

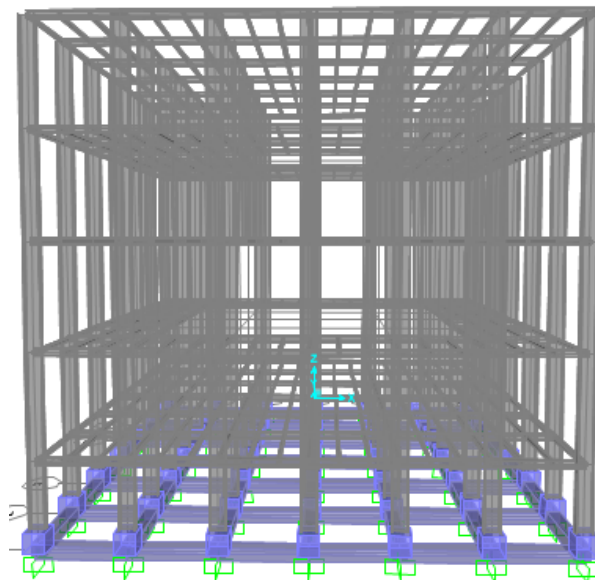


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός μεταλλικού φέροντος οργανισμού ατμοηλεκτρικού σταθμού



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Γιώργος Φασαράκης

Επιβλέπων: Ιωάννης Ραυτογιάννης

Αθήνα, Οκτώβριος 2017

ΕΜΚ ΔΕ 2017/6

Φασαράκης Γ. (2017).
Σχεδιασμός μεταλλικού φέροντος οργανισμού ατμοηλεκτρικού σταθμού
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2017/06
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Fasarakis G. (2017).
Metal frame core design of a steam and gas power station
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2017/06
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	4
Ευχαριστίες	5
1 Εισαγωγή	7
1.1 Αντικείμενο μελέτης	7
1.2 Σύντομη αναδρομή στην ιστορία των μεταλλικών κατασκευών	7
1.3 Ο χάλυβας ως δομικό υλικό	11
2 Περιγραφή – παρουσίαση κτιρίου μελέτης	12
2.1 Γενική περιγραφή κτιρίου	12
2.2 Αρχιτεκτονικές απαιτήσεις και διαμόρφωση στατικού φορέα	12
2.3 Στατικό σύστημα – δομικά στοιχεία	14
2.4 Εδαφικές συνθήκες	16
3 Φορτίσεις κατασκευής-Συνδυασμοί δράσεων	17
3.1 Ποιότητα υλικών κατασκευής	17
3.2 Φορτίσεις Κατασκευής	18
3.2.1 Μόνιμα φορτία	19
3.2.2 Κινητά φορτία	20
3.2.3 Φορτία χιονιού	21
3.2.4 Δράσεις ανέμου	22
3.2.5 Σεισμικές δράσεις	30
3.3 Συνδυασμοί δράσεων	35
3.3.1 Συνδυασμοί δράσεων	35
3.3.2 Συνδυασμοί δράσεων στην παρούσα εργασία	38
4 Ανάλυση και διαστασιολόγηση	40
4.1 Εισαγωγή	40
4.2 Απαιτούμενοι έλεγχοι σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3	41
4.2.1 Κατηγορίες διατομών	41
4.2.2 Έλεγχος σε αξονική εφελκιστική δύναμη	42
4.2.3 Έλεγχος σε αξονική θλιπτική δύναμη	42
4.2.4 Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη	42
4.2.5 Έλεγχος σε διαξονική κάμψη	43
4.2.6 Έλεγχος σε διάτμηση	43
4.2.7 Έλεγχος σε κάμψη και αξονική δύναμη	44
4.2.8 Έλεγχος σε κάμψη και διάτμηση	44
4.2.9 Έλεγχος σε κάμψη, διάτμηση και αξονική δύναμη	44
4.2.10 Έλεγχοι μελών σε λυγισμό	45
4.2.11 Έλεγχοι που γίνονται λόγω υψηλών απαιτήσεων πλαστιμότητας	48
4.3 Ανάλυση κτιρίου με το SAP2000	49
4.3.1 Έλεγχος επιρροών φαινομένως 2ας τάξεως	49
4.3.2 Πρόγραμμα SAP2000	50
4.3.3 Προσομοίωση φορέα – Διαστασιολόγηση στοιχείων κατασκευής	52
4.3.4 Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	72
4.4 Έλεγχος σύμμικτης πλάκας	76
5 Έλεγχος συνδέσεων	83
5.1 Εισαγωγή	83

5.2 Έλεγχοι σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3	84
5.2.1 Ποιότητες κοχλιών	84
5.2.2 Διάταξη κοχλιών	84
5.2.3 Αντοχή σχεδιασμού μεμονομένων μέσων σύνδεσης	85
5.3 Έλεγχοι συνδέσεων στην παρούσα εργασία.....	89
5.3.1 Σύνδεση υποστηλώματος HE900M – κυρίας δοκού HE400B.....	89
5.3.2 Σύνδεση υποστηλώματος HE900M – δευτερεύουσας δοκού HE200B	91
5.3.3 Σύνδεση κυρίας δοκού HE400B – διαδοκίδας IPE240	93
5.3.4 Έδραση υποστηλώματος	94
6 Συμπεράσματα.....	97
7 Βιβλιογραφία	98

Σχεδιασμός μεταλλικού φέροντος οργανισμού ατμοηλεκτρικού σταθμού

Φασαράκης Γ. (Επιβλέπων: Ραυτογιάννης Ι.)

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως αντικείμενο μελέτης τον σχεδιασμό – ανάλυση και διαστασιολόγηση του φέρων οργανισμού από χάλυβα ενός ατμοηλεκτρικού σταθμού, με πλήρη εφαρμογή των διατάξεων των Ευρωκωδίκων (EN 1990, 1991, 1993, 1994 και 1998). Η επίλυση του κτιρίου έγινε με χρήση του λογισμικού SAP2000 v.18, ο έλεγχος επάρκειας της σύμμικτης πλάκας με τη χρήση του προγράμματος SymDeck Designer 2, και τέλος ο έλεγχος των συνδέσεων με χρήση του λογισμικού PowerConnect rev2. Αναλυτικότερα, η δομή της εργασίας είναι η εξής:

Στο πρώτο κεφάλαιο αναφέρονται το αντικείμενο μελέτης, οι κανονισμοί που χρησιμοποιήθηκαν, μια σύντομη αναδρομή στην ιστορία των μεταλλικών κατασκευών, καθώς και κάποια χαρακτηριστικά του χάλυβα ως δομικό υλικό.

Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται η περιγραφή του κτιρίου και δίνονται πληροφορίες για τη γεωμετρία, τις διαστάσεις και τα δομικά του στοιχεία. Αναλύεται η αρχιτεκτονική και η κατασκευή του έργου και παρατίθενται στοιχεία σχετικά με τον φέροντα οργανισμό του.

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν, γίνεται εκτενής αναφορά στον προσδιορισμό των φορτίων που καταπονούν την κατασκευή, ενώ παρατίθενται και οι συνδυασμοί δράσεων με βάση τους οποίους έγινε η ανάλυση και η διαστασιολόγηση.

Στο τέταρτο κεφάλαιο περιγράφεται η ανάλυση και η διαστασιολόγηση του φορέα μας. Αρχικά, διατυπώνονται οι απαιτούμενοι έλεγχοι σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3. Στη συνέχεια παρουσιάζεται το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε για την επίλυση του κτιρίου, το οποίο είναι το SAP2000, και το μοντέλο – προσομοίωμα του κτιρίου όπως εισήχθη στο πρόγραμμα. Ακολούθως, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης και επιβεβαιώνεται η επάρκεια των διατομών τόσο στην οριακή κατάσταση αστοχίας όσο και λειτουργικότητας. Τέλος, γίνεται έλεγχος επάρκειας της σύμμικτης πλάκας.

Στο πέμπτο κεφάλαιο περιγράφονται ο σχεδιασμός και ο έλεγχος των συνδέσεων των μελών του φορέα. Συγκεκριμένα, παρουσιάζονται οι συνδέσεις υποστηλώματος–κυρίας δοκού, υποστηλώματος–δευτερεύουσας δοκού, κυρίας δοκού–διαδοκίδας και τέλος η έδραση του υποστηλώματος.

Τέλος, στο έκτο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την εκπόνηση της εργασίας.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2011/04

Metal frame core design of a steam and gas power station

Fasarakis G. (supervised by Raytogiannis I.)

Abstract

This diploma thesis deals with the study -analysis and design – of the metal frame core of a steam-cycle coal power plant, and an interior, composite floor, under the requirements of Eurocodes (EN 1990, 1991,1993 , 1994 and 1998). The resolution of the building was performed using SAP2000 v.18 software, the control of adequacy of the composite slab using SymDeck Designer 2 and the design of the connections with the PowerConnect rev2 software. More specifically, the structure of this paper is given below:

In the first chapter, the case study, the web of regulations, a short retrospection of the history of metallic structures, as well as steel as a structural component are presented.

The second chapter contains the description of the building and provides information about its geometry, dimensions and structural elements. It analyzes the architecture and construction of the project and provides information about its structural system.

In the third chapter, the properties of the materials that were used and the loads acting on the construction are described. Moreover, the load combinations, on which the analysis and dimensioning are based, are determined.

The fourth chapter describes the analysis and dimensioning of our structure. Initially, are described the necessary checks according to Eurocode 3. Subsequently, the software used to analyze the dynamic modal response spectrum analysis of the structure, which is SAP2000, is presented, as well as the model of the building used in SAP2000. Then, the results of checks at the Ultimate Limit State and Serviceability are presented. Finally, a check of the composite slab is made.

In the fifth chapter typical joints are tested, such as the joints between column-beam, column-secondary beam, beam-secondary beam, column base plate.

Finally, in the sixth and conclusive chapter of the thesis, the results are summarized and conclusions are mentioned.

Ευχαριστίες

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτερα τον Καθηγητή κύριο Ραυτογιάννη Ιωάννη, για την δυνατότητα που μου έδωσε να κάνω τη διπλωματική μου εργασία στο Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών και με αυτόν τον τρόπο να αποκτήσω περισσότερες γνώσεις πάνω στον τομέα του σχεδιασμού δομικών έργων από χάλυβα, καθώς και για τη διαρκή ενθάρρυνση, επίβλεψη και επιστημονική καθοδήγηση της διπλωματικής μου εργασίας.

Ευχαριστώ ακόμα την γραμματεία του Εργαστηρίου για τη βοήθεια που μου παρείχε στα διαδικαστικά θέματα που αφορούσαν την παράδοση της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Επιπλέον ευχαριστίες σε φίλους και συμφοιτητές για τη συμπαράσταση και βοήθεια που μου προσέφεραν σε όλη τη διάρκεια των σπουδών και εκπόνησης της διπλωματικής εργασίας.

Τέλος, ιδιαίτερες ευχαριστίες στους γονείς μου, για την συμπαράσταση και την υποστήριξη με κάθε τρόπο στο πρόσωπό μου, σε όλη τη διάρκεια της φοίτησής μου στο Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.

1 Εισαγωγή

1.1 Αντικείμενο μελέτης

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη (ανάλυση και διαστασιολόγηση) του φέροντος οργανισμού ενός ατμοηλεκτρικού σταθμού. Αποτελείται κυρίως από υποστυλώματα, δοκούς και δικτυώματα διατομών διπλού ταυ. Η υπό μελέτη κατασκευή σχεδιάστηκε στα πρότυπα υπάρχοντος κτιρίου, συγκεκριμένα του ατμοηλεκτρικού σταθμού ΔΕΗ Κομοτηνής. Η προσομοίωση και η ανάλυση του κτιρίου έγινε με την χρήση του προγράμματος ηλεκτρονικού υπολογιστή SAP2000 v.18 και βασίστηκε στους Ευρωκώδικες EN 1990, 1991, 1993, 1994, και 1998 και τα Ελληνικά Εθνικά Προσαρτήματα. Πιο συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν:

- ✓ Ευρωκώδικας 0: Βάσεις σχεδιασμού
- ✓ Ευρωκώδικας 1: Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές
- ✓ Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα
- ✓ Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών
- ✓ Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός

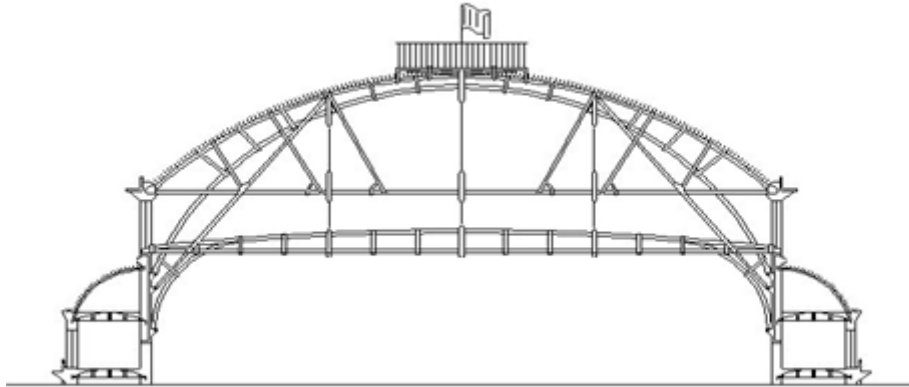
1.2 Σύντομη αναδρομή στην ιστορία των μεταλλικών κατασκευών

Ο σίδηρος είναι ένα υλικό το οποίο χρησιμοποιείται στην κατασκευή με περιορισμένο ρόλο έως τα τέλη του 18ου αιώνα, κυρίως λόγω της δυσκολίας παραγωγής του σε μεγάλες ποσότητες. Η εξέλιξη στην Φυσική, τη Χημεία και την συγκριτική έρευνα αντοχής των υλικών κατέστησε δυνατή την βιομηχανική παραγωγή του σιδήρου. Η πρώτη εφαρμογή του χυτοσίδηρου στην κατασκευή θα είναι η ανέγερση της γέφυρας πάνω από τον ποταμό Severn, από τον Abraham Darby.



Σχήμα 1.1. Η πρώτη γέφυρα από χυτοσίδηρο Coalbrookdale, Αγγλία 1777

Αυτή η απλά κατασκευασμένη γέφυρα ανοίγει τον δρόμο για τις επερχόμενες εξαιρετικής σημασίας εξελίξεις. Ο σίδηρος αρχίζει σταδιακά να χρησιμοποιείται ως δομικό υλικό στις στέγες των κτιρίων. Μία από τις πρώτες προσπάθειες είναι η κατασκευή της στέγης του Theatres Francais από τον Victor Louis το 1786.



Σχήμα 1.2. Η στέγη του Theatres Francais από τον Victor Louis ,1786

Παράλληλα πραγματοποιούνται και τα πρώτα θαρραλέα βήματα προς την κατασκευή του φέροντος οργανισμού του κτιρίου εξ ολοκλήρου από σίδηρο. Το 1848 ο James Bogardus κατασκευάζει στη Νέα Υόρκη ένα πενταόροφο εργοστάσιο με σκελετό από χυτοσίδηρο. Την ίδια περίοδο, το 1871, ανεγείρεται από τον Jules Saulnier, το περίφημο κτίριο της σοκολατοποιίας Menier κοντά στο Παρίσι, το πρώτο στην Ευρώπη με εμφανή τον σκελετό από χυτοσίδηρο.



Σχήμα 1.3. Πενταόροφο εργοστάσιο με σκελετό απο χυτοσίδηρο του James Bogardus, 1848 (αριστερά) και εργοστάσιο σοκολατοποιείας Menier του Jules Saulnier, 1871 (δεξιά)

Το τέλος του 19ου αιώνα σηματοδοτείται από την εξέλιξη του χάλυβα και την σταδιακή εφαρμογή του στις κατασκευές σε αντικατάσταση του σιδήρου. Το 1889 αποτελεί ορόσημο καθώς χτίζεται στο Παρίσι ο Πύργος του Eiffel.



Σχήμα 1.4. Ο πύργος του Eiffel , 1899

Κατά τη διάρκεια του 20ου αιώνα η τεχνολογία των μεταλλικών φορέων βρίσκει τον δρόμο προς τη συνεργασία με την αρχιτεκτονική. Οι δυνατότητες που έδωσαν οι ηλεκτρονικοί υπολογιστές και τα σύγχρονα προγράμματα σχεδιασμού και υπολογισμού, οδήγησαν την αρχιτεκτονική στην κατασκευή υψηλότερων και εντυπωσιακότερων κτιρίων αλλά και αναζήτηση νέων μορφών βασισμένων σε πολύπλοκους μεταλλικούς φορείς.



Σχήμα 1.6. Το μουσείο Soumaya του Fernando Romero στη Πόλη του Μεξικού, 2011



Σχήμα 1.7. Το Empire state building στη Νέα Υόρκη, 1931



Σχήμα 1.8. Ουρανοξύστης Capital Gate στο Abu Dhabi, 2011

1.3 Ο χάλυβας ως δομικό υλικό

Χάλυβες καλούνται τα κράματα σιδήρου (Fe) και άνθρακα (C), με περιεκτικότητα σε άνθρακα κάτω του 1,8%. Στη σύνθεση των χαλύβων συνδυάζονται με το σίδηρο διάφορα στοιχεία σε ποσοστιαίες αναλογίες που δεν ξεπερνούν κατά κανόνα το 5%. Συστατικά στοιχεία κάθε χάλυβα αποτελούν ο άνθρακας, σε ποσοστά που κυμαίνονται συνήθως μεταξύ 0,2% και 0,7%, και το πυρίτιο (Si), σε ποσοστό μεταξύ 0,1% και 0,7% και ενίοτε έως και 4% σε ειδικούς χάλυβες. Η αναλογία σε άνθρακα καθορίζει ουσιαστικώς τις ιδιότητες των διαφόρων χαλύβων. Όσο αυξάνεται το ποσοστό του άνθρακα στο κράμα αυξάνονται αναλόγως η σκληρότητα και η αντοχή του σε τάσεις εφελκυσμού, ενώ παραλλήλως μειώνονται η συνεκτικότητα και η πλαστιμότητα. Στην αντίθετη περίπτωση, μειώνοντας δηλαδή το ποσοστό του άνθρακα, αυξάνεται η καταλληλότητα προς συγκόλληση.

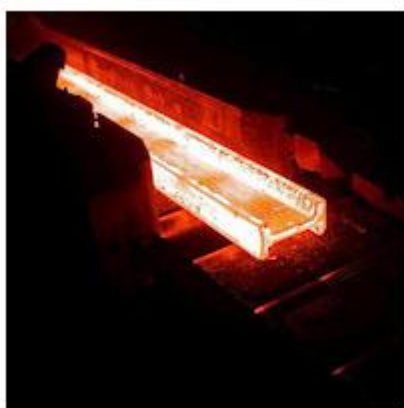
Υπάρχουν κυρίως δύο τρόποι επεξεργασίας του χάλυβα, εν θερμώ και εν ψυχρώ. Στην εν θερμώ μέθοδο πραγματοποιείται η μορφοποίηση του μετάλλου σε υψηλές θερμοκρασίες μέσω της χύτευσής του σε κλιβάνους και εν συνεχεία πραγματοποιείται η στερεοποίηση του υλικού με διάφορες μεθόδους. Στην εν ψυχρώ μέθοδο πραγματοποιείται η μορφοποίηση του μετάλλου σε θερμοκρασίες περιβάλλοντος και σε πάχη ελασμάτων συνήθως μικρά. Παραδείγματα από τις δυο διαδικασίες φαίνονται στο σχήμα 1.9.

Οι κυριότερες φυσικές ιδιότητες του δομικού χάλυβα, με μεγάλη σημασία για τις μεταλλικές κατασκευές, είναι:

- Ο υψηλός συντελεστής θερμικής διαστολής
- Η μεγάλη θερμική αγωγιμότητα
- Η ελατότητα (δηλαδή η δυνατότητα μορφοποίησης του σε επίπεδα ελάσματα)
- Η ολκιμότητα (δηλαδή η δυνατότητα μορφοποίησης του σε σύρματα).

Οι κυριότερες μηχανικές ιδιότητες του δομικού χάλυβα, καθοριστικές για τη χρήση του στη δόμηση, είναι:

- Η μεγάλη αντοχή στα διάφορα είδη καταπονήσεων (θλίψη, κάμψη, εφελκυσμός). Χρησιμοποιούνται λεπτές διατομές με μικρό ίδιο βάρος και επιτυγχάνεται οικονομία υλικού και χώρου
- Το μεγάλο μέτρο ελαστικότητας ($E=2.1 \times 10^5$ MPa).



Σχήμα 1.9. Τελικό στάδιο θερμής έλασης διατομής I (αριστερά) και εν ψυχρώ έλαση χαλυβδόφυλλων για σύμμικτες πλάκες (δεξιά)

2 Περιγραφή – παρουσίαση κτιρίου μελέτης

2.1 Γενική περιγραφή κτιρίου

Η παρούσα διπλωματική εργασία περιλαμβάνει το σχεδιασμό του μεταλλικού φέροντος οργανισμού ενός ατμοηλεκτρικού σταθμού. Το παρόν κτίριο περιέχει ισόγειο 900 m² στο οποίο γίνονται οι διεργασίες παραγωγής ενέργειας. Στο κέντρο του εργοστασίου βρίσκεται λέβητας ύψους 24m, ο οποίος εκτείνεται σε όλο το ύψος του κτιρίου, ενώ καταλαμβάνει 400m² του 1^{ου} ορόφου και 100m² του 2^{ου} και 3^{ου} ορόφου. Περιμετρικά από τον λέβητα στους ορόφους 1-3 βρίσκονται τα γραφεία του προσωπικού και άλλοι λειτουργικοί χώροι. Η ωφέλιμη επιφάνεια ανα ορόφους είναι:

Ισόγειο 900m²

1^{ος} όροφος 500m²

2^{ος} όροφος 800m²

3^{ος} όροφος 800m²

Οπότε η συνολική ωφέλιμη επιφάνεια του κτιρίου ανέρχεται στα 3000m² και το συνολικό του ύψος είναι 24m.

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου αποτελείται από μεταλλικά υποστυλώματα, μεταλλικές δοκούς και σύμμικτη πλάκα από οπλισμένο σκυρόδεμα.

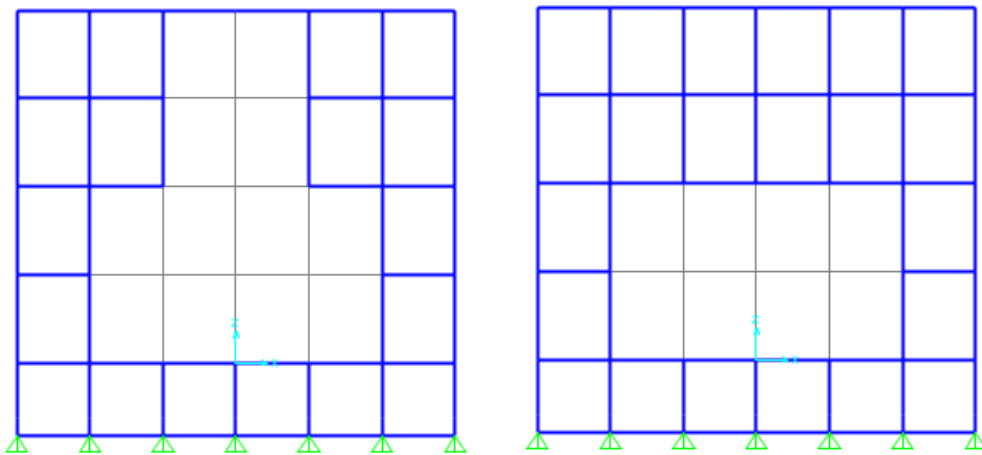
2.2 Αρχιτεκτονικές απαιτήσεις και διαμόρφωση στατικού φορέα

Οι απαιτήσεις που προκύπτουν κατά την αρχιτεκτονική μελέτη ενός κτιρίου και σχετίζονται τόσο με την αισθητική, όσο και τη λειτουργικότητά του, επηρεάζουν τη μορφή του στατικού φορέα που θα χρησιμοποιηθεί. Μια ακραία περίπτωση του βαθμού της επιρροής αυτής εμφανίζεται όταν για παράδειγμα μια αρχιτεκτονική τάση επιβάλλει τη χρήση εμφανούς μεταλλικού σκελετού για τη κατασκευή ενός κτιρίου μοντέρνας αισθητικής. Η ανάγκη για τη κατασκευή ενός βιομηχανικού κτιρίου με μεγάλα ανοίγματα δοκαριών καθιστά επίσης απαραίτητη τη χρήση μεταλλικής κατασκευής. Σε συνήθη κτίρια οι δυο μελέτες, αρχιτεκτονική σύνθεση και στατική επίλυση, γίνονται ταυτόχρονα, επηρεάζοντας η μια την άλλη: Από τη μια πλευρά επιλέγεται η βέλτιστη λύση στατικού συστήματος με γνώμονα την εξυπηρέτηση των αρχιτεκτονικών αναγκών, και από την άλλη, οι αρχιτεκτονικές λύσεις αναπροσαρμόζονται προκειμένου να εφαρμοστούν σωστά οι απαιτήσεις του αντισεισμικού σχεδιασμού.

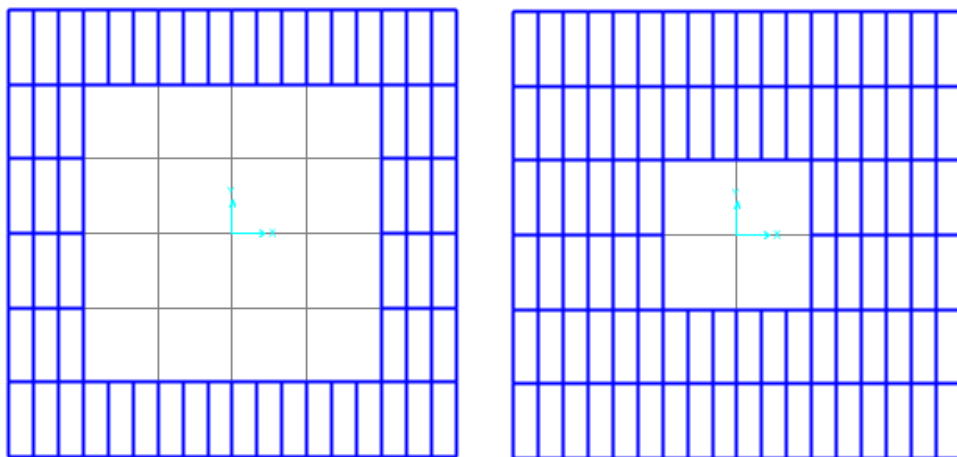
Στο συγκεκριμένο κτίριο οι αρχιτεκτονικές απαιτήσεις συνιστούν τη διαμόρφωση κενού στο κέντρο του κτιρίου όπου βρίσκεται λέβητας για την παραγωγή ηλεκτρικής ενέργειας, ο οποίος καταλαμβάνει όλο το ύψος του κτιρίου. Ένα παράδειγμα της διάταξης των μηχανημάτων ατμοηλεκτρικού σταθμού φαίνεται στο σχήμα 2.1 όπου φαίνεται ο χώρος που καταλαμβάνει ο μηχανολογικός εξοπλισμός για την παραγωγή ενέργειας. Προς κατανόηση της γεωμετρίας παρατίθενται παρακάτω χαρακτηριστικά πλαίσια και κατόψεις του κτιρίου. Στα κενά τοποθετείται ο μηχανολογικός εξοπλισμός για την παραγωγή ενέργειας.



Σχήμα 2.1. Τρισδιάστατη απεικόνιση των μηχανημάτων παραγωγής ενέργειας του εργοστασίου RDK 8 στη Γερμανία



Σχήμα 2.2. Πλαίσια κτιρίου στο επίπεδο xz ($y=0$ αριστερά και $y=\pm 5$ δεξιά). Τα πλαίσια είναι ίδια λόγω συμμετρίας και στο επίπεδο yz.



Σχήμα 2.3. Κατόψεις κτιρίου ($z=6$ αριστερά και $z=12, 18$ δεξιά)

2.3 Στατικό σύστημα – δομικά στοιχεία

Οι συνδέσεις κυριών δοκών–υποστηλωμάτων, δευτερευουσών δοκών–υποστηλωμάτων είναι συνδέσεις άρθρωσης. Οι συνδέσεις κυριών δοκών-διαδοκίδων είναι απλές συνδέσεις χωρίς να μπορούν να παραλάβουν ροπές στα άκρα, αφού έχουμε δικτύωμα σε αυτό το σημείο.

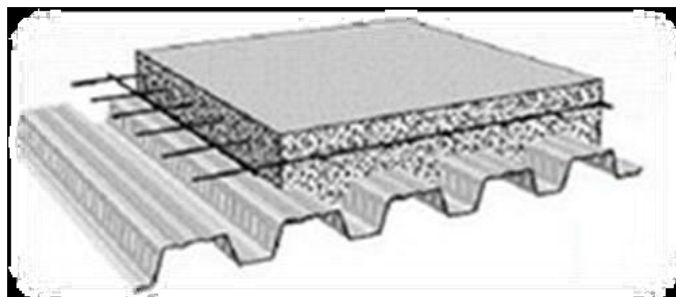
Επίσης, θεωρήσαμε ακόμα ότι και οι βάσεις των υποστηλωμάτων είναι αρθρωμένες στο έδαφος. Οι διατομές που έχουν χρησιμοποιηθεί για τα κύρια γραμμικά στοιχεία του κτιρίου (υποστηλώματα, κύριες και δευτερεύουσες δοκοί, διαδοκίδες) είναι μορφής διπλού ταυ.

Το στατικό σύστημα του υπό μελέτη κτιρίου αποτελείται από τα εξής δομικά στοιχεία:

Σύμμικτη πλάκα:

Οι σύμμικτες πλάκες μεταφέρουν τα κατακόρυφα φορτία (μόνιμα και κινητά) στις δοκούς αλλά και τα οριζόντια (σεισμικά φορτία, εντάσεις από θερμοκρασιακές μεταβολές, κτλ.) μέσω διαφραγματικής λειτουργίας. Στα μεταλλικά κτίρια χρησιμοποιούνται συνήθως οι σύμμικτες πλάκες, οι οποίες κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα το οποίο εκχύνεται σε χαλυβδόφυλλα, τραπεζοειδούς, ως επί το πλείστον, διατομής (τα οποία λειτουργούν και ως μεταλλότυποι – παραλαμβάνουν το ίδιο βάρος του σκυροδέματος και φορτία σχετικά με την διάστρωση κατά την φάση της σκυροδέτησης). Τα χαλυβδόφυλλα μπορούν να στηριχθούν στις δοκούς είτε αμφιέριστα, είτε ως συνεχή, ανάλογα με τις σχεδιαστικές απαιτήσεις.

Στην φάση λειτουργίας, συνεργάζονται με το σκληρυμένο σκυρόδεμα και λειτουργούν μαζί ως σύμμικτες πλάκες. Η συνεργασία σκυροδέματος – χαλυβδόφυλλων επιτυγχάνεται με ενισχυτικές αυλακώσεις και διατμητικούς ήλους. Στο υπό μελέτη κτίριο, η σύμμικτη πλάκα όλων των ορόφων, αποτελείται από χαλυβδόφυλλο, άγδυτο σκυρόδεμα και σιδηροπλισμό.



Εικόνα 2.1 Σύμμικτη πλάκα

Σε περιπτώσεις που θέλουμε να πετύχουμε μείωση του ύψους του κτιρίου ή και του ορόφου τότε οι πλάκες μπορούν να κατασκευαστούν εντός του ύψους των δοκών στις οποίες στηρίζονται (slim flors). Εκτός από απομείωση του ύψους αυτή η λύση προσφέρει και άλλα πλεονεκτήματα όπως αυξημένη αντίσταση των σιδηροδοκών σε πυρκαγιά (λόγω του εγκιβωτισμού αυτών στο σκυρόδεμα) και οικονομία υλικού αφού δεν χρησιμοποιούνται δευτερεύουσες δοκοί για την στήριξη.

Η χρήση σύμμικτων πλακών σε δομικά έργα έχει σημειώσει αύξηση τα τελευταία χρόνια και έχει συμβάλει στην γενικότερη αύξηση της χρήσης του χάλυβα στις

κατασκευές Πολιτικού Μηχανικού. Τα πλεονεκτήματα από την χρήση τους συνοψίζονται στα παρακάτω:

- Απαιτούνται γενικώς μικρότεροι χρόνοι κατασκευής
- Αποφεύγεται η χρήση ξυλοτύπου
- Επιτυγχάνεται η γεφύρωση μεγαλύτερων ανοιγμάτων με αντίστοιχη μείωση των μεταλλικών διαδοκιδώσεων.

Υποστηλώματα

Τα υποστυλώματα είναι συνήθως μορφής I (πλατύπελμες, υψίκορμες), αλλά ανάλογα με το μοντέλο λειτουργίας που θέλουμε (π.χ. πλαισιακή λειτουργία και στις δύο διευθύνσεις, οπού θέλουμε αυξημένη δυσκαμψία περί τον ασθενή άξονα) μπορούμε να επιλέξουμε σταυροειδής διατομές, κοίλες διατομές (σωληνωτές, τετραγωνικές ή ορθογωνικές). Σε περιπτώσεις όπου θέλουμε αυξημένη αντοχή σε πυρκαγιά, σε πλαστιμότητα (σεισμός) και γενικά αυξημένη δυσκαμψία, τα υποστυλώματα είτε εγκιβωτίζονται σε σκυρόδεμα (κλειστές διατομές) είτε γεμίζονται (κοίλες). Τα υποστυλώματα υπόκεινται όχι μόνο σε εγκάρσια φορτία (κάμψη), αλλά και σε αξονική θλίψη. Οι βάσεις των υποστυλωμάτων διαμορφώνονται ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη που μεταφέρονται στην θεμελίωση, ενώ η αποκατάσταση της συνέχειας της διατομής τους καθ' ύψος του κτιρίου γίνεται κοχλιωτή, κατά προτίμηση με προεντεταμένους κοχλίες και με ελάσματα κορμού και πελμάτων.

Κύριες δοκοί

Οι κύριες δοκοί αναλαμβάνουν να μεταφέρουν τα φορτία από τις δευτερεύουσες δοκούς ή/και τις πλάκες στα υποστυλώματα. Συνήθως μορφής I, συνδέονται με τα υποστυλώματα τοποθετημένες μεταξύ αυτών αλλά και σε συνέχεια (διακόπτοντας τα υποστυλώματα), σε περιπτώσεις που τα οριζόντια φορτία αναλαμβάνουν εξ ολοκλήρου κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Διακρίνουμε δυο τύπους συνδέσεων: απλές συνδέσεις τέμνουσας, άκαμπτες συνδέσεις ροπής και ημιάκαμπτες συνδέσεις (οι τελευταίες συναντώνται σε συστήματα δίχωσ πλαισιωτή λειτουργία τα οποία παραλαμβάνουν κατακόρυφα μόνο φορτία). Στις απλές συνδέσεις τέμνουσας ο κορμός της δοκού μεταφέρει στο υποστυλώμα ολόκληρη την αντίδραση στήριξης, αυτό επιτυγχάνεται με κοχλιωτή σύνδεση συνήθως μέσω ελασμάτων ή μετωπικών πλακών που συγκολλούνται από υποστυλώμα. Στις άκαμπτες συνδέσεις ροπής (δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στη δοκό) η σύνδεση πραγματοποιείται είτε με μετωπικές πλάκες που κοχλιώνονται στο υποστυλώμα είτε με συγκολλητή πλευρικά τμήματα δοκών στα οποία η συνέχεια αποκαθιστάται με κοχλίες.

Οι κύριες δοκοί ανάλογα με το στατικό σύστημα έχουν διαφορετική στατική λειτουργία. Στην περίπτωση του πλαισίου εξασφαλίζουν μαζί με τα υποστυλώματα την πλευρική ευστάθεια του φορέα όταν αυτός καταπονείται από οριζόντιες δυνάμεις, ενώ στην περίπτωση που συνεργάζονται με δικτυωτούς συνδέσμους συμπεριφέρονται ελαστικά και διαστασιολογούνται με δυνάμεις ικανοτικού σχεδιασμού.

Οι κύριες δοκοί του υπό μελέτη κτιρίου είναι διατομής διπλού ταυ, στηρίζονται στα υποστυλώματα του φορέα και δεν έχουν πάρα πολύ μεγάλα ανοίγματα.

