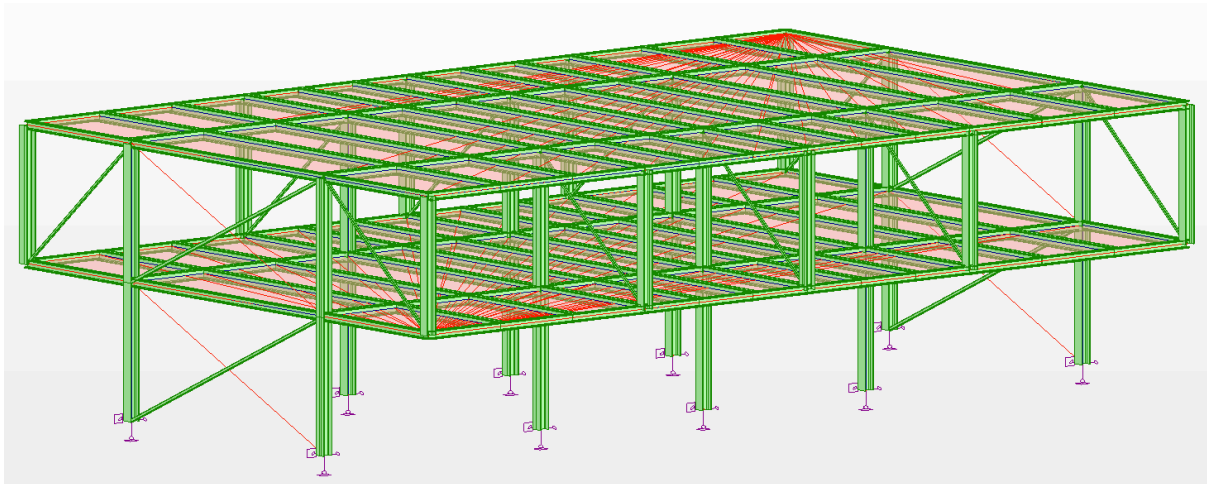




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΟΝΟΚΑΤΟΙΚΙΑΣ ΑΠΟ ΔΟΜΙΚΟ ΧΑΛΥΒΑ



Διπλωματική Εργασία
ΠΑΝΤΕΛΗΣ ΜΕΡΜΗΓΚΑΣ

EMK ΔΕ 2023 26

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

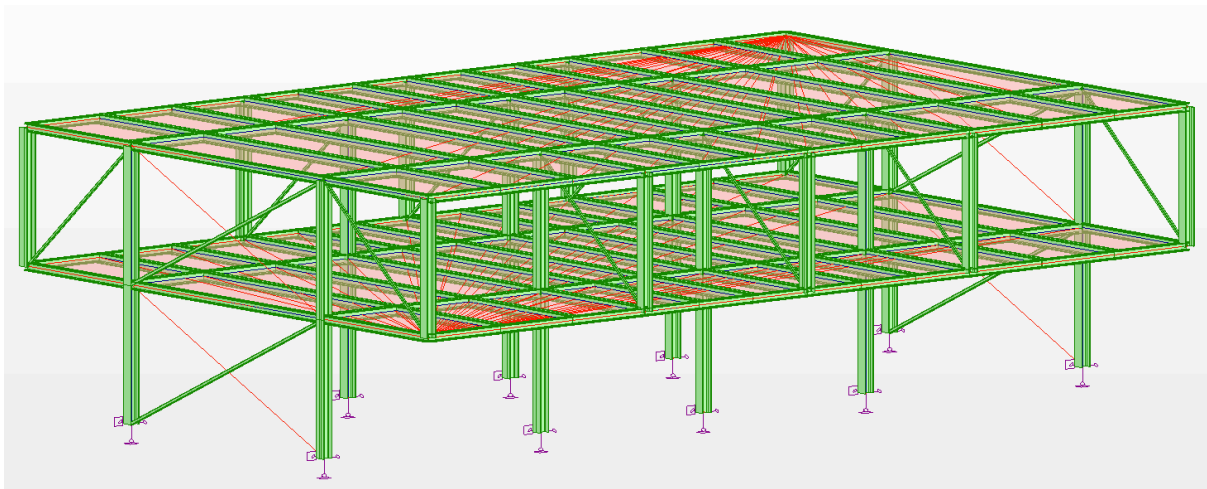
Αθήνα, Νοέμβριος 2023



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΟΝΟΚΑΤΟΙΚΙΑΣ ΑΠΟ ΔΟΜΙΚΟ ΧΑΛΥΒΑ



Διπλωματική Εργασία
ΠΑΝΤΕΛΗΣ ΜΕΡΜΗΓΚΑΣ

EMK ΔΕ 2023 26

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Νοέμβριος 2023

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ	- 3 -
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	- 5 -
ABSTRACT	- 7 -
1. Εισαγωγή	- 8 -
1.1. Γενικά.....	- 8 -
1.2. Αντικείμενο εργασίας.....	- 8 -
1.3. Χαρακτηριστικά κατασκευής.....	- 9 -
1.4. Φέροντα στοιχεία.....	- 9 -
1.5. Στατικό προσομοίωμα.....	- 12 -
2. Υλικά κατασκευής	- 13 -
2.1. Δομικός χάλυβας.....	- 13 -
2.2. Οπλισμένο σκυρόδεμα.....	- 13 -
2.3. Χάλυβας χαλυβδόφυλλων	- 14 -
2.4. Κοχλίες και διατμητικοί ήλοι.....	- 14 -
3. Δράσεις επί της κατασκευής	- 15 -
3.1. Μόνιμα φορτία.....	- 15 -
3.1.1. Ίδιο βάρος μεταλλικών μελών.....	- 15 -
3.1.2. Βάρος σύμμικτης πλάκας	- 15 -
3.1.3. Πρόσθετα μόνιμα φορτία.....	- 15 -
3.2. Κινητά φορτία.....	- 16 -
3.3. Φορτίο ανέμου.....	- 18 -
3.4. Υπολογισμός ανεμικών φορτίων.....	- 26 -
4. Σεισμικές δράσεις	- 29 -
4.1. Γενικά.....	- 29 -
4.2. Σεισμικές δράσεις.....	- 30 -
4.2.1. Σεισμικές ζώνες	- 30 -
4.2.2. Προσδιορισμός κατηγορίας εδάφους.....	- 31 -
4.2.3. Προσδιορισμός εδαφικής επιτάχυνσης.....	- 32 -
4.2.4. Συντελεστής σπουδαιότητας	- 32 -
4.2.5. Συντελεστής συμπεριφοράς	- 33 -
4.3. Φάσμα σχεδιασμού.....	- 33 -
5. Συνδυασμοί φορτίσεων	- 36 -
5.1. Οριακές καταστάσεις.....	- 36 -
5.1.1. Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ).....	- 36 -

5.1.2.	Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ).....	- 37 -
5.2.	Συνδυασμοί φορτίσεων.....	- 40 -
5.2.1.	Συνδυασμοί ULS.....	- 40 -
5.2.2.	Συνδυασμοί SLS.....	- 41 -
6.	Αποτελέσματα στατικής ανάλυσης και διαστασιολόγηση μελών.....	- 42 -
6.1.	Διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας.....	- 42 -
6.1.1.	Υπολογισμοί σύμμικτης πλάκας.....	- 43 -
6.2.	Διαστασιολόγηση κύριων δοκών.....	- 48 -
6.3.	Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων.....	- 52 -
6.3.1.	Υποστυλώματα των χιαστί συνδέσμων.....	- 52 -
6.3.2.	Υπόλοιπα υποστυλώματα πλαισίων ροπήs.....	- 56 -
6.3.3.	Υποστυλώματα προβόλων.....	- 60 -
6.4.	Διαστασιολόγηση αναρτήρων 2ου ορόφου.....	- 64 -
6.5.	Διαστασιολόγηση σύμμικτων δοκών.....	- 66 -
6.5.1.	Υπολογισμός σύμμικτων δοκών.....	- 66 -
6.5.2.	Υπολογισμός διατμητικής σύνδεσης.....	- 70 -
7.	Αντισεισμικός σχεδιασμός.....	- 72 -
7.1.	Εισαγωγή.....	- 72 -
7.2.	Έλεγχος σε ευαισθησία δεύτερης τάξης.....	- 74 -
7.3.	Έλεγχος χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας.....	- 77 -
7.4.	Έλεγχος υποστυλωμάτων.....	- 79 -
7.5.	Έλεγχος κυρίων δοκών.....	- 81 -
7.6.	Έλεγχος κόμβων.....	- 84 -
7.7.	Περιορισμός βλαβών κατά Χ και Υ.....	- 86 -
8.	Συνδέσεις.....	- 87 -
8.1.	Σύνδεση ροπήs κύριας δοκού HEA 220 με υποστύλωμα HEB 240.....	- 87 -
8.2.	Σύνδεση τέμνουσας κύριας σύμμικτης δοκού IPE 200 με υποστύλωμα HEB 240.....	- 90 -
9.	Βιβλιογραφία.....	- 92 -

Copyright © Παντελής Μέρμηγκας, 2023
Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση σε αρχείο πληροφοριών, διανομή, αναπαραγωγή, μετάφραση ή μετάδοση της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό, υπό οποιαδήποτε μορφή και με οποιοδήποτε μέσο επικοινωνίας, ηλεκτρονικό ή μηχανικό, χωρίς την προηγούμενη έγγραφη άδεια του συγγραφέα. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τον/την συγγραφέα.

Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

Copyright © Pantelis Mermigkas, 2023
All Rights Reserved

Neither the whole nor any part of this diploma thesis may be copied, stored in a retrieval system, distributed, reproduced, translated, or transmitted for commercial purposes, in any form or by any means now or hereafter known, electronic or mechanical, without the written permission from the author. Reproducing, storing and distributing this thesis for non-profitable, educational or research purposes is allowed, without prejudice to reference to its source and to inclusion of the present text. Any queries in relation to the use of the present thesis for commercial purposes must be addressed to its author.

Approval of this diploma thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens (NTUA) does not constitute in any way an acceptance of the views of the author contained herein by the said academic organisation (L. 5343/1932, art. 202).

Παντελής Μέρμηγκας (2023)
ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΟΝΟΚΑΤΟΙΚΙΑΣ ΑΠΟ ΔΟΜΙΚΟ ΧΑΛΥΒΑ
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2023 26
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Pantelis Mermigkas (2023)
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2023 26
Design of steel maisonette
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά την οικογένεια μου, για την ατέρμονη στήριξη κατά τη διάρκεια των φοιτητικών μου σπουδών στη σχολή των Πολιτικών Μηχανικών.

Ιδιαίτερα θα ήθελα να ευχαριστήσω, τον Καθηγητή κ. Παύλο Θανόπουλο για την καθοδήγηση καθ' όλη την εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας, καθώς και για την άψογη συνεργασία μας, που χωρίς αυτή δεν θα είχε παραχθεί το ίδιο αποτέλεσμα.



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2023 26

Σχεδιασμός Μονοκατοικίας από Δομικό Χάλυβα

Παντελής Μέρμηγκας

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Κύριο αντικείμενο μελέτης της διπλωματικής εργασίας, αποτελεί ο σχεδιασμός, η ανάλυση και η διαστασιολόγηση μίας διώροφης κατοικίας από δομικό χάλυβα σύμφωνα με τα ευρωπαϊκά πρότυπα και κανονισμούς. Η αρχιτεκτονική έμπνευση βασίζεται σε μια [κατοικία στην Αργεντινή](#), με ορισμένες μετατροπές οι οποίες κρίθηκαν κατά την μελέτη.

Οι βασικοί μηχανισμοί παραλαβής των διαφόρων εντάσεων αποτελούνται από μεταλλικά πλαίσια και από σύμμικτες πλάκες, ώστε να επιτευχθεί η μέγιστη συνεργασία σκυροδέματος – χάλυβα. Για την ανάλυση χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Robot Structural Analysis 2022, στο οποίο η κατασκευή, αφού προσομοιώθηκε επαρκώς, μελετήθηκε σε οριακές καταστάσεις τόσο για τους στατικούς συνδυασμούς, όσο και για τους σεισμικούς.

Τέλος, το κτίριο τέθηκε στους ελέγχους του ικανοτικού σχεδιασμού, με σκοπό την εκμετάλλευση της πλαστιμότητας.



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



DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2023 26

Design of steel maisonette

Pantelis Mermigkas

Supervisor: Pavlos Thanopoulos

ABSTRACT

The main object of study of the thesis is the design, analysis and dimensioning of a two - story house made of structural steel, according to European standards and regulations. The architectural inspiration is based on [a maisonete at Argentina](#), with some modifications that were deemed necessary during the study.

The basic mechanisms for receiving the various tensions consist of metal frames and composite plates, in order to achieve maximum concrete-steel cooperation. The Robot Structural Analysis 2022 program was used for the analysis, in which the structure, after being adequately simulated, was studied in limit states for both static and seismic combinations.

Finally, the building was subjected to the tests of satisfactory design, in order to exploit the flexibility

1. Εισαγωγή

1.1. Γενικά

Ο στόχος της διπλωματικής εργασίας είναι τόσο η εφαρμογή του συνόλου των γνώσεων που αποκτήθηκαν κατά την διάρκεια των σπουδών στη σχολή των Πολιτικών Μηχανικών, όσο και ο εμπλουτισμός αυτών, μέσω της άμεσης επαφής με το λειτουργικό. Με γνώμονα επίσης, ότι το εν λόγω λειτουργικό, τυχαίνει εφαρμογής στην αγορά εργασίας, αφού αποτελεί ένα ολοκληρωμένο θέμα Δομοστατικού Μηχανικού, παρέχοντας εντέλει σημαντικά εφόδια για χρήση- εφαρμογές, στο μετέπειτα εργασιακό περιβάλλον.

1.2. Αντικείμενο εργασίας

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η μελέτη μιας διώροφης μονοκατοικίας, η οποία αποτελείται από δομικό χάλυβα και σύμμικτη πλάκα. Η προσομοίωση του μεταλλικού φορέα έγινε μέσω του προγράμματος Robot Structural Analysis 2022. Μέρος της εργασίας, αποτέλεσε η εξοικείωση με το λογισμικό και την πλήρη αξιοποίηση των δυνατοτήτων του ως προς την ανάλυση και διαστασιολόγηση μεταλλικών κατασκευών. Η ανάλυση και ο σχεδιασμός του κτιρίου πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τις διατάξεις των Ευρωκωδίκων. Οι κανονισμοί που χρησιμοποιήθηκαν αναφέρονται παρακάτω:

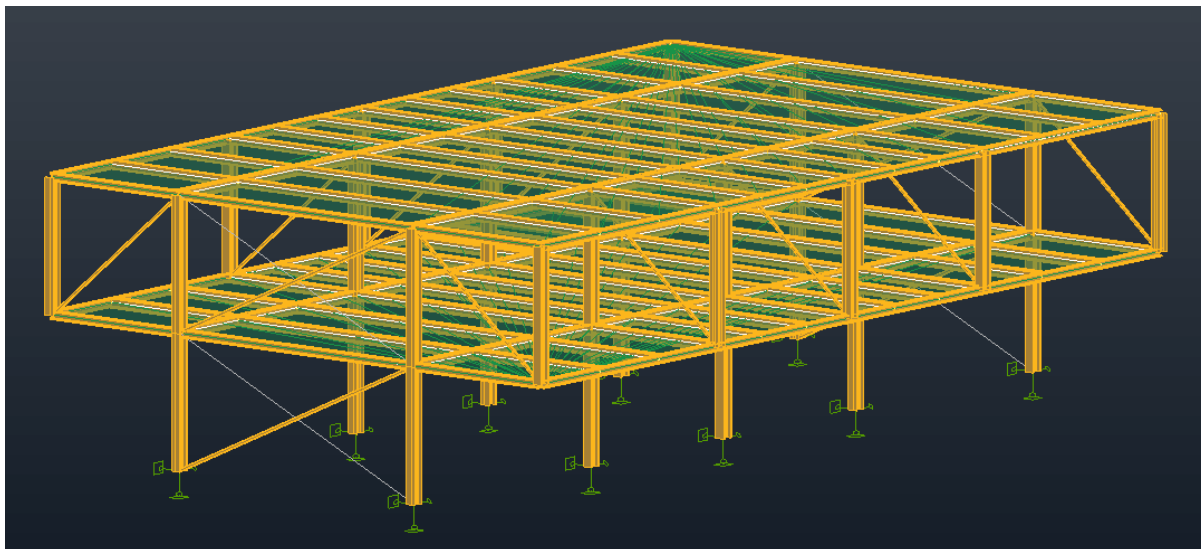
- EN 1990 Ευρωκώδικας 0: Βασικές αρχές σχεδιασμού
- EN 1991 Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των κατασκευών
- EN 1993 Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα
- EN 1994 Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα
- EN 1998 Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών

1.3. Χαρακτηριστικά κατασκευής

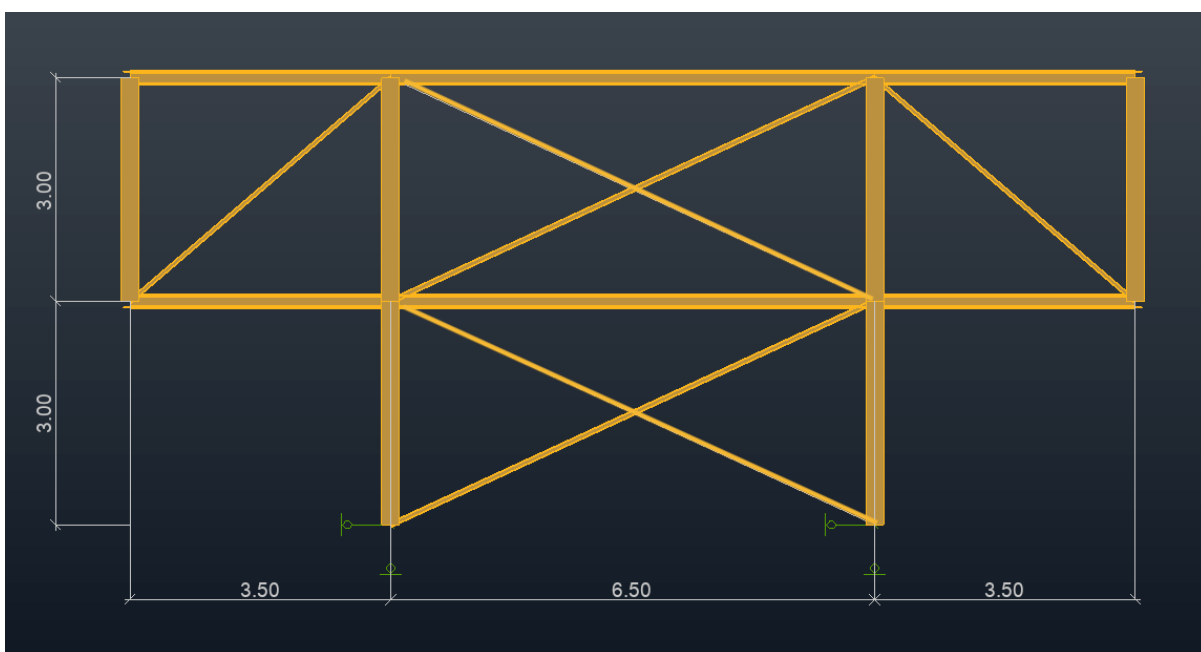
Πρόκειται για μία διώροφη κατοικία, ορθογωνίου σχήματος με διαστάσεις 21.00m x 13.50m. Η έκταση που καλύπτει η κατοικία είναι συνολικά, 283.50m². Το ύψος του κτηρίου είναι 6m. Ο 1^{ος} όροφος έχει τέσσερα φατνώματα. Οι διαστάσεις των δύο φατνωμάτων είναι 6.50x6.00m, και των υπολοίπων δύο, 4.50x6.50m. Τα φατνώματα αυτά προεκτείνονται και στον 2^ο όροφο, με την προσθήκη εκατέρωθεν των μεγάλων πλευρών, δύο προβόλων, με διαστάσεις 3.20x21.00m έκαστος.

1.4. Φέροντα στοιχεία

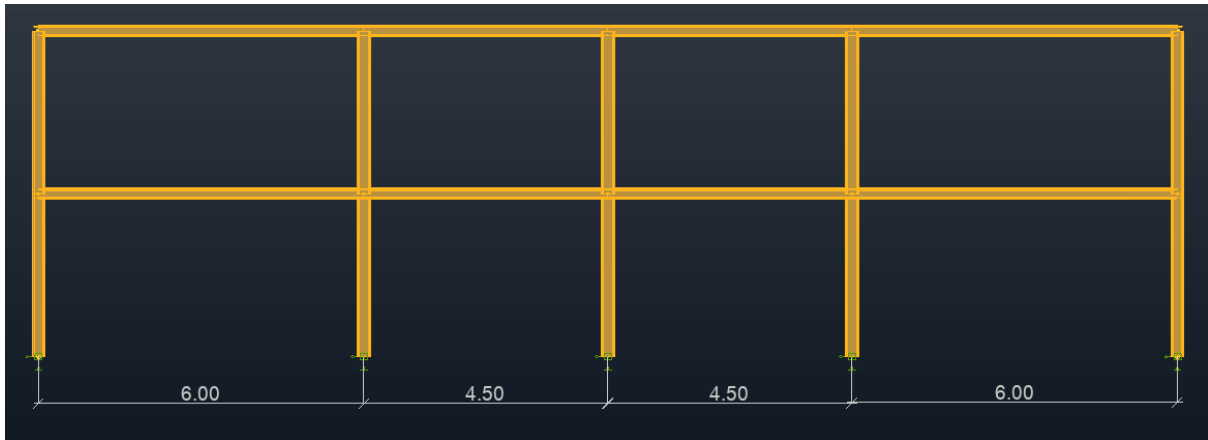
Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου αποτελείται από μεταλλικές δοκούς και μεταλλικά υποστυλώματα, ενώ η πλάκα των δύο ορόφων είναι σύμμικτη από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα. Κατά τη διεύθυνση X το κτίριο λειτουργεί σαν πλαίσιο ροπής, ενώ στην διεύθυνση Y τα φορτία λόγω ανεμικών πιέσεων και σεισμικής διέγερσης τα παραλαμβάνουν οι χιαστοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Η σύμμικτη πλάκα εδράζεται πάνω σε δευτερεύουσες μεταλλικές δοκούς και συνδέεται με αυτές μέσω διατμητικών ήλων. Έπειτα τα φορτία μεταφέρονται στις κύριες δοκούς του φέροντα οργανισμού. Οι δευτερεύουσες δοκοί έχουν τοποθετηθεί ανά 2m και 1.50m ανάλογα το φάτνωμα και συνδέονται αμφιαρθρωτά με τις κύριες. Στα Σχήματα 2.1 – 2.4 φαίνεται η γεωμετρία του φορέα.



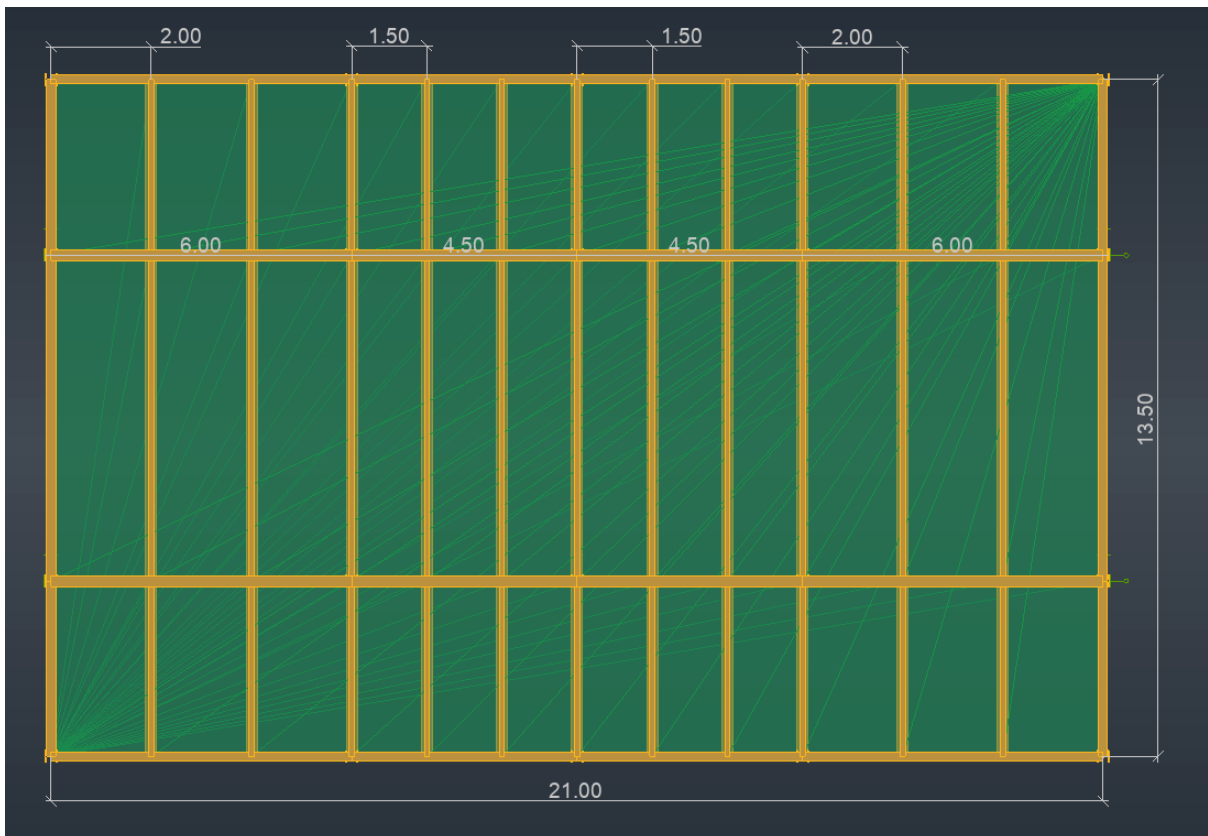
Σχήμα 2.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση κτιρίου



Σχήμα 2.2: Πρόσοψη κτιρίου



Σχήμα 2.3: Πλάγια όψη κτιρίου



Σχήμα 2.4: Κάτοψη κτιρίου

1.5. Στατικό προσομοίωμα

Για την παραλαβή των ορθών τάσεων, χρησιμοποιήθηκαν κύριες δοκοί, στο ίδιο επίπεδο, και στις δύο διευθύνσεις έτσι ώστε να επιτευχθεί η σύμμικτη λειτουργία. Ακόμη τοποθετήθηκαν αμφιαρθρωτές διαδοκίδες της σειράς IPE ανά 2m και 1.50m, αντίστοιχα για τα ανοίγματα των 6.00m και 4.50m, για δύο βασικούς λόγους: αρχικά για την επιπλέον στήριξη του χαλυβδόφυλλου και κατά δεύτερον για την μείωση του μήκους λυγισμού των κύριων δοκών του φορέα. Για λόγους απλότητας των υπολογισμών, αλλά και την αξιοποίηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος, οι κύριες δοκοί δεν συνδέονται διατμητικά με την πλάκα, αφού ως αμφίπακτες εφελκύνονται στην άνω ίνα τους.

Για την παραλαβή των οριζόντιων φορτίων λόγω των δράσεων του ανέμου και του σεισμού, τοποθετήθηκαν κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα κοίλης τετραγωνικής διατομής RHS. Οι σύνδεσμοι τοποθετήθηκαν με διάταξη όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.2. τα μέλη αυτά δεν καταπονούνται από κατακόρυφα φορτία και είναι υπεύθυνα για την απορρόφηση του μεγαλύτερου ποσοστού των σεισμικών δυνάμεων στη διεύθυνση που λειτουργούν. Κατά την ανάλυση θεωρήθηκε πως λειτουργεί μόνο το εφελκυόμενο μέλος και αγνοείται το θλιβόμενο σε σεισμικά φορτία.

2. Υλικά κατασκευής

2.1. Δομικός χάλυβας

Κατά την ανάλυση του μεταλλικού φορέα η ποιότητα του δομικού χάλυβα που χρησιμοποιήθηκε είναι ποιότητας S275. Στον Πίνακα 2.1 παρατίθενται οι ονομαστικές τιμές, σύμφωνα με τα Ευρωπαϊκά Πρότυπα EN 10025 – 2, οι ονομαστικές τιμές ουρίου διαρροής f_y και ορίου θραύσης f_u .

Πίνακας 2.1: Ονομαστική τιμή ορίου διαρροής f_y και ορίου θραύσης f_u κατά EN 1993-1-1

Ποιότητα κατά EN 10025 - 2	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	t<40mm		40mm<t<80mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
S275	275	430	255	410

- Μέτρο ελαστικότητας $E = 210 \text{ GPa}$
- Ειδικό βάρος $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$
- Λόγος Poisson $\nu = 0.3$
- Μέτρο διάτμησης $G = 81000 \text{ MPa}$

2.2. Οπλισμένο σκυρόδεμα

Για τις σύμμικτες πλάκες του φορέα, επιλέχθηκε σκυρόδεμα ποιότητας C25/30

- Ειδικό βάρος $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- Μέτρο ελαστικότητας $E = 31 \text{ GPa}$
- Λόγος Poisson $\nu = 0.2$

Πίνακας 2.2: Τιμές αντοχών σκυροδέματος και μέτρο ελαστικότητας

Ποιότητα Σκυροδέματος	f_{ck} (MPa)	f_{cm} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	$f_{ctk,0.95}$ (MPa)	E_{cm} (MPa)
C25/30	25	33	2.36	2.8	3.3	30.5

2.3. Χάλυβας χαλυβδόφυλλων

Για τα χαλυβδόφυλλα χρησιμοποιήθηκε χάλυβας ποιότητας S320GD + Z, σύμφωνα με τις ευρωπαϊκές προδιαγραφές του EN 10147 για γαλβανισμένα χαλυβδόφυλλα. Στον Πίνακα 2.3 δίνονται οι χαρακτηριστικές αντοχές του.

Πίνακας 2.3: Χαρακτηριστικές αντοχές γαλβανισμένων χαλυβδόφυλλων

Ποιότητα Χαλυβδόφυλλου	f_{yp} (MPa)	f_{up} (MPa)
S320GD + Z	320	390

- f_{yp} : όριο διαρροής
- f_{up} : όριο θραύσης

2.4. Κοχλίες και διατμητικοί ήλοι

Η επιλογή της ποιότητας των κοχλίων έγινε σύμφωνα με την προδιαγραφή ISO R989. Οι χαρακτηριστικές τιμές του ορίου διαρροής f_{yb} και της εφελκυστικής αντοχής τους για τις διαφορετικές ποιότητες δίνονται στον Πίνακα 2.4.

Πίνακας 2.4: Χαρακτηριστικές τιμές ορίου διαρροής και εφελκυστικής αντοχής κοχλίων

Ποιότητα κοχλία	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yp} (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

Ο συμβολισμός της ποιότητας καθορίζεται με τον πρώτο αριθμό να εκφράζει ποσοστό 1% της εφελκυστικής αντοχής f_{ub} και τον δεύτερο τον λόγο f_{yp} / f_{ub} πολλαπλασιασμένο επί 10. Για τους ήλους επιλέχθηκε ποιότητα εφελκυστικής αντοχής 450Μρα.

3. Δράσεις επί της κατασκευής

3.1. Μόνιμα φορτία

Μόνιμες χαρακτηρίζονται οι δράσεις οι οποίες ασκούνται στην κατασκευή για όλο τον χρόνο ζωής του έργου και παραμένουν πρακτικώς αμετάβλητα.

3.1.1. Ίδιο βάρος μεταλλικών μελών

Σε αυτή την κατηγορία περιλαμβάνουν τα ίδια βάρη των μεταλλικών κυρίων δοκών, δευτερευόντων δοκών, υποστυλωμάτων και των συνδέσμων δυσκαμψίας. Αυτά αναγνωρίζονται αυτόματα από το λογισμικό Robot Structural Analysis με βάση τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά τους.

3.1.2. Βάρος σύμμικτης πλάκας

Τα πατώματα του φορέα της μεταλλικής μονοκατοικίας, όπως προαναφέρθηκε, είναι σύμμικτες πλάκες, των οποίων το ίδιο βάρος έχει ληφθεί ίσο με 2.75 kN/m^2

3.1.3. Πρόσθετα μόνιμα φορτία

Περιλαμβάνονται επικαλύψεις και επενδύσεις δαπέδων, ηλεκτρολογικά δίκτυα και λήφθηκαν ως 1.00 kN/m^2 .

3.2. Κινητά φορτία

Περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που προκαλούνται από την ύπαρξη ανθρώπων στο κτίριο, μη σταθερού εξοπλισμού και διαφόρων άλλων δράσεων. Λόγω την μεταβολής αυτών των δράσεων κατά τη διάρκεια της ζωής του έργου, οι τιμές τους προκύπτουν από την χρήση που θα έχει το κάθε κτίριο. Η κατασκευή προορίζεται ως κατοικία, οπότε ανήκει στη Κατηγορία Α σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 και λαμβάνεται φορτίο 2.00 kN/m³ και 3.50 kN/m³ για τους προβόλους. Η τιμή λήφθηκε υπέρ της ασφαλείας, διότι δεν θεωρούνται τυπικά πρόβολοι στον συγκεκριμένο φορέα.

Πίνακας 3.2: Κατηγορίες χρήσης κτιρίων

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κτήρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A,B, και D ¹⁾)	C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής. C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα, Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς. C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι

		<p>σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών.</p> <p>C4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές</p> <p>C5: Χώροι επιρρεπείς σε μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.</p>
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	<p>D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά.</p> <p>D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα</p>

Πίνακας 3.3: Επιβαλλόμενα φορτία

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία Α και Κατηγορία Β		
- Δάπεδα	2,0	2,0
- Σκάλες	3,5	2,0
- Μπαλκόνια	5,0	3,0
Κατηγορία C		
- C1	3,0	3,0
- C2	5,0	4,0
- C3	5,0	4,0
- C4	5,0	4,0
- C5	7,5	4,5
Κατηγορία D		
- D1	5,0	4,0
- D2	5,0	4,0

3.3. Φορτίο ανέμου

Οι δράσεις του ανέμου υπολογίστηκαν σύμφωνα με το ευρωπαϊκό πρότυπο EN 1991-1-4 κατά το οποίο αναφέρονται τα παρακάτω:

Η βασική ταχύτητα του ανέμου θα υπολογίζεται από την Εξίσωση (3.1).

