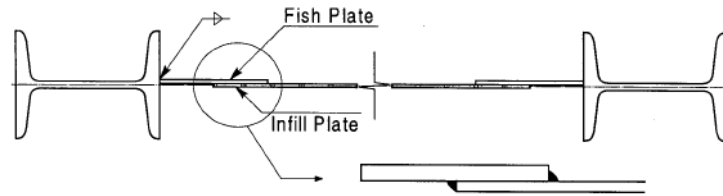
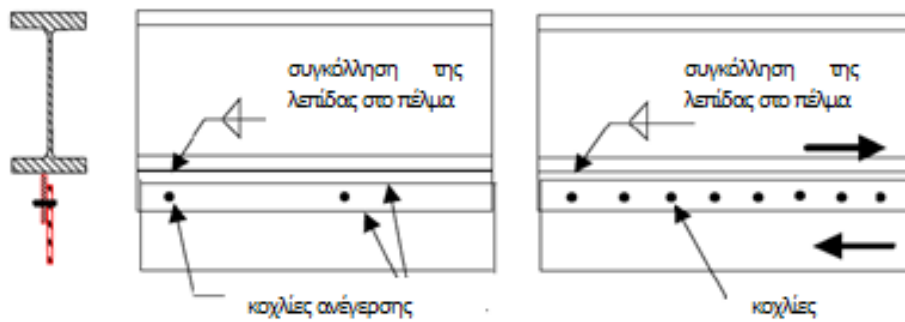
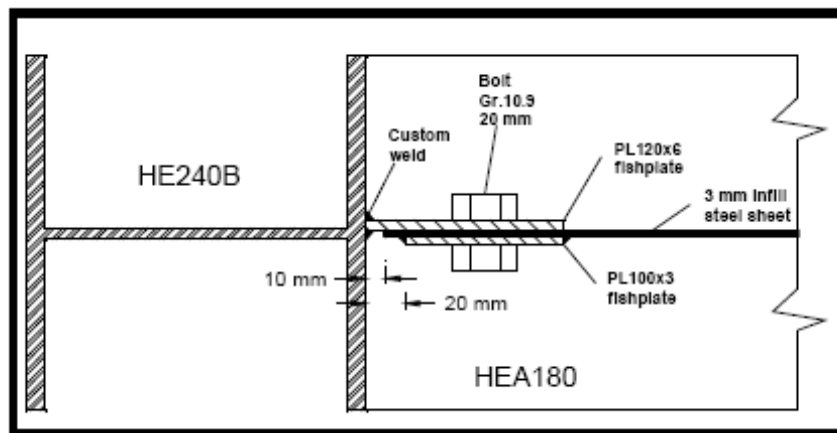


Figure 3.4: Typical fish plate to frame and infill plate to fish plate connections

2.13 Τυπική συγκολλητή σύνδεση μέλους – λεπίδας και λεπίδας με το έλασμα του Χ.Δ.Τ. [9]

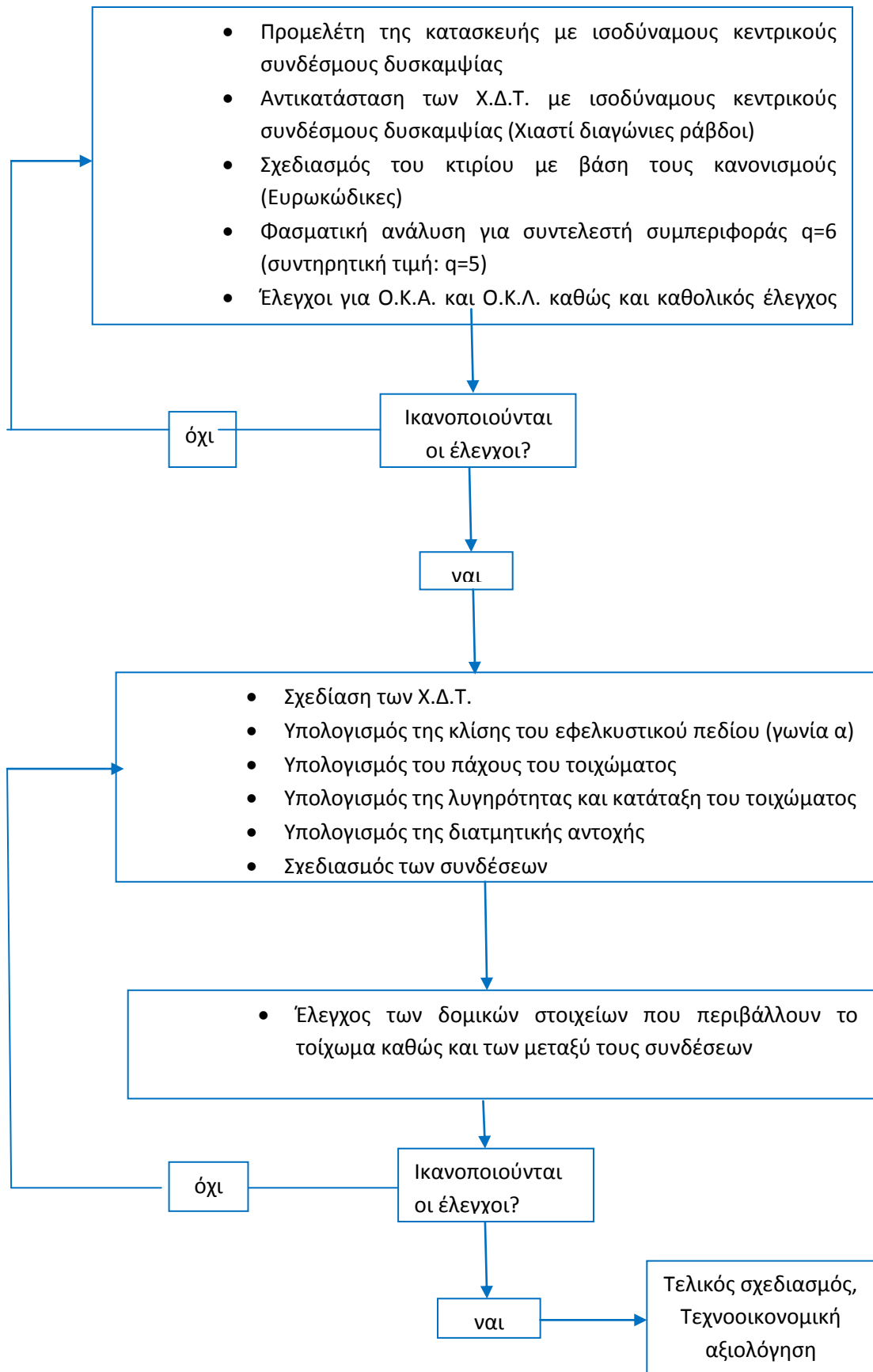


2.14 Σύνδεση του Χ.Δ.Τ. με τις δοκούς και τα υποστυλώματα που το περιβάλλουν: α) Συγκολλητή, β) Κοχλιωτή.



2.15 Παράδειγμα κοχλιωτής σύνδεσης ενός ελάσματος 3mm στην περιμετρική δοκό διατομής HEA180 και στο περιμετρικό του υποστύλωμα διατομής HEB240 [12].

Προτεινόμενο Διάγραμμα ροής κατά τον σχεδιασμό Χ.Δ.Τ.



3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

3.1 Αρχιτεκτονική Περιγραφή

Η παρούσα εργασία αποσκοπεί στον σχεδιασμό ενός πενταώροφου κτιρίου με χρήση κατοικίας. Το κτίριο βρίσκεται στην οδό Κρήτης στο Νέο Ψυχικό του νομού Αττικής. Το σχήμα, η διάταξη και οι διαστάσεις του κτιρίου είναι τέτοιες που να οδηγούν στον βέλτιστο, αισθητικά και λειτουργικά, σχεδιασμό του, σεβόμενοι ταυτόχρονα τις πολεοδομικές διατάξεις και λοιπούς περιορισμούς που ισχύουν στην περιοχή. Το κτίριο αποτελείται από 5 οροφодιαμερίσματα με εκμεταλλεύσιμη επιφάνεια $92,30\text{m}^2$ και επιφάνεια εξωστών και ημιυπαίθριων ίση με 38m^2 (Συνολικό εμβαδόν ορόφου $130,3\text{m}^2$). Κάθε διαμέρισμα αποτελείται από σαλοτραπεζαρία, κουζίνα, λουτρό και 2 υπνοδωμάτια. Το ύψος ορόφου είναι ίσο με 3 μέτρα ενώ προβλέπεται και υπόγειο ύψους 2,8μ από οπλισμένο σκυρόδεμα το οποίο δεν έχει ληφθεί υπόψη στο σχεδιασμό του μεταλλικού σκελετού της παρούσας εργασίας. Το κέλυφος του κτιρίου θα κατασκευαστεί από μπατική τοιχοποιία πάχους 25cm, ενώ τα εσωτερικά χωρίσματα θα είναι από δρομική τοιχοποιία πάχους 10cm.

Το κτίριο δεν χαρακτηρίζεται από συμμετρία ή από σαφή κάρναβο και ο στατικός σχεδιασμός ακολουθεί τον αρχιτεκτονικό και τους περιορισμούς που αυτός θέτει. Έτσι, οι θέσεις των κύριων δοκών έχουν προβλεφτεί στις θέσεις που αναμένονται οι τοιχοποιίες ώστε να παραλάβουν με ασφάλεια το φορτίο τους και να ενσωματωθούν καλύτερα στο χώρο. Με αυτό τον τρόπο βέβαια δεν εκμεταλλεόμαστε τα πλεονεκτήματα του χάλυβα που επιτρέπουν ακόμα μεγαλύτερα ανοίγματα. Εν προκειμένω το μεγαλύτερο άνοιγμα είναι 6m στις δοκούς B4 και B5. Επιπλέον, οι θέσεις των εξωστών περιμετρικά, θέτουν περιορισμούς την διάταξη των συστημάτων πλευρικής εξασφάλισης.

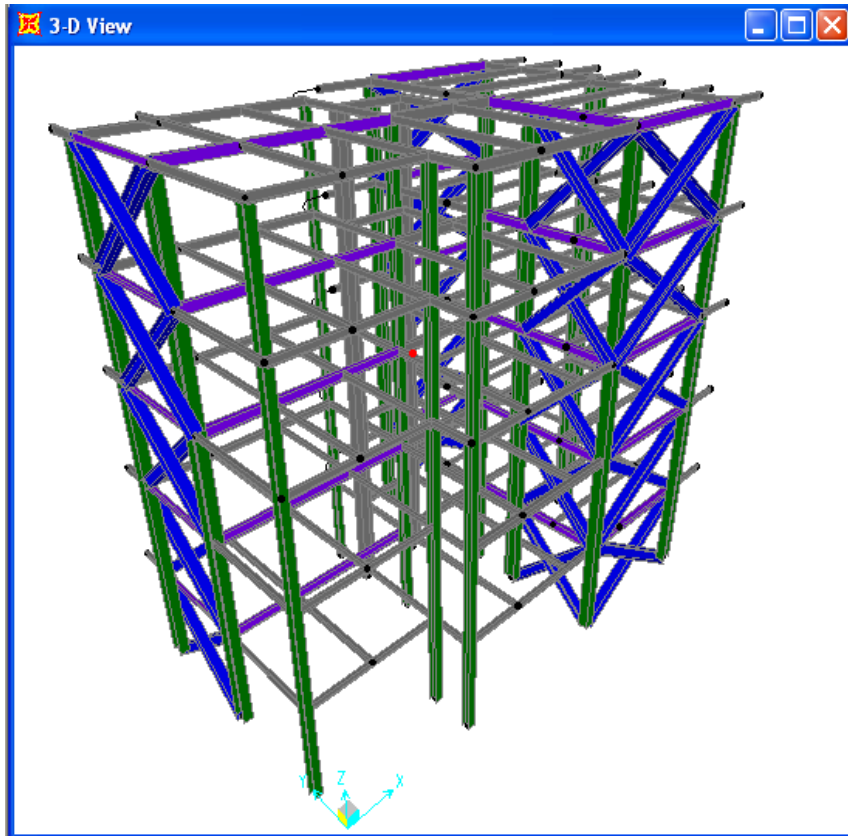
3.2 Περιγραφή φέροντα οργανισμού

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου αποτελείται από χάλυβα και σκυρόδεμα και θα σχεδιαστεί στο πρόγραμμα ανάλυσης κατασκευών SAP 2000 v14 με τη βοήθεια της επιλογής Steel Frame Design. Τα κατακόρυφα φορτία μεταφέρονται μέσω των πλακών, στις δοκούς και στη συνέχεια μέσω των υποστυλωμάτων στην θεμελίωση, ενώ για τα οριζόντια φορτία προβλέπεται σύστημα πλευρικής εξασφάλισης του κτιρίου με την χρήση Χαλύβδινων Διατμητικών Τοιχωμάτων (Χ.Δ.Τ.) σε 2 φαντώματα ανά διεύθυνση. Ο κύριος σχεδιασμός του πλαισίου προβλέπει απλές συνδέσεις τέμνουσας και πλήρη παραλαβή των οριζοντίων δυνάμεων από τα τοιχώματα. Ωστόσο για λόγους σύγκρισης κυρίως σε επίπεδο δυσκαμψίας και μετακινήσεων του συστήματος θα γίνει και ανάλυση ενός μοντέλου που θα συνδυάζει Χ.Δ.Τ. και πλαίσια ροπής.

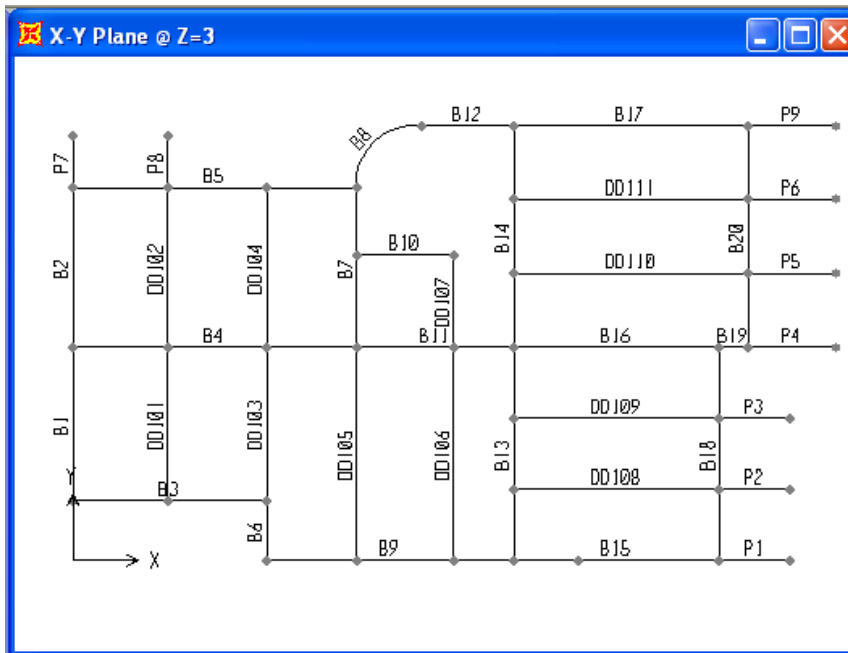
Όσον αφορά τα υποστυλώματα, αυτά σχεδιάζονται αμιγώς χαλύβδινα κυρίως με διατομές HEA, με τον κύριο άξονά τους προσανατολισμένο ως επί τω πλείστον στην διεύθυνση γγ'. Εξαιρέση αποτελούν αυτά τα οποία περιβάλουν διατμητικά τοιχώματα και ο κύριος άξονας τους είναι στην διεύθυνση του τοιχώματος. Επίσης, τα υποστυλώματα στα οποία συμβάλουν τοιχώματα από δυο κάθετες διευθύνσεις, πρέπει να πληρούν τις προϋποθέσεις ελάχιστης ροπής αδράνειας και στις δυο διευθύνσεις, οπότε η βέλτιστη λύση προκύπτει με την τοποθέτηση συμμετρικών κοίλων διατομών.

Οι δοκοί σχεδιάζονται ως αμφιέρειστες, σύμμικτες με πλήρη διατμητική σύνδεση ώστε να εκμεταλλευόμαστε στο έπακρο την ευεργετική δράση της σύμμικτης διατομής καθώς και τη λειτουργία διαφράγματος. Για λόγους σύγκρισης, κατά την διάρκεια του σχεδιασμού, παρατίθεται και η επίλυση αν θεωρήσουμε ασύνδετες τις δοκούς με την πλάκα σκυροδέματος.

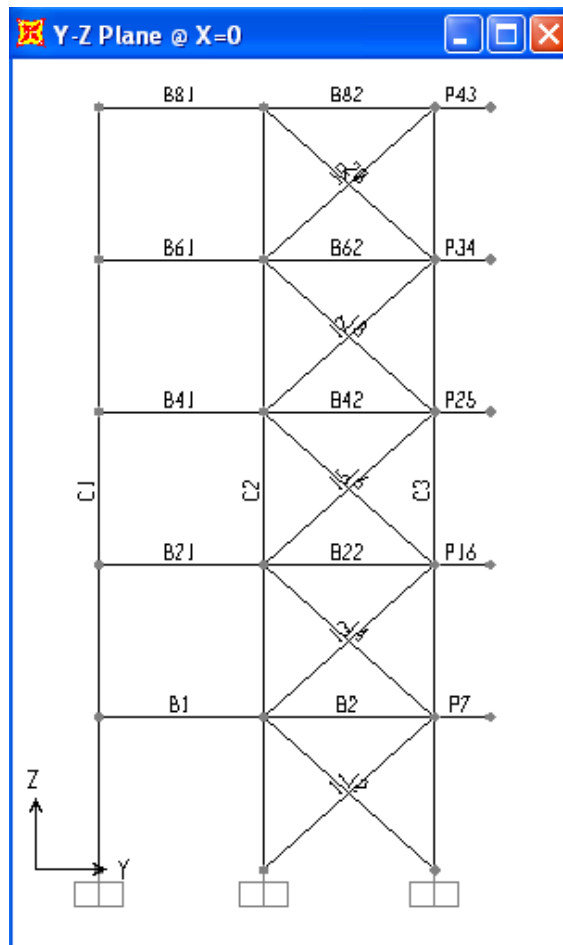
Για την εξασφάλιση της πλευρικής ευστάθειας του κτιρίου θα χρησιμοποιηθούν Χαλύβδινα Διατμητικά Τοιχώματα τα οποία θα προσομοιωθούν με την μέθοδο της ισοδύναμης διαγωνίου, με Χ-αστι διαγωνίες ράβδους οι οποίες θα είναι ικανές για παραλαβή μόνο αξονικών δυνάμεων. Οι διατομές των διαγωνίων επιλέγονται με μόνο κριτήριο το κατάλληλο εμβαδόν διατομής, όπως αυτό προκύπτει υπολογιστικά για να αντιστοιχεί στα αδρανειακά χαρακτηριστικά του εκάστοτε τοιχώματος.



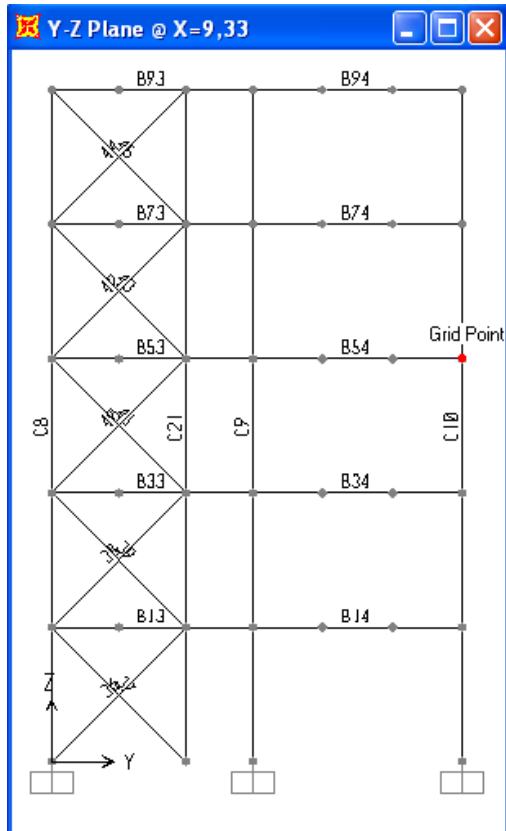
3.1 Τρισδιάστατη απεικόνιση του φορέα με έμφαση στα υποστυλώματα (πράσινο χρώμα), του ισοδύναμους Χ-αστί συνδέσμους δυσκαμψίας (μπλε χρώμα) και τις δοκούς σε φατνώματα τοιχωμάτων (μωβ χρώμα).



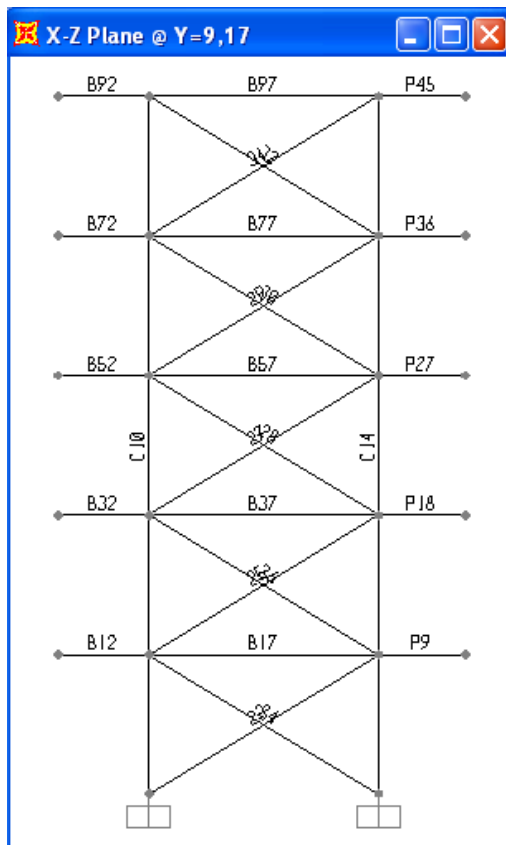
3.2 Κάτοψη του φορέα στο SAP και ονομασία δομικών στοιχείων (Για τις δοκούς χρησιμοποιείται το πρόθεμα B και για τις διαδοκίδες το πρόθεμα DD).



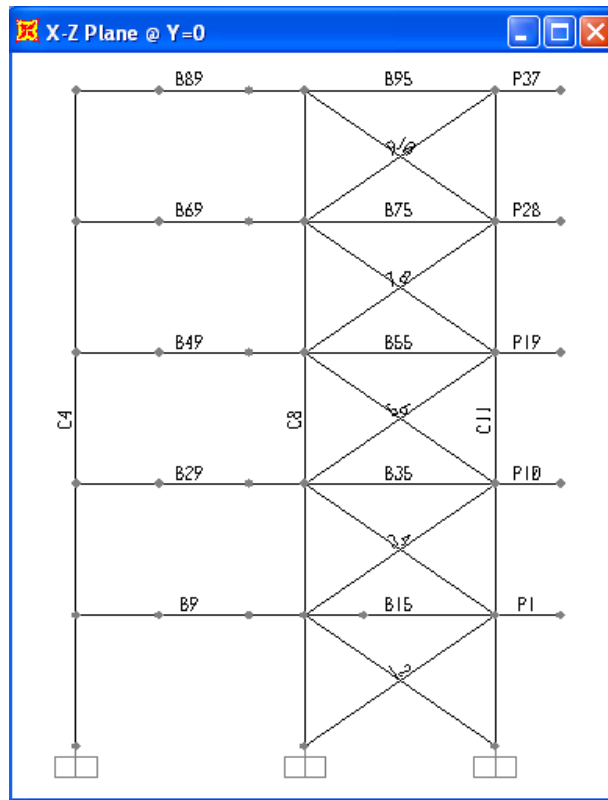
3.3 Χαρακτηριστική τομή στο $X=0$ – Τοίχωμα T1



3.4 Χαρακτηριστική τομή στο X=9,33 – Τοίχωμα T2



3.5 Χαρακτηριστική τομή στο $Y=9,17$ – Τοίχωμα T3

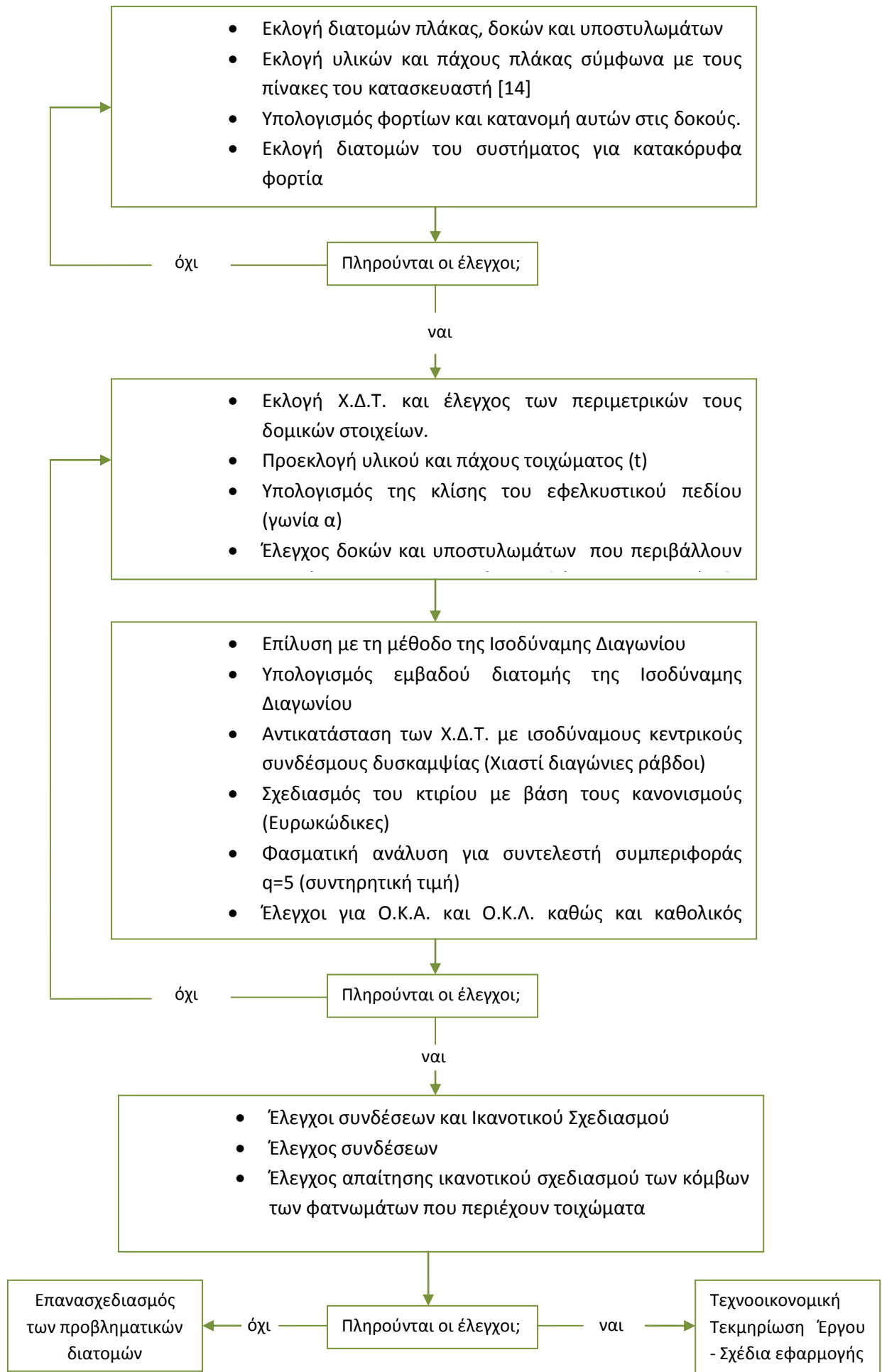


3.6 Χαρακτηριστική τομή στο $y=0$ – Τοίχωμα T4

3.2.1 Πορεία Επίλυσης

Αν και η προτεινόμενη διαδικασία σχεδιασμού όπως αυτή αναφέρεται στο κεφάλαιο 2.3 προβλέπει την εκλογή διατομής για των διαγωνίων μέσω του σχεδιασμού και σε δεύτερη φάση τον υπολογισμό του πάχους του τοιχώματος, στην συγκεκριμένη εργασία ακολουθήθηκε αντίστροφη διαδικασία. Η διαδικασία σχεδιασμού αναφέρεται συνοπτικά στο σχεδιάγραμμα που ακολουθεί. Η μέθοδος αντισεισμικού υπολογισμού που χρησιμοποιείται είναι η δυναμική φασματική.

Σχηματική παρουσίαση της διαδικασίας σχεδιασμού και επίλυσης του φορέα.



3.3 Παραδοχές της μελέτης.

3.3.1 Προεκλογή υλικών και διατομών.

Το βασικό υλικό που θα χρησιμοποιηθεί σε δοκούς και υποστυλώματα είναι εν θερμώ ελατός χάλυβας, κατηγορίας S355 με όριο διαρροής $f_{y\alpha}=355$ MPa και αντοχή θραύσης $f_{u\alpha}=510$ MPa. Η παραπάνω ποιότητα χάλυβα ικανοποιεί τις απαιτήσεις του ευρωπαϊκού προτύπου EN 1993-1-1 (Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα-Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια) σχετικά με την ελάχιστη ολκιμότητα χάλυβα [16]. Οι τιμές σχεδιασμού για τους κύριους συντελεστές υλικού των δομικών χαλύβων είναι οι εξής:

- Μέτρο ελαστικότητας: $E_a=210000$ N/mm²
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή: $\nu=0,3$
- Πυκνότητα: $\rho=7850$ kg/m³

Η τάση σχεδιασμού των δομικών χαλύβων είναι ίση με: $f_{ad}=f_{y\alpha}/\gamma_{\alpha}=f_{y\alpha}/1,1$.

Οι διατομές που θα χρησιμοποιηθούν για τις δοκούς και τις διαδοκίδες αντίστοιχα ανήκουν στην κατηγορία IPE, οι οποίες είναι ιδανικές για την παραλαβή κυρίως κάμψης. Στα υποστυλώματα, καθότι πιο ευαίσθητα έναντι λυγισμού λόγω των θλιπτικών τάσεων που δέχονται, προτιμήθηκαν πλατύπελμα διπλά ταυ, με εξαίρεση τα υποστυλώματα που συμβάλουν τοιχώματα σε δυο κάθετες διευθύνσεις, που προτιμήθηκαν τετράγωνες κοίλες διατομές. Όλες οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν είναι πρότυπες ευρωπαϊκές και τα αδρανειακά τους χαρακτηριστικά δίνονται αυτόματα μέσω του προγράμματος.

Τα χαλύβδινα διατμητικά τοιχώματα θα κατασκευαστούν από ελάσματα χάλυβα ψυχρής εξέλασης, κατηγορίας S235. Τα διατμητικά τοιχώματα, όπως αναφέρθηκε στην παράγραφο 2.1, κατασκευάζονται από χάλυβα χαμηλότερου ορίου διαρροής από τα υπόλοιπα μέλη ώστε να διαρρεύσουν πρώτα και έτσι να μπορέσει να αναπτυχθεί μεταλυγισμικά η δράση του εφελκυστικού πεδίου, η οποία εντέλει παρέχει την πλευρική εξασφάλιση του κτιρίου. Οι τιμές σχεδιασμού για τον χάλυβα S235 είναι:

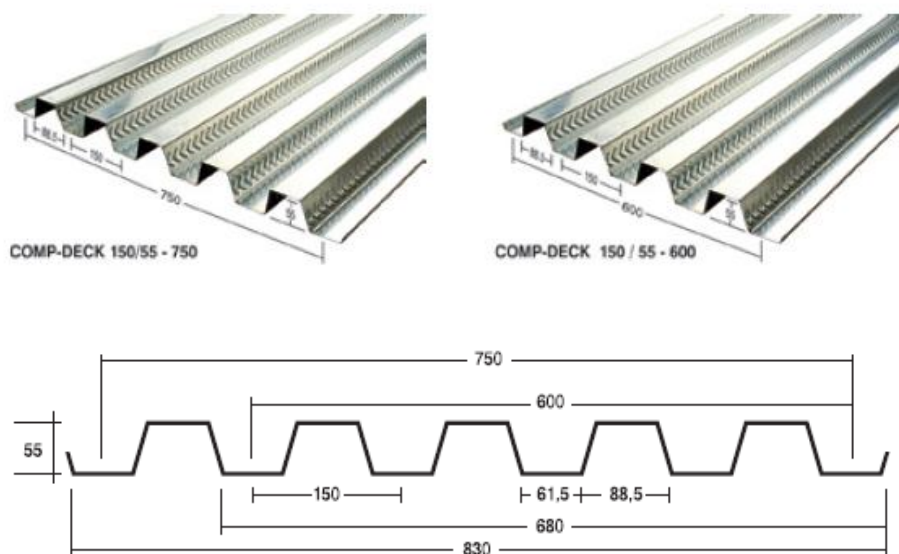
- Όριο διαρροής $f_{yp}=235$ N/mm²
- Μέτρο ελαστικότητας: $E=210000$ N/mm²
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή: $\nu=0,3$
- Πυκνότητα: $\rho=7850$ kg/m³

Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από σκυρόδεμα κατηγορίας C30/37 με τιμές σχεδιασμού:

- Θλιπτική αντοχή κυλίνδρου 28 ημερών: $f_{ck}=30$ MPa
- Μέση τιμή επιβατικού μέτρου ελαστικότητας: $E_{cm}=32 \cdot 10^3$ MPa
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή: $\nu=0,2$
- Ειδικό βάρος: 25 kN/m³

Η οριακή τάση του σκυροδέματος για υπολογισμούς αντοχών με βάση την πλαστική ανάλυση λαμβάνεται ίση με: $f_{cd}=0.85 \cdot f_{ck}/1.5=17$ MPa.

Το χαλυβδόφυλλο είναι στραντζαριστό κατηγορίας S320, τραπεζοειδούς διατομής και πάχους 8mm.(σχημα3.7)



3.7 Διατομή χαλυβδόφυλλου (http://kamtsis.com.gr/katalogos_gr.htm)[14]

Ο χάλυβας σκυροδέματος που τοποθετείται για λόγους πυροπροστασίας και το πλέγμα που τοποθετείται στην άνω ίνα για περιορισμό της ρηγμάτωσης είναι κατηγορίας S500 με νευρώσεις. Η διάμετρος της ράβδου επιλέγεται η $\varnothing 10$. Η χαρακτηριστική τιμή του ορίου διαρροής για χάλυβα σκυροδέματος S500 είναι $f_{ys}=500$ MPa ενώ τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά είναι τα ίδια με αυτά του δομικού χάλυβα παραπάνω.

3.3.2 Φορτία και συνδυασμοί φόρτισης

3.3.2.1 Κατακόρυφα φορτία

Τα κατακόρυφα φορτία που δρουν πάνω στην κατασκευή και λαμβάνονται υπόψη στο σχεδιασμό βασίζονται στις παρακάτω παραδοχές:

| Μόνιμα φορτία | | |
|---------------------|------------------------|--|
| DEAD | 78,5 kN/m ³ | Ίδιο βάρος χαλύβδινου σκελετού |
| G _{c+p} | 2,5kN/m ² | Ίδιο βάρος σύμμικτης πλάκας($g_c=2,38$ kN/m ² , $g_p=0,10$ kN/m ²) |
| G _{epikal} | 1,0kN/m ² | Επικάλυψη δαπέδων |
| G | 3,5 kN/m ² | Σύνολο των μόνιμων φορτίων ($G=DEAD+G_{c+p}+G_{epikal}$) |
| Κινητά φορτία | | |
| q _{δαπ} | 2,0 kN/m ² | Κινητό φορτίο δαπέδων |
| q _{διαχ} | 1,20 kN/m ² | Κινητό φορτίο από μετακινήσιμα διαχωριστικά |
| Q | 3,20 kN/m ² | Συνολικό κινητό φορτίο ($Q= q_{δαπ}+q_{epikal}$) |

Οι συνδυασμοί φόρτισης για τα κατακόρυφα φορτία είναι:

Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ο.Κ.Α): **1,35G+1,5Q**

Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.): **G+Q**

Ειδικά για τον υπολογισμό των βελών, αυτός γίνεται για μεν τα βραχυχρόνια φορτία Q (έλεγχος δ_2), θεωρώντας μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος ίσο με το επιβατικό E_{cm} , ενώ για τα μακροχρόνια φορτία G, χρησιμοποιείται μειωμένο μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος ίσο με $E_{cm}/2$. Ο έλεγχος δ_{max} πραγματοποιείται για το άθροισμα των επιμέρους βελών.