Δευτερεύουσες δοκοί

Οι δευτερεύουσες δοκοί χρησιμοποιούνται στα μεταλλικά κτίρια για την στήριξη των πλακών επί αυτών και την μεταφορά των φορτίων στις κύριες δοκούς. Λόγω των μεγάλων ανοιγμάτων των μεταλλικών κατασκευών, η έδραση των πλακών επί των κυρίων δοκών των πλαισίων θα οδηγούσε σε αυξημένο στατικό ύψος πλακών ώστε να καλυφθούν με ασφάλεια αυτά τα ανοίγματα και άρα σε μεγαλύτερου κόστους λύσεις. Έδραση επί των κυρίων δοκών έχουμε μόνο στην περίπτωση εγκιβωτισμένων πλακών.

Οι δευτερεύουσες δοκοί μπορούν να τοποθετηθούν κατά περίπτωση στο ίδιο επίπεδο με τις κύριες δοκούς, σε χαμηλότερη στάθμη από αυτές ή και πάνω από τις κύριες δοκούς.

Μπορεί να είναι συμπαγούς διατομής (συνήθως μορφής I), δικτυωτές ή κυψελωτές. Στους δυο τελευταίους τύπους διευκολύνεται η διέλευση ηλεκτρο-μηχανολογικών εγκαταστάσεων αλλά έχουμε χαμηλότερο βάρος λόγω απομειωμένης διατομής. Συνήθως τοποθετούνται αμφιέριστα.

Στο υπό μελέτη κτίριο έχουν τοποθετηθεί δευτερεύουσες δοκοί διατομής διπλού ταυ.

Διαδοκίδες

Οι διαδοκίδες γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων και κυρίως μεταφέρουν σε αυτούς τα φορτία επικάλυψης, όπως το ίδιο βάρος της σύμμικτης πλάκας, των επικαλύψεων καθώς και τα υπόλοιπα μόνιμα και ωφέλιμα φορτία. Η διατομή τους διατάσσεται με τέτοιο τρόπο ώστε να ενεργοποιείται ο ισχυρός άξονας των δοκών έναντι της κύριας δράσης των κατακόρυφων φορτίων. Οι διαδοκίδες καταπονούνται συνήθως σε κάμψη λόγω των κατακόρυφων φορτίων που τους μεταβιβάζουν οι επικαλύψεις και η σύμμικτη πλάκα. Οι διαδοκίδες του υπό μελέτη κτιρίου έχουν διατομή διπλού ταυ.

2.4 Εδαφικές συνθήκες

Για την απόκτηση πλήρους εικόνας του κτιρίου που πρόκειται να μελετηθεί, είναι απαραίτητη η γνώση των εδαφικών συνθηκών που επικρατούν στη περιοχή που πρόκειται αυτό να κατασκευαστεί. Άλλωστε στον EC8 τονίζεται ότι πρέπει να διενεργούνται κατάλληλες έρευνες και μελέτες, για τη διερεύνηση των εδαφικών συνθηκών, ανάλογα και με τη σπουδαιότητα της κατασκευής και τις τοπικές συνθήκες.

Ο κανονισμός λαμβάνει υπόψη την επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών, κατατάσσοντας τα εδάφη στους τύπους A, B, C, D, E, S1 και S2, που περιγράφονται μέσω εδαφικών προφίλ και παραμέτρων. Μπορεί επίσης να λαμβάνεται υπόψη και η επιρροή της βαθιάς γεωλογίας, επιπρόσθετα.

Για τη μελέτη του συγκεκριμένου κτιρίου οι τοπικές εδαφικές συνθήκες αντιστοιχούν στον εδαφικό τύπο B. Για το τύπο αυτό, το Εθνικό Προσάρτημα αναφέρει ότι δεν διαπιστώνεται επίδραση της γεωλογίας των βαθύτερων στρωμάτων και ότι η εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους μπορεί να γίνει με βάση την υπάρχουσα εμπειρία από παρακείμενες κατασκευές, θεμελιωμένες σε όμοιους εδαφικούς σχηματισμούς. Οι κατασκευές αυτές πρέπει να μην έχουν εμφανίσει αξιόλογες υποχωρήσεις και να έχουν επιδείξει καλή συμπεριφορά σε προγενέστερες σημαντικές σεισμικές δράσεις. Τέλος σημειώνεται ότι για κάθε εδαφικό τύπο προκύπτουν οι τιμές του συντελεστή εδάφους S και των χαρακτηριστικών περιόδων T1 και T2 που καθορίζουν το φάσμα σχεδιασμού της ανάλυσης.

3 Φορτίσεις κατασκευής-Συνδυασμοί δράσεων

3.1 Ποιότητα υλικών κατασκευής

Ο σκελετός του κτιρίου αποτελείται ουσιαστικά από μεταλλικά δομικά στοιχεία. Επιλέχθηκε, ως κύριο δομικό υλικό του φέροντος οργανισμού της ανωδομής του κτιρίου (δοκοί-υποστυλώματα), χάλυβας ποιότητας S355 ($f_y=355\text{kN/mm}^2$), σκυρόδεμα C25/30 για τη σύμμικτη πλάκα, καθώς και χάλυβας οπλισμού S500s. Ακολουθεί αναλυτική περιγραφή των υλικών.

Δομικός χάλυβας S355

Ο δομικός χάλυβας είναι το βασικό υλικό από το οποίο συντίθεται ο φέρων οργανισμός των χαλύβδινων τεχνικών έργων, όπως το υπό μελέτη κτίριο. Ο χάλυβας χρησιμοποιείται ουσιαστικά για την απόκτηση εύκαμπτων κατασκευών. Στην περίπτωση που απαιτείται μεγαλύτερη δυσκαμψία, μπορούν να ενσωματωθούν στο χαλύβδινο σκελετό διαγώνιοι σύνδεσμοι. Οι ιδιότητες του δομικού χάλυβα, οι οποίες λήφθηκαν υπόψη στη στατική ανάλυση (σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3), είναι οι εξής:

- Μέτρο Ελαστικότητας: $E=210.000\text{MPa}$ ($2,1*10^8\text{kN/m}^2$)
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή: $\nu=0,3$
- Ειδικό βάρος: $\gamma=78,5\text{kN/m}^3$
- Όριο Διαρροής: $f_y=355.000\text{ kN/m}^2$
- Εφελκυστική Αντοχή: $f_u=510.000\text{ kN/m}^2$
- Μέτρο διάτμησης: $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81000\text{ N/mm}^2$
- Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής: $\alpha = 12 * 10^{-6}$ ανά $^{\circ}\text{C}$ (για $T \leq 100^{\circ}\text{C}$)

Σκυρόδεμα C25/30

Για τη σύμμικτη πλάκα του ημιώροφου-παταριού του κτιρίου έχει χρησιμοποιηθεί σκυρόδεμα κατηγορίας C25/30, του οποίου οι τιμές σχεδιασμού είναι:

- Μέτρο Ελαστικότητας: $E=31.000\text{MPa}$ ($31*10^6\text{ kN/m}^2$)
- Σταθερά Poisson: $\nu=0,2$
- Ειδικό βάρος: $\gamma=25\text{ kN/m}^3$ (οπλισμένο σκυρόδεμα)
- Αντοχή: $f_{ck}=25.000\text{ kN/m}^2$

Σύμμικτη πλάκα

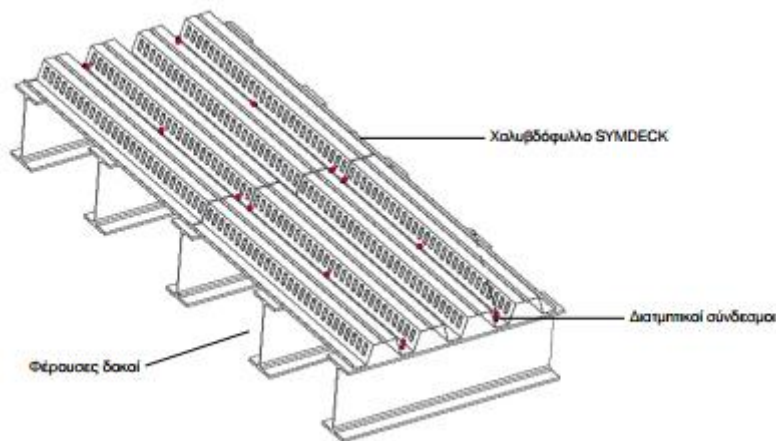
Οι πλάκες των ορόφων επιλέχθηκαν σύμμικτες αποτελούμενες από χαλυβδόφυλλα και έγχυτο σκυρόδεμα. Τα χαλυβδόφυλλα λειτουργούν ως μεταλλότυπος κατά την φάση της σκυροδέτησης, ενώ στην φάση λειτουργίας συνεργάζονται με το έγχυτο σκληρούμενο πλέον σκυρόδεμα και τα δύο υλικά δρουν σαν σύμμικτη πλάκα.

Θα χρησιμοποιηθεί τραπεζοειδές προφίλ επικάλυψης τύπου Symdeck 73 με πάχος 80mm (Πιν 3.1) με $w_r = 50\text{mm}$, $S_r = 187,5\text{mm}$, $h_r = 73\text{mm}$ και $t_c = 57\text{mm}$

Πίνακας 3.1. Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73 ανα μέτρου πλάτους διατομής

Πάχος	t (mm)	0,75	0,80	1,00	1,25
Βάρος	G (kg/m ²)	9,81	10,47	13,08	16,36
Επιφάνεια	A (cm ² /m)	12,76	13,533	16,96	21,31
Ροπή	L_y (cm ⁴ /m)	110,01	117,33	147,22	184,43
Ροπή	W_y (cm ³ /m)	27,57	29,48	36,99	42,23

Σχήμα 3.1. Γεωμετρία του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73



Σχήμα 3.2. Τυπική διάταξη υποδομής σύμμικτης πλάκας

Χάλυβας Οπλισμού

Η πλάκα αποτελείται από οπλισμένο σκυρόδεμα, το οποίο οπλίζουμε με χάλυβα ποιότητας S500s. Οι τιμές σχεδιασμού είναι:

- Χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής: $f_{yk} = 500000$ KN/m²
- Μέτρο ελαστικότητας: $E = 210000$ MPa ($2,1 \cdot 10^8$ KN/m²)
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή: $\nu = 0,3$
- Ειδικό βάρος: $\gamma = 78,5$ KN/m³

Τέλος, θα χρησιμοποιηθεί χάλυβας κλάσης 8.8 για τους κοχλίες των συνδέσεων των στοιχείων του φορέα.

3.2 Φορτίσεις Κατασκευής

Ο σχεδιασμός του φορέα πρέπει να γίνεται με τέτοιο τρόπο, ώστε με ικανοποιητικό βαθμό αξιοπιστίας σε συνδυασμό με την απαιτούμενη οικονομική δαπάνη, να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις και επιδράσεις από το περιβάλλον, οι οποίες είναι πιθανόν να εμφανιστούν κατά την εκτέλεση και την διάρκεια ζωής του και να παραμένει

κατάλληλος καθ' όλη την διάρκεια της χρήσης για την οποία προορίζεται. Ανάλογα με την χρήση, την μορφή και την θέση του έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με τις οποίες ο μελετητής θα προβεί στην ανάλυση του φορέα, για να προσδιορισθούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη.

Οι δράσεις σχεδιασμού ενός κτιρίου καλύπτονται επαρκώς από το πεδίο εφαρμογής του Ευρωκώδικα 1. Δίνεται περιγραφή για διάφορες “καταστάσεις σχεδιασμού” που χρησιμεύουν προκειμένου να ελεγχθεί μια κατασκευή έναντι κατάστασεων αστοχίας και λειτουργικότητας, περιγράφοντας όλους τους συνδυασμούς δράσεων στις οποίες μπορεί να υποβληθεί, τόσο κατά την διάρκεια ανέγερσης, όσο και κατά την διάρκεια ζωής της. Στους υπολογισμούς, αυτές οι δράσεις θεωρούνται εξωτερικά δρώντα φορτία ή μετακινήσεις.

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

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας, που αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες μέσω απώλειας στατικής ισορροπίας της κατασκευής ή αστοχίας λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων ή αστοχίας λόγω κόπωσης, που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές.
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας, πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής και σχετίζονται με μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης ή ταλαντώσεις ενοχλητικές για τους χρήστες ή υπερβολικές ρηγματώσεις.

Τα φορτία που δρουν σε μια κατασκευή διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες:

- Μόνιμα Φορτία (G): Ίδια βάρη της κατασκευής, Λοιπά μόνιμα (ψευδοροφή, μηχανολογικά, φύλλα επικάλυψης, μόνωση κ.τ.λ.)
- Κινητά Φορτία (Q): Κινητά φορτία ορόφων, Δράσεις ανέμου, Φορτία χιονιού, Θερμοκρασιακές μεταβολές
- Τυχηματικά φορτία, π.χ. σε πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση ή τοπική αστοχία
- Σεισμικά φορτία που αντιστοιχούν σε συνθήκες σεισμικής καταπόνησης στην κατασκευή.

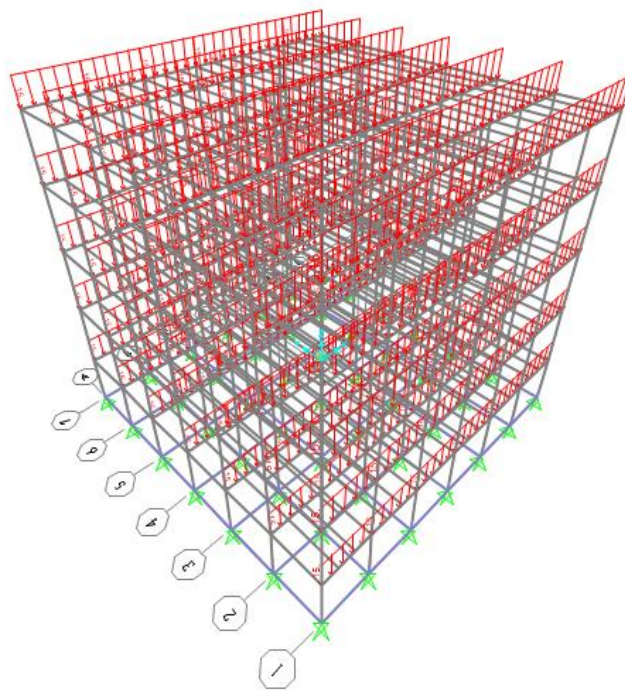
3.2.1 Μόνιμα φορτία

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη την διάρκεια ζωής του έργου. Ίδια βάρη της κατασκευής:

- Οπλισμένο σκυροδέμα: $g_c=25\text{kN/m}^3$
- Δομικός χάλυβας: $g_a=78,5\text{kN/m}^3$

Όλα τα ίδια βάρη υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα.

Λοιπά μόνιμα (επικάλυψεις, ψευδοροφή, ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός, μόνωση, κ.τ.λ.) με τιμή 3kN/m^2 .

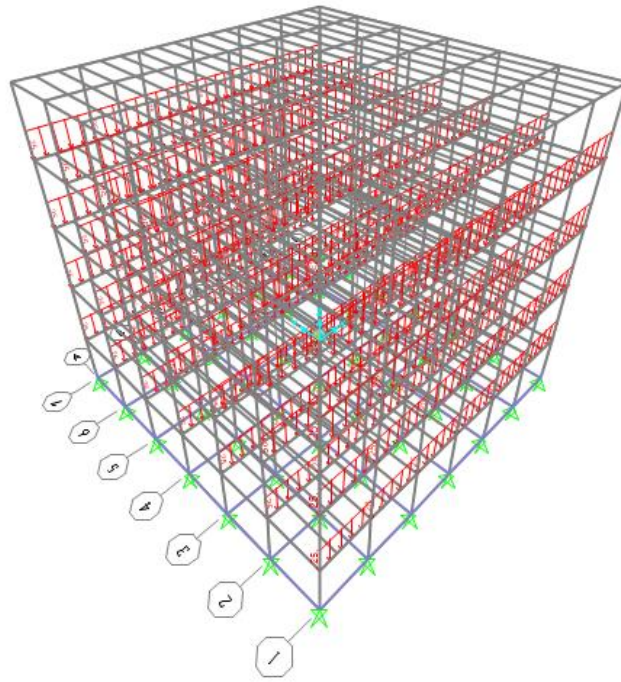


Σχήμα 3.3. Νεκρά φορτία κατασκευής στις κύριες δοκούς

3.2.2 Κινητά φορτία

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού κλπ. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβής η τιμή και η θέση τους γι' αυτό προσδιορίζονται στατιστικά και οι τιμές τους δίνονται από τους Ευρωκώδικες.

Στην μελέτη μας λήφθηκαν κινητά φορτία $5,00\text{kN/m}^2$ για όλους τους ορόφους, εκτός της οροφής, όπου θεωρήθηκε ότι τα κινητά φορτία είναι μηδενικά.



Σχήμα 3.4. Κινητά φορτία κατασκευής σε όλους τους ορόφους εκτός της οροφής

3.2.3 Φορτία χιονιού

Το φορτίο χιονιού κατατάσσεται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις. Προκαλείται από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες και είναι ιδιαίτερα σημαντικό για περιοχές όπου επικρατεί κρύος καιρός και είναι συνήθεις μεγάλες χιονοπτώσεις.

Τα φορτία χιονιού υπολογίζονται σύμφωνα με το Μέρος 1.3 του Ευρωκώδικα 1, που παρέχει οδηγίες για τα φορτία λόγω χιονόπτωσης, η οποία έλαβε χώρα υπό συνθήκες νηνεμίας ή με ταυτόχρονη συνύπαρξη ανέμων. Τα φορτία αυτά αναφέρονται σε κτίρια, ή σε έργα πολιτικού μηχανικού γενικά, για υψόμετρο κάτω των 1500m. Έχουν προκύψει με την παραδοχή φυσικής απόθεσης και δε λαμβάνουν υπόψη πιθανή τεχνητή αφαίρεση ή αναδιανομή χιονιού επί της στέγης από ανθρώπινη επέμβαση.

Το φορτίο χιονιού σε μια στέγη προσδιορίζεται από τις σχέσεις:

Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$S = \mu_i * C_e * C_t * S_k, \quad (3.1)$$

Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$S = \mu_i * C_e * C_t * S_{Ad} \quad (3.2)$$

Όπου:

- ❖ μ_i ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού, ο οποίος για μονοκλινή στέγη με κλίση ισούται με 0,8
- ❖ C_e ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1
- ❖ C_t ο θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης. Μπορεί να επιτρέπονται μικρότερες

τιμές, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επιρροή της απώλειας θερμότητας μέσω της στέγης

- ❖ S_{Ad} είναι η τιμή σχεδιασμού του φορτίου χιονιού επί του εδάφους (συντελεστής για εξαιρετικά φορτία χιονιού=2)
- ❖ S_k η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψόμετρου (A) και για μια συγκεκριμένη τοποθεσία και δίνεται από την σχέση $S_k = S_{ko} * (1 + (A/917)/2)$

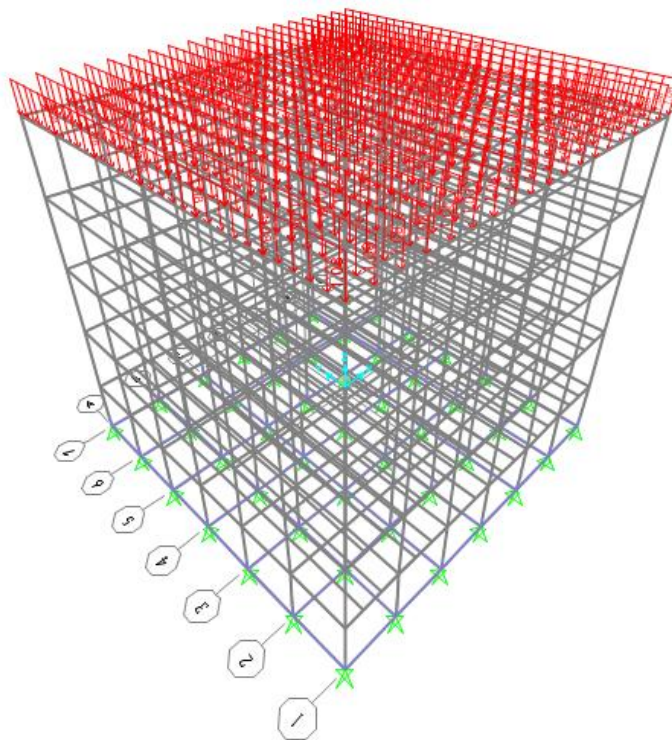
Όπου:

- A είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από την στάθμη της θάλασσας, το οποίο εδώ είναι 100m
- s_{ko} το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού στη στάθμη της θάλασσας και το οποίο παίρνει τιμές 0.4, 0.8 και 1.7KPa για τις τρεις ζώνες Α,Β και Γ (0.8 στη περίπτωση μας για ζώνη Β)

Επομένως $S_k = 0,8 * [1 + (100/917) / 2] = 0,81 \text{ kN/m}^2$

Μπορούμε επομένως να υπολογίσουμε το φορτίο χιονιού, σύμφωνα με τη σχέση 3.1 το οποίο θα είναι: $S = \mu_i * C_e * C_t * S_k = 0,8 * 1,0 * 1,0 * 0,81 = 0,65 \text{ kN/m}^2$

Το φορτίο χιονιού κατανέμεται στις δευτερεύουσες δοκούς και τις διαδοκίδες της οροφής, για πλάτος επιρροής ίσο με $w=1,66\text{m}$.



Σχήμα 3.5. Φορτία χιονιού στις δευτερεύουσες δοκούς και τις διαδοκίδες της οροφής

3.2.4 Δράσεις ανέμου

Οι δράσεις του ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα, παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και σε πολλές περιπτώσεις αποτελούν τη βασική φόρτιση, ανεξάρτητα από τον τύπο

τους. Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορούν να προκαλέσουν ταλαντώσεις, η δυναμική επίδραση των οποίων σε δύσκαμπτες κατασκευές είναι μικρή και επομένως τα φορτία ανέμου μπορούν να θεωρούνται ως στατικά. Σε εύκαμπτες κατασκευές ωστόσο, οι δυναμικές επιρροές μπορεί να είναι σημαντικές και για τον λόγο αυτό πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυναμική τους συμπεριφορά.

Ο υπολογισμός των δράσεων ανέμου γίνεται με βάση το Μέρος 1.4 του Ευρωκώδικα 1, το οποίο παρέχει κανόνες και μεθόδους υπολογισμού των φορτίων ανέμου επί των κτιριακών κατασκευών και των επιμέρους στοιχείων και προσαρτημάτων τους, για ύψη μέχρι 200m που είναι η εν λόγω κατασκευή. Η μεθοδολογία που αναπτύσσεται στο μέρος 1.4 του Ευρωκώδικα 1 αφορά σε επιφάνειες οι οποίες είναι επαρκώς δύσκαμπτες ώστε να αμελούνται οι δυναμικές ταλαντώσεις που προκαλούνται από τον άνεμο.

Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον υπολογισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου η οποία επηρεάζεται από ένα πλήθος παραγόντων όπως:

- Η γεωγραφική θέση της κατασκευής
- Η φυσική θέση της
- Η τοπογραφία
- Οι διαστάσεις του κτιρίου (συνήθως από το ύψος)
- Η μέση ταχύτητα του ανέμου
- Το σχήμα της κατασκευής
- Η κλίση της στέγης
- Η διεύθυνση του ανέμου.

Η δράση του ανέμου σε μια κατασκευή προσδιορίζεται από την πίεση αιχμής και από τους κατάλληλους αεροδυναμικούς συντελεστές. Η πίεση αιχμής q_p , προσδιορίζεται από:

- την θεμελιώδη βασική ταχύτητα ανέμου $v_{b,0}$ η οποία δίνεται στο εθνικό προσάρτημα
- την διεύθυνση του θεωρούμενου ανέμου, συντελεστής διεύθυνσης c_{dir}
- την εποχή του έτους, εποχικός συντελεστής, c_{season}
- την τοπογραφία της ευρύτερης περιοχής, συντελεστής αναγλύφου, $c_o(z)$
- την τραχύτητα του περιβάλλοντος εδάφους, συντελεστής τραχύτητας, $c_r(z)$
- το ύψος z , του σημείου από το έδαφος
- την πυκνότητα του αέρα και την ένταση των στροβιλισμών.

Ανάλογα με τον τύπο της κατασκευής οι αεροδυναμικοί συντελεστές διακρίνονται σε συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} οι οποίοι ανάλογα με την προσβαλλόμενη επιφάνεια διακρίνονται περαιτέρω σε:

- καθολικούς συντελεστές εξωτερικής πίεσης, $c_{pe,10}$
- τοπικούς συντελεστές εξωτερικής πίεσης, $c_{pe,1}$
- συντελεστές εσωτερικής πίεσης, c_{pi}
- συντελεστές τελικής πίεσης, $c_{p,net}$
- συντελεστές τριβής, c_{fr}
- συντελεστές δυνάμεως, c_f .

3.2.4.1 Θεμελιώδης βασική ταχύτητα ανέμου V_{b0}

Στο Εθνικό προσάρτημα έχουν υιοθετηθεί οι εξής τιμές για τη V_{b0}

- για τα νησιά και παράλια μέχρι 10km από την ακτή $V_{b0}=33\text{m/s}$
- για την υπόλοιπη χώρα $V_{b0}=27\text{m/s}$.

Στην περίπτωση μας, $V_{b0}=27\text{m/s}$.

3.2.4.2 Κατηγορία Εδάφους

Στην περίπτωση μας έχουμε κατηγορία εδάφους III (περιοχή με κανονική κάλυψη απο βλάστηση ή απο κτίρια ή απο μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων).

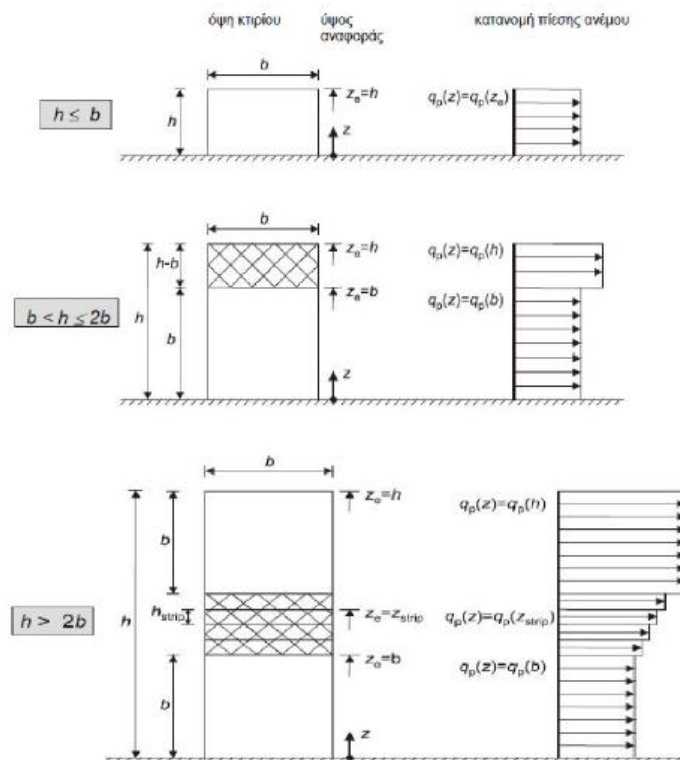
Οπότε απο τον πίνακα 3.1 παίρνουμε $z_0=0.3m$ και $z_{min}=5m$

Πίνακας 3.2. Τιμές z_0 και z_{min} ανα κατηγορία εδάφους

Κατηγορία εδάφους	$Z_0(m)$	$Z_{min}(m)$
0	0,003	1
I	0,01	1
II	0,05	2
III	0,3	5
IV	1,0	10

3.2.4.3 Ύψος αναφοράς z_e

Ο προσδιορισμός του ύψους αναφοράς για τους προσήνεμους τοίχους ανάλογα με τη σχέση ύψους h και πλάτους b του κτιρίου γίνεται στα παρακάτω σχήματα:



Σχήμα 3.6. Ύψος αναφοράς που εξαρτάται απο τα h και b , και αντίστοιχη κατανομή πιέσεων

Στην περίπτωση μας, $h=24m$, $b=30m$, $d=30m$

Οπότε για $h \leq b$ παίρνουμε $z_e=24m$

3.2.4.4 Συντελεστής τραχύτητας

Ο συντελεστής τραχύτητας $Cr(z)$ λαμβάνει υπόψη την μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στην θέση της κατασκευής λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και λόγω της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στην θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου. Για ύψος z υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$Cr(z) = kr * \ln(z/z_0), \text{ για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200m \quad (3.3)$$

$$Cr(z) = Cr(z_{\min}) = kr * \ln(z_{\min}/z_0), \text{ για } z \leq z_{\min} \quad (3.4)$$

Όπου:

- ❖ $K_r = 0,19 * (z_0/z_{0,11})^{0,07}$
- ❖ Z_0 είναι το μήκος τραχύτητας σε m σύμφωνα με την κατηγορία εδάφους
- ❖ $Z_{0,11} = 0,05m$ κατηγορία εδάφους II – περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων
- ❖ Z_{\min} είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζει ο κανονισμός
- ❖ Z_{\max} λαμβάνεται ίσο με 200m.

Στην περίπτωση μας και στις 2 διευθύνσεις του ανέμου έχω το ίδιο ύψος αναφοράς ($b=d$).

$$K_r = 0,19 * (0,3/0,05)^{0,07} = 0,215 \text{ και}$$

$$Cr(z) = 0,215 * \ln(24/0,3) = 0,942.$$

3.2.4.5 Συντελεστής τοπικής διαμόρφωσης $C_o(z)$

Μέσω του συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης (ή ανάγλυφου) εκτιμάται η αύξηση της μέσης ταχύτητας ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις ή γκρεμούς ανάλογα με την προσήνεμη κλίση κατά της διεύθυνση του ανέμου. Ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης προσδίδεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$C_o = 1, \quad \text{για } \phi < 0,05 \quad (3.5)$$

$$C_o = 1 + 2 * s * \phi \quad \text{για } 0,05 < \phi < 0,3 \quad (3.6)$$

$$C_o = 1 + 0,6 * s \quad \text{για } \phi > 0,3 \quad (3.7)$$

Όπου:

- ❖ s είναι ο συντελεστής τοπογραφικής θέσης, συναρτήσει των στοιχείων σύμφωνα με την προσήνεμη πλαγιά (οριζόντια, κατακόρυφη απόσταση κ.τ.λ.)
- ❖ $\Phi = H/L_u$ είναι η κλίση προς την προσήνεμη πλαγιά.

Στην περίπτωση μας, θεωρούμε $\Phi = 0$ άρα $C_o(z) = 1$.

3.2.4.6 Πίεση ταχύτητας αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z , η οποία περιλαμβάνει μέσες και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, προσδιορίζεται από την σχέση:

$$q_p = (1 + 7 * I_v(z)) * 0,5 * \rho * v_m^2(z) = c_e(z) * q_b \quad (3.8)$$

Όπου:

- ❖ ρ είναι η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, την θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά την διάρκεια ανεμοθύελλας ($\rho=1,25 \text{ kg/m}^3$)
- ❖ $V_m(z) = C_r(z) * c_o(z) * v_b$ η μέση ταχύτητα ανέμου
- ❖ $I_v(z)$ είναι η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z που υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$I_v(z) = k_i / c_0(z) * \ln(z / z_0) \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (3.9)$$

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

Όπου:

- K_i είναι ο συντελεστής στροβιλισμού ($=1$)
- $C_e(z)$ είναι ο συντελεστής έκθεσης και δίνεται από τη σχέση $C_e(z) = q_p(z) / q_b$
- q_b είναι η βασική πίεση και δίνεται από τη σχέση $q_b = 0,5 * \rho * v_b^2$

Όπου:

- v_b είναι η βασική ταχύτητα ανέμου και δίνεται από τη σχέση $v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0}$

Όπου:

- c_{dir} είναι ο συντελεστής διευθύνσεως ($=1$)
- c_{season} είναι ο συντελεστής εποχής ($=1$)
- $v_{b,0}$ Θεμελιώδης Βασική ταχύτητα ανέμου ($=27\text{m/s}$).

Στην περίπτωση μας:

$$V_m = 0,942 * 1 * 27 = 25,43 \text{ m/s}$$

$$I_v = 1 / (1 * \ln(24 / 0,3)) = 0,228$$

$$q_b = 0,5 * 0,00125 * 27^2 = 0,455 \text{ KN/m}^2$$

$$q_p = (1 + 7 * 0,228) * 0,5 * 0,00125 * 25,43^2 = 0,97 \text{ KN/m}^2 .$$

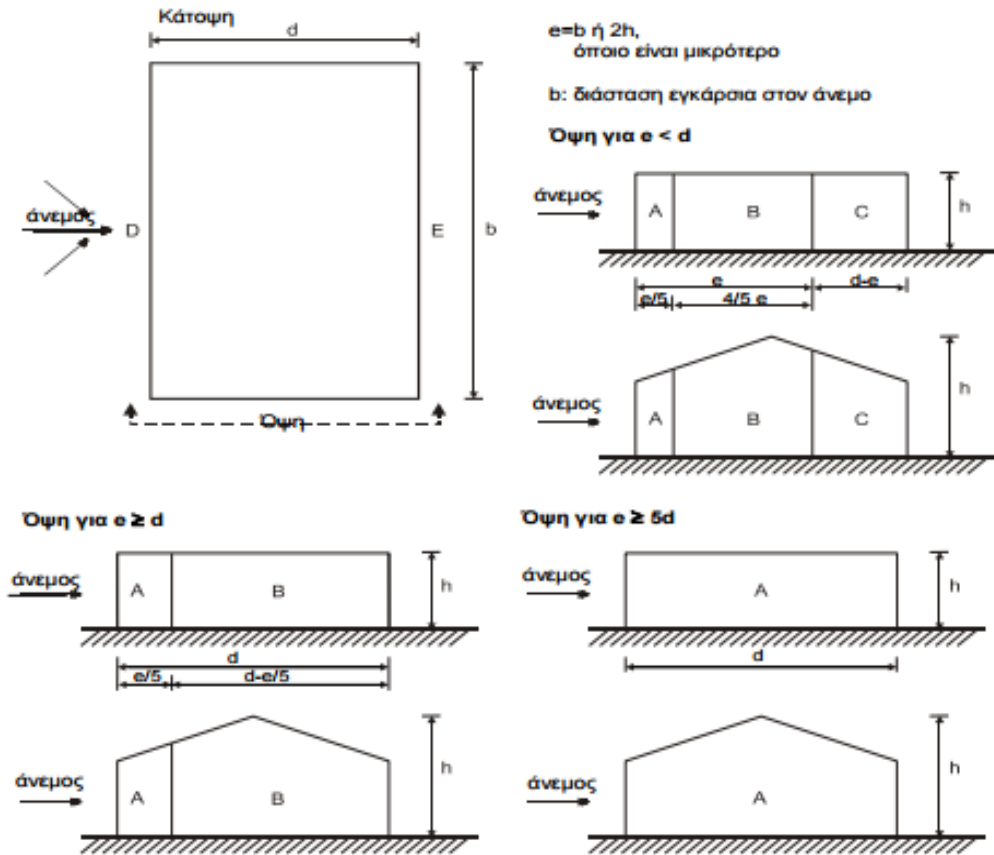
3.2.4.7 Αεροδυναμικοί συντελεστές πίεσης και δύναμης

Οι συντελεστές αυτοί (εξωτερικής πίεσης c_{pi} , εσωτερικής πίεσης c_{pe} , και συντελεστής δύναμης c_f) εισάγονται προκειμένου να υπολογιστούν οι τελικές πιέσεις επί των επιφανειών των κατασκευών, ή και οι τελικές δυνάμεις ανέμου σε όλη την κατασκευή, ή σε ένα τμήμα της. Οι συντελεστές πίεσης δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εξωτερικές επιφάνειες των κτιρίων, ενώ οι συντελεστές εσωτερικής πίεσης δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εσωτερικές επιφάνειες των κτιρίων.