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (3.1)$$

όπου:

v_b είναι η βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10m πάνω από έδαφος κατηγορίας II

$v_{b,0}$ είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου c_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (προτείνεται ίσος με 1,00) c_{season} είναι ο εποχικός συντελεστής (προτείνεται ίσος με 1,00)

Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$, σε ύψος z πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφία και από τη βασική ταχύτητα του ανέμου, v_b , και θα προσδιορίζεται χρησιμοποιώντας την εξίσωση (3.2)

$$V_m(z) = C_r(z) \cdot C_0(z) \cdot V_b \quad (3.2)$$

όπου:

$C_0(z)$ είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους (για επίπεδο έδαφος ίσο με 1.00)

$C_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας

$$\begin{aligned} C_r(z) &= k_r \cdot \ln(z/z_0) \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \\ C_r(z) &= C_r(z_{\min}) \quad \text{για } z \leq z_{\max} \end{aligned} \quad (3.3)$$

όπου:

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας

k_r ο συντελεστής εδάφους εξαρτώμενος από το μήκος τραχύτητας z_0 και υπολογίζεται με βάση τη σχέση:

$$k_r = 0.19 \cdot (z_0/z_{0II})^{0.07} \quad (3.4)$$

όπου:

z_{0II} είναι ίσο με 0,05m

z_{min} είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον Πίνακα 3.4

z_{max} z_{max} πρέπει να λαμβάνεται 200m

Πίνακας 3.4 Κατηγορίες και παράμετροι εδάφους

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

Η ένταση του στροβιλισμού $I_v(z)$ σε ύψος z ορίζεται ως η τυπική απόκλιση του στροβιλισμού διαιρούμενη με τη μέση ταχύτητα του ανέμου.

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$I_v(z) = I_z(z_{min}) \quad \text{για } z \leq z_{min}$$
(3.5)

όπου:

k_I είναι ο συντελεστής στροβιλισμού (προτεινόμενη τιμή 1,00)

c_0 είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας, που δίνεται στον Πίνακα 3.4

Η πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$ σε ύψος z , η οποία περιλαμβάνει μέση και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, θα πρέπει να προσδιορίζεται ως:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (3.6)$$

όπου:

ρ είναι η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθυελλών

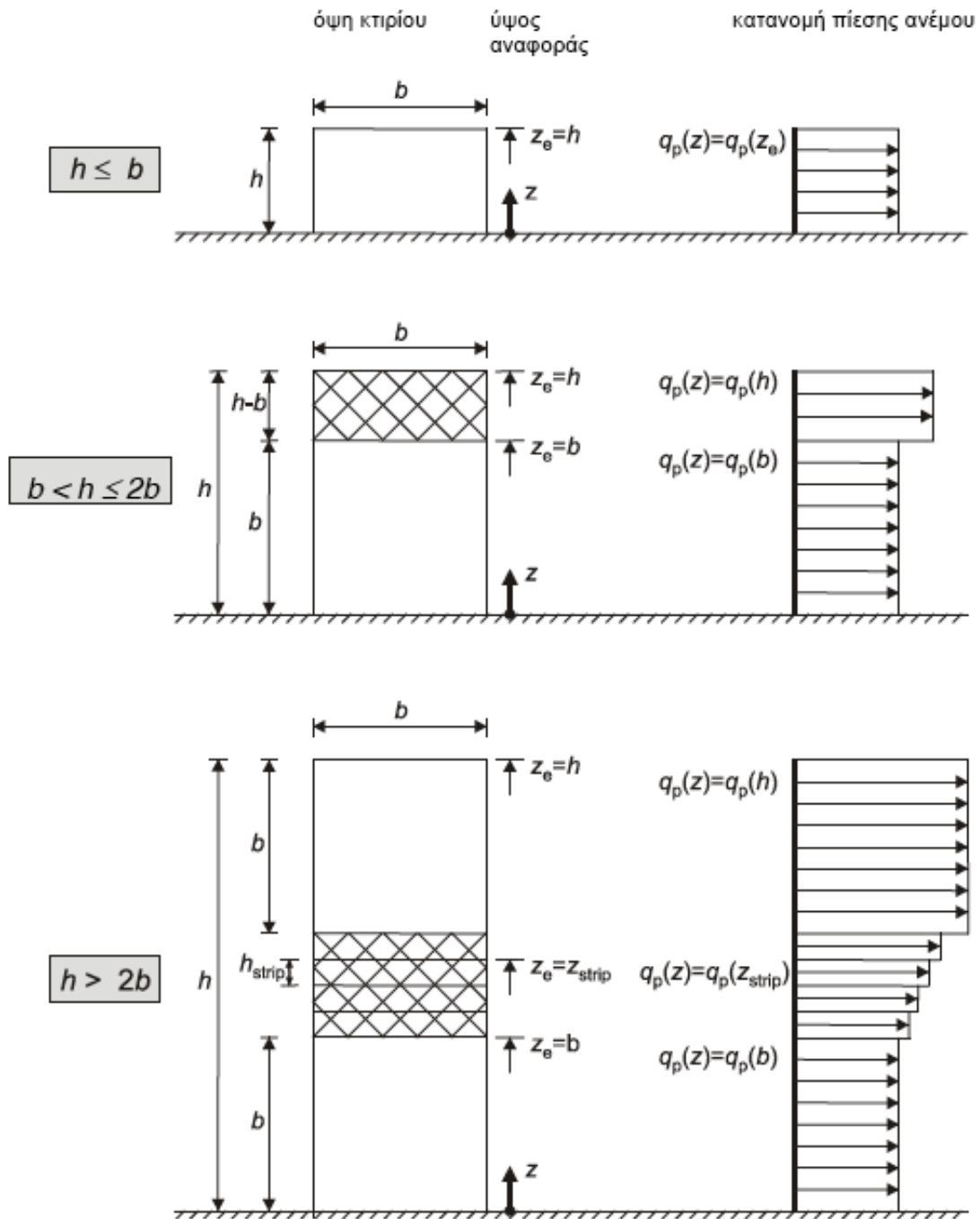
$c_e(z)$ είναι ο συντελεστής έκθεσης

$$c_e(z) = q_p(z) / q_b \quad (3.7)$$

q_b είναι η βασική πίεση

$$q = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \quad (3.8)$$

Σχήμα 3.1: ύψος αναφοράς z_e , συνάρτησε των h και b και αντιστοιχούσα κατανομή πιέσεων.



ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η πίεση ανέμου θα θεωρείται ομοιόμορφη σε κάθε οριζόντια λωρίδα.

Η πίεση του ανέμου που δρα στις εξωτερικές επιφάνειες w_e λαμβάνεται από την Εξίσωση (3.9).

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (3.9)$$

όπου:

$q_p(z_e)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής

z_e είναι το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση c_{pe} είναι ο συντελεστής πίεσης για την εξωτερική πίεση

Η πίεση του ανέμου που δρα στις εσωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής, w_i , λαμβάνεται από την Εξίσωση (3.10)

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (3.10)$$

όπου:

$q_p(z_i)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής

z_i είναι το ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση c_{pi} είναι ο συντελεστής πίεσης για την εσωτερική πίεση

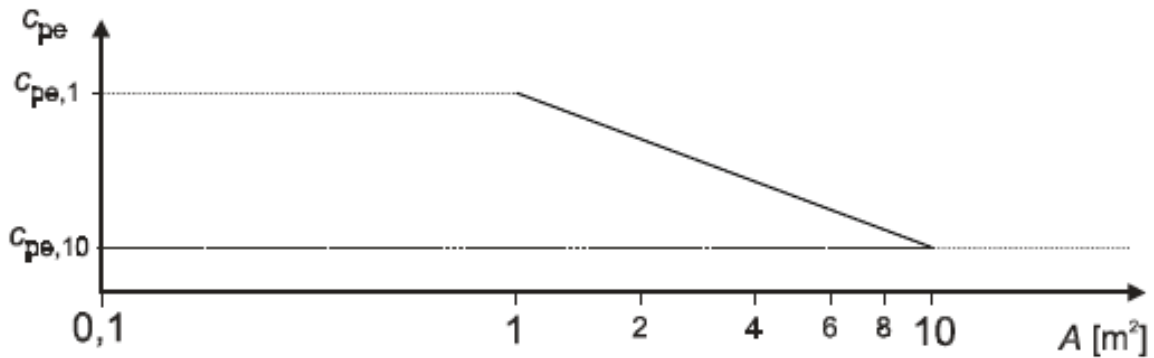
Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} για κτίρια και τμήματα κτιρίων εξαρτώνται από το μέγεθος της φορτιζόμενης επιφάνειας A , η οποία είναι η επιφάνεια της κατασκευής που δημιουργεί τη δράση του ανέμου στο υπολογιζόμενο τμήμα. Στο Σχήμα 3.2 δίνεται η γραφική απεικόνιση της μεταβολής της πίεσης c_{pe} συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας A , το οποίο στηρίζεται στα παρακάτω ενδεχόμενα:

- $c_{pe} = c_{pe,1}$ για $A \leq 1\text{m}^2$
- $c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log A$ για $1\text{m}^2 \leq A \leq 10\text{m}^2$

- $c_{pe} = c_{pe,10}$

για $A \leq 10\text{m}^2$

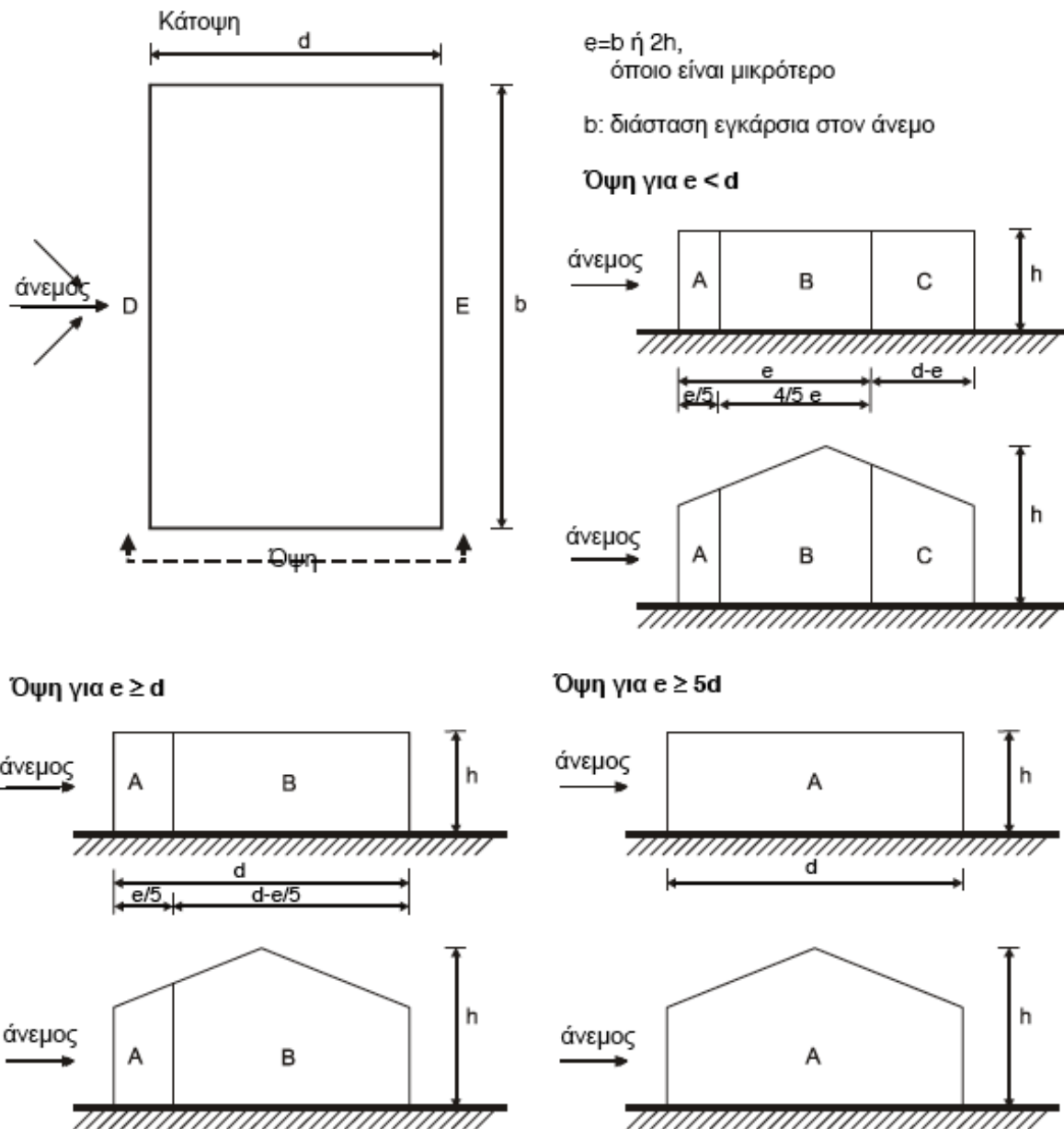
Σχήμα 3.2: μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης, συναρτήσει της φορτισμένης επιφάνειας A



Οι τιμές $c_{pe,10}$ και $c_{pe,1}$ χρησιμοποιούνται για τις ορθογώνιες διευθύνσεις ανέμου $0^\circ, 90^\circ, 180^\circ, 270^\circ$. Αυτές οι τιμές αντιπροσωπεύουν τις πλέον δυσμενείς τιμές που προκύπτουν σε ένα εύρος της διεύθυνσης του ανέμου $\theta = \pm 45^\circ$ και από τις δύο πλευρές της αντίστοιχης ορθογώνιας διεύθυνσης.

Ο τελικός υπολογισμός των συντελεστών πίεσης για τους προσήνεμους τοίχους, γίνεται με την χρήση προτεινόμενων τιμών από το ευρωπαϊκό πρότυπο, οι οποίες εξαρτώνται από τον λόγο h/d και κατανέμουν την φόρτιση σε κατάλληλες ζώνες, όπου h το ύψος του κτιρίου και d η πλευρά του κτιρίου παράλληλη στην εκάστοτε διεύθυνση του ανέμου όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.3 και τον Πίνακα 3.5.

Σχήμα 3.3: Σχήμα για κατακόρυφους τοίχους



Πίνακας 3.5: Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης

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

3.4. Υπολογισμός ανεμικών φορτίων

Η μονοκατοικία θα εδραστεί σε έδαφος Κατηγορίας III, οπότε σύμφωνα με τον Πίνακα 3.4 προκύπτουν $z_0 = 0.30\text{m}$ και $z_{\min} = 5.00\text{m}$.

Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου ισούται με 33 m/s καθώς βρίσκεται σε απόσταση μικρότερης των 10km από την θάλασσα. Άρα από την σχέση (3.1) υπολογίζεται η βασική ταχύτητα του ανέμου:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 33\text{m/s}$$

Ο συντελεστής εδάφους k_r προκύπτει με βάση την σχέση (3.4):

$$k_r = 0.19 \cdot (z_0/z_{0II})^{0.07} = 0.231$$

Ο συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$ υπολογίζεται από την σχέση (3.3):

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_0) = 0.65 \quad \text{για } z_{\min} = 5\text{m} \leq z \leq z_{\max} = 200\text{m}$$

Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$ από την σχέση (3.4):

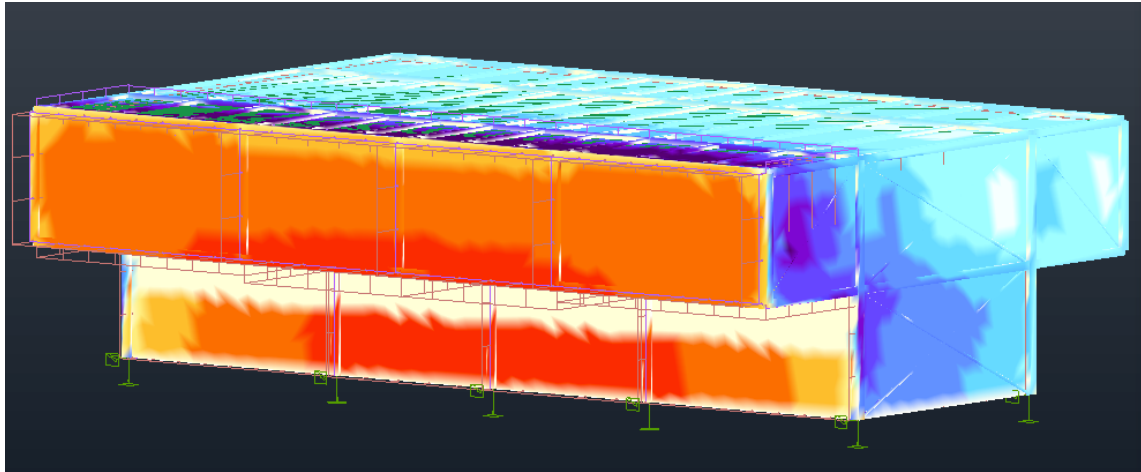
$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 21.45 \text{ m/s}$$

Η ένταση στροβιλισμού $I_v(z)$ από την σχέση (3.5):

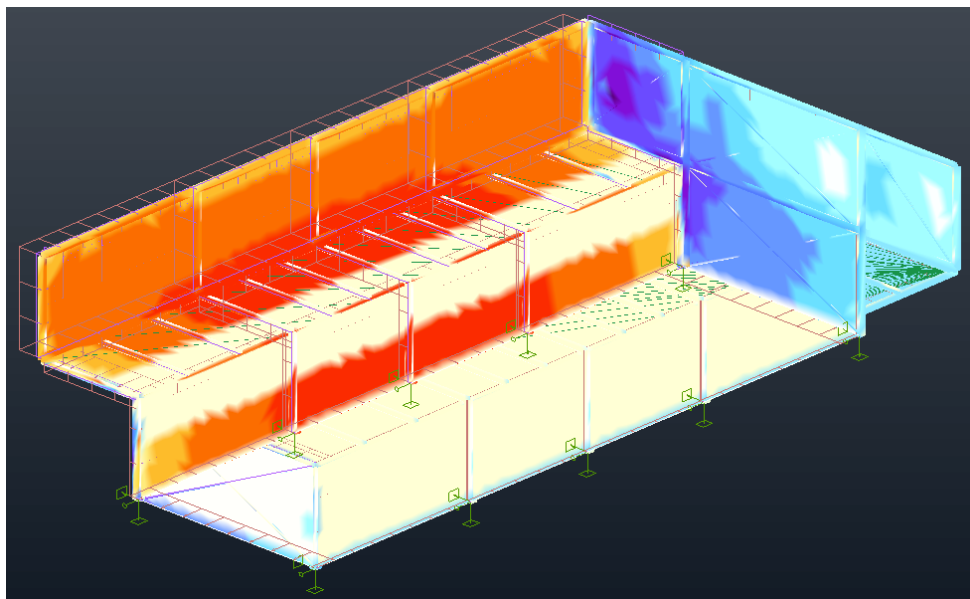
$$I_v = \sigma_v / v_m(z) = k_I / c_e(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.355$$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$ υπολογίζεται από την σχέση (3.6):

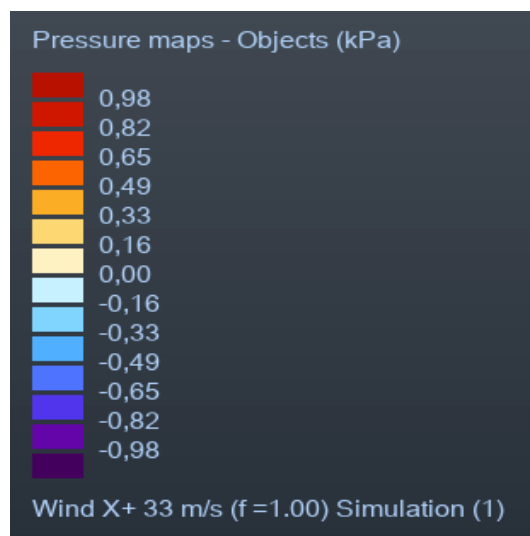
$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) = c_e(z) \times q_d = 0.98 \text{ KPa}$$



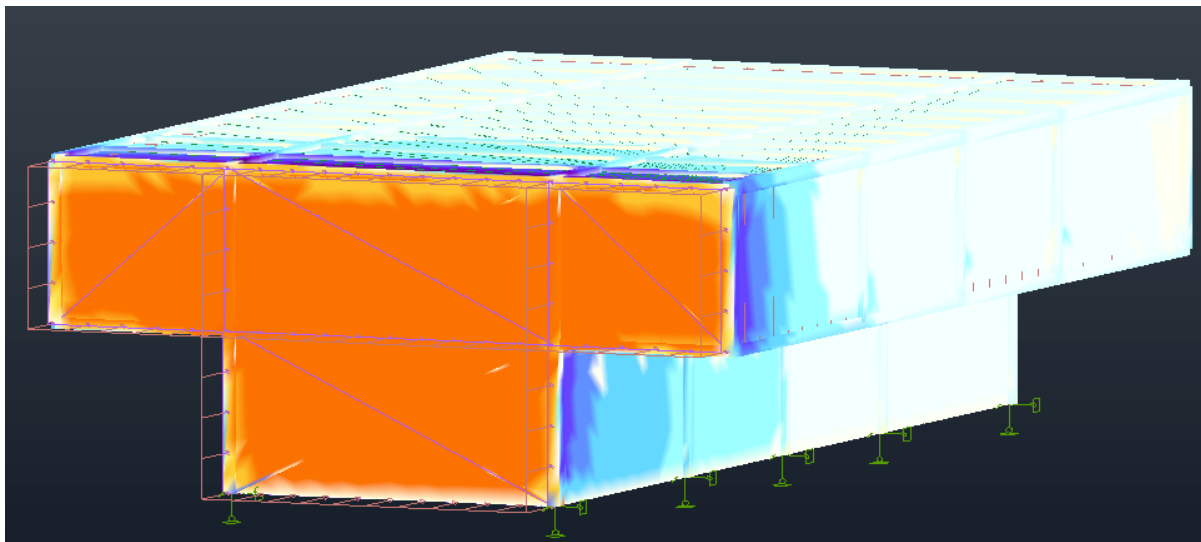
Σχήμα 3.4: Ανεμικές πιέσεις (διεύθυνση X)



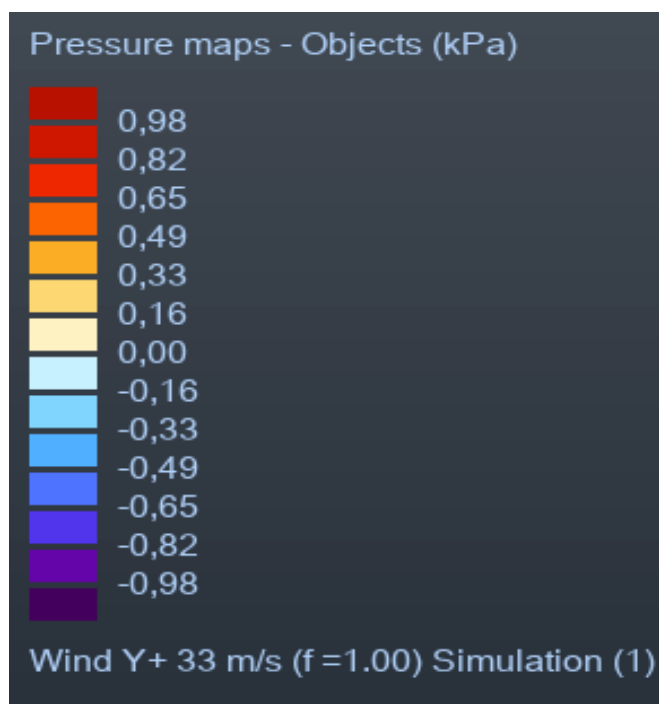
Σχήμα 3.5: Ανεμικές πιέσεις στο κάτω πλευρά του προβόλου (διεύθυνση X)



Σχήμα 3.6: Υπόμνημα αντιστοιχίας χρωματισμού – πίεσης (διεύθυνση X)



Σχήμα 3.7: Ανεμικές πιέσεις (διεύθυνση Υ)



Σχήμα 3.6: Υπόμνημα αντιστοιχίας χρωματισμού – πίεσης (διεύθυνση Υ)

4. Σεισμικές δράσεις

4.1. Γενικά

Μια από τις πλέον σημαντικές φορτίσεις που δέχεται ένα κτίριο καθ' όλη την διάρκεια της ζωής του είναι εκείνη του σεισμού. Ο σεισμός προκαλείται από την σχετική ολίσθηση δύο πλευρών ενός σεισμογενούς ρήγματος και τα σεισμικά κύματα που προκαλούνται από αυτή την ολίσθηση. Στον ελλαδικό χώρο υπάρχουν αρκετά ενεργά σεισμικά ρήγματα, κυρίως υποθαλάσσια, τα οποία μέσα στα χρόνια έχουν προκαλέσει αρκετές και σημαντικές, για τα κτίρια, δονήσεις.

Για τον λόγο αυτό δίνεται ιδιαίτερη έμφαση στον αντισεισμικό σχεδιασμό κατά την ανάλυση ενός οικοδομήματος. Ο Ευρωκώδικας 8 περιέχει τις βασικές απαιτήσεις, τα κριτήρια σχεδιασμού, το μέγεθος του σεισμικού φορτίου, τους κανόνες συνδυασμού με άλλες δράσεις καθώς και τους κανόνες εφαρμογής για κτιριακά έργα. Σημαντικοί παράγοντες αποτελούν το έδαφος στο οποίο θα εδραστεί το κτίριο, η χρήση που θα έχει κατά την διάρκεια της ζωής του έργου.

Οι κύριοι στόχοι του αντισεισμικού σχεδιασμού ενός κτιρίου είναι οι εξής:

- Προστασία ανθρώπινης ζωής
- Περιορισμός ενδεχόμενων βλαβών της κατασκευής
- Διασφάλιση της λειτουργίας σημαντικών, για την κοινωνία, έργων

Μέθοδοι υπολογισμού σεισμικής απόκρισης

Ο Ευρωκώδικας 8 επιτρέπει να γίνει ο υπολογισμός της σεισμικής απόκρισης με δύο τρόπους:

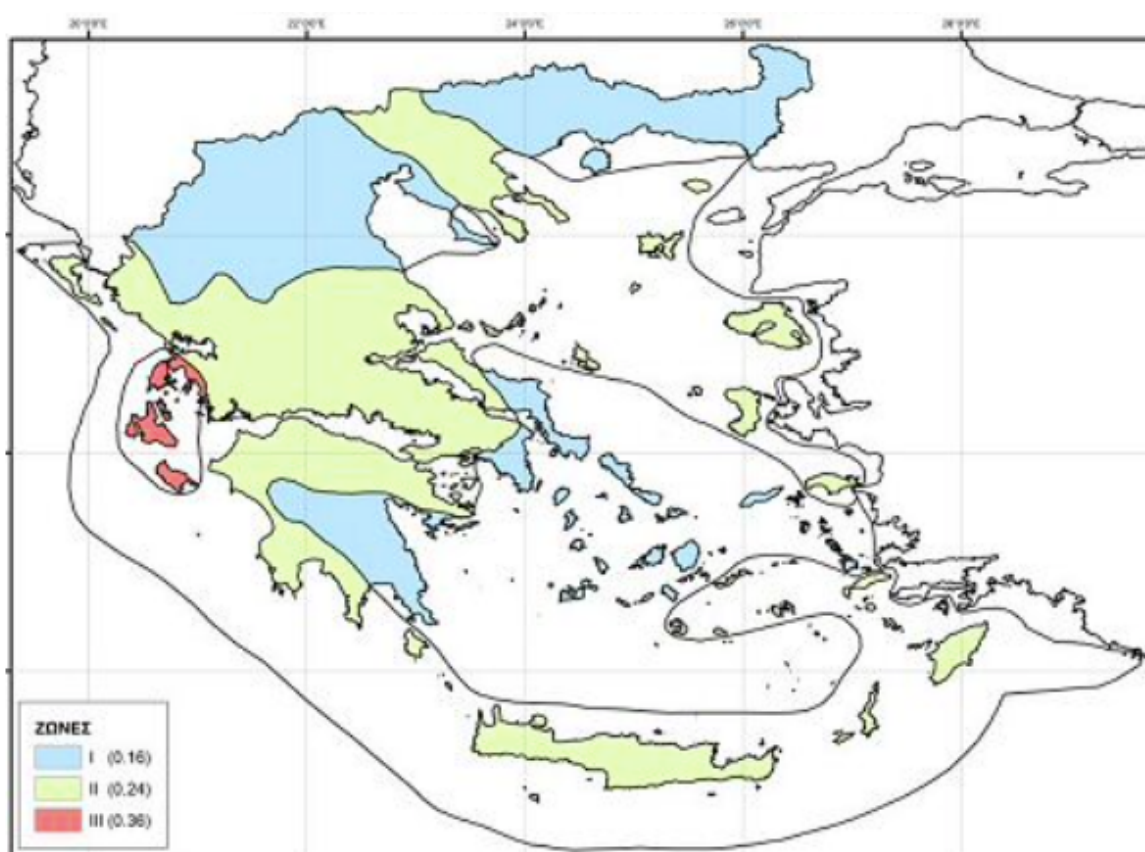
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης
- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης

Με την βοήθεια του προγράμματος ανάλυσης, ο υπολογισμός της σεισμικής απόκρισης έγινε μέσω της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης.

4.2. Σεισμικές δράσεις

4.2.1. Σεισμικές ζώνες

Η Ελλάδα χωρίζεται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Σπουδαιότητας I,II,III οι οποίες αντιστοιχούν σε μία συγκεκριμένη τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης, η οποία έχει πιθανότητα να την υπερβεί 10% στα 50 χρόνια.



Η μονοκατοικία έχει μελετηθεί ώστε να βρίσκεται στην νότια πλευρά του Νομού Αττικής, όποτε εντάσσεται στην Κατηγορία I.

4.2.2. Προσδιορισμός κατηγορίας εδάφους

Ο Ευρωκώδικας 8 έχει κατατάξει τα διάφορα εδάφη σε πέντε κατηγορίες Α,Β,Γ,Δ,Ε, S₁ και S₂, ανάλογα με την στρωματογραφία τους, όπως παρατίθεται στον Πίνακα 3.4. Το κτίριο έχει ληφθεί στην ανάλυση ότι εδράζεται πάνω σε έδαφος που ανήκει στην Κατηγορία Γ.

Πίνακας 3.4.: Κατηγορίες εδάφους

Κατηγορία εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.
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.
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.
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.
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές vs κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800\text{m/s}$.
S ₁	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.
S ₂	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους Α – Ε ή S ₁

4.2.3. Προσδιορισμός εδαφικής επιτάχυνσης

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μία τιμή σεισμικής επιτάχυνσης. Στη ανάλυση του μεταλλικού φορέα της μονοκατοικίας έχει ληφθεί ίση με 0.16g.

Πίνακας 3.6.: Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

Ζώνη	a_g
I	0,16 · g
II	0,24 · g
III	0,36 · g

4.2.4. Συντελεστής σπουδαιότητας

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικές και οικονομικές συνέπειες ου μπορεί να έχει μία πιθανή καταστροφή ή αναστολή λειτουργίας του κτιρίου.

Ο υπάρχον φορέας ανήκει στην Κατηγορία II με συντελεστή γ_I ίσο με 1.00.

Πίνακας 3.7.: Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια

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

4.2.5. Συντελεστής συμπεριφοράς

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q έχει ως σκοπό την μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής, λόγω της μετελαστικής συμπεριφοράς του φορέα.

Ο συντελεστής συμπεριφοράς για τον φορέα έχει ληφθεί ίσος με 4.

Πίνακας 3.8: Τιμές συντελεστές συμπεριφοράς q .