Ειδικά για την φάση κατασκευής, οι έλεγχοι αντοχής και λειτουργικότητας γίνονται για φορτία $G_{katak} = DEAD + G_{c+p}$

3.3.2.2 Σεισμικά φορτία

Το εν λόγω κτίριο βρίσκεται στην Αττική, στο Δ. Ν.Ψυχικού όπου ισχύουν τα παρακάτω σεισμολογικά δεδομένα για τον υπολογισμό του φάσματος σχεδιασμού με βάση τον ΕΑΚ2000.

| | |
|--|--|
| Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας: | I |
| Σεισμική επιτάχυνση εδάφους: | $a=0.16$ |
| Σπουδαιότητα κτιρίου (χρήση κατοικίας): | $\Sigma 2$ |
| Συντελεστής σπουδαιότητας: | $\gamma_1=1.00$ |
| Κατηγορία εδάφους: | B |
| Συντελεστής επιρροής θεμελίωσης: | $\theta=1.00$ |
| Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης: | $\beta_0=2.50$ |
| Συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής: | $q=5$ |
| Χαρακτηριστικές περιόδους του φάσματος: | $T_1=0.15\text{sec}$ $T_2=0.60\text{sec}$ |

Ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης υπολογίζεται από την σχέση:

$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}}$, όπου η τιμή της κρίσιμης απόσβεσης «ζ» για μεταλλική κατασκευή με κοχλιώσεις παίρνει την τιμή $\zeta=4\%$. Επιπλέον, πρέπει να επισημανθεί ότι ενώ ο κανονισμός, για μεταλλικά κτίρια με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας, επιβάλλει συντελεστή συμπεριφοράς $q=3.00$, με τη χρήση χαλύβδινων διατμητικών τοιχωμάτων μπορεί να χρησιμοποιηθεί δείκτης συμπεριφοράς έως $q=6$. Αυτό συνεπάγεται περαιτέρω μείωση των σεισμικών φορτίων και άρα μεγαλύτερη οικονομία. Εν προκειμένω, επιλέχτηκε μια πιο συντηρητική τιμή, αυτή του $q=5$ (βλ. παράγραφο 2.3.1).

Οι τεταγμένες του φάσματος επιταχύνσεων με βάση τον ΕΑΚ2000 λαμβάνονται από τις εξής σχέσεις:

Για περιόδους: $0 \leq T < 0.15$:

$$R_d(t) = \gamma_1 \cdot A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} - 1 \right) \right] = 1.0 \cdot 0.16g \cdot \left[1 + \frac{T}{0.15} \left(\frac{1.08 \cdot 1.0 \cdot 2.5}{5} - 1 \right) \right]$$

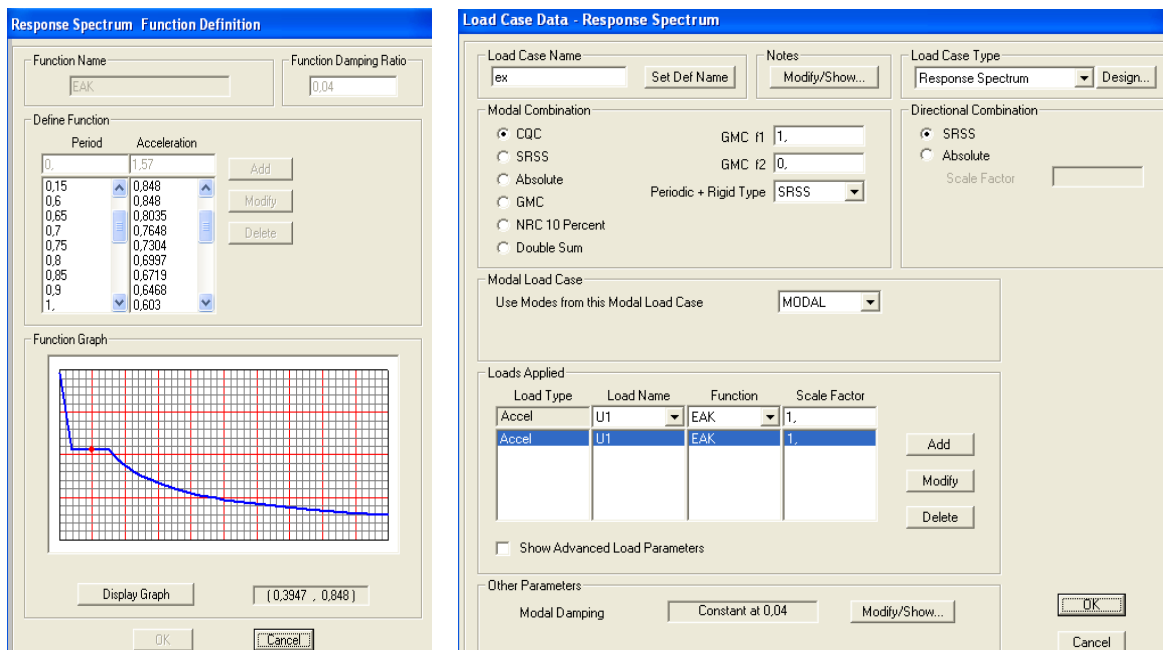
Για περιόδους: $0.15 \leq T \leq 0.60$:

$$R_d(t) = \gamma_1 \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} = 1.0 \cdot 0.16g \cdot \frac{1.08 \cdot 1.0 \cdot 2.5}{5} = 0,848$$

Για περιόδους: $T > 0.60$:

$$R_d(t) = \gamma_1 \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.0 \cdot 0.16g \cdot \frac{1.08 \cdot 1.0 \cdot 2.5}{5} \cdot \left(\frac{0,6}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

Το φάσμα σχεδιασμού εισήχθη στο πρόγραμμα από τον χρήστη, με βάση τις παραπάνω εξισώσεις, και περιλαμβάνει τόσο συντελεστή απόσβεσης 4% όπως επίσης και δείκτη συμπεριφοράς 5, άρα εισάγεται στις φορτίσεις με συντελεστή 1 (scale factor=1).



3.8 Καθορισμός του φάσματος σχεδιασμού στο SAP και της σεισμικής φόρτισης στην διεύθυνση xx' (Define →Function →Response Spectrum και Define →Load Cases αντίστοιχα).

Με βάση την παράγραφο 3.1.1 του ΕΑΚ η επιρροή της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού μπορεί να αγνοηθεί δεδομένου ότι δεν υπάρχουν στον φορέα ιδιαίτερες απαιτήσεις που να χρήζουν περαιτέρω διερεύνησης, όπως φυτευτά υποστυλώματα ή μεγάλοι πρόβολοι

.Οι σεισμικοί συνδυασμοί φόρτισης είναι οι εξής:

$$G+0.3Q \pm Ex \pm 0.3Ey$$

$$G+0.3Q \pm Ey \pm 0.3Ex$$

όπου E_x και E_y είναι οι περιπτώσεις φόρτισης για σεισμό στη διεύθυνση x και y αντίστοιχα, G είναι το σύνολο των μόνιμων φορτίων και Q το σύνολο των κινητών φορτίων, όπως αυτά ορίστηκαν παραπάνω.

Τέλος, το πρόγραμμα εξ ορισμού (default) δημιουργεί ειδική περίπτωση ιδιομορφικής φόρτισης (MODAL Case), ώστε να πραγματοποιηθεί η ιδιομορφική ανάλυση. Ο αριθμός των σημαντικών ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη είναι τέτοιος ώστε το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών να υπερβαίνει το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος. Επιπλέον, οι ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο $T \geq 0.20$ sec θεωρούνται σημαντικές και λαμβάνονται πάντα υπόψη. Τέλος, η επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων γίνεται με τη μέθοδο της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας, διεθνώς γνωστή και ως CQC.

| Load Case Name | Load Case Type | Scale Factor |
|----------------|-------------------|--------------|
| G | Linear Static | 1, |
| Q | Linear Static | 0,3 |
| ey | Response Spectrum | 0,3 |
| ex | Response Spectrum | 1, |

3.9 Σεισμικός συνδυασμός φόρτισης στο SAP (Define →Load Combination)

3.3.2.3 Λοιπά φορτία

Ο άνεμος συνήθως δε λαμβάνεται υπόψη για πολυώροφα κτίρια, διότι δεν συνδυάζεται με τον σεισμό, ο οποίος λόγω των μεγάλων μαζών είναι έτσι κι αλλιώς δυσμενέστερος.

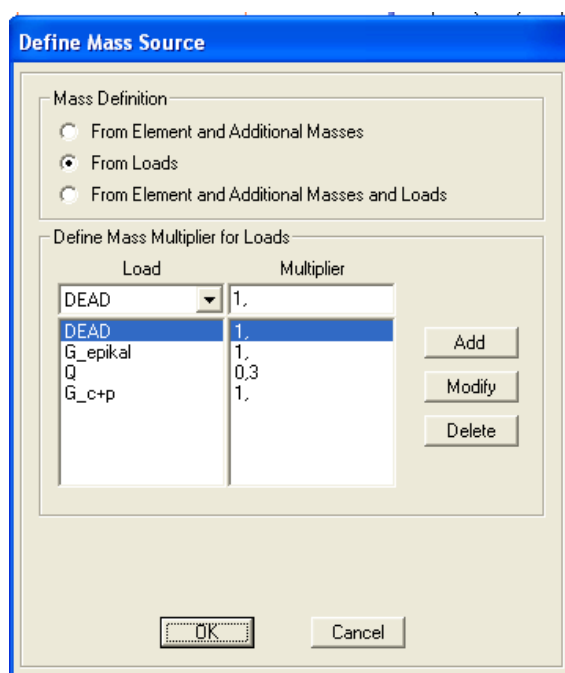
Επίσης, οι διαστάσεις του κτιρίου επιτρέπουν την αγνόηση των θερμοκρασιακών μεταβολών. Συνήθως, οι θερμοκρασιακές μεταβολές λαμβάνονται υπόψη για κτίρια μεγάλου μήκους χωρίς αρμό, αν η φέρουσα χαλύβδινη κατασκευή δεν είναι μονωμένη.

Δεδομένου ότι το κτίριο προορίζεται για χρήση κατοικίας, προβλέπεται μόνωση του κελύφους.

Τέλος, το χιόνι μπορεί να αγνοηθεί, εφόσον το ωφέλιμο φορτίο της βατή στέγης είναι μεγαλύτερο του χιονιού.

3.3.3 Προσομοίωση των μαζών

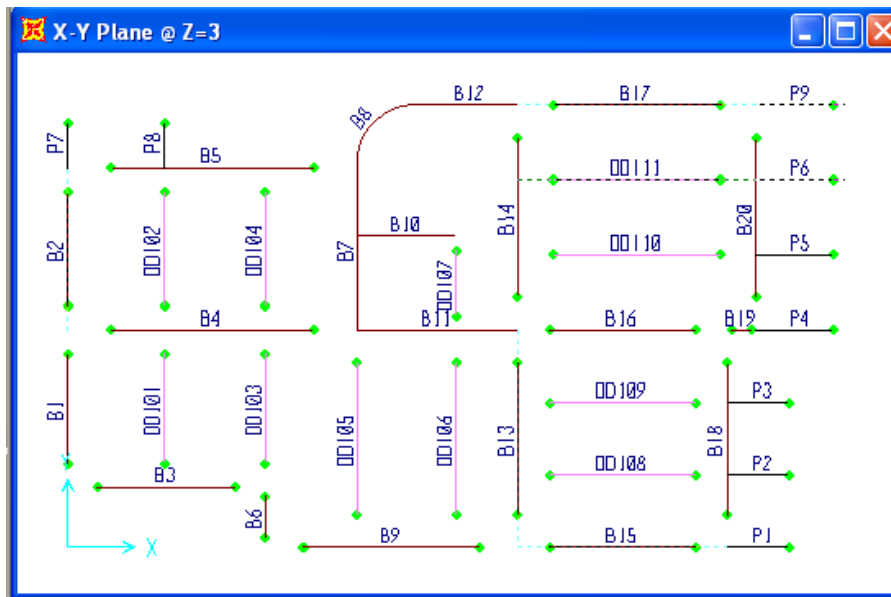
Οι τιμές των μαζών προκύπτουν από τα κατακόρυφα φορτία $G+\psi_2\cdot Q$, όπου ψ_2 είναι ο συντελεστής συνδυασμού δράσεων και για κατοικίες αντιστοιχεί σε 0,3. G και Q είναι οι τιμές των μόνιμων και μεταβλητών φορτίων όπως αυτές ορίστηκαν στην παράγραφο 3.3.2.



3.10 Ορισμός μαζών στο SAP (Define → Mass source → From Loads)

3.3.4 Προσομοίωση συνδέσεων και στηρίξεων

Η προσομοίωση και ανάλυση των κόμβων και των συνδέσεων πρέπει να αντικατοπτρίζει όσο το δυνατόν περισσότερο την πραγματικότητα. Οι συνδέσεις που αναλύονται στο παρόν κτίριο είναι απλές συνδέσεις τέμνουσας, οι οποίες προσομοιώνονται ως αρθρώσεις (εικόνα 3.11). Κατασκευαστικά ο κόμβος συμπεριφέρεται σαν αρθρωτός εφόσον μόνο ο κορμός της δοκού συνδέεται με το υποστύλωμα, το ποίο θεωρείται συνεχές. Η προσομοίωση της άρθρωσης στο πρόγραμμα επιτυγχάνεται με πλήρη απελευθέρωση των στροφών στα άκρα των δοκών και διαδοκίδων, μηδενίζοντας έτσι τις ροπές. Ωστόσο, πρέπει να επισημανθεί ότι στην πράξη όλοι οι κόμβοι συμπεριφέρονται σαν ημι-άκαμπτοι, αν λάβει κανείς υπόψη και τη συνέχεια της πλάκας του σκυροδέματος.



3.11 Προσομοίωση στηρίξεων δοκών και διαδοκίδων στο SAP (Assign →Frame →Releases →M2,M3)

Τα υποστυλώματα θεωρούνται συνεχή καθ' ύψος (πλήρης σύνδεση) ενώ η στήριξή τους στο έδαφος θεωρείται πάκτωση. Η προσομοίωση της στήριξης στο SAP γίνεται με την εφαρμογή περιορισμών (restraints) στους κόμβους της βάσης προς όλες τις διευθύνσεις.

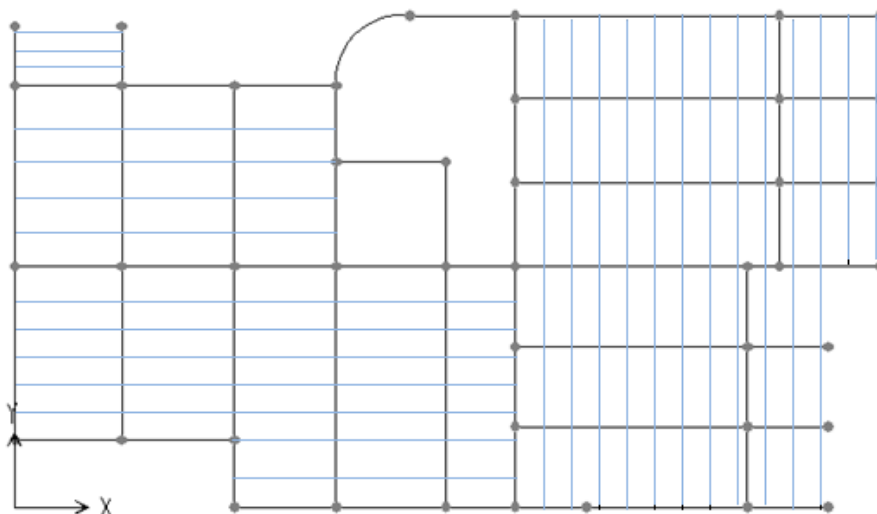
Τέλος, η διαφραγματική λειτουργία της σύμμικτης πλάκας προσομοιώνεται μέσω της εισαγωγής καταναγκασμού των μετακινήσεων με τη μορφή διαφράγματος (Diaphragm Constraint). Για κάθε στάθμη των σύμμικτων πλακών ορίζεται διαφορετικό διάφραγμα, το οποίο περιλαμβάνει όλους τους κόμβους της εκάστοτε στάθμης.

4 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΦΟΡΕΑ

4.1 Σχεδιασμός Σύμμικτων πλακών

4.1.1 Προεκλογή διατομής

Η προεκλογή διατομής έγινε με τη βοήθεια πινάκων του κατασκευαστή. Τα χαλυβδόφυλλα τοποθετούνται με τις νευρώσεις κάθετες στις διαδοκίδες. Ως εκ τούτου, ένα μέρος της κάτοψης καλύπτεται με χαλυβδόφυλλα παράλληλα στον άξονα $x x'$ και το υπόλοιπο με χαλυβδόφυλλα παράλληλα στον άξονα $y y'$ (εικόνα 4.1).



4.1 Ενδεικτική διάταξη νευρώσεων χαλυβδόφυλλου

Το μέγιστο άνοιγμα για χαλυβδόφυλλα παράλληλα στον $x x'$ είναι 2,10m, ενώ παράλληλα στον άξονα $y y'$ είναι 1,55m αντίστοιχα. Θα χρησιμοποιηθεί κοινή διατομή και πάχος πλάκας σε όλη την κάτοψη και άρα η διαστασιολόγηση γίνεται με βάση το δυσμενέστερο, δηλαδή για μέγιστο άνοιγμα 2,10m. Το στατικό σύστημα της σύμμικτης πλάκας θεωρείται αμφιέρειστο.

Οι πίνακες προεκλογής διατομής είναι καταρτισμένοι με βάση τον έλεγχο παραμορφώσεων, για την συντηρητική τιμή του $L/200$. Για αμφιέρειστη πλάκα με συνολικό ύψος πλάκας $h_i=0,12m$, πάχος χαλυβδόφυλλου $t=0,8mm$ και άνοιγμα $L=2,25m \rightarrow$ Το μέγιστο επιτρεπόμενο φορτίο ώστε η βύθιση να είναι μικρότερη από $L/200$ είναι $350kg/m^2$ ή $3,5kN/m^2$. Το πρόσθετο φορτίο $Q=3,2kN/m^2 < 3,5=Q_{επιτρεπόμενο}$. Το επιτρεπόμενο φορτίο λειτουργίας είναι $28kN/m^2$.

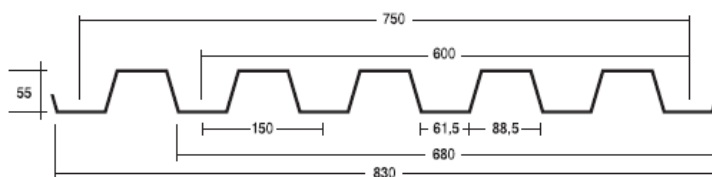
Επιπλέον, όπως προκύπτει από τον πίνακα δεν χρειάζεται προσωρινή υποστήλωση στη φάση της κατασκευής.

Τα αδρανειακά χαρακτηριστικά του χαλυβδόφυλλου, με πάχος $t=0,8\text{mm}$, είναι:

- $J_p=55,13 \text{ cm}^4/\text{m}$
- $W_p=15,75 \text{ cm}^3/\text{m}$
- Ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου: $10,47 \text{ kg/m}^2$ ή $0,10\text{kN/m}^2$

4.1.2 Έλεγχος σύμμικτης πλάκας έναντι πυρκαγιάς

Σύμφωνα με το Άρθρο 5 του Π.Δ. 71/1988 για κατοικίες, ο ελάχιστος επιτρεπόμενος δείκτης πυραντίστασης από 4-8 ορόφους είναι 60'. Οι σύμμικτες πλάκες πρέπει εν γένει να ικανοποιούν τα κριτήρια φέρουσας ικανότητας R και μονωτικής ικανότητας I[2].



- Κριτήριο μονωτικής ικανότητας I

Για τον έλεγχο σε πυρκαγιά έναντι του κριτηρίου αυτού συγκρίνεται το ενεργό πάχος της πλάκας με το ελάχιστο επιτρεπόμενο ενεργό πάχος ως συνάρτηση του απαιτούμενου χρόνου πυραντίστασης, ο οποίος στην συγκεκριμένη περίπτωση είναι 60'.

$$\left. \begin{array}{l} h_2=65\text{mm} \\ h_1=50\text{mm}(\text{πάτωμα}) \end{array} \right\} \frac{h_2}{h_1} = \frac{65}{50} = 1,3 < 1,50$$

Άρα:

$$h_{eff} = h_1 + 0,5 \cdot h_2 \cdot \frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} = 50 + 0,5 \cdot 65 \cdot 1 = 82,5\text{mm}$$

όπου $l_1=88,5 \text{ mm}$

$l_2=l_3=61,5\text{mm}$

Το ελάχιστο ενεργό πάχος $\min h_{eff}$, για χρόνο πυραντίστασης R60 είναι ίσο με 60mm θεωρώντας $h_3=20\text{mm}$, το οποίο είναι και το δυσμενέστερο.

Άρα, $h_{eff} = 82,5 > \min h_{eff}=60\text{mm}$, ο έλεγχος του κριτηρίου μονωτικής ικανότητας ικανοποιείται.

- Κριτήριο φέρουσας ικανότητας R

Για να ικανοποιείται ο έλεγχος φέρουσας ικανότητας πρέπει η δρώσα ροπή για τον συνδυασμό φόρτισης σε πυρκαγιά ($M_{fi,sd}$) να είναι μικρότερη από τη ροπή αντοχής της πλάκας σε θερμή κατάσταση ($M_{fi,RD}$).

$$M_{fi,sd} \leq M_{fi,RD}$$

Τοποθετείται μια ράβδος $\varnothing 10$ ανά νεύρωση σε απόσταση 10mm από την κάτω πλευρά του χαλυβδόφυλλου.

$$\text{Απόσταση } z: \frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{u_1}} + \frac{1}{\sqrt{u_2}} + \frac{1}{\sqrt{u_3}} = \frac{1}{\sqrt{32}} + \frac{1}{\sqrt{32}} + \frac{1}{\sqrt{10}} \rightarrow z = 1,25\text{mm}$$

Για χρόνο πυραντίστασης R60, θερμοκρασία σπλισμού: $\theta_s = 1175 - 350z = 737,5 < 810^\circ\text{C}$.

Από το γράφημα της εικόνας 4.2 προκύπτει $\frac{F_{ua,\theta}}{F_{ya,20}} = 0.20 \rightarrow f_{sd} = 0,20 \cdot 50 / 1.0 = 10\text{kN/cm}^2$

Αντοχή σκυροδέματος: $f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,3 = 1,96\text{kN/cm}^2$

Εφελκυστική δύναμη: $Z_s = 1 \cdot (\pi \cdot 1^2 / 4) \cdot f_{sd} = 7,85\text{kN}$

Ουδέτερος άξονας: $z_0 = 7,85 / (8,85 \cdot 1,96) = 0,45\text{cm}$

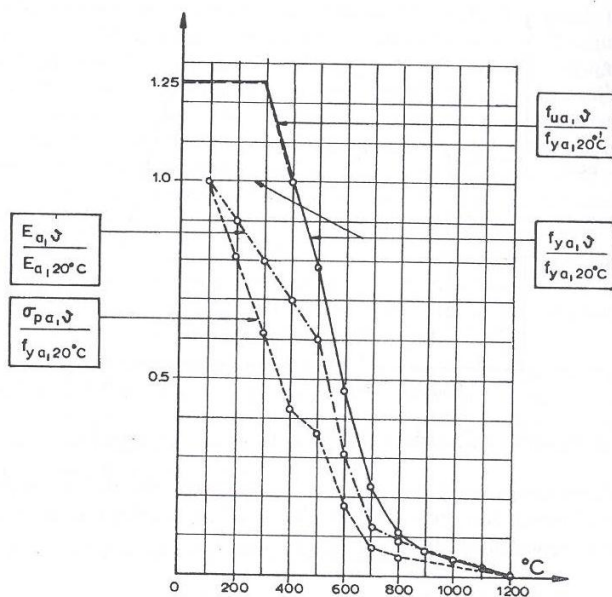
Ροπή αντοχής: $M_{fi, RD} = Z_s \cdot e = 7,85 \cdot (12 - 0,5 - 0,45 / 2) = 88,5\text{ kNcm}$

Ροπή σχεδιασμού για συνδυασμό $G + 0,6Q = 3,5 + 0,6 \cdot 3,2 = 5,42\text{kN/m}^2 \rightarrow$ σε πλάτος $0,0885\text{m} \rightarrow 0,48\text{kN/m}$

$$M_{fi, sd} = \frac{0,48 \cdot 2,10^2}{8} = 0,26\text{kNm} = 26\text{kNcm} < 88,5 = M_{fi, RD}$$

Άρα πληρείται και το κριτήριο φέρουσας ικανότητας.

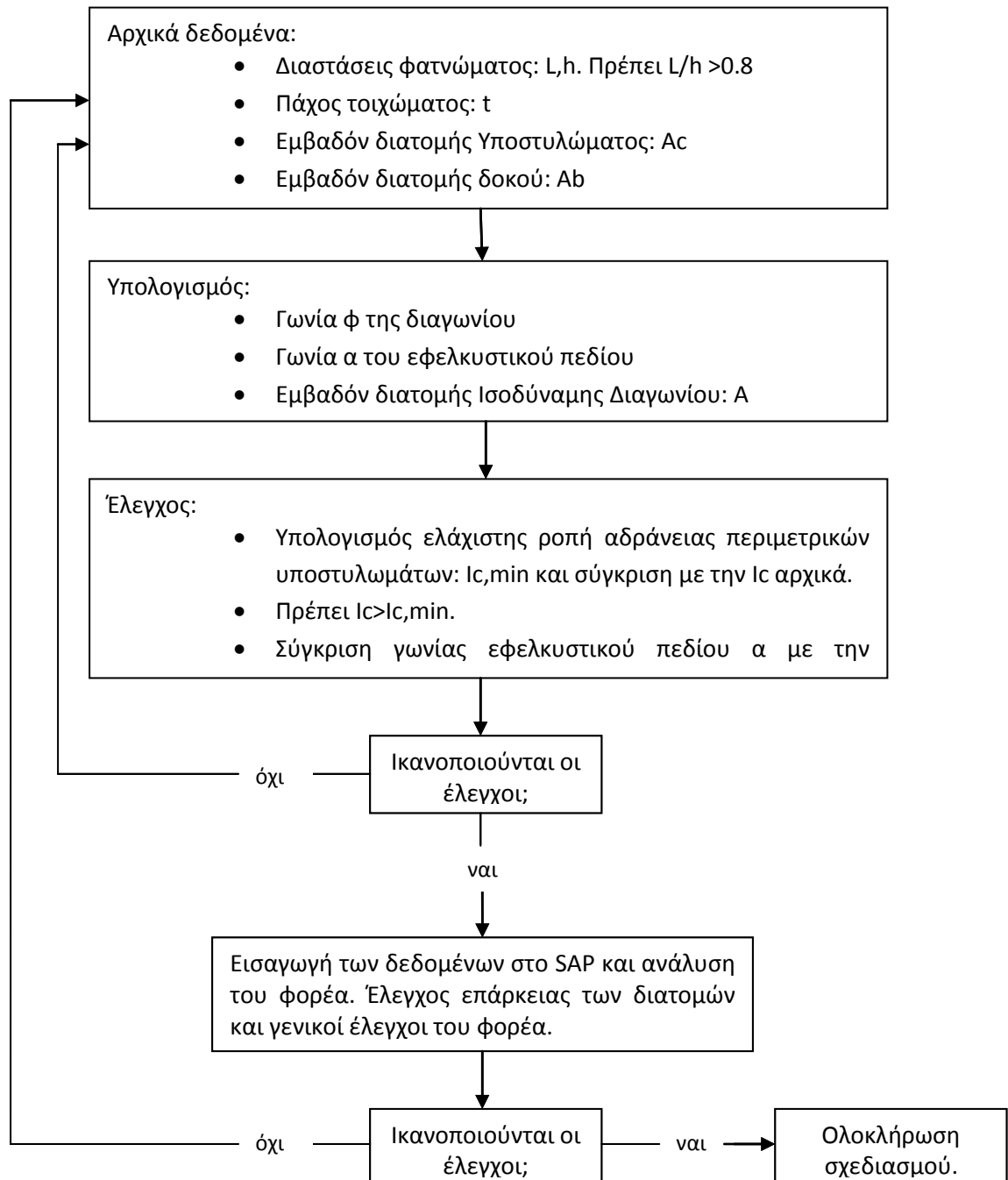
Συνεπώς η σύμμικτη πλάκα είναι εξασφαλισμένη έναντι πυρκαγιάς.



4.2 Μεταβολή μηχανικών χαρακτηριστικών δομικού χάλυβα με τη θερμοκρασία [1]

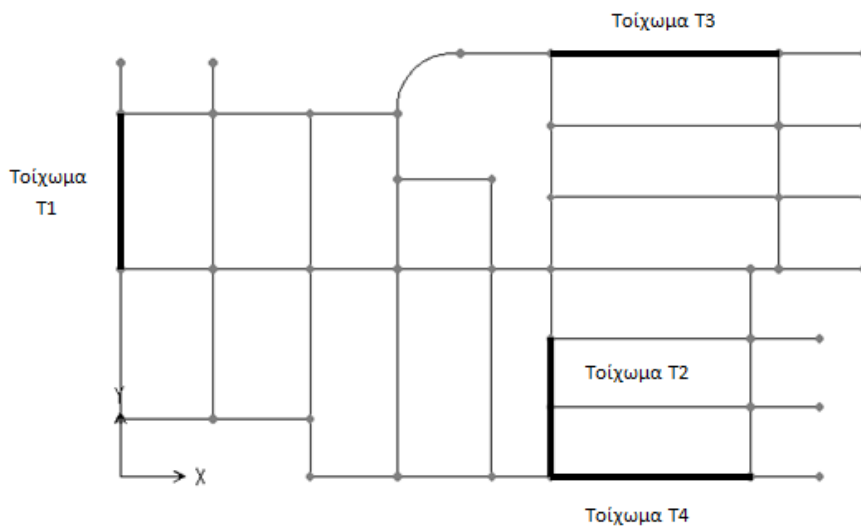
4.2 Σχεδιασμός Χαλύβδινων Διατμητικών Τοιχωμάτων.

Ο σχεδιασμός των Χ.Δ.Τ. έγινε με προεκλογή ενός ελάχιστου πάχους ελάσματος ίσο με 5mm και εν συνεχεία, μέσω επαναληπτικής διαδικασίας με τη βοήθεια του EXCELL, υπολογίστηκε η διατομή της ισοδύναμης διαγωνίου καθώς και η διατομή των δομικών στοιχείων που περιβάλλουν το φάτνωμα. Η διαδικασία συνοψίζεται στο παρακάτω σχεδιάγραμμα.



4.2.1 Παρατηρήσεις κατά τον σχεδιασμό των τοιχωμάτων.

Καταρχάς, η διάταξη των τοιχωμάτων είναι τέτοια ώστε να συμβαδίζει με τον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό και τους περιορισμούς που αυτός θέτει. Γενική αρχή διάταξης των στοιχείων δυσκαμψίας είναι η συμμετρική τοποθέτησή τους στην περίμετρο του κτιρίου. Ωστόσο, η ύπαρξη μεγάλων ανοιγμάτων στην περίμετρο, εμποδίζει την εφαρμογή της παραπάνω αρχής. Έτσι τα τοιχώματα στη διεύθυνση x , δηλαδή τα T3 και T4, ήταν δυνατόν να τοποθετηθούν την περίμετρο, ενώ στην κάθετη διεύθυνση, το τοίχωμα T2 δεν μπορούσε να τοποθετηθεί στην κύρια όψη του κτιρίου λόγω της πρόβλεψης μεγάλων ανοιγμάτων προς τους εξώστες (εικόνα 4.3).



4.3 Διάταξη τοιχωμάτων στην κάτοψη του κτιρίου

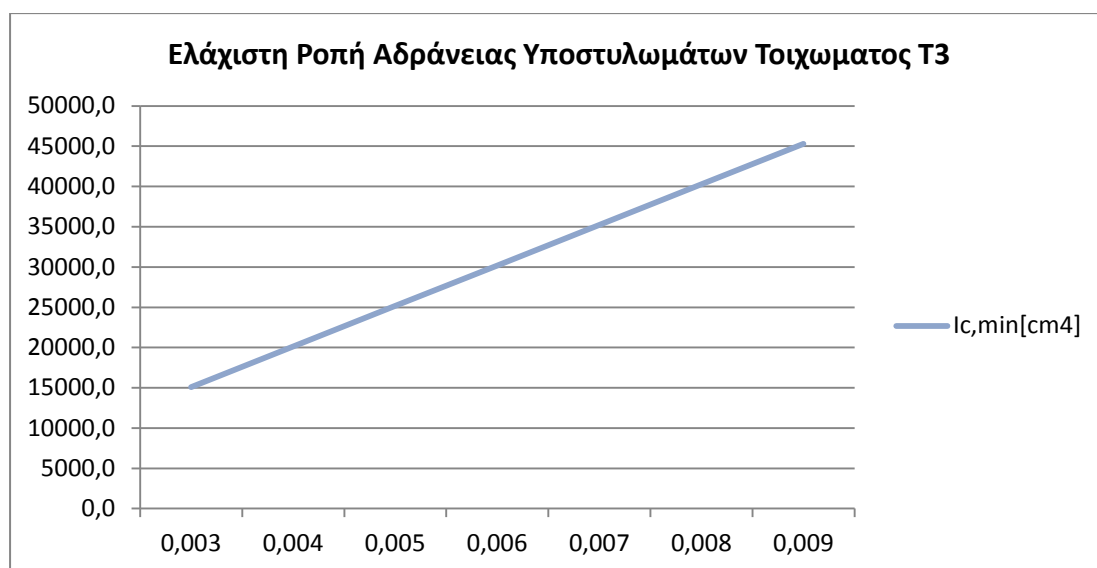
Επιπλέον, η διάταξη των τοιχωμάτων επηρεάζεται έμμεσα και από τις διαστάσεις του φαντώματος, που πρέπει να πληρούν την συνθήκη $L/h > 0,8$ ώστε να μπορούν να προσομοιωθούν με τη μέθοδο των ισοδύναμων διαγωνίων. Ο περιορισμός αυτός, σε συνδυασμό με ευαισθησία των χαλύβδινων τοιχωμάτων έναντι κραδασμών [6], είναι ο λόγος που δεν τοποθετήθηκαν τοιχώματα στον πυρήνα του κλιμακοστασίου, όπως είθισται. Συγκεκριμένα, για το τοίχωμα T1 ο λόγος των πλευρών του ισούνται με $L/h = 3.37/3 = 1.12 > 0.8$. ομοίως για το T2 είναι ίσος με 1, για το T3 ισούνται με 1,6 και, τέλος, για το T4 είναι ίσος με 1,4.

Όσον αφορά στα περιμετρικά υποστυλώματα, η ελάχιστη ροπή αδράνειας των υποστυλωμάτων συμφώνα με την εξίσωση:

$$I_c \geq \frac{0.00307 \cdot t_w \cdot h^4}{L}$$

επηρεάζεται από τις διαστάσεις του φαντώματος και το πάχος του ελάσματος του Χ.Δ.Τ.. Μάλιστα, αν διατηρήσουμε σταθερές τις διαστάσεις του τοιχώματος τότε η $I_{c,min}$ είναι απευθείας ανάλογη με το πάχος του ελάσματος. Στο παρακάτω γράφημα (4.4), φαίνεται για παράδειγμα για το τοίχωμα T3, η μεταβολή της απαιτούμενης ροπής αδράνειας των

υποστυλωμάτων του τοιχώματος σε σχέση με το πάχος του ελάσματος του Χ.Δ.Τ., έχοντας θεωρήσει σταθερές τις διαστάσεις του φατώματος.



4.4 Γράφημα- Απαιτούμενη ελάχιστη ροπή αδράνειας για υποστυλώματα του τοιχώματος T3 για διάφορα πάχη ελασμάτων του Χ.Δ.Τ..

Οι διαστάσεις δοκών και υποστυλωμάτων που αρχικά εισάγονται στον υπολογισμό είναι αυτές που καθορίστηκαν σύμφωνα με την ανάλυση για την παραλαβή των φορτίων βαρύτητας. Ωστόσο, η απαίτηση ελάχιστης ροπής αδράνειας του υποστυλώματος οδήγησε στην χρήση υποστυλωμάτων πολύ μεγαλύτερων απ' ό,τι χρειάζεται το πλαίσιο για την παραλαβή των φορτίων. Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζεται για τα υποστυλώματα κάθε τοιχώματος η αρχική διατομή τους και η τελική, όπως αυτή προέκυψε μετά από δοκιμές, καθώς και η διαφορά βάρους της τελικής σε σχέση με την αρχική.

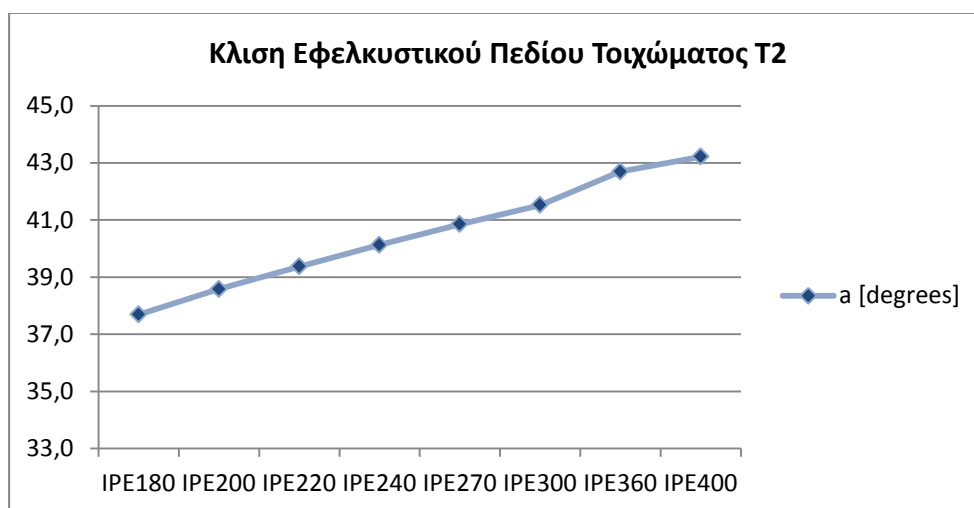
| Τοίχωμα | Υποστύλωμα | Υποστύλωμα | Αρχική διατομή | Τελική διατομή | Διαφορά βάρους kg/m (Τελικό/αρχικό) |
|---------|------------|------------|----------------|----------------|-------------------------------------|
| T1 | C2 | C3 | HEA240 | HEA400 | 2,07 |
| T2 | C8* | C21 | HEA240 | HEA400* | 2,07 |
| T3 | C10 | C14 | HEA240 | HEA340 | 1,67 |
| T4 | C8* | C11 | HEA240 | HEA340 | 1,67 |

*Το υποστύλωμα C8 αποτελεί ιδιαίτερη περίπτωση διότι σε αυτό συμβάλει κατά την διεύθυνση xx' το τοίχωμα T4 και στη διεύθυνση yy' το τοίχωμα T2. Έτσι, προέκυψε για το συγκεκριμένο υποστύλωμα η απαίτηση για ελάχιστη ροπή αδράνειας στη διεύθυνση xx' ίση με 28648cm^4 και ταυτόχρονα στη διεύθυνση yy' ελάχιστη ροπή αδράνειας ίση με 41445cm^4 . Η διατομή HEA δεν κάλυπτε την απαίτηση ελάχιστης I_c στον ασθενή άξονα, οπότε χρησιμοποιήθηκε κοίλη διατομή TUBO320x320x25 με $I_y=I_z=43000 > I_{c,\min}=41445$. Η διατομή αυτή σε σχέση με την HEA240 είναι 3,8 φορές μεγαλύτερη!