Επιπλέον οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης διακρίνονται σε καθολικούς και τοπικούς συντελεστές. Εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φωτιζόμενης επιφάνειας A , η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνηση του. Οι τοπικοί συντελεστές $c_{pe,1}$ αφορούν τους συντελεστές πίεσης για φωτιζόμενες επιφάνειες μικρότερες ή ίσες από 1m^2 π.χ. για τον σχεδιασμό μικρών στοιχείων και στερεώσεων. Οι καθολικοί συντελεστές $c_{pe,10}$ αφορούν τους συντελεστές πίεσης για φωτιζόμενες επιφάνειες μεγαλύτερες από 10m^2 .

Στην περίπτωση μας και για τις δυο διευθύνσεις ανέμου ($\theta=0^\circ$ και $\theta=90^\circ$) $A=720\text{m}^2 > 10\text{m}^2$ οπότε $c_{pe}=c_{pe,10}$.

Οι προτεινόμενες τιμές για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης, δίνονται στον πίνακα 3.3, για κατακόρυφους τοίχους, για διευθύνσεις ανέμου και ανάλογα με τον λόγο h/d . Για ενδιάμεσες τιμές των πινάκων χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή.



Σχήμα 3.7. Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

Πίνακας 3.3. Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων

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

Στην περίπτωση μας:

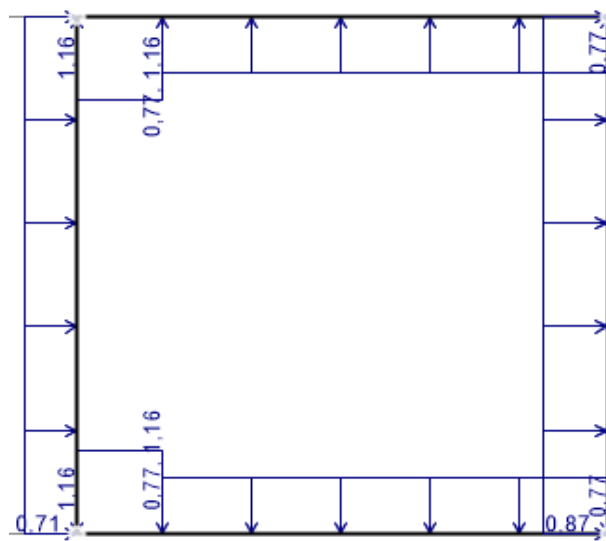
$$e = \min(b, 2h) = \min(30, 2 \times 24) = 30 \text{ m.}$$

οπότε για $e = 30 \text{ m} \geq d = 30 \text{ m}$ και για $h/d = 24/30 = 0,8$ παίρνουμε τα αποτελέσματα του πίνακα 3.4.

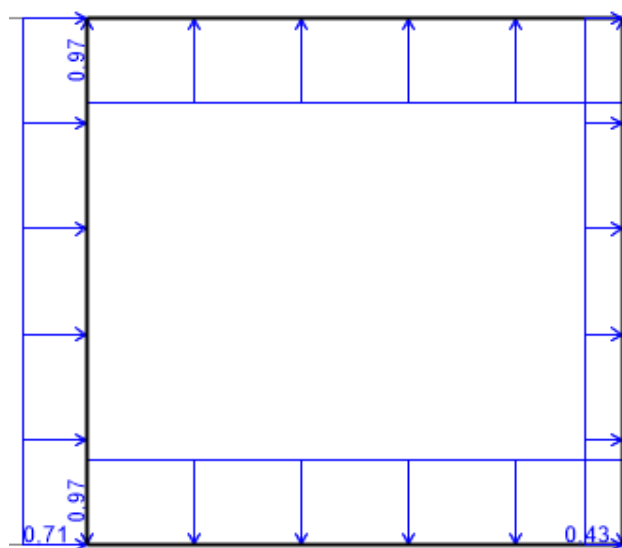
Πίνακας 3.4. Συντελεστές εξωτερικής πίεσης και τελικές πιέσεις στο υπο μελέτη κτίριο

Ζώνη	A	B	D	E
c_{pe}	-1,2	-0,8	0,733	-0,434
$w=q_p(z) c_{pe}$	-1,164	-0,770	0,711	-0,434

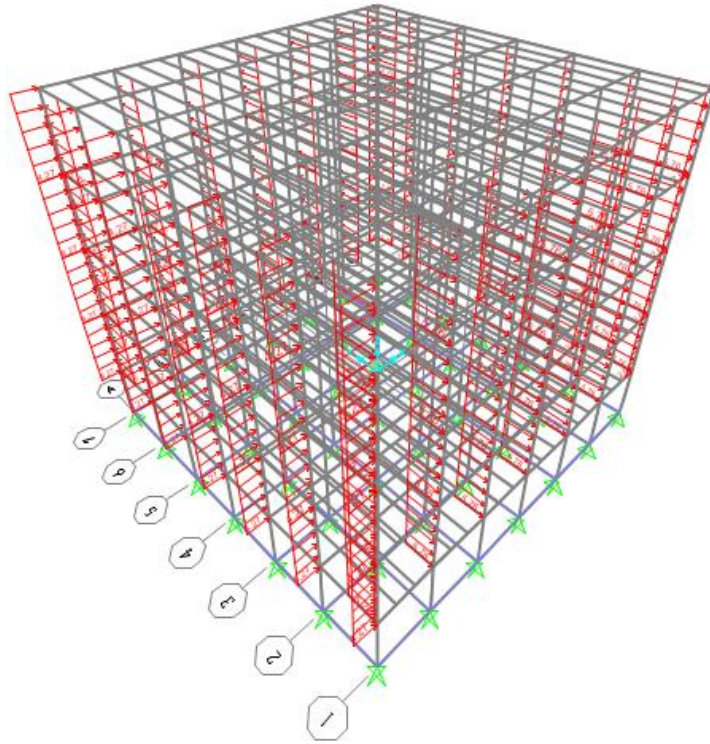
Οι εσωτερικές πιέσεις δεν λαμβάνονται υπ'οψηφιν λόγω των περιορισμένων ανοιγμάτων του κτιρίου. Προς χάρην απλοποίησης έγινε κανονικοποίηση των τελικών πιέσεων ανέμου για ευκολότερη εισαγωγή τους στο πρόγραμμα SAP2000.



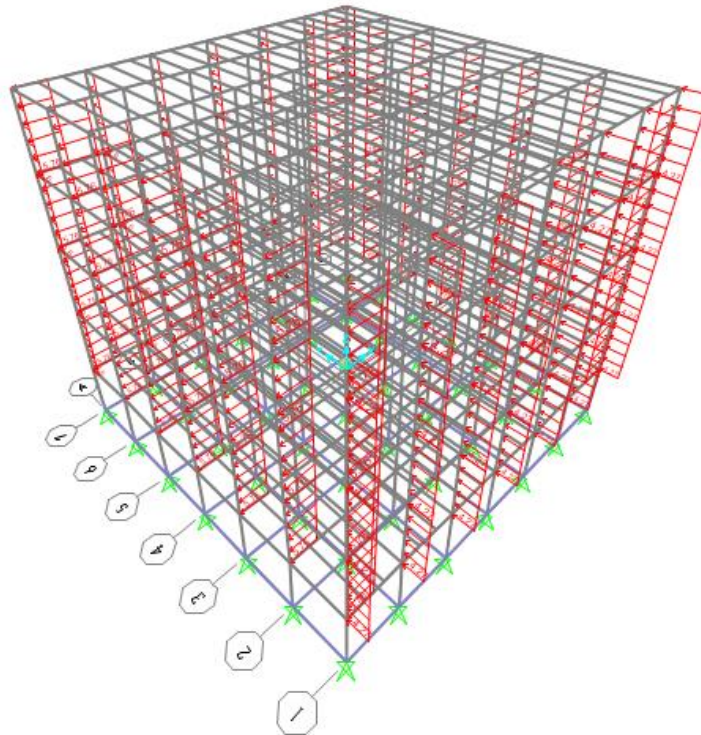
Σχήμα 3.8. Κατανομές τελικών πιέσεων ανέμου κτιρίου όπως υπολογίστηκαν



Σχήμα 3.9. Κατανομές τελικών πιέσεων ανέμου κτιρίου όπως εισάχθησαν στο SAP2000



Σχήμα 3.10. Φορτία ανέμου στα περιμετρικά υποστηλώματα για διεύθυνση ανέμου +xx



Σχήμα 3.11. Φορτία ανέμου στα περιμετρικά υποστηλώματα για διεύθυνση ανέμου +yy

3.2.5 Σεισμικές δράσεις

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

Η χώρα μας βρίσκεται σε μία εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται επίσης στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου. Πρόκειται λοιπόν για αδρανειακές δυνάμεις που προέρχονται από την αντίσταση της μάζας της κατασκευής στην μεταδιδόμενη σε αυτήν κίνηση από το έδαφος. Κατά συνέπεια οι σεισμικές δράσεις εξαρτώνται από την φύση της σεισμικής κίνησης του εδάφους (καθοριζόμενη από την επιτάχυνση, την ταχύτητα, τη χρονική διάρκεια και τη διεύθυνση) και την συμπεριφορά της κατασκευής (καθοριζόμενη από την ακαμψία, την κατανομή μάζας, την απόσβεση, τις ιδιότητες του υλικού κλπ.).

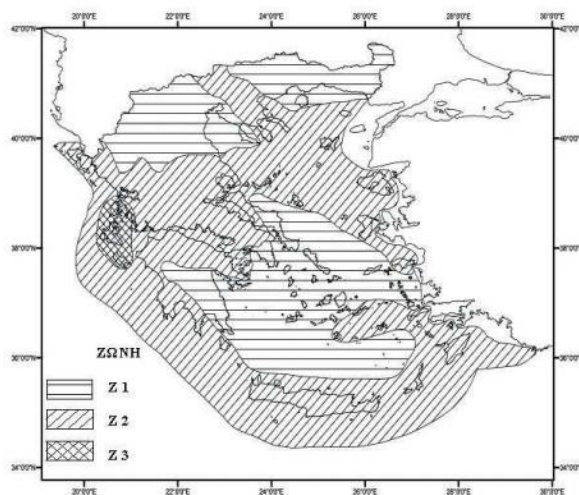
Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, τα σεισμικά αποτελέσματα και τα αποτελέσματα των άλλων δράσεων που περιλαμβάνονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού μπορούν να υπολογιστούν με βάση γραμμική-ελαστική συμπεριφορά του φορέα. Μπορεί λοιπόν να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής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

- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης.

Η μελέτη του κτιρίου έναντι σεισμού έγινε μέσω της Ιδιομορφικής Ανάλυσης Φάσματος Απόκρισης, η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιόμορφη ταλάντωσης. Αυτή η μέθοδος χρησιμοποιήθηκε κατά την επίλυση με το πρόγραμμα.

3.2.5.1 Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, τη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση A και καθορίζεται ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα χωρίζεται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I, II, III) τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας, όπως φαίνεται στο σχήμα 3.7. Το κτίριο μας θα θεωρήσουμε ότι βρίσκεται στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II.



Σχήμα 3.7. Χάρτης σεισμικής επικυνδυνότητας Ελλάδας και αντίστοιχες ζώνες

3.2.5.2 Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης A που έχει ληφθεί από τον χάρτη ζωνών στο Εθνικό Προσάρτημα, και σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια, (η περίοδος επαναφοράς είναι 475 χρόνια), με βάση την σχέση $A=a*g$. Στον πίνακα 3.5 φαίνονται οι σεισμικές επιταχύνσεις του εδάφους για κάθε ζώνη σεισμικής επικυνδυνότητας. Για ζώνη σεισμικής επικυνδυνότητας II, η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους είναι $A=0,24g$.

Πίνακας 3.5. Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους ανα ζώνη σεισμικής επικυκινδυνότητας

Ζώνη	$a_g R/g$
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36

3.2.5.3 Κατηγορία εδάφους

Από άποψη σεισμικής επικυκινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε 7 κατηγορίες A, B, Γ, Δ, E, S1 και S2. Το κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας B σύμφωνα με τον πίνακα 3.6 του Ευρωκώδικα 8, ο οποίος καθορίζει την κατηγορία εδάφους από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται σε αυτόν.

Πίνακας 3.6. Κατηγορίες εδάφους

Κατηγορία εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$V_{b,30}$ (m/s)	N_{SPT} κρούσεις/30cm)	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	>800	-	-
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος	360-800	>50	>250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων, ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180-360	15-50	70-250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών(με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά	<180	<15	<70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s			

S ₁	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10m μαλακών αργίλων/ιλυών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας (PI>40) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.		<100 (ενδεικτικό)	10-20
S ₂	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A-E ή S ₁			

3.2.5.4 Συντελεστής σπουδαιότητας

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I . Η κατασκευή που μελετάται ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας III και ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι $\gamma_I=1,20$.

Πίνακας 3.7. Κατηγορίες και συντελεστές σπουδαιότητας κτιρίων

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια	Συντελεστής σπουδαιότητας
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια,	0,80
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες	1,00
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις	1,20
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής	1,40

3.2.5.5 Συντελεστής συμπεριφοράς

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

Στην περίπτωση μας επιλέγουμε υψηλή πλάστιμη συμπεριφορά του κτιρίου και επομένως ο συντελεστής συμπεριφοράς λαμβάνεται $q=4$.

3.2.5.6 Φάσμα σχεδιασμού

Σύμφωνα με την παράγραφο 4.3.3.5.2 του Ευρωκώδικα 8, σε περιπτώσεις έργων όπου η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους λαμβάνεται μικρότερη ή ίση με $0,25g$, τότε μπορεί να αμελείται η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού. Επομένως, στο έργο μας μπορούμε να αμελήσουμε τις κατακόρυφες συνιστώσες και να λάβουμε υπόψη μόνο τις οριζόντιες σεισμικές δράσεις.

Για την κατασκευή του φάσματος σχεδιασμού, για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης έγιναν οι ακόλουθες παραδοχές:

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II με επιτάχυνση $a_g=0,24g$
- Κατηγορία εδάφους B
- Κατηγορία σπουδαιότητας III με $\gamma_I=1,2$
- Συντελεστής συμπεριφοράς $q=4$
- Απόσβεση 5%.

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

$$S_d(T) = a_g * S * \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} * \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right], \quad \text{για} \quad 0 \leq T \leq T_B \quad (3.11)$$

$$S_d(T) = a_g * S * \frac{2.5}{q}, \quad \text{για} \quad T_B \leq T \leq T_C \quad (3.12)$$

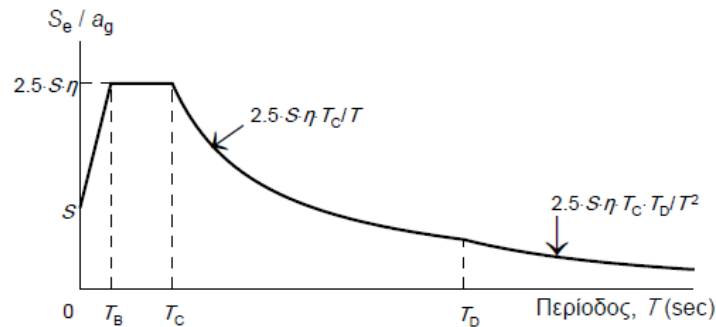
$$S_d(T) = a_g * S * \frac{2.5}{q} * \frac{T_C}{T} \geq \beta * a_g, \quad \text{για} \quad T_C \leq T \leq T_D \quad (3.13)$$

$$S_d(T) = a_g * S * \frac{2.5}{q} * \frac{T_C * T_D}{T^2} \geq \beta * a_g, \quad \text{για} \quad T_D \leq T \leq 4 \text{sec} \quad (3.14)$$

Όπου:

- ❖ $S_d(T)$ είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού
- ❖ T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μιας ελεύθερης κίνησης
- ❖ a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A
- ❖ T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- ❖ T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- ❖ T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος
- ❖ S είναι ο συντελεστής εδάφους

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



Σχήμα 3.8. Φασματική επιτάχυνση

Σύμφωνα με τον πίνακα 3.8 για έδαφος κατηγορίας B, έχουμε :
 $S=1,2$, $T_B=0,15s$, $T_C=0,5s$ και $T_D=2,0s$.

Πίνακας 3.8. Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης τύπου 1

Εδαφικός τύπος	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,40	0,15	0,5	2,0

3.3 Συνδυασμοί δράσεων

3.3.1 Συνδυασμοί δράσεων

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, χρησιμοποιούνται οι συνδυασμοί δράσεων, όπως ορίζει το Μέρος 1 του Ευρωκώδικα 1. Οι δράσεις που δεν μπορούν να συμβούν ταυτόχρονα, λόγω φυσικών αιτιών, δεν πρέπει να θεωρούνται στον ίδιο συνδυασμό.

Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας

- Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} Q_{k,i} \psi_{0,i} \quad j \geq 1 \quad i > 1$$
- Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum G_{k,j} + A_d + (\psi_{1,1} \eta' \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad j > 1 \quad i > 1$$
- Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum G_{k,j} + A_{Ed} + \sum \psi_{2,1} Q_{k,i} \quad i \geq 1$$

Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

- Χαρακτηριστικός (σπάνιος) συνδυασμός

$$\sum G_{k,j} "+" P "+" Q_{k,1} "+" \sum \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad j \geq 1 \quad i > 1$$

• Συχνός συνδυασμός

$$\sum G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad j \geq 1 \quad i > 1$$

• Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

$$\sum G_{k,j} "+" P "+" \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad j \geq 1 \quad i > 1$$

Πρέπει να γίνει σαφές, ότι η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει αλγεβρικό ή γεωμετρικό άθροισμα, αλλά απλώς επαλληλία δράσεων (δηλαδή ταυτόχρονη συνύπαρξη των διαφόρων δράσεων).

Τα σύμβολα στους παραπάνω συνδυασμούς είναι τα εξής:

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

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας χρησιμοποιούνται, προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις κλπ.) Οι τιμές των συντελεστών αυτών για την περίπτωση ελέγχου αστοχίας ενός κτιρίου ή ενός μέλους του είναι:

α). Καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

- Για μόνιμες δράσεις: $\gamma_{G,sup}=1,35$ (δυσμενής επιρροή)
 $\gamma_{G,inf}=1,00$ (ευμενής επιρροή)
- Για μεταβλητές δράσεις: $\gamma_{Q,sup}=1,50$ (δυσμενής επιρροή)
 $\gamma_{Q,inf}=0,00$ (ευμενής επιρροή).

β). Καταστάσεις τυχηματικές, γενικώς $\gamma_A=1,00$.

Ως δυσμενής επιρροή των μόνιμων δράσεων χαρακτηρίζεται η περίπτωση κατά την οποία τα αποτελέσματα των μόνιμων δράσεων προσαυξάνουν τα αντίστοιχα αποτελέσματα των μεταβλητών δράσεων. Οι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων ψ_i , χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών των διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων. Στον πίνακα 3.9 δίνονται οι τιμές των συντελεστών ψ_i , σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 0.

Πίνακας 3.9. Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ για κτίρια

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια,κατηγορία(βλέπε EN 1991-1-1)			

Κατηγορία Α:κατοικίες,συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β:χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C:χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D:χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία Ε:χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F:χώροι κυκλοφορίας οχημάτων με βάρος <30KN	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G:χώροι κυκλοφορίας οχημάτων με 30KN<βάρος οχημάτων < 160KN	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Η: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φινλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του ΟΕΝ για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο H>1000m	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του ΟΕΝ για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο H<1000m	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,60	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαγιάς) σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
Σημείωση:Οι τιμές ψ μπορούν να καθορισθούν απο το Εθνικό Προσάρτημα			
* για χώρες οι οποίες δεν αναφέρονται παρακάτω, βλέπε συναφείς τοπικές συνθήκες			

3.3.2 Συνδυασμοί δράσεων στην παρούσα εργασία

Ακολουθούν οι συνδυασμοί φορτίσεων σε ΟΚΑ όπως έχουν ορισθεί στο πρόγραμμα:

DEAD: άθροισμα μόνιμων φορτίων

LIVE: άθροισμα κινητών φορτίων

WINDxx: άνεμος κατά τη διεύθυνση +xx

WINDyy: άνεμος κατά τη διεύθυνση +yy

SNOW: φορτίο χιονιού

QUAKExx: σεισμός κατά τη διεύθυνση +xx

QUAKEyy: σεισμός κατά τη διεύθυνση +yy

Στον πίνακα 3.10 φαίνονται όλοι οι συνδυασμοί φορτίσεων της επι μελέτη κατασκευής στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Προφανώς ορισμένοι μόνο από αυτούς τους συνδυασμούς είναι δυσμενέστεροι, όσον αφορά τα εντατικά μεγέθη που προκαλούν στο φορέα και συνεπώς είναι κρίσιμοι για τη διαστασιολόγηση. Συγκεκριμένα, οι δυσμενέστεροι συνδυασμοί φορτίσεων οι βασικοί συνδυασμοί 9, 15, 16.

Πίνακας 3.10. Συνδυασμοί φορτίσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Συνδυασμός	DEAD	LIVE	WINDxx	WINDyy	SNOW	E _{xx}	E _{yy}
ΑΣΤΟΧΙΑ 1	1,35						
ΑΣΤΟΧΙΑ 2	1,35	1,50					
ΑΣΤΟΧΙΑ 3	1,35	1,50	0,90				
ΑΣΤΟΧΙΑ 4	1,35	1,50	-0,90				
ΑΣΤΟΧΙΑ 5	1,35	1,50		0,90			
ΑΣΤΟΧΙΑ 6	1,35	1,50		-0,90			
ΑΣΤΟΧΙΑ 7	1,35	1,05	1,50				
ΑΣΤΟΧΙΑ 8	1,35	1,05	-1,50				
ΑΣΤΟΧΙΑ 9	1,35	1,05		1,50			
ΑΣΤΟΧΙΑ 10	1,35	1,05		-1,50			
ΑΣΤΟΧΙΑ 11	1,00		1,50				
ΑΣΤΟΧΙΑ 12	1,00		-1,50				
ΑΣΤΟΧΙΑ 13	1,00			1,50			
ΑΣΤΟΧΙΑ 14	1,00			-1,50			
ΑΣΤΟΧΙΑ 15	1,35	1,50	0,90		0,75		
ΑΣΤΟΧΙΑ 16	1,35	1,50		0,90	0,75		
ΑΣΤΟΧΙΑ 17	1,35	1,05	1,50		0,75		
ΑΣΤΟΧΙΑ 18	1,35	1,05		1,50	0,75		
ΑΣΤΟΧΙΑ 19	1,35	1,05	0,90		1,50		
ΑΣΤΟΧΙΑ 20	1,35	1,05		0,90	1,50		
ΑΣΤΟΧΙΑ 21	1,00	0,30				1,00	0,30
ΑΣΤΟΧΙΑ 22	1,00	0,30				0,30	1,00

Στον πίνακα 3.11 φαίνονται όλοι οι συνδυασμοί φορτίσεων της επι μελέτη κατασκευής στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Δυσμενέστερος είναι ο συνδυασμός 4, καθώς και ο συνδυασμός 1.

Πίνακας 3.11. Συνδυασμοί φορτίσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Συνδυασμός	DEAD	LIVE	WIND _{xx}	WIND _{yy}	SNOW
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ1	1,00	1,00	0,60		0,50
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ2	1,00	1,00		0,60	0,50
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ3	1,00	0,70	1,00		0,50
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ4	1,00	0,70		1,00	0,50
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ5	1,00	0,70	0,60		1,00
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ	1,00	0,70		0,60	1,00

4 Ανάλυση και διαστασιολόγηση

4.1 Εισαγωγή

Σκοπός του σχεδιασμού των κατασκευών είναι ο προσδιορισμός των εντατικών μεγεθών και των παραμορφώσεων των μελών του φορέα και ο έλεγχος ότι η ένταση και οι παραμορφώσεις βρίσκονται εντός αποδεκτών ορίων. Μετά τον προσδιορισμό των δράσεων, οι οποίες αναμένεται να ενεργήσουν επι της κατασκευής κατά τη προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της, αλλά και στις φάσεις ανέγερσης, ακολουθεί ο έλεγχος εναντι όλων των δυνατών συνδυασμών δράσεων. Απο αυτούς τους συνδυασμούς, τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη χρησιμοποιούνται για τον έλεγχο επάρκειας του φορέα. Σε κάθε μελος και σε κάθε διατομή του φορέα ελέγχεται οτι ικανοποιείται η παρακάτω σχέση:

$$S_d \leq R_d,$$

Όπου:

- S_d είναι οι τιμές σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων
- R_d είναι οι αντίστοιχες τιμές σχεδιασμού των αντιστάσεων

Οι εσωτερικές δυνάμεις και ροπές σε μια στατικά ορισμένη κατασκευή πρέπει να υπολογίζονται χρησιμοποιώντας τις εξισώσεις στατικής ισορροπίας. Μπορούν γενικά να προσδιορίζονται χρησιμοποιώντας:

- *Ελαστική καθολική ανάλυση*
Ελαστική καθολική ανάλυση είναι αυτή που βασίζεται στην υπόθεση ότι η σχέση τάσεων-ανηγμένων παραμορφώσεων του υλικού είναι γραμμική, όποια και να είναι η στάθμη της τάσης. Αυτή η υπόθεση μπορεί να διατηρείται τόσο για την πρώτη τάξης, όσο και για τη δεύτερης τάξης ελαστική ανάλυση, ακόμα και όπου η αντοχή της διατομής βασίζεται στη πλαστική της αντοχή.
- *Πλαστική καθολική ανάλυση*
Πλαστική ελαστική ανάλυση είναι αυτή που βασίζεται στην υπόθεση ότι ο φορέας βρίσκεται στην κατάσταση τελικής αστοχίας και υπολογίζεται το φορτίο αστοχίας με προσεγγιστικούς τρόπους.

Η στατική ανάλυση και διαστασιολόγηση του κτιρίου πραγματοποιήθηκε με χρήση του προγράμματος SAP2000 v.18. Το πρόγραμμα SAP2000 αποτελεί ένα υπερσύγχρονο και πολυχρηστικό λογισμικό στην τεχνολογία της τρισδιάστατης ανάλυσης – διαστασιολόγησης δομικών στοιχείων. Διαθέτει ένα εύκολο στη χρήση γραφικό περιβάλλον, προσφέροντας συγχρόνως τις πιο εξελιγμένες υπολογιστικές τεχνικές με μεγάλες δυνατότητες δημιουργίας προσομοιωμάτων.

Μέσω του προγράμματος SAP2000, βρέθηκαν τα εντατικά μεγέθη που καταπονούν τα στοιχεία της κατασκευής, για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων. Ο έλεγχος επάρκειας των διατομών γίνεται αυτοματοποιημένα από το πρόγραμμα, με βάση τον Ευρωκώδικα 3. Οι διατομές των στοιχείων του φορέα επιλέχθηκαν με επαναληπτικές διαδικασίες ανάλυσης και διαστασιολόγησης, έτσι ώστε να επαρκούν έναντι των δεδομένων ελέγχων, και επίσης να είναι οικονομική η ανέγερση της κατασκευής.

4.2 Απαιτούμενοι έλεγχοι σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3

4.2.1 Κατηγορίες διατομών

Ανάλογα με το είδος του εξεταζόμενου μέλους από δομικό χάλυβα είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός των αντίστοιχων ελέγχων. Σε γενικές γραμμές ισχύει:

- Οι δοκοί και οι διαδοκίδες ελέγχονται σε τέμνουσα, κάμψη και θλίψη
- Τα υποστυλώματα ελέγχονται σε τέμνουσα, διαξονική κάμψη και θλίψη
- Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι ελέγχονται έναντι λυγισμού και μονοαξονικού εφελκυσμού.

Ο έλεγχος των διατομών ξεκινάει με την κατάταξη τους σε κατηγορίες, ανάλογα με το βαθμό στον οποίο η αντοχή και η ικανότητα στροφής των διατομών περιορίζεται από την αντοχή τους σε τοπικό λυγισμό. Η κατάταξη μιας διατομής εξαρτάται από τη σχέση πλάτους προς πάχος των τμημάτων της που υπόκεινται σε θλίψη, δηλαδή από την τοπική τους λυγηρότητα. Τα θλιβόμενα τμήματα περιλαμβάνουν κάθε τμήμα μιας διατομής που θλίβεται εξ ολοκλήρου, ενώ τα διάφορα θλιβόμενα τμήματα σε μια διατομή μπορεί να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες. Η διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία, δηλαδή τη λιγότερο ευμενή. Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι κατηγορίες διατομών.

Πίνακας 4.1. Κατηγορίες διατομών και μορφή τους

Κατηγορία διατομής	Μορφή	Περιγραφή
1		Μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση στροφική ικανότητα, χωρίς μείωση της αντοχής τους
2		Μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη δυνατότητα στροφής λόγω τοπικού λυγισμού
3		Η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους μπορεί να φτάσει την αντοχή διαρροής, αλλά συμβαίνει τοπικός λυγισμός πριν την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής
4		Συμβαίνει τοπικός λυγισμός πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής

4.2.2 Έλεγχος σε αξονική εφελκυστική δύναμη

Για τα εφελκυσόμενα μέλη, η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$$

Για διατομές με οπές, η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό $N_{t,Rd}$ πρέπει να λαμβάνεται ως η μικρότερη από:

α) την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

β) την οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλιών

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

Όπου:

- ❖ A είναι το εμβαδόν της πλήρους διατομής
- ❖ f_y είναι το όριο διαρροής του χάλυβα
- ❖ f_u είναι η εφελκυστική αντοχή του χάλυβα
- ❖ A_{net} είναι το εμβαδόν της καθαρής διατομής
- ❖ γ_{M0} είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα
- ❖ γ_{M2} είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα σε θραύση.

4.2.3 Έλεγχος σε αξονική θλιπτική δύναμη

Για μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Η αντοχή σχεδιασμού της διατομής για ομοιόμορφη θλίψη $N_{c,Rd}$ πρέπει να καθορίζεται, όπως παρακάτω:

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1,2 ή 3}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

4.2.4 Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη

Η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης M_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

όπου $M_{c,Rd}$ καθορίζεται λαμβάνοντας υπόψη τις οπές κοχλιών.

Η αντοχή σχεδιασμού για κάμψη περί ένα κύριο άξονα μιας διατομής καθορίζεται ως εξής:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{Mo}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1 ή 2}$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{Mo}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 3}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{Mo}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

Όπου $W_{el,min}$ και $W_{eff,min}$ αντιστοιχούν στην ίνα με τη μεγαλύτερη ελαστική τάση.

4.2.5 Έλεγχος σε διαξονική κάμψη

Για διαξονική κάμψη μπορεί να χρησιμοποιείται το παρακάτω προσεγγιστικό κριτήριο:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

στο οποίο α και β είναι σταθερές, που συντηρητικά μπορούν να λαμβάνονται ως μονάδα ή αλλιώς ως εξής:

- I και H διατομές:
 $\alpha = 2$; $\beta = 5n$ αλλά $\beta \geq 1$
- Κοίλες κυκλικές διατομές:
 $\alpha = 2$; $\beta = 2$
- Κοίλες ορθογωνικές διατομές:
 $\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13n^2}$ αλλά $\alpha = \beta \leq 6$

$$\text{Όπου } n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}.$$

4.2.6 Έλεγχος σε διάτμηση

Η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας δύναμης V_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

όπου $V_{c,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα. Για πλαστικό σχεδιασμό $V_{c,Rd}$ είναι η πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$.

Για απουσία στρέψης, η πλαστική διατμητική αντοχή δίνεται από τη σχέση:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

όπου A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης.

Η επιφάνεια διάτμησης A_v μπορεί να λαμβάνεται ως εξής:

$$A_v = 1,04 * h * t_w \quad \text{για πρότυπες ελατές διατομές τύπου I, H και U}$$

$$A_v = 1,00 * d * t_w \quad \text{για συγκολλητές διατομές τύπου I, H και κιβωτοειδής}$$

όπου h και d , είναι το συνολικό ύψος της διατομής και το ύψος του κορμού αντίστοιχα και t_w το πάχος του κορμού.

4.2.7 Έλεγχος σε κάμψη και αξονική δύναμη

1. Για διατομές κατηγορίας 1 και 2, το κριτήριο που θα ικανοποιείται, όταν δεν υπάρχει τέμνουσα δύναμη, είναι :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} + \left[\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right]^2 \leq 1$$

όπου $M_{pl,Rd}$ είναι η πλαστική ροπή σχεδιασμού της πλήρους διατομής

2. Για την περίπτωση συγκολλητών ισόπελμων διατομών τύπου I και H πρέπει να ισχύει :

$$M_{N,Rd} = \frac{M_{pl,Rd}(1-n)}{1-0,5\alpha}$$

Όπου το $\alpha = (A - 2 * b * t_f) / A$, όμως $\alpha \leq 0,5$ και $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$ όταν:

- για $n \leq \alpha$: $M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$
- για $n > \alpha$: $M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-\alpha}{1-\alpha} \right)^2 \right]$

3. Για την περίπτωση που έχουμε διαξονική κάμψη με αξονική μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε το ακόλουθο προσεγγιστικό κριτήριο:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}} \leq 1.$$

4.2.8 Έλεγχος σε κάμψη και διάτμηση

Όταν υπάρχει διάτμηση, η πλαστική καμπτική αντίσταση σχεδιασμού μειώνεται. Ωστόσο, για μικρές τιμές της τέμνουσας δύναμης η μείωση αυτή μπορεί και να αγνοείται. Για το λόγο αυτό ακολουθείται το παρακάτω κριτήριο:

- Αν $V_{Ed} \leq \frac{V_{pl,Rd}}{2}$, δεν απαιτείται μείωση των καμπτικών αντιστάσεων
- Αν $V_{Ed} > \frac{V_{pl,Rd}}{2}$, τότε η καμπτική αντίσταση της διατομής μειώνεται στο $M_{v,Rd}$, τη μειωμένη πλαστική καμπτική αντίσταση υπο την επίδραση της τέμνουσας.

4.2.9 Έλεγχος σε κάμψη, διάτμηση και αξονική δύναμη

Κατά παρόμοια λογική με προηγουμένως διακρίνονται οι εξής περιπτώσεις :

- Αν $V_{Ed} > \frac{V_{pl,Rd}}{2}$, δεν απαιτείται μείωση στο συνδυασμό ροπών και αξονικών δυνάμεων
- Αν $V_{Ed} > \frac{V_{pl,Rd}}{2}$, τότε η αντίσταση σχεδιασμού της διατομής για τους συνδυασμούς ροπής και αξονικής δύναμης θα υπολογίζεται με μειωμένη τάση $(1-\rho)f_y$ επί της επιφάνειας διάτμησης, όπου $\rho = \left[\left(\frac{2V_{Ed}}{V_{Rd}} \right) - 1 \right]^2$.

4.2.10 Έλεγχοι μελών σε λυγισμό

Θλιβόμενα μέλη

Η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό ενός θλιβόμενου μέλους θα λαμβάνεται ίση με:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \beta_A A f_y}{\gamma_{M1}}$$

Όπου:

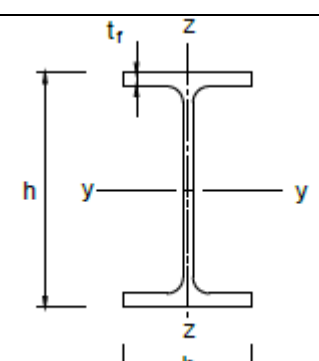
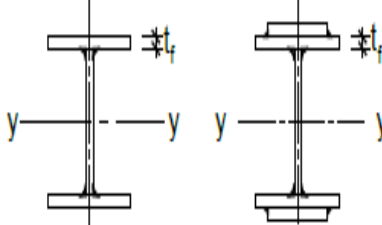
- ❖ β_A είναι συντελεστής ίσος με τη μονάδα για κατηγορία διατομών 1,2,3.
- ❖ χ είναι μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού που δίνεται απο πίνακα στον EC3
- ❖ $\bar{\lambda}$ είναι η αδιάστατη λυγηρότητα που προσδιορίζεται απο τη σχέση:


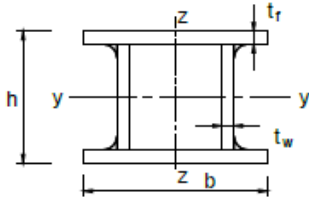
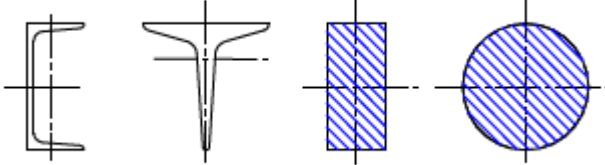
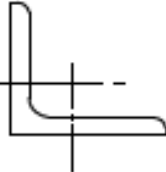
$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta_A A f_y}{N_{cr}}} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}$$

Όπου:

- $\lambda = 1/i$ η λυγηρότητα για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού
- λ_1 είναι ίσο με $\pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 * \varepsilon$
- ε είναι ίσο με $\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ όπου f_y σε KN/mm² και
- N_{cr} είναι το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού.