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	q
ΧΑΛΥΒΑΣ	A. Πλαίσια	4.00
	B. Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα	4.00
	Γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα	
	• Διαγώνιοι σύνδεσμοι	3.00
	• Σύνδεσμοι τύπου L ή V	1.50
	• Σύνδεσμοι τύπου K	1.00

4.3. Φάσμα σχεδιασμού

Για τον προσδιορισμό του φάσματος σχεδιασμού, για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης έχουν ληφθεί συγκεντρωτικά τα παρακάτω δεδομένα,

- Εδαφική επιτάχυνση $a_g = 0.16g$
- Κατηγορία σπουδαιότητας $\gamma_I = 1.00$
- Κατηγορία εδάφους C
- Συντελεστής συμπεριφοράς $q = 4.00$
- Απόσβεση $\zeta = 5\%$
- Συντελεστής κάτω ορίου $\beta = 0.2$

Ο προσδιορισμός των σεισμικών δράσεων, έγινε μέσω ιδιομορφικής φασματικής ανάλυσης, με την βοήθεια των φασμάτων σχεδιασμού οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού που παρέχει ο Ευρωκώδικας 8, σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις:

$$0 \leq T \leq T_B \quad Sd(T) = a_g \cdot S \cdot [2/3 + T/T_B \cdot (2,5q/-2/3)] \quad (4.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad Sd(T) = a_g \cdot S \cdot 2,5/q \quad (4.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad Sd(T) = a_g \cdot S \cdot 2,5/q \cdot (T_C/T_D) \text{ με } Sd(T) \geq 0,2 \cdot a_g \quad (4.3)$$

$$T > T_D \quad Sd(T) = a_g \cdot S \cdot 2,5/q \cdot (T_C \cdot T_D/T_2) \text{ με } Sd(T) \geq 0,2 \cdot a_g \quad (4.4)$$

όπου:

a_g η εδαφική επιτάχυνση σε έδαφος κατηγορίας A

T η ιδιοπερίοδος της κατασκευής

T_B η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_C η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

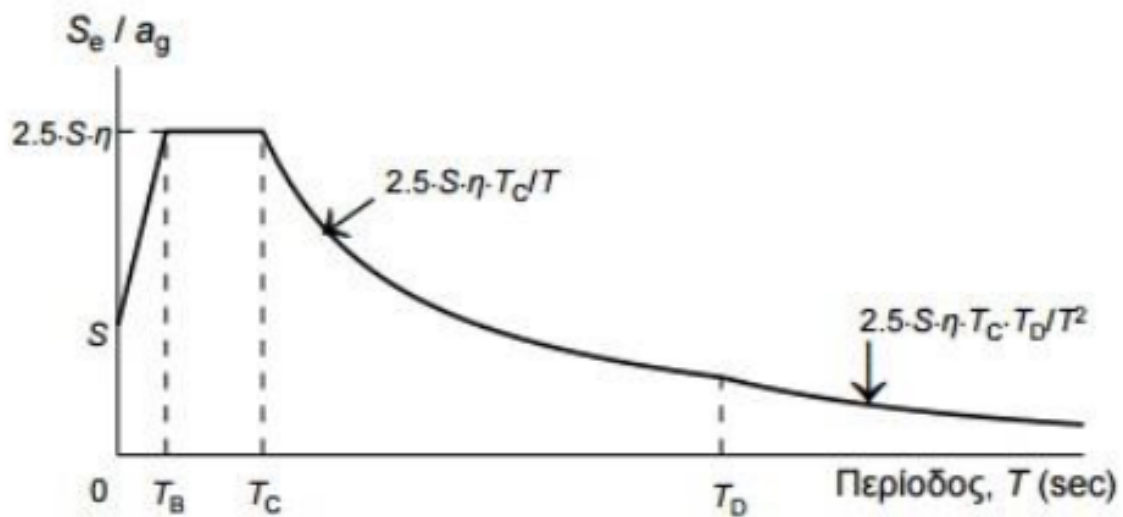
T_D η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος

S ο συντελεστής εδάφους

q ο συντελεστής συμπεριφοράς

Πίνακας 3.5.: Τιμές των παραμέτρων που χαρακτηρίζουν το ελαστικό φάσμα απόκρισης

Τύπος εδάφους	S	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
A	1,00	0,15	0,40	2,00
B	1,20	0,15	0,50	2,00
C	1,15	0,20	0,60	2,00
D	1,35	0,20	0,80	2,00
E	1,40	0,15	0,50	2,00



5. Συνδυασμοί φορτίσεων

5.1. Οριακές καταστάσεις

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 μία κατασκευή, είναι απαραίτητο να ελεγχθεί σε δύο διαφορετικές καταστάσεις στις οποίες ο φορέας ή μέρος αυτού δεν θα είναι ικανό να ικανοποιεί τα κριτήρια σχεδιασμού.

Αυτές είναι η οριακή κατάσταση αστοχίας και οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

5.1.1. Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ)

Οριακές καταστάσεις αστοχίας ονομάζονται οι περιπτώσεις όπου στο κτίριο ασκούνται φορτία μεγέθους και συνδυασμού τέτοιου, ώστε να προκληθεί κατάρρευση ή κάποια άλλη μορφής αστοχίας μερικής ή ολόκληρης της κατασκευής και θέτεται σε κίνδυνο η ζωή όσων βρίσκονται μέσα σε αυτή.

Οι Ο.Κ.Α. διακρίνονται σε:

1. Απώλεια στατικής ισορροπίας (EQU) του θεωρούμενου ως άκαμπτου σώματος φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του. Ως κρίσιμος παράγοντας θεωρούνται οι μικρές διακυμάνσεις στην τιμή ή στη χωρική κατανομή των δράσεων που έχουν ενιαία προέλευση, ενώ δεν είναι κρίσιμη η αντοχή/ αντίσταση των υλικών.
2. Αστοχία μέλους από υπέρβαση της αντοχής του υλικού ή από υπερβολική παραμόρφωση (STR). Είναι η καθαυτή δομική αστοχία σύμφωνα με την οποία ο φορέας ή οποιοδήποτε μέρος του μετατρέπεται σε μηχανισμό ή θραύεται ή χάνει την ευστάθειά του, συμπεριλαμβανομένων των στηρίξεων και των θεμελίων.
3. Αστοχία εδάφους (GEO). Κρίσιμη αναδεικνύεται η αντοχή/αντίσταση του εδάφους.
4. Κόπωση (FAT) ή άλλες επιδράσεις που εξαρτώνται από το χρόνο

- Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

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

- Για τυχηματικές καταστάσεις

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

- Για καταστάσεις σεισμού

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

5.1.2. Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας ονομάζονται οι περιπτώσεις εκείνες όπου το κτίριο παύει πλέον να πληροί τα κριτήρια λειτουργικότητας χωρίς όμως ο φορέας να βρίσκεται σε σημείο κατάρρευσης, αλλά έχει δεχτεί μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες.

Οι Ο.Κ.Λ. διακρίνονται σε:

1. Αναστρέψιμες
2. Μη αναστρέψιμες

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

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός $\Sigma G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i}$
- Συχνός συνδυασμός $\Sigma G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$
- Οιονεί μόνιμος συνδυασμός $\Sigma G_{k,j} + P + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$

Πίνακας 3.8.: συντελεστές ασφαλείας των δράσεων

	Οριακή κατάσταση αστοχίας		Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	
	Δυσμενής επίδραση	Ευνοϊκή επίδραση	Δυσμενής επίδραση	Ευνοϊκή επίδραση
γ_G	1,35	1,00	1,00	1,00
γ_Q	1,50	0	1,00	0
γ_A, γ_E	1,00	0	-	-

Πίνακας 3.9.: προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ_i για κτίρια

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8

Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων Βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} \leq \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια			
Φινλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN με $H > 1000\text{m}$	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN με $H \leq 1000\text{m}$	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (εκτός πυρκαϊάς) σε κτίρια	0,6	0,5	0

5.2. Συνδυασμοί φορτίσεων

5.2.1. Συνδυασμοί ULS

Συνδυασμοί ULS που χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση είναι οι παρακάτω:

- ULS 1: $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q$
- ULS 2: $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q + 0.90 \cdot W_x$
- ULS 3: $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q + 0.90 \cdot W_y$
- ULS 4: $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q - 0.90 \cdot W_x$
- ULS 5: $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q - 0.90 \cdot W_y$
- ULS 6: $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q + 1.50 \cdot W_x$
- ULS 7: $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q + 1.50 \cdot W_y$
- ULS 8: $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q - 1.50 \cdot W_x$
- ULS 9: $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q - 1.50 \cdot W_y$
- ULS 10: $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot W_x$
- ULS 11: $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot W_y$
- ULS 12: $1.35 \cdot G - 1.50 \cdot W_x$
- ULS 13: $1.35 \cdot G - 1.50 \cdot W_y$
- ULS 14: $1.00 \cdot G + 1.50 \cdot Q + 1.50 \cdot W_x$
- ULS 15: $1.00 \cdot G + 1.50 \cdot Q + 1.50 \cdot W_y$
- ULS 16: $1.00 \cdot G + 1.50 \cdot Q - 1.50 \cdot W_x$
- ULS 17: $1.00 \cdot G + 1.50 \cdot Q - 1.50 \cdot W_y$
- ULS 18: $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot W_x$
- ULS 19: $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot W_y$
- ULS 20: $1.35 \cdot G - 1.50 \cdot W_x$
- ULS 21: $1.35 \cdot G - 1.50 \cdot W_y$
- ULS 22: $1.00 \cdot G + 1.50 \cdot W_x$
- ULS 23: $1.00 \cdot G + 1.50 \cdot W_y$
- ULS 24: $1.00 \cdot G - 1.50 \cdot W_x$
- ULS 25: $1.00 \cdot G - 1.50 \cdot W_y$
- ULS 26: $1.00 \cdot G$

5.2.2. Συνδυασμοί SLS

Συνδυασμοί SLS που χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση είναι οι παρακάτω:

- SLS 1: $1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q$
- SLS 2: $1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q + 0.60 \cdot W_x$
- SLS 3: $1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q + 0.60 \cdot W_y$
- SLS 4: $1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q - 0.60 \cdot W_x$
- SLS 5: $1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q - 0.60 \cdot W_y$
- SLS 6: $1.00 \cdot G + 1.00 \cdot W_x$
- SLS 7: $1.00 \cdot G - 1.00 \cdot W_y$
- SLS 8: $1.00 \cdot G + 1.00 \cdot W_x$
- SLS 9: $1.00 \cdot G - 1.00 \cdot W_y$

6. Αποτελέσματα στατικής ανάλυσης και διαστασιολόγηση μελών

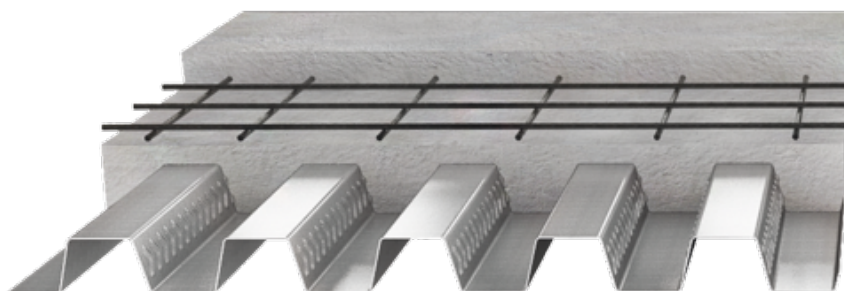
Με βάση τους συνδυασμούς φορτίσεων που χρησιμοποιήθηκαν ο φορέας ελέγχθηκε τόσο σε κατάσταση οριακής αστοχίας όσο και σε λειτουργικότητας, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3. Στο προσομοίωμα του φορέα πραγματοποιήθηκαν επαναληπτικοί έλεγχοι εωσότου όλα τα μέλη να πληρούν τις κανονιστικές διατάξεις. Για την σύμμικτη πλάκα και τα σύμμικτα δοκάρια του φορέα η διαστασιολόγηση και οι απαραίτητοι υπολογισμοί έγιναν με το χέρι.

6.1. Διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας

Στο φορέα της μονοκατοικίας επιλέχθηκαν οι πλάκες να είναι σύμμικτες, οι οποίες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα, έγχυτο σκυρόδεμα και διαμήκη οπλισμό.

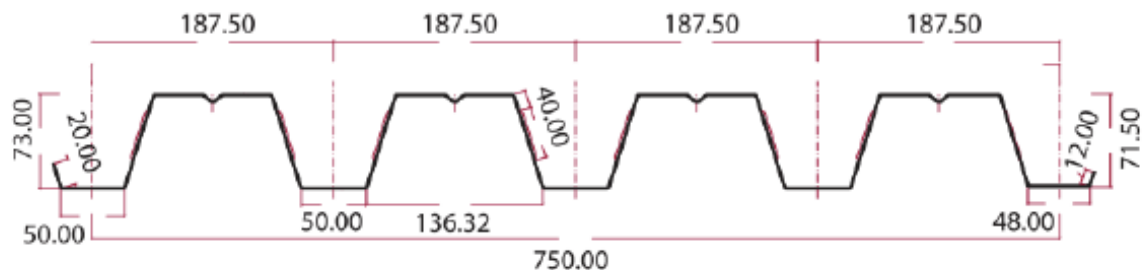
Οι σύμμικτες πλάκες είναι φέρουσες πλάκες οροφής, οι οποίες αποτελούνται από χαλύβδινη βάση με επίστρωση σκυροδέματος. Πριν από τη σκυροδέτηση, η χαλύβδινη βάση (χαλυβδόφυλλα) συνδέεται με την υποδομή και λειτουργεί ως κατάστρωμα εργασίας, ενώ κατά τη σκυροδέτηση αντικαθιστά το συμβατικό ξυλότυπο. Στην τελική κατάσταση (κατάσταση λειτουργίας), το σκληρυμένο σκυρόδεμα είναι συνδεδεμένο διατμητικά με το υποκείμενο χαλυβδόφυλλο, το οποίο με τη σειρά του παραλαμβάνει τις αναπτυσσόμενες εφελκυστικές δυνάμεις.

Επιπλέον οπλισμός τοποθετείται στην πλάκα με σκοπό την αποφυγή ρηγματώσεων. Σε ορισμένες περιπτώσεις ο οπλισμός συνεισφέρει και στην αντοχή της πλάκας έναντι πυρκαγιάς. Μετά και τη σκλήρυνση του σκυροδέματος η πλάκα λειτουργεί πλέον ως σύμμικτη.



6.1.1. Υπολογισμοί σύμμικτης πλάκας

Στον φορέα θα σκυροδετηθεί συνεχής πλάκας 3 ανοιγμάτων με πλάτος 2.00m το κάθε ένα. Μετά από αρκετές δοκιμές επιλέχθηκε χαλυβδόφυλλο με συνολικό ύψος $h_p = 73\text{mm}$, πάχους $t = 1\text{mm}$ ποιότητας 320 με ($f_{yb} = 320\text{MPa}$)



Το συνολικό ύψος της σύμμικτης πλάκας είναι 130mm και χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα ποιότητας C25/30 με διαμήκη οπλισμό $\Phi 8/150$ ποιότητας B500C και επικάλυψης $c = 30\text{mm}$.

Φάση κατασκευής

Πίνακας 6.1: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου

Πάχος	t (mm)	1.00
Βάρος	G (kg/m ²)	13.08
Επιφάνεια	A (cm ² /m)	16.96
Ροπή αδράνειας	I _y (cm ⁴ /m)	147.22
Ροπή αντίστασης	W _y (cm ³ /m)	36.99

Εμβαδό χαλυβδόφυλλου:

$$A_p = 16.96 \times 0.1875 = 318 \text{ mm}^2 \text{ mm}^2 / \text{φάτνωμα}$$

Ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου:

$$g_p = 0.131 \text{ kN/m}^2$$

Για πλάτος αναφοράς 0.1875m:

$$g = 0.131 \times 0.1875 = 0.025 \text{ kN/m}$$

Εμβαδό νωπού σκυροδέματος:

$$A_c = (50 + 95.5) \times \frac{73}{2} + (130 - 73) \times 187.5 = 15998.25 \text{ mm}^2 / \text{φάτνωμα}$$

Ισοδύναμο πάχος σκυροδέματος:

$$h_{c,eq} = 15998.25 / 187.5 = 85.32 \text{ mm}$$

Ίδιο βάρος νωπού σκυροδέματος το οποίο λαμβάνεται ως κινητό στη φάση κατασκευής:

$$g_{cr} = 0.08532 \text{ m} \times 26 \text{ kN/m}^3 = 2.22 \text{ kN/m}^2$$

Φορτία διάστρωσης:

$$q_1 = 0.75 \text{ kN/m}^2 \text{ ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο, και}$$
$$q_2 = 0.75 \text{ kN/m}^2 \text{ ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο σε επιφάνεια } 3 \times 3 \text{ m}$$

Έλεγχος χαλυβδόφυλλου κατά τη φάση κατασκευής

$$G = g_p = 0.131 \text{ kN/m}^2$$
$$q = 2.22 + 0.75 + 0.75 = 3.72 \text{ kN/m}^2$$

- Σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Χρησιμοποιήθηκε η προτεινόμενη από τον κατασκευαστή τιμή φορτίου ίση με 3.72 kN/m²

- Σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

$$p = 0.131 + 3.72 = 3.851 \text{ kN/m}^2$$

Βέλος κάμψης:

$$\delta = \frac{p \times L^4}{384 \times EI} = 0.002m < \frac{L_e}{250} = 0.0078m$$

Οπότε δεν χρειάζεται αύξηση του πάχους του χαλυβδόφυλλου

Φάση λειτουργίας

Ως μόνιμα φορτία στην φάση λειτουργίας της σύμμικτης πλάκας λαμβάνονται το ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου, το ίδιο βάρος ξηρού σκυροδέματος και οι επικαλύψεις. Αντίστοιχα λαμβάνονται υπ' όψιν και τα κινητά φορτία ίσα με 2.50kN/m².

$$q_{d(OKA)} = 1.35 \times \left(0.131 + 2.22 \times 25/26 + 1.00 \right) + 1.50 \times 2.50 = 8.16 \text{ kN/m}^2$$
$$q_{d(OKL)} = 1.00 \times (3.26) + 1.00 \times 2.5 = 5.77 \text{ kN/m}^2$$

• Υπολογισμός θετικών ροπών αντοχής

Εφελκυστική δύναμη χαλυβδόφυλλου:

$$N_p = A_p \times f_{ypd} = 542.72 \text{ kN/m}$$

Θλιπτική δύναμη χαλυβδόφυλλου:

$$N_{cpl} = A_p \times 0.85 \times f_{cd} = 807.5 \text{ kN/m}$$

Ο Ουδέτερος Άξονας βρίσκεται πάνω στο χαλυβδόφυλλο για τις θετικές ροπές καθώς προέκυψε ότι $N_p < N_{cpl}$.

$$x_{pl} = \frac{A_p \times f_{ypd}}{b \times 0.85 \times f_{cd}} = 0.0383m = 3.83cm < h_c = 5.70m$$

Πλαστική ροπή αντοχής:

$$M_{pl,Rd^+} = N_p \times \left(d - \frac{x_{pl}}{2} \right) = 542.72 \times \left(86.1 - \frac{3.83}{2} \right) = 36.3 \text{ kNm/m}$$