Όπως παρατηρούμε, οι διατομές πρακτικά διπλασιάστηκαν ενώ στην περίπτωση του υποστυλώματος C8 πρακτικά τετραπλασιάστηκαν, οδηγώντας έτσι σε σπατάλη υλικού

και άρα αύξηση του κόστους. Η παραπάνω παρατήρηση επιβεβαιώνει την δυσανάλογη αύξηση του κόστους λόγω των χαλύβδινων διατμητικών τοιχωμάτων σε χαμηλά κτίρια.

Όσον αφορά τις δοκούς των τοιχωμάτων, και πάλι δε μπορούσαν να μειωθούν σημαντικά διότι αυτό επηρεάζει την κλίση του εφελκυστικού πεδίου και έτσι διατηρήθηκαν IPE270 αν και θα επαρκούσαν και μικρότερες διατομές. Πιο αναλυτικά, μια απόπειρα μείωσης των διατομών, συνεπάγεται την περαιτέρω μείωση της γωνίας α και απομάκρυνσης από την επιθυμητή η οποία ισούνται με 45° . Η μείωση της κλίσης του εφελκυστικού πεδίου έχει φυσικό νόημα, αφού με δύσκαμπτα υποστυλώματα και εντελώς εύκαμπτες δοκούς το εφελκυστικό πεδίο αναπτύσσεται μόνο μεταξύ των υποστυλωμάτων και όχι πλήρως. Στο παρακάτω γράφημα φαίνεται ένα παράδειγμα της μεταβολής της γωνίας κλίσης του εφελκυστικού πεδίου για διάφορες τιμές εμβαδού διατομής της δοκού. Το παράδειγμα αφορά το τοίχωμα T2 το οποίο έχει διαστάσεις 3x3m και έχει υπολογιστεί για υποστύλωμα HEA400, όπως προέκυψε από την απαίτηση για $I_{c,min}$.



4.5 Γράφημα – Μεταβολή της γωνίας κλίσης α του εφελκυστικού πεδίου σε σχέση με τη διατομή (εμβαδόν) της δοκού για το τοίχωμα T2.

4.2.2 Τοίχωμα T1

Το τοίχωμα T1 έχει μήκος $L=3,37m$ και ύψος $h=3,00m$. Η διατομή των ισοδύναμων Χ-αστι συνδέσμων που επιλέχθηκαν είναι HEA300, ώστε να είναι κοντά στο απαιτούμενο εμβαδόν. Στα περιμετρικά δομικά στοιχεία επιλέχθηκε για τις δοκούς διατομή IPE270 και για τα υποστυλώματα διατομή HEA400. Στον παρακάτω πίνακα συνοψίζονται όλα τα δεδομένα που υπεισέρχονται στον υπολογισμό.

| ΤΟΙΧΩΜΑ T1 | | | | |
|--|---------------------------|---------|--------------------------|-------------------------------------|
| L= | 3,37 | m | | |
| H= | 3 | m | | |
| $A_c (m^2)=$ | 1,59E-02 | → | ΔΙΑΤΟΜΗ | HEA400 |
| $A_b (m^2)=$ | 4,60E-03 | → | ΔΙΑΤΟΜΗ | IPE270 |
| t (m) | 0,005 | | | |
| Γωνία φ | 0,843 rad | =48,3° | | |
| Γωνία κλίσης εφελκυστικού πεδίου: | | | | |
| | α= 0,718 rad | =41,13° | | |
| Εμβαδόν διατομής ισοδύναμης διαγωνίου: | | | | |
| | A= 0,01115 m ² | = | 111,4957 cm ² | →HEA300 |
| Ελάχιστη ροπή αδράνειας υποστυλωμάτων: | | | | |
| $I_c \geq$ | 0,000369 m ⁴ | = | 36894,66 cm ⁴ | Διατομή Υποστυλώματος: HEA400 |

4.2.3 Τοίχωμα T2

Το τοίχωμα T2 έχει μήκος L=3,00m και ύψος h=3,00m. Η διατομή των ισοδύναμων Χ-αστι συνδέσμων που επιλέχθηκαν είναι HEA300, ώστε να είναι κοντά στο απαιτούμενο εμβαδόν και ταυτόχρονα να διατηρηθεί ως ένα βαθμό η ομοιομορφία των διατομών για την διευκόλυνση της ανέγερσης. Στα περιμετρικά δομικά στοιχεία επιλέχθηκε για τις δοκούς διατομή IPE270 και για τα υποστυλώματα διατομή HEA400 για το C21 και κοίλη διατομή TUBO320x320x25 για το C8, για τους λόγους που αναφέρθηκαν στην παραπάνω παράγραφο 4.2.1. Στον παρακάτω πίνακα συνοψίζονται όλα τα δεδομένα που υπεισέρχονται στον υπολογισμό.

| ΤΟΙΧΩΜΑ Τ2 | | | | |
|--|-------------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------------------|
| L= | 3 | m | | |
| H= | 3 | m | | |
| A _c (m ²)= | 1,59E-02 | → | ΔΙΑΤΟΜΗ | HEA400 |
| A _b (m ²)= | 4,60E-03 | → | ΔΙΑΤΟΜΗ | IPE270 |
| t (m) | 0,005 | | | |
| Γωνία φ | 0,785 rad | = | 45,0° | |
| Γωνία κλίσης εφελκυστικού πεδίου: | | | | |
| | α= | 0,713 rad | = | 40,851° |
| Εμβαδόν διατομής ισοδύναμης διαγωνίου: | | | | |
| | A= | 0,0104 m ² | = | 103,8563 cm ² →HEA300 |
| Ελάχιστη ροπή αδρανείας υποστυλωμάτων | | | | |
| I _c ≥ | 0,000414 m ⁴ | = | 41445 cm ⁴ | Διατομή Υποστυλώματος: HEA400 |

4.2.4 Τοίχωμα Τ3

Το τοίχωμα Τ3 έχει μήκος L=4,94m και ύψος h=3,00m. Η διατομή των ισοδύναμων Χ-αστι συνδέσμων που επιλέχθηκαν είναι HEA400, ώστε να είναι κοντά στο απαιτούμενο εμβαδόν. Στα περιμετρικά δομικά στοιχεία επιλέχθηκε για τις δοκούς διατομή IPE270 και για τα υποστυλώματα διατομή HEA340. Στον παρακάτω πίνακα συνοψίζονται όλα τα δεδομένα που υπεισέρχονται στον υπολογισμό.

| ΤΟΙΧΩΜΑ Τ3 | | | | |
|--|-------------------------|------------------------|--------------------------|-------------------------------------|
| L= | 4,94 | m | | |
| H= | 3 | m | | |
| A _c (m ²)= | 1,34E-02 | → | ΔΙΑΤΟΜΗ | HEA340 |
| A _b (m ²)= | 4,60E-03 | → | ΔΙΑΤΟΜΗ | IPE270 |
| t (m)= | 0,005 | | | |
| Γωνία φ | 1,025 rad | = | 58,73° | |
| Γωνία κλίσης εφελκυστικού πεδίου: | | | | |
| | α= | 0,746332 | = | 42,762° |
| Εμβαδόν διατομής ισοδύναμης διαγωνίου: | | | | |
| | A= | 0,01618 m ² | = | 161,8444 cm ² →HEA400 |
| Ελάχιστη ροπή αδρανείας υποστυλωμάτων | | | | |
| I _c ≥ | 0,000252 m ⁴ | = | 25169,03 cm ⁴ | Διατομή Υποστυλώματος: HEA340 |

4.2.5 Τοίχωμα T4

Το τοίχωμα T4 έχει μήκος $L=4,34\text{m}$ και ύψος $h=3,00\text{m}$. Η διατομή των ισοδύναμων Χ-αστι συνδέσμων που επιλέχθηκαν είναι HEA360, ώστε να είναι κοντά στο απαιτούμενο εμβαδόν. Στα περιμετρικά δομικά στοιχεία επιλέχθηκε για τις δοκούς διατομή IPE270 και για τα υποστυλώματα διατομή HEA340. Στον παρακάτω πίνακα συνοψίζονται όλα τα δεδομένα που υπεισέρχονται στον υπολογισμό.

| ΤΟΙΧΩΜΑ T4 | | | | |
|--|-------------------------|---|--------------------------|-------------------------------|
| L= | 4,34 | m | | |
| H= | 3 | m | | |
| A_c (m ²)= | 1,34E-02 | → | ΔΙΑΤΟΜΗ | HEA340 |
| A_b (m ²)= | 4,60E-03 | → | ΔΙΑΤΟΜΗ | IPE270 |
| t (m) | 0,005 | | | |
| Γωνία φ | 0,966 rad | = | 55,346° | |
| Γωνία κλίσης εφελκυστικού πεδίου: | | | | |
| a= | 0,738842 | = | 42,333° | |
| Εμβαδόν διατομής ισοδύναμης διαγωνίου: | | | | |
| A= | 0,01397 cm ² | = | 139,775 cm ² | →HEA360 |
| Ελαχίστη ροπή αδράνειας υποστυλωμάτων | | | | |
| $I_c >$ | 0,000286 m ⁴ | = | 28648,62 cm ⁴ | Διατομή Υποστυλώματος: HEA340 |

4.2.6 Διατμητική αντοχή τοιχωμάτων

Υπολογισμός πλαστικής διατμητικής αντοχής τοιχωμάτων με βάση την σχέση:

$$V_n = 0.42 \cdot F_y \cdot t_w \cdot L_{cf} \cdot \sin 2a$$

| Τοίχωμα | L | Διατομή Υποστυλώματος | h_{column} | L_{cf} | a | $\sin 2a$ | V (kN) |
|---------|------|-----------------------|--------------|----------|--------|-----------|----------------|
| T1 | 3370 | HEA400 | 390 | 2980 | 41,126 | 0,990868 | 874,32 |
| T2 | 3000 | HEA400 | 390 | 2610 | 40,851 | 0,989529 | 764,73 |
| T3 | 4940 | HEA340 | 330 | 4610 | 42,762 | 0,996949 | 1360,86 |
| T4 | 4340 | HEA340 | 330 | 4010 | 44,374 | 0,999762 | 1187,08 |

4.3 Σχεδιασμός σύμμικτων δοκών και διαδοκίδων.

Ο σχεδιασμός των δοκών και διαδοκίδων πραγματοποιήθηκε σε δυο φάσεις:

- Σε πρώτη φάση αγνοήθηκε η σύμμικτη λειτουργία της δοκού και διαστασιολογήθηκε ως απλή σιδηροδοκός με την βοήθεια της επιλογής steel design του προγράμματος SAP2000 v.14. Επίσης, με τη θεώρηση μόνο της σιδηροδοκού διαστασιολογήθηκε και για τη φάση της κατασκευής, όπου εκ των πραγμάτων δεν έχει αναπτυχθεί ακόμα η σύμμικτη λειτουργία.

Επισημαίνεται ότι οι δοκοί κατηγορίας 1 ή 2 ελέγχονται για το σύνολο των φορτίων, χωρίς εξέταση των φάσεων κατασκευής, ωστόσο στην παρούσα εργασία οι έλεγχοι θα γίνουν για λόγους σύγκρισης.

- Σε δεύτερη φάση πραγματοποιήθηκε έλεγχος της σύμμικτης διατομής με υπολογισμούς που έγιναν αναλυτικά με το «χέρι» και τη βοήθεια του EXCELL. Τα φορτία σχεδιασμού προέκυψαν από την ανάλυση στο SAP ενώ αναλυτικά υπολογίστηκε η αντοχή των δοκών. Οι έλεγχοι έγιναν με προτεραιότητα στις «κρίσιμες δοκούς», όπως προέκυπταν από την ανάλυση.

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης καθώς και οι διατομές που προέκυψαν τελικώς αναφέρονται για κάθε μοντέλο χωριστά στο κεφάλαιο που ακολουθεί και αφορά την ανάλυση του φορέα (κεφάλαιο 5).

4.3.1 Υπολογισμός συνεργαζόμενου πλάτους και ύψος συμμετέχουσας πλάκας σκυροδέματος.

Για το σχεδιασμό του πλαισίου, όπως αναφέρεται και παραπάνω, έχουμε θεωρήσει απλές συνδέσεις τέμνουσας μιας και η πλευρική ευστάθεια του κτιρίου εξασφαλίζεται με χαλύβδινα διατμητικά τοιχώματα. Έτσι, το κτίριο αποτελείται από απλές δοκούς, οι οποίες καταπονούνται μόνο από θετικές ροπές λόγω των φορτίων βαρύτητας ενώ δεν συμμετέχουν στην παραλαβή σεισμικών δυνάμεων. Η χρήση απλών σύμμικτων δοκών ενδείκνυται, γιατί σε αυτές γίνεται πλήρης εκμετάλλευση της σύμμικτης δράσης μιας και το σκυρόδεμα βρίσκεται συνεχώς υπό θλίψη και ο χάλυβας σε εφελκυσμό.

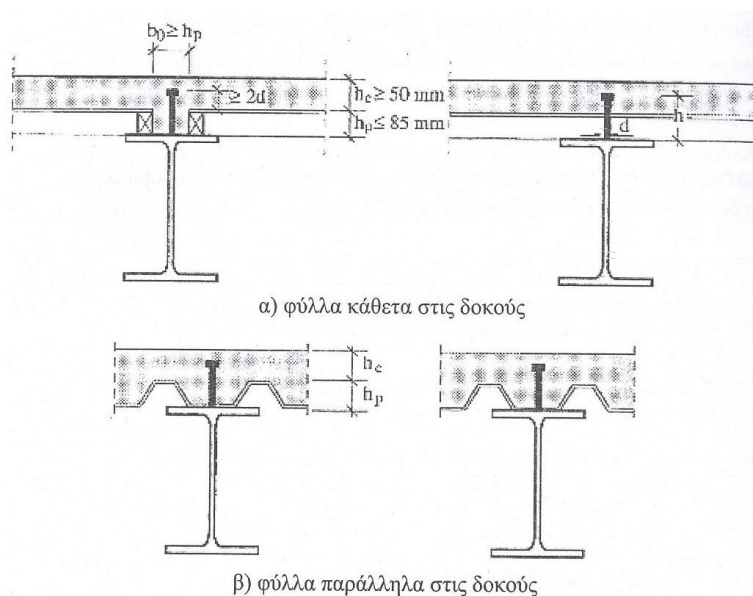
Το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας στις απλές σύμμικτες δοκούς λαμβάνεται ίσο με το $\frac{1}{4}$ του ανοίγματος και όχι μεγαλύτερο από τη μεταξύ τους απόσταση.

Με βάση το «κοινό» συνεργαζόμενο πλάτος και την κοινή διατομή, οι δοκοί και διαδοκίδες χωρίστηκαν πέντε ομάδες, οι οποίες παρουσιάζονται στην επόμενη παράγραφο.

- Παράδειγμα υπολογισμού συνεργαζόμενου πλάτους για δοκούς του Group1:

Οι διαδοκίδες DD01 και DD03 έχουν μήκος $L=3,25$ οπότε $b_{eff}=3,25/4=0,82m$ ενώ οι διαδοκίδες DD02 και DD04 και η δοκός B7 έχουν μήκος $L=3,37m$ οπότε $b_{eff}=3,37/4=0,84m$. Θεωρούμε ένα κοινό $b_{eff}=0,83m$. Ομοίως υπολογίζεται το b_{eff} και για τα υπόλοιπα μέλη και με ανάλογο τρόπο γίνεται η ομαδοποίηση τους.

Το ύψος της συμμετέχουσας πλάκας σκυροδέματος λαμβάνεται ανάλογα με την διεύθυνση τοποθέτησης των χαλυβδόφυλλων σε σχέση με τη σιδηροδοκό. Συγκεκριμένα, θεωρώντας ότι το χαλυβδόφυλλο έχει τοποθετηθεί με τις νευρώσεις κάθετες στις διαδοκίδες (εικόνα 4.1.Ενδεικτική διάταξη νευρώσεων χαλυβδόφυλλου), ως ύψος σκυροδέματος h_c λαμβάνεται το καθαρό ύψος του σκυροδέματος πάνω από το χαλυβδόφυλλο. Όσον αφορά τις κύριες δοκούς, όπου το χαλυβδόφυλλο είναι παράλληλο στις δοκούς, ένα μέρος της πλάκας είναι ολόσωμο ενώ το υπόλοιπο περιλαμβάνει τις νευρώσεις του χαλυβδόφυλλου. Σε αυτή την περίπτωση, είναι υπέρ της ασφαλείας να θεωρήσουμε ως ύψος πλάκας σκυροδέματος το τμήμα πάνω από το χαλυβδόφυλλο (εικόνα 1.14.6). Άρα, ως ύψος πλάκας σκυροδέματος λαμβάνεται ενιαία τιμή $h_c=65\text{mm}$.

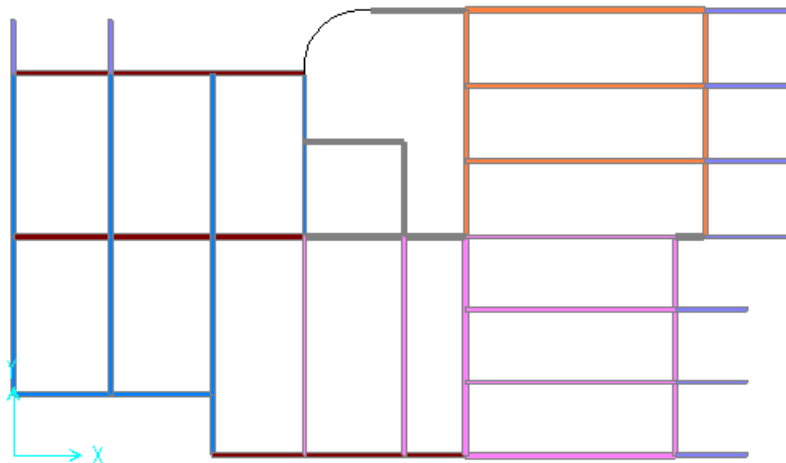
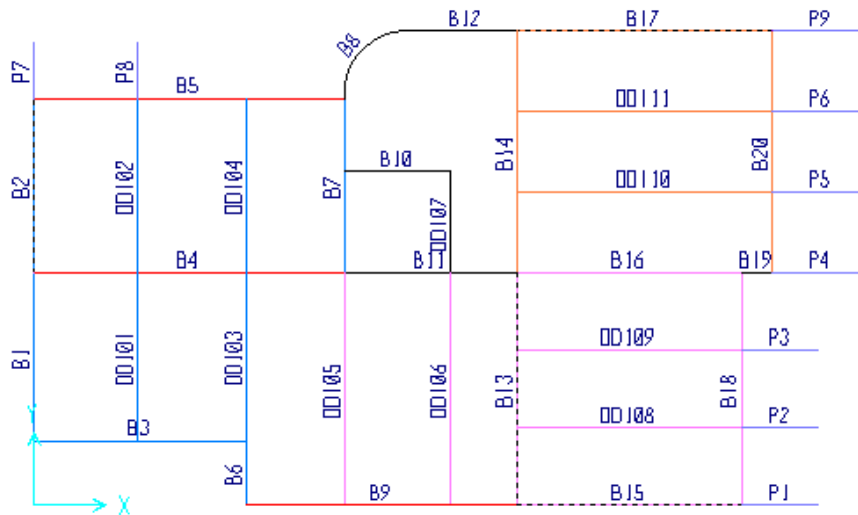


4.6 Ύψος πλάκας σκυροδέματος εντός του συνεργαζόμενου πλάτους [1].

4.3.1 Ομαδοποίηση των δοκών και διαδοκίδων

Για την διευκόλυνση του σχεδιασμού, οι δοκοί και διαδοκίδες ομαδοποιήθηκαν με βάση το κοινό συνεργαζόμενο πλάτος και την κοινή διατομή. Φυσικά, οι δοκοί της ίδιας ομάδας δε σημαίνει ότι είχαν το ίδιο b_{eff} , οπότε η διαστασιολόγηση έγινε είτε θεωρώντας το μέσο όρο είτε τείνοντας περισσότερο προς το δυσμενέστερο. Έτσι, οι δοκοί χωρίστηκαν σε 5 ομάδες, όπως φαίνονται στον παρακάτω πίνακα και στο σχήμα 4.7.

| Όνομα ομάδας | Δομικά στοιχεία που περιλαμβάνει. | Συμβολισμός |
|---------------|--|-------------|
| Group 1 | B1, B3, B6, B7, DD101, DD102, DD103, DD104 | |
| Group 2 | B16, B18, DD105, DD106, DD108, DD109 | |
| Group 3 | B14, B20, DD110, DD111 | |
| Group 4 | B4, B5, B9 | |
| Dokoi toixwma | B2, B13, B15, B17 | |



4.7 Ομαδοποίηση δοκών – Group 1 →Μπλέ χρώμα, Group 2 →Ρόζ χρώμα, Group 3 →Πορτοκαλί χρώμα, Group 4 →Κόκκινο χρώμα.

4.3.2 Προσομοίωση στο SAP των σύμμικτων δοκών.

Για την προσομοίωση της σύμμικτης διατομής στο SAP χρησιμοποιήθηκε μια ισοδύναμη διατομή, η οποία αποτελείται από την χαλύβδινη διατομή και μια χαλύβδινη λεπίδα συγκολλημένη στο άνω πέλμα. Για να ληφθεί υπόψη η διαφορά των μέτρων ελαστικότητας του χάλυβα και του σκυροδέματος, ή πιο απλά ο λόγος αυτών $\eta = \frac{E\alpha}{E_c}$, διαιρέθηκε το συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} με τον λόγο «η», ενώ το στατικό ύψος της λεπίδας θεωρήθηκε ίσο με $h_c = 65\text{mm}$, δηλαδή το ύψος σκυροδέματος πάνω από το χαλυβδόφυλλο. Πρέπει να σημειωθεί ότι για τον συγκεκριμένο τύπο διατομής, η επιλογή του προγράμματος steel design δεν λειτουργεί, οπότε όλοι οι έλεγχοι γίνονται αναλυτικά με το «χέρι».

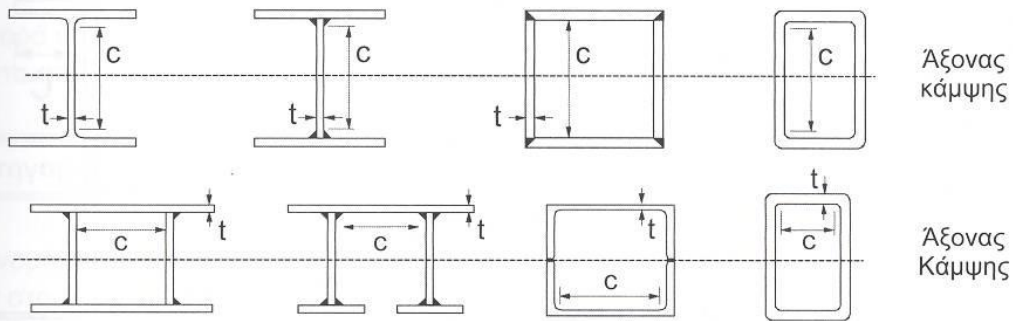
4.3.3 Κατάταξη διατομών.

Για να αποφασιστεί το είδος της ανάλυσης που θα πραγματοποιηθεί για τον υπολογισμό των μεγεθών αντοχής, είναι απαραίτητη η κατάταξη της διατομής. Η κατάταξη γίνεται με βάση τον λόγο c/t για θλιβόμενα πέλματα και τον λόγο d/t για κορμούς υπό θλίψη, ενώ τα όρια για κάθε κατηγορία προδιαγράφονται στον Ευρωκώδικα 3 (εικόνα 4.8) Έτσι για διατομές:

- Κατηγορίας 1, ο υπολογισμός γίνεται με πλαστική ανάλυση,
- Κατηγορίας 2, ο υπολογισμός γίνεται με περιορισμένη πλαστική ανάλυση , λόγω μειωμένης ικανότητας στροφής της διατομής,
- Κατηγορίας 3, ο υπολογισμός γίνεται με ελαστική ανάλυση,
- Κατηγορίας 4, ο υπολογισμός ροπής αντοχής ή αντοχής σε θλίψη πρέπει να λαμβάνει ειδικά υπόψη τις συνέπειες από φαινόμενα τοπικού λυγισμού.

Η κατάταξη αφορά μόνο σε ελάσματα (πέλμα ή κορμό) υπό θλίψη και μπορεί να διαφέρει στην στήριξη και το άνοιγμα σε συνεχείς δοκούς. Στην προκειμένη περίπτωση, το άνω πέλμα των δοκών , το οποίο θλίβεται, συνδέεται με την πλάκα σκυροδέματος και έτσι θεωρείται αυτομάτως κατηγορίας 1, ανεξαρτήτως του λόγου c/t . Άρα, ο υπολογισμός των μεγεθών αντοχής θα γίνει με πλαστική ανάλυση.

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα



| Κατηγορία | Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη | Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη | Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη | | | |
|--|------------------------------|------------------------------|---|------|------|------|
| Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική) | | | | | | |
| 1 | $c/t \leq 72\varepsilon$ | $c/t \leq 33\varepsilon$ | όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$ | | | |
| 2 | $c/t \leq 83\varepsilon$ | $c/t \leq 38\varepsilon$ | όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$ | | | |
| Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική) | | | | | | |
| 3 | $c/t \leq 124\varepsilon$ | $c/t \leq 42\varepsilon$ | όταν $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ όταν $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$ | | | |
| $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$ | f_y | 235 | 275 | 355 | 420 | 460 |
| | ε | 1,00 | 0,92 | 0,81 | 0,75 | 0,71 |

*) $\psi \leq -1$ εφαρμόζεται όπου η θλιπτική τάση $\sigma < f_y$ είτε η εφελκυστική παραμόρφωση $\varepsilon_y > f_y/E$

4.8 Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία.

4.3.4 Πλαστική ανάλυση για μεγέθη ορθής έντασης.

4.3.4.1 Υπολογισμός αντοχής σε κάμψη.

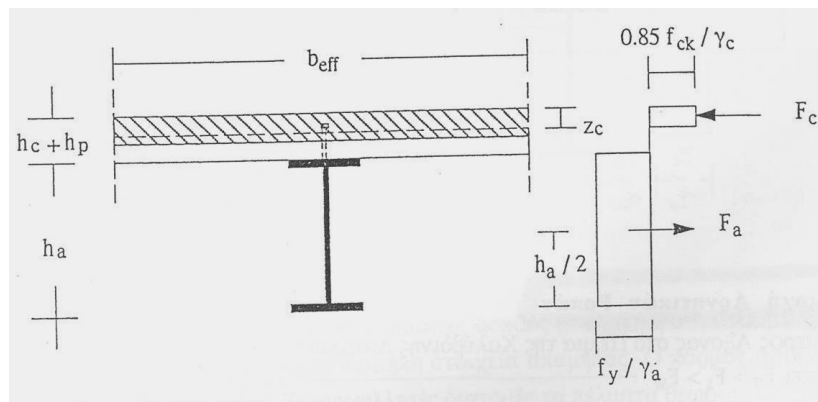
Για τον υπολογισμό της πλαστικής ροπής αντοχής της διατομής θεωρούμε ότι οι τάσεις των υλικών είναι ίσες με τις οριακές τιμές τους:

$$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot 30 / 1.5 = 17 \text{MPa}$$

$$f_{ad} = f_y / \gamma_a = 355 / 1.1 = 322,7 \text{MPa}$$

Για θετικές ροπές κάμψης διακρίνονται 3 περιπτώσεις ανάλογα με τη θέση του ουδέτερου άξονα. Στην παρούσα εργασία συναντάμε μόνο τις δύο πρώτες περιπτώσεις για τις οποίες γίνεται λόγος παρακάτω.

- Ουδέτερος άξονας εντός της πλάκας σκυροδέματος. Πρέπει $F_c > F_a$.



4.9 Κατανομή τάσεων στην διατομή για θετικές ροπές. Ουδέτερος άξονας στην πλάκα σκυροδέματος [13].

Θλιπτική δύναμη: $F_c = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b_{eff} \cdot h_c / \gamma_c$

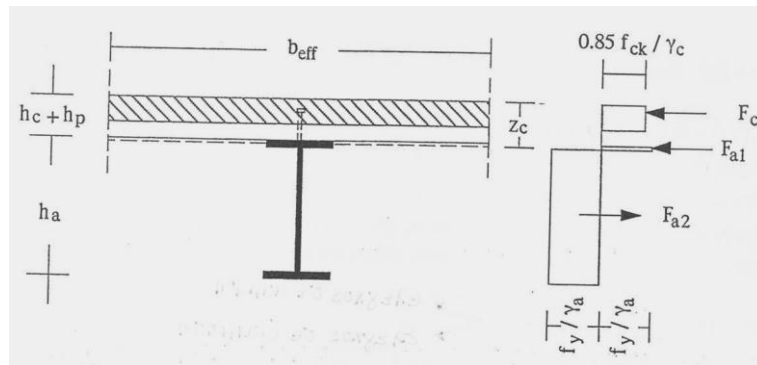
Εφελκυστική δύναμη: $F_a = A_a \cdot f_y / \gamma_a$

Θέση του ουδέτερου άξονα: $z_c = F_a / (b_{eff} \cdot f_{cd}) \leq h_c$

Πλαστική ροπή *: $M_{pl,RD} = F_a \cdot \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z_c}{2} \right)$

(*Σημείωση: η παραπάνω σχέση για τον υπολογισμό της πλαστικής ροπής ισχύει για διατομές διπλής συμμετρίας, όπως οι ΙΡΕ που χρησιμοποιούνται στην παρούσα εργασία).

- Ουδέτερος άξονας στο πέλμα της Χαλύβδινης Διατομής. Πρέπει $F_a > F_c > F_w$.



4.10 Κατανομή τάσεων στην διατομή για θετικές ροπές. Ουδέτερος άξονας στο πέλμα της σιδηροδοκού [13].

Πρόσθετη θλιπτική δύναμη πέλματος δοκού: $F_w = d \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_a$

F_c και F_a : όπως ορίστηκαν παραπάνω.

Πλαστική ροπή*:

$$M_{pl,RD} = F_a \cdot \frac{h_a}{2} + F_c \cdot \frac{(h_c + 2h_p)}{2}$$

(*Σημείωση: η παραπάνω σχέση για τον υπολογισμό της πλαστικής ροπής ισχύει για διατομές διπλής συμμετρίας, όπως οι IPE που χρησιμοποιούνται στην παρούσα εργασία).

4.3.4.2 Υπολογισμός αντοχής σε τέμνουσα.

Συνήθως αγνοείται η συμμετοχή της πλάκας σκυροδέματος στην παραλαβή της τέμνουσας, η οποία θεωρείται ότι παραλαμβάνεται μόνο από την χαλύβδινη διατομή και συγκεκριμένα από τον κορμό.

Η πλαστική αντοχή σε τέμνουσα είναι ίση με: $V_{pl,RD} = A_v \cdot \frac{f_a / \sqrt{3}}{\gamma_a}$

όπου A_v είναι το εμβαδόν του κορμού που παραλαμβάνει την τέμνουσα και για πρότυπες ελατές διατομές είναι ίσο με $A_v = 1.04 \cdot h_a \cdot t_w$ [16-EC3]

Επιπλέον, ελέγχεται η αντοχή του κορμού σε λυγισμό λόγω διάτμησης όταν $d/t_w > 69\epsilon$, για κορμούς μη εγκιβωτισμένους και χωρίς λεπίδες ακαμψίας. Όλες οι διατομές IPE έχουν $d/t_w < 69\epsilon$, οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται.

4.3.4.3 Αλληλεπίδραση Ροπής-Τέμνουσας

Όταν $V_{sd} \geq 0.5V_{pl,RD}$ θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επίδραση της τέμνουσας V_{sd} στη ροπή αντοχής της διατομής. Η πλαστική ροπή αντοχής θα υπολογίζεται τότε με τη μειωμένη τάση διαρροής $f_{y,red}$, όπου

$$f_{y,red} = (1 - \rho_1) f_y \text{ και } \rho_1 = \left(\frac{2V_{sd}}{V_{pl,RD}} - 1 \right)^2$$

Επιπλέον, θα πρέπει να ικανοποιείται το κριτήριο αλληλεπίδρασης:

$$M_{sd} \leq M_{f,RD} + (M_{RD} - M_{f,RD}) \cdot \left[1 - \left(\frac{2V_{sd}}{V_{pl,RD}} - 1 \right)^2 \right]$$

όπου $M_{f,RD}$ είναι η πλαστική τιμή σχεδιασμού της καμπτικής ροπής αντοχής μόνο των πελμάτων της διατομής.

4.3.5 Έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Δεν απαιτείται έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού εφόσον

- τα διαδοχικά ανοίγματα δεν διαφέρουν περισσότερο από 20% του μικρότερου ανοίγματος,
- το φορτίο είναι ομοιόμορφο, με το μόνιμο να μην ξεπερνά το 40% του συνολικού φορτίου σχεδιασμού,
- η πλάκα είναι σύμμικτη, με το χαλυβδόφυλλο να είναι κάθετο στις σιδηροδοκούς,
- το ύψος της χαλύβδινης διατομής δεν ξεπερνά το ύψος των 400mm για διατομές IPE, με ποιότητα χάλυβα S355.

4.3.6 Έλεγχοι λειτουργικότητας

Οι απαιτήσεις λειτουργικότητας σύμμικτων δοκών καθορίζονται από τον EC4 (Μέρος 1.1) και περιλαμβάνουν τον έλεγχο των βυθίσεων και τον έλεγχο ρηγμάτων του σκυροδέματος.

4.3.6.1 Έλεγχος βυθίσεων

Ο έλεγχος των βελών υπό τα φορτία λειτουργίας αποτελεί πολλές φορές κρίσιμο κριτήριο σχεδιασμού των σύμμικτων δοκών. Υπενθυμίζεται πως στην παρούσα εργασία έχουμε θεωρήσει πλήρη διατμητική σύνδεση. Ο έλεγχος εκτελείται τόσο σε φάση κατασκευής όσο και σε φάση λειτουργίας:

- Φάση κατασκευής: Θεωρούμε μόνο τη σιδηροδοκό, η οποία φορτίζεται με το ίδιο βάρος της (DEAD) και το βάρος της υπερκείμενης πλάκας G_{c+p} . Σε περίπτωση που ο έλεγχος δεν ικανοποιείται, μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε προσωρινή υποστύλωση της δοκού στο μέσον αυτής ή στα τρίτα.
- Φάση λειτουργίας: Θεωρούμε σύμμικτη διατομή, η οποία ελέγχεται για τον συνδυασμό Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας: G+Q. Σε περίπτωση που ο έλεγχος δεν ικανοποιείται, τότε επιβάλλεται η αλλαγή διατομής. Επίσης, υπάρχει η δυνατότητα να δοθεί αρχικό αρνητικό αντιβέλος στην δοκό, αλλά η λύση αυτή δε συνηθίζεται σε κτίρια.

Επιπλέον, ο έλεγχος πραγματοποιείται τόσο για το συνολικό βέλος δ_{max} , όσο και για το πρόσθετο βέλος λόγω ωφέλιμων φορτίων (Q) και χρόνιων παραμορφώσεων. Τα οριακά βέλη αναφέρονται στον πίνακα «Πίνακας 1.1 Επιτρεπόμενες κατακόρυφες βυθίσεις». Για

τον έλεγχο των μακροχρόνιων φορτίων ο λόγος των μέτρων ελαστικότητας του χάλυβα προς το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος είναι ίσος με $\eta_1 = E_a / (E_{cm} / 2) = 13,1$, διότι το σκυρόδεμα λαμβάνεται με μειωμένο μέτρο ελαστικότητας, λόγω της επιρροής του ερπυσμού. Για τον έλεγχο των βραχυχρόνιων φορτίων λαμβάνεται το επιβατικό μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος και ο λόγος είναι ίσος με $\eta_2 = E_a / E_{cm} = 6,56$.