Πίνακας 4.2. Καμπύλες λυγισμού για δεδομένη διατομή

Διατομή		Όρια		Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη	
					S 235	S 460
					S 275	S 355
					S 420	
Ελαστές διατομές		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y	a	a ₀
				z-z	b	a ₀
		$h/b < 1,2$	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y	b	a
				z-z	c	a
Συγκολλητές διατομές		$t_f \leq 40 \text{ mm}$		y-y	b	b
				z-z	c	c
		$t_f > 40 \text{ mm}$		y-y	c	c
				z-z	d	d

Κοίλες διατομές		Εν θερμώ έλαση	Κάθε	a	a ₀
		Ψυχρή έλαση	Κάθε	c	c
Συγκολλητές κιβοτιοειδείς διατομές		Γενικά (εκτός των κατωτέρω)	Κάθε	b	b
		Μεγάλα πάχη ραφής: $\alpha > 0,5 t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Κάθε	c	c
O, I, και συμπαγείς διατομές			Κάθε	c	c
L διατομές			Κάθε	b	b

Μέλη σταθερής διατομής υπο κάμψη

(1) Η ροπή αντοχής σε πλευρικό λυγισμό μιας δοκού μη εξασφαλισμένης πλευρικά θα λαμβάνεται από τη σχέση :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{pl} f_y}{\gamma_{M1}}$$

όπου:

- ❖ β_w συντελεστής ίσος με τη μονάδα για κατηγορία διατομών 1 και 2
- ❖ χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής για πλευρικό λυγισμό, οι τιμές του οποίου δίνονται από πίνακα για την ανάλογη αδιάστατη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{LT}$, όπου $\bar{\lambda}_{LT}$ και $\chi = \chi_{LT}$ χρησιμοποιώντας την καμπύλη α για τις ελατές και την καμπύλη c για τις συγκολλητές.

Η τιμή του $\bar{\lambda}_{LT}$ μπορεί επίσης να υπολογίζεται σύμφωνα με το παράρτημα F του Ευρωκώδικα σύμφωνα με την ελαστική κρίσιμη ροπή για πλευρικό λυγισμό.

(2) Όταν μια δοκός είναι πλήρως εξασφαλισμένη πλευρικά, δεν χρειάζεται έλεγχο σε πλευρικό λυγισμό.

Λυγισμός μελών υπό το συνδιασμό κάμψης και αξονικής θλίψης

(1) Μέλη με διατομές κατηγορίας 1 και 2, που υπόκεινται σε συνδυασμό κάμψης και αξονικής δύναμης, πρέπει να ικανοποιούν τη σχέση :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} A f_y} + \frac{k_y M_{y,Ed}}{W_{pl,y} f_y} + \frac{k_z M_{z,Ed}}{W_{pl,z} f_y} \leq 1$$

Όπου:

$$\diamond k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Ed}}{\chi_y A f_y} \quad \text{αλλά } k_y \leq 1,5$$

$$\diamond \mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left[\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right] \quad \text{αλλά } \mu_y \leq 0,9$$

$$\diamond k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{Ed}}{\chi_z A f_y} \quad \text{αλλά } k_z \leq 1,5$$

$$\diamond \mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \left[\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right] \quad \text{αλλά } \mu_z \leq 0,9$$

❖ χ_{min} είναι το μικρότερο από τα χ_y και χ_z , που είναι οι μειωτικοί συντελεστές για τους άξονες y-y και z-z αντίστοιχα

❖ β_{My} και β_{Mz} είναι οι συντελεστές ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής για καμπτικό λυγισμό και εξαρτώνται από τη μορφή του διαγράμματος ροπών μεταξύ των σημείων στήριξης.

(2) Μέλη με διατομές κατηγορίας 1 και 2, για τα οποία ο πλευρικός λυγισμός αποτελεί πιθανή μορφή αστοχίας, πρέπει να ικανοποιούν επίσης τη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z A f_y} + \frac{k_{LT} M_{y,Ed}}{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y} + \frac{k_z M_{z,Ed}}{W_{pl,z} f_y} \leq 1$$

Όπου:

$$\diamond k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{Ed}}{\chi_z A f_y} \quad \text{αλλά } k_{LT} \leq 1,0$$

$$\diamond \mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \beta_{M,LT} - 0,15 \quad \text{αλλά } \mu_{LT} \leq 0,9$$

❖ β_{LT} είναι ο συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής για πλευρικό λυγισμό.

Λυγισμός μελών υπό το συνδυασμό κάμψης και αξονικού εφελκυσμού

Μέλη υποκείμενα σε συνδυασμό κάμψης και αξονικού εφελκυσμού θα πρέπει να ελέγχονται για την αντοχή σε πλευρικό λυγισμό, χρησιμοποιώντας την αξονική δύναμη και την καμπτική ροπή ως διανυσματική επιτάχυνση.

Όπου η αξονική δύναμη και η καμπτική ροπή μπορούν να μεταβάλλονται ανεξάρτητα, η τιμή σχεδιασμού της αξονικής δύναμης θα πολλαπλασιάζεται με ένα μειωτικό συντελεστή για διανυσματικές επιδράσεις, ο οποίος είναι $\psi_{vec} = 0,8$.

4.2.11 Έλεγχοι που γίνονται λόγω υψηλών απαιτήσεων πλαστιμότητας.

Δοκοί

- Οι διατομές των δοκών πρέπει να είναι κατηγορίας (EC8 6.5.3(2), Table 6.3).
- Για να εξασφαλιστεί ότι η πλαστική ροπή αντοχής και η ικανότητα στροφής δε μειώνονται από δυνάμεις θλίψης ή διάτμησης, γίνονται οι παρακάτω έλεγχοι (EC8 6.6.2(2)):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0 \quad (\text{EC8 Eq. 6.2})$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0.15 \quad (\text{EC8 Eq. 6.3})$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0.5 \quad (\text{EC8 Eq. 6.4})$$

Όπου

$$\diamond V_{Ed} = V_{Ed,G} = V_{Ed,M} \quad (\text{EC8 Eq. 6.5})$$

❖ N_{Ed} η τιμή σχεδιασμού της αξονικής δύναμης

❖ M_{Ed} η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης

❖ V_{Ed} η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας

❖ $V_{Ed,G}$ η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας για τις μη σεισμικές δυνάμεις

❖ $V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B})/L$ η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας λόγω πλαστικών ροπών αντοχής $M_{pl,Rd,A}$ και $M_{pl,Rd,B}$ με αντίθετα πρόσημα στον κόμβο

❖ $N_{pl,Rd}$, $M_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$ οι τιμές αντοχής των διατομών σε αξονική, κάμψη και τέμνουσα

Υποστηλώματα

- Οι διατομές των υποστηλωμάτων πρέπει να είναι κατηγορίας (EC8 6.5.3(2), Table 6.3).

$$\bullet \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0.5 \quad (\text{EC8 Eq. 6.7})$$

- Τα υποστηλώματα ελέγχονται για το δυσμενέστερο συνδυασμό αξονικών και ροπών κάμψης. Ο υπολογισμός των τιμών σχεδιασμού γίνεται ως εξής:

$$\circ N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E} \quad (\text{EC8 Eq. 6.6})$$

$$\circ M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1.1\gamma_{ov}\Omega M_{Ed,E} \quad (\text{EC8 Eq. 6.6})$$

$$\circ V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1.1\gamma_{ov}\Omega V_{Ed,E} \quad (\text{EC8 Eq. 6.6})$$

Όπου

- ❖ $V_{Ed,G}, N_{Ed,G}, M_{Ed,G}$ οι τιμές σχεδιασμού της τέμνουσας, της αξονικής και της ροπής κάμψης για τις μή σεισμικές δυνάμεις
- ❖ $V_{Ed,E}, N_{Ed,E}, M_{Ed,E}$ οι τιμές σχεδιασμού της τέμνουσας, της αξονικής και της ροπής κάμψης λόγω του σεισμού
- ❖ γ_{ov} συντελεστής ασφαλείας για το υλικό
- ❖ $\Omega = \frac{M_{pl,Rd,i}}{M_{Ed,i}}$ η ελάχιστη τιμή απο όλες τις πλευρικές δοκούς.

4.3 Ανάλυση κτιρίου με το SAP2000

4.3.1 Έλεγχος επιρροών φαινομένως 2ας τάξεως

Για τη σεισμική ανάλυση του κτιρίου ο έλεγχος αυτός είναι σημαντικός, καθώς κατά τη διάρκεια των σεισμικών φαινομένων δημιουργούνται μεγάλες μετακινήσεις και παραμορφώσεις στα κτίρια, ενώ ο σεισμός προκαλεί και τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη των μελών του φέροντος οργανισμού. Ο έλεγχος θα γίνει με βάση το κριτήριο του Ευρωκώδικα 8 (παρ. 4.4.2.2 (2)) για την επιρροή φαινομένων 2ας τάξεως σε κτίρια, που προκαλούνται από τις σεισμικές δράσεις. Συγκεκριμένα:

Αποτελέσματα δευτέρας τάξεως (αποτελέσματα P-D) δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη εάν η ακόλουθη συνθήκη ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους:

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \leq 0,10$$

Όπου:

- ❖ θ είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου
- ❖ P_{tot} είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων
- ❖ d_r είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου και υπολογίζεται σύμφωνα με την σχέση $d_s = q_d d_e$

Όπου:

- d_s είναι η μετακίνηση σημείου του στατικού συστήματος που προκαλείται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού
- q_d είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς μετακίνησης, που λαμβάνεται ίσος με τον q εκτός αν ορίζεται διαφορετικά
- d_e είναι η μετακίνηση του ίδιου σημείου του στατικού συστήματος, όπως προσδιορίζεται από την γραμμική ανάλυση βασισμένη στο φάσμα απόκρισης

- ❖ V_{tot} είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου, και
- ❖ h είναι το ύψος του ορόφου.

Στους παρακάτω πίνακες παρουσιάζονται οι συντελεστές ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου θ για τους δύο σεισμικούς συνδυασμούς (Ex +0,3Ey , Ey +0,3Ex):

Πίνακας 4.3. Συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου για σεισμικό συνδυασμό 1

Όροφος	P_{tot} (KN)	V_{tot} (KN)	d_r (m)	h (m)	θ
1 ^{ος}	41812,5	8212,23	0,036	6	0,03
2 ^{ος}	28866,08	7179,43	0,0612	6	0,041
3 ^{ος}	17837,8	5229,52	0,0771	6	0,0438
4 ^{ος}	7909,55	2588,16	0,0855	6	0,042

Πίνακας 4.4. Συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου για σεισμικό συνδυασμό 2

Όροφος	P_{tot} (KN)	V_{tot} (KN)	d_r (m)	h (m)	θ
1 ^{ος}	40610,86	6166,82	0,051	6	0,056
2 ^{ος}	28209,2	5380,02	0,084	6	0,073
3 ^{ος}	17486,7	4001,94	0,105	6	0,076
4 ^{ος}	7745,06	2112,68	0,1156	6	0,077

Το κριτήριο $\theta < 0,10$ ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους και για τους δύο σεισμικούς συνδυασμούς και συνεπώς οι επιρροές 2ας τάξεως δε λαμβάνονται υπόψη.

4.3.2 Πρόγραμμα SAP2000

Η επίλυση του φορέα πραγματοποιήθηκε με χρήση του προγράμματος SAP2000 version 18, ένα διεθνώς αναγνωρισμένο εξελιγμένο λογισμικό στην τεχνολογία της τρισδιάστατης ανάλυσης – διαστασιολόγησης δομικών στοιχείων. Διαθέτει ένα εύκολο στη χρήση γραφικό περιβάλλον, προσφέροντας συγχρόνως τις πιο εξελιγμένες υπολογιστικές τεχνικές με εξαιρετικές δυνατότητες δημιουργίας προσομοιωμάτων μεγάλης γκάμας δομημάτων, συμπεριλαμβανομένων γεφυρών, φραγμάτων, δεξαμενών και κτιρίων. Ένα χαρακτηριστικό του προγράμματος είναι ότι μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την επίλυση είτε μεταλλικών κατασκευών, είτε κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Παρακάτω γίνεται αναφορά σε κάποια βασικά πλεονεκτήματα που προσφέρει το συγκεκριμένο λογισμικό ανάλυσης:

- Το SAP2000 δίνει τη δυνατότητα ταχύτατης παραγωγής προσομοιωμάτων με τη χρήση προτύπων (templates). Η δημιουργία και η τροποποίηση των προσομοιωμάτων, η εκτέλεση της ανάλυσης, η ανάγνωση των αποτελεσμάτων και η βελτιστοποίηση της διαστασιολόγησης είναι όλα αλληλένδετα στο ίδιο περιβάλλον χρήσης.
- Οι δυνατότητες στατικών φορτίσεων επιτρέπουν την εφαρμογή φορτίων βαρύτητας, πίεσης (ομοιόμορφα κατανεμημένων φορτίων), θερμοκρασιακών φορτίων και φορτίων από προένταση, ενώ επιπλέον μπορούμε να έχουμε επικόμβιες φορτίσεις με προκαθορισμένες δυνάμεις ή μετακινήσεις στους κόμβους. Οι δυναμικές φορτίσεις μπορεί να είναι της μορφής φασματικής απόκρισης πολλαπλής βάσεως ή πολλαπλά χρονικά μεταβαλλόμενων φορτίων και διεγέρσεις βάσης. Το πρόγραμμα υποστηρίζει ανάλυση με ιδιομορφές και ανάλυση Ritz, καθώς και συνδυασμό ιδιομορφών με τις μεθόδους SRSS, CQC ή GMC. Επιπλέον, είναι διαθέσιμα μεταβαλλόμενα φορτία οχημάτων για μεμονωμένα οχήματα, λωρίδες φόρτισης και φορτία συρμών.
- Το πρόγραμμα είναι εφοδιασμένο με όλους τους Διεθνείς κανονισμούς, συμπεριλαμβανομένων των Ευρωκωδίκων και των Αμερικανικών κανονισμών. Έτσι, παρέχει ολοκληρωμένη δυνατότητα διαστασιολόγησης που

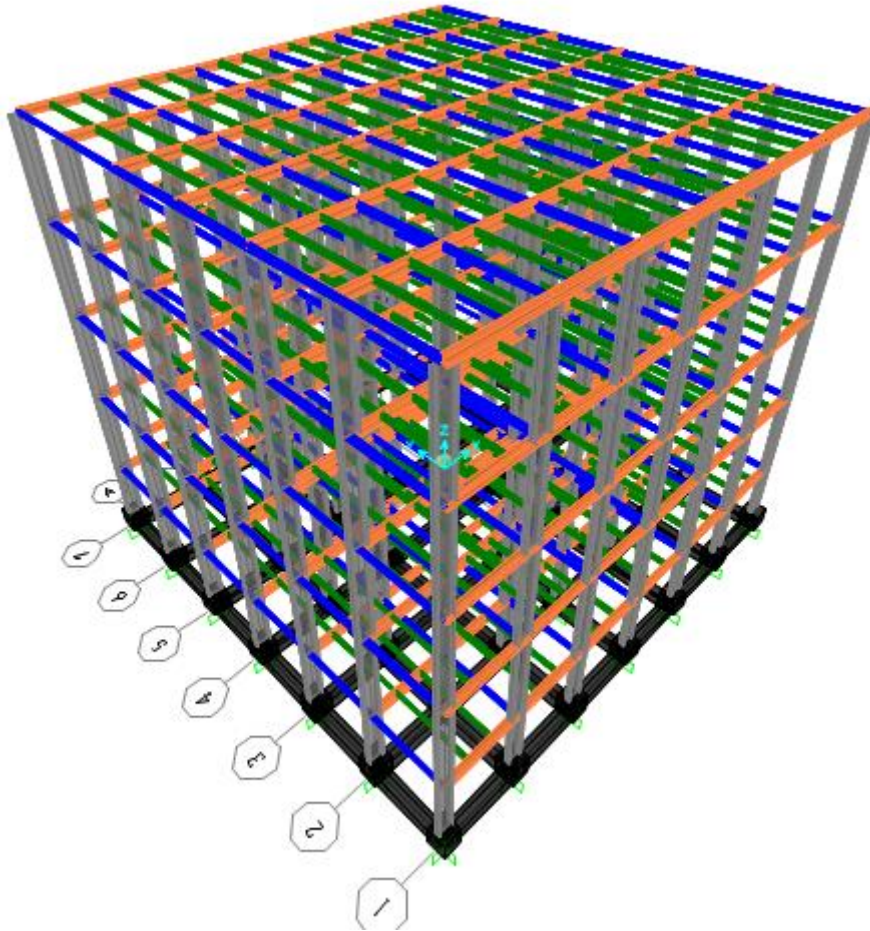
συμπεριλαμβάνει επιλογές διαστασιολόγησης και βελτιστοποίησης χαλύβδινων διατομών με AISC-ASD, LRFD και EC3, διαστασιολόγηση μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα με Αμερικάνικους κανονισμούς και EC2, καθώς και διαστασιολόγηση επιφανειακών στοιχείων.

- Σε περίπτωση μη γραμμικής πλαστικής ανάλυσης, η στατική Pushover ανάλυση εκτελείται με έναν απλό και πρακτικό τρόπο. Μη γραμμικές αρθρώσεις (πλαστικές αρθρώσεις) μπορούν να οριστούν σε οποιαδήποτε θέση των ραβδωτών στοιχείων, ενώ οι ιδιότητές τους μπορούν να οριστούν από τον χρήστη ή να υπολογιστούν αυτόματα από το πρόγραμμα. Οι αναλύσεις μπορεί να ελέγχονται, είτε από τις εξωτερικές δυνάμεις, είτε από τις παραμορφώσεις, και τα αποτελέσματα είναι διαθέσιμα σε γραφική μορφή ή πίνακες. Το ίδιο μοντέλο μπορεί να χρησιμοποιηθεί για Στατική, Δυναμική και μη γραμμική ανάλυση με χρονική ολοκλήρωση (Time History Analysis). Τα αποτελέσματα της μη γραμμικής Pushover ανάλυσης μπορούν να χρησιμοποιηθούν στη συνέχεια από τους επεξεργαστές διαστασιολόγησης του προγράμματος. Τα αποτελέσματα της Pushover ανάλυσης απεικονίζονται και είναι διαθέσιμα βήμα – βήμα τόσο σε γραφική μορφή όσο και σε μορφή κειμένου. Οι φασματικές καμπύλες αντοχών με τις εξαιρετικές ιδιότητες αλληλεπίδρασης που διαθέτουν, επιτρέπουν την μελέτη των επιπτώσεων στην κατασκευή με άμεση αλλαγή των παραμέτρων.

4.3.3 Προσομοίωση φορέα – Διαστασιολόγηση στοιχείων κατασκευής

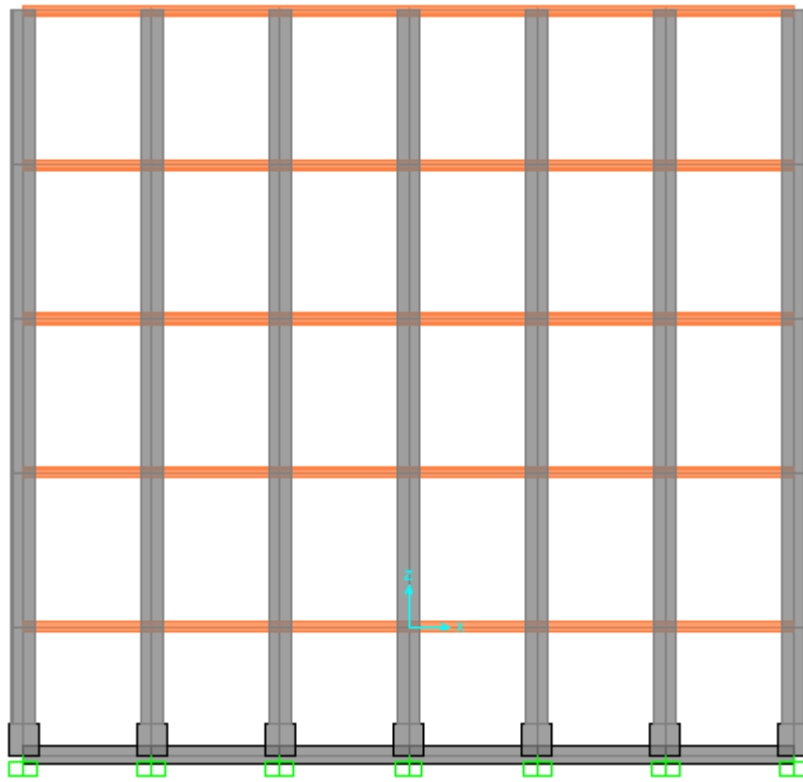
Πραγματοποιήθηκε η εισαγωγή του μοντέλου του υπό μελέτη φορέα στο πρόγραμμα SAP2000, μέσω του γραφικού του περιβάλλοντος και των σχεδιαστικών του εργαλείων. Οι διατομές που συναντώνται στο φορέα είναι οι εξής:

- Υποστηλώματα HE900M (γκρι χρώμα)
- Κύριες δοκοί HE400B (πορτοκαλί χρώμα)
- Δευτερεύουσες δοκοί HE200B (μπλέ χρώμα)
- Διαδοκίδες IPE180 (πράσινο χρώμα)

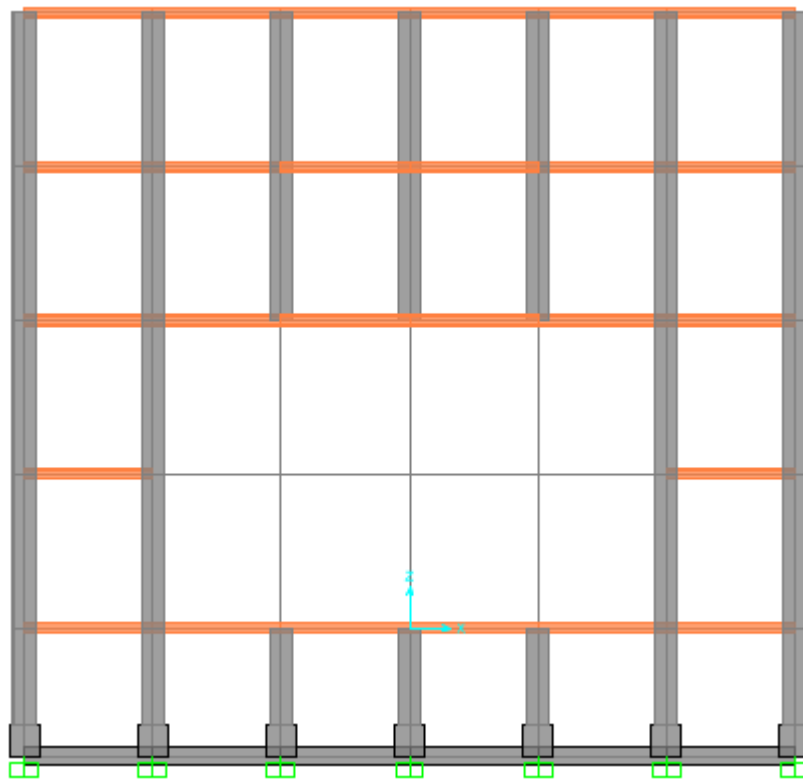


Σχήμα 4.1. Τρισδιάστατη απεικόνιση κτιρίου

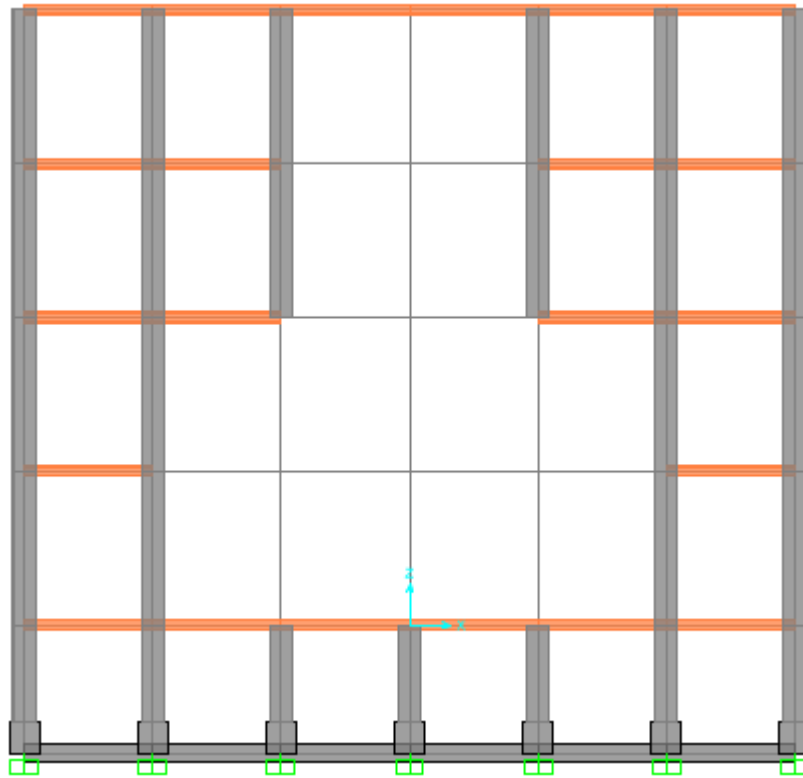
Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζονται τα πλαίσια σε κάθε άξονα και κατόψεις του κτιρίου με διαστασιολογημένες διατομές.



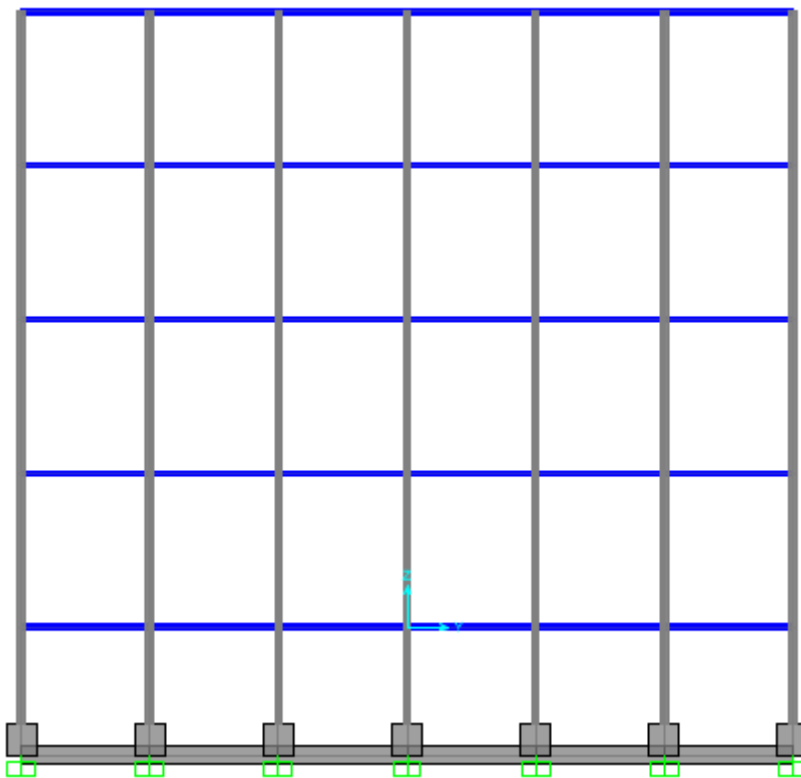
Σχήμα 4.2. Πλαίσιο κτιρίου κατα μήκος του επιπέδου xz ($y = -15, -10, 10, 15$)



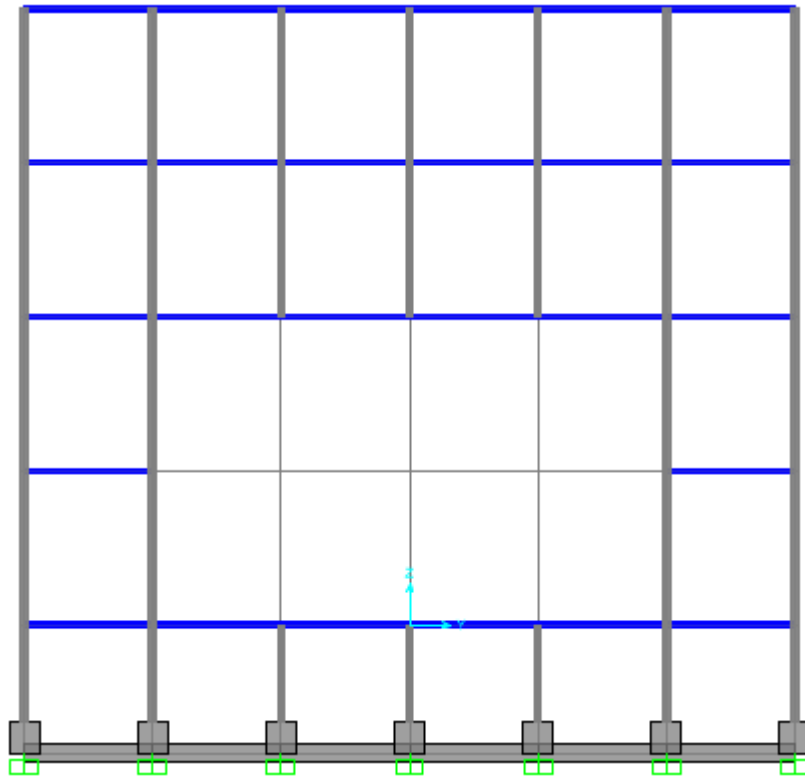
Σχήμα 4.3. Πλαίσιο κτιρίου κατα μήκος του επιπέδου xz ($y = -5, 5$)



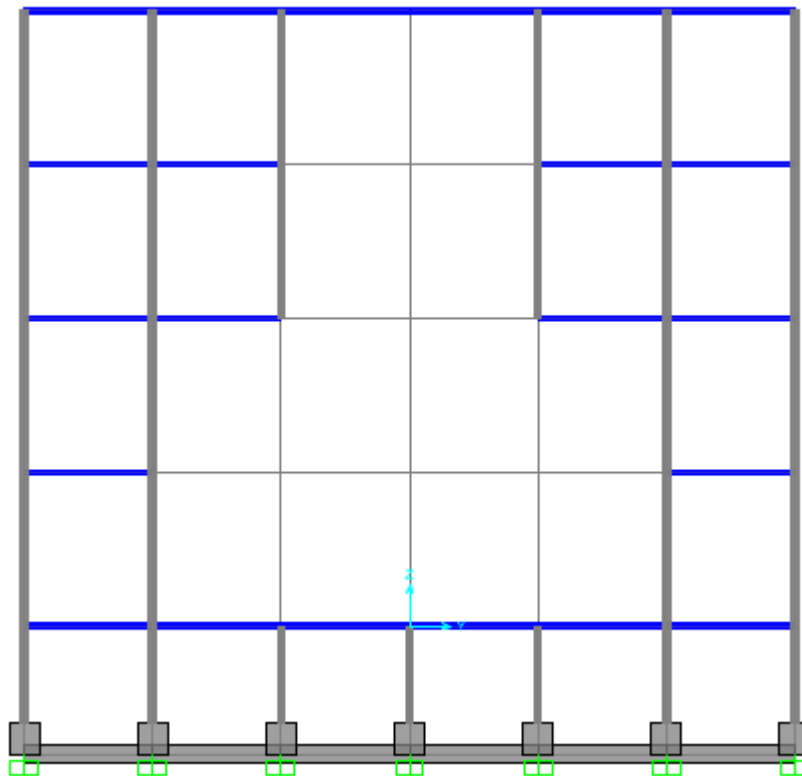
Σχήμα 4.4. Πλαίσιο κτιρίου κατα μήκος του επιπέδου xz ($y = 0$)



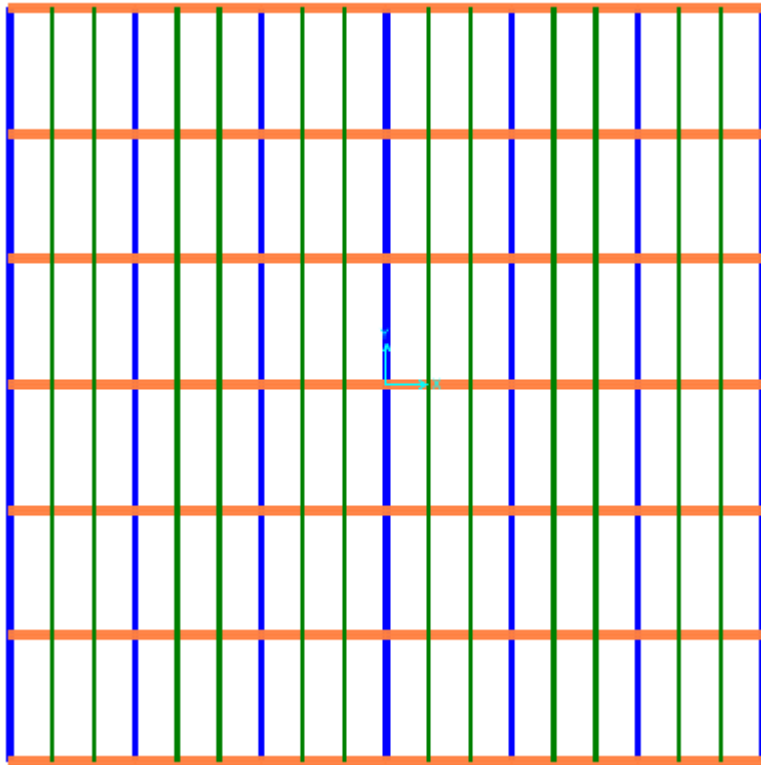
Σχήμα 4.5. Πλαίσιο κτιρίου κατα μήκος του επιπέδου xy ($z = -15, -10, 10, 15$)



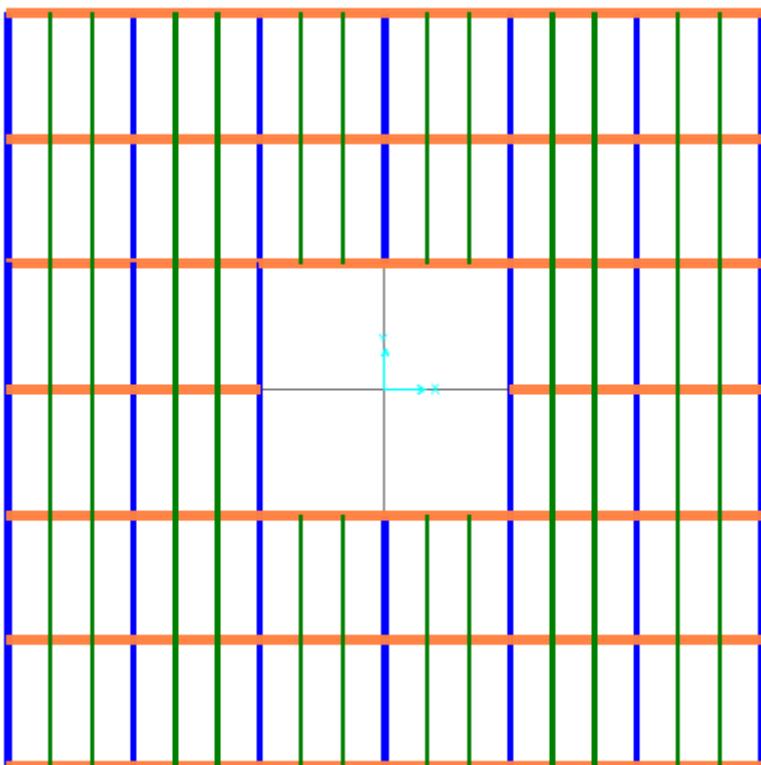
Σχήμα 4.6. Πλαίσιο κτιρίου κατα μήκος του επιπέδου xy ($z = -5, 5$)