- **Υπολογισμός αρνητικών ροπών αντοχής**

Κέντρο Βάρους τραπεζοειδούς διατομής:

$$y_{KB} = 65/3 \times \frac{50 + 2 \times 87}{50 + 87} = 35.4mm$$

Μέγιστη θλιπτική δύναμη σκυροδέματος:

$$N_c = A_c \times 0.85 \times f_{cd} = 75.24 kN$$

Μέγιστη εφελκυστική δύναμη διαμήκους οπλισμού:

$$N_s = A_s \times f_{sd} = 27.31 kN$$

Θέση ουδέτερου άξονα:

$$x_{pl} = \frac{A_s \times f_{sd}}{b \times 0.85 \times f_{cd}} = 0.026m = 2.60cm < h_p = 73mm$$

Πλαστική ροπή αντοχής:

$$\begin{aligned} M_{pl,Rd-} &= N_p \times \left(h - e_s - \frac{x_{pl}}{2} \right) = 27.31 \times \left(0.12 - 0.02 - \frac{0.026}{2} \right) \\ &= 2.10 kNm \text{ } kNm/\text{φάτνωμα} \end{aligned}$$

$$M_{pl,Rd-} = 2.10 / 0.1875 = 11.20 kNm/m$$

Υπολογισμός της ασκούμενης ροπής θεωρώντας το μεσαίο άνοιγμα της πλάκας ως αμφίπακτο:

$$\text{Στήριξη: } M_{ed} = \frac{q_d \times l^2}{12} = 2.72 \text{ kNm/m} = 0.70 \times 2.72 = 1.904 \text{ kNm/m} < M_{pl,Rd}^- \quad \text{O.K.}$$

$$\text{Άνοιγμα: } M_{ed} = \frac{q_d \times l^2}{24} = 1.36 \text{ kNm/m} = 0.70 \times 1.36 = 0.952 \text{ kNm/m} < M_{pl,Rd}^+ \quad \text{O.K.}$$

- **Έλεγχος τεμνουσών ΟΚΑ**

$$V_{ed} = q_d \times \frac{l}{2} = 8.16 \times 1 \times \frac{2}{2} = 8.16 \text{ kN/m}$$

Διατμητική αντοχή πλάκας:

$$\tau_{Rd} = C_{Rk,c} \times k \times (100 \times \rho_I \times f_{ck}) = 0.195 \text{ MPa}$$

$$V_{min} = 0.035 \times k^{1.5} \times \sqrt{f_{ck}} = 0.70 \text{ MPa}$$

Αντοχή πλάκας έναντι τέμνουσας:

$$V_{Rdc} = \frac{b_0 \times d_p \times \tau_{Rd}}{b} = 23.4 \text{ kN/m} > V_{ed} = 8.16 \text{ kN/m} \quad \text{O.K.}$$

Έλεγχος πλάκας σε διαμήκη διάτμηση

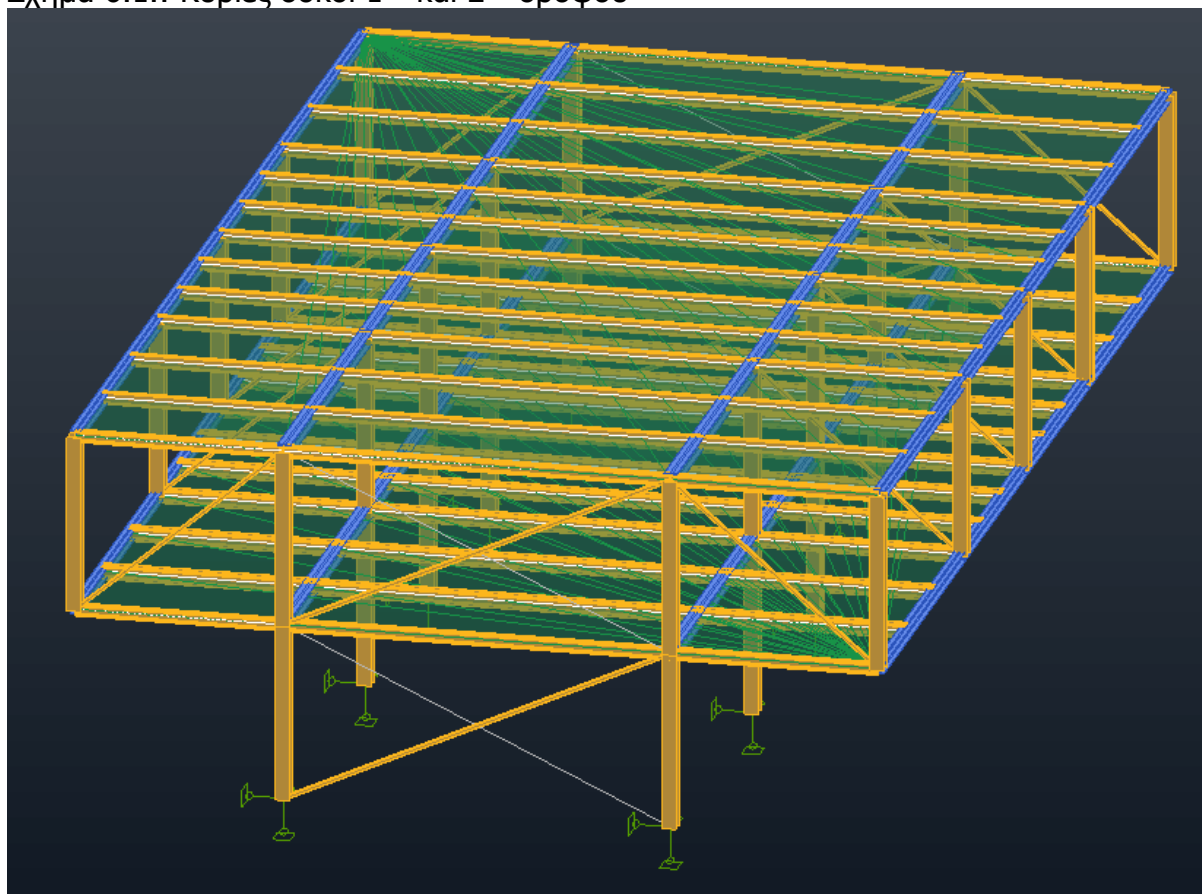
$$V_{l,Rd} = \frac{b \times d_p}{\gamma_{vs}} \times \frac{m \times A_p}{(b \times L_s) + k} = 15.3 \text{ kN/m} > V_{ed} = 8.16 \text{ kN/m} \quad \text{O.K.}$$

6.2. Διαστασιολόγηση κύριων δοκών

Η μεταλλικές κύριες δοκοί του πλαισίου ροής είναι συνδεδεμένες με σύνδεση ροής (πακτώσεις), δημιουργώντας έτσι ένα συνεχές σύστημα. Λόγω της ύπαρξης των δευτερευουσών δοκών ανά 2m, παρέχεται αρκετή πλευρική εξασφάλιση στην κύρια δοκό.

Μετά από επαναληπτικούς ελέγχους, προέκυψε ότι η κατάλληλη διατομή για τις κύριες δοκούς του φορέα είναι η HEA 220.

Σχήμα 6.1.: Κύριες δοκοί 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου



Στις κύριες δοκούς πραγματοποιήθηκαν οι παρακάτω έλεγχοι για τις στατικές φορτίσεις, από τις οποίες κρίσιμος συνδυασμός βρέθηκε ο $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q + 1.50 \cdot (W_y + W_x)$. Όπως παρατηρείται και στη συνέχεια ο κρίσιμος έλεγχος αποδείχτηκε εκείνος του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού με ποσοστό εκμετάλλευσης ίσο με 66%. Πιο αναλυτικά αποτελέσματα βρίσκονται στο Σχήμα 6.2.

- Έλεγχος σε κάμψη:

$$\frac{Med,y}{My,v,rd} = \frac{127.79}{204.19} = 0.81 < 1.00$$

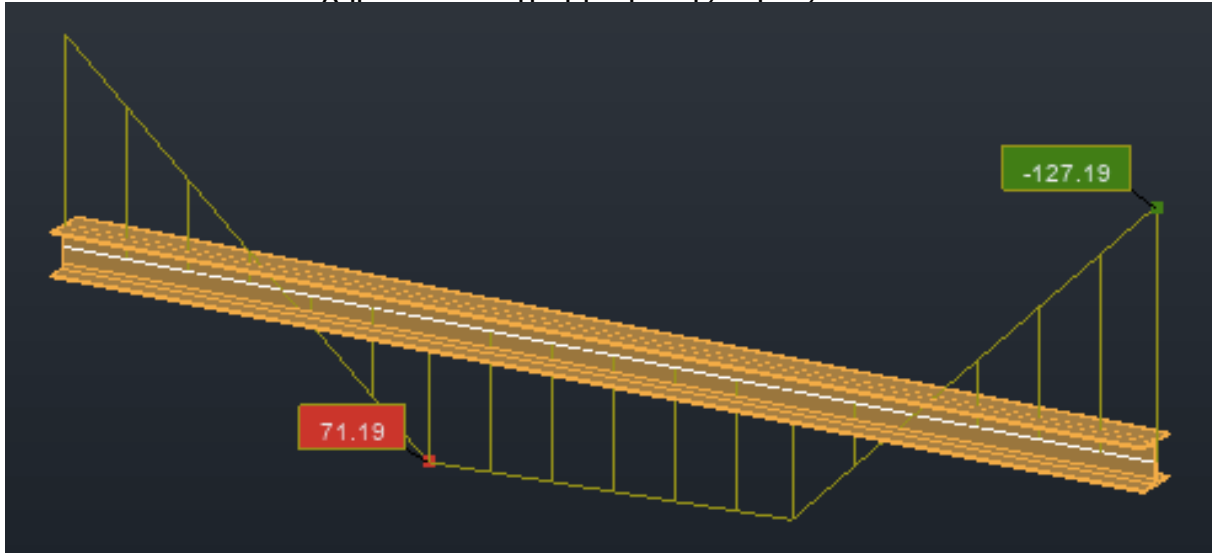
- Έλεγχος σε διάτμηση:

$$\frac{Ved}{Vpl,Rd} = \frac{95.77}{399.71} = 0.29 < 1.00$$

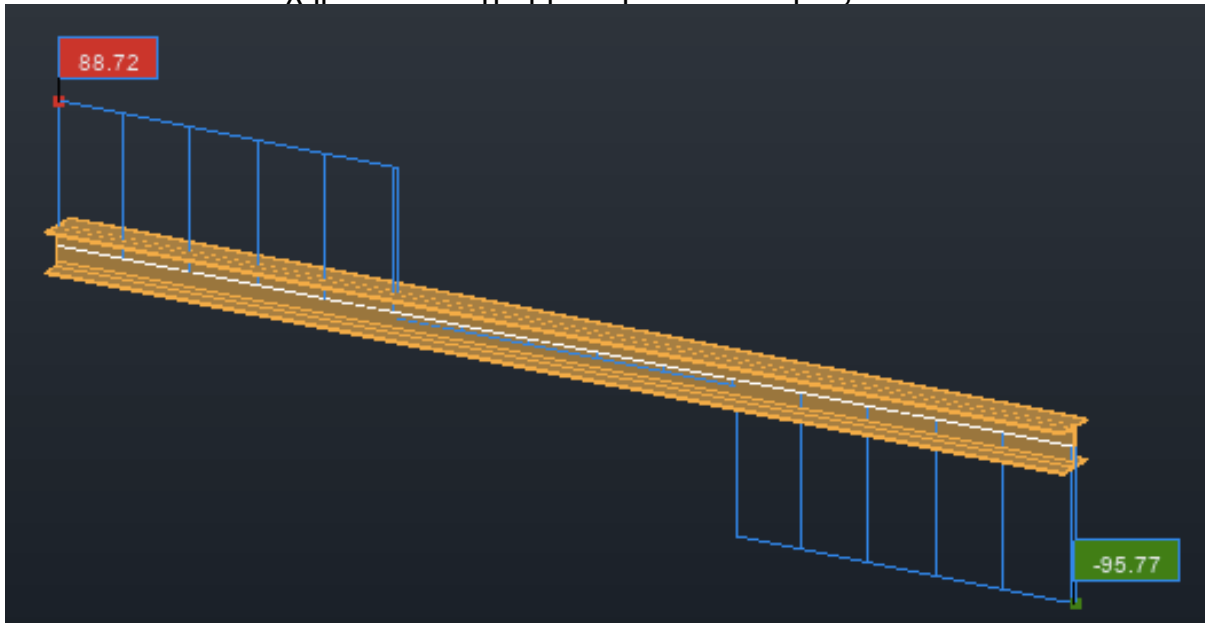
- Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό:

$$\begin{aligned} & \frac{Ned}{x \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + \frac{Med,y}{x_{LT} \cdot \frac{M_{Rk,y}}{\gamma_{M1}}} \times K_{yy} + \frac{Med,z}{x_{LT} \cdot \frac{M_{Rk,z}}{\gamma_{M1}}} \times K_{yz} = \\ & = \frac{127.79}{0.95 \cdot \frac{744.68}{1.00}} \times 1 = 0.92 < 1.00 \end{aligned}$$

Σχήμα 6.2: Διάγραμμα ροπής κύριας δοκού



Σχήμα 6.3: Διάγραμμα τεμνουσών κυρίας δοκού



Σχήμα 6.1: Φύλλο αποτελεσμάτων σε ΟΚΑ για τις κύριες δοκούς πλαισίου ροής

ANALYSIS TYPE: [Code Group Verification](#)

CODE GROUP: 7 Main Beams (plaisiou)

MEMBER: 15 Beam1_15

POINT: 3

COORDINATE: x = 1.00 L = 6.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 10 1.35G + 1.5Q + 1.5W (1+5+8+51)*1.35+(6+7+23+24)*1.50

MATERIAL:

S275 (S275) $f_y = 275.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: HEA 220

h=21.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=22.0 cm	Ay=53.70 cm ²	Az=20.67 cm ²	Ax=64.34 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=5409.70 cm ⁴	Iz=1954.56 cm ⁴	Ix=27.10 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wply=568.50 cm ³	Wplz=270.60 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 0.00 kN	My _{Ed} = -126.85 kN*m	Mz _{Ed} = -0.20 kN*m	Vy _{Ed} = 0.47 kN
N _{c,Rd} = 1769.38 kN	My _{Ed,max} = -126.85 kN*m	Mz _{Ed,max} = -0.57 kN*m	Vy _{T,Rd} = 852.62 kN
N _{b,Rd} = 1570.80 kN	My _{c,Rd} = 156.34 kN*m	Mz _{c,Rd} = 74.41 kN*m	Vz _{Ed} = -95.07 kN
	MN _{y,Rd} = 156.34 kN*m	MN _{z,Rd} = 74.41 kN*m	Vz _{T,Rd} = 328.20 kN
	Mb _{Rd} = 139.14 kN*m		Tt _{Ed} = -0.00 kN*m
			Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 1.00	Mcr = 434.34 kN*m	Curve,LT - a	XLT = 0.89
Lcr,low=2.00 m	Lam_LT = 0.60	fi,LT = 0.72	

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

Ly = 6.00 m	Lam_y = 0.25
Lcr,y = 2.00 m	Xy = 0.98
Lamy = 21.81	kyy = 1.00



About z axis:

Lz = 6.00 m	Lam_z = 0.42
Lcr,z = 2.00 m	Xz = 0.89
Lamz = 36.29	kyz = 0.80

Torsional buckling:

Curve,T=c	alfa,T=0.49
Lt=2.00 m	fi,T=0.63
Ncr,T=10672.59 kN	X,T=0.89
Lam_T=0.41	Nb,T,Rd=1580.98 kN

Flexural-torsional buckling

Curve,TF=c	alfa,TF=0.49
Ncr,y=28030.59 kN	fi,TF=0.54
Ncr,TF=28030.59 kN	X,TF=0.97
Lam_TF=0.25	Nb,TF,Rd=1723.28 kN

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
 My_{Ed}/MN_{y,Rd} = 0.81 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
 Mz_{Ed}/MN_{z,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
 (My_{Ed}/MN_{y,Rd})^{2.00} + (Mz_{Ed}/MN_{z,Rd})^{1.00} = 0.66 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
 Vy_{Ed}/Vy_{T,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
 Vz_{Ed}/Vz_{T,Rd} = 0.29 < 1.00 (6.2.6-7)
 Tau_{ty,Ed}/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
 Tau_{tz,Ed}/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Global stability check of member:

Lambda_y = 21.81 < Lambda_{max} = 210.00 Lambda_z = 36.29 < Lambda_{max} = 210.00 STABLE
 N_{Ed}/Min(Nb,Rd,Nb,T,Rd,Nb,TF,Rd) = 0.00 < 1.00 (6.3.1)
 My_{Ed,max}/Mb,Rd = 0.91 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
 N_{Ed}/(Xy*N_{Rk}/gM1) + kyy*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) + kyz*Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.92 < 1.00 (6.3.3.(4))
 N_{Ed}/(Xz*N_{Rk}/gM1) + kzy*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) + kzz*Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.48 < 1.00 (6.3.3.(4))

Section OK !!!