Υπολογισμός βύθισης αμφιέριστης δοκού ή διαδοκίδας με ομοιόμορφο φορτίο:

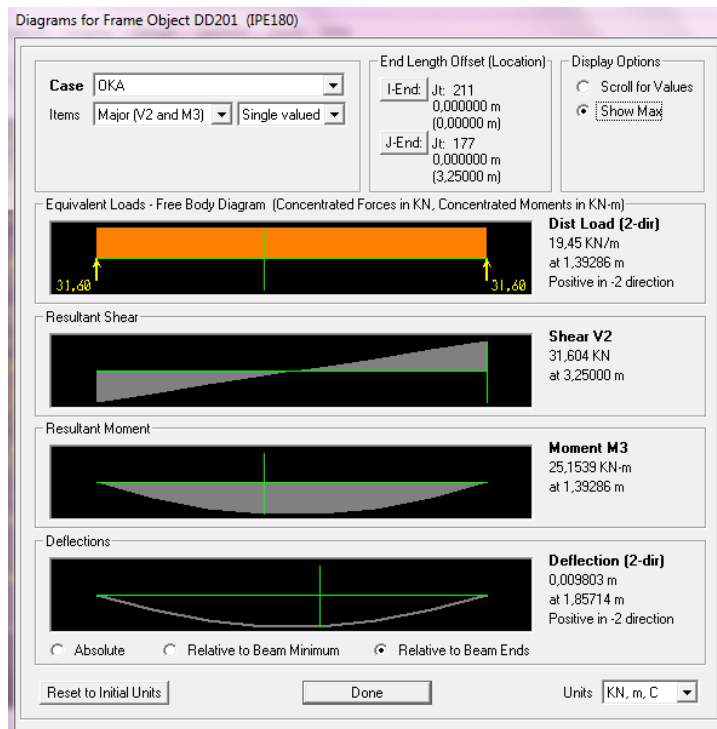
$$\delta_i = \frac{5 \cdot q_i \cdot L^4}{384 \cdot E_a \cdot I_i}$$

- δ_1 αντιστοιχεί σε μακροχρόνια φόρτιση: $q_1 = G$ και I_1 υπολογισμένο με λόγο $\eta_1 = E_a / (E_{cm} / 2) = 13,1$
- δ_2 αντιστοιχεί σε βραχυχρόνια φόρτιση: $q_1 = Q$ και I_2 υπολογισμένο με λόγο $\eta_2 = E_a / E_{cm} = 6,56$. Πρέπει $\delta_2 < L / 300$
- Το συνολικό βέλος $\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2$. Πρέπει $\delta_{\max} < L / 250$

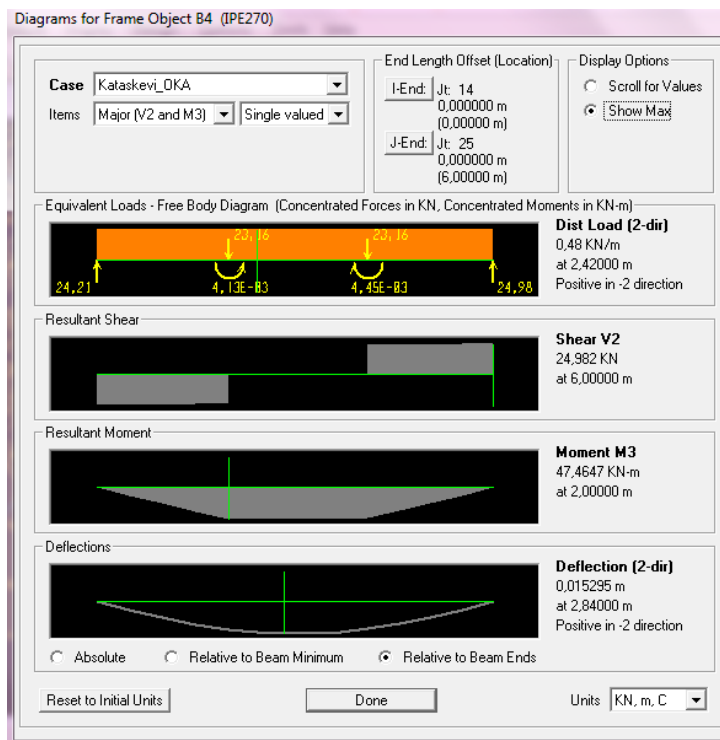
Για τον υπολογισμό της βύθισης αμφιέριστης δοκού με δυο διαδοκίδες να συμβάλουν (Beton-kalender):

$$\delta_i = \frac{nPl^3}{76.8EI} \left(1 - \frac{0.8}{n^2} - \frac{0.2}{n^4} \right)$$

Όπου $(n-1) \times P$ το πλήθος των δυνάμεων σε απόσταση a από το άκρο. Υποθέτουμε ότι οι δυνάμεις λειτουργούν στα τρίτα των δοκών οπότε $n=3$ και P =αντίδραση της διαδοκίδας. Σε περίπτωση που διαφέρουν ελάχιστα, ως P λαμβάνεται η δυσμενέστερη.



4.11 Παράδειγμα διαδοκίδας με ομοιόμορφη φόρτιση.



4.12 Παράδειγμα δοκού (B4) στην οποία συμβάλουν διαδοκίδες.

4.3.6.2 Επιρροή χρόνιων παραμορφώσεων

- Ερπυσμός

Η επίδραση του ερπυσμού για κτιριακά έργα λαμβάνεται υπόψη αντικαθιστώντας το εμβαδόν του σκυροδέματος με το ισοδύναμο σε χάλυβα εμβαδόν A_c/η , όπου $\eta = E_a/E_c' = E_a/(E_{cm}/2)$ (βλέπε παράγραφο 4.3.2).

- Συστολή ξήρανσης

Οι βυθίσεις λόγω συστολής χρειάζεται να υπολογιστούν στην περίπτωση που ο λόγος ανοίγματος προς το συνολικό ύψος της δοκού υπερβαίνει το 20 και η ανηγμένη παραμόρφωση λόγω συστολής ϵ_s του σκυροδέματος ξεπερνά την τιμή $400 \cdot 10^{-6}$. Στο συγκεκριμένο κτίριο το δυσμενέστερο είναι $L=6m$ και η μεγαλύτερη διατομή που χρησιμοποιείται είναι IPE270 με $h_a=270mm$. Άρα, $L/(h_a+h_c)=6000/(270+120)=15 < 20$ και επιπλέον για ξηρό περιβάλλον (στο εσωτερικό ή στο εξωτερικό του κτιρίου) $\epsilon_s=325 \cdot 10^{-6} < 400 \cdot 10^{-6}$, άρα δε χρειάζεται υπολογισμός των βυθίσεων λόγω συστολής.

4.3.6.3 Έλεγχος ρηγμάτωσης σκυροδέματος

Η ρηγμάτωση του σκυροδέματος θα πρέπει να περιορίζεται σε τέτοιο βαθμό ώστε να μη δημιουργεί προβλήματα στη σωστή λειτουργία της κατασκευής ή στην εμφάνισή της, ούτε να μειώνει την διάρκεια ζωής της. Για το λόγο αυτό, προβλέπεται ένα ποσοστό ελάχιστου οπλισμού στην άνω παρειά της πλάκας σκυροδέματος. Αν και στην προκειμένη περίπτωση η δοκός είναι αμφιέριστη και βρίσκεται συνεχώς υπό θλίψη, εφόσον στην πράξη η πλάκα είναι συνεχής, πρέπει να τοποθετηθεί ο ελάχιστος οπλισμός.

$$\min \rho_s = \frac{A_s}{A_c} = 0.2\%$$

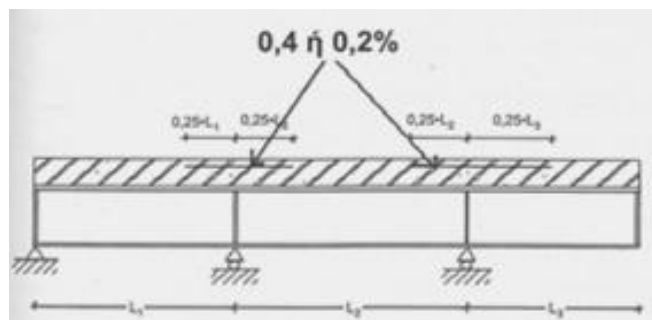
όπου A_s =Εμβαδόν διαμήκους οπλισμού, χωρίς το χαλυβδόφυλλο.

A_c =Εμβαδόν σκυροδέματος πλάκας

Τα εμβαδά υπολογίζονται εντός του συνεργαζόμενου πλάτους.

Το μήκος αγκύρωσης του οπλισμού είναι $0,25 \cdot L$, πέραν των εσωτερικών στηριγμάτων και $0,5 \cdot L$ για προβόλους, όπου L είναι το μήκος του υπόψη φανώματος ή προβόλου.

Οι μέγιστες αποστάσεις οπλισμών για σύμμικτες πλάκες είναι το μικρότερο από τα: $2h$ και $350mm$. Σαν " h " θεωρούμε το συνολικό ύψος της πλάκας.



4.13 Ελάχιστος διαμήκης σπλισμός για περιορισμό της ρηγμάτωσης[1]

4.4 Σχεδιασμός υποστυλωμάτων.

Ο σχεδιασμός των υποστυλωμάτων γίνεται μέσω του προγράμματος SAP και της εντολής Steel Frame Design. Τα υποστυλώματα είναι χαλύβδινα και θεωρούνται συνεχή καθ' ύψος και πακτωμένα στη βάση τους. Για την παραμετροποίηση του σχεδιασμού στο πρόγραμμα χρησιμοποιήθηκε ο Ευρωκώδικας 3 (εικόνα 4.14).

| Item | Value |
|--------------------------------|--------------------|
| 1 Design Code | Eurocode 3-2005 |
| 2 Country | CEN Default |
| 3 Combinations Equation | Eq. 6.10 |
| 4 Interaction Factors Method | Method 2 (Annex B) |
| 5 Time History Design | Envelopes |
| 6 Framing Type | Moment Frame |
| 7 GammaM0 | 1, |
| 8 GammaM1 | 1, |
| 9 GammaM2 | 1,25 |
| 10 Consider Deflection? | Yes |
| 11 DL Limit, L / | 120, |
| 12 Super DL+LL Limit, L / | 120, |
| 13 Live Load Limit, L / | 300, |
| 14 Total Limit, L / | 250, |
| 15 Total-Camber Limit, L / | 240, |
| 16 Pattern Live Load Factor | 0,75 |
| 17 Demand/Capacity Ratio Limit | 0,95 |

Item Description
Country specific implementation considering country National Annex. CEN Default is the general version without an annex.

Explanation of Color Coding for Values
Blue: Default Value
Black: Not a Default Value
Red: Value that has changed during the current session

Set To Default Values: All Items, Selected Items
Reset To Previous Values: All Items, Selected Items
OK, Cancel

4.14 Παράμετροι σχεδιασμού στο SAP (Steel Frame Design →View/Revise Preferences →Eurocode 3-2005)

Τα υποστυλώματα διαστασιολογήθηκαν ώστε να φέρουν ασφαλώς τα φορτία βαρύτητας αλλά ταυτόχρονα να πληρούν και τους περιορισμούς δυσκαμψίας που θέτονται από τον σχεδιασμό των τοιχωμάτων (βλέπε παραγράφους 2.3.3.2, 4.2.1). Έτσι οι διατομές που προέκυψαν για τον βασικό σχεδιασμό του κτιρίου με Χαλύβδινα Διατμητικά Τοιχώματα πάχους 5mm, είναι αυτές που παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί.

| TABLE: Frame Section Assignments | | |
|---|--------------------|-------------------|
| Frame | SectionType | DesignSect |
| C1 | I/Wide Flange | HE240A |
| C2 | I/Wide Flange | HE400A |
| C3 | I/Wide Flange | HE400A |
| C4 | I/Wide Flange | HE240A |
| C5 | I/Wide Flange | HE240A |
| C6 | I/Wide Flange | HE240A |
| C7 | I/Wide Flange | HE240A |
| C8 | Box/Tube | TUBO320X320X25 |
| C9 | I/Wide Flange | HE240A |
| C10 | I/Wide Flange | HE340A |
| C11 | I/Wide Flange | HE340A |
| C12 | I/Wide Flange | HE240A |
| C13 | I/Wide Flange | HE240A |
| C14 | I/Wide Flange | HE340A |
| C21 | I/Wide Flange | HE400A |

4.1 Διατομές υποστυλωμάτων

5 ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΕΑ ΚΑΙ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Η ανάλυση του φορέα πραγματοποιήθηκε σταδιακά δοκιμάζοντας και συγκρίνοντας τα αποτελέσματα για διαφορετικά μοντέλα.

- Πρώτη προσέγγιση – Αρχικό μοντέλο

Αρχικά, ο φορέας προσεγγίστηκε ως αμιγώς μεταλλικός, αγνοώντας την σύμμικτη λειτουργία των δοκών. Στο συγκεκριμένο μοντέλο, ο σχεδιασμός έγινε μέσω του Steel Frame Design, με έμφαση κυρίως στο πλαίσιο, και οι έλεγχοι πραγματοποιήθηκαν για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Στο συγκεκριμένο μοντέλο, οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας αντιστοιχούν σε τοίχωμα πάχους 5mm. Αν και αυτό θα ήταν άνευ σημασίας, δεδομένου ότι ο συγκεκριμένος φορέας εξετάζεται κυρίως από άποψη φορτίων βαρύτητας, επισημαίνεται διότι έχουν ληφθεί υπόψη οι περιορισμοί που τίθενται από τον σχεδιασμό των τοιχωμάτων. Η ανάλυση του συγκεκριμένου μοντέλου αποσκοπεί στο να διαφανεί και ποσοτικά η ευεργετική επίδραση της σύμμικτης λειτουργίας συγκρίνοντας το με το μοντέλο που ακολουθεί, μιας και το πρόγραμμα δεν μπορεί να κάνει άμεσο σχεδιασμό σύμμικτων δοκών.

- Δεύτερη προσέγγιση – Δεύτερο μοντέλο

Η δεύτερη προσέγγιση γίνεται με μείωση των διατομών με βάση τους αναλυτικούς υπολογισμούς των μεγεθών αντοχής των σύμμικτων δοκών. Το κτίριο και πάλι προσομοιώνεται ως μεταλλικό για να μπορεί να φανεί η διαφορά με το προηγούμενο μοντέλο. Επιπλέον, στο δεύτερο μοντέλο γίνεται ο έλεγχος του φορέα στη φάση κατασκευής.

- Τρίτη Προσέγγιση – Κύριος φορέας

Ο συγκεκριμένος φορέας θεωρείται ο κύριος για το οποίο έγινε ο σχεδιασμός. Συγκεκριμένα, το μοντέλο πλέον προσομοιώνεται σαν σύμμικτο με ισοδύναμους Χ-αστί συνδέσμους που αντιστοιχούν σε Χαλύβδινο Διατμητικό Τοίχωμα πάχους 5mm ενώ οι δοκοί και τα υποστυλώματα είναι τα ίδια με τον παραπάνω φορέα. Πραγματοποιείται γενικός έλεγχος του φορέα και έλεγχος μεταθετότητας (drift) ώστε να ελεγχθεί η επάρκεια των τοιχωμάτων.

- Τέταρτη προσέγγιση – Τέταρτο μοντέλο

Κατά την τέταρτη προσέγγιση γίνεται μια απόπειρα μείωσης του πάχους του τοιχώματος σε 3mm. Γίνεται ο υπολογισμός των ισοδύναμων διαγωνίων και ο έλεγχος δυσκαμψίας των περιμετρικών στοιχείων. Για το νέο σύμμικτο φορέα που προκύπτει πραγματοποιούνται οι έλεγχοι για πλευρικές φορτίσεις και ο έλεγχος σχετικών μετακινήσεων των ορόφων, ώστε να διαπιστωθεί αν οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και άρα τα τοιχώματα επαρκούν.

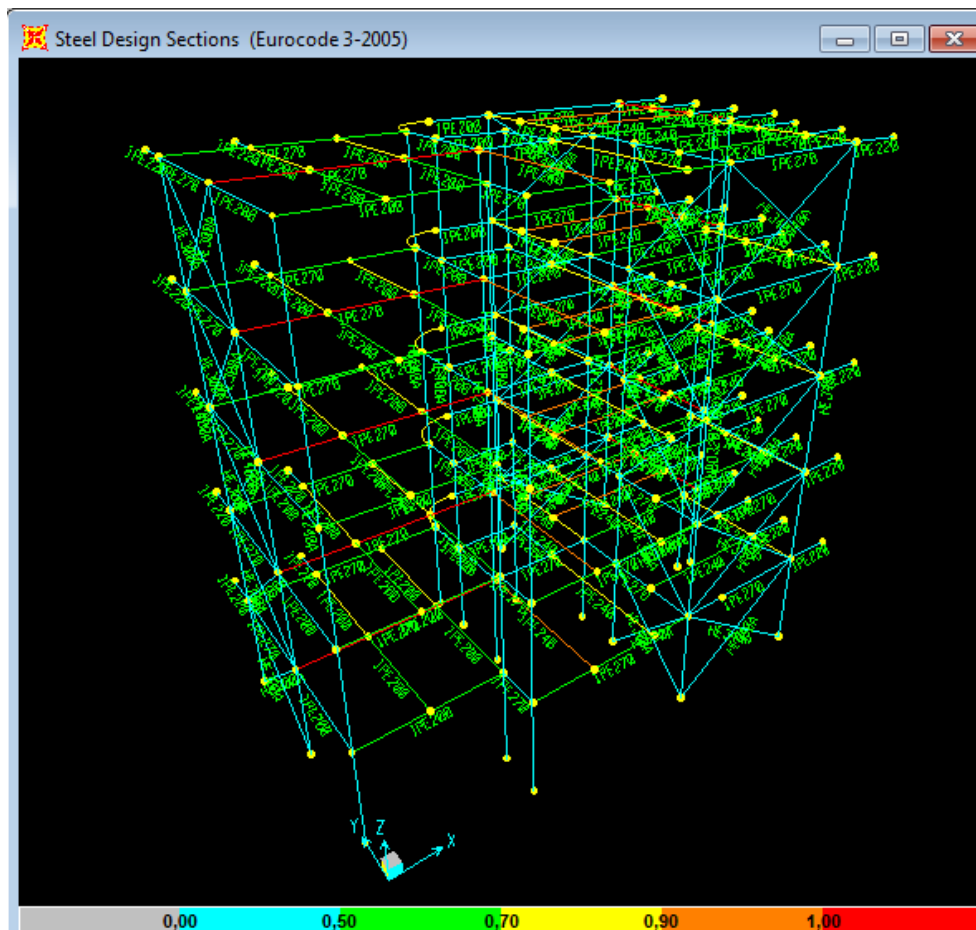
- Πέμπτη Προσέγγιση – Πέμπτο μοντέλο

Η πέμπτη προσέγγιση αφορά και πάλι το σύνολο του φορέα και πραγματοποιείται για το ίδιο μοντέλο με τον κύριο φορέα μόνο που τώρα θεωρούμε συνδέσεις ροπής στο πλαίσιο μεταξύ των δοκών και των υποστυλωμάτων. Οι ισοδύναμοι Χ-αστί σύνδεσμοι αντιστοιχούν και πάλι σε τοίχωμα πάχους 5mm.

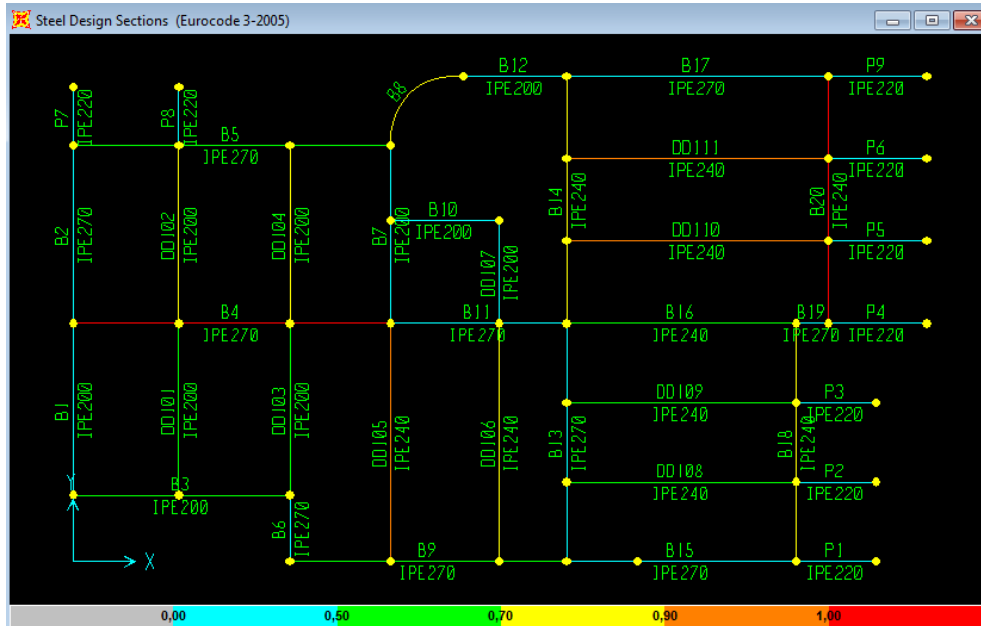
Τέλος, γίνεται η σύγκριση των αποτελεσμάτων.

5.1 Αρχική προσέγγιση –Μοντέλο 1

Όπως προαναφέρθηκε παραπάνω, ο αρχικός φορέας θεωρείται μεταλλικός και αγνοείται η σύμμικτη λειτουργία των δοκών. Ο σχεδιασμός έδωσε τα παρακάτω αποτελέσματα.

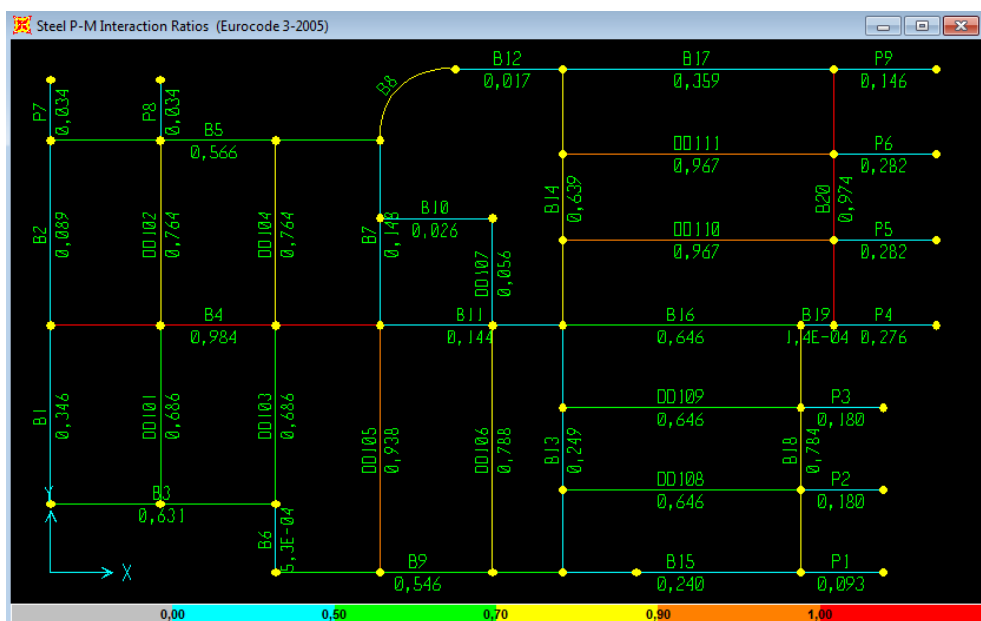


5.1 Αποτελέσματα του σχεδιασμού πρώτου μοντέλου στον τρισδιάστατο φορέα



5.2 Αποτελέσματα του σχεδιασμού του φορέα του πρώτου μοντέλου σε κάτοψη.

Το ποσοστό εκμετάλλευσης της διατομής (ratio) δίνεται στο παρακάτω σχήμα.



5.3 Ποσοστά εκμετάλλευσης της διατομής (ratio) με βάση τους ελέγχους αντοχής και λειτουργικότητας.

Όπως παρατηρούμε οι δοκοί B4 και B20 οριακά αστοχούν ($ratio M_{sd}/M_{RD}=0.98$), ενώ και οι διαδοκίδες DD105, DD110 και DD111 είναι οριακά στον έλεγχο αστοχίας (ratio 0.94 έως 0.97 έναντι ροπών κάμψης στην Ο.Κ.Α).

Για τις παραπάνω διατομές αν υπολογίσουμε την πραγματική εκμετάλλευση των διατομών αν λειτουργούσαν ως σύμμικτες θα παρατηρούσαμε ότι είναι μικρότερη από 0,5 στις περισσότερες περιπτώσεις. Διαπιστώνουμε δηλαδή μια σημαντική υπερδιαστασιολόγηση με την αγνόηση της σύμμικτης λειτουργίας. Στον πίνακα που ακολουθεί φαίνονται αναλυτικά ο υπολογισμός των μεγεθών αντοχής για την αντίστοιχη σύμμικτη διατομή.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ (Ο.Κ.Α.)

| | | | S355, Fy/γα= | 322,72 | | | C30/37, Fck/γc= | 20 | | | | | | | |
|--------------|-----------------------|-----------------------|------------------------------|---|-------------------------------|----------------------|----------------------------|----------------------|--------------------------|--|--|---------------------------------------|--------------------------|--|--|
| Δοκός | M_{sd} | V_{sd} | ΧΑΛΥΒΔΙΝΗ ΔΙΑΤΟΜΗ | A_a (mm²) | h_a (mm) | t_w | b_{eff}=L/4 | h_c | M_{pl,RD} | ratio M_{sd}/M_{pl} | Έλεγχος M_{sd}<M_{pl,RD} | A_v (mm²) | V_{pl,RD} | Έλεγχος V_{sd}<V_{pl,RD} | ratio V_{sd}/V_{pl} |
| B4 | 128,82 | 66 | IPE270 | 4595 | 270 | 6,6 | 1500 | 65 | 253,46 | 0,51 | > Msd-->ok | 1853,28 | 345,31 | > Vsd-->ok | 0,19 |
| B20 | 102,4 | 65,6 | IPE240 | 3912 | 240 | 6,2 | 1163 | 65 | 193,25 | 0,53 | > Msd-->ok | 1547,52 | 288,34 | > Vsd-->ok | 0,23 |
| B18 | 83,2 | 55 | IPE240 | 3912 | 240 | 6,2 | 1125 | 65 | 191,89 | 0,43 | > Msd-->ok | 1547,52 | 288,34 | > Vsd-->ok | 0,19 |
| B5 | 74 | 36,5 | IPE270 | 4595 | 270 | 6,6 | 1500 | 65 | 253,46 | 0,29 | > Msd-->ok | 1853,28 | 345,31 | > Vsd-->ok | 0,11 |
| B9 | 72 | 37,5 | IPE270 | 4595 | 270 | 6,6 | 1300 | 65 | 246,83 | 0,29 | > Msd-->ok | 1853,28 | 345,31 | > Vsd-->ok | 0,11 |
| DD511 | 45,9 | 37 | IPE240 | 3912 | 240 | 6,2 | 1235 | 65 | 195,60 | 0,23 | > Msd-->ok | 1547,52 | 288,34 | > Vsd-->ok | 0,13 |
| DD510 | 45,9 | 37 | IPE240 | 3912 | 240 | 6,2 | 1235 | 65 | 195,60 | 0,23 | > Msd-->ok | 1547,52 | 288,34 | > Vsd-->ok | 0,13 |
| DD509 | 35 | 32 | IPE240 | 3912 | 240 | 6,2 | 1085 | 65 | 190,35 | 0,18 | > Msd-->ok | 1547,52 | 288,34 | > Vsd-->ok | 0,11 |
| DD506 | 41 | 37 | IPE240 | 3912 | 240 | 6,2 | 1125 | 65 | 191,89 | 0,21 | > Msd-->ok | 1547,52 | 288,34 | > Vsd-->ok | 0,13 |
| DD505 | 49 | 44 | IPE240 | 3912 | 240 | 6,2 | 1125 | 65 | 191,89 | 0,26 | > Msd-->ok | 1547,52 | 288,34 | > Vsd-->ok | 0,15 |
| DD504 | 27 | 32 | IPE200 | 2848 | 200 | 5,6 | 842 | 65 | 122,14 | 0,22 | > Msd-->ok | 1164,80 | 217,03 | > Vsd-->ok | 0,15 |

5.1 Υπολογισμός της αντίστοιχης σύμμικτης διατομής του αρχικού φορέα και του ποσοστού εξάντλησης της.

5.2 Δεύτερη προσέγγιση – Μοντέλο 2

Επόμενο βήμα είναι η μείωση των διατομών ώστε να επιτυγχάνεται μεγαλύτερη εκμετάλλευση της διατομής με βάση την πραγματική αντοχή, όπως αυτή προέκυψε από την πλαστική ανάλυση. Η διαφοροποίηση των διατομών έχει ως εξής:

Για το Group 1 των δοκών (βλέπε παράγραφο 4.3.1 «Ομαδοποίηση των δοκών και διαδοκίδων»), η διατομή από IPE200 αντικαθίσταται με διατομή IPE180 μειώνοντας έτσι κατά 16% της αρχικής διατομής το βάρος χάλυβα.

Ομοίως, για το Group 2 των δοκών, η διατομή IPE240 αντικαθίσταται με διατομή IPE180, επιτυγχάνοντας έτσι 39% εξοικονόμηση υλικού. Για το Group 3 των δοκών η διατομή IPE240 αντικαθίσταται με IPE200, επιτυγχάνοντας έτσι 27% εξοικονόμηση υλικού. Τέλος, για το Group 4 των δοκών η διατομή IPE270 αντικαθίσταται με IPE220, επιτυγχάνοντας έτσι 27% εξοικονόμηση υλικού.

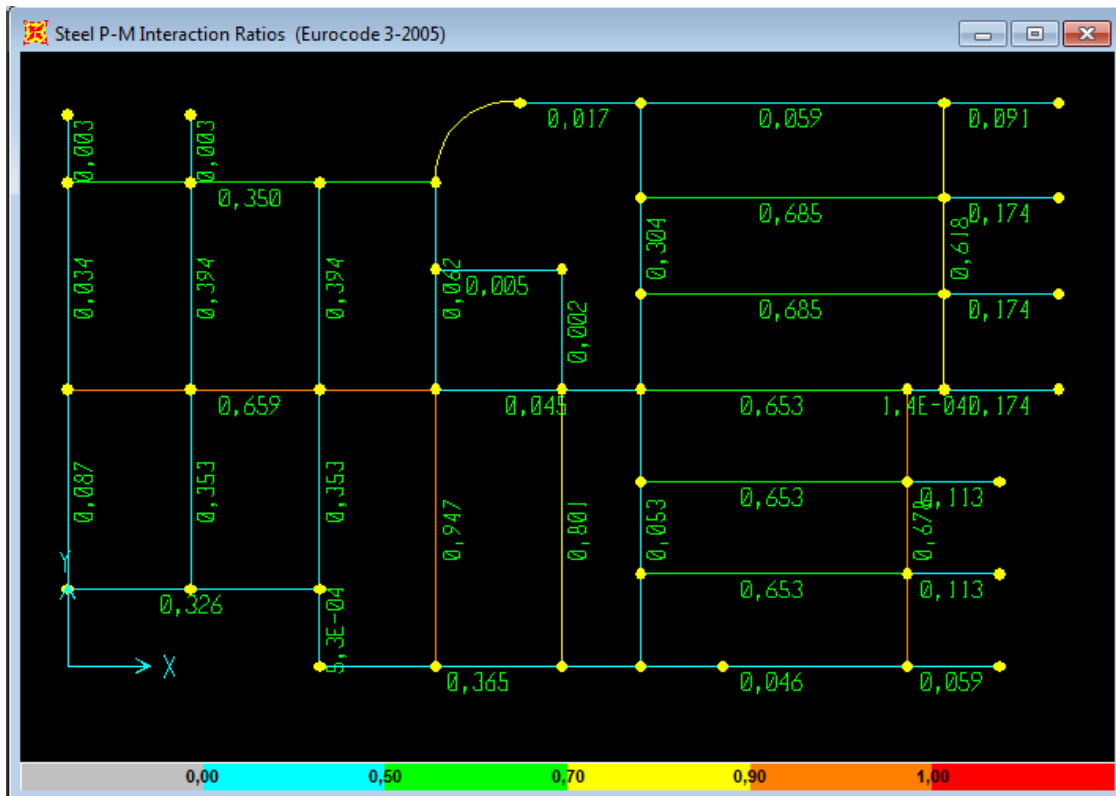
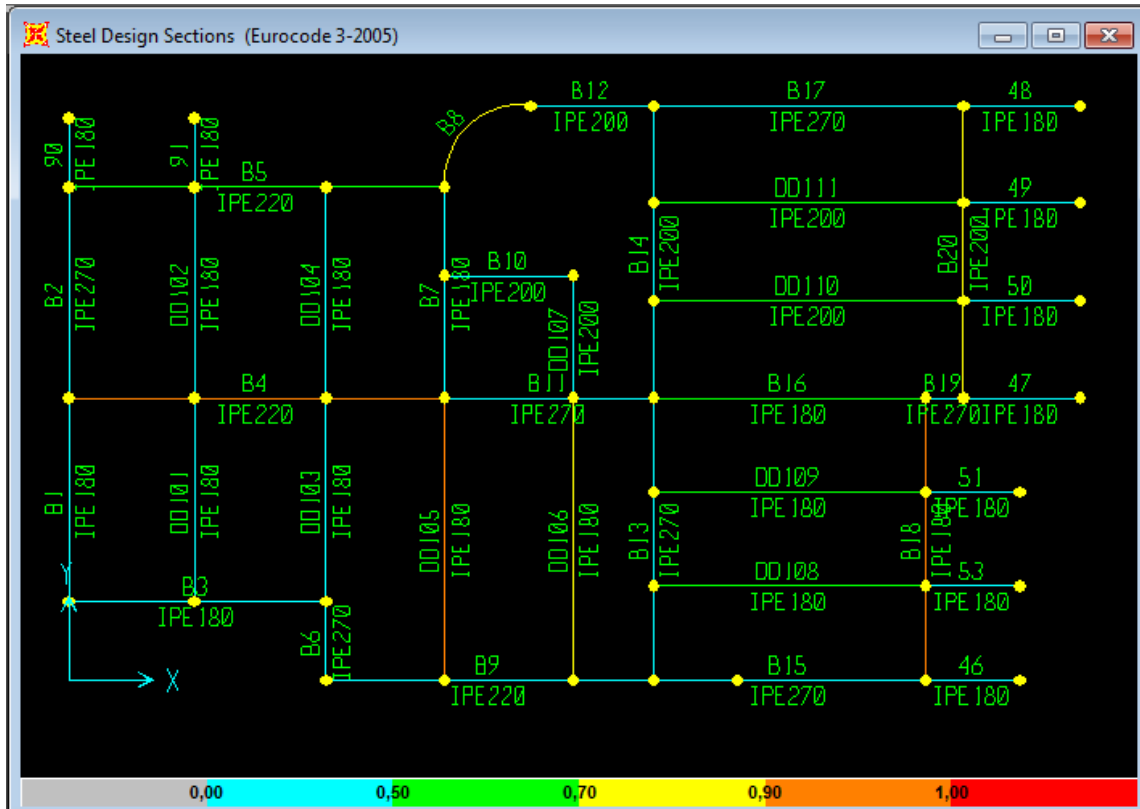
Όσον αφορά τις δοκούς στα φαντώματα των τοιχωμάτων, αυτές διατηρούνται IPE270. Μια απόπειρα μείωσής τους σε IPE 240 για λόγους ομοιομορφίας και διευκόλυνσης κατά την κατασκευή επηρέασε τον σχεδιασμό των τοιχωμάτων μειώνοντας περαιτέρω την θεωρητική γωνία κλίσης του εφελκυστικού πεδίου. Κάτι τέτοιο δεν είναι επιθυμητό μιας και για να λειτουργεί σωστά το διατμητικό τοίχωμα πρέπει η γωνία κλίσης α να κυμαίνεται γύρω στις 45 μοίρες, η οποία είναι και η βέλτιστη τιμή. Άλλωστε, πρέπει να επισημανθεί ότι η ανάπτυξη του εφελκυστικού πεδίου έχει ως αποτέλεσμα την εισαγωγή πρόσθετων τάσεων στην δοκό, οπότε καλό θα ήταν να υπάρχει περιθώριο αντοχής και να μην εξαντλείται η διατομή στα φορτία λειτουργίας (βλέπε παράγραφο 4.2.1 «Παρατηρήσεις κατά τον σχεδιασμό των τοιχωμάτων.»).

| Όνομα ομάδας | Δομικά στοιχεία που περιλαμβάνει. | Αρχική διατομή | Τελική διατομή | Μείωση βάρους υλικού |
|---------------|--|----------------|----------------|----------------------|
| Group 1 | B1, B3, B6, B7, DD101, DD102, DD103, DD104 | IPE200 | IPE180 | 16% |
| Group 2 | B16, B18, DD105, DD106, DD108, DD109 | IPE240 | IPE180 | 39% |
| Group 3 | B14, B20, DD110, DD111 | IPE240 | IPE200 | 27% |
| Group 4 | B4, B5, B9 | IPE270 | IPE220 | 27% |
| Dokoί τοιχωμα | B2, B13, B15, B17 | IPE270 | IPE270 | - |

5.2 Αλλαγή διατομής δοκών και διαδοκίδων και ποσοστά εξοικονόμησης υλικού.

Πλέον οι νέες διατομές αποτελούν και τις τελικές διατομές του πλαισίου του κύριου φορέα που θα αναλυθεί. Ο κύριος φορέας ελέγχεται τόσο σε φάση λειτουργίας όσο και σε φάση κατασκευής.