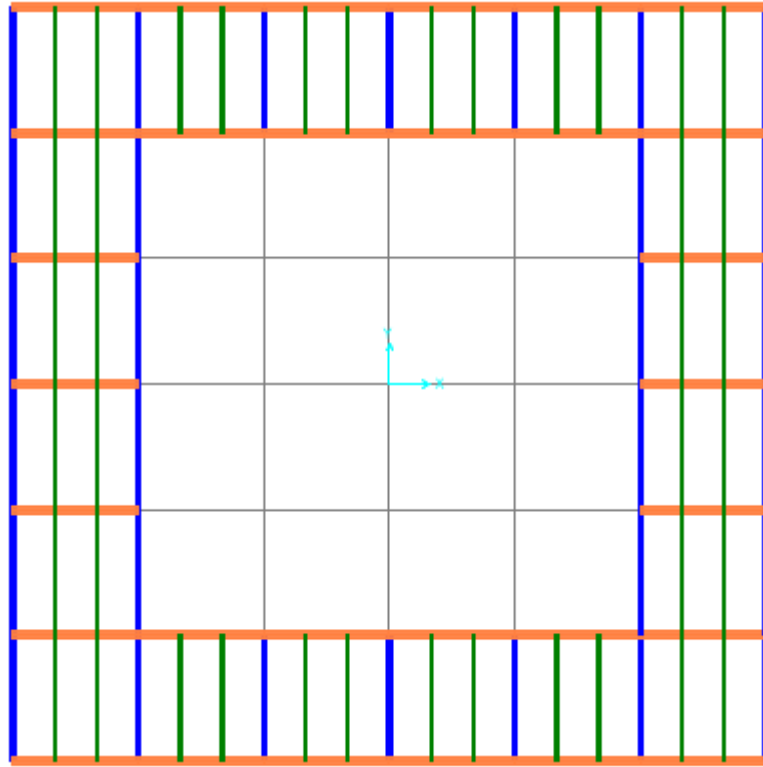
Σχήμα 4.7. Πλαίσιο κτιρίου κατα μήκος του επιπέδου xy ($z = 0$)



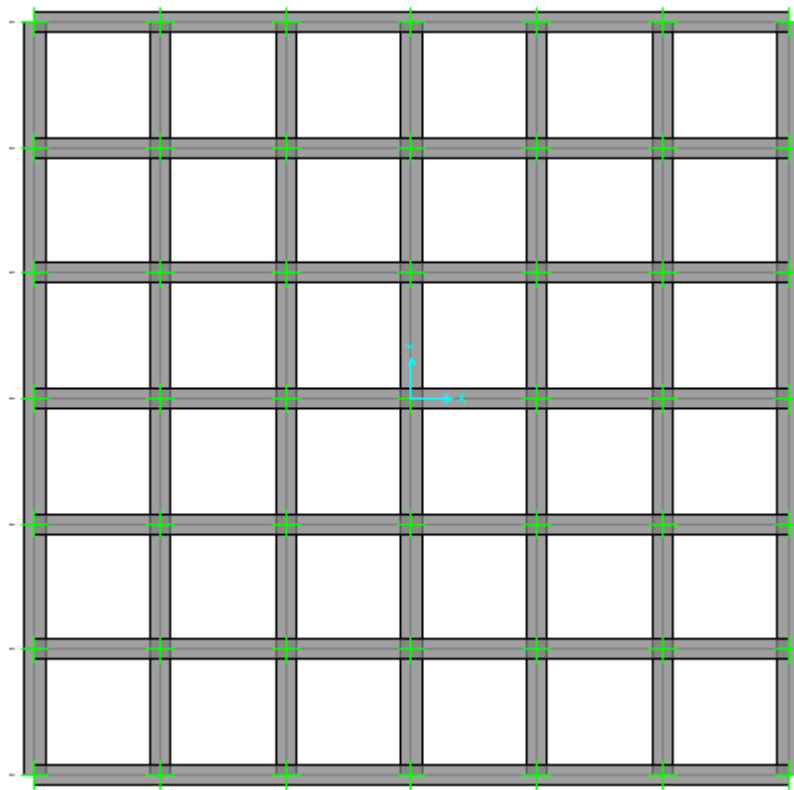
Σχήμα 4.8. Κάτοψη μοντέλου ($z = 0, 24$)



Σχήμα 4.9. Κάτοψη μοντέλου ($z = 12, 18$)

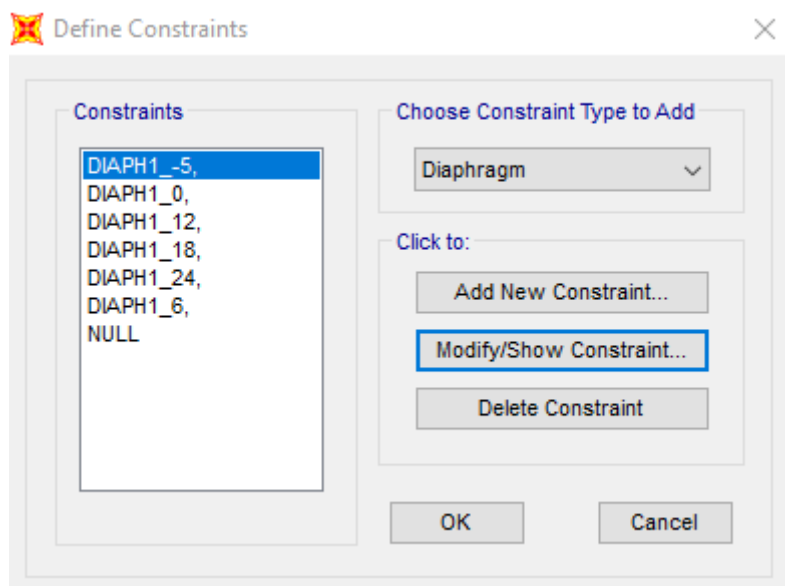


Σχήμα 4.10. Κάτοψη μοντέλου ($z = 6$)



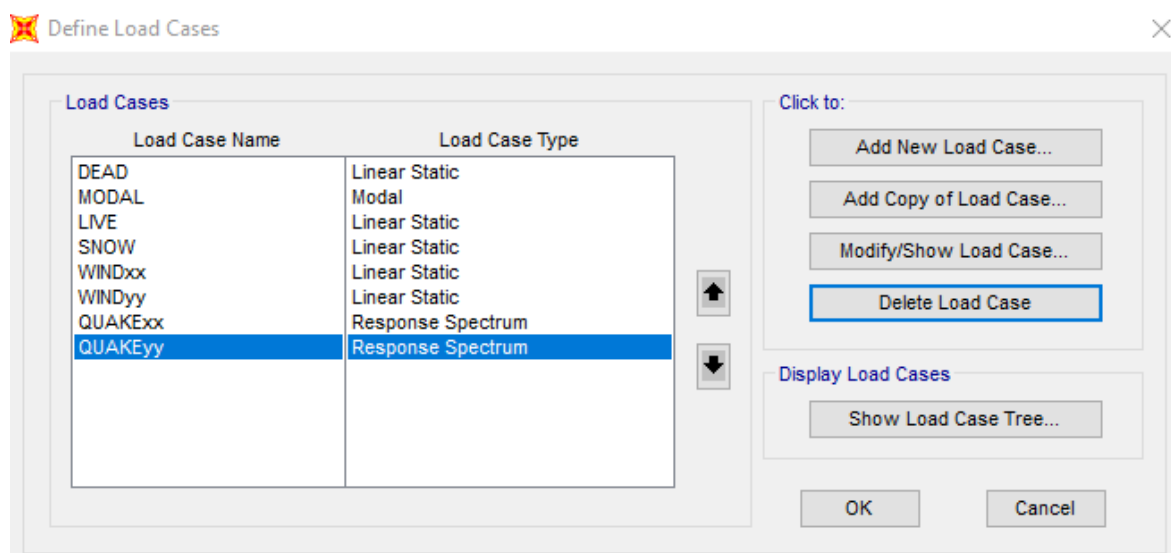
Σχήμα 4.11. Κάτοψη μοντέλου ($z = -5$)

Μετά την ολοκλήρωση της μόρφωσης του φορέα στο πρόγραμμα, δημιουργήσαμε διαφράγματα (diaphragms) σε όλα τα επίπεδα. Με τον τρόπο αυτό ουσιαστικά απαγορεύσαμε την μετακίνηση στους κόμβους του φορέα (που κανονικά εξασφαλίζεται μέσω του σκυροδέματος των πλακών) και εξασφαλίζουμε διαφραγματική λειτουργία. Αυτό το κάνουμε διότι οι φορτίσεις εισάγονται στις δοκούς και τα υποστηλώματα (με επιφάνειες επιρροής) και όχι στις σύμμικτες πλάκες.



Σχήμα 4.12. Ορισμός διαφραγμάτων σε όλα τα επίπεδα του φορέα

Στη συνέχεια ορίστηκαν οι φορτίσεις (load cases) που καταπονούν το φορέα.



Σχήμα 4.13. Ορισμός φορτίσεων που καταπονούν το φορέα.

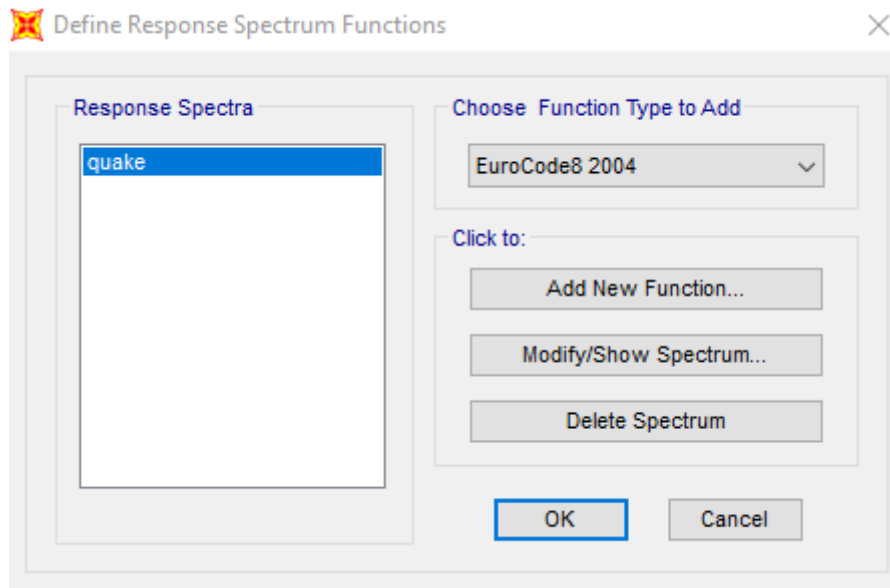
Σχήμα 4.14. Επιβολή φορτίων ως γραμμικά

Όσον αφορά την επιβολή των σεισμικών φορτίων (*QUAKE_{xx}* και *QUAKE_{yy}*), πρέπει να προηγηθεί ο ορισμός του φάσματος σχεδιασμού του σεισμού (σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8), λαμβάνοντας υπόψη όλες τις παραμέτρους που αφορούν το φορέα μας, μέσω της εντολής *Define – Functions – Response spectrum*.

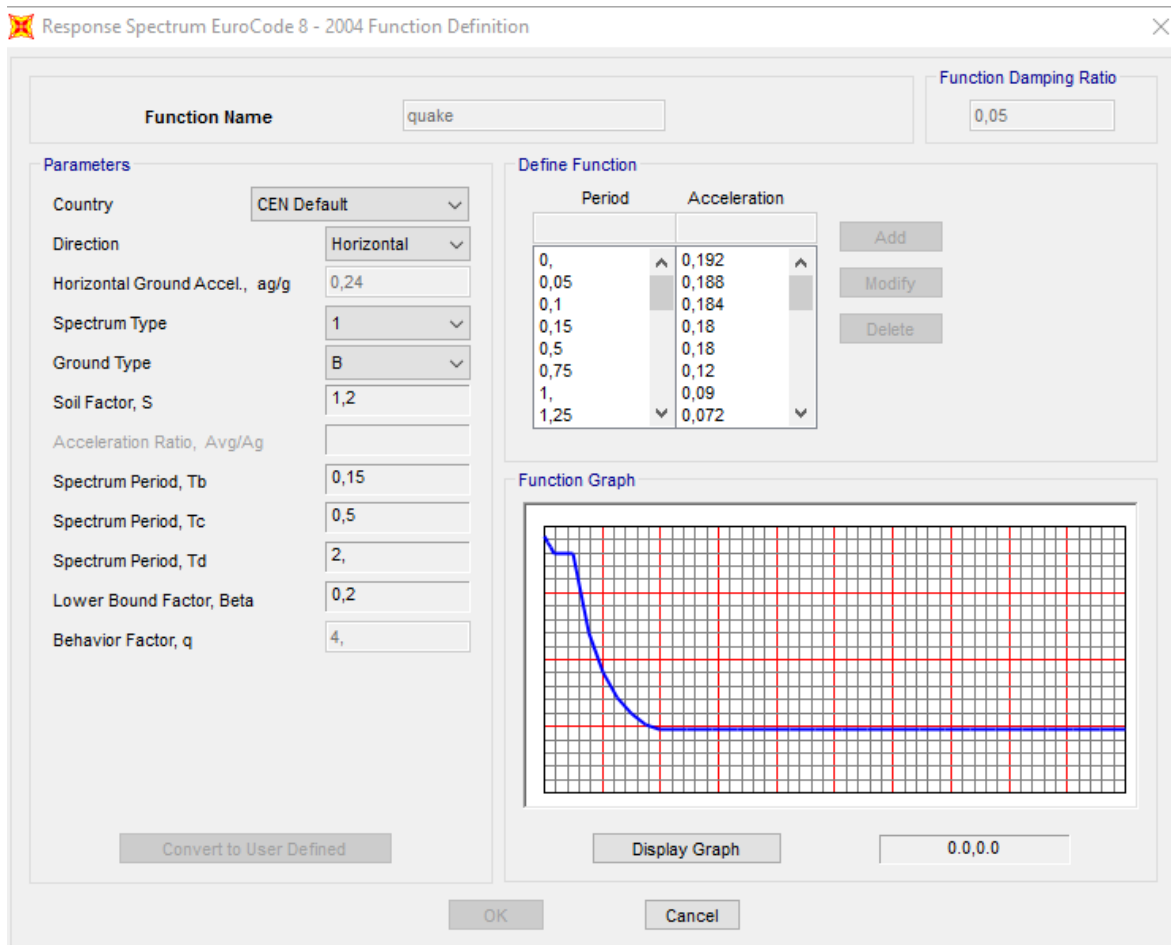
Για την ανάλυση επιλέχθηκε η Δυναμική Φασματική Μέθοδος, η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους.

Στη δυναμική ανάλυση προσδιορίστηκαν οι ιδιομορφές του κτιρίου με αύξουσα σειρά τιμής ιδιοσυχνότητας. Οι ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες της φόρτισης και εξαρτώνται μόνο από το μητρώο μάζας [m] και το μητρώο ακαμψίας της κατασκευής [K]. Επειδή η χρήση των φασμάτων δίνει μέγιστες τιμές, οι οποίες προφανώς δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα και αφετέρου δεν έχουν κατ' ανάγκη το ίδιο πρόσημο, οι συμμετοχές των ιδιομορφών συνδυάζονται με έναν εκ των παρακάτω τρόπων:

- SRSS: Square Root of the Sum of Squares &
- CQC: Complete Quadratic Combination

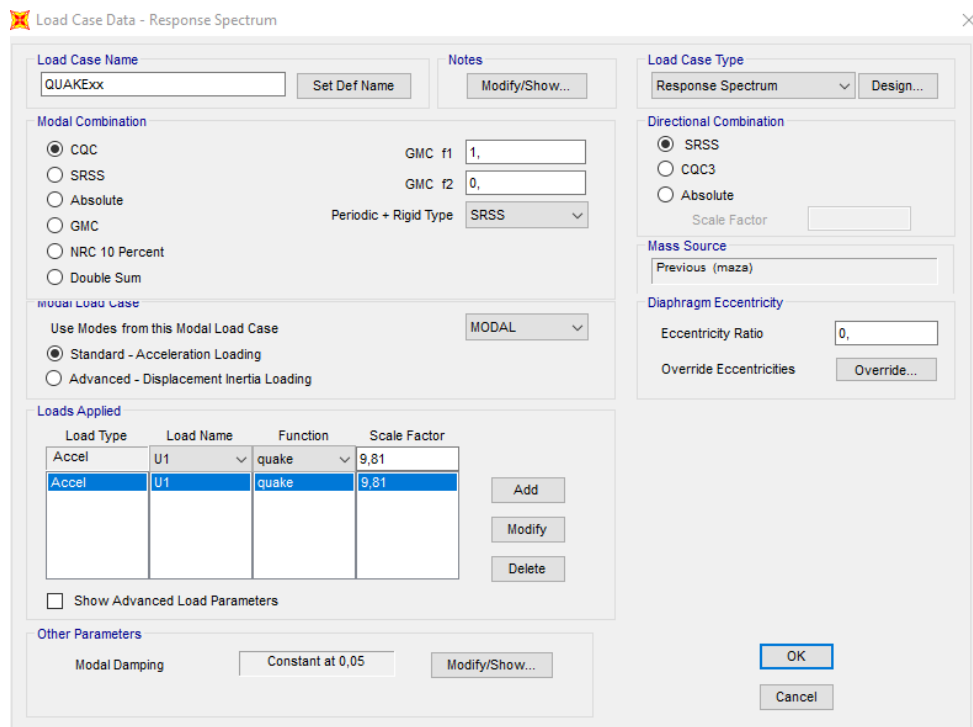


Σχήμα 4.15. Ορισμός φάσματος σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8



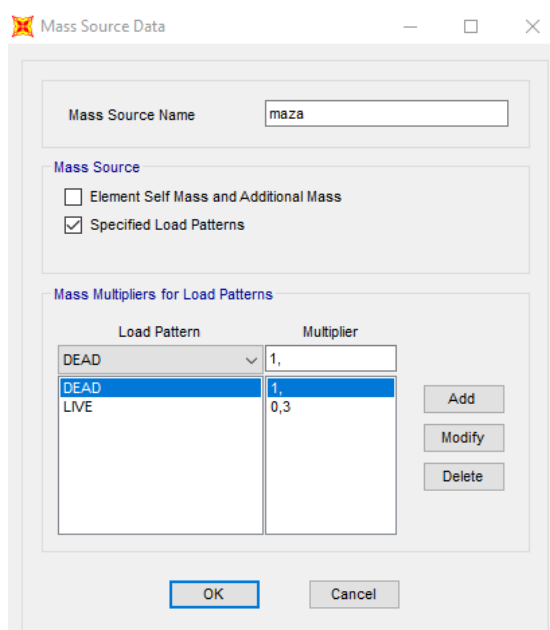
Σχήμα 4.16. Ορισμός παραμέτρων φάσματος σχεδιασμού

Ορίσαμε τα φορτία QUAKExx και QUAKEyy, με συνιστώσες Ex και Ey αντίστοιχα, χρησιμοποιώντας το κανόνα της απλής τετραγωνικής επαλληλίας (SRSS). Για την ανάλυση αγνοήθηκε η κατακόρυφη συνιστώσα.



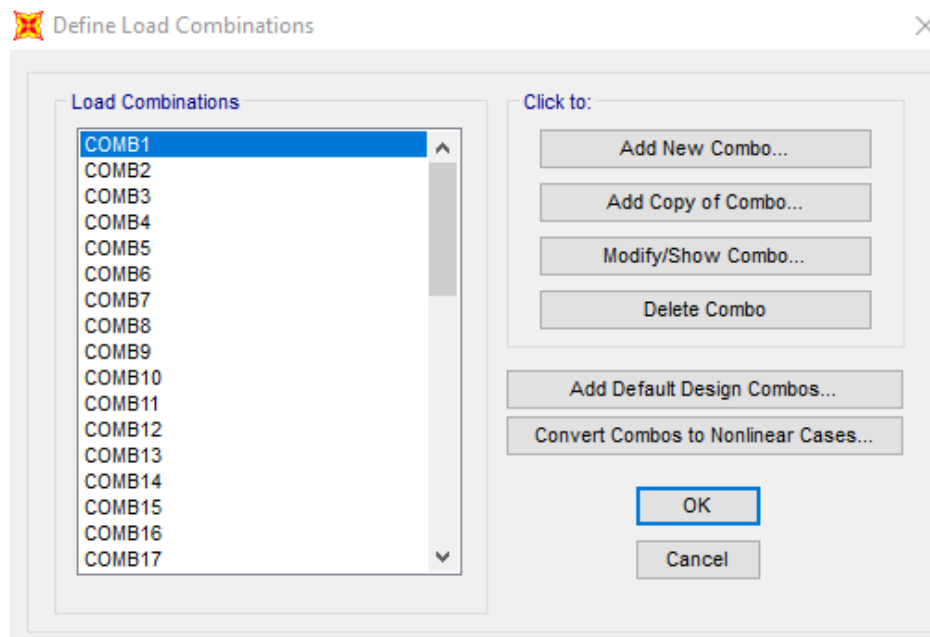
Σχήμα 4.17. Ορισμός των οριζόντιων συνιστωσών της σεισμικής διέγερσης με το σύστημα SRSS.

Στη συνέχεια ορίστηκαν οι παράμετροι υπολογισμού της μάζα που λήφθηκε υπόψη στη δυναμική ανάλυση, μέσω της εντολής Define - Mass Source → Specified Load Patterns → συνδυασμός: $G+0,3Q$.



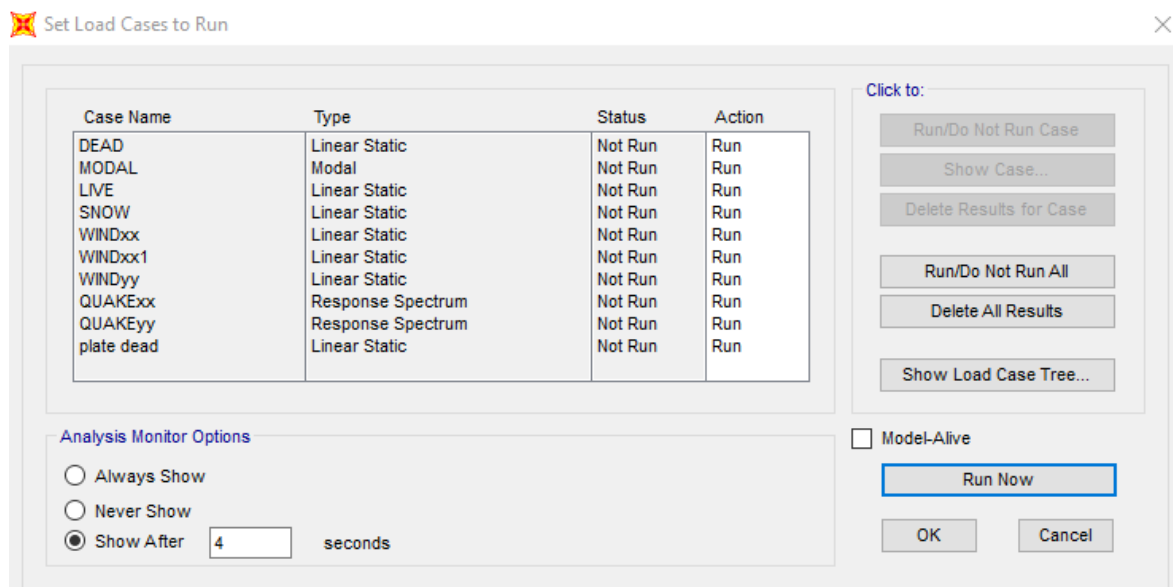
Σχήμα 4.18. Ορισμός μάζας για τη δυναμική ανάλυση

Ακολούθησε η εισαγωγή των συνδυασμών φορτίσεων για την οριακή κατάσταση αστοχίας, την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και το σεισμό, μέσω της εντολής Define – Load Combinations → Add new combo.



Σχήμα 4.19. Εισαγωγή συνδυασμών δράσεων.

Ο φορέας είναι έτοιμος για ανάλυση μέσω της εντολής Analyze - Set analysis options → Space frame & Analyze - Run Analysis → Run Now.



Σχήμα 4.20. Επιλογή συνδυασμών δράσεων για την ανάλυση του φορέα.

Απαιτήθηκαν 26 ιδιομορφές έτσι ώστε το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών να συμπληρώσει το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος κατά x και y (δεν έχουμε ορίσει σεισμική δράση κατά τον άξονα z). Συνολική ταλαντούμενη μάζα

είναι η μάζα άνωθεν της διεπιφάνειας κατασκευής- εδάφους, η οποία υφίσταται ελεύθερη μετατόπιση κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού. Δρώσα ιδιομορφική μάζα είναι το μέρος της συνολικής ταλαντούμενης μάζας που ενεργοποιείται για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης.

Modal Participating Mass Ratios

File View Format-Filter-Sort Select Options

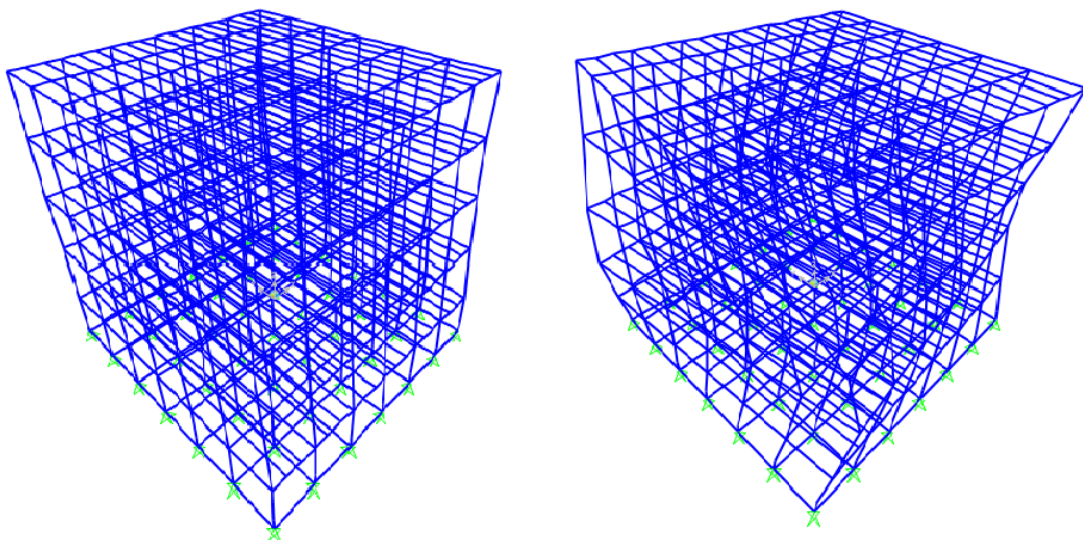
Units: As Noted Modal Participating Mass Ratios

Filter:

	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless
	MODAL	Mode	17	0,103401	0,0714	5,103E-19	1,544E-14	0,86669	0,95142	0,11952	4,554E-13
	MODAL	Mode	18	0,100032	4,623E-15	4,715E-18	0,01182	0,86669	0,95142	0,13135	1,785E-13
	MODAL	Mode	19	0,097245	8,102E-15	2,972E-10	5,411E-15	0,86669	0,95142	0,13135	0,00147
	MODAL	Mode	20	0,096002	1,728E-14	9,116E-18	0,00331	0,86669	0,95142	0,13465	2,401E-13
	MODAL	Mode	21	0,085246	1,639E-17	0	9,91E-18	0,86669	0,95142	0,13465	4,996E-15
	MODAL	Mode	22	0,068341	5,601E-15	1,327E-08	3,192E-16	0,86669	0,95142	0,13465	0,22035
	MODAL	Mode	23	0,068341	1,788E-14	7,337E-18	0,33951	0,86669	0,95142	0,47417	5,649E-16
	MODAL	Mode	24	0,067725	4,336E-14	1,838E-17	0,08855	0,86669	0,95142	0,56272	1,316E-15
	MODAL	Mode	25	0,067725	1,713E-13	1,107E-08	7,317E-17	0,86669	0,95142	0,56272	0,13779
▶	MODAL	Mode	26	0,066965	0,04378	4,627E-19	1,33E-17	0,91046	0,95142	0,56272	5,323E-18
	MODAL	Mode	27	0,065609	3,092E-13	3,629E-18	3,411E-16	0,91046	0,95142	0,56272	6,466E-16
	MODAL	Mode	28	0,065606	7,816E-05	2,866E-17	9,453E-16	0,91054	0,95142	0,56272	4,182E-15
	MODAL	Mode	29	0,065005	1,947E-12	1,137E-17	7,725E-16	0,91054	0,95142	0,56272	4,7E-16
	MODAL	Mode	30	0,065005	1,179E-05	6,44E-19	9,641E-15	0,91055	0,95142	0,56272	1,028E-15

Record: << < 26 > >> of 30 Add Tables... Done

Σχήμα 4.21. Ιδιομορφές του φορέα.



Σχήμα 4.22. Παραμόρφωση τρισδιάστατου μοντέλου κατά την 1η και 4η ιδιομορφή.

Στη συνέχεια προχωρήσαμε στο σχεδιασμό – διαστασιολόγηση του φορέα μέσω της εντολής Design - Steel Frame Design – View / Revise Preferences

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

Item Description

Explanation of Color Coding for Values

Blue: Default Value

Black: Not a Default Value

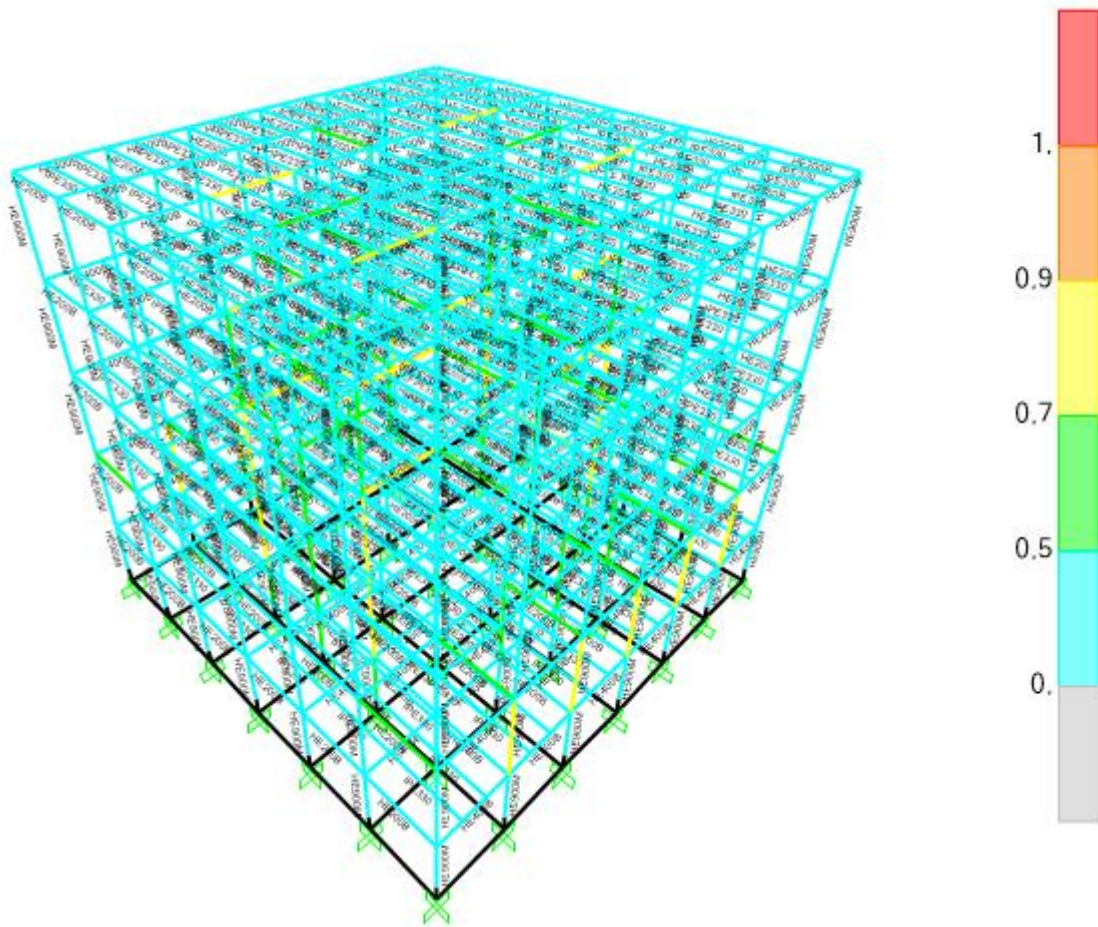
Red: Value that has changed during the current session

Set To Default Values

Reset To Previous Values

Σχήμα 4.23. Ορισμός παραμέτρων διαστασιολόγησης.

Αφού ορίσαμε τις παραμέτρους (κανονισμός-Ευρωκώδικας 3, τύπος πλαισίων κλπ.), προχωρήσαμε στη διαστασιολόγηση του φορέα μας μέσω της εντολής *Design – Steel Frame Design – Start Design / Check of structures*.

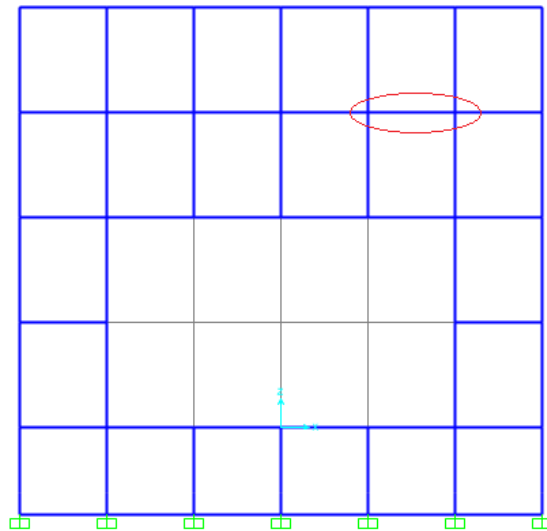


Σχήμα 4.24. Μόρφωση του φορέα μετά τη διαστασιολόγηση (τρισδιάστατη απεικόνιση).

Με επαναληπτικές διαδικασίες ανάλυσης και διαστασιολόγησης μέσω του προγράμματος επιλέξαμε τις διατομές των στοιχείων του φορέα μας, έτσι ώστε να επαρκούν έναντι των δεδομένων ελέγχων και επιπλέον να είναι οικονομική η ανέγερση της κατασκευής μας. Η τελική μόνωση του φορέα μας, εξασφαλίζει συντελεστές εκμετάλλευσης για κάθε ένα από τα μέλη του επαρκώς μικρότερους της μονάδας.

Ενδεικτικά παραθέτουμε τα αποτελέσματα της ανάλυσης/διαστασιολόγησης κάποιων στοιχείων στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Επιλέξαμε συνδυασμούς δράσεων κατά τους οποίους παρατηρήθηκε μεγαλύτερος συντελεστής εκμετάλλευσης των εκάστοτε διατομών (δυσμενέστεροι συνδυασμοί).