Κατά την φάση κατασκευής, οι δοκοί εξ ορισμού λειτουργούν ως χαλύβδινες καθότι δεν έχει αναπτυχθεί ακόμα η σύμμικτη λειτουργία (βλέπε παράγραφο 3.3.2.1) Ο φορέας ελέγχεται τόσο από άποψη αντοχής, όσο και από άποψη λειτουργικότητας, η οποία επιβάλλει περιορισμό των βελών κάμψης.

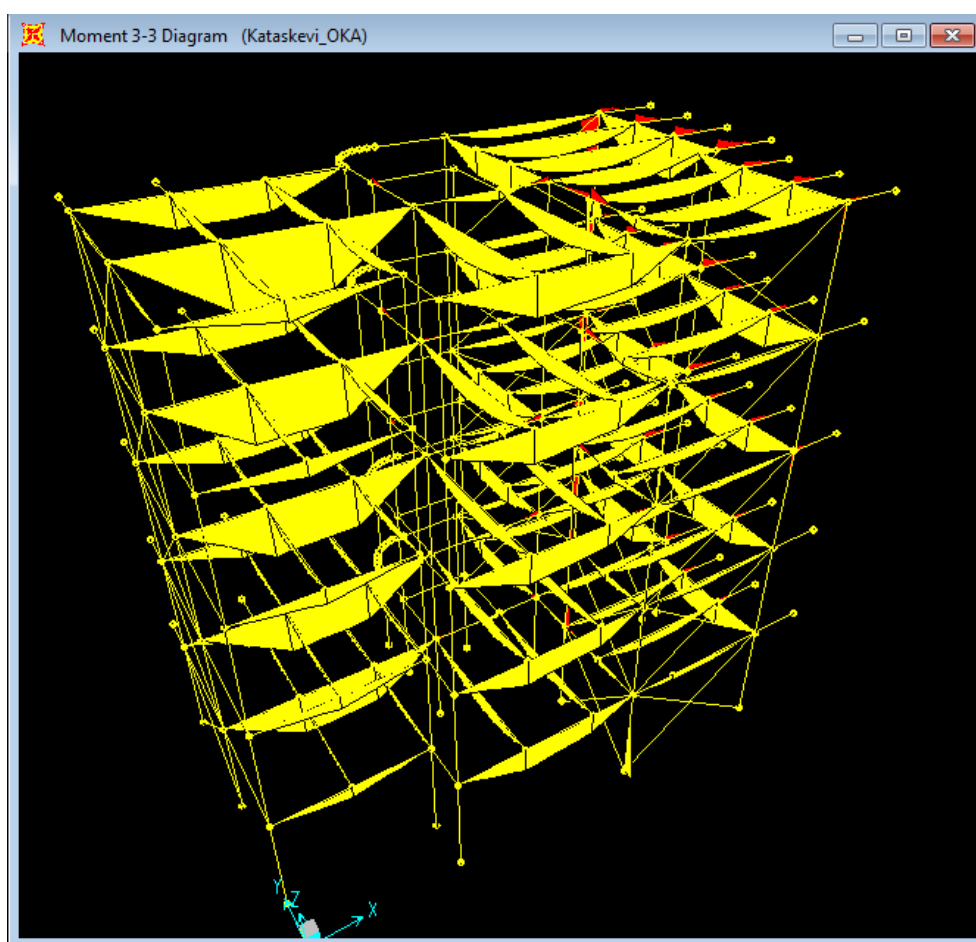


5.4 Ποσοστά εκμετάλλευσης των διατομών κατά την φάση κατασκευής (δεύτερο μοντέλο).

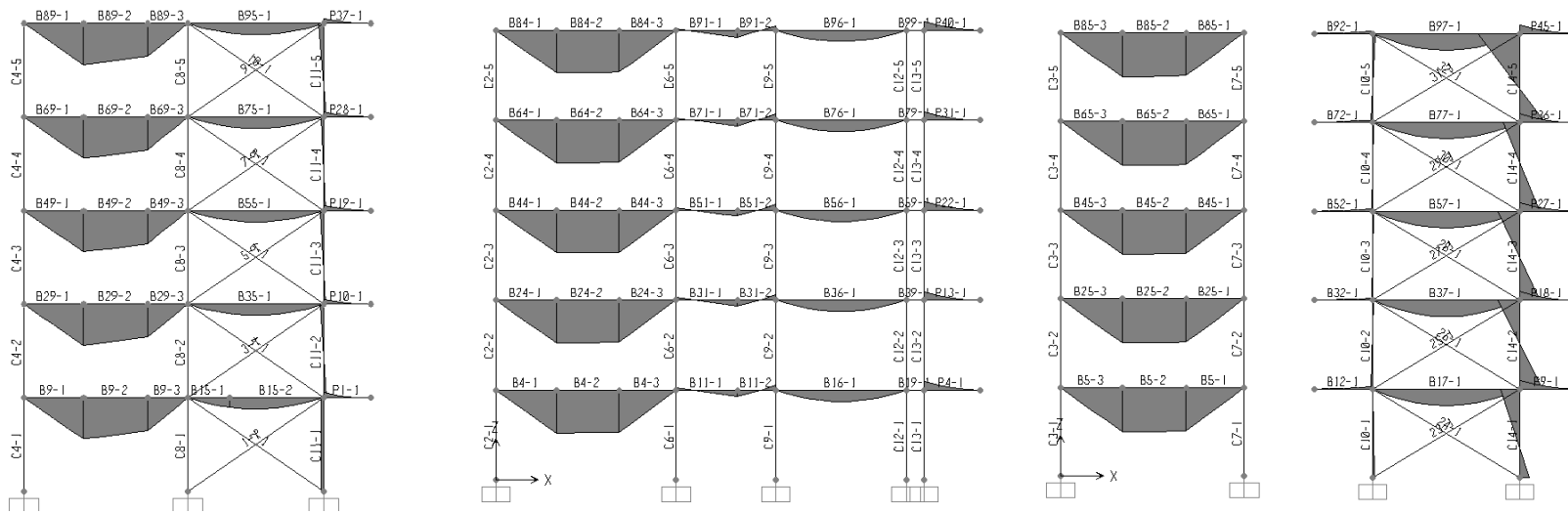
Παρατηρούμε ότι οι δοκοί B4 και B18 οι οποίες εμφανίζονται με πορτοκαλί χρώμα, είναι οριακά για τον έλεγχο βέλους κάμψης ($\text{ratio}=0.94$) , ενώ η διαδοκίδα DD105 είναι οριακά στον έλεγχο αστοχίας.

Σύμφωνα με αυτές τις παρατηρήσεις, μπορούμε είτε να αυξήσουμε τις διατομές, είτε να υποστηρίξουμε τις ευαίσθητες δοκούς στην φάση της κατασκευής με μία προσωρινή υποσύλωση στο μέσο. Ωστόσο, όπως θα δούμε παρακάτω στον έλεγχο λειτουργικότητας της σύμμικτης διατομής στην φάση λειτουργίας, η δοκός B4 δεν επαρκεί για τον έλεγχο βελών και πρέπει να αυξηθεί η διατομή της. Παρότι αρκεί η διατομή IPE240, επιλέγεται η διατομή IPE270 για λόγους ομοιομορφίας και διευκόλυνσης κατά την κατασκευή, μιας και χρησιμοποιείται ήδη για τις δοκούς που περιβάλλουν τοιχώματα.

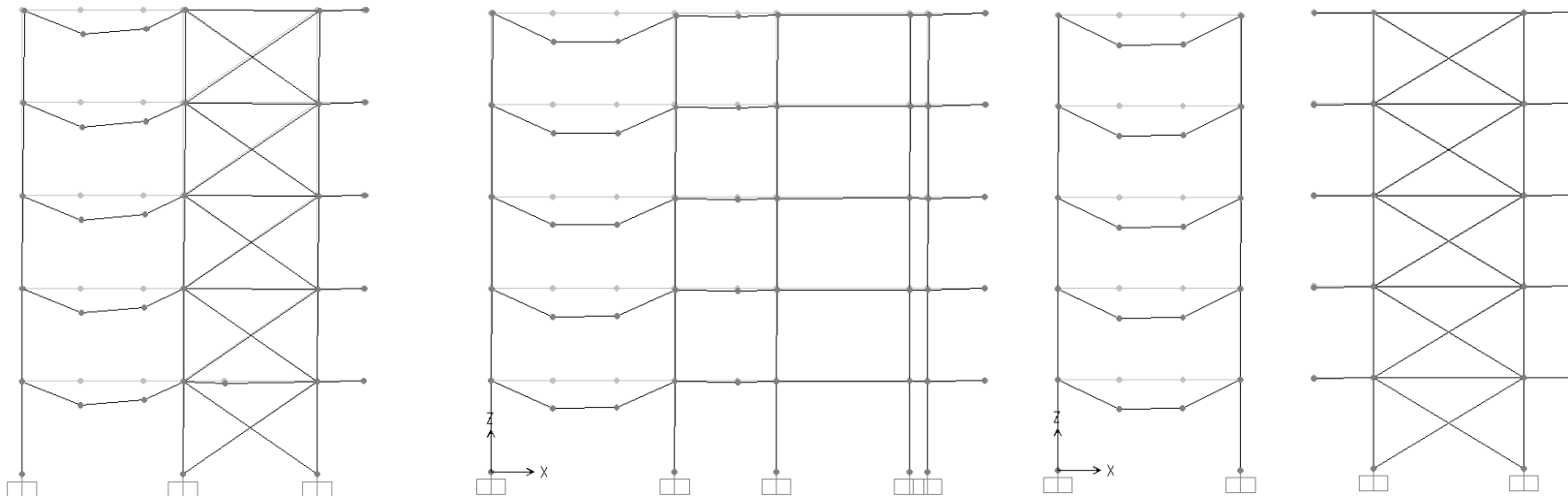
Αποτελέσματα ανάλυσης



5.5 Διάγραμμα ροπών στον τρισδιάστατο φορέα κατά την φάση κατασκευής.



5.6 Ενδεικτικά διαγράμματα ροπών πλαισίων κατά $x-x'$ κατά τη φάση κατασκευής.



5.7 Ενδεικτικά παραμορφώσεις πλαισίων κατά $x-x'$ κατά τη φάση κατασκευής.

5.3 Τρίτη προσέγγιση – Κύριος φορέας

Το τρίτο μοντέλο που ουσιαστικά αποτελεί και τον βασικό φορέα για το οποίο γίνεται ο σχεδιασμός έχει τις ίδιες χαλύβδινες διατομές με το δεύτερο μοντέλο, μόνο που πλέον θεωρούμε τη σύμμικτη λειτουργία του φορέα ο οποίος εξετάζεται καθολικά. Τα μεγέθη αντοχής των δοκών και διαδοκίδων στον τελικό φορέα αναφέρονται στον παρακάτω πίνακα 5.4 Έλεγχος κρίσιμων σύμμικτων δοκών και διαδοκίδων κύριου φορέα σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας..

Για τον υπολογισμό των αδρανειακών χαρακτηριστικών της Ισοδύναμης Σύμμικτης Διατομής χρησιμοποιήθηκε η αντίστοιχη χαλύβδινη διατομή και μια χαλύβδινη λεπίδα στο άνω πέλμα, με πάχος ίσο με το πάχος της πλάκας πάνω από το χαλυβδόφυλλο ($h_c=65\text{mm}$), αλλά με πλάτος μειωμένο κατά η φορές, όπου «η» είναι ο λόγος των μέτρων ελαστικότητας του χάλυβα προς το μπετόν: $\eta=E_a/E_c$. Έτσι, για μακροχρόνια (οιονεί μόνιμη) φόρτιση το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος ελήφθη ίσο με $E_c=E_{cm}/2$ και κατά συνέπεια ο λόγος $\eta'=E_a/E_c=2\cdot(E_a/E_{cm})=13,125$. Για βραχυχρόνια φόρτιση, δηλαδή για το κινητό φορτίο Q, το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος είναι $E_c=E_{cm}$ και άρα $\eta=E_a/E_{cm}=6,56$.

Το ισοδύναμο συνεργαζόμενο πλάτος του σκυροδέματος είναι ίσο με $b_{\text{eff}}=\frac{1}{\eta}\cdot\frac{L}{4}$ και $b'_{\text{eff}}=\frac{1}{\eta'}\cdot\frac{L}{4}$, όπου L είναι το μήκος της δοκού. Το μήκος L των δοκών αν και διαφέρει για κάθε δοκό, έχει ληφθεί το δυσμενέστερο για κάθε ομάδα δοκών κατά τον υπολογισμό του b_{eff} . Η ισοδύναμη ροπή αδράνειας I_e αντιστοιχεί σε βραχυχρόνια φορτία και έχει υπολογιστεί για $\eta=6,56$ ενώ η ροπή αδράνειας $I_{e,\text{red}}$ είναι η μειωμένη ροπή αδράνειας λόγω ερπυσμού και αντιστοιχεί για μόνιμη φόρτιση, δηλαδή για το ίδιο βάρος του χαλύβδινου σκελετού, για το ίδιο βάρος της πλάκας σκυροδέματος μαζί με το χαλυβδόφυλλο και, τέλος, για το φορτίο επικάλυψης. Αυτός ο συνδυασμός στο πρόγραμμα είναι με το όνομα G ενώ το κινητό φορτίο με το όνομα Q.

| Group δοκών | Χαλύβδινη Διατομή | b_{eff} (m) | b'_{eff} (m) | I_e (m ⁴) | $I_{e,\text{red}}$ (m ⁴) |
|-------------|-------------------|----------------------|-----------------------|-------------------------|--------------------------------------|
| 1 | IPE180 | 0,126 | 0,063 | $0,438 \cdot 10^{-4}$ | $0,372 \cdot 10^{-4}$ |
| 2 | IPE180 | 0,170 | 0,084 | $0,466 \cdot 10^{-4}$ | $0,400 \cdot 10^{-4}$ |
| 3 | IPE200 | 0,190 | 0,094 | $0,644 \cdot 10^{-4}$ | $0,577 \cdot 10^{-4}$ |
| 4 | IPE220 | 0,219 | 0,110 | $0,876 \cdot 10^{-4}$ | $0,764 \cdot 10^{-4}$ |

5.3 Υπολογισμός αδρανειακών μεγεθών της ισοδύναμης σύμμικτης διατομής.

| ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΔΟΚΩΝ ΚΑΙ ΔΙΑΔΟΚΙΔΩΝ (Ο.Κ.Α.) | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|----------|----------|----------------------|-----------------------------|---------------|-------|--------------------|-------|-------------|--------------------------|----------------------------|-----------------------------|-------------|----------------------------|--------------------------|
| Δοκός | M_{sd} | V_{sd} | S355, Fy/γc= | 322,72 | | | C30/37, Fck/γc= | 20 | | | | | | | |
| | | | ΧΑΛΥΒΔΙΝΗ ΔΙΑΤΟΜΗ | A_a (mm ²) | h_a (mm) | t_w | $b_{eff}=L/4$ | h_c | $M_{pl,RD}$ | ratio M_{sd}/M_{pl} | Έλεγχος $M_{sd}<M_{pl}$ | A_v (mm ²) | $V_{pl,RD}$ | Έλεγχος $V_{sd}<V_{pl}$ | ratio V_{sd}/V_{pl} |
| B4 | 128 | 66 | IPE220 | 3337 | 220 | 5,9 | 1500 | 65 | 165,72 | 0,77 | > M_{sd} -->ok | 1349,92 | 251,52 | > V_{sd} -->OK | 0,26 |
| B20 | 101,4 | 65,2 | IPE200 | 2848 | 200 | 5,6 | 1163 | 65 | 130,29 | 0,78 | > M_{sd} -->ok | 1164,80 | 217,03 | > V_{sd} -->OK | 0,30 |
| B18 | 82 | 54,4 | IPE180 | 2395 | 180 | 5,3 | 1125 | 65 | 104,18 | 0,79 | > M_{sd} -->ok | 992,16 | 184,86 | > V_{sd} -->OK | 0,29 |
| B5 | 73 | 36 | IPE220 | 3337 | 220 | 5,9 | 1500 | 65 | 165,72 | 0,44 | > M_{sd} -->ok | 1349,92 | 251,52 | > V_{sd} -->OK | 0,14 |
| B9 | 71 | 37 | IPE220 | 3337 | 220 | 5,9 | 1300 | 65 | 162,22 | 0,44 | > M_{sd} -->ok | 1349,92 | 251,52 | > V_{sd} -->OK | 0,15 |
| B14 | 66 | 39,4 | IPE200 | 2848 | 200 | 5,6 | 1168 | 65 | 130,38 | 0,51 | > M_{sd} -->ok | 1164,80 | 217,03 | > V_{sd} -->OK | 0,21 |
| DD111 | 45,6 | 37 | IPE200 | 2848 | 200 | 5,6 | 1235 | 65 | 131,53 | 0,35 | > M_{sd} -->ok | 1164,80 | 217,03 | > V_{sd} -->OK | 0,17 |
| DD109 | 34,6 | 32 | IPE180 | 2395 | 180 | 5,3 | 1085 | 65 | 103,61 | 0,33 | > M_{sd} -->ok | 992,16 | 184,86 | > V_{sd} -->OK | 0,18 |
| DD105 | 48,6 | 43,8 | IPE180 | 2395 | 180 | 5,3 | 1125 | 65 | 111,91 | 0,43 | > M_{sd} -->ok | 992,16 | 184,86 | > V_{sd} -->OK | 0,24 |
| DD101 | 25,2 | 31,7 | IPE180 | 2395 | 180 | 5,3 | 812 | 65 | 28,60 | 0,88 | > M_{sd} -->ok | 992,16 | 184,86 | > V_{sd} -->OK | 0,17 |

5.4 Έλεγχος κρίσιμων σύμμικτων δοκών και διαδοκίδων κύριου φορέα σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.

| ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΔΟΚΩΝ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ (ΕΛΕΓΧΟΣ ΒΕΛΟΥΣ ΚΑΜΨΗΣ) | | | | | | | | | | | | | |
|--|-------|------|-----------------------------|------------------------|--|-----------------|--|------------|-------|--------------------|---------------|----------------------|------------------------|
| ΔΟΚΟΣ | GROUP | L(m) | ΑΝΤΙΔΡΑΣΗ ΑΠΟ G P,g (KN) | ΑΝΤΙΔΡΑΣΗ ΑΠΟ Q P,Q | ΜΑΚΡΟΧΡΟΝΙΑ(G): $\eta=2*(Ea/Ecm)$ Ie,red *10 ⁻⁴ (m ⁴) | δ_1 (mm) | ΒΡΑΧΥΧΡΟΝΙΑ(Q): $\eta=Ea/Ecm$ Ie *1E-4 (m ⁴) | δ_2 | L/300 | ΕΛΕΓΧΟΣ δ_2 | $\delta_{ολ}$ | $\delta_{max}=L/250$ | ΕΛΕΓΧΟΣ δ_{max} |
| B4 | 4 | 6,00 | 23,78 | 21,52 | 0,764 | 6,566 | 0,876 | 19,74 | 20,00 | OK | 26,307 | 24,00 | ? |
| B5 | 4 | 6,00 | 12,3 | 14,47 | 0,764 | 3,396 | 0,876 | 13,27 | 20,00 | OK | 16,670 | 24,00 | OK |
| B9 | 4 | 5,23 | 16,16 | 14,63 | 0,764 | 2,955 | 0,876 | 7,75 | 17,43 | OK | 10,703 | 20,92 | OK |
| B20 | 3 | 4,67 | 23,8 | 21,65 | 0,557 | 4,250 | 0,644 | 9,91 | 15,57 | OK | 14,164 | 18,68 | OK |
| B14 | 3 | 4,67 | 13,63 | 12,35 | 0,557 | 2,434 | 0,644 | 5,66 | 15,57 | OK | 8,089 | 18,68 | OK |
| B18 | 2 | 4,50 | 20,13 | 18,05 | 0,400 | 4,479 | 0,466 | 9,85 | 15,00 | OK | 14,327 | 18,00 | OK |

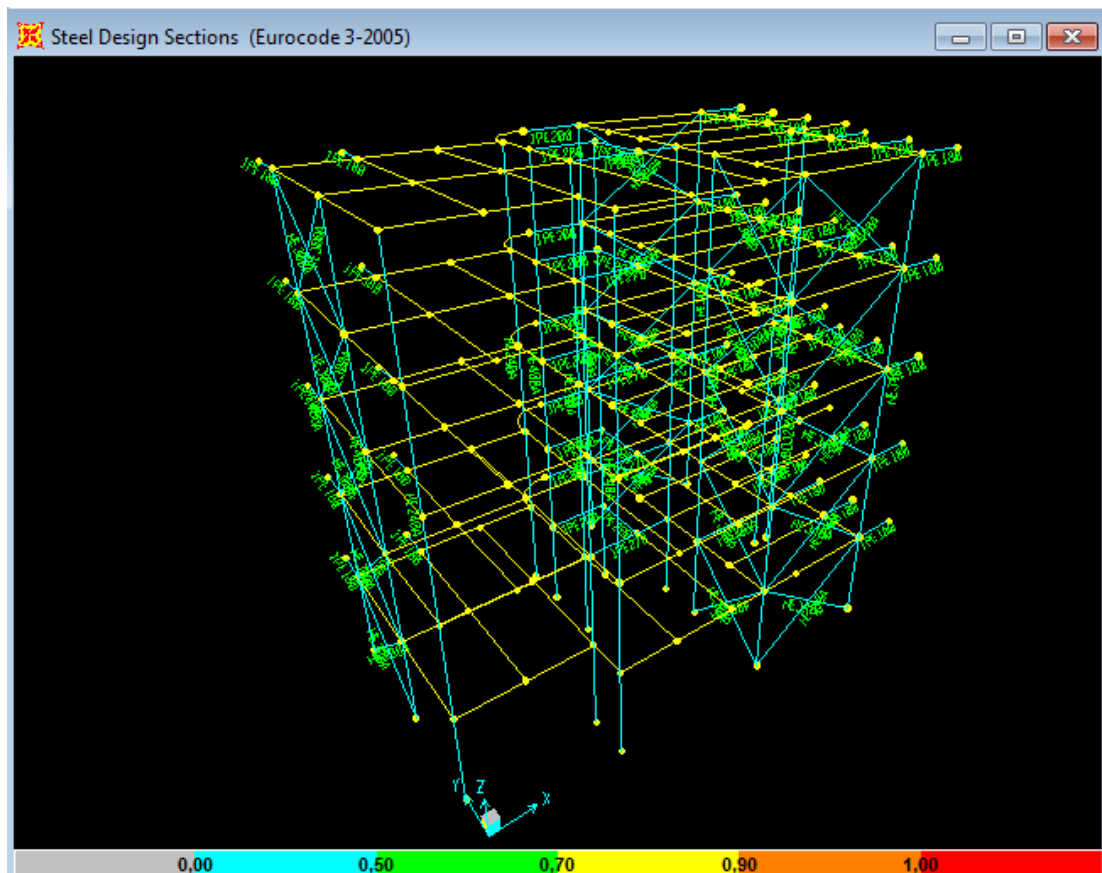
| ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΔΙΑΔΟΚΙΔΩΝ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ (ΕΛΕΓΧΟΣ ΒΕΛΟΥΣ ΚΑΜΨΗΣ) | | | | | | | | | | | | | | |
|---|-------|------|---------------------------------|-------------|-------------|--|-----------------|--|------------|-------|--------------------|---------------|----------------------|------------------------|
| ΔΟΚΟΣ | GROUP | L(m) | I.B.= Kg/100 I.B. (kN) | G (KN/m) | Q (KN/m) | ΜΑΚΡΟΧΡΟΝΙΑ(G): $\eta=2*(Ea/Ecm)$ Ie,red *10 ⁻⁴ (m ⁴) | δ_1 (mm) | ΒΡΑΧΥΧΡΟΝΙΑ(Q): $\eta=Ea/Ecm$ Ie *10 ⁻⁴ (m ⁴) | δ_2 | L/300 | ΕΛΕΓΧΟΣ δ_2 | $\delta_{ολ}$ | $\delta_{max}=L/250$ | ΕΛΕΓΧΟΣ δ_{max} |
| DD111 | 3 | 4,94 | 0,224 | 5,3 | 5,0 | 0,557 | 3,662 | 0,644 | 2,87 | 16,47 | OK | 6,529 | 19,76 | OK |
| DD109 | 2 | 4,34 | 0,188 | 5,3 | 5,0 | 0,400 | 3,018 | 0,466 | 2,36 | 14,47 | OK | 5,378 | 17,360 | OK |
| DD105 | 2 | 4,5 | 0,188 | 7,0 | 6,4 | 0,400 | 4,569 | 0,466 | 3,49 | 15,00 | OK | 8,061 | 18,000 | OK |
| DD102 | 1 | 3,37 | 0,188 | 7,0 | 6,5 | 0,372 | 1,545 | 0,438 | 1,19 | 11,23 | OK | 2,732 | 13,480 | OK |

5.5 Ελεγκτοι λειτουργικότητας δοκών και διαδοκίδων κύριου φορέα.

| ΕΠΑΝΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΔΟΚΟΥ Β4 ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ (ΕΛΕΓΧΟΣ ΒΕΛΟΥΣ ΚΑΜΨΗΣ) ΓΙΑ ΝΕΑ ΔΙΑΤΟΜΗ ΙΡΕ270 | | | | | | | | | | | | | |
|--|---------------|------|-----------------------------|------------------------|--|-----------------|--|------------|-------|--------------------|---------------|----------------------|------------------------|
| ΔΟΚΟΣ | GROUP | L(m) | ΑΝΤΙΔΡΑΣΗ ΑΠΟ G P,g (KN) | ΑΝΤΙΔΡΑΣΗ ΑΠΟ Q P,Q | ΜΑΚΡΟΧΡΟΝΙΑ(G): $\eta=3*(Ea/Ecm)$ Ie,red *10 ⁻⁴ (m ⁴) | δ_1 (mm) | ΒΡΑΧΥΧΡΟΝΙΑ(Q): $\eta=Ea/Ecm$ Ie *10 ⁻⁴ (m ⁴) | δ_2 | L/300 | ΕΛΕΓΧΟΣ δ_2 | $\delta_{ολ}$ | $\delta_{max}=L/250$ | ΕΛΕΓΧΟΣ δ_{max} |
| B4 | 4 (ΙΡΕ270) | 6,00 | 23,78 | 21,52 | 1,38 | 3,635 | 1,603 | 10,79 | 20,00 | OK | 14,423 | 24,00 | OK |

5.6 Αλλαγή διατομής της δοκού Β4 και επανέλεγχος σε Οριακή Κατάστασης Λειτουργικότητας.

- Έλεγχος σχεδιασμού των υποστυλωμάτων και των διαγωνίων συνδέσμων από άποψης αντοχής.

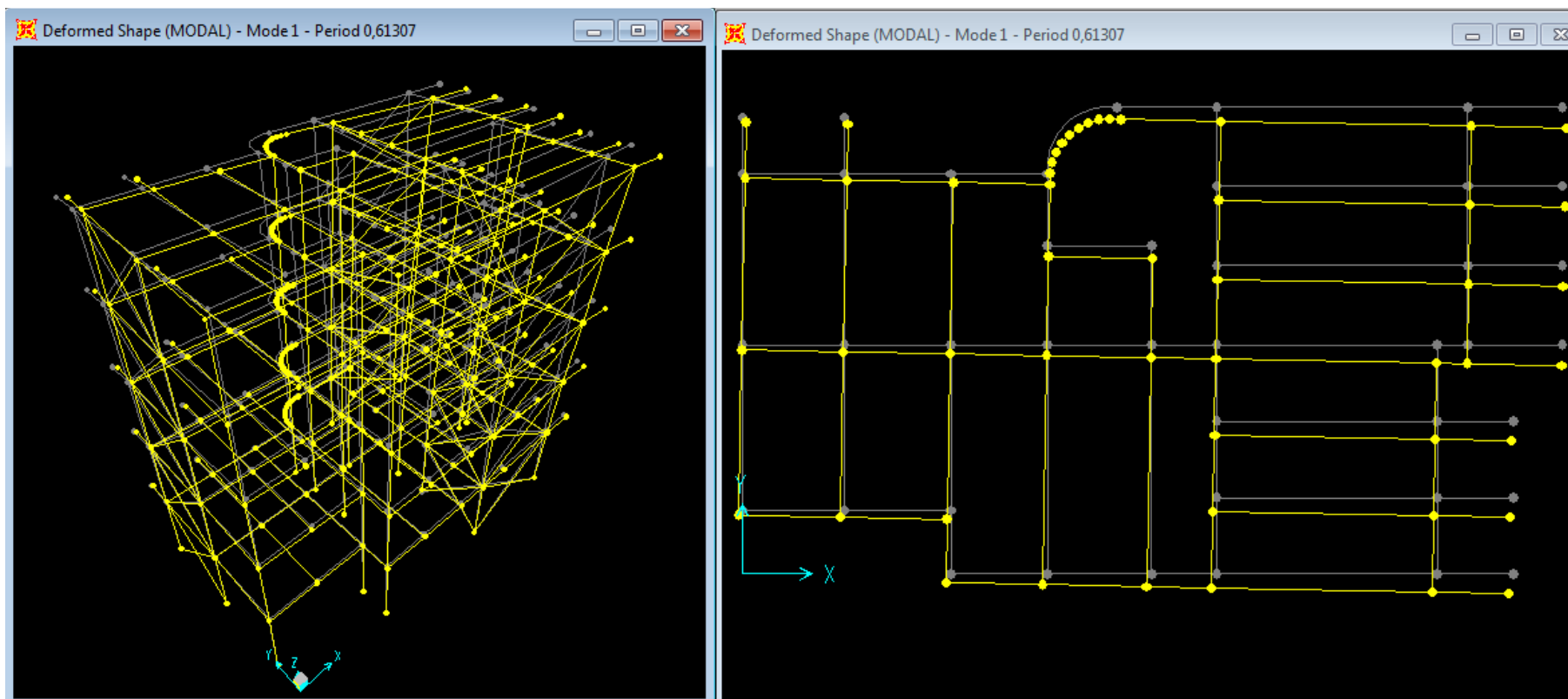


5.8 Αποτελέσματα σχεδιασμού του τρισδιάστατου κύριου φορέα.

Όπως παρατηρούμε το ποσοστό εξάντλησης της διατομής των υποστυλωμάτων είναι παρά πολύ μικρό ,γεγονός που αναμένονταν μιας και τα υποστυλώματα έχουν υπερδιαστασιολογηθεί λόγω της ύπαρξης των τοιχωμάτων. Επισημαίνεται ότι τα υποστυλώματα, πλην αυτών που περιβάλλουν τοιχώματα, έχουν επίσης αυξημένη διατομή σε σχέση με τις απαιτήσεις τους, για λόγους ομοιομορφίας δυσκαμψιών. Επίσης, στα αποτελέσματα του σχεδιασμού του κύριου φορέα δεν εμφανίζονται τα ποσοστά εξάντλησης των δοκών και διαδοκίδων, διότι έχουν εισαχθεί με την ισοδύναμη σύμμικτη διατομή, για την οποία δε μπορεί να πραγματοποιήσει σχεδιασμό το πρόγραμμα.

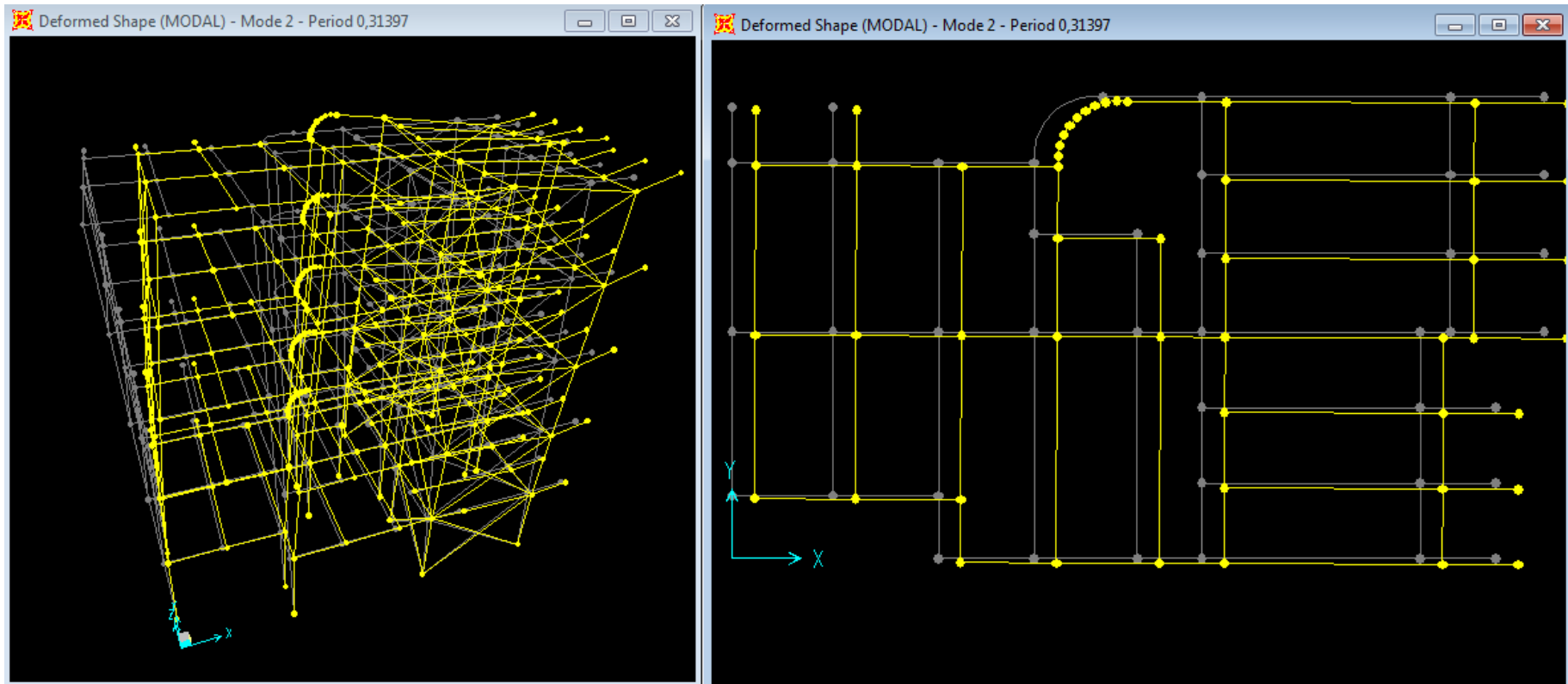
Ιδιομορφική ανάλυση του φορέα

- 1^η Ιδιομορφή : Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος $\rightarrow T_1=0,61$



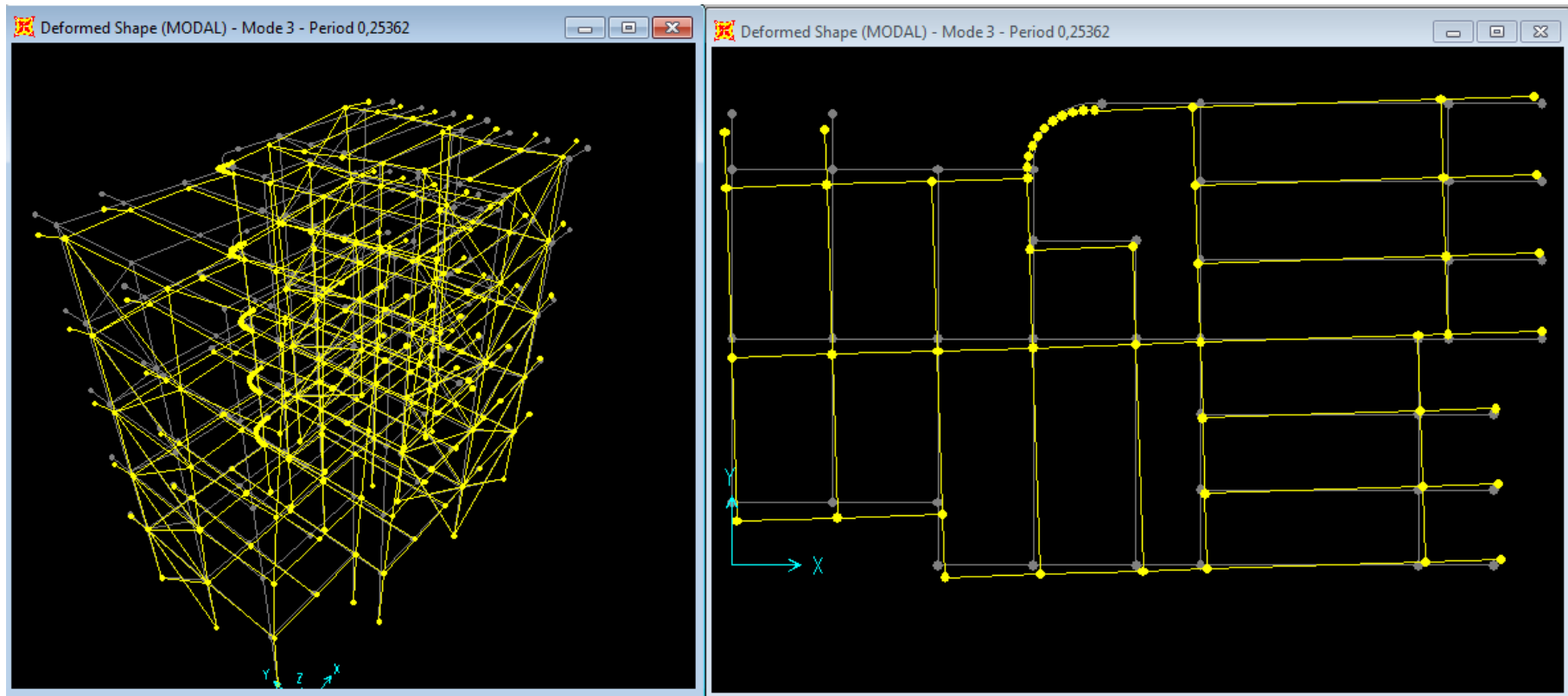
5.9 Πρώτη ιδιομορφή του κύριου φορέα.

- 2^η Ιδιομορφή



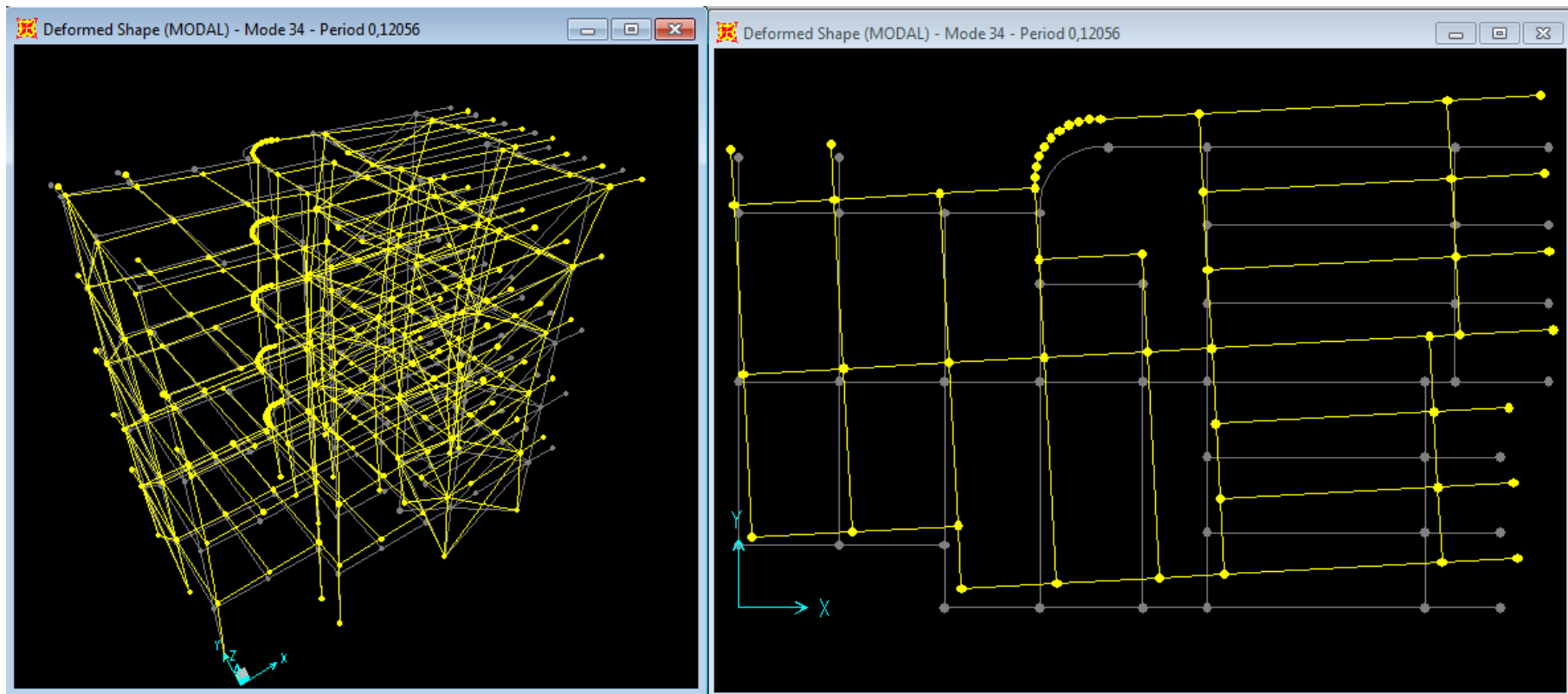
5.10 Δεύτερη ιδιομορφή του κύριου φορέα

- 3^η Ιδιομορφή



5.11 Τρίτη ιδιομορφή του κύριου φορέα

- 34^η Ιδιομορφή (σημαντική λόγω μεγάλου ποσοστού συμμετέχουσας μάζας)



5.12 34^η σημαντική ιδιομορφή του κύριου φορέα

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3

| OutputCase | StepType | StepNum | Period Sec | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY |
|------------|----------|-----------|---------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-------|
| MODAL | Mode | 1,000000 | 0,613068 | 3,696E-03 | 0,65 | 4,180E-04 | 3,696E-03 | 0,65 |
| MODAL | Mode | 2,000000 | 0,313972 | 0,70 | 6,210E-03 | 3,127E-04 | 0,70 | 0,66 |
| MODAL | Mode | 3,000000 | 0,253619 | 9,589E-05 | 0,11 | 1,348E-04 | 0,70 | 0,77 |
| MODAL | Mode | 4,000000 | 0,192578 | 4,533E-03 | 4,581E-04 | 8,414E-02 | 0,71 | 0,77 |
| MODAL | Mode | 5,000000 | 0,190386 | 3,196E-03 | 8,083E-05 | 8,976E-02 | 0,71 | 0,77 |
| MODAL | Mode | 6,000000 | 0,190217 | 2,375E-05 | 1,710E-05 | 1,367E-03 | 0,71 | 0,77 |
| MODAL | Mode | 7,000000 | 0,188539 | 2,741E-05 | 8,493E-06 | 5,505E-03 | 0,71 | 0,77 |
| MODAL | Mode | 8,000000 | 0,188388 | 2,092E-09 | 1,287E-06 | 3,699E-03 | 0,71 | 0,77 |
| MODAL | Mode | 9,000000 | 0,188279 | 2,184E-08 | 1,525E-09 | 3,033E-05 | 0,71 | 0,77 |
| MODAL | Mode | 10,000000 | 0,185759 | 3,581E-05 | 1,803E-06 | 1,093E-02 | 0,71 | 0,77 |
| MODAL | Mode | 11,000000 | 0,185307 | 1,169E-08 | 1,689E-07 | 2,511E-03 | 0,71 | 0,77 |
| MODAL | Mode | 12,000000 | 0,185182 | 7,334E-08 | 2,480E-08 | 7,712E-04 | 0,71 | 0,77 |
| MODAL | Mode | 13,000000 | 0,185138 | 1,469E-09 | 2,379E-09 | 1,573E-04 | 0,71 | 0,77 |
| MODAL | Mode | 14,000000 | 0,175846 | 2,808E-05 | 4,098E-04 | 0,15 | 0,71 | 0,77 |
| MODAL | Mode | 15,000000 | 0,173207 | 3,900E-05 | 4,452E-03 | 5,784E-05 | 0,71 | 0,77 |
| MODAL | Mode | 16,000000 | 0,172102 | 6,867E-09 | 4,270E-05 | 8,189E-03 | 0,71 | 0,77 |
| MODAL | Mode | 17,000000 | 0,171845 | 3,682E-08 | 1,981E-08 | 2,225E-03 | 0,71 | 0,77 |
| MODAL | Mode | 18,000000 | 0,171772 | 8,393E-10 | 1,068E-07 | 6,860E-04 | 0,71 | 0,77 |
| MODAL | Mode | 19,000000 | 0,171747 | 7,724E-10 | 7,738E-11 | 1,416E-04 | 0,71 | 0,77 |
| MODAL | Mode | 20,000000 | 0,170512 | 4,938E-07 | 6,773E-05 | 5,715E-03 | 0,71 | 0,77 |
| MODAL | Mode | 21,000000 | 0,170081 | 2,987E-07 | 6,704E-08 | 1,635E-03 | 0,71 | 0,77 |
| MODAL | Mode | 22,000000 | 0,169955 | 9,176E-09 | 8,061E-08 | 5,166E-04 | 0,71 | 0,77 |
| MODAL | Mode | 23,000000 | 0,169910 | 6,365E-09 | 1,787E-09 | 1,079E-04 | 0,71 | 0,77 |
| MODAL | Mode | 24,000000 | 0,153506 | 1,772E-03 | 1,102E-03 | 5,664E-02 | 0,71 | 0,78 |
| MODAL | Mode | 25,000000 | 0,150697 | 9,789E-04 | 8,801E-04 | 6,607E-02 | 0,71 | 0,78 |
| MODAL | Mode | 26,000000 | 0,150380 | 3,851E-07 | 4,355E-06 | 2,901E-03 | 0,71 | 0,78 |
| MODAL | Mode | 27,000000 | 0,150028 | 7,416E-07 | 4,000E-07 | 1,219E-03 | 0,71 | 0,78 |
| MODAL | Mode | 28,000000 | 0,149928 | 8,408E-10 | 5,383E-09 | 4,628E-04 | 0,71 | 0,78 |
| MODAL | Mode | 29,000000 | 0,149893 | 4,725E-09 | 6,097E-09 | 9,232E-05 | 0,71 | 0,78 |
| MODAL | Mode | 30,000000 | 0,146949 | 7,492E-07 | 2,312E-05 | 6,194E-03 | 0,71 | 0,78 |
| MODAL | Mode | 31,000000 | 0,146640 | 1,163E-06 | 6,016E-06 | 1,555E-03 | 0,71 | 0,78 |
| MODAL | Mode | 32,000000 | 0,146557 | 3,700E-10 | 7,563E-09 | 4,809E-04 | 0,71 | 0,78 |
| MODAL | Mode | 33,000000 | 0,146529 | 4,134E-09 | 9,790E-09 | 9,795E-05 | 0,71 | 0,78 |
| MODAL | Mode | 34,000000 | 0,120561 | 9,986E-03 | 0,13 | 4,532E-06 | 0,72 | 0,91 |
| MODAL | Mode | 35,000000 | 0,117791 | 1,276E-03 | 1,602E-04 | 2,026E-09 | 0,73 | 0,91 |
| MODAL | Mode | 36,000000 | 0,113501 | 2,101E-11 | 3,347E-11 | 2,737E-02 | 0,73 | 0,91 |
| MODAL | Mode | 37,000000 | 0,109786 | 8,582E-13 | 1,364E-11 | 2,238E-03 | 0,73 | 0,91 |
| MODAL | Mode | 38,000000 | 0,109516 | 2,818E-13 | 1,955E-12 | 6,122E-04 | 0,73 | 0,91 |
| MODAL | Mode | 39,000000 | 0,109445 | 1,057E-14 | 4,433E-16 | 1,889E-04 | 0,73 | 0,91 |
| MODAL | Mode | 40,000000 | 0,109420 | 5,062E-15 | 8,379E-14 | 3,941E-05 | 0,73 | 0,91 |
| MODAL | Mode | 41,000000 | 0,074838 | 0,21 | 5,728E-03 | 4,164E-05 | 0,93 | 0,91 |
| MODAL | Mode | 42,000000 | 0,066405 | 1,035E-04 | 1,343E-04 | 4,625E-02 | 0,93 | 0,91 |
| MODAL | Mode | 43,000000 | 0,059793 | 5,234E-05 | 8,235E-04 | 9,704E-03 | 0,93 | 0,91 |
| MODAL | Mode | 44,000000 | 0,058268 | 2,759E-03 | 4,226E-02 | 9,056E-04 | 0,93 | 0,96 |
| MODAL | Mode | 45,000000 | 0,057295 | 2,341E-05 | 2,296E-04 | 2,212E-03 | 0,93 | 0,96 |
| MODAL | Mode | 46,000000 | 0,056228 | 9,257E-04 | 2,472E-05 | 1,323E-06 | 0,94 | 0,96 |
| MODAL | Mode | 47,000000 | 0,055964 | 1,444E-03 | 1,519E-02 | 5,907E-04 | 0,94 | 0,97 |
| MODAL | Mode | 48,000000 | 0,055756 | 1,028E-05 | 1,597E-03 | 1,285E-04 | 0,94 | 0,97 |
| MODAL | Mode | 49,000000 | 0,054814 | 1,170E-05 | 2,739E-04 | 7,774E-06 | 0,94 | 0,97 |
| MODAL | Mode | 50,000000 | 0,053989 | 2,780E-05 | 1,065E-03 | 2,679E-03 | 0,94 | 0,97 |

5.7 Ποσοστά δρωσών ιδιομορφικών μαζών κατά την ιδιομορφική ανάλυση του κύριου φορέα.

Όπως παρατηρούμε, οι δύο πρώτες ιδιομορφές είναι μεταφορικές και η τρίτη στρεπτική (εικόνες 5.9, 5.10 , 5.11) γεγονός που δείχνει ότι η διαμόρφωση του στατικού συστήματος είναι ικανοποιητική και ελαχιστοποιεί τις αβεβαιότητες της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου. Το κτίριο μπορεί να θεωρηθεί κανονικό και η τοποθέτηση των συνδέσμων δυσκαμψίας να θεωρηθεί εύστοχη. Ο αριθμός των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη είναι 50 ώστε το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών να ξεπερνάει το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος, όπως φαίνεται στον παραπάνω πίνακα 5.7 Ποσοστά δρωσών ιδιομορφικών μαζών κατά την ιδιομορφική ανάλυση του κύριου φορέα.

- Περιορισμός γωνιακής παραμόρφωσης

Για τον περιορισμό των βλαβών του οργανισμού πλήρωσης πρέπει να ισχύει για την γωνιακή παραμόρφωση: $\gamma=(q\Delta_{ελ})/(2,5h) < 0,007$

Διεύθυνση X

| Όροφος | $\Delta_{ελ}$ | Έλεγχος $\gamma < 0,007$ |
|--------|---------------|--------------------------|
| 1 | 0,0006 | 0,0004 < 0,007 |
| 2 | 0,001 | 0,0007 < 0,007 |
| 3 | 0,0013 | 0,0009 < 0,007 |
| 4 | 0,0015 | 0,0010 < 0,007 |
| 5 | 0,0014 | 0,0009 < 0,007 |

Διεύθυνση Y

| Όροφος | $\Delta_{ελ}$ | Έλεγχος $\gamma < 0,007$ |
|--------|---------------|--------------------------|
| 1 | 0,0014 | 0,0009 < 0,007 |
| 2 | 0,0017 | 0,0011 < 0,007 |
| 3 | 0,0019 | 0,0013 < 0,007 |
| 4 | 0,0019 | 0,0013 < 0,007 |
| 5 | 0,0019 | 0,0013 < 0,007 |

- Έλεγχος επιρροών δευτέρας τάξης.

Η μεταβολή της έντασης που προκαλείται από τις παραμορφώσεις του συνόλου του φορέα υπο τον σεισμικό συνδυασμό, επιτρέπεται να παραλείπεται όταν σε κάθε όροφο ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας θ δεν υπερβαίνει την τιμή 0,10.

$$\theta = \frac{N_{ολ} \cdot \Delta}{V_{ολ} \cdot h}$$

Όπου $N_{ολ}$, $V_{ολ}$ είναι αντίστοιχα οι συνολικές αξονική και τέμνουσα δύναμη των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου υπό τον σεισμικό συνδυασμό

h είναι το ύψος του ορόφου, ίσο με 3m.

Δ : είναι η υπολογιστική σχετική μετακίνηση των πλακών του ορόφου. Η τιμή του Δ λαμβάνεται από τη σχέση: $\Delta=q\cdot\Delta_{ελ}$, όπου $q=5$ είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς που χρησιμοποιήθηκε στο φάσμα σχεδιασμού και $\Delta_{ελ}$ είναι η σχετική μετακίνηση των πλακών του ορόφου, μετρούμενη στο επίπεδο του δυσμενέστερου περιμετρικού πλαισίου.

Ο έλεγχος πραγματοποιείται και στις δυο ορθογώνιες διευθύνσεις X και Y.

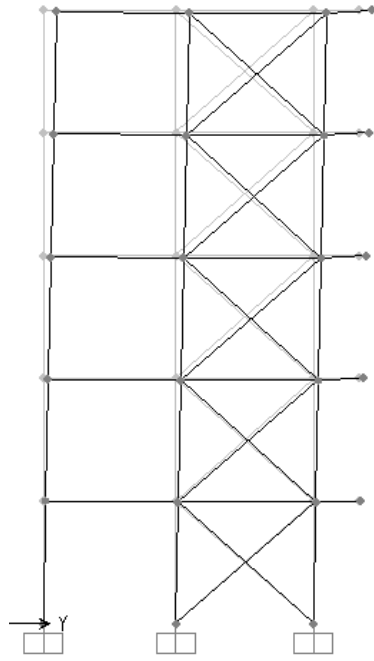
Διεύθυνση X

| Όροφος | $\Delta_X=q\Delta_{ελ}$ | $N_{ολ}$ | $V_{ολ,X}$ | Έλεγχος $\Theta<0,10$ |
|--------|-------------------------|----------|------------|-----------------------|
| 1 | $3\cdot 10^{-3}$ | 1513,5 | 61,5 | 0,02 < 0,10 |
| 2 | $5\cdot 10^{-3}$ | 1408,2 | 28,14 | 0,08 < 0,10 |
| 3 | $6,5\cdot 10^{-3}$ | 1181,55 | 26,02 | 0,09 < 0,10 |
| 4 | $7,5\cdot 10^{-3}$ | 879,7 | 28,3 | 0,07 < 0,10 |
| 5 | $7,5\cdot 10^{-3}$ | 435,39 | 23,77 | 0,04 < 0,10 |

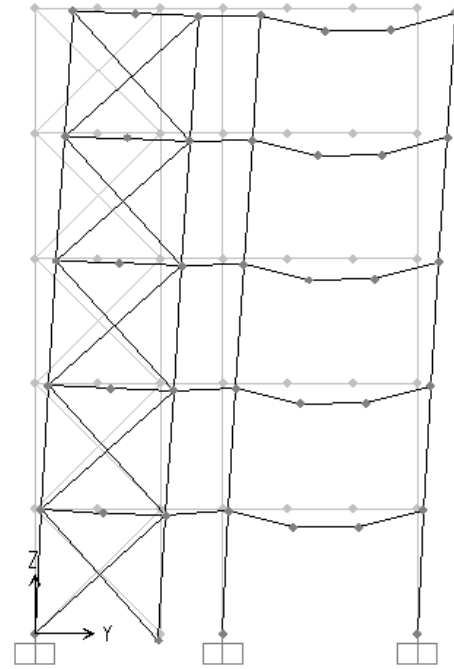
Διεύθυνση Y

| Όροφος | $\Delta_Y=q\Delta_{ελ}$ | $N_{ολ}$ | $V_{ολ,Y}$ | Έλεγχος $\Theta<0,10$ |
|--------|-------------------------|----------|------------|-----------------------|
| 1 | $7,0\cdot 10^{-3}$ | 1513,5 | 98,3 | 0,04 < 0,10 |
| 2 | $8,5\cdot 10^{-3}$ | 1408,2 | 48,9 | 0,08 < 0,10 |
| 3 | $9,5\cdot 10^{-3}$ | 1181,55 | 42,5 | 0,09 < 0,10 |
| 4 | $9,5\cdot 10^{-3}$ | 879,7 | 44,6 | 0,06 < 0,10 |
| 5 | $9,5\cdot 10^{-3}$ | 435,39 | 31,6 | 0,04 < 0,10 |

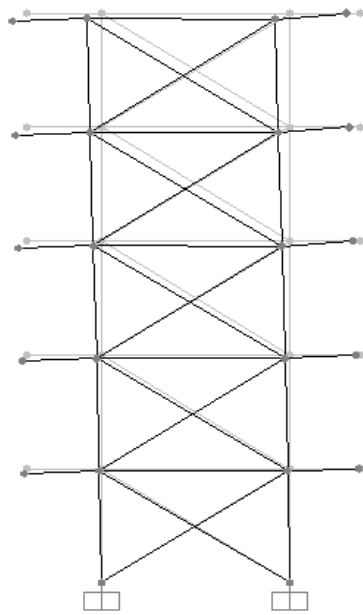
Άρα οι έλεγχοι ικανοποιούνται τόσο από άποψη γωνιακής παραμόρφωσης όσο και από άποψη επιρροής φαινομένων δευτέρας τάξεως.



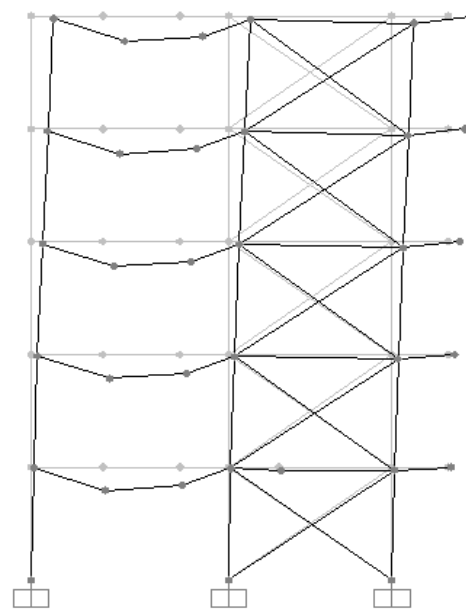
Τοίχωμα T1



Τοίχωμα T2

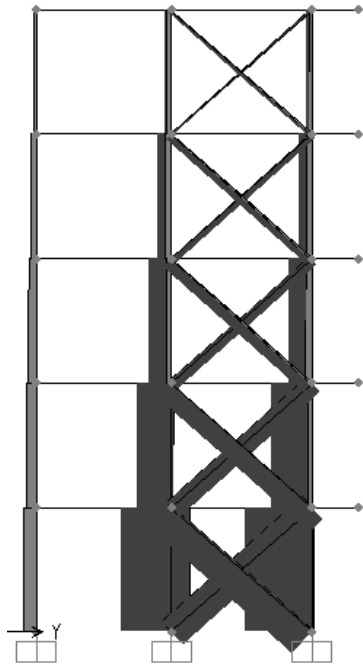


Τοίχωμα T3

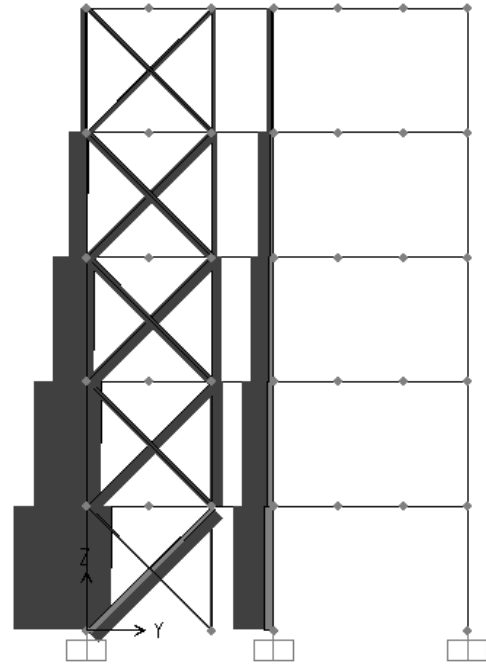


Τοίχωμα T4

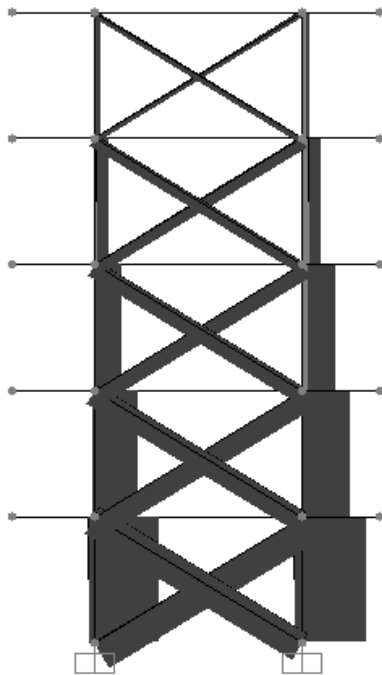
5.13 Παραμόρφωση τοιχωμάτων και πλαισίων υπό τον σεισμικό συνδυασμό.



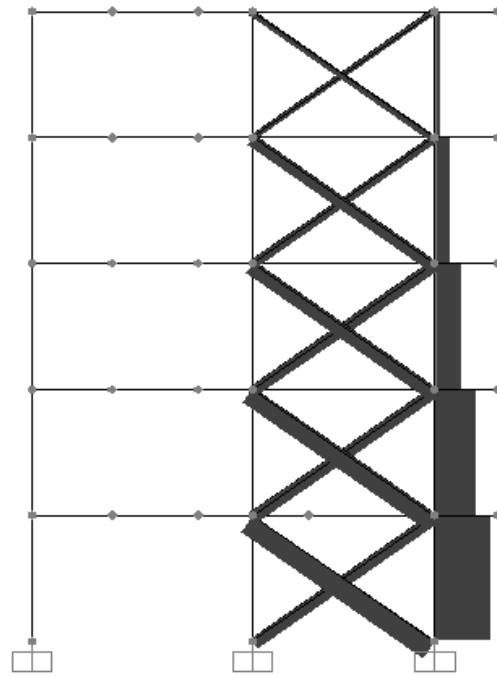
Τοίχωμα T1



Τοίχωμα T2



Τοίχωμα T3



Τοίχωμα T4

5.14 Αξονικό φορτίο υποστυλωμάτων και διαγωνίων υπό το σεισμικό συνδυασμό.

5.4 Τέταρτη προσέγγιση –Μοντέλο 4

Παρότι η αρχική σκέψη ήταν ο σχεδιασμός να έχει ένα ελάχιστο πάχος τοιχώματος ίσο με 5mm, δεδομένου ότι αυτό αποδείχθηκε ότι αρκεί αλλά οδήγησε σε υπερδιαστασιολόγηση των περιμετρικών υποστυλωμάτων, έγινε μια απόπειρα δοκιμής ενός μικρότερου πάχους τοιχώματος ίσο με 3mm. Ο λόγος που δεν επιχειρήθηκε εξ' αρχής μικρότερο πάχος τοιχώματος είναι λόγω μιας διστακτικότητας εκ μέρους της γράφουσας και του επιβλέποντα καθηγητή, όσον αφορά στην κατασκευή και τις πιθανές αρχικές ατέλειες οι οποίες επηρεάζουν την λειτουργία του τοιχώματος. Αυτό σημαίνει ότι ακόμα και αν θεωρητικά με μια πρώτη ματιά το νέο τοίχωμα επαρκεί, θα πρέπει στους υπολογισμούς πλέον της αντοχής του τοιχώματος να συμπεριληφθεί και η επιρροή των ατελειών, ίσως μέσω ενός διαφορετικού τρόπου προσομοίωσης, όπως για παράδειγμα με πεπερασμένα στοιχεία, το οποίο όμως δεν εμπίπτει στα πλαίσια της παρούσας εργασίας. Παρά τις επιφυλάξεις που διατυπώθηκαν, είναι ενδιαφέρον για λόγους διερεύνησης, να μελετηθεί και η εναλλακτική ενός συστήματος με μικρότερο πάχος τοιχώματος.

Όσον αφορά το κίνδυνο κύρτωσης του ελάσματος, είναι αποδεκτό να θεωρήσουμε ότι το έλασμα θα κυρτωθεί άμεσα, ακόμα και υπό τα φορτία λειτουργίας του. Άλλωστε, η τελική διατμητική αντοχή του τοιχώματος η οποία αναπτύσσεται μεταλυσιμικά είναι αρκετά μεγαλύτερη σε σχέση με την ελαστική αντοχή του, προ της κύρτωσης, η οποία μπορεί και να αγνοηθεί.

5.4.1 Σχεδιασμός νέων τοιχωμάτων

Οι διαστάσεις δοκών και υποστυλωμάτων που εισάγονται στον υπολογισμό είναι αυτές που καθορίστηκαν στα προηγούμενα για την παραλαβή των φορτίων βαρύτητας και την απαίτηση ελάχιστης ροπής αδράνειας του υποστυλώματος. Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζεται για τα υποστυλώματα κάθε τοιχώματος η προηγούμενη διατομή τους και η τελική όπως αυτή προέκυψε μετά από δοκιμές, καθώς και η διαφορά βάρους της τελικής σε σχέση με την αρχική.

| Τοίχωμα | Υποσύλωμα | Υποσύλωμα | Αρχική διατομή | Τελική διατομή | Διαφορά βάρους kg/m (Τελικό/αρχικό) |
|---------|-----------|-----------|----------------|----------------|-------------------------------------|
| T1 | C2 | C3 | HEA400 | HEA320 | 0,78 |
| T2 | C8* | C21 | HEA400* | HEA340 | 0,84 |
| T3 | C10 | C14 | HEA340 | HEA300 | 0,84 |
| T4 | C8* | C11 | HEA340 | HEA300 | 0,84 |

*Το υποσύλωμα C8 αποτελεί ιδιαίτερη περίπτωση διότι σε αυτό συμβάλει κατά την διεύθυνση xx' το τοίχωμα T4 και στη διεύθυνση yy' το τοίχωμα T2. Έτσι προέκυψε για το συγκεκριμένο υποσύλωμα η απαίτηση για ελάχιστη ροπή αδρανείας στη διεύθυνση xx' ίση με 17186cm^4 και ταυτόχρονα στη διεύθυνση yy' ελάχιστη ροπή αδρανείας ίση με 24867cm^4 . Η διατομή HEA δεν κάλυπτε την απαίτηση ελάχιστης I_c στον ασθενή άξονα οπότε χρησιμοποιήθηκε και πάλι κοίλη διατομή TUBO300x300x16 με $I_y=I_z=2,45\cdot 10^4 > I_{c,\min}=41445$. Η διατομή αυτή σε σχέση με την προηγούμενη είναι 40% μικρότερη.

Όπως παρατηρούμε, υπάρχει μια μείωση των διατομών της τάξεως του 15-20%, μειώνοντας έτσι την προηγούμενη σπατάλη.

Όσον αφορά τις δοκούς των τοιχωμάτων, και πάλι δε μπορούσαν να μειωθούν σημαντικά διότι αυτό επηρεάζει την κλίση του εφελκυστικού πεδίου και έτσι διατηρήθηκαν IPE270, αν και θα επαρκούσαν και μικρότερες διατομές. Έτσι, παρατηρήθηκε σύγκλιση της γωνίας α προς την επιθυμητή, η οποία ισούνται με 45° . Όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενες παραγράφους (κεφάλαιο 2) όσο η γωνία κλίσης του εφελκυστικού πεδίου τείνει στην βέλτιστη των 45° τόσο εξασφαλίζεται η πλήρης ανάπτυξή του.

Τα νέα δεδομένα που αφορούν την προσομοίωση των διατμητικών τοιχωμάτων με ισοδύναμους Χ-αστί συνδέσμους καθώς και τα χαρακτηριστικά του εφελκυστικού πεδίου, αναφέρονται στους πίνακες που ακολουθούν.

5.4.2 Νέο Τοίχωμα T1

Η νέα διατομή των ισοδύναμων Χ-αστί συνδέσμων που επιλέχθηκαν είναι HEB 180, ώστε να είναι κοντά στο απαιτούμενο εμβαδόν. Στα περιμετρικά δομικά στοιχεία διατηρήθηκε για τις δοκούς διατομή IPE270, ενώ για τα υποστυλώματα η διατομή άλλαξε από HEA400 σε HEA320. Στον παρακάτω πίνακα συνοψίζονται όλα τα νέα δεδομένα που υπεισέρχονται στον υπολογισμό.

| NEO TOIXΩMA T1 | | | | |
|--|-------------------------|------------------------|-------------------------|-------------------------------------|
| L= | 3,37 | m | | |
| H= | 3 | m | | |
| A_c (m ²)= | 1,24E-02 | → | ΔΙΑΤΟΜΗ | HEA320 |
| A_b (m ²)= | 4,60E-03 | → | ΔΙΑΤΟΜΗ | IPE270 |
| t (m) | 0,003 | | | |
| Γωνία ϕ | 0,843 rad | =48,3° | | |
| Γωνία κλίσης εφελκυστικού πεδίου: | | | | |
| | α = | 0,743 rad | =42,6° | |
| Εμβαδόν διατομής ισοδύναμης διαγωνίου: | | | | |
| | A= | 0,00676 m ² | = | 67,644 cm ² →HEB 180 |
| Ελάχιστη ροπή αδράνειας υποστυλωμάτων: | | | | |
| $I_c \geq$ | 0,000221 m ⁴ | = | 22136,8 cm ⁴ | Διατομή Υποστυλώματος: HEA320 |

5.4.3 Νέο Τοίχωμα T2

Η νέα διατομή των ισοδύναμων Χ-αστί συνδέσμων που επιλέχτηκαν είναι HEA 220. Στα περιμετρικά δομικά στοιχεία διατηρήθηκε για τις δοκούς διατομή IPE270 ενώ για τα υποστυλώματα, η διατομή μειώθηκε από HEA400 σε HEA340 για το C21 και κοίλη διατομή ΤΥΒΟ300x300x16 για το C8, για τους λόγους που αναφέρθηκαν παραπάνω. Στον παρακάτω πίνακα συνοψίζονται όλα τα νέα δεδομένα που υπεισέρχονται στον υπολογισμό.

| ΝΕΟ ΤΟΙΧΩΜΑ T2 | | | | |
|--|-------------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------------------|
| L= | 3 | m | | |
| H= | 3 | m | | |
| $A_c (m^2)=$ | 1,34E-02 | → | ΔΙΑΤΟΜΗ | HEA340 |
| $A_b (m^2)=$ | 4,60E-03 | → | ΔΙΑΤΟΜΗ | IPE270 |
| t (m) | 0,003 | | | |
| Γωνία φ | 0,785 rad | = | 45,0° | |
| Γωνία κλίσης εφελκυστικού πεδίου: | | | | |
| | α= | 0,736 rad | = | 42,188° |
| Εμβαδόν διατομής ισοδύναμης διαγωνίου: | | | | |
| | A= | 0,0063 m ² | = | 63,030 cm ² →HEA220 |
| Ελάχιστη ροπή αδρανείας υποστυλωμάτων | | | | |
| $I_c \geq$ | 0,000249 m ⁴ | = | 24867 cm ⁴ | Διατομή Υποστυλώματος: HEA340 |

5.4.4 Νέο Τοίχωμα T3

Η νέα διατομή των ισοδύναμων Χ-αστι συνδέσμων που επιλέχθηκαν είναι ΗΕΑ280, ώστε να είναι κοντά στο απαιτούμενο εμβαδόν. Στα περιμετρικά δομικά στοιχεία διατηρήθηκε για τις δοκούς διατομή ΙΡΕ270 ενώ για τα υποστυλώματα η διατομή μειώθηκε από ΗΕΑ340 σε ΗΕΑ300. Στον παρακάτω πίνακα συνοψίζονται όλα τα δεδομένα που υπεισέρχονται στον υπολογισμό.

| ΝΕΟ ΤΟΙΧΩΜΑ T3 | | | |
|--|-------------------------|---|---|
| L= | 4,94 | m | |
| H= | 3 | m | |
| $A_c (m^2)=$ | 1,13E-02 | → | ΔΙΑΤΟΜΗ ΗΕΑ300 |
| $A_b (m^2)=$ | 4,60E-03 | → | ΔΙΑΤΟΜΗ ΙΡΕ270 |
| t (m)= | 0,003 | | |
| Γωνία φ | 1,025 rad | = | 58,73° |
| Γωνία κλίσης εφελκυστικού πεδίου: | | | |
| α= | 0,763 | = | 43,722° |
| Εμβαδόν διατομής ισοδύναμης διαγωνίου: | | | |
| A= | 0,009751 m ² | = | 97,508 cm ² → ΗΕΑ280 |
| Ελάχιστη ροπή αδρανείας υποστυλωμάτων | | | |
| $I_c \geq$ | 0,000151 m ⁴ | = | 15101,4 cm ⁴ Διατομή Υποστυλώματος: ΗΕΑ300 |

5.4.5 Νέο Τοίχωμα T4

Η νέα διατομή των ισοδύναμων Χ-αστι συνδέσμων που επιλέχτηκαν είναι HEA260. Στα περιμετρικά δομικά στοιχεία διατηρήθηκε για τις δοκούς διατομή IPE270 ενώ για τα υποστυλώματα η διατομή μειώθηκε από HEA340 σε HEA300. Στον παρακάτω πίνακα συνοψίζονται όλα τα δεδομένα που υπεισέρχονται στον υπολογισμό.

| ΝΕΟ ΤΟΙΧΩΜΑ T4 | | | | |
|--|-------------------------|---|--------------------------|-------------------------------------|
| L= | 4,34 | m | | |
| H= | 3 | m | | |
| $A_c (m^2)=$ | 1,13E-02 | → | ΔΙΑΤΟΜΗ | HEA300 |
| $A_b (m^2)=$ | 4,60E-03 | → | ΔΙΑΤΟΜΗ | IPE270 |
| t (m) | 0,003 | | | |
| Γωνία φ | 0,966 rad | = | 55,346° | |
| Γωνία κλίσης εφελκυστικού πεδίου: | | | | |
| a= | 0,7569 | = | 43,369° | |
| Εμβαδόν διατομής ισοδύναμης διαγωνίου: | | | | |
| A= | 0,00843 cm ² | = | 84,322 cm ² | →HEA260 |
| Ελαχίστη ροπή αδράνειας υποστυλωμάτων | | | | |
| $I_c >$ | 0,000172 m ⁴ | = | 17189,17 cm ⁴ | Διατομή Υποστυλώματος: HEA340 |