Κόρια δοκός HE400B



Σχήμα 4.25 Ακριβής θέση δυσμενέστερης διατομής κυρίας δοκού (επίπεδο xz, $y=+-5$) για βασικό συνδυασμό 15

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID	315	Analysis Section	HE400B
Design Code	Eurocode 3-2005	Design Section	HE400B

COMBO ID	STATION LOC	---MOMENT INTERACTION CHECK---	MAJ-SHR	MIN-SHR
COMB15	2,92	0,795 (C) = 0,000 + 0,795 + 0,000	0,265	0,000
COMB15	3,33	0,795 (C) = 0,000 + 0,795 + 0,000	0,282	0,000
COMB15	3,33	0,795 (C) = 0,000 + 0,795 + 0,000	0,285	0,000
COMB15	3,75	0,795 (C) = 0,000 + 0,795 + 0,000	0,302	0,000
COMB15	4,17	0,795 (C) = 0,000 + 0,795 + 0,000	0,319	0,000
COMB15	4,58	0,795 (C) = 0,000 + 0,795 + 0,000	0,337	0,000
COMB15	5,00	0,888 (C) = 0,000 + 0,888 + 0,000	0,354	0,000

Modify/Show Overwrites

Overwrites

Display Details for Selected Item

Summary Flexure Envelope

Display Complete Details

Tabular Data

Stylesheet: Default

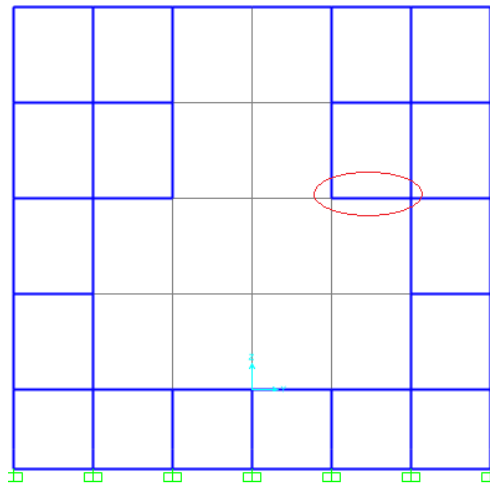
Strength Deflection
 OK Cancel Table Format File

Σχήμα 4.26. Συντελεστής εκμετάλλευσης διατομής

File		Units KN, m, C					
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)							
Units : KN, m, C							
Frame : 315	X Mid: 7,500	Combo: COMB15	Design Type: Beam				
Length: 5,000	Y Mid: 5,000	Shape: HE400B	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 5,000	Z Mid: 18,000	Class: Class 1	Rolled : Yes				
Country=CEN Default	Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 2					
Interaction=Method 2 (Annex B)	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No					
Consider Torsion? No							
Ignore Seismic Code? No	Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes					
GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25					
q=4,00	Omega=1,00	GammaOV=1,10					
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=0,950				
Aeff=0,020	eNy=0,000	eNz=0,000					
A=0,020	Iyy=5,768E-04	iyy=0,171	Wel,yy=0,003				
It=3,610E-06	Izz=1,082E-04	izz=0,074	Wel,zz=7,213E-04				
Iw=3,824E-06	Iyz=0,000	h=0,400	Wpl,yy=0,003				
E=210000000,0	fy=355000,000	fu=510000,000	Wpl,zz=0,001				
			Av,zz=0,015				
			Av,y=0,007				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
5,000	0,000	-1018,527	0,000	509,311	0,000	-0,026	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.9.1(6y))							
D/C Ratio:	0,888	<	0,950	OK			
	= (My,Ed/Mn,y,Rd)		(EC3 6.2.9.1(6y))				
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
Axial	Force	Capacity	Capacity				
	0,000	7029,000	7029,000				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	7029,000	7270,560	90906,252	90906,252	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a	0,210	47819,418	0,383	0,593	0,957	6727,489
MajorB (y-y)	a	0,210	47819,418	0,383	0,593	0,957	6727,489
Minor (z-z)	b	0,340	80732,574	0,295	0,560	0,966	6789,395
MinorB (z-z)	b	0,340	80732,574	0,295	0,560	0,966	6789,395
Torsional TF	b	0,340	90906,252	0,278	0,552	0,972	6832,895
MOMENT DESIGN							
	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	-1018,527	-1018,527	1147,360	1147,360	1147,360	1147,360	
Minor (z-z)	0,000	0,000	391,920	391,920	391,920		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	0,184	0,515	1,000	2,128	33913,284
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	0,400	0,600	0,895	1,000			
SHEAR DESIGN							
	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status		
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check		
Major (z)	509,311	0,026	1438,814	0,354	OK		
Minor (y)	0,000	0,026	3084,227	0,000	OK		
	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW				
Reduction	1438,814	1,200	0,371				
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS							
	VMajor	VMajor					
	Left	Right					
Major (V2)	203,769	509,311					

Σχήμα 4.27. Ανάλυση κυρίας δοκού (μέλος 315)

Δευτερεύουσα δοκός HE200B



Σχήμα 4.28. Ακριβής θέση δυσμενέστερης διατομής κυρίας δοκού (επίπεδο yz, x=0) για βασικό συνδυασμό 9

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID	263	Analysis Section	HE200B
Design Code	Eurocode 3-2005	Design Section	HE200B

COMBO ID	STATION LOC	/----MOMENT INTERACTION CHECK-----//	-MAJ-SHR-	MIN-SHR-/
		RATIO = AXL + B-MAJ + B-MIN	RATIO	RATIO
COMB9	2,00	0,641 (C) = 0,000 + 0,641 + 0,000	0,111	0,000
COMB9	2,50	0,718 (C) = 0,000 + 0,718 + 0,000	0,112	0,000
COMB9	3,00	0,718 (C) = 0,000 + 0,718 + 0,000	0,113	0,000
COMB9	3,50	0,718 (C) = 0,000 + 0,718 + 0,000	0,114	0,000
COMB9	4,00	0,718 (C) = 0,000 + 0,718 + 0,000	0,114	0,000
COMB9	4,50	0,718 (C) = 0,000 + 0,718 + 0,000	0,115	0,000
COMB9	5,00	0,718 (C) = 0,000 + 0,718 + 0,000	0,116	0,000

Modify/Show Overwrites: Overwrites

Display Details for Selected Item: Summary, Flexure, Envelope

Display Complete Details: Tabular Data

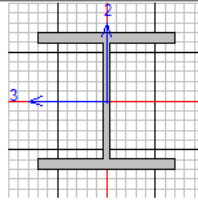
Strength Deflection

OK Cancel Table Format File

Stylesheet: Default

Σχήμα 4.29. Συντελεστής εκμετάλλευσης διατομής

File	Units KN, m, C
------	----------------



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

Frame : 263	X Mid: 0,000	Combo: COMB9	Design Type: Beam
Length: 5,000	Y Mid: 7,500	Shape: HE200B	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 5,000	Z Mid: 12,000	Class: Class 1	Rolled : Yes

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

GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25	
q=4,00	Omega=1,00	GammaOV=1,10	
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=0,950

Aeff=0,008	eNy=0,000	eNz=0,000		
A=0,008	Iyy=5,696E-05	iyy=0,085	We1,yy=5,696E-04	Weff,yy=5,696E-04
It=0,000	Izz=2,003E-05	izz=0,051	We1,zz=2,003E-04	Weff,zz=2,003E-04
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,200	Wpl,yy=6,430E-04	Av,z=0,006
E=210000000,0	fy=355000,000	fu=510000,000	Wpl,zz=3,060E-04	Av,y=0,002

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
5,000	0,000	-150,863	0,000	59,128	0,000	0,000

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

D/C Ratio: 0,718 = $\frac{0,000 + 0,718 + 0,000}{0,950} < 0,950$ OK

$$= \frac{NEd / (\chi_{i,z} N_{Rk} / \Gamma_{M1}) + k_{zy} (M_y, Ed + NEd e_{Ny}) / (\chi_{i,LT} M_y, Rk / \Gamma_{M1})}{NEd / (\chi_{i,z} N_{Rk} / \Gamma_{M1}) + k_{zz} (M_z, Ed + NEd e_{Nz}) / (M_z, Rk / \Gamma_{M1})}$$
 (EC3 6.3.3(4)-6.62)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd			
	Force	Capacity	Capacity			
Axial	0,000	2772,550	2772,550			

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	2772,550	2867,832	6332,762	6332,762	1,000

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0,340	4722,250	0,766	0,890	0,745	2065,648
MajorB (y-y)	b	0,340	4722,250	0,766	0,890	0,745	2065,648
Minor (z-z)	c	0,490	1660,581	1,292	1,602	0,392	1087,263
MinorB (z-z)	c	0,490	1660,581	1,292	1,602	0,392	1087,263
Torsional TF	c	0,490	6332,762	0,662	0,832	0,748	2074,588

MOMENT DESIGN

	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	-150,863	-150,863	228,265	228,265	228,265	210,089
Minor (z-z)	0,000	0,000	108,630	108,630	108,630	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	0,512	0,664	0,920	2,700	869,325

	kyy	kyz	kzy	kzz
Factors	0,400	0,600	1,000	1,000

SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	59,128	0,000	509,324	0,116	OK
Minor (y)	0,000	0,000	1287,144	0,000	OK

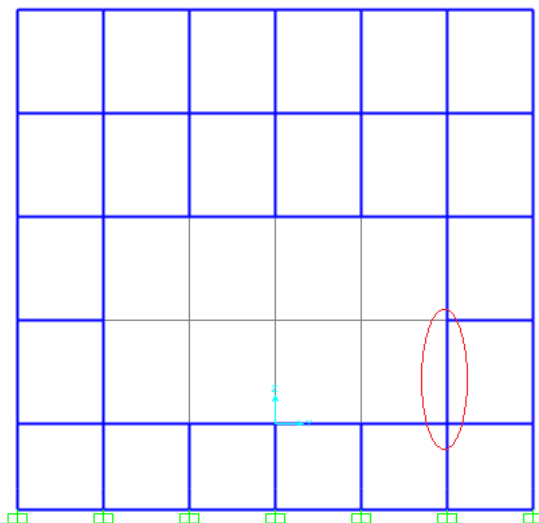
	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW
Reduction	509,324	1,200	0,269

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor	VMajor
	Left	Right
Major (V2)	55.071	59.128

Σχήμα 4.30. Ανάλυση δευτερεύουσας δοκού (μέλος 263)

Υποστήλωμα HE900M



Σχήμα 4.31. Ακριβής θέση δυσμενέστερης διατομής υποστηλώματος (επίπεδο xz, y=0) για βασικό συνδυασμό 16

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID	1005	Analysis Section	HE900M
Design Code	Eurocode 3-2005	Design Section	HE900M

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT INTERACTION CHECK----	--MAJ-SHR--	MIN-SHR--
		RATIO = AXL + B-MAJ + B-MIN	RATIO	RATIO
COMB14	3,00	0,363 (C) = 0,257 + 0,011 + 0,095	0,002	0,009
COMB14	6,00	0,343 (C) = 0,253 + 0,011 + 0,079	0,002	0,009
COMB15	0,00	0,717 (C) = 0,678 + 0,039 + 0,000	0,000	0,000
COMB15	3,00	0,712 (C) = 0,673 + 0,039 + 0,000	0,000	0,000
COMB15	6,00	0,708 (C) = 0,669 + 0,039 + 0,000	0,000	0,000
COMB16	0,00	0,766 (C) = 0,690 + 0,009 + 0,067	0,006	0,005
COMB16	3,00	0,784 (C) = 0,685 + 0,032 + 0,067	0,006	0,005

Modify/Show Overwrites

Overwrites

Display Details for Selected Item

Summary Flexure Envelope

Display Complete Details

Tabular Data

Stylesheet: Default

Strength Deflection
 OK
Cancel
Table Format File

Σχήμα 4.32. Συντελεστής εκμετάλευσης διατομής

File		Units KN, m, C	
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)			
Units : KN, m, C			
Frame : 1005	X Mid: 10,000	Combo: COMB16	Design Type: Column
Length: 6,000	Y Mid: -5,000	Shape: HE900M	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 3,000	Z Mid: 3,000	Class: Class 1	Rolled : Yes
Country=CEN Default	Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 2	
Interaction=Method 2 (Annex B)	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No	
Consider Torsion? No			
Ignore Seismic Code? No	Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes	
GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25	
q=4,00	Omega=1,00	GammaOV=1,10	
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=0,950
Aeff=0,042	eNy=0,000	eNz=0,000	
A=0,042	Iyy=0,006	iyy=0,367	We1,yy=0,013
It=1,683E-05	Izz=1,845E-04	izz=0,066	We1,zz=0,001
Iw=3,491E-05	Iyz=0,000	h=0,910	Wpl,yy=0,014
E=210000000,0	fy=355000,000	fu=510000,000	Wpl,zz=0,002
			Av,y=0,021
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS			
Location	Ned	Med,yy	Med,zz
3,000	-1932,393	41,537	7,424
		Ved,z	Ved,y
		-25,032	26,421
		Ted	0,000
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)			
D/C Ratio: 0,784 = 0,685 + 0,032 + 0,067 < 0,950 OK			
= NEd/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1) + kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.62)			
AXIAL FORCE DESIGN			
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd
	Force	Capacity	Capacity
Axial	-1932,393	15052,000	15052,000
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T
	15052,000	15569,280	14314,914
		Ncr,TF	An/Ag
		14314,914	1,000
	Curve	Alpha	Ncr
Major (y-y)	a	0,210	30877,329
MajorB (y-y)	a	0,210	350698,328
Minor (z-z)	b	0,340	3322,526
MinorB (z-z)	b	0,340	13459,256
Torsional TF	b	0,340	14314,914
		LambdaBar	Phi
		0,698	0,796
		Chi	Nb,Rd
		0,849	12772,898
		0,998	15028,353
		0,187	2820,239
		0,561	8444,359
		0,581	8744,835
MOMENT DESIGN			
	Med	Med,span	Mc,Rd
	Moment	Moment	Capacity
Major (y-y)	41,537	116,633	5126,200
Minor (z-z)	7,424	86,686	684,795
		Mv,Rd	Mn,Rd
		684,795	5126,200
		Capacity	Capacity
		5126,200	3303,424
		684,795	684,795
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT
LTB	b	0,340	0,926
		PhiLT	ChiLT
		1,052	0,644
		C1	Mcr
		2,326	5977,696
	kyy	kzy	kzz
Factors	0,485	0,317	0,903
		0,528	
SHEAR DESIGN			
	Ved	Ted	Vc,Rd
	Force	Torsion	Capacity
Major (z)	25,032	0,000	4402,525
Minor (y)	26,421	0,000	5117,832
		Stress	Status
		Ratio	Check
		0,006	OK
		0,005	OK
	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW
Reduction	4402,525	1,200	0,562

Σχήμα 4.33. Ανάλυση υποστηλώματος (μέλος 1005)

4.3.4 Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Εκτός από τους ελέγχους στην οριακή κατάσταση αστοχίας, βασικοί είναι και οι έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, οι οποίοι ασχολούνται με την επιβεβαίωση, ότι οι μετατοπίσεις της κατασκευής δεν είναι υπερβολικές κάτω από κανονικές συνθήκες χρήσης. Τόσο οι μετατοπίσεις, όσο και οι ταλαντώσεις σχετίζονται περισσότερο με τη δυσκαμψία παρά με την αντοχή του φορέα. Με την τάση προς μεγαλύτερα ανοίγματα, και με χρήση χαλύβων υψηλότερης αντοχής, ο έλεγχος των μετατοπίσεων έχει γίνει περισσότερο σημαντικός τα τελευταία χρόνια.

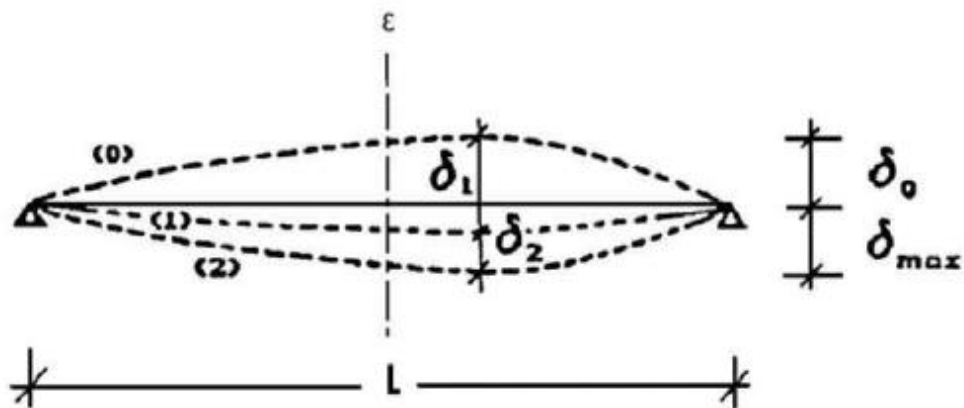
Ο σχεδιασμός περιλαμβάνει προσδιορισμό βελών και σύγκρισή τους με τα επιτρεπόμενα όρια, τα οποία εξαρτώνται από το είδος των φερόντων και μη φερόντων στοιχείων. Για παράδειγμα, τα όρια βελών για στέγες δεν είναι τόσο αυστηρά όσο για δάπεδα. Το συνολικό βέλος δ_{max} αποτελείται από επί μέρους συνιστώσες, ως εξής:

$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$, όπου

δ_1 βέλος λόγω μόνιμων δράσεων

δ_2 βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων

δ_0 το αρχικό αντιβέλος (αν υπάρχει) στην αφόρτιστη κατάσταση



Σχήμα 4.34. Βέλη κάμψης

Οι οριακές τιμές των κατακόρυφων και οριζόντιων μετακινήσεων και των δυναμικών επιρροών καθορίζονται στο Εθνικό Προσάρτημα του EN1993-1-1, ως εξής:

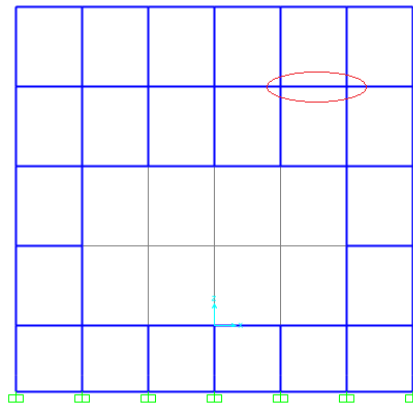
Πίνακας 4.5. Οριακές τιμές μετακινήσεων

	δ_{max}	δ_2
Μη βατές στέγες	$L/200$	$L/250$
Πατώματα και βατές στέγες	$L/250$	$L/300$

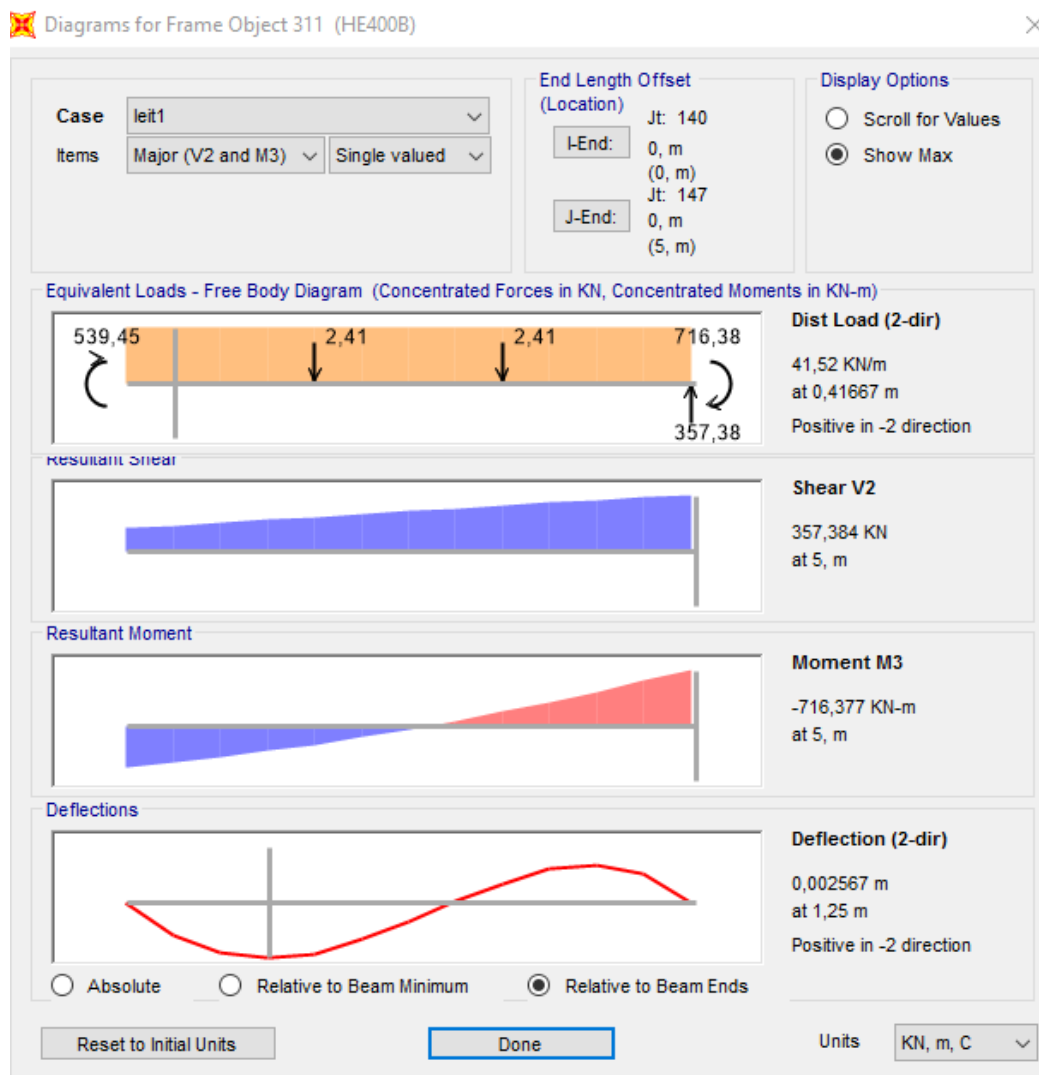
Για τα όρια των οριζόντιων μετατοπίσεων σε μονώροφα κτίρια χωρίς γερανογέφυρες ισχύει: $u \leq H/150$ (u είναι η μετακίνηση, H είναι το ύψος του κτιρίου).

Ελέγχουμε τα ίδια μέλη που ελέγξαμε σε οριακή κατάσταση αστοχίας στις αντίστοιχες οριακές καταστάσεις σε λειτουργικότητα (υπό συνθήκες φορτίσεων λειτουργίας με τους συνδυασμούς λειτουργικότητας OKL). Τόσο στις δοκούς όσο και στα υποστηλώματα η μέγιστη μετατόπιση δεν υπερβαίνει τη μέγιστη του κανονισμού.

Κύρια δοκός HE400B

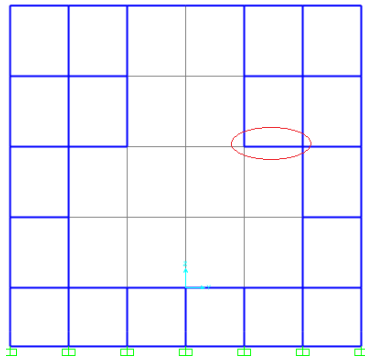


Σχήμα 4.35. Ακριβής θέση δυσμενέστερης διατομής κυρίας δοκού (επίπεδο xz, $y=\pm 5$) για συνδυασμό οριακής κατάστασης λειτουργικότητας 1

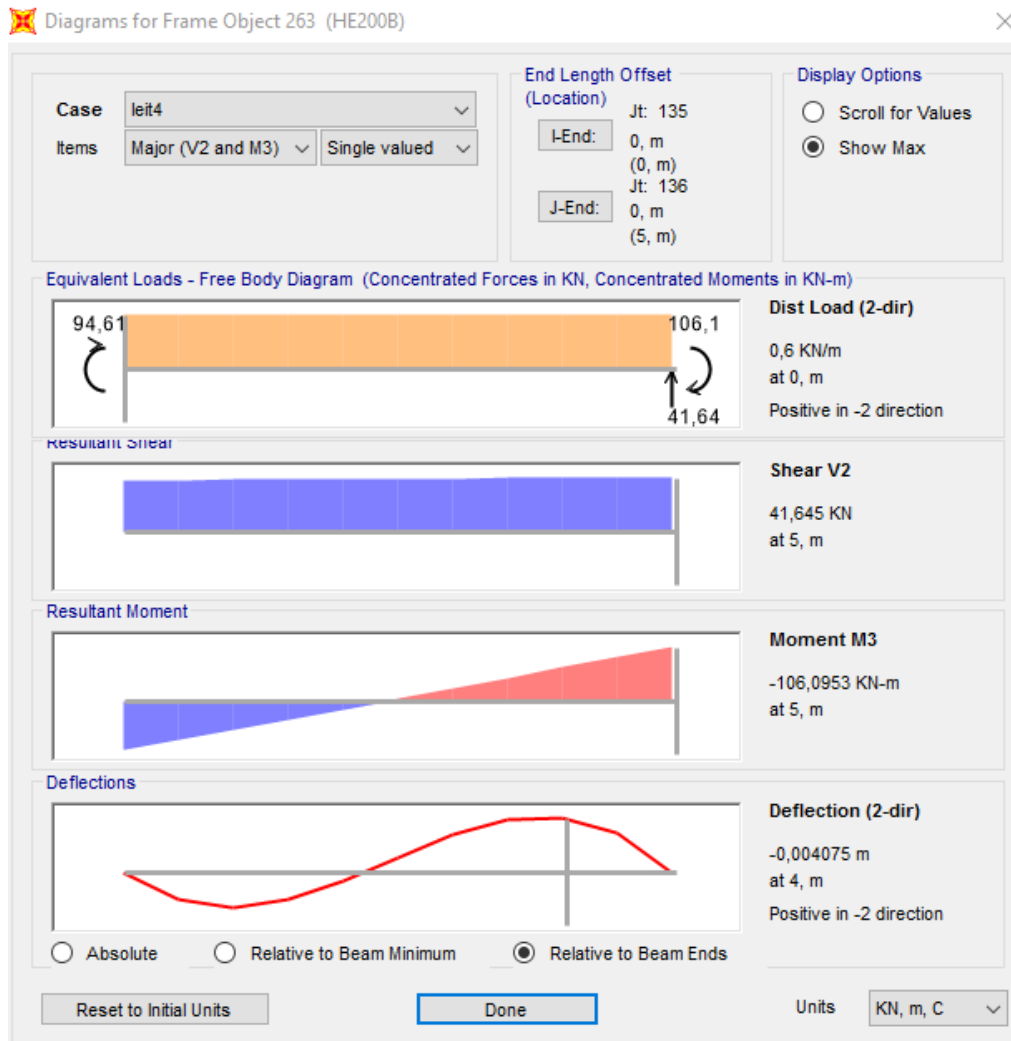


Σχήμα 4.36. Ανάλυση κυρίας δοκού (μέλος 313)

Δευτερεύουσα δοκός HE200B

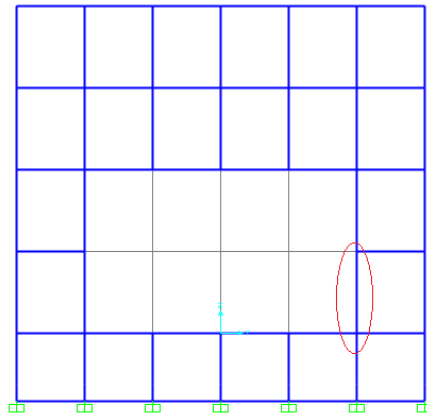


Σχήμα 4.37. Ακριβής θέση δυσμενέστερης διατομής δευτερεύουσας δοκού (επίπεδο yz, x=0) για συνδυασμό οριακής κατάστασης λειτουργικότητας 4

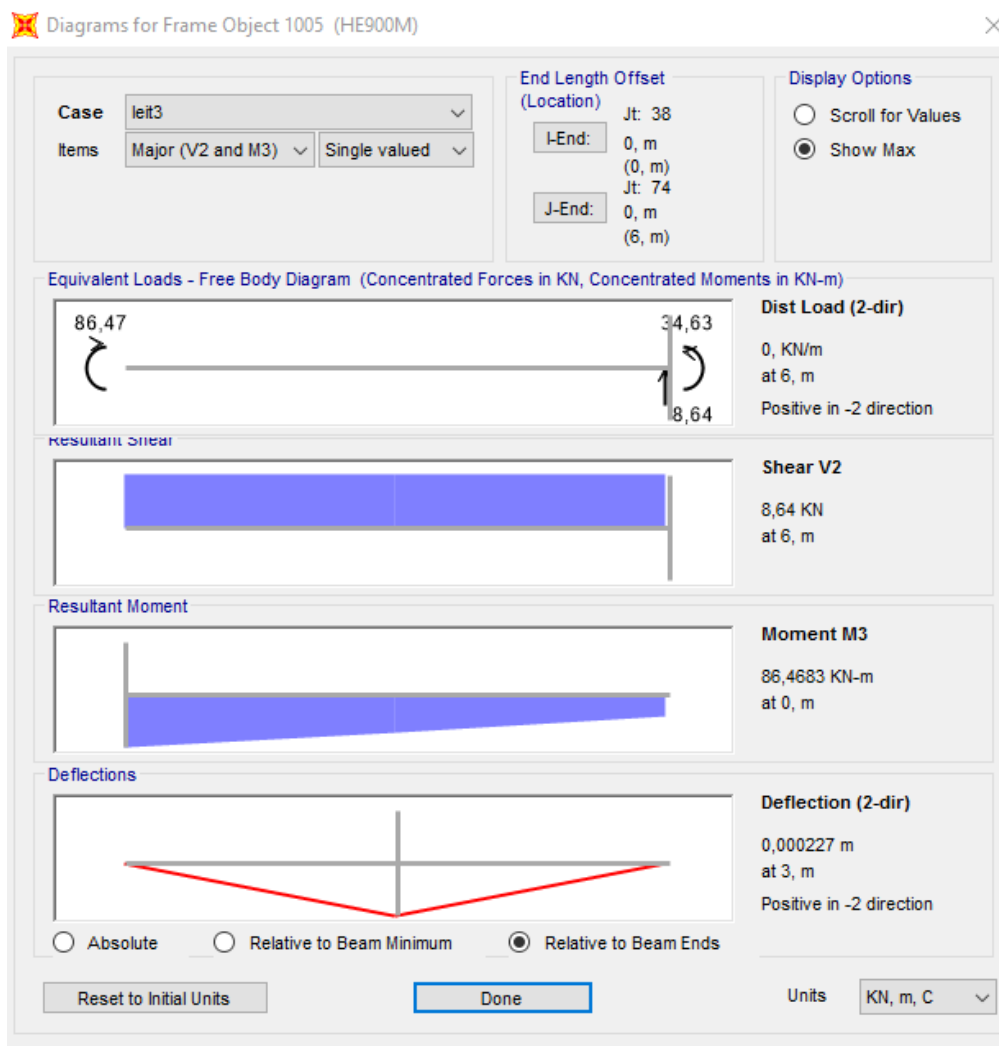


Σχήμα 4.38. Ανάλυση κυρίας δοκού (μέλος 263)

Υποστήλωμα HE900M



Σχήμα 4.39. Ακριβής θέση δυσμενέστερης διατομής δευτερεύουσας δοκού (επίπεδο xz, $y=0$) για συνδυασμό οριακής κατάστασης λειτουργικότητας 3



Σχήμα 4.40. Ανάλυση υποστηλώματος (μέλος 1005)

4.4 Έλεγχος σύμμικτης πλάκας

Μελέτη σύμμικτων πλακών

Στα μεταλλικά κτίρια, οι πλάκες έχουν ποικίλους ρόλους :

- Λειτουργία ως στοιχεία πλάκας προς παραλαβή και μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων στις δοκούς.
- Λειτουργία ως πέλμα των σύμμικτων δοκών, μέσω της διατμητικής σύνδεσής τους με τη σιδηροδοκό.
- Λειτουργία ως διαφράγματα προς μεταφορά εντός του επιπέδου τους οριζόντιων φορτίων στο σύστημα που εξασφαλίζει τη πλευρική ευστάθεια του κτιρίου.

Η μελέτη και ο σχεδιασμός των σύμμικτων πλακών, σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4, περιλαμβάνει δύο στάδια, τη «φάση κατασκευής» και τη «φάση λειτουργίας». Κατά τη φάση κατασκευής, δηλαδή πριν τη σκλήρυνση του σκυροδέματος, επιδιώκεται το προβλεπόμενο στατικό σύστημα να έχει την ικανότητα παραλαβής της έντασης που δημιουργεί το νωπό σκυρόδεμα και τα λοιπά φορτία διάστρωσης. Ο φορέας παραλαβής της προκαλούμενης έντασης είναι το γυμνό χαλυβδόφυλλο με τις στηρίξεις, που στη ουσία είναι ο μεταλλότυπος της πλάκας. Μετά την πήξη του σκυροδέματος, ο σχεδιασμός αφορά τη φάση λειτουργίας, όπου χαλυβδόφυλλο και σκυρόδεμα δρουν σύμμικτα ως ενιαία πλάκα. Η ένταση που προκαλούν τα φορτία που επιβάλλονται στην πλάκα κατά τη διάρκεια ζωής του έργου παραλαμβάνονται σε αυτή τη φάση από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών

Φάση κατασκευής

Στη φάση κατασκευής ο σχεδιασμός γίνεται με βάση τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Ειδικότερα ελέγχεται η δυνατότητα παραλαβής της ροπής κάμψης που προκαλούν τα δρώντα φορτία από το χαλυβδόφυλλο με το δεδομένο στατικό σύστημα. Η οριακή κατάσταση αντοχής διεξάγεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 που αφορούν τις λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης (Μέρος 1.3). Στην περίπτωση που για δεδομένο πάχος χαλυβδόφυλλου ο έλεγχος δεν ικανοποιείται, προβλέπονται ενδιάμεσες στηρίξεις στο χαλυβδόφυλλο. Επίσης θα πρέπει τα βέλη κάμψης που δημιουργούνται να είναι εντός των ορίων που καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 4.

Φάση λειτουργίας

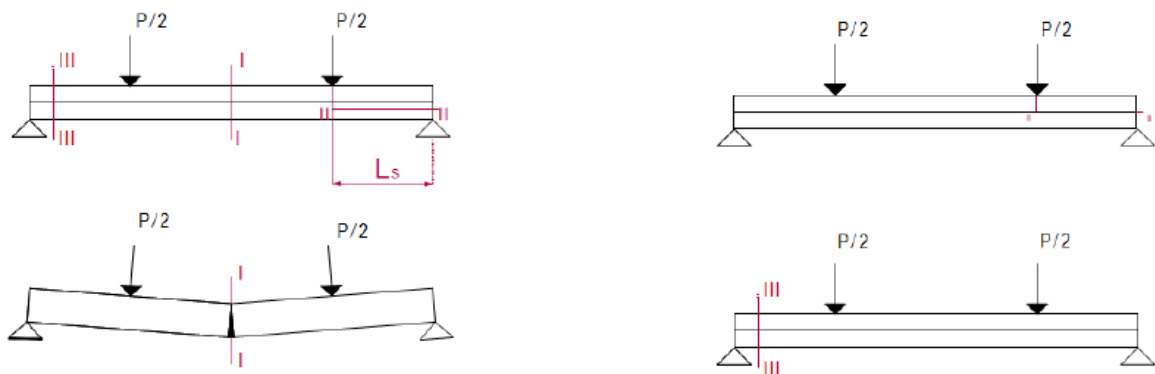
Στη φάση λειτουργίας διεξάγονται έλεγχοι που αφορούν την ικανότητα παραλαβής της έντασης της πλάκας έναντι αρνητικής και θετικής ροπής κάμψης καθώς και έναντι κατακόρυφης και διαμήκουσ διάτμησης. Επίσης ελέγχονται οι παραμορφώσεις της σύμμικτης πλάκας οι οποίες θα πρέπει να είναι συμβατές με προκαθορισμένα όρια. Ο παραπάνω σχεδιασμός έναντι των οριακών καταστάσεων αστοχίας έχει ως σκοπό την αποτροπή των μορφών αστοχίας που περιγράφονται παρακάτω.

Μορφές αστοχίας σύμμικτων πλακών

Οι σύμμικτες πλάκες δύναται να αστοχήσουν με μία από τις παρακάτω μορφές αστοχίας:

- Καμπτική Αστοχία (κρίσιμη διατομή I). Η καμπτική μορφή αστοχίας επιτυγχάνεται μόνο όταν είναι εξασφαλισμένη η πλήρης διατμητική σύνδεση μεταξύ του χαλυβδόφυλλου και του σκυροδέματος. Σ' αυτή την περίπτωση κρίσιμη είναι η διατομή στο άνοιγμα (διατομή I) καθ' ύψος της οποίας εκδηλώνονται κατακόρυφες ρωγμές.