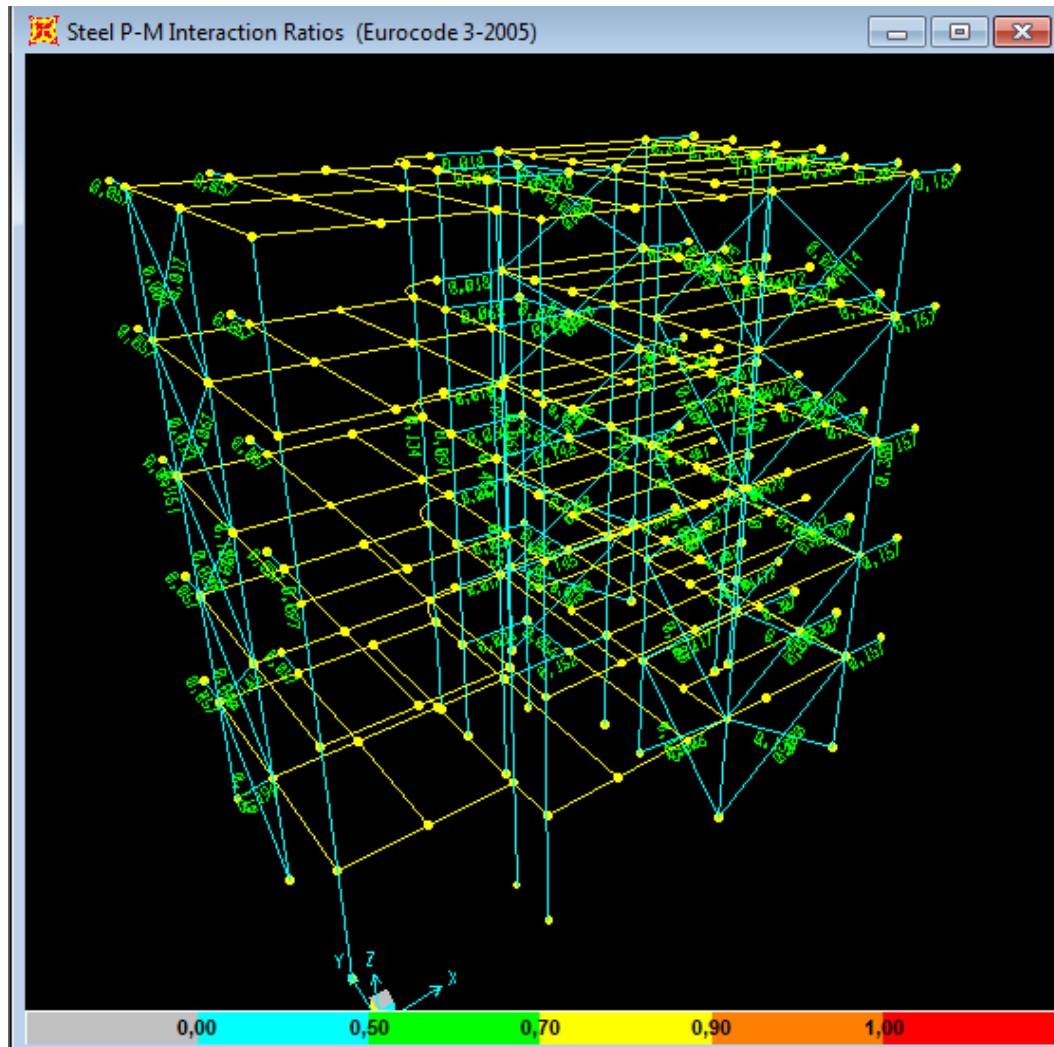
5.4.1 Διατμητική αντοχή νέων τοιχωμάτων

Υπολογισμός πλαστικής διατμητικής αντοχής τοιχωμάτων με βάση την σχέση:

$$V_n = 0.42 \cdot F_y \cdot t_w \cdot L_{cf} \cdot \sin 2a$$

| Τοίχωμα | L | Διατομή Υποστυλώματος | h_{column} | L_{cf} | a | $\sin 2a$ | V |
|---------|------|--------------------------|--------------|----------|--------|-----------|---------|
| T1 | 3370 | HEA320 | 310 | 3060 | 42,562 | 0,996381 | 902,79 |
| T2 | 3000 | HEA340 | 330 | 2670 | 42,188 | 0,995188 | 786,78 |
| T3 | 4940 | HEA300 | 290 | 4650 | 43,722 | 0,999005 | 1375,50 |
| T4 | 4340 | HEA300 | 290 | 4050 | 43,369 | 0,998381 | 1197,26 |

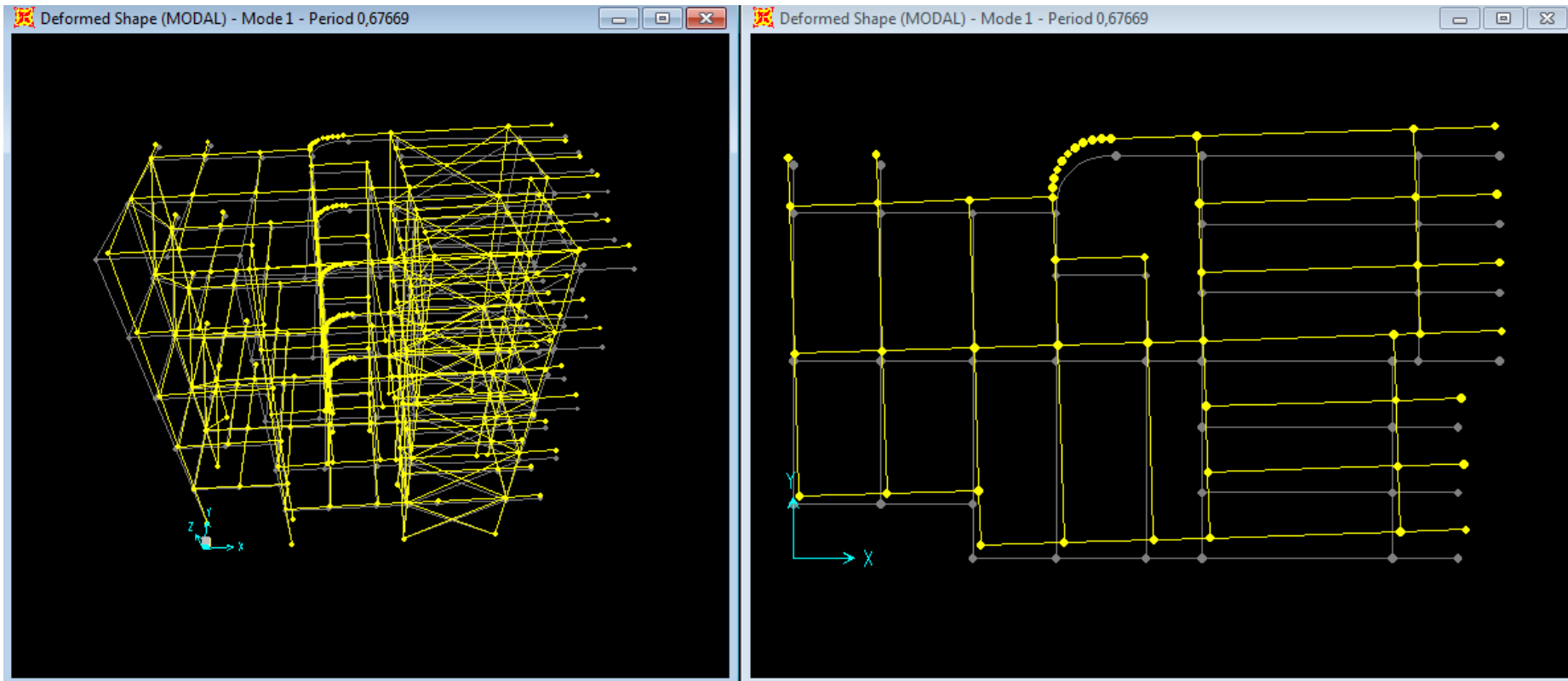
Αποτελέσματα σχεδιασμού



5.15 Ποσοστό εξάντλησης της διατομής σε υποστυλώματα και διαγώνιους συνδέσμους τέταρτου μοντέλου.

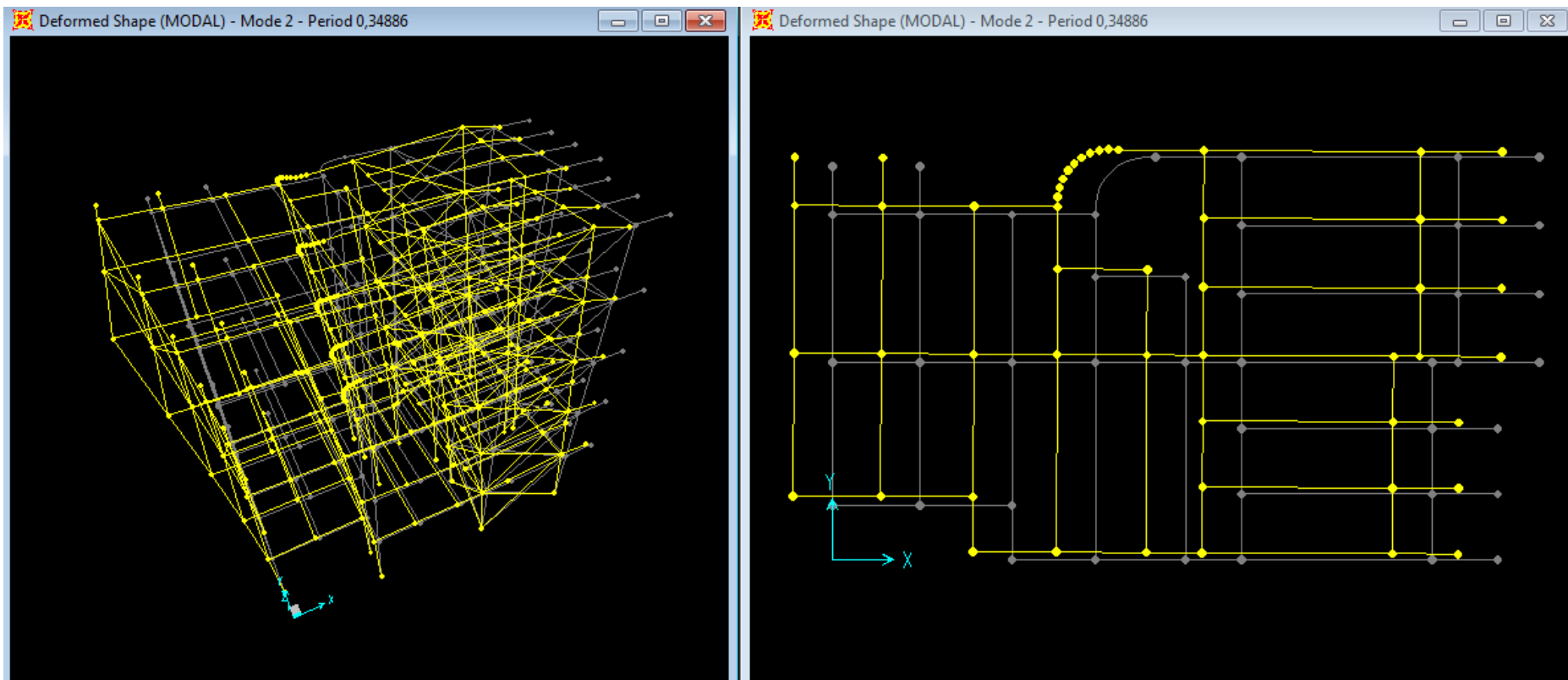
Ιδιομορφική ανάλυση

- 1^η Ιδιομορφή : Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος $\rightarrow T_1=0.67\text{sec}$.



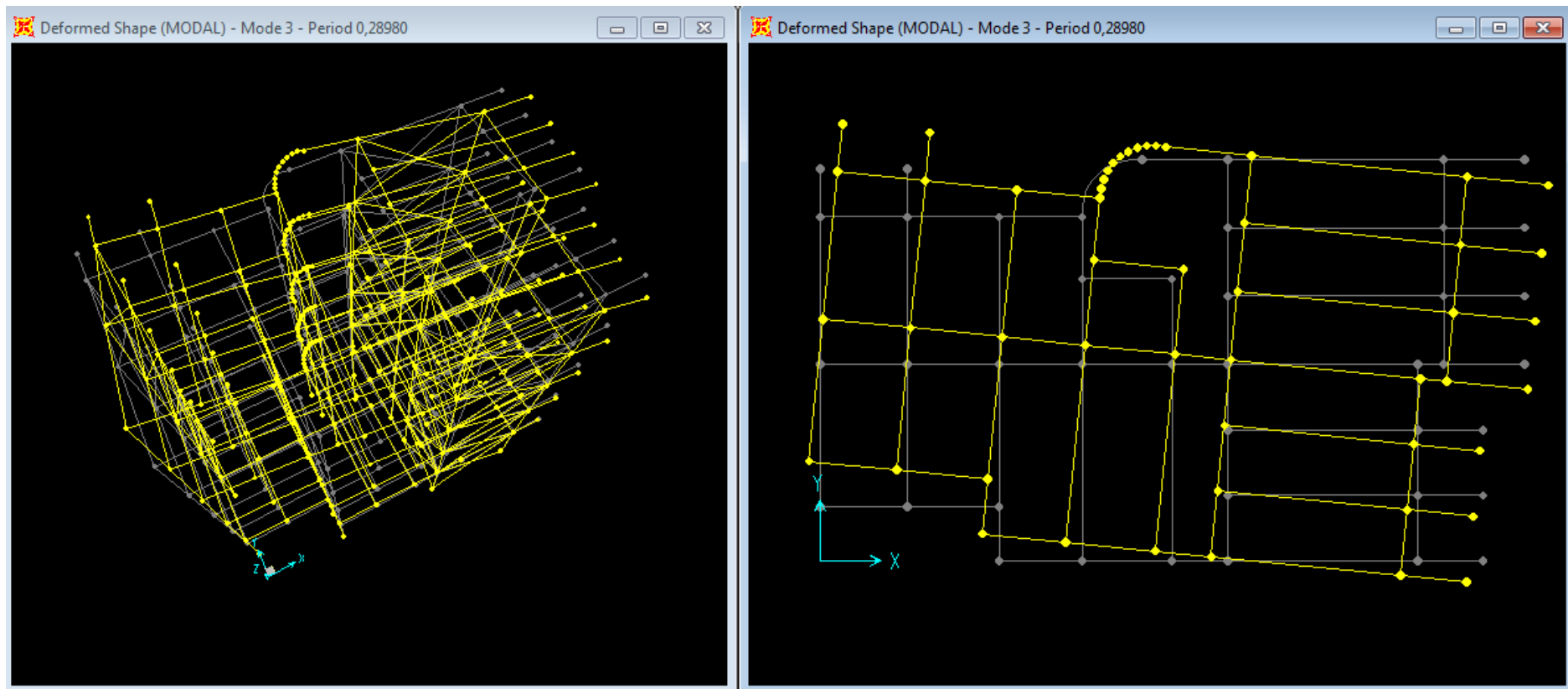
5.16 Πρώτη ιδιομορφή του φορέα (τέταρτο μοντέλο).

- 2^η Ιδιομορφή



5.17 Δεύτερη ιδιομορφή του φορέα (τέταρτο μοντέλο).

- 3^η Ιδιομορφή



5.18 Τρίτη ιδιομορφή του φορέα (τέταρτο μοντέλο).

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3**Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3**

| OutputCase | StepType | StepNum | Period Sec | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY |
|------------|----------|-----------|---------------|-----------|-----------|-----------|---------|---------|
| MODAL | Mode | 1,000000 | 0,676691 | 0,00658 | 0,65299 | 0,00025 | 0,00658 | 0,65299 |
| MODAL | Mode | 2,000000 | 0,348860 | 0,70662 | 0,01761 | 4,476E-05 | 0,71320 | 0,67060 |
| MODAL | Mode | 3,000000 | 0,289796 | 0,00679 | 0,10708 | 9,279E-06 | 0,71999 | 0,77768 |
| MODAL | Mode | 4,000000 | 0,193102 | 0,00303 | 0,00027 | 0,09111 | 0,72303 | 0,77795 |
| MODAL | Mode | 5,000000 | 0,190879 | 0,00245 | 2,595E-11 | 0,09496 | 0,72548 | 0,77795 |
| MODAL | Mode | 6,000000 | 0,190265 | 7,640E-05 | 3,349E-08 | 0,00011 | 0,72555 | 0,77795 |
| MODAL | Mode | 7,000000 | 0,188564 | 7,907E-06 | 1,260E-05 | 0,00549 | 0,72556 | 0,77796 |
| MODAL | Mode | 8,000000 | 0,188403 | 7,188E-07 | 3,662E-06 | 0,00374 | 0,72556 | 0,77796 |
| MODAL | Mode | 9,000000 | 0,188286 | 6,639E-09 | 2,932E-09 | 3,320E-05 | 0,72556 | 0,77796 |
| MODAL | Mode | 10,000000 | 0,185807 | 2,322E-05 | 3,051E-06 | 0,01127 | 0,72559 | 0,77797 |
| MODAL | Mode | 11,000000 | 0,185325 | 1,006E-09 | 8,755E-07 | 0,00263 | 0,72559 | 0,77797 |
| MODAL | Mode | 12,000000 | 0,185193 | 3,921E-08 | 5,978E-08 | 0,00080 | 0,72559 | 0,77797 |
| MODAL | Mode | 13,000000 | 0,185146 | 2,704E-10 | 1,085E-08 | 0,00016 | 0,72559 | 0,77797 |
| MODAL | Mode | 14,000000 | 0,176516 | 5,746E-05 | 0,00063 | 0,15838 | 0,72564 | 0,77860 |
| MODAL | Mode | 15,000000 | 0,173714 | 0,00015 | 0,00555 | 0,00072 | 0,72580 | 0,78414 |
| MODAL | Mode | 16,000000 | 0,172158 | 3,472E-10 | 1,987E-05 | 0,00880 | 0,72580 | 0,78416 |
| MODAL | Mode | 17,000000 | 0,171867 | 1,015E-07 | 3,374E-07 | 0,00234 | 0,72580 | 0,78417 |
| MODAL | Mode | 18,000000 | 0,171786 | 9,870E-10 | 1,699E-08 | 0,00072 | 0,72580 | 0,78417 |
| MODAL | Mode | 19,000000 | 0,171757 | 1,553E-09 | 5,761E-09 | 0,00015 | 0,72580 | 0,78417 |
| MODAL | Mode | 20,000000 | 0,170601 | 8,752E-07 | 2,268E-05 | 0,00592 | 0,72580 | 0,78419 |
| MODAL | Mode | 21,000000 | 0,170118 | 9,128E-07 | 4,396E-06 | 0,00171 | 0,72580 | 0,78419 |
| MODAL | Mode | 22,000000 | 0,169977 | 2,204E-08 | 1,908E-08 | 0,00054 | 0,72580 | 0,78419 |
| MODAL | Mode | 23,000000 | 0,169927 | 1,580E-08 | 6,880E-08 | 0,00011 | 0,72580 | 0,78419 |
| MODAL | Mode | 24,000000 | 0,154560 | 1,957E-05 | 0,01439 | 0,02769 | 0,72582 | 0,79858 |
| MODAL | Mode | 25,000000 | 0,152218 | 0,00585 | 0,01167 | 0,09489 | 0,73167 | 0,81025 |
| MODAL | Mode | 26,000000 | 0,150422 | 7,282E-07 | 3,046E-07 | 0,00459 | 0,73167 | 0,81025 |
| MODAL | Mode | 27,000000 | 0,150043 | 1,102E-06 | 3,039E-06 | 0,00118 | 0,73167 | 0,81026 |
| MODAL | Mode | 28,000000 | 0,149937 | 4,710E-10 | 3,866E-08 | 0,00049 | 0,73167 | 0,81026 |
| MODAL | Mode | 29,000000 | 0,149899 | 7,124E-09 | 3,510E-08 | 9,407E-05 | 0,73167 | 0,81026 |
| MODAL | Mode | 30,000000 | 0,147089 | 9,335E-05 | 0,00117 | 0,00981 | 0,73176 | 0,81143 |
| MODAL | Mode | 31,000000 | 0,146681 | 2,241E-05 | 0,00020 | 0,00160 | 0,73179 | 0,81163 |
| MODAL | Mode | 32,000000 | 0,146576 | 6,086E-09 | 9,605E-09 | 0,00051 | 0,73179 | 0,81163 |
| MODAL | Mode | 33,000000 | 0,146543 | 4,953E-08 | 2,636E-07 | 0,00010 | 0,73179 | 0,81163 |
| MODAL | Mode | 34,000000 | 0,142401 | 0,00881 | 0,10265 | 0,00210 | 0,74059 | 0,91428 |
| MODAL | Mode | 35,000000 | 0,113501 | 4,374E-12 | 4,023E-11 | 0,02878 | 0,74059 | 0,91428 |
| MODAL | Mode | 36,000000 | 0,109786 | 4,477E-13 | 1,794E-12 | 0,00235 | 0,74059 | 0,91428 |
| MODAL | Mode | 37,000000 | 0,109516 | 1,436E-13 | 1,619E-14 | 0,00064 | 0,74059 | 0,91428 |
| MODAL | Mode | 38,000000 | 0,109445 | 5,475E-15 | 1,929E-15 | 0,00020 | 0,74059 | 0,91428 |
| MODAL | Mode | 39,000000 | 0,109420 | 7,549E-16 | 3,703E-16 | 4,144E-05 | 0,74059 | 0,91428 |
| MODAL | Mode | 40,000000 | 0,087686 | 0,19559 | 0,00629 | 0,00013 | 0,93618 | 0,92057 |
| MODAL | Mode | 41,000000 | 0,083623 | 0,00026 | 2,064E-05 | 7,974E-09 | 0,93644 | 0,92059 |
| MODAL | Mode | 42,000000 | 0,070394 | 0,00449 | 0,05389 | 0,00057 | 0,94093 | 0,97448 |
| MODAL | Mode | 43,000000 | 0,068745 | 0,00118 | 0,00449 | 0,00730 | 0,94211 | 0,97896 |
| MODAL | Mode | 44,000000 | 0,066446 | 5,825E-05 | 3,588E-05 | 0,04457 | 0,94217 | 0,97900 |
| MODAL | Mode | 45,000000 | 0,059811 | 3,274E-07 | 5,334E-06 | 0,01121 | 0,94217 | 0,97901 |
| MODAL | Mode | 46,000000 | 0,057309 | 6,257E-08 | 1,627E-06 | 0,00219 | 0,94217 | 0,97901 |
| MODAL | Mode | 47,000000 | 0,056706 | 6,237E-05 | 0,00068 | 0,00073 | 0,94223 | 0,97968 |
| MODAL | Mode | 48,000000 | 0,056289 | 0,00015 | 7,558E-05 | 8,770E-08 | 0,94238 | 0,97976 |
| MODAL | Mode | 49,000000 | 0,054888 | 1,775E-06 | 4,683E-05 | 0,00103 | 0,94238 | 0,97981 |
| MODAL | Mode | 50,000000 | 0,054385 | 2,812E-08 | 0,00018 | 0,00684 | 0,94238 | 0,97999 |

5.8 Ποσοστά δρῶσάν ιδιομορφικῶν μαζῶν κατά την ιδιομορφική ἀνάλυση του τέταρτου φορέα.

Όπως παρατηρούμε (εικόνες 5.16 , 5.17 , 5.18), οι δύο πρώτες ιδιομορφές είναι μεταφορικές και η τρίτη στρεπτική όπως στο προηγούμενο μοντέλο. Η νέα θεμελιώδης ιδιοπερίοδος είναι ελαφρώς μεγαλύτερη από 0,61 σε 0,67sec, όπως αναμενόταν μιας και ο νέος φορέας είναι πιο εύκαμπτος.

- Σχετικές μετακινήσεις ορόφου

Διεύθυνση X

| Όροφος | $\Delta_{\varepsilon\lambda,t=5}$ | $\Delta_{\varepsilon\lambda,t=3}$ |
|--------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| 1 | 0,0006 | 0,0007 |
| 2 | 0,001 | 0,0012 |
| 3 | 0,0013 | 0,0015 |
| 4 | 0,0015 | 0,0016 |
| 5 | 0,0014 | 0,0016 |

Διεύθυνση Y

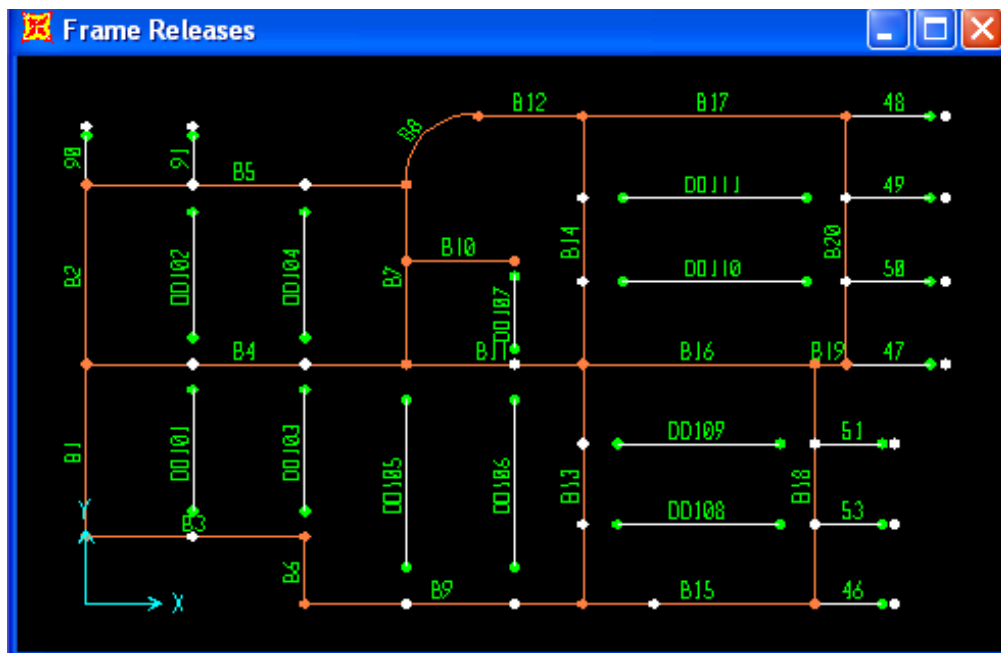
| Όροφος | $\Delta_{\varepsilon\lambda,t=5}$ | $\Delta_{\varepsilon\lambda,t=3}$ |
|--------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| 1 | 0,0014 | 0,0016 |
| 2 | 0,0017 | 0,0019 |
| 3 | 0,0019 | 0,0020 |
| 4 | 0,0019 | 0,0021 |
| 5 | 0,0019 | 0,0020 |

Όπως παρατηρούμε οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων αυξήθηκαν, όπως ήταν αναμενόμενο, περίπου κατά 13%.

5.5 Πέμπτη προσέγγιση – Μοντέλο 5

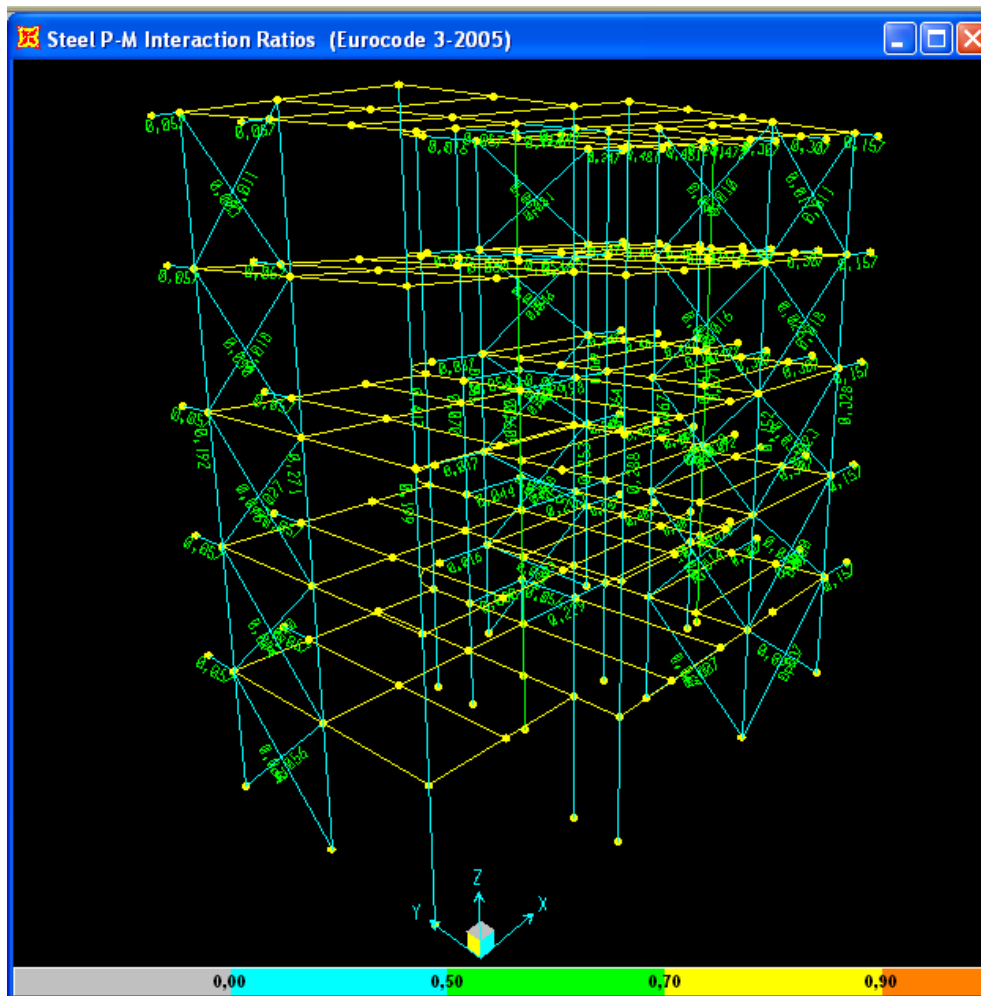
Στην πέμπτη προσέγγιση διερευνάται η επιρροή της σύνδεσης των δομικών στοιχείων του πλαισίου, στην απόκριση του φορέα. Επειδή η παρούσα προσέγγιση αφενός δεν αποσκοπεί στην εμβάθυνση του υπολογισμού των σύμμικτων δοκών και, αφετέρου, για λόγους καλύτερης σύγκρισης με τον κύριο φορέα, γίνεται η παραδοχή ότι οι διατομές των δοκών παραμένουν ως είχαν. Στην πραγματικότητα αυτό δεν ισχύει, διότι εφόσον αλλάζει το στατικό σύστημα, οι κύριες δοκοί πλέον δεν λειτουργούν σαν αμφιέριστες, αλλά σαν συνεχείς. Επιπλέον, η διατομή του σκυροδέματος στις θέσεις των αρνητικών ροπών (στηρίξεις) θεωρείται ρηγματωμένη διότι εφελκύεται και λαμβάνεται υπόψη μόνο η σιδηροδοκός. Παρόλ'αυτά, το νέο μοντέλο διατηρεί τα χαρακτηριστικά του κύριου φορέα και ουσιαστικά καταργούνται μόνο οι ελευθερίες (frame releases) στα άκρα των κυρίων δοκών του συστήματος. Οι δευτερεύουσες δοκοί εξακολουθούν να συνδέονται αρθρωτά με τις δοκούς, οπότε διατηρούνται ως έχουν (εικόνα 5.19) .

Όσον αφορά τα Χ.Δ.Τ. αυτά διατηρούνται όπως στον κύριο φορέα, δηλαδή για πάχος ελάσματος $t=5\text{mm}$. Σύμφωνα με την βιβλιογραφία, πειραματικές έρευνες έχουν δείξει ότι ο τρόπος σύνδεσης των δοκών με τα υποστυλώματα επηρεάζει την τελική φέρουσα ικανότητα του συστήματος, αλλά ταυτόχρονα βελτιώνει και την αρχική του δυσκαμψία[12]. Η λειτουργία των τοιχωμάτων και η ανάπτυξη του εφελκυστικού πεδίου δεν αναμένεται να επηρεαστεί.



5.19 Προσομοίωση των συνδέσεων των δοκών του πέμπτου μοντέλου στο SAP (Frame releases) - Οι κύριες δοκοί συνδέονται με κόμβους ροπής ενώ οι διαδοκίδες συνδέονται αρθρωτά

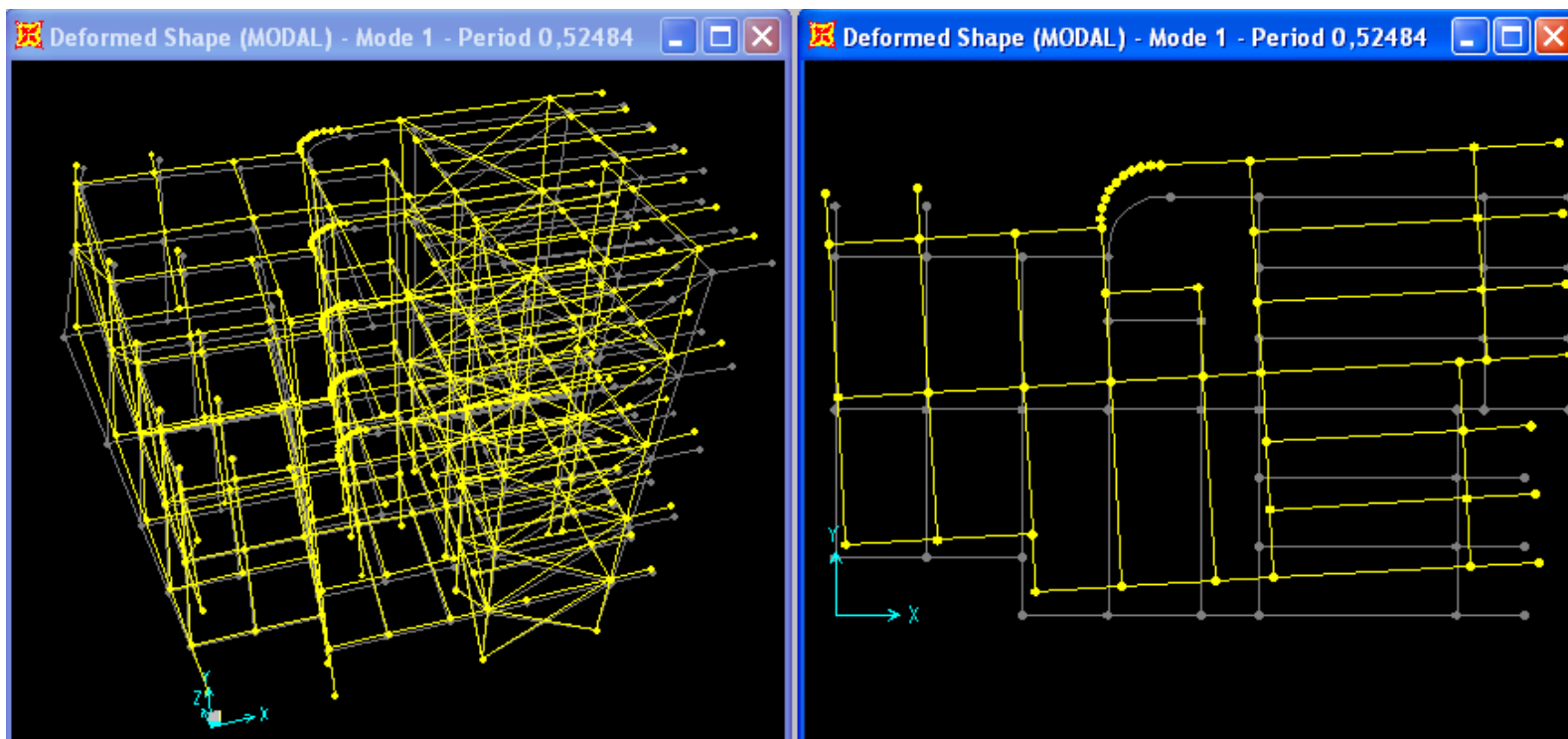
Αποτελέσματα σχεδιασμού



5.20 Ποσοτό εξάντλησης της διατομής σε υποστυλώματα και διαγώνιους συνδέσμους πέμπτου μοντέλου.