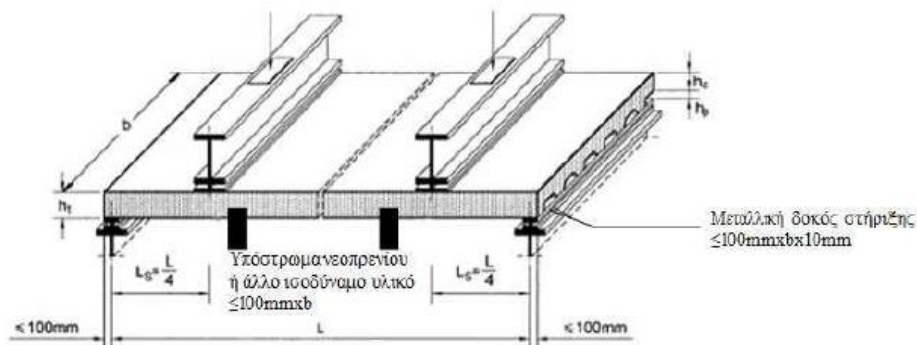
- Διαμήκης Διατμητική Αστοχία (κρίσιμη διατομή II). Όταν οι δυνάμεις διαμήκους διάτμησης που εμφανίζονται στη διεπιφάνεια σκυροδέματος-χαλυβδόφυλλου, δεν παραλαμβάνονται επαρκώς, τότε η διατομή στο άνοιγμα της πλάκας (διατομή I) παύει να είναι κρίσιμη. Αντιθέτως κρίσιμη είναι η οριζόντια διατομή κατά μήκος του διατμητικού μήκους L_s σε μια από δύο τις στηρίξεις (διατομή II) στην οποία εμφανίζεται σχετική ολίσθηση μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος. Προφανώς η αστοχία σε αυτή την περίπτωση επέρχεται για φορτίο μικρότερο αυτού για το οποίο επέρχεται καμπτική αστοχία.
- Κατακόρυφη Διατμητική Αστοχία (κρίσιμη διατομή III). Η κατακόρυφη διατμητική αστοχία είναι καθοριστική σε σύμμικτες πλάκες με μεγάλο ύψος, μικρό άνοιγμα και σχετικά μεγάλα φορτία.



Σχήμα 4.41. Μορφές αστοχίας σύμμικτων πλακών.

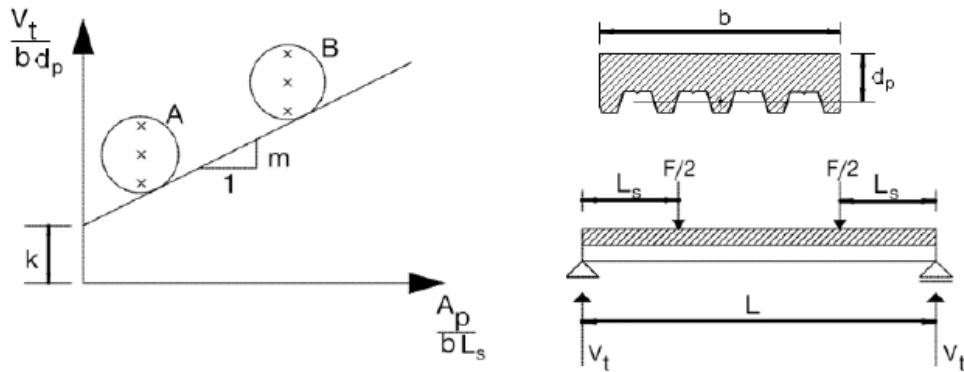
Σημαντικό ρόλο στις σύμμικτες πλάκες όσον αφορά τη συμπεριφορά τους και τις μορφές αστοχίας κατέχει το χαλυβδόφυλλο, διότι είναι αυτό το οποίο καθορίζει το είδος της διατμητικής σύνδεσης με το σκυρόδεμα. Ο προσδιορισμός της αντοχής της σύμμικτης πλάκας έναντι διαμήκους διάτμησης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4 εξαρτάται από τις χαρακτηριστικές παραμέτρους m , k , οι οποίες καθορίζονται μετά από κατάλληλη πειραματική διαδικασία.

Η πειραματική διαδικασία είναι συγκεκριμένη και περιγράφεται αναλυτικά στον Ευρωκώδικα 4. Τα δοκίμια είναι σύμμικτες πλάκες με διαστάσεις που προκύπτουν από το Σχήμα 4.39.



Σχήμα 4.42. Πειραματική διάταξη για τον υπολογισμό των συντελεστών m , k .

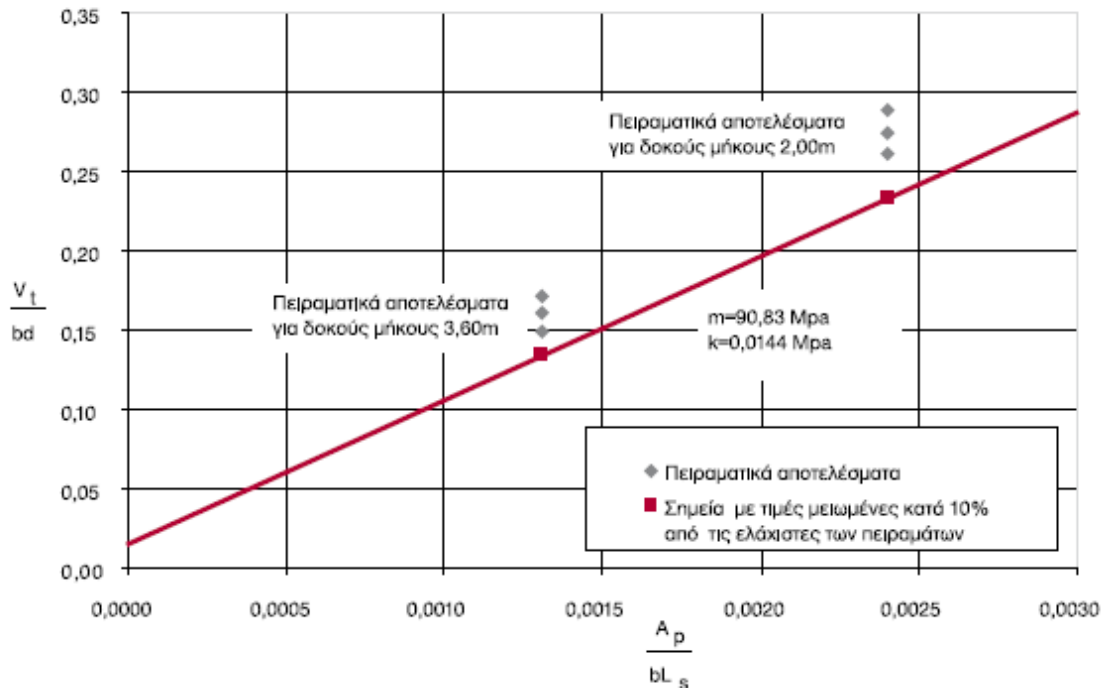
Η αμφιέριστη πλάκα φορτίζεται με δύο συγκεντρωμένα φορτία σε ίση απόσταση από τις στηρίξεις ούτως ώστε το διατμητικό άνοιγμα του φορέα να είναι $LS=L/4$. Διεξάγονται δύο σειρές πειραμάτων (A, B), κάθε μία από τις οποίες περιλαμβάνει τρία δοκίμια. Στη σειρά A τα δοκίμια έχουν μεγάλο διατμητικό άνοιγμα ενώ στη σειρά B μικρό διατμητικό άνοιγμα. Με βάση τα αποτελέσματα των πειραμάτων προσδιορίζεται η ευθεία από την οποία υπολογίζονται οι χαρακτηριστικές παράμετροι και m και k (Σχήμα 4.41).



Σχήμα 4.43. Πειραματική διάταξη για τον υπολογισμό των συντελεστών m , k

Οι συντελεστές αυτοί ισχύουν:

- Για πάχη πλάκας ίσα ή μικρότερα από αυτά των δοκιμών ($d \leq 20\text{cm}$)
- Για πάχη χαλυβδόφυλλων ίσα ή μεγαλύτερα από αυτά των δοκιμών ($t \geq 0,75\text{mm}$)
- Για σκυροδέματα με $f_{ck} \geq 20\text{Mpa}$ (C20/25 και άνω)
- Για χαλυβδόφυλλα με $f_y \geq 293\text{Mpa}$ (πρακτικά Fe320G και άνω).



Σχήμα 4.44. Υπολογισμός των συντελεστών από τα πειραματικά αποτελέσματα

Διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας υπό μελέτη κτιρίου

Από τους πίνακες οι οποίοι έχουν συνταχθεί για διάφορα πάχη χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73, ποιότητες σκυροδέματος και στατικά συστήματα, δίνονται οι παρακάτω δυνατότητες:

- Με δεδομένο άνοιγμα είναι εφικτή η εύρεση του πάχους της πλάκας που ικανοποιεί συγκεκριμένη απαίτηση οριακού φορτίου.
- Με δεδομένο το πάχος της πλάκας είναι εφικτός ο προσδιορισμός του ανοίγματος που ικανοποιεί συγκεκριμένη απαίτηση οριακού φορτίου.
- Με δεδομένο το πάχος της πλάκας και το μήκος του ανοίγματος είναι εφικτός ο προσδιορισμός του μέγιστου φορτίου που μπορεί να αναλάβει το σύστημα.

Παράλληλα στους πίνακες αυτούς επισημαίνεται η πιθανή ανάγκη για προσωρινή υποστήριξη του χαλυβδόφυλλου κατά τη φάση σκυροδέτησης καθώς και ο αριθμός των απαιτούμενων στηριγμάτων.

Σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα, ο οποίος μας δίνει τις τιμές του ωφέλιμου φορτίου που μπορεί να παραλάβει η πλάκα μας χρησιμοποιώντας το χαλυβδόφυλλο του συγκεκριμένου πάχους ($t=0,80\text{mm}$), συναρτήσει του ανοίγματος μεταξύ των διαδοκίδων μας ($L=1,67\text{m}$) και του ύψους της πλάκας μας ($h_c=0,13\text{m}$). Επίσης, τα χαλυβδόφυλλα στη κατασκευή μας τοποθετούνται επί των δοκών με ενδιάμεσες στηρίξεις στις διαδοκίδες. Προκύπτει με γραμμική παρεμβολή ότι για τα χαρακτηριστικά της πλάκας μας, το μέγιστο ωφέλιμο φορτίο που μπορούμε να εφαρμόσουμε είναι $Q=12,416\text{kN/m}^2$. Στη δική μας κατασκευή έχουμε λάβει ωφέλιμο φορτίο ίσο προς: $q=5\text{kN/m}^2 < Q=12,416\text{kN/m}^2$.



Πάχος χαλυβδόφυλλου: $t=0,80\text{ mm}$

Σκυρόδεμα: C20/25

Χάλυβας οπλισμού: S500

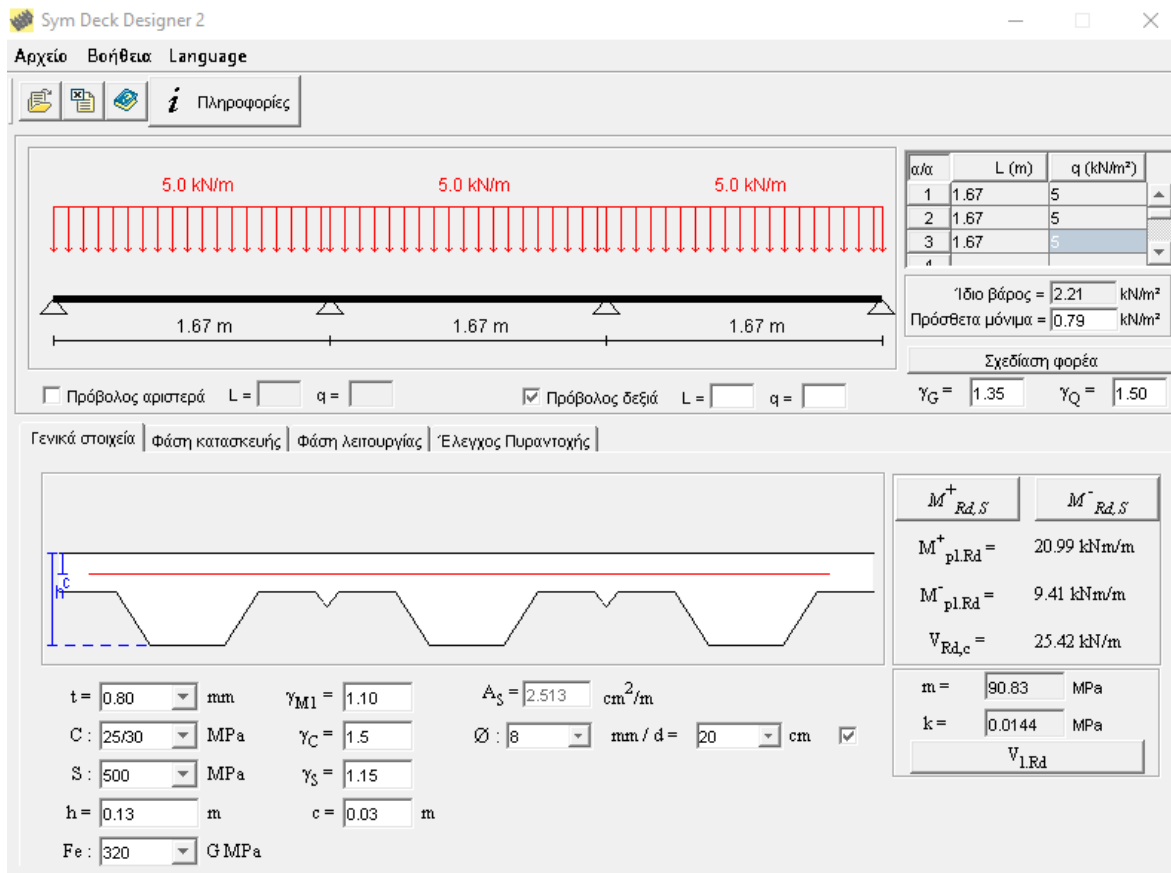
Οπλισμοί στις θέσεις των αρνητικών ροπών								
h_c (m)	0,13	0,14	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19	0,20
Οπλισμός	Φ8/20	Φ8/20	Φ8/15	Φ8/15	Φ10/20	Φ10/20	Φ10/15	Φ10/15

Πάχος πλάκας	Άνοιγμα L(m)																				
	h_c (m)	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	
0,13	21,96	17,17	13,98	11,68	8,55	6,39	4,84	3,69	2,82	2,13	1,59	1,15	0,78								
0,14	23,52	18,37	14,94	12,49	9,52	7,12	5,40	4,12	3,14	2,38	1,77	1,28	0,88	0,54							
0,15	25,05	19,55	15,89	13,27	10,50	7,85	5,95	4,54	3,46	2,62	1,95	1,41	0,97	0,60							
0,16	26,56	20,72	16,82	14,04	11,48	8,58	6,51	4,96	3,79	2,87	2,14	1,55	1,06	0,65							
0,17	28,04	21,86	17,73	14,79	12,46	9,32	7,06	5,39	4,11	3,11	2,32	1,68	1,15	0,71							
0,18	29,50	22,98	18,63	15,52	13,19	10,05	7,62	5,81	4,44	3,36	2,50	1,81	1,24	0,77							
0,19	30,93	24,08	19,51	16,24	13,80	10,78	8,17	6,24	4,76	3,61	2,69	1,94	1,33	0,83							
0,20	32,34	25,16	20,37	16,95	14,39	11,51	8,73	6,66	5,08	3,85	2,87	2,08	1,43	0,88							

Σχήμα 4.45. Πίνακας διαστασιολόγησης σύμμικτης πλάκας από τραπεζοειδή χαλυβδόφυλλα SYMDECK 73

Αναλυτικά, ο έλεγχος επάρκειας της σύμμικτης πλάκας των ορόφων του υπό εξέταση φορέα, έγινε με τη χρήση του προγράμματος SymDeck Designer 2, το οποίο είναι ένα πρόγραμμα ειδικό για την ανάλυση και διαστασιολόγηση σύμμικτων πλακών με χαλυβδόφυλλο SYMDECK73 που αναπτύχθηκε από την εταιρεία ΕΛΑΣΤΡΟΝ και

κυκλοφορεί δωρεάν στο διαδίκτυο. Οι κανονισμοί στους οποίους βασίζεται η λειτουργία του είναι ο Ευρωκώδικας 3 – Μέρος 1.3, ο Ευρωκώδικας 4 – Μέρος 1.1 και ο ΕΚΩΣ 2000.



Σχήμα 4.46. Γραφικό περιβάλλον προγράμματος SymDeck Designer 2

Τα δεδομένα εισαγωγής για την υπό μελέτη πλάκα είναι τα εξής:

Γεωμετρία Φορέα

- Μήκος φατνώματος: $L=1,67\text{m}$.

Φορτία

- Μόνιμα (ίδιο βάρος πλάκας) : $2,21\text{ kN/m}^2$
- Λοιπά μόνιμα (επικαλύψεις, μόνωση, κλπ) : $0,79\text{ kN/m}^2$
- Ωφέλιμα : $5,0\text{ kN/m}^2$ (σε όλα τα φατνώματα της πλάκας)
- Συντελεστής ασφαλείας μονίμων δράσεων: $\gamma_G=1,35$
- Συντελεστής ασφαλείας μεταβλητών δράσεων: $\gamma_Q=1,5$.

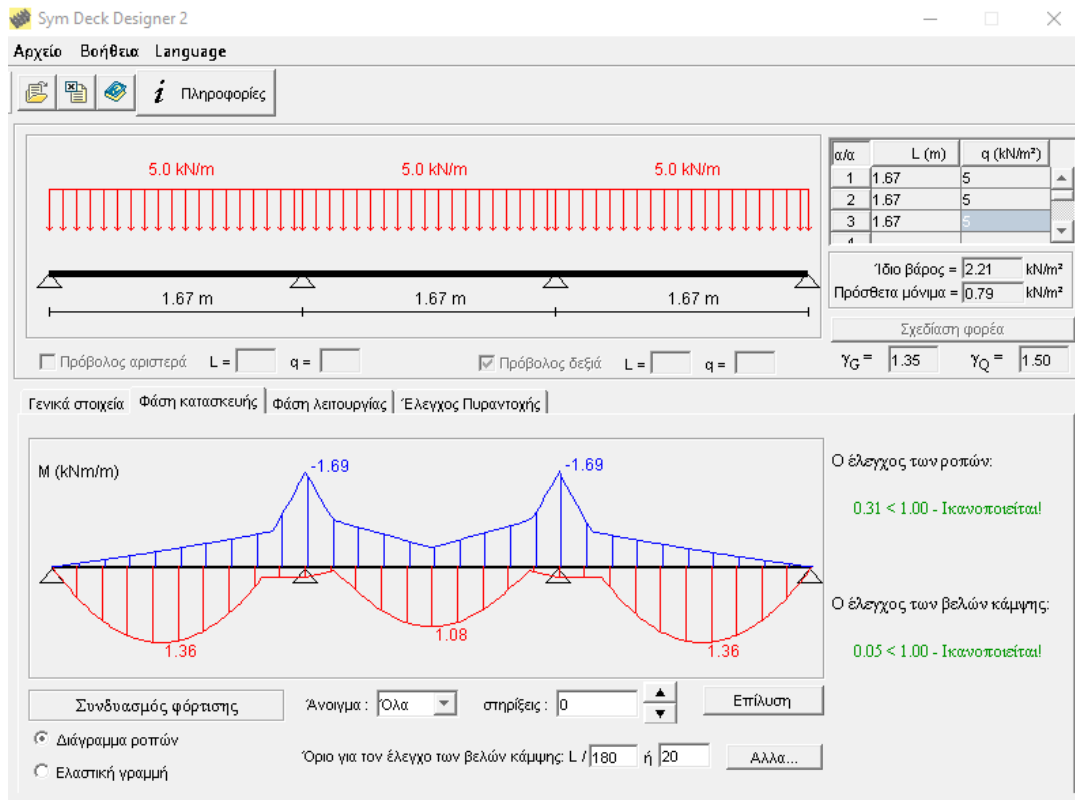
Γενικά στοιχεία – Παράμετροι των υλικών

- Πάχος χαλυβδόφυλλου: $t=0,80\text{mm}$
- Ποιότητα χάλυβα χαλυβδόφυλλου: Fe320G
- Πάχος πλάκας: $h=0,13\text{m}$
- Ποιότητα σκυροδέματος: C25/30
- Ποιότητα χάλυβα οπλισμού: S500s
- Επικάλυψη οπλισμού: $c=0,003\text{ m}$
- Εμβαδόν οπλισμού: $A_s=2,513\text{cm}^2/\text{m}$.

Συντελεστές ασφαλείας υλικών

- Χάλυβας χαλυβδόφυλλου: $\gamma_{M1}=1.10$
 - Σκυροδέματος: $\gamma_c=1.50$
 - Χάλυβας οπλισμού: $\gamma_s=1.15$.
- Πειραματικά προσδιορισμένοι συντελεστές
- $m=90,83\text{Mpa}$
 - $k=0,0144\text{Mpa}$.

Έλεγχοι στη φάση κατασκευής



Σχήμα 4.47. Έλεγχοι της σύμμικτης πλάκας κατά τη φάση κατασκευής.

i) Έλεγχος καμπτικής αντοχής

Συνδυασμός φόρτισης : $\gamma_G * G_p + (\gamma_G * G_c + \gamma_Q * 0.75) + \gamma_Q * Q_{σκ}$.

όπου:

- ❖ φορτίο $Q_{σκ}$ είναι ένα φορτίο 0,75kN το οποίο εφαρμόζεται σε μία περιοχή 3m X 3m (σε κάτοψη) και λαμβάνεται υπ' όψη στους υπολογισμούς η δυσμενέστερη θέση του στον φορέα,
- ❖ το ίδιο βάρος του σκυροδέματος, Q_c , μαζί με το φορτίο 0,75kN εφαρμόζεται ή μόνο στο άνοιγμα όπου εφαρμόζεται το φορτίο σκυροδέτησης ή σε όλο τον φορέα έτσι ώστε να προκύπτει η δυσμενέστερη εντατική κατάσταση,
- ❖ G_p είναι το ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου.

Ο έλεγχος των ροπών κάμψης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε καμπτική ροπή είναι: $0,31 < 1,00$.

ii) Έλεγχος βελών κάμψης

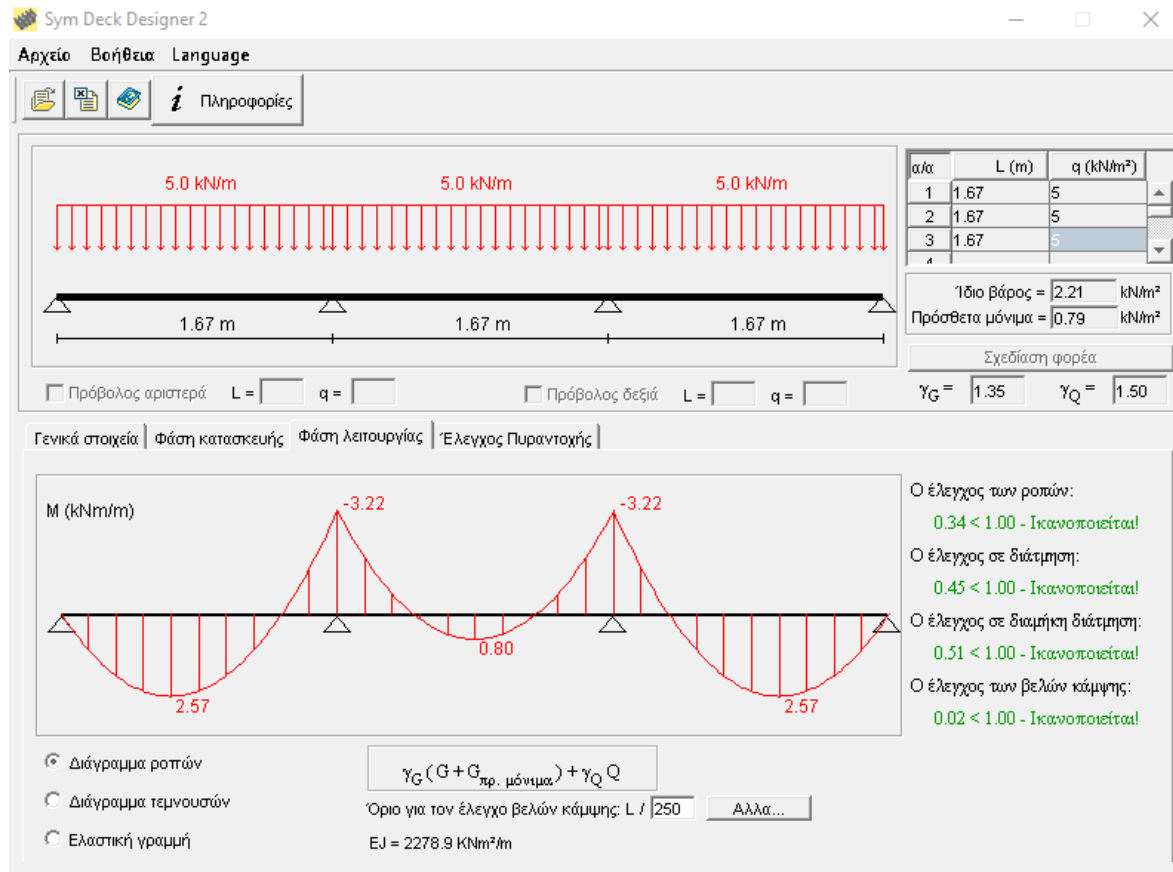
Φορτίο επίλυσης : g

Όρια για τον έλεγχο των βελών κάμψης: $1/180$ ή 20mm .

Ο έλεγχος των βελών κάμψης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε βέλος κάμψης είναι: $0,05 < 1,00$.

Ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι κατά τη φάση κατασκευής, οπότε δεν χρειάζεται κάποια προσωρινή στήριξη.

Έλεγχοι στη φάση λειτουργίας



Σχήμα 4.48. Έλεγχοι της σύμμικτης πλάκας κατά τη φάση λειτουργίας.

i) Έλεγχος καμπτικής αντοχής

Συνδυασμός φόρτισης : $\gamma_G * (g + g_{\text{προσθ.}}) + \gamma_Q * q$

Ο έλεγχος των ροπών κάμψης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε καμπτική ροπή είναι: $0,34 < 1,00$.

ii) Έλεγχος έναντι εγκάρσιας και διαμήκουσ διάτμησης

Συνδυασμός φόρτισης : $\gamma_G * (g + g_{\text{προσθ.}}) + \gamma_Q * q$

Ο έλεγχος έναντι εγκάρσιας διάτμησης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε εγκάρσια διάτμηση είναι: $0,45 < 1,00$.

Ο έλεγχος έναντι διαμήκουσ διάτμησης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε διαμήκη διάτμηση είναι: $0,51 < 1,00$.

iii) Έλεγχος βελών κάμψης

Συνδυασμός φόρτισης : $g + g_{\text{προσθ.}} + q$

Όριο για τον έλεγχο των βελών κάμψης: $1/250$.

Ο έλεγχος των βελών κάμψης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε βέλος κάμψης είναι: $0,02 < 1,00$.

5 Έλεγχος συνδέσεων

5.1 Έισαγωγή

Σημαντικό κομμάτι της ανέγερσης μια μεταλλικής κατασκευής είναι οι συνδέσεις των μελών της. Σκοπός των συνδέσεων είναι αφενός η συνδεση των μελών της κατασκευής και αφετέρου η ασφαλής μεταφορά των εντατικών μεγεθών απο μέλος σε μέλος και τελικά στο έδαφος. Οι συνδέσεις θα πρέπει να παρέχουν τη δυνατότητα ανάπτυξης ολόκληρης της πλαστικής ικανότητας των μελών, έτσι ώστε να εκμεταλλευόμαστε στο έπακρο την αντοχή και την πλαστιμότητα των μελών ενός χαλύβδινου πλαισίου. Επειδή όμως η συμπεριφορά των συνδέσεων δεν είναι τόσο καλά γνωστή όπως των μελών, απαιτείται μια συντηρητικότερη προσέγγιση του σχεδιασμού των συνδέσεων σε σχέση με αυτή των μελών.

Οι συνδέσεις θα πρέπει να υπολογίζονται επίσης κατά τρόπο που να καθιστούν την κατασκευή και ανέγερση των φορέων όσο το δυνατόν πιο απλή και γρήγορη. Δεν θα πρέπει να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητες σε κατασκευαστικές ατέλειες του εργοστασίου ή του εργοταξίου, θα πρέπει δε να ελαχιστοποιούν τη χρησιμοποίηση μέσω υψηλής ειδικευσης. Επίσης, θα πρέπει να παρέχουν τη δυνατότητα επιθεώρησης κατά τη διάρκεια της κατασκευής.

Ανάλογα με τον τρόπο σύνδεσης, οι συνδέσεις διακρίνονται σε :

- Συνδέσεις με μηχανικά μέσα: κοχλίες, ήλοι, πείροι κλπ.
- Συγκολλήσεις: εσωραφές και εξωραφές.

Οι εσωραφές, οι εξωραφές, οι κοχλιώσεις και οι ηλώσεις θα πρέπει να χρησιμοποιούνται στις συνδέσεις, είτε ανεξάρτητα ή σε συνδυασμούς. Οι συνδέσεις αποκλειστικά με κοχλίωση ή ήλωση τείνουν να είναι πολύ μεγάλες και δαπανηρές, και έτσι οι συνδέσεις με πλήρη συγκόλληση ή με συνδυασμό συγκόλλησης και κοχλίωσης αποτελούν την πιο διαδεδομένη μορφή συνδέσεων.

Η διαμόρφωση των κόμβων της κατασκευής εξαρτάται από τη διατομή των προς σύνδεση στοιχείων (δοκών, υποστυλωμάτων) και την επιθυμητή συμπεριφορά τους σε σχέση με την αντοχή και τη δυσκαμψία τους. Η διάκριση γίνεται ως προς τον τρόπο σύνδεσης της σιδηροδοκού. Η σύνδεση μπορεί να είναι συγκολλητή, με μετωπικές πλάκες, με εγκάρσια συγκολλητά στο πέλημα του υποστυλώματος ελάσματα, με χρήση γωνιακών, με απλή έδραση των σιδηροδοκών επί συγκολλητών χαλύβδινων τάκων ή χωρίς καμία σύνδεση των σιδηροδοκών. Τα παραπάνω αποτελούν μόνο παραδείγματα συνδέσεων, δεδομένου ότι υπάρχει μια μεγάλη ποικιλία διαμόρφωσης κόμβων για τις διάφορες περιπτώσεις.

Η συμπεριφορά των κόμβων χαρακτηρίζεται από την αντοχή, δυσκαμψία και στρωφική ικανότητα του κόμβου. Με κριτήριο την αντοχή οι κόμβοι χαρακτηρίζονται ως πλήρους ή μερικής αντοχής, αν η ροπή αντοχής τους είναι μεγαλύτερη ή όχι από τη ροπή αντοχής της δοκού που συνδέουν στην υπόψη διεύθυνση (θετική ή αρνητική ροπή). Οι κόμβοι αντιμετωπίζονται ως αρθρωτοί αν η ροπή αντοχής τους είναι μικρότερη από το 25% της ροπής αντοχής της δοκού που συνδέουν. Με κριτήριο τη δυσκαμψία οι κόμβοι χαρακτηρίζονται ως αρθρωτοί, ημιάκαμπτοι ή άκαμπτοι. Αρθρωτοί κόμβοι προσομοιάζονται ως αρθρώσεις, άκαμπτοι ως πακτώσεις, ημιάκαμπτοι με τη βοήθεια κατάλληλων στρωφικών ελατηρίων.

Οι διατάξεις για τον σχεδιασμό των συνδέσεων περιγράφονται στον Ευρωκώδικα 3 1993-1-8. Ο έλεγχος των συνδέσεων στην παρούσα εργασία έγινε με το PowerConnect rev2 της εταιρίας Buildsoft το οποίο περιέχει τις εν λόγω διατάξεις του Ευρωκώδικα 3. Στο PowerConnect εισάχθησαν τα εντατικά μεγέθη που καταπονούν τις συνδέσεις και με επαναληπτικές διαδικασίες έγινε η διαστασιολόγηση τους. Οι συνδέσεις οι οποίες μελετήθηκαν είναι οι εξής:

- Σύνδεση υποστηλώματος HE900M – κυρίας δοκού HE400B
- Σύνδεση υποστηλώματος H900M – δευτερεύουσας δοκού HE200B
- Σύνδεση κυρίας δοκού HE400B – διαδοκίδας IPE240
- Έδραση υποστηλώματος.

5.2 Έλεγχοι σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3

5.2.1 Ποιότητες κοχλιών

Οι ποιότητες των κοχλιών συμβολίζονται με δύο αριθμούς, με μια τελεία μεταξύ τους. Ο πρώτος αριθμός εκφράζει το 1/100 της εφελκιστικής αντοχής σε MPa, ο δεύτερος το λόγο μεταξύ ορίου διαρροής και εφελκιστικής αντοχής. Οι διαθέσιμες ποιότητες φαίνονται στον πίνακα 5.1.

Πίνακας 5.1. Ποιότητες και αντοχές κοχλιών

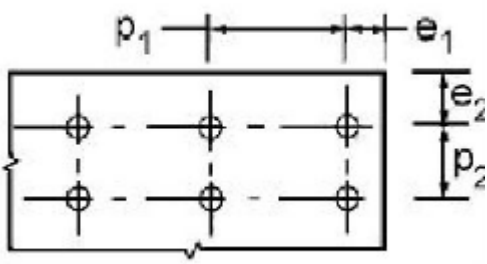
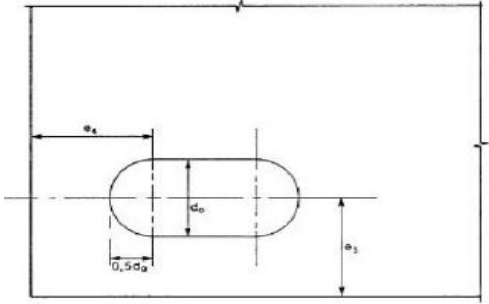
	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_y (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
f_u (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

5.2.2 Διάταξη κοχλιών

Κατά το σχεδιασμό της διάταξης των κοχλιών πρέπει να λαμβάνονται υποψη ορισμένες ελάχιστες και μέγιστες αποστάσεις, τόσο μεταξύ τους, όσο και από τα άκρα των ελασμάτων. Στόχος των ελάχιστων αποστάσεων είναι να μη μειωθεί υπέρμετρα η αντοχή του ελάσματος σε σύνθλιψη άντυγας. Στόχος των μεγίστων αποστάσεων είναι να υπάρχει επαρκής επαφή μεταξύ των ελασμάτων και να μειώνεται ο κίνδυνος σκωρίασης καθώς και να αποφεύγεται ο τοπικός λυγισμός των ελασμάτων μεταξύ των οπών σε περίπτωση θλιπτικών δυνάμεων. Οι ελάχιστες και μέγιστες αποστάσεις φαίνονται στον πίνακα 5.2.

Πίνακας 5.2. Ελάχιστες και μέγιστες αποστάσεις κοχλιών

Αποστάσεις απο άκρα e ₁ παράλληλη στη δύναμη e ₂ κάθετη στη δύναμη		Αποστάσεις μεταξύ κοχλιών p ₁ παράλληλη στη δύναμη p ₂ κάθετη στη δύναμη	
min e ₁	1,2d ₀	min p ₁	2,2d ₀
min e ₂		min p ₂	2,4d ₀
max e ₁ max e ₂	Εξωτερικοί χώροι ή διαβρωτικό περιβάλλον 40 mm + 4t Στις άλλες περιπτώσεις max (12 ; 150 mm)	max p ₁ max p ₂	Θλιβόμενες ράβδοι min (14t ; 200 mm) Εφελκούμενες ράβδοι: Εξωτερικές σειρές min (14t ; 200 mm) Εσωτερικές σειρές min (28t ; 400 mm)

5.2.3 Αντοχή σχεδιασμού μεμονομένων μέσων σύνδεσης

Διατμητικές αντοχές κοχλιών επαφής κατηγορίας A

Αντοχή σε διάτμηση του κοχλία

Η επιφάνεια διάτμησης διατέμνει τον κορμό:

$$F_{v,Rd} = n \frac{0,6 f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$$

Η επιφάνεια διάτμησης διατέμνει το σπείρωμα:

$$F_{v,Rd} = n \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \text{ κοχλίες ποιότητας 4.6 , 5.6 , 8.8}$$

$$F_{v,Rd} = n \frac{0,5 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \text{ κοχλίες ποιότητας 4.8 , 5.8 , 10.9.}$$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 a_b f_u dt}{\gamma_{M2}}$$

Όπου:

- ❖ A το εμβαδόν του κορμού του κοχλίου
- ❖ A_s το εμβαδόν σπειρώματος του κοχλίου
- ❖ e, p οι αποστάσεις κοχλιών από τα άκρα και μεταξύ τους παράλληλα (δείκτης 1) ή κάθετα (δείκτης 2) στη δύναμη
- ❖ d, d_0 διάμετρος κοχλίου και διάμετρος οπής
- ❖ f_u, f_{ub} η εφελκιστική αντοχή ελάσματος και κοχλίου
- ❖ t το ελάχιστο πάχος (ή άθροισμα παχών) συνδεδεμένων ελασμάτων σε κάθε διεύθυνση της δύναμης. Για κοχλίες βυθισμένης κεφαλής αφαιρείται το μισό πάχος της κεφαλής
- ❖ n ο αριθμός επιφανειών διάτμησης
- ❖ $\gamma_{M2} = 1,25$
- ❖ $a_b = \min(a_d; \frac{f_{ub}}{f_u}; 2,5)$
- ❖ $a_d = \frac{e_1}{3d_0}$ ή $\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}$ για ακραίους ή εσωτερικούς κοχλίες αντίστοιχα
- ❖ $\kappa_1 = \min(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5)$ για πλευρικά ακραίους κοχλίες
- ❖ $\kappa_1 = \min(1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5)$ για εσωτερικούς κοχλίες.