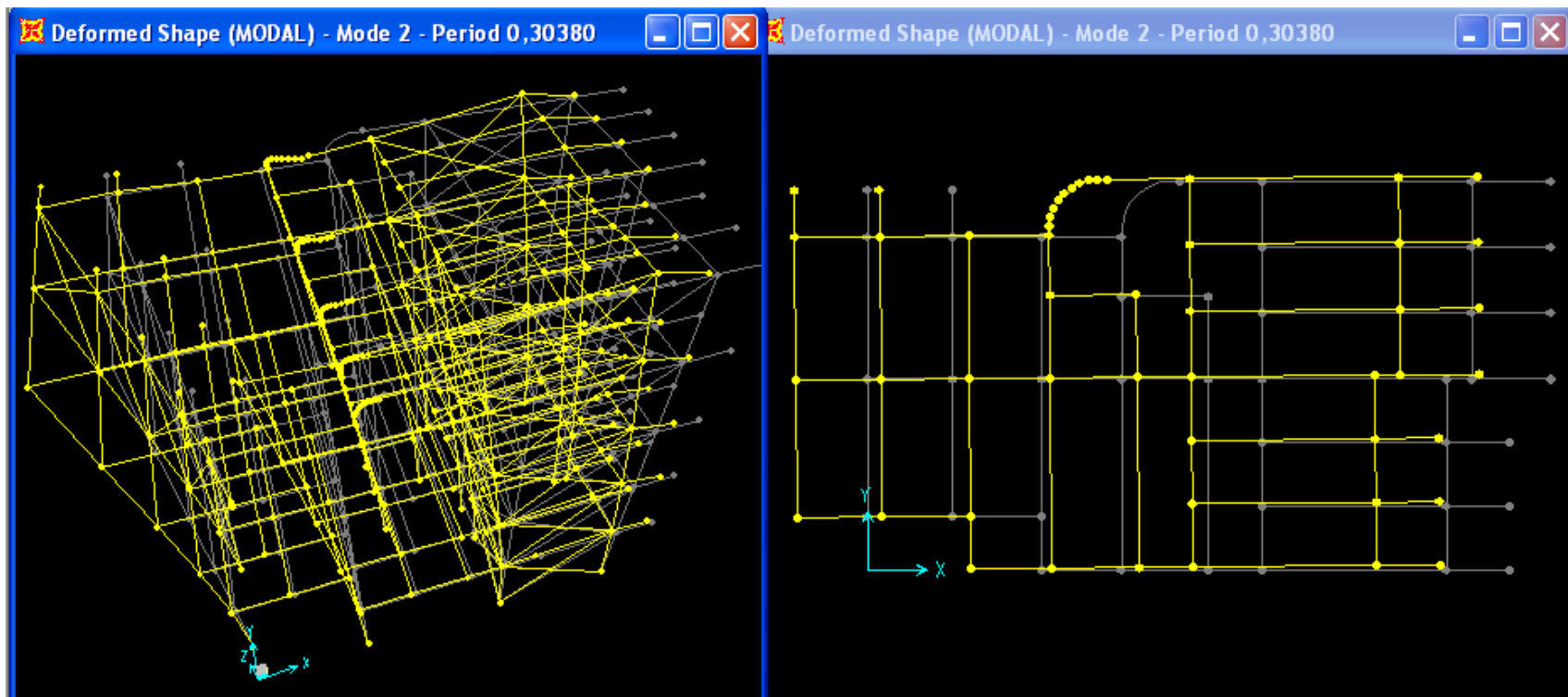
Ιδιομορφική Ανάλυση

- 1^η Ιδιομορφή – Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος $T_1 = 0,52$ sec



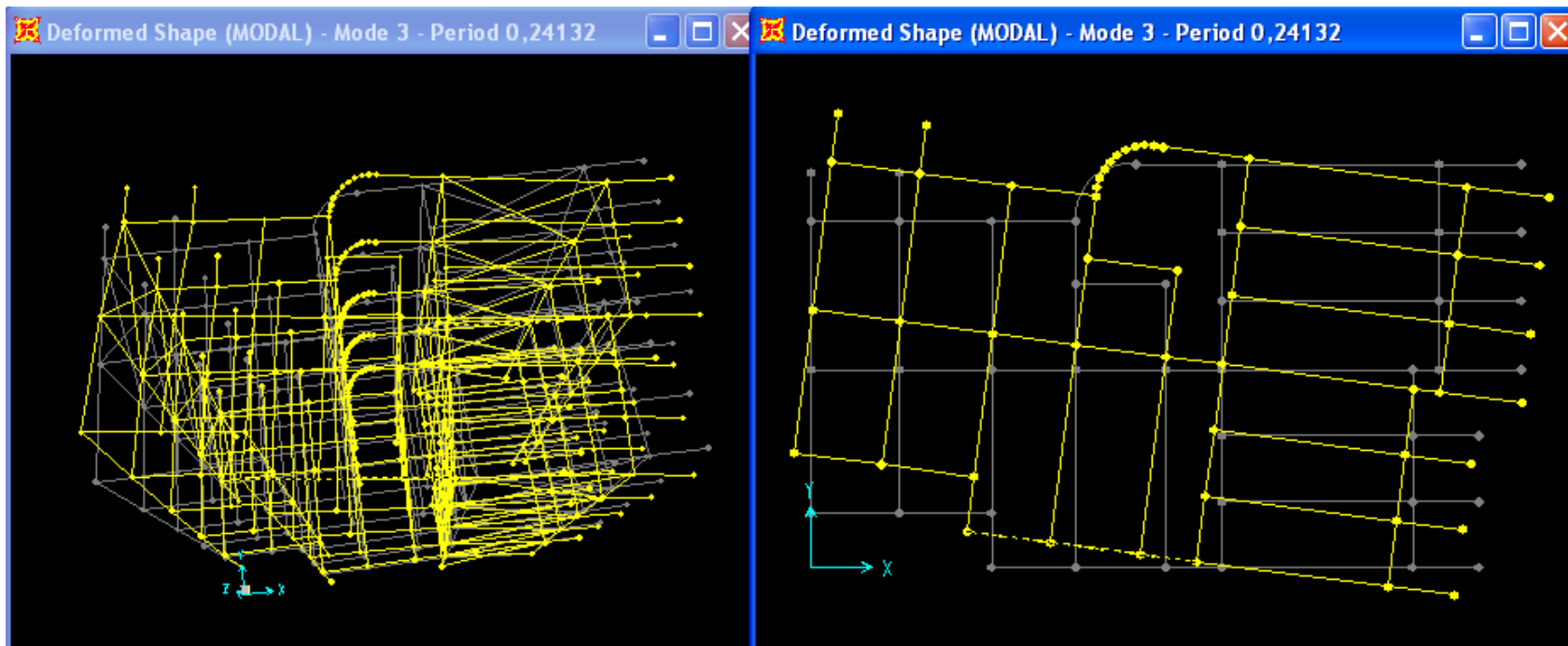
5.21 Πρώτη ιδιομορφή του φορέα (πέμπτο μοντέλο).

- 2^η Ιδιομορφή



5.22 Δεύτερη ιδιομορφή του φορέα (πέμπτο μοντέλο).

- 3^η Ιδιομορφή



5.23 Τρίτη ιδιομορφή του φορέα (πέμπτο μοντέλο).

Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3**Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3**

| OutputCase | StepType | StepNum | Period Sec | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY |
|------------|----------|-----------|---------------|-----------|-----------|-----------|---------|---------|
| MODAL | Mode | 1,000000 | 0,524840 | 0,00346 | 0,65761 | 0,00028 | 0,00346 | 0,65761 |
| MODAL | Mode | 2,000000 | 0,303798 | 0,70746 | 0,00446 | 0,00023 | 0,71091 | 0,66208 |
| MODAL | Mode | 3,000000 | 0,241318 | 8,722E-05 | 0,11411 | 1,953E-05 | 0,71100 | 0,77619 |
| MODAL | Mode | 4,000000 | 0,126598 | 1,636E-05 | 0,00381 | 0,03872 | 0,71101 | 0,78000 |
| MODAL | Mode | 5,000000 | 0,123577 | 0,00148 | 0,00106 | 0,04415 | 0,71249 | 0,78105 |
| MODAL | Mode | 6,000000 | 0,121754 | 0,00027 | 0,00363 | 0,00485 | 0,71276 | 0,78468 |
| MODAL | Mode | 7,000000 | 0,120596 | 0,00124 | 0,00079 | 0,01010 | 0,71400 | 0,78547 |
| MODAL | Mode | 8,000000 | 0,118060 | 0,00364 | 0,07482 | 0,01501 | 0,71765 | 0,86029 |
| MODAL | Mode | 9,000000 | 0,117049 | 0,00307 | 0,03888 | 0,00078 | 0,72072 | 0,89917 |
| MODAL | Mode | 10,000000 | 0,116634 | 0,00121 | 0,00055 | 0,00033 | 0,72193 | 0,89972 |
| MODAL | Mode | 11,000000 | 0,114164 | 0,00075 | 0,00289 | 0,04559 | 0,72267 | 0,90261 |
| MODAL | Mode | 12,000000 | 0,113096 | 0,00217 | 0,00111 | 0,02853 | 0,72484 | 0,90372 |
| MODAL | Mode | 13,000000 | 0,111964 | 0,00075 | 4,099E-05 | 0,01636 | 0,72559 | 0,90376 |
| MODAL | Mode | 14,000000 | 0,111915 | 2,695E-06 | 7,523E-05 | 0,00145 | 0,72560 | 0,90383 |
| MODAL | Mode | 15,000000 | 0,111283 | 0,00023 | 7,065E-05 | 0,00845 | 0,72583 | 0,90391 |
| MODAL | Mode | 16,000000 | 0,110457 | 0,00331 | 0,00055 | 0,07788 | 0,72914 | 0,90445 |
| MODAL | Mode | 17,000000 | 0,108504 | 3,486E-05 | 3,522E-05 | 0,02083 | 0,72917 | 0,90449 |
| MODAL | Mode | 18,000000 | 0,108052 | 0,00062 | 1,332E-05 | 0,01438 | 0,72979 | 0,90450 |
| MODAL | Mode | 19,000000 | 0,106990 | 5,672E-05 | 0,00038 | 0,00015 | 0,72985 | 0,90488 |
| MODAL | Mode | 20,000000 | 0,106468 | 8,976E-06 | 3,746E-08 | 0,00542 | 0,72985 | 0,90488 |
| MODAL | Mode | 21,000000 | 0,105574 | 7,460E-06 | 0,00038 | 0,02901 | 0,72986 | 0,90526 |
| MODAL | Mode | 22,000000 | 0,105072 | 0,00032 | 0,00039 | 0,00077 | 0,73018 | 0,90565 |
| MODAL | Mode | 23,000000 | 0,104237 | 4,280E-05 | 0,00042 | 0,01349 | 0,73023 | 0,90606 |
| MODAL | Mode | 24,000000 | 0,103298 | 1,830E-07 | 2,860E-06 | 0,00949 | 0,73023 | 0,90606 |
| MODAL | Mode | 25,000000 | 0,101507 | 7,947E-06 | 0,00010 | 0,02225 | 0,73024 | 0,90617 |
| MODAL | Mode | 26,000000 | 0,095352 | 0,00184 | 0,00152 | 0,03664 | 0,73208 | 0,90769 |
| MODAL | Mode | 27,000000 | 0,094149 | 0,00528 | 0,00042 | 0,04551 | 0,73735 | 0,90811 |
| MODAL | Mode | 28,000000 | 0,090409 | 9,576E-05 | 0,00040 | 0,00261 | 0,73745 | 0,90852 |
| MODAL | Mode | 29,000000 | 0,088224 | 0,00053 | 0,00105 | 0,03738 | 0,73798 | 0,90957 |
| MODAL | Mode | 30,000000 | 0,086954 | 0,00206 | 7,477E-05 | 0,02801 | 0,74004 | 0,90964 |
| MODAL | Mode | 31,000000 | 0,086638 | 0,00023 | 0,00053 | 5,920E-05 | 0,74027 | 0,91017 |
| MODAL | Mode | 32,000000 | 0,085277 | 0,00019 | 0,00024 | 0,01173 | 0,74045 | 0,91041 |
| MODAL | Mode | 33,000000 | 0,085107 | 0,00015 | 8,665E-05 | 0,00625 | 0,74060 | 0,91050 |
| MODAL | Mode | 34,000000 | 0,084094 | 9,716E-06 | 3,324E-05 | 0,00198 | 0,74061 | 0,91053 |
| MODAL | Mode | 35,000000 | 0,083572 | 7,175E-06 | 4,771E-08 | 0,00060 | 0,74062 | 0,91053 |
| MODAL | Mode | 36,000000 | 0,082784 | 0,00059 | 0,00024 | 0,00842 | 0,74120 | 0,91078 |
| MODAL | Mode | 37,000000 | 0,077752 | 5,954E-06 | 3,725E-06 | 0,00139 | 0,74121 | 0,91078 |
| MODAL | Mode | 38,000000 | 0,075094 | 0,00013 | 2,244E-05 | 0,01385 | 0,74134 | 0,91080 |
| MODAL | Mode | 39,000000 | 0,073396 | 0,18192 | 0,00444 | 0,00017 | 0,92326 | 0,91524 |
| MODAL | Mode | 40,000000 | 0,073257 | 0,00860 | 0,00016 | 0,00313 | 0,93186 | 0,91541 |
| MODAL | Mode | 41,000000 | 0,071308 | 1,352E-06 | 1,065E-07 | 0,00508 | 0,93186 | 0,91541 |
| MODAL | Mode | 42,000000 | 0,061552 | 6,118E-05 | 0,00144 | 0,03514 | 0,93192 | 0,91684 |
| MODAL | Mode | 43,000000 | 0,057185 | 0,00302 | 0,05266 | 0,00102 | 0,93495 | 0,96951 |
| MODAL | Mode | 44,000000 | 0,055066 | 0,00101 | 0,00276 | 5,684E-06 | 0,93596 | 0,97226 |
| MODAL | Mode | 45,000000 | 0,052503 | 3,826E-06 | 0,00048 | 2,181E-05 | 0,93596 | 0,97275 |
| MODAL | Mode | 46,000000 | 0,052041 | 0,00085 | 1,789E-06 | 0,00066 | 0,93681 | 0,97275 |
| MODAL | Mode | 47,000000 | 0,051271 | 3,340E-06 | 0,00024 | 0,00023 | 0,93681 | 0,97299 |
| MODAL | Mode | 48,000000 | 0,050820 | 9,193E-06 | 0,00085 | 0,00887 | 0,93682 | 0,97384 |
| MODAL | Mode | 49,000000 | 0,050296 | 4,277E-09 | 2,190E-05 | 0,00102 | 0,93682 | 0,97386 |
| MODAL | Mode | 50,000000 | 0,049805 | 7,660E-06 | 3,145E-05 | 0,00363 | 0,93683 | 0,97389 |

5.24 Ποσοστά δρῶσῶν ιδιομορφικῶν μαζῶν κατὰ τὴν ιδιομορφικὴ ἀνάλυση τοῦ πέμπτου φορέα.

Όπως παρατηρούμε (εικόνες 5.21, 5.22, 5.23), και πάλι οι δύο πρώτες ιδιομορφές είναι μεταφορικές και η τρίτη στρεπτική όπως στα προηγούμενα μοντέλα. Ωστόσο, η νέα θεμελιώδης ιδιοπερίοδος είναι αισθητά μειωμένη από 0,61 σε 0,52sec.

- Σχετικές μετακινήσεις ορόφου

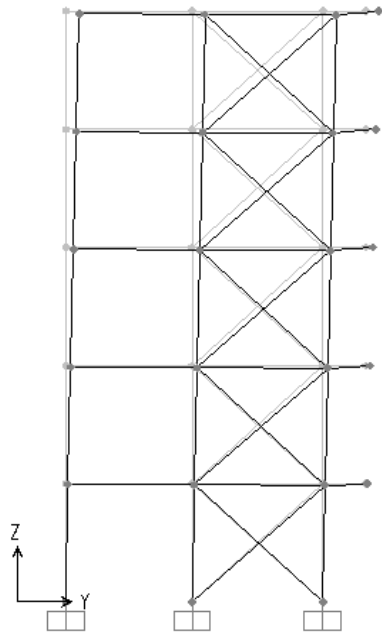
Διεύθυνση Χ

| Όροφος | $\Delta_{ελ}$ (3 ^ο μοντέλο) | $\Delta_{ελ}$ (5 ^ο μοντέλο) |
|--------|--|--|
| 1 | 0,0006 | 0,0005 |
| 2 | 0,001 | 0,0009 |
| 3 | 0,0013 | 0,0011 |
| 4 | 0,0015 | 0,0012 |
| 5 | 0,0014 | 0,0012 |

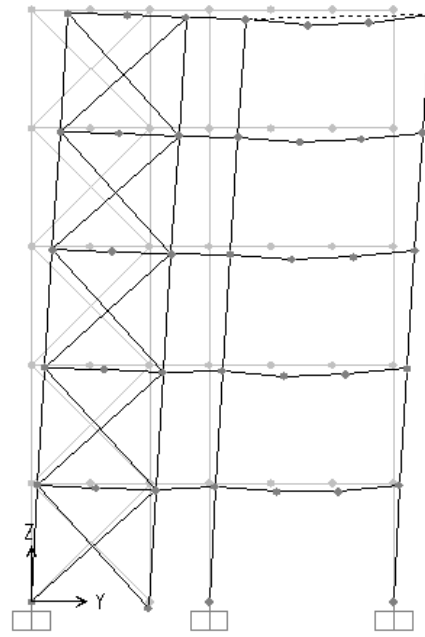
Διεύθυνση Υ

| Όροφος | $\Delta_{ελ}$ (3 ^ο μοντέλο) | $\Delta_{ελ}$ (5 ^ο μοντέλο) |
|--------|--|--|
| 1 | 0,0014 | 0,0010 |
| 2 | 0,0017 | 0,0012 |
| 3 | 0,0019 | 0,0012 |
| 4 | 0,0019 | 0,0012 |
| 5 | 0,0019 | 0,0019 |

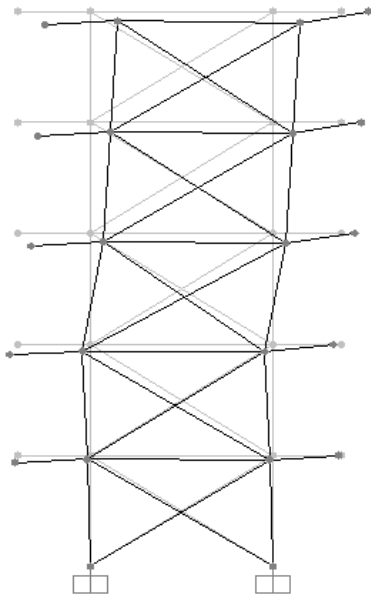
Όπως παρατηρούμε οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων μειώθηκαν, όπως ήταν αναμενόμενο, 15 έως και 30%. Όμως, αυτό που έχει ενδιαφέρον είναι η κατανομή των μετακινήσεων των ορόφων. Το στατικό σύστημα στο πέμπτο μοντέλο είναι μικτό συνδυάζοντας πλαισιακή λειτουργία και συνδέσμους δυσκαμψίας. Έτσι, ενώ το πλαίσιο τείνει να παραμορφωθεί διατμητικά παρουσιάζοντας μεγαλύτερες μετακινήσεις σε χαμηλούς ορόφους, το τοίχωμα επιβάλλει καμπτική παραμόρφωση με μεγαλύτερες μετακινήσεις στους ανώτερους ορόφους. Το αποτέλεσμα είναι να «αντιστηρίζει» κατά κάποιο τρόπο το ένα το άλλο, αν και στο παρόν φαίνεται η καμπτική παραμόρφωση να υπερτερεί της διατμητικής.



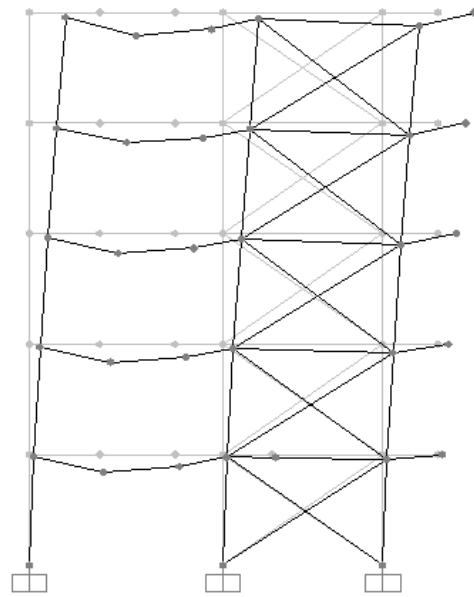
Τοίχωμα T1



Τοίχωμα T2

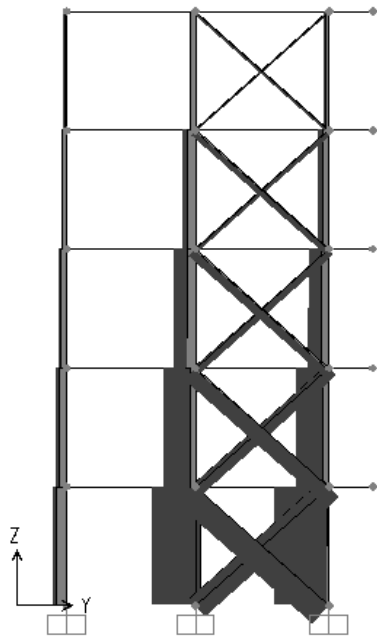


Τοίχωμα T3

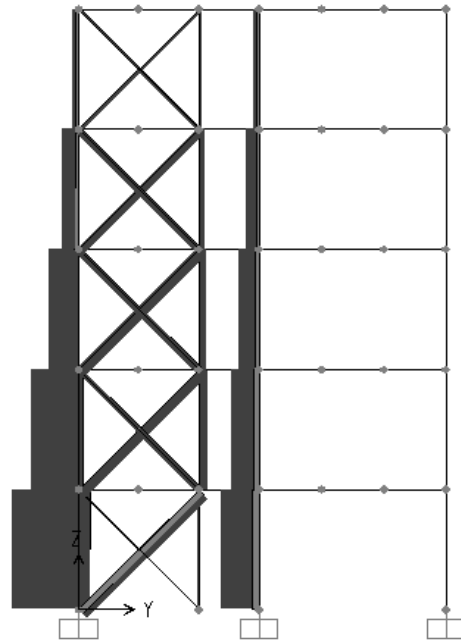


Τοίχωμα T4

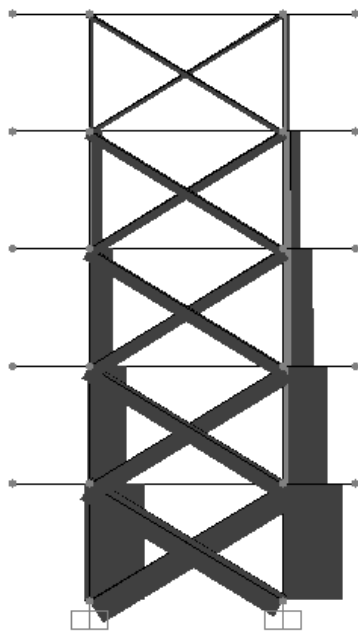
5.25 Παραμόρφωση πλαισίων και τοιχωμάτων υπο το σεισμικό συνδυασμό (πέμπτο μοντέλο).



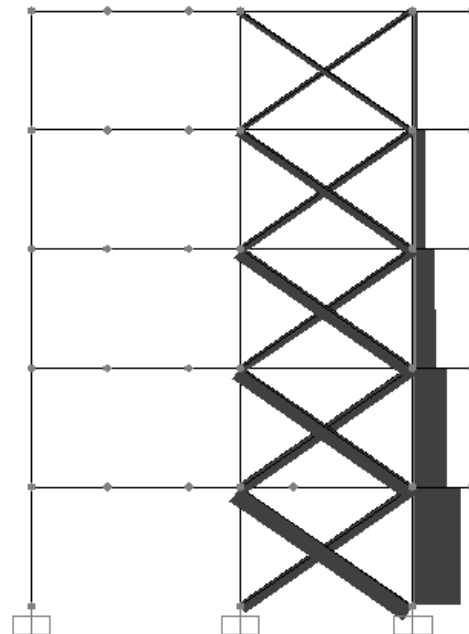
Τοίχωμα T1



Τοίχωμα T2



Τοίχωμα T3



Τοίχωμα T4

5.26 Αξονικό φορτίο υποστυλωμάτων και διαγωνίων υπό το σεισμικό συνδυασμό πέμπτου μοντέλου.

6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ – ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

6.1 Σύγκριση φορέων με και χωρίς σύμμικτη δράση δοκών.

Με αφορμή το γεγονός ότι το πρόγραμμα SAP2000v14 δεν πραγματοποιεί σχεδιασμό για σύμμικτες δοκούς, ακόμα και αν αυτές προσομοιώνονται ως ισοδύναμες χαλύβδινες, δημιουργήθηκε το αρχικό μοντέλο το οποίο αγνοεί την σύμμικτη δράση των δοκών. Σκοπός της σύγκρισης των προσομοιωμάτων 1 και 2 είναι να καταδείξει αφενός την ευεργετική δράση της σύμμικτης λειτουργίας των δοκών και, αφετέρου, το βαθμό που υπερδιαστασιολογεί κανείς την κατασκευή αγνοώντας την.

Παρατηρούμε, ότι ενώ ο αρχικός σχεδιασμός είναι οριακός, με ποσοστά εξάντλησης της διατομής μεγαλύτερα από 0.9, στην πραγματικότητα η αντίστοιχη σύμμικτη διατομή εξαντλείται στο μισό. Στη συνέχεια, σχεδιάστηκαν οι δοκοί και διαδοκίδες του φορέα σύμφωνα με την πλαστική αντοχή της σύμμικτης διατομής και ελέγχθησαν τόσο από πλευράς αστοχίας όσο από πλευράς λειτουργικότητας. Αν και διαστασιολογήθηκαν με μια συντηρητική προσέγγιση, με λόγο $M_{sd}/M_{pl,RD}$ να κυμαίνεται από 0.7 έως 0.8 για τις κρίσιμες δοκούς και το αντίστοιχο ποσοστό εξάντλησης της διατομής από άποψη βέλους κάμψης να είναι μικρότερο του 0.8, παρατηρούμε μια εξοικονόμηση υλικού που κυμαίνεται από 16% έως 39%, με τον μέσο όρο να είναι περίπου 26%.

Επιπλέον, το δεύτερο μοντέλο αποτελεί το αντίστοιχο μεταλλικό του κύριου φορέα και σε αυτό πραγματοποιείται ο έλεγχος σε φάση κατασκευής για τα αντίστοιχα φορτία. Παρατηρούμε ότι τρία στοιχεία είναι οριακά και χρήζουν αντιστήριξης κατά τη φάση της κατασκευής.

6.2 Σύγκριση φορέων με διαφορετικό πάχος τοιχώματος

Συγκρίνοντας το τρίτο μοντέλο με πάχος τοιχώματος 5mm με το τέταρτο μοντέλο με πάχος τοιχώματος ίσο με 3mm προέκυψαν τα παρακάτω συμπεράσματα:

Στα τοιχώματα μειώθηκε το πάχος τους περίπου κατά 40%, από 5mm σε 3mm, εξοικονομώντας έτσι 40% υλικό χάλυβα ανά τοίχωμα. Επιπλέον, πρέπει να συνυπολογιστεί και μια πρόσθετη εξοικονόμηση υλικού, λόγω της μείωσης διατομής των περιμετρικών υποστυλωμάτων της τάξεως του 15-20%. Σε αυτό το σημείο πρέπει να επισημανθεί ότι πιθανόν να μπορούσαμε να μειώσουμε περαιτέρω τις διατομές των υποστυλωμάτων που δεν ανήκουν σε φαντώματα τοιχωμάτων, μιας και διαθέτουν πολύ μεγάλο περιθώριο εκμετάλλευσης της διατομής, αλλά κάτι τέτοιο θα είχε ως αποτέλεσμα σημαντική ανομοιομορφία στις δυσκαμψίες των κατακόρυφων στοιχείων και γι' αυτό αποφεύχθηκε.

Όσον αφορά την λειτουργία του εφελκυστικού πεδίου, αυτή βελτιώθηκε, αφού η γωνία κλίσης του εφελκυστικού πεδίου συνέκλινε περισσότερο προς την βέλτιστη των 45°. Επίσης, παρατηρούμε το ίσως οξύμωρο ότι η διατμητική αντοχή του τοιχώματος αυξήθηκε ελαφρώς με τη μείωση του πάχους του τοιχώματος. Αυτό δικαιολογείται αφενός από την αύξηση της γωνίας α , αλλά και αφετέρου, από την αύξηση του καθαρού πλάτους του τοιχώματος εφόσον μειώθηκε η διατομή του υποστυλώματος.

Σχετικά με τη επιρροή της μείωσης του πάχους του τοιχώματος στη συνολική απόκριση του φορέα, εξετάζεται κυρίως από άποψη πλευρικών μετακινήσεων πάρα από άποψη αντοχής. Είναι σαφές από την ανάλυση ότι τόσο τα υποστυλώματα όσο και οι διαγώνιοι σύνδεσμοι υπέρ-επαρκούν από άποψη αντοχής. Συγκεκριμένα:

- Ιδιομορφική ανάλυση

Η διαφορά στη ιδιοπερίοδο ήταν κατά 0,06sec, της τάξεως του 10%. Η εικόνα των ιδιομορφών παρέμεινε η ίδια με τις δυο πρώτες ιδιομορφές να είναι μεταφορικές και την τρίτη στρεπτική.

- Σχετικές μετακινήσεις ορόφων

Οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων αυξήθηκαν σε ποσοστό περίπου 13%, γεγονός που υποδηλώνει ότι η αλλαγή του πάχους του τοιχώματος επηρέασε μεν την απόκριση του φορέα, αλλά όχι δραστηκτικά.

Τέλος, το όφελος που αποκομίζουμε από την μείωση του τοιχώματος και άρα την σημαντική εξοικονόμηση υλικού φαίνεται να αξίζει τον κόπο, αλλά θα πρέπει να εξεταστεί πιο λεπτομερώς μιας και η επιρροή των αρχικών ατελειών ενδεχομένως να αλλοιώνει τα παραπάνω αποτελέσματα.

6.3 Σύγκριση φορέων με διαφορετικό στατικό σύστημα

Το τρίτο μοντέλο αντιπροσωπεύει ένα σύστημα που παραμορφώνεται αμιγώς καμπτικά, ενώ στην περίπτωση του πέμπτου μοντέλου η παραμόρφωση είναι αποτέλεσμα της συνδυαστικής δράσης του πλαισίου με τα τοιχώματα. Έτσι, στο νέο μικτό σύστημα, το πλαίσιο τείνει να παραμορφωθεί διατμητικά παρουσιάζοντας μεγαλύτερες μετακινήσεις σε χαμηλούς ορόφους, ενώ το τοίχωμα επιβάλλει καμπτική παραμόρφωση με μεγαλύτερες μετακινήσεις στους ανώτερους ορόφους. Το αποτέλεσμα είναι να «αντιστηρίζει» κατά κάποιο τρόπο το ένα το άλλο, αν και στο παρόν φαίνεται η καμπτική παραμόρφωση να υπερτερεί της διατμητικής.

Σχετικά με τη επιρροή της αλλαγής του στατικού συστήματος στη συνολική απόκριση του φορέα, εξετάζεται κυρίως από άποψη πλευρικών μετακινήσεων και δυσκαμψίας, πάρα από άποψη αντοχής. Ο λόγος που δε μπορεί να αξιολογηθεί εύκολα από απόψεως αντοχής είναι διότι τα ποσοστά εξάντλησης των διατομών είναι πολύ μικρά και έτσι δε φτάνουμε το σύστημα στο όριο για να μπορούμε αξιολογήσουμε την συμπεριφορά του. Συγκεκριμένα:

- Ιδιομορφική ανάλυση

Η διαφορά στην ιδιοπερίοδο ήταν κατά 0,09sec, της τάξεως του 15%. Η εικόνα των ιδιομορφών παρέμεινε η ίδια με τις δυο πρώτες ιδιομορφές να είναι μεταφορικές και την τρίτη στρεπτική.

- Σχετικές μετακινήσεις ορόφων

Οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων μειώθηκαν σε κάποιες περιπτώσεις έως και 30% (διεύθυνση Υ), γεγονός που επιβεβαιώνει την βιβλιογραφία. Συγκεκριμένα, αναμενόταν να αυξηθεί η δυσκαμψία του συστήματος, ενώ από την εικόνα των αξονικών δυνάμεων των διαγωνίων δε φαίνεται να επηρεάζεται η λειτουργία των Χ.Δ.Τ..

Τέλος, για να αξιολογήσουμε αν η αλλαγή τρόπου σύνδεσης των μελών του πλαισίου είναι συμφέρουσα ή μη, πρέπει να εξετάσουμε αν η υλοποίηση συνδέσεων ροπής και άρα η αύξηση του κόστους, αντισταθμίζεται από το όφελος που αποκομίζουμε από την αύξηση της δυσκαμψίας του φορέα. Ειδικά σε παρόμοιες περιπτώσεις που η αύξηση της δυσκαμψίας μέσω των τοιχωμάτων μπορεί να αποβεί δαπανηρή, η λύση των άκαμπτων συνδέσεων ενδεχομένως να συμφέρει.

7 ΕΠΙΛΟΓΟΣ

Όσον αφορά τις σύμμικτες κατασκευές, παρατηρούμε ότι η εκμετάλλευση της σύμμικτης λειτουργία, και ειδικά στην περίπτωση αμφιέριστων δοκών, παρέχει τη δυνατότητα σημαντικής μείωσης των χαλύβδινων διατομών και άρα μειώνει το κόστος.

Όσον αφορά τα Χαλυβδινα Διατμητικά Τοιχώματα, αποτελούν ενδιαφέρουσα εναλλακτική πρόταση για την εξασφάλιση της πλευρικής ευστάθειας του κτιρίου ανάλογα με την κλίμακα του έργου. Σε χαμηλά κτίρια, για να αποφευχθεί η υπερδιαστασιολόγηση των κατακόρυφων και οριζοντίων μελών της κατασκευής, θα μπορούσε πιθανόν να χρησιμοποιήσει κανείς μικρότερα πάχη ελασμάτων, δεδομένου ότι δεν τίθεται κάποιο όριο προς το παρόν στη βιβλιογραφία, αλλά μέσω πιο λεπτομερούς και εμπειριστατωμένης ανάλυσης. Η εφαρμογή των Χ.Δ.Τ. σε κτίρια μεγαλύτερου ύψους ενδείκνυνται καλύτερα, δεδομένου ότι οι απαιτήσεις δυσκαμψίας των υποστυλωμάτων θα συγκλίνουν με τις απαιτήσεις αντοχής έναντι των φορτίων βαρύτητας.

Επιπλέον, ο συνδυασμός διαφορετικών συστημάτων όπως για παράδειγμα τα Χ.Δ.Τ. με τα πλαίσια ροπής, βελτιώνει την δυσκαμψία και συνολική απόκριση της κατασκευής, αλλά το όφελος θα πρέπει να εξετάζεται πάντα σε συνάρτηση με το κόστος κατασκευής.

Τελικά, οικονομία και σύμμικτες κατασκευές μπορούν να συνυπάρξουν μέσα από τον σωστό σχεδιασμό, αρκεί να αξιοποιήσουμε στο μέγιστο τη διατομή, τα πλεονεκτήματα των επιμέρους υλικών αλλά και τις εναλλακτικές προτάσεις σχεδιασμού που προσφέρονται και έχουν αποδειχθεί αποτελεσματικές.

Βιβλιογραφία

1. **I., Βάγιας, και συν.** *Οδηγός Σχεδιασμού Σύμμικτων Κτιρίων*. Εκδόσεις "Κλειδάριθμος", 2009.
2. **I., Βάγιας.** *Σύμμικτες Κατασκευές απο Χάλυβα και Οπλισμένο Σκυρόδεμα*. 2η. Εκδόσεις "Κλειδάριθμος", 2001. σ. 440.
3. **I., Βάγιας, I., Ερμόπουλος και Γ., Ιωαννίδης.** *Σχεδιασμός Δομικών Έργων απο Χάλυβα (Με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων)*. Εκδόσεις "Κλειδαριθμος", 2009.
4. **Χ., Μπίσμπος.** *Σημειώσεις Μεταλλικών Κατασκευών I*. Πανεπιστημιακό Τυπογραφείο Α.Π.Θ., 2002.
5. **Ο.Α.Σ.Π.** *Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ 2000)*. Τμήμα Εκδόσεων Α.Π.Θ., 2002.
6. **L.J., Thorburn, G.L., Kulak και C.J., Montgomery.** *Analysis of Steel Plate Shear Walls*. Department of Civil Engineering, The University of Alberta. Edmonton, Alberta, 1983. σ. 143, Structural Engineering Report No.107.
7. *Ductility of Thin Steel Plate Shear Walls*. **S.Sabouri-Ghomi και Gholhaki, M.** Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing), 2008, Τόμ. 9, σσ. 153-166.
8. *Numerical Investigation of Thin Unstiffened Steel Plate Shear Walls*. **M., Rezai, C., Ventura και H., Prion.** ,12 W.C.E.E. 2000, 2000.
9. **M., Rezai.** *Seismic Behaviour of Steel Plate Shear Walls by Shake Table Testing*. Vancouver, Canada : The university of British Columbia, 1999. σ. 365. PhD Thesis.
10. *Testing of Special LYS Steel Plate Shear Walls*. **D., Vian και M., Bruneau.** Vancouver, Canada : 13th World Conference on Earthquake Engineering, 2004. No. 978.
11. **G., Kulak και E., Tromposch.** *Cyclic and Static Behaviour of Thin Panel Steel Plate Shear Walls*. Department of Civil Engineering, University of Alberta. Edmonton, Alberta , 1987. Structural Engineering Report No.145.
12. **Calin, Neagu.** *Multi-storey Building Frames Stiffened with Dissipative Shear Walls*. Timisoara, Romania, 2011. σ. 157.
13. **Αβδελάς Α.** *Σημειώσεις Σύμμικτων Κατασκευών - Εισαγωγή στον Ευρωκώδικα 4*. Θεσσαλονίκη : Πανεπιστημιακές σημειώσεις Α.Π.Θ., 1998.
14. Kamtsis SA- Iron Sheets Trade & Import. [Ηλεκτρονικό]-Αφοι Καμτσή Α.Ε. <http://kamtsis.com.gr>.
15. **European Standard.** *Ευρωκώδικας 4 - EN-1994*. : European Committee for Standardisation, 2005.
16. *Ευρωκώδικας 3 - EN 1993-1*.: European Committee for Standardisation, 2006.

17. **European Standard.** *Ευρωκώδικας 8 - EN 1998-1.*: European Committee for Standardisation, 2004.

18. **European Standard.** *Ευρωκώδικας 1 - EN-1991.* *European Committee for Standardisation*, 2002.