Διατμητικές αντοχές κοχλιών τριβής κατηγορίας B και C

Αντίσταση σε ολίσθηση

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M3}} F_{p,Cd}$$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας

Βλ. Πίνακα 5.3

Όπου:

- ❖ n ο αριθμός επιφανειών τριβής
- ❖ $k_s = 1$ κανονικές οπές
 - 0,85 υπερμεγέθεις οπές ή βραχείες σχισμές με τον άξονα της σχισμής κάθετο στη δύναμη
 - 0,7 επιμήκειες σχισμές με τον άξονα της σχισμής κάθετο στη δύναμη
 - 0,76 υπερμεγέθεις οπές ή βραχείες σχισμές με τον άξονα της σχισμής παράλληλο στη δύναμη
 - 0,63 επιμήκειες σχισμές με τον άξονα της σχισμής παράλληλο στη δύναμη
- ❖ $\mu = 0,5$ κατηγορία επιφανειών τριβής A (αμμοβολισμένες μεταλλικές επιφάνειες)
- 0,4 κατηγορία επιφανειών τριβής B (γαλβανισμένες επιφάνειες σε πάχος 50μm)

0,3 κατηγορία επιφανειών τριβής C (καθαρισμένες επιφάνειες με συρματοβουρτσα ή φλογοβολή)

0,2 κατηγορία επιφανειών τριβής D (μη επεξεργασμένες επιφάνειες)

❖ $\gamma_{M3} = 1,25$ για υβριδικές συνδέσεις ή συνδέσεις καταπονούμενες σε κόπωση

❖ $\gamma_{M3} = 1,10$ γενικώς.

Εφελκιστικές δυνάμεις

Αντοχή σε εφελκισμό του κοχλία

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$$

Αντοχή του ελάσματος σε διάτρηση

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6\pi f_u d_m t_p}{\gamma_{M2}}$$

Όπου:

- ❖ $k_2 = 0,9$ γενικώς
0,63 κοχλίες βυσθισμένης κεφαλής
- ❖ f_u η εφελκιστική αντοχή ελάσματος
- ❖ d_m η ελαστική διάμετρος κεφαλής ή περικόχλιου
- ❖ t_p το πάχος του δακτυλίου
- ❖ $\gamma_{M2} = 1,25$.

Συνδυασμός διατμητικών και εφελκιστικών δυνάμεων

Κατηγορία D

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1$$

Κατηγορία E

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M3}} (F_{p,Cd} - 0,8F_{t,Ed,ser}) \quad \text{για κατηγορία B}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M3}} (F_{p,Cd} - 0,8F_{t,Ed}) \quad \text{για κατηγορία C}$$

Όπου:

- ❖ $F_{v,Ed}$ η δρώσα διατμητική δύναμη
- ❖ $F_{t,Ed}$ η δρώσα εφελκιστική δύναμη
- ❖ $F_{t,Ed,ser}$ η δρώσα εφελκιστική δύναμη λειτουργίας.

Στον Πίνακα 5.3 συνοψίζονται οι απαιτούμενοι έλεγχοι για τις διάφορες κατηγορίες κοχλιώσεων.

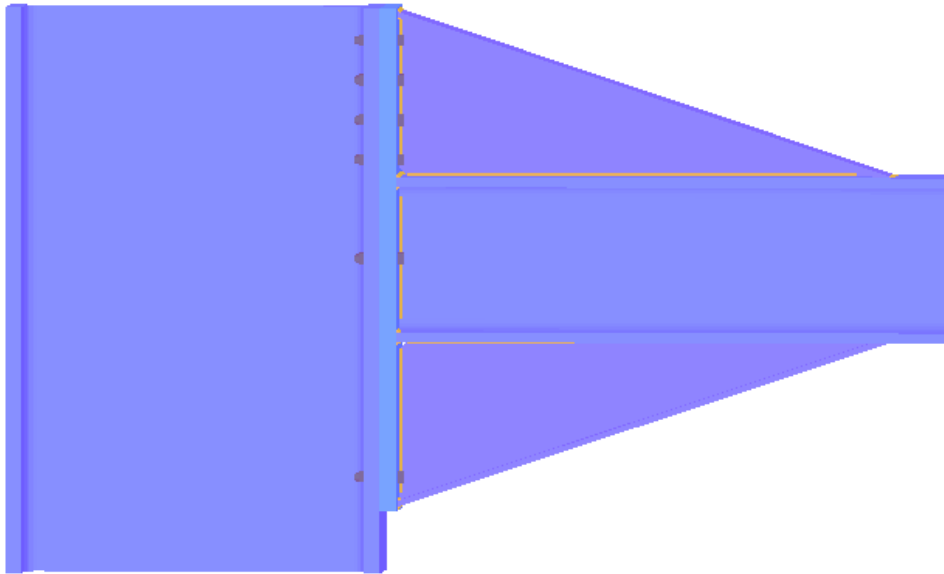
Πίνακας 5.3. Απαιτούμενοι έλεγχοι για τις διάφορες κατηγορίες κοχλιώσεων

Κατηγορία	Απαιτούμενοι έλεγχοι	Ποιότητες κοχλιών
Διατμητικές δυνάμεις		
A Κοχλιώσεις άντυνας	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ διάτμηση $F_{b,Ed} \leq F_{b,Rd}$ σύνθλιψη άντυνας	Όλες οι ποιότητες
B Κοχλιώσεις τριβής στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	Φορτία λειτουργίας $F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ ολίσθηση Φορτία αστοχίας $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ διάτμηση $F_{b,Ed} \leq F_{b,Rd}$ σύνθλιψη άντυνας	Κοχλίες 8.8 και 10.9
C Κοχλιώσεις τριβής στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ τριβή $F_{b,Ed} \leq F_{b,Rd}$ σύνθλιψη άντυνας	Κοχλίες 8.8 και 10.9
Εφελκιστικές δυνάμεις		
D Κοχλιώσεις άντυνας	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ εφελκισμός $F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ διάτρηση	Όλες οι κατηγορίες
E Κοχλιώσεις τριβής	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ ολίσθηση με εφελκισμό $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$ διάτρηση	Κοχλίες 8.8 και 10.9

5.3 Έλεγχοι συνδέσεων στην παρούσα εργασία

5.3.1 Σύνδεση υποστηλώματος HE900M – κυρίας δοκού HE400B

Η σύνδεση του υποστηλώματος με την κύρια δοκό πραγματοποιείται με μετωπική πλάκα στο πέλμα του υποστηλώματος, συνδυασμένη με ελάσματα και κοχλιώσεις. Λόγω της πολύ υψηλής ροπής κάμψης χρειάστηκαν άνω και κάτω ενισχύσεις.



Σχήμα 5.1. Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης υποστηλώματος – κυρίας δοκού

Τα εντατικά με τα οποία γίνεται η διαστασιολόγηση είναι τα εξής:

$$M_{Ed}=1018,52\text{KN}$$

$$V_{Ed}=509,31\text{KN}$$

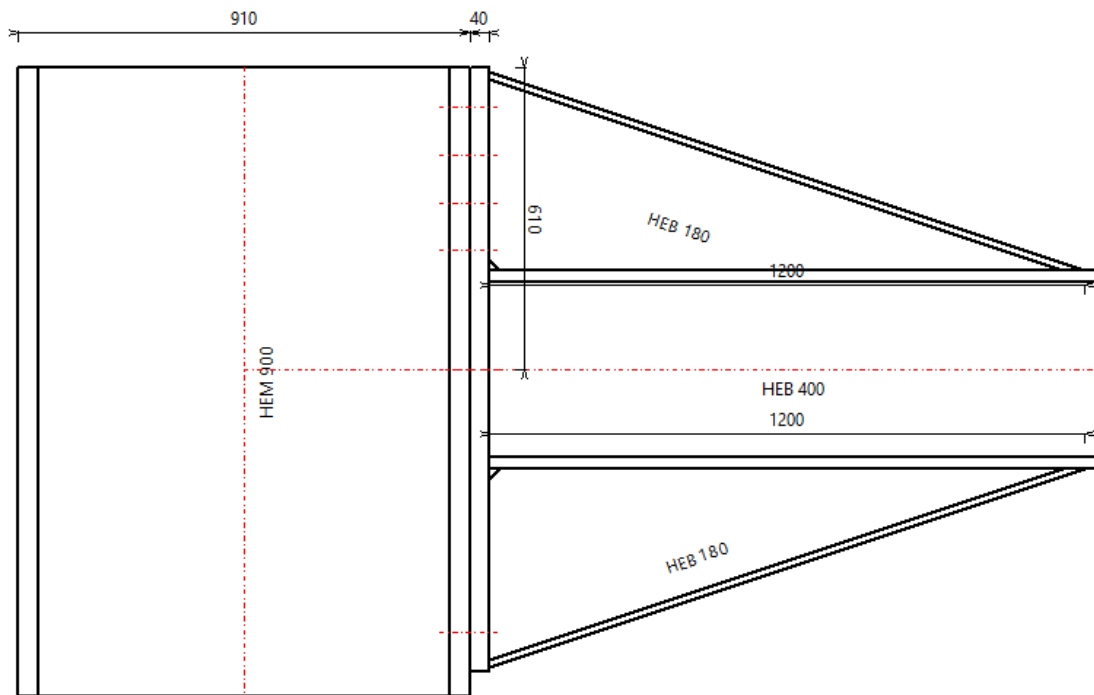
Οι έλεγχοι για αποστάσεις κοχλιών, πάχη συγκολλήσεως πραγματοποιούνται αυτόματα από το πρόγραμμα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3. Παρακάτω παρατίθενται οι έλεγχοι του προγράμματος και τα τελικά σχέδια της δύνδεσης.

$$N_{Rd,s}=2094,6\text{KN}>N_{Ed}=0\text{KN}$$

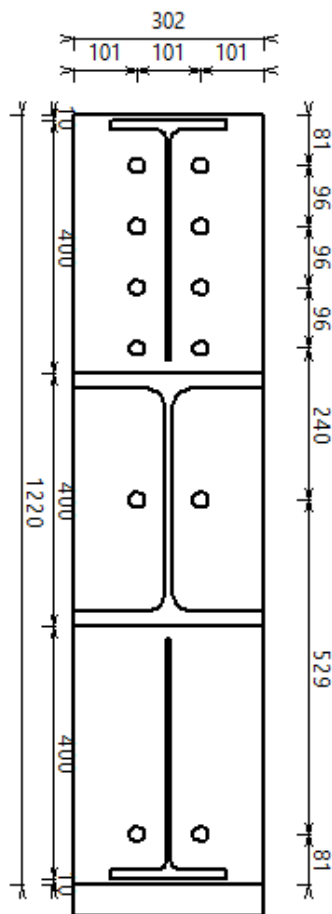
$$M_{Rd,s}=1109,3\text{KNm}>M_{Ed}=1018,52\text{KNm}$$

$$V_{Rd,s}=863,7\text{KN}>V_{Ed}=139,6\text{KN}$$

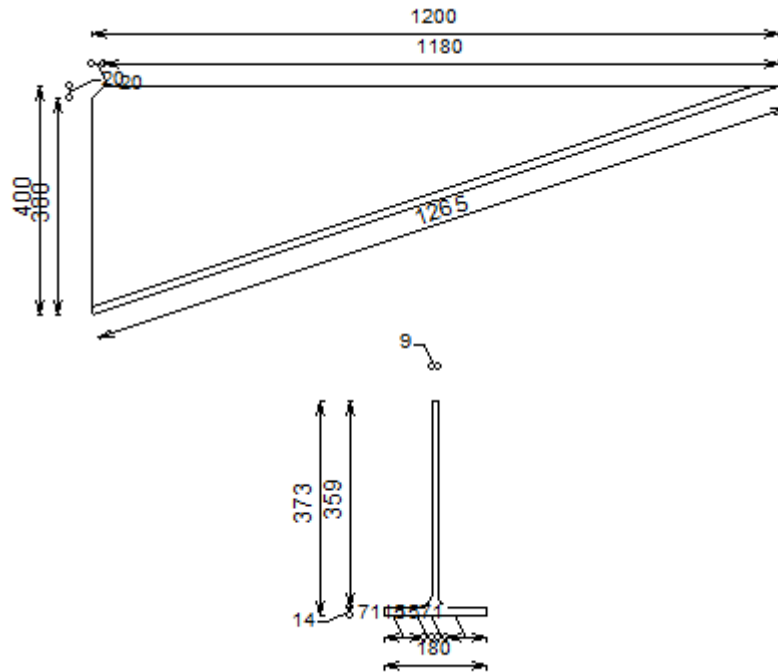
Οι κοχλίες είναι M22 8.8 με άνοιγμα οπής 24mm και τα ελάσματα τόσο στον κορμό όσο και στο πέλμα 5mm.



Σχήμα 5.2. Οριζόντια τομή σύνδεσης υποστηλώματος – κυρίας δοκού



Σχήμα 5.3. Όψη σύνδεσης



Σχήμα 5.4. Λεπτομέρεια γωνιακών ενισχύσεων

5.3.2 Σύνδεση υποστηλώματος HE900M – δευτερεύουσας δοκού HE200B

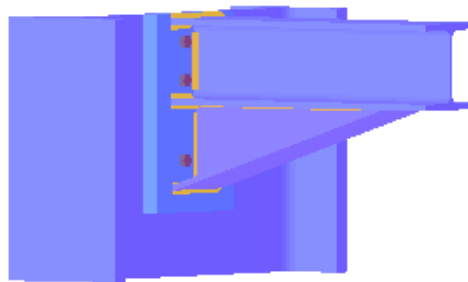
Η ίδια διαδικασία ακολουθήθηκε και στη σύνδεση του υποστηλώματος με την δευτερεύουσα δοκό. Η σύνδεση πραγματοποιήθηκε με μετωπική πλακα, ελάσματα και κοχλίωση, ενώ χρησιμοποιήθηκε και κάτω ενίσχυση. Ακολουθεί παράθεση των αντοχών της σύνδεσης σε σχέση με τα εντατικά μεγέθη και οι λεπτομέρειες της σύνδεσης σε σχήματα.

$$M_{Rd,s} = 154,8 \text{ kNm} > M_{Ed} = 150,8 \text{ kNm}$$

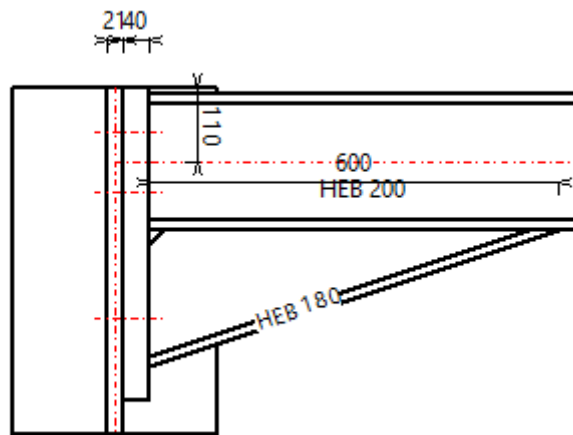
$$N_{Rd,s} = 680,7 \text{ kN} > N_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s} = 431,8 \text{ kN} > V_{Ed} = 59,1 \text{ kN}$$

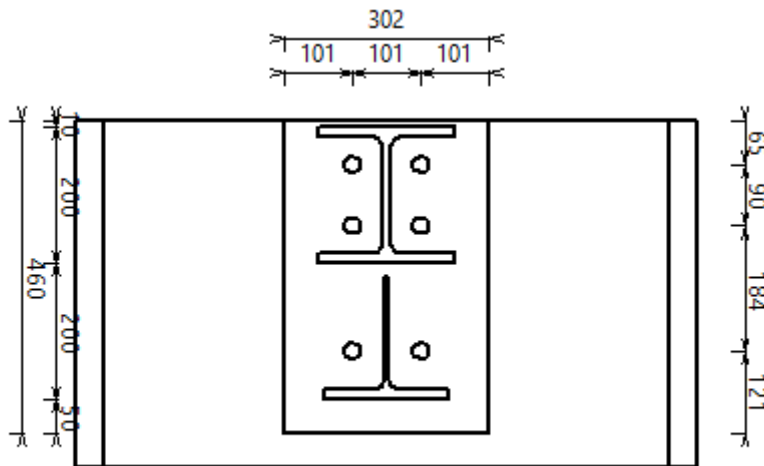
Οι κοχλίες είναι M22 ποιότητας 8.8 με άνοιγμα οπής 24 mm και τα ελάσματα πάχους 5 mm.



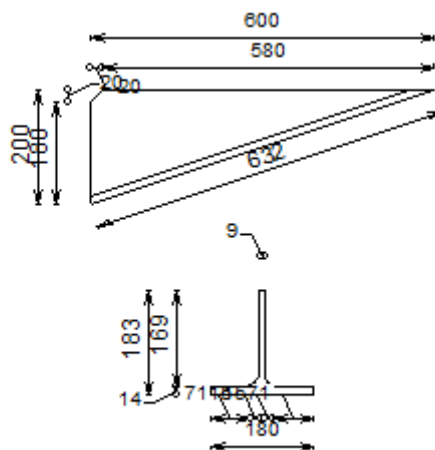
Σχήμα 5.5. Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης υποστηλώματος-δευτερεύουσας δοκού



Σχήμα 5.6. Οριζόντια τομή σύνδεσης υποστηλώματος-δευτερεύουσας δοκού



Σχήμα 5.7. Όψη σύνδεσης



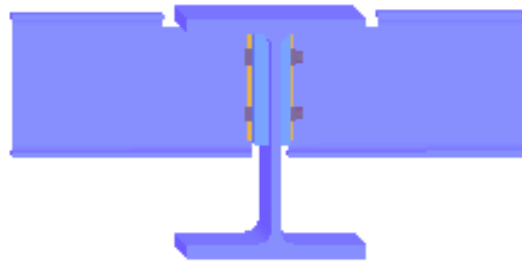
Σχήμα 5.8. Λεπτομέρεια γωνιακής ενίσχυσης

5.3.3 Σύνδεση κυρίας δοκού HE400B – διαδοκίδας IPE240

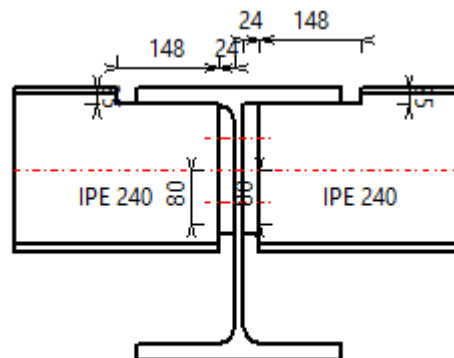
Η ίδια διαδικασία ακολουθήθηκε και στη σύνδεση της κύριας δοκού με την δευτερεύουσα δοκο. Η σύνδεση πραγματοποιήθηκε με μετωπική πλακα, ελάσματα και κοχλίες. Ακολουθεί παράθεση των αντοχών της σύνδεσης σε σχέση με τα εντατικά μεγέθη και οι λεπτομέρεις της σύνδεσης σε σχήματα.

$$V_{Rd,s}=159,8\text{KN}>V_{Ed}=52,86\text{KN}$$

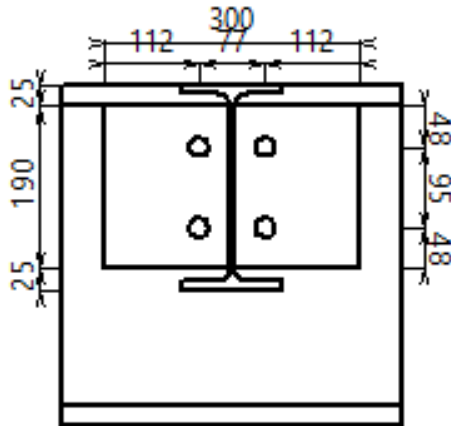
Οι κοχλίες είναι M20 ποιότητας 8.8 με άνοιγμα οπής 22mm και τα ελάσματα πάχους 5mm.



Σχήμα 5.9. Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης κυρίας δοκού-διαδοκίδας



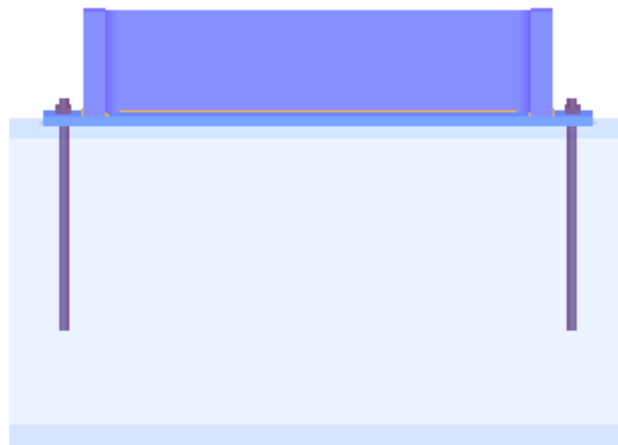
Σχήμα 5.10. Οριζόντια τομή σύνδεσης κυρίας δοκού-διαδοκίδας



Σχήμα 5.11. Όψη σύνδεσης κυρίας δοκού-διαδοκίδας

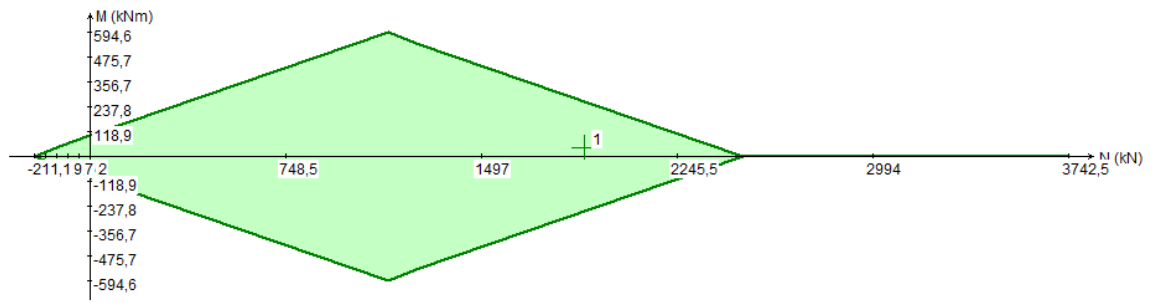
5.3.4 Έδραση υποστηλώματος

Η ίδια διαδικασία ακολουθήθηκε και στην έδραση του υποστηλώματος. Ακολουθεί παράθεση του διαγράμματος αλληλεπίδρασης των αντοχών καθώς και οι λεπτομέρειες της σύνδεσης σε σχήματα.

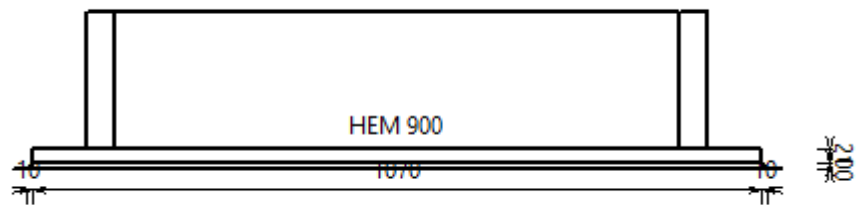


Σχήμα 5.13. Τρισδιάστατη απεικόνιση έδρασης υποστηλώματος

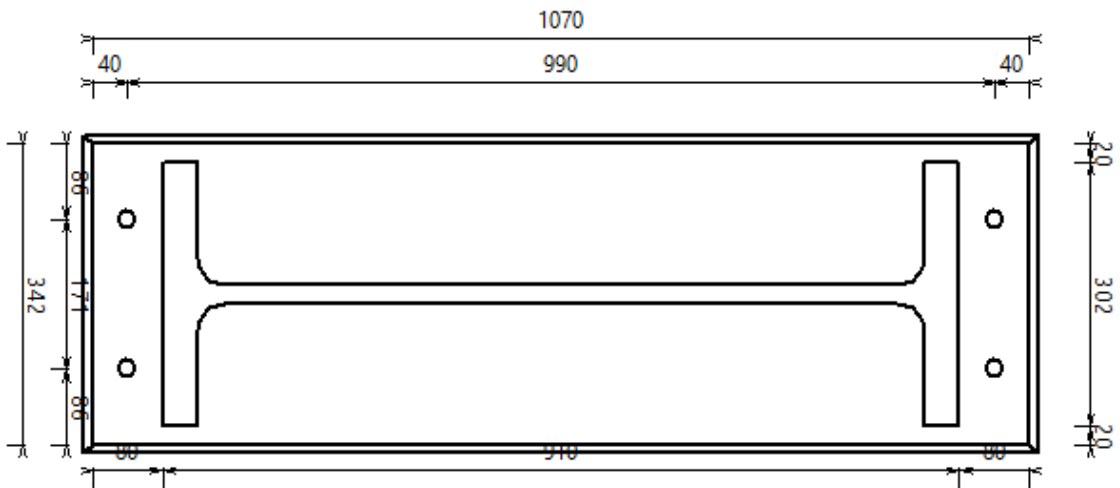
Στο παρακάτω διάγραμμα αλληλεπίδρασης βλέπουμε ότι ο δυσμενέστερος συνδυασμός βρίσκεται εντός των ορίων αντοχής της διατομής.



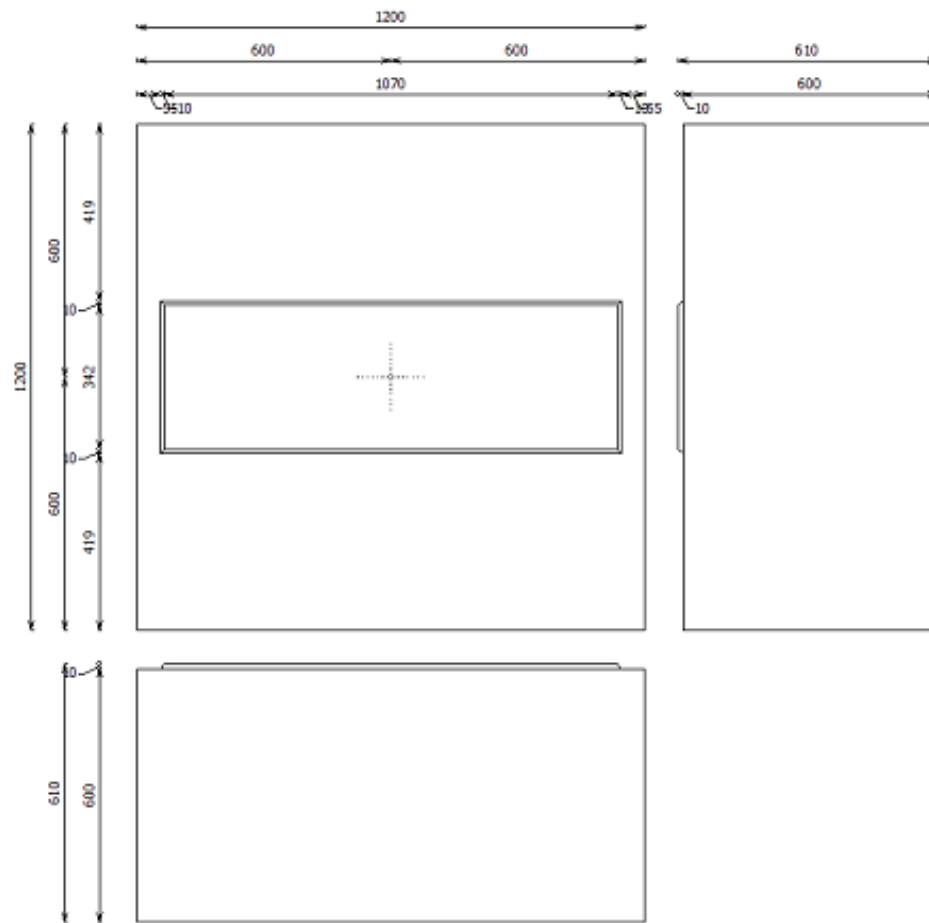
Σχήμα 5.14 Διάγραμμα αλληλεπίδρασης αντοχών σε αξονική δύναμη και ροπή



Σχήμα 5.15. Όψη έδρασης υποστηλώματος



Σχήμα 5.16. Κάτοψη έδρασης υποστηλώματος



Σχήμα 5.20. Λεπτομέρεια διατομής σκυροδέματος

6 Συμπεράσματα

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται την ανάλυση και διαστασιολόγηση του μεταλλικού φορέα ενός ατμοηλεκτρικού σταθμού. Ο σχεδιασμός του υπό μελέτη κτιρίου γίνεται τόσο με βάση την επάρκειά του σε καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, όσο και με γνώμονα την απαίτηση να αποτελεί μία λειτουργική μονάδα για την κάλυψη των αναγκών για τις οποίες κατασκευάζεται. Από τη μελέτη προέκυψε ότι η κατασκευή μας είναι ικανή να παραλάβει τις καταπονήσεις από τα προβλεπόμενα φορτία σχεδιασμού και παράλληλα τα αποτελέσματα όλων των ελέγχων που πραγματοποιήθηκαν βρέθηκαν εντός των προβλεπομένων από τους κανονισμούς ορίων.

Παρατηρώντας τα αποτελέσματα των δράσεων επί της κατασκευής, και συγκεκριμένα, τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται μέσω των δυσμενέστερων συνδυασμών δράσεων, βλέπουμε ότι δυσμενέστερη φόρτιση στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι βασικοί συνδυασμοί 9,15,16. Από αυτό καταλαβαίνουμε ότι η επίδραση του ανέμου είναι σημαντική στη διαστασιολόγηση του κτιρίου.

Πρέπει να επισημανθεί ότι το κτίριο μελετήθηκε με χρήση Ευρωκωδίκων και των Εθνικών Προσαρτημάτων. Για να μην αστοχεί καμία διατομή στο υπό μελέτη κτίριο, επιλέχθηκαν μεγαλύτερες διατομές των δομικών στοιχείων και παράλληλα προστέθηκαν υποστυλώματα και δικτυώματα για να παραλαμβάνουν τα τεράστια κατακόρυφα φορτία λόγω βάρους και τις σεισμικές δράσεις που θα αναπτυχθούν, καθώς επίσης και τις οριζόντιες μετακινήσεις του κτιρίου.

Η διαστασιολόγηση βασίστηκε στην πλήρη αξιοποίηση της αντοχής των περισσότερων μελών της κατασκευής. Δηλαδή επιλέχθηκαν διατομές για τα μέλη οι οποίες ικανοποιούσαν τους ελέγχους σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας και οι οποίες παράλληλα οδηγούσαν στο μέγιστο δυνατό συντελεστή εκμετάλλευσής τους.

Για τα δάπεδα της κατασκευής επιλέχθηκε να τοποθετηθεί σύμμικτη πλάκα (διατμητική σύνδεση της πλάκας με την δοκό). Η χρήση της σύμμικτης πλάκας αποτελούσε οικονομικότερη λύση από μια πλάκα με οπλισμένο σκυρόδεμα, διότι εκμεταλλευόμαστε πλήρως τις ιδιότητες των δύο συνεργαζόμενων υλικών, ήτοι την καλή αντοχή του σκυροδέματος σε θλίψη και του χάλυβα σε εφελκυσμό. Επίσης η εφαρμογή της σύμμικτης πλάκας στο κτίριο, αυξάνει κατά πολύ την ταχύτητα ανέγερσης του κτιρίου.

Όσον αφορά τη σεισμική φόρτιση, έγινε ανάλυση με τη δυναμική φασματική μέθοδο (πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης). Απαιτήθηκαν 26 ιδιομορφές έτσι ώστε το άθροισμα των δρῶσων ιδιομορφικών μαζών να συμπληρώσει το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος κατά x και y . Στην 1η ιδιομορφή, με ιδιοπερίοδο $T=2,82\text{sec}$, λαμβάνει μέρος το μεγαλύτερο ποσοστό της μάζας κατά Y (ίσο με 71%), ενώ μέχρι και την 4^η ιδιομορφή δεν ενεργοποιείται η δυσκαμψία της κατασκευής στο άξονα xx .

Στις συνδέσεις απαιτήθηκαν γωνιακές ενισχύσεις για τη μεταφορά των υψηλών ροπών κάμψης από τη δοκό στο υποστήλωμα.

7 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). 'Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων', Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι, Ιωαννίδης Γ. (2005). 'Σιδηρές κατασκευές – Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3', Τόμος Ι, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι, Ιωαννίδης Γ. (2004). 'Σιδηρές κατασκευές – Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3', Τόμος ΙΙ, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι. (2003). 'Σιδηρές κατασκευές – Ανάλυση και διαστασιολόγηση', Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Βάγιας Ι. (2001). 'Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα', εκδ. 2η, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Έλαστρον Α.Ε.Β.Ε. - 'Τεχνικό εγχειρίδιο χαλυβδόφυλλου Symdeck 73 (www.elastron.gr)'.
7. Έλαστρον Α.Ε.Β.Ε. - 'Εγχειρίδιο χρήσης SymDeck Designer'.
8. Ερμόπουλος Ι. (2005). 'Ευρωκώδικας 1 – Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών-Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής', Εκδόσεις Κλειδάριθμος, έκδ. 2η, Αθήνα.
9. Ο.Α.Σ.Π.-ΣΠΜΕ (2001). 'Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ.) 2000', Αθήνα.
10. Καλλιρρόη Ι. Κατωπόδη (2013). 'Σχεδιασμός Εμπορικού μεταλλικού κτιρίου' Διπλωματική εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
11. Κουζούπης Κωνσταντίνος (2012). 'Σχεδιασμός Πολυώροφου Μεταλλικού Κτιρίου με Βάση τους Ευρωκώδικες' Διπλωματική εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
12. Μαλακάτας Ν., Τρέζος Κ. (2011). 'Σημειώσεις για τη χρήση των Ευρωκωδίκων - EN1990: Βάσεις Σχεδιασμού των Φερουσών Κατασκευών-EN1991: Δράσεις επί των κατασκευών', Αθήνα.
13. Πάτσης Ευάγγελος. (2014). 'Σχεδιασμός 6-ώροφου εμπορικού κέντρου με κτίρια απο μεταλλικό σκελετό' Διπλωματική εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
14. Τσαγκαράκης Μιχαήλ. (2014). 'Σχεδιασμός Πολυώροφου Μεταλλικού Κτιρίου' Διπλωματική εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
15. Buildsoft., 'PowerConnect reference manual'. Belgium
16. Buildsoft., 'Getting Started with PowerConnect (EN-1993-1-8)'. Belgium
17. CEN (July 2001). 'prEN1990:2001 E., Eurocode 0: Basis of structural design', Brussels.
18. CEN (April 2002). 'EN1991-1-1, Eurocode 1: Actions on structures, Part 1-1: General actions-Densities, self weight, imposed loads for buildings', Brussels.
19. CEN (July 2003). 'EN1991-1-3, Eurocode 1: Actions on structures, Part 1-3: General actions-Snow loads', Brussels.
20. CEN (January 2004). 'EN1991-1-4, Eurocode 1: Actions on structures, Part 1-4: General actions-Wind actions', Brussels.
21. CEN (May 2005). 'EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-1:General structural rules', Brussels.

22. CEN (May 2005). 'EN1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures, Part1-8: Design of joints', Brussels.
23. CEN (September 2004). 'EN 1994-1-1, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings', Brussels.
24. CEN (December 2004). 'EN1998-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance , Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Brussels.
25. Computers and Structures, Inc.'SAP2000® Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures - STEEL DESIGN MANUAL', Berkeley, California, USA.
26. Computers & Structures Inc. (2011). 'Eurocode 3-2005 with Eurocode 8:2004- Steel Frame Design Manual for SAP2000' Berkeley, California, USA
27. Francisco Jose Davila-Arbona (May 2007), 'Panel zone behavior in steel moment resisting frames',Rose School