6.3. Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων

Για την διευκόλυνση των υπολογισμών και τον πιο ορθολογικό έλεγχο των υποστυλωμάτων μέσω του Robot Structural Analysis, έγινε κατηγοριοποίηση τους στις εξής 3 ομάδες:

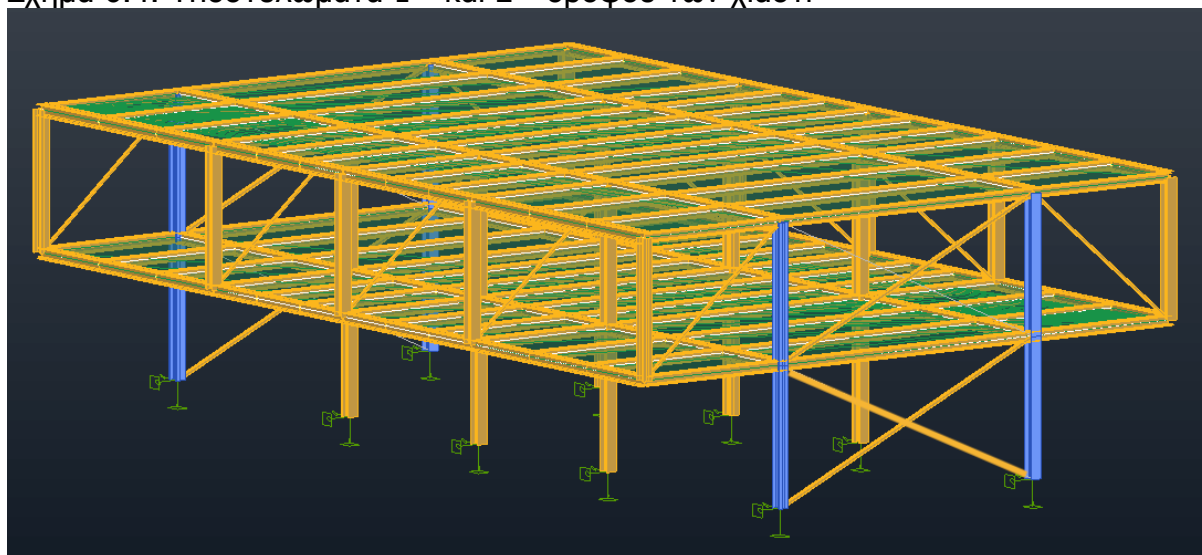
- Εξωτερικά υποστυλώματα πλαισίων ροπήs που συνδέονται με τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας
- Περιμετρικά υποστυλώματα 2^{ου} ορόφου ή αλλιώς υποστυλώματα προβόλων
- Υπόλοιπα υποστυλώματα 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου των πλαισίων ροπήs

Οι στηρίξεις των υποστυλωμάτων στο έδαφος έχουν σχεδιαστεί ως πάκτωση στην διεύθυνση X, στην οποία ο φορέας λειτουργεί ως πλαίσιο ροπήs και ως άρθρωση στην διεύθυνση Y.

Κατά την διαστασιολόγηση του μεταλλικού φορέα λήφθηκαν υπ' όψιν ορισμένα κριτήρια πέρα των καθαρών υπολογισμών. Τέτοια είναι κυρίως κατασκευαστικά και αρχιτεκτονικά, καθώς στην τελική της μορφή η κατασκευή, προβλέπεται ότι θα έχει εκτεθειμένα και βαμμένα τα μεταλλικά της στοιχεία με απώτερο σκοπό, το τελικό αποτέλεσμα ένα πιο αισθητικό σύνολο.

6.3.1. Υποστυλώματα των χιαστί συνδέσμων

Σχήμα 6.4: Υποστυλώματα 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου των χιαστί



Από τους υπολογισμούς που προέκυψαν για τα στατικά φορτία, ο κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης για τα υποστυλώματα των χιαστί συνδέσμων είναι $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q - 1.50 \cdot (W_y + W_x)$. Κρίσιμος έλεγχος βρέθηκε εκείνος του στεπτοκαμπτικού λυγισμού με ποσοστό εκμετάλλευσης ίσο με 37%.

Στο παρακάτω Σχήμα 6.4, βρίσκονται αναλυτικά οι υπολογισμοί και τα αποτελέσματα τους, όπως εκείνα προέκυψαν από το Robot.

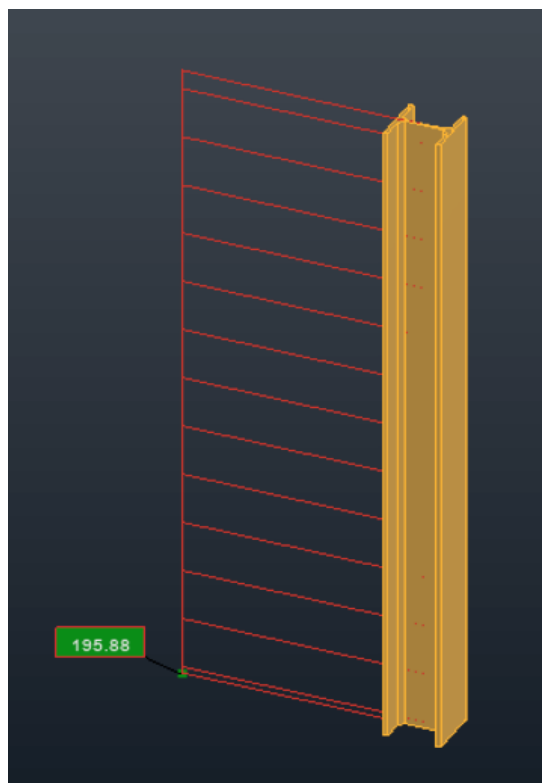
- Έλεγχος σε διάτμηση:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 20.63 \text{ cm}$$

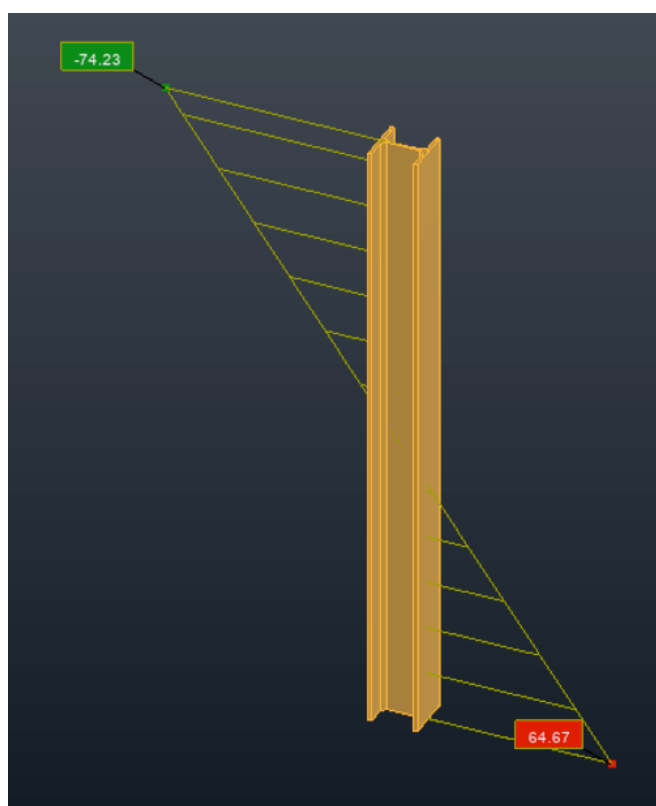
$$\frac{V_{ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{46.04}{527.53} = 0.10 < 1.00$$

- Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό:

$$\begin{aligned} & \frac{N_{ed}}{x \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{ed,y}}{x_{LT} \cdot \frac{M_{Rk,y}}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{ed,z}}{x_{LT} \cdot \frac{M_{Rk,z}}{\gamma_{M1}}} = \\ & = \frac{195.88}{x \cdot \frac{2490.66}{1}} + \frac{74.23}{0.98 \cdot \frac{247.48}{1}} + \frac{0.44}{0.98 \cdot \frac{116.72}{1}} = 0.37 < 1.00 \end{aligned}$$



Σχήμα 6.5: Διάγραμμα αξονικής υποσυλώματος



Σχήμα 6.6.: Διάγραμμα ροπής υποσυλώματος

Σχήμα 6.7: Φύλλο αποτελεσμάτων σε ΟΚΑ για υποστυλώματα των χιαστί συνδέσμων

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 1 Columns X

MEMBER: 43 Column1_43

POINT: 3

COORDINATE: x = 1.00 L = 3.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 11 1.35G + 1.5Q - 1.5W (1+5+8+51)*1.35+(6+7)*1.50+(23+24)*-1.50

MATERIAL:

S275 (S275) fy = 275.00 MPa



SECTION PARAMETERS: HEB 240|

h=24.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=24.0 cm	Ay=89.59 cm ²	Az=33.23 cm ²	Ax=105.99 cm ²
tw=1.0 cm	Iy=11259.30 cm ⁴	Iz=3922.66 cm ⁴	Ix=107.00 cm ⁴
tf=1.7 cm	Wply=1053.21 cm ³	Wplz=498.43 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 195.88 kN	My _{Ed} = -74.23 kN*m	Mz _{Ed} = 0.16 kN*m	Vy _{Ed} = 0.27 kN
N _{c,Rd} = 2914.61 kN	My _{Ed,max} = -74.23 kN*m	Mz _{Ed,max} = 0.69 kN*m	Vy _{T,Rd} = 1422.37 kN
N _{b,Rd} = 2091.45 kN	My _{c,Rd} = 289.63 kN*m	Mz _{c,Rd} = 137.07 kN*m	Vz _{Ed} = -46.04 kN
	MN _{y,Rd} = 289.63 kN*m	MN _{z,Rd} = 137.07 kN*m	Vz _{T,Rd} = 527.53 kN
	Mb _{Rd} = 284.26 kN*m		Tt _{Ed} = -0.00 kN*m
			Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.00	Mcr = 3617.63 kN*m	Curve _{LT} - a	XLT = 0.98
L _{cr,low} = 3.00 m	Lam _{LT} = 0.28	fi _{LT} = 0.55	

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

Ly = 3.00 m	Lam _y = 0.81
L _{cr,y} = 7.26 m	Xy = 0.72
Lamy = 70.42	kyy = 0.89



About z axis:

Lz = 3.00 m	Lam _z = 0.57
L _{cr,z} = 3.00 m	Xz = 0.80
Lamz = 49.31	kyz = 0.60

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.26 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Global stability check of member:

$$\lambda_{y} = 70.42 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 49.31 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.26 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

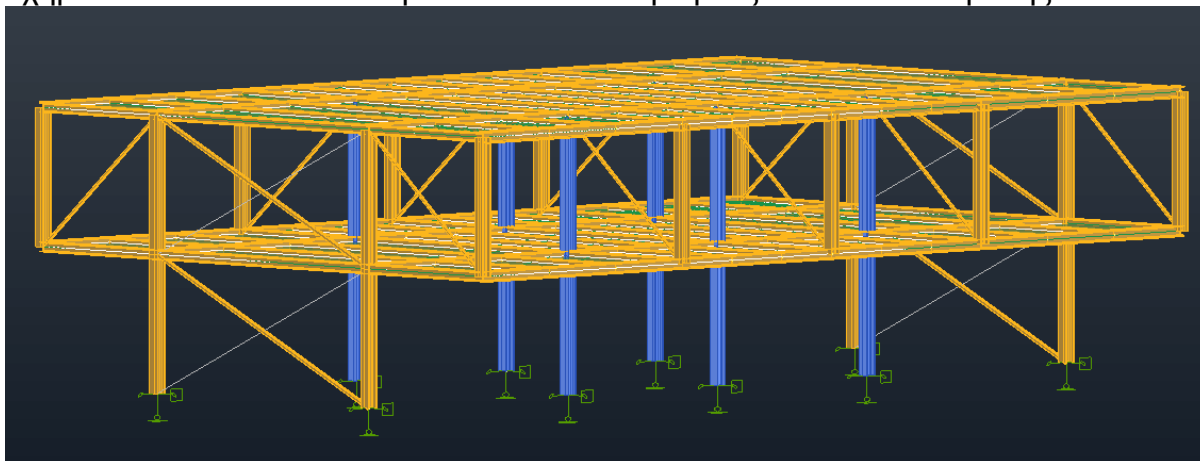
$$N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.33 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.21 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Section OK !!!

6.3.2. Υπόλοιπα υποστυλώματα πλαισίων ροής

Σχήμα 6.8: Λοιπά υποστυλώματα 1^{ου} και 2^{ου} ορόφους των πλαισίων ροής



Από τους υπολογισμούς που προέκυψαν για τα στατικά φορτία, ο κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης για τα υποστυλώματα των χιαστί συνδέσμων είναι $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q - 1.50 \cdot (W_y + W_x)$. Κρίσιμος έλεγχος βρέθηκε εκείνος του στεπτοκαμπτικού λυγισμού με ποσοστό εκμετάλλευσης ίσο με 33%. Στο παρακάτω Σχήμα 6.8, βρίσκονται αναλυτικά οι υπολογισμοί και τα αποτελέσματα τους, όπως εκείνα προέκυψαν από το λογισμικό.

- Έλεγχος σε διάτμηση:

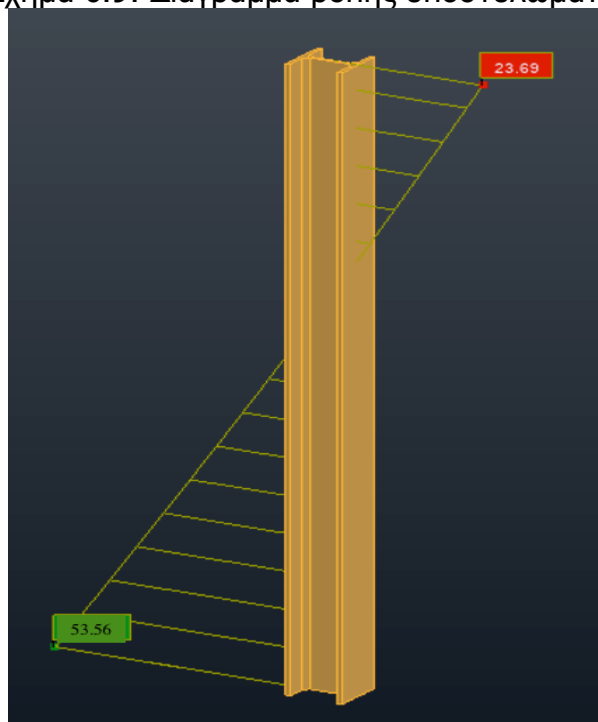
$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 20.63 \text{ cm}$$

$$\frac{V_{ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{38.87}{527.53} = 0.10 < 1.00$$

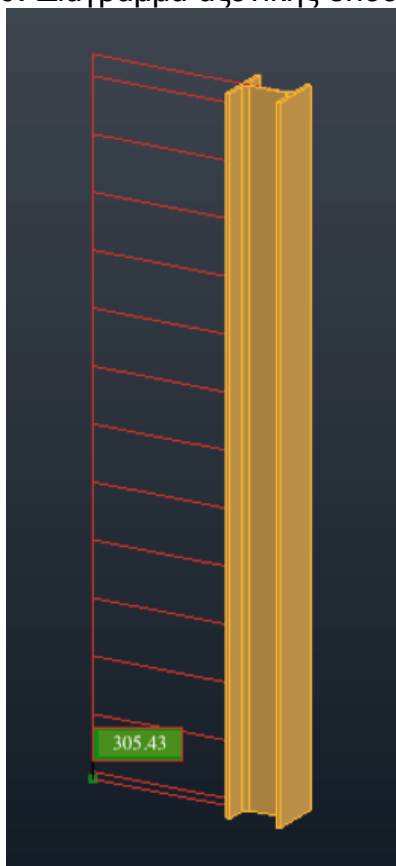
- Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό:

$$\frac{N_{ed}}{x \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{ed,y}}{x_{LT} \cdot \frac{M_{Rk,y}}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{ed,z}}{x_{LT} \cdot \frac{M_{Rk,z}}{\gamma_{M1}}} =$$
$$= \frac{305.43}{0.90 \cdot \frac{2490.66}{1}} + \frac{53.54}{0.98 \cdot \frac{247.48}{1}} = 0.30 < 1.00$$

Σχήμα 6.9: Διάγραμμα ροής υποστυλώματος



Σχήμα 6.10: Διάγραμμα αξονικής υποσυλώματος



Σχήμα 6.11: Φύλλο αποτελεσμάτων σε ΟΚΑ για λοιπά υποστυλώματα

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 2 Columns rest

MEMBER: 4 Column1_4

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 111 ACC:SEI/1=5*1.00+1*1.00+8*1.00+51*1.00+6*0.30+7*0.30+64*1.00 (5+1+8+51+64)*1.00+(6+7)*0.30

MATERIAL:

S275 (S275) $f_y = 275.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: HEB 240

h=24.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=24.0 cm	Ay=89.59 cm ²	Az=33.23 cm ²	Ax=105.99 cm ²
tw=1.0 cm	Iy=11259.30 cm ⁴	Iz=3922.66 cm ⁴	Ix=107.00 cm ⁴
tf=1.7 cm	Wply=1053.21 cm ³	Wplz=498.43 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 305.43 kN	My _{Ed} = -53.56 kN*m		Vy _{Ed} = -0.02 kN
N _{c,Rd} = 2914.61 kN	My _{Ed,max} = -53.56 kN*m	Mz _{Ed,max} = 0.10 kN*m	Vy _{T,Rd} = 1422.37 kN
N _{b,Rd} = 2343.86 kN	My _{c,Rd} = 289.63 kN*m	Mz _{c,Rd} = 137.07 kN*m	Vz _{Ed} = 31.87 kN
	MN _{y,Rd} = 289.63 kN*m		Vz _{T,Rd} = 527.53 kN
	Mb _{Rd} = 275.72 kN*m		Tt _{Ed} = 0.00 kN*m
			Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.00	Mcr = 1782.46 kN*m	Curve,LT - a	XLT = 0.95
L _{cr,low} = 3.00 m	Lam _{LT} = 0.40	fi _{LT} = 0.60	

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

L _y = 3.00 m	Lam _y = 0.47
L _{cr,y} = 4.24 m	X _y = 0.90
Lam _y = 41.13	k _{yy} = 0.96



About z axis:

L _z = 3.00 m	Lam _z = 0.57
L _{cr,z} = 3.00 m	X _z = 0.80
Lam _z = 49.31	k _{zy} = 0.51

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.10 < 1.00$ (6.2.4.(1))
$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.18 < 1.00$ (6.2.5.(1))
$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.18 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.06 < 1.00$ (6.2.6-7)
$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

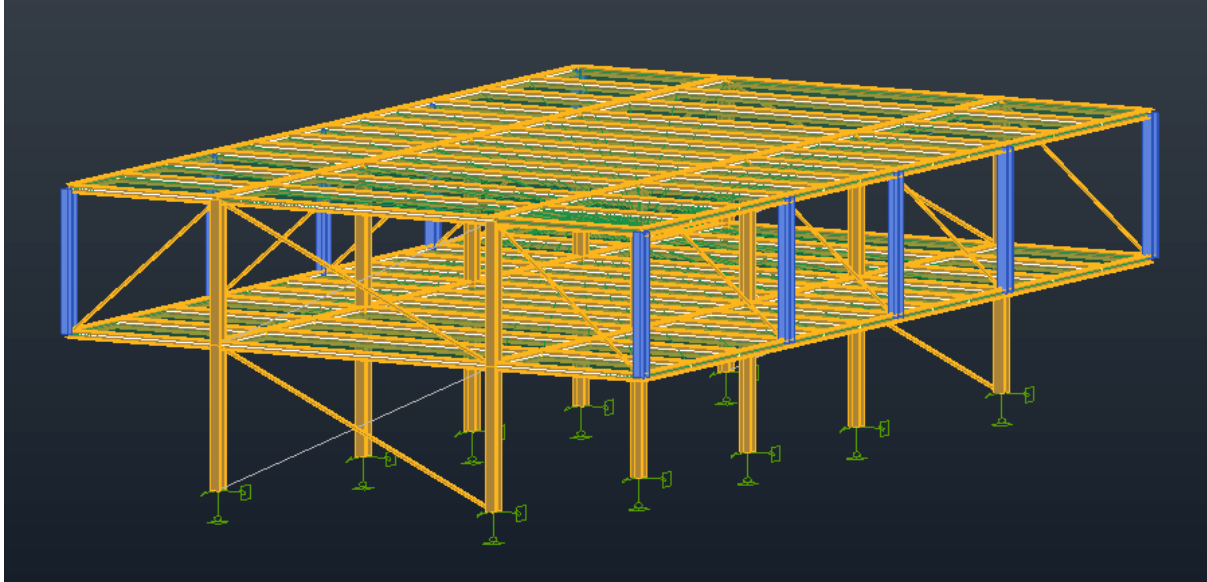
Global stability check of member:

$\lambda_{y} = 41.13 < \lambda_{max} = 210.00$	$\lambda_{z} = 49.31 < \lambda_{max} = 210.00$	STABLE
$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.19 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))		
$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.30 < 1.00$ (6.3.3.(4))		
$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.23 < 1.00$ (6.3.3.(4))		

Section OK !!!

6.3.3. Υποστυλώματα προβόλων

Σχήμα 6.12: Υποστυλώματα προβόλων 2^{ου} ορόφου



Από τους υπολογισμούς που προέκυψαν για τα στατικά φορτία, ο κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης για τα υποστυλώματα των χιαστί συνδέσμων είναι $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q - 1.50 \cdot (W_y + W_x)$. Κρίσιμος έλεγχος βρέθηκε εκείνος του στεπτοκαμπτικού λυγισμού με ποσοστό εκμετάλλευσης ίσο με 19%.

Στο παρακάτω Σχήμα 6.12, βρίσκονται αναλυτικά οι υπολογισμοί και τα αποτελέσματά τους, όπως εκείνα προέκυψαν από το λογισμικό.

- Έλεγχος σε διάτμηση:

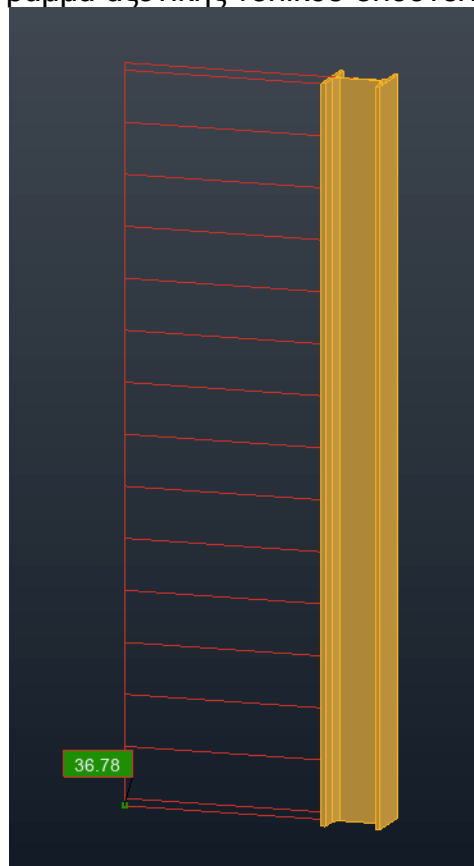
$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 20.63 \text{ cm}$$

$$\frac{V_{ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{26.76}{527.53} = 0.10 < 1.00$$

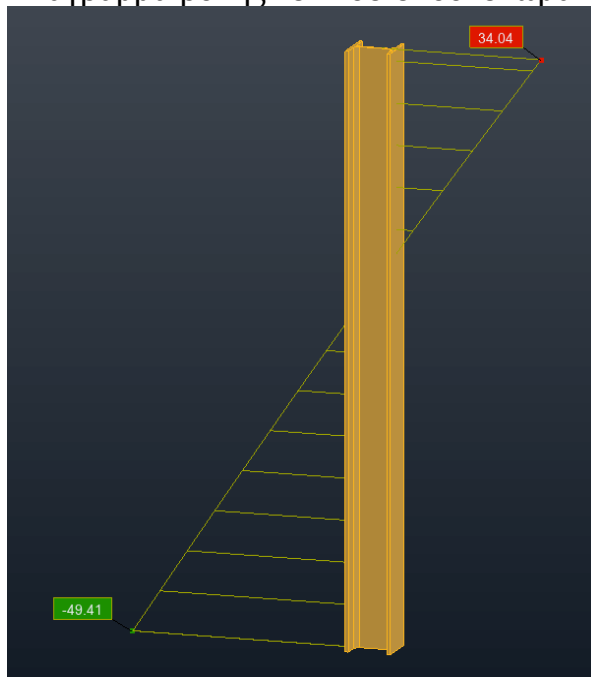
- Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό:

$$\frac{N_{ed}}{x \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{ed,y}}{x_{LT} \cdot \frac{M_{Rk,y}}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{ed,z}}{x_{LT} \cdot \frac{M_{Rk,z}}{\gamma_{M1}}} =$$
$$= \frac{36.78}{0.51 \cdot \frac{2490.66}{1}} + \frac{49.41}{0.98 \cdot \frac{247.48}{1}} = 0.19 < 1.00$$

Σχήμα 6.13: Διάγραμμα αξονικής τυπικού υποστυλώματος προβόλου



Σχήμα 6.14: Διάγραμμα ροπής τυπικού υποστυλώματος προβόλου



Σχήμα 6.15: Φύλλο αποτελεσμάτων τυπικού υποστυλώματος προβόλου

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 3 Columns Prov

MEMBER: 58 Column1_58

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 11 1.35G + 1.5Q - 1.5W (1+5+8+51)*1.35+(6+7)*1.50+(23+24)*-1.50

MATERIAL:

S275 (S275) fy = 275.00 MPa



SECTION PARAMETERS: HEB 240

h=24.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=24.0 cm	Ay=89.59 cm ²	Az=33.23 cm ²	Ax=105.99 cm ²
tw=1.0 cm	Iy=11259.30 cm ⁴	Iz=3922.66 cm ⁴	Ix=107.00 cm ⁴
tf=1.7 cm	Wply=1053.21 cm ³	Wplz=498.43 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 36.78 kN	My _{Ed} = -49.41 kN*m	Mz _{Ed} = -0.10 kN*m	Vy _{Ed} = 1.33 kN
N _{c,Rd} = 2914.61 kN	My _{Ed,max} = -49.41 kN*m	Mz _{Ed,max} = -1.31 kN*m	Vy _{T,Rd} = 1422.37 kN
N _{b,Rd} = 1474.81 kN	My _{c,Rd} = 289.63 kN*m	Mz _{c,Rd} = 137.07 kN*m	Vz _{Ed} = 26.41 kN
	MN _{y,Rd} = 289.63 kN*m	MN _{z,Rd} = 137.07 kN*m	Vz _{T,Rd} = 527.53 kN
	Mb _{Rd} = 284.26 kN*m		Tt _{Ed} = -0.00 kN*m
			Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.00	Mcr = 3617.63 kN*m	Curve,LT - a	XLT = 0.98
Lcr,low=3.00 m	Lam_LT = 0.28	fi,LT = 0.55	

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

Ly = 3.00 m	Lam_y = 1.15
Lcr,y = 10.29 m	Xy = 0.51
Lamy = 99.83	kyy = 0.94



About z axis:

Lz = 3.00 m	Lam_z = 0.57
Lcr,z = 3.00 m	Xz = 0.80
Lamz = 49.31	kyz = 0.57

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.17 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\tau_{xy}/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\tau_{xz}/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Global stability check of member:

$$\lambda_{y} = 99.83 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 49.31 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.17 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

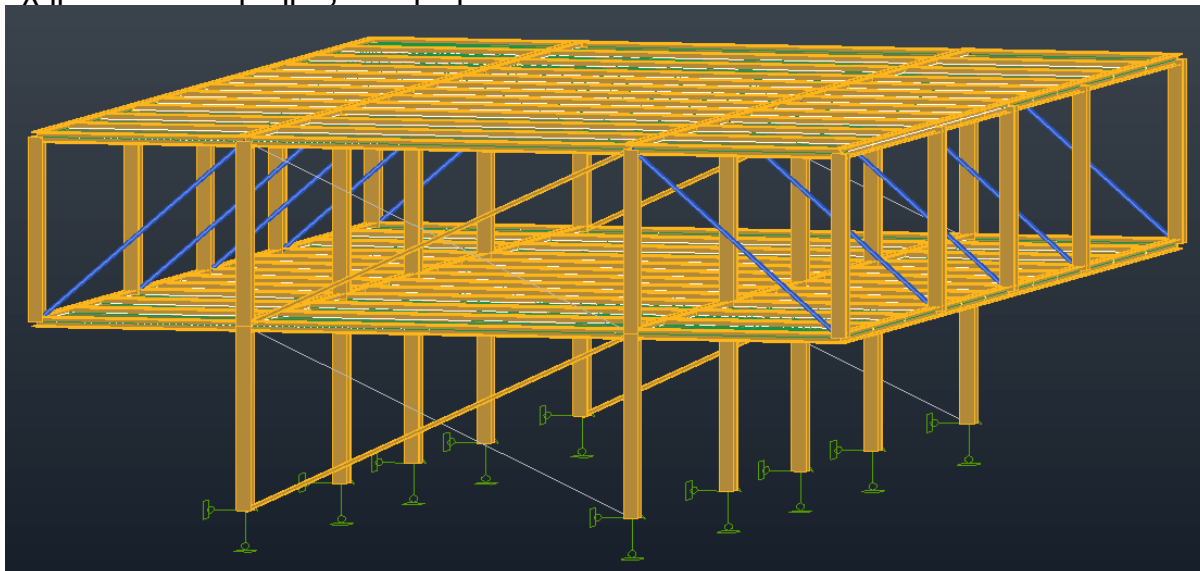
$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.19 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.11 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Section OK !!!

6.4. Διαστασιολόγηση αναρτήρων 2ου ορόφου

Σχήμα 6.13: Αναρτήρες 2^{ου} ορόφου

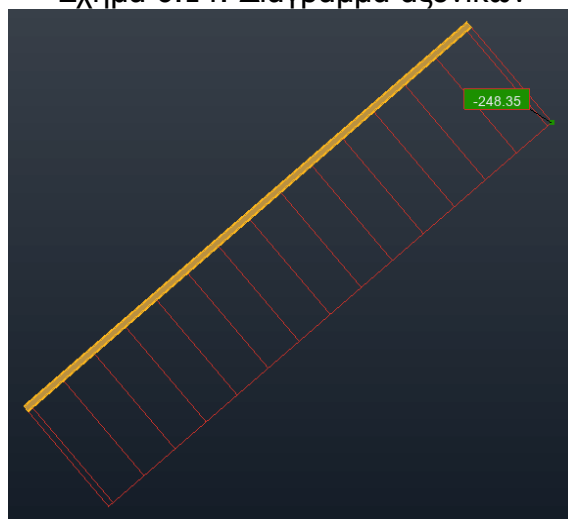


Η υποστήριξη των εκατέρωθεν προβόλων του φορέα, έχει ανατεθεί στους αναρτήρες διατομής RHS 60x5, οι οποίοι είναι τοποθετημένοι διαγώνια ανά τα φατώματα του προβόλου. Ο κρίσιμος συνδυασμός αποδείχτηκε ο $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q - 1.50 \cdot (W_y + W_x)$, με ποσοστό εκμετάλλευσης ίσο με 87%.

- Έλεγχος αξονικής

$$N_{t,Rd} = \min\{N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}\} = \min\{286 \text{ kN}; 275 \text{ kN}\} = 286 \text{ kN} > N_{ed} = 248.35 \text{ kN}$$

Σχήμα 6.14: Διάγραμμα αξονικών



Σχήμα 6.15: Φύλλο αποτελεσμάτων τυπικού αναρτήρα

CODE: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

ANALYSIS TYPE: *Code Group Verification*

CODE GROUP: *6 X_{prov}*

MEMBER: *155 X_2_155*

POINT: *1*

COORDINATE: *x = 0.00 L = 0.00 m*

LOADS:

*Governing Load Case: 11 1.35G + 1.5Q - 1.5W (1+5+8+51)*1.35+(6+7)*1.50+(23+24)*-1.50*

MATERIAL:

S275 (S275) f_y = 275.00 MPa



SECTION PARAMETERS: SHSC 60x60x5

<i>h=6.0 cm</i>	<i>gM0=1.00</i>	<i>gM1=1.00</i>	
<i>b=6.0 cm</i>	<i>A_y=5.20 cm²</i>	<i>A_z=5.20 cm²</i>	<i>A_x=10.40 cm²</i>
<i>tw=0.5 cm</i>	<i>I_y=50.50 cm⁴</i>	<i>I_z=50.50 cm⁴</i>	<i>I_x=86.40 cm⁴</i>
<i>tf=0.5 cm</i>	<i>W_{ply}=20.90 cm³</i>	<i>W_{plz}=20.90 cm³</i>	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

<i>N_{,Ed} = -248.35 kN</i>	<i>M_{y,Ed} = -0.18 kN*m</i>	<i>M_{z,Ed} = 0.06 kN*m</i>	<i>V_{y,Ed} = 0.03 kN</i>
<i>N_{t,Rd} = 286.00 kN</i>	<i>M_{y,pl,Rd} = 5.75 kN*m</i>	<i>M_{z,pl,Rd} = 5.75 kN*m</i>	<i>V_{y,T,Rd} = 82.51 kN</i>
	<i>M_{y,c,Rd} = 5.75 kN*m</i>	<i>M_{z,c,Rd} = 5.75 kN*m</i>	<i>V_{z,Ed} = 0.09 kN</i>
	<i>M_{N,y,Rd} = 0.96 kN*m</i>	<i>M_{N,z,Rd} = 0.96 kN*m</i>	<i>V_{z,T,Rd} = 82.51 kN</i>
			<i>T_{t,Ed} = 0.00 kN*m</i>
			<i>Class of section = 1</i>

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.87 < 1.00 (6.2.3.(1))

M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.19 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.06 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{6.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{6.00} = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(6))

V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)

V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)

*Tau_{ty,Ed}/(f_y/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)*

*Tau_{tz,Ed}/(f_y/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)*

Section OK !!!

6.5. Διαστασιολόγηση σύμμικτων δοκών

Έπειτα από αρκετές δοκιμές κατά την διάρκεια των υπολογισμών προέκυψε κατάλληλη διατομή των σύμμικτων δοκών του φορέα, κατηγορίας IPE 200 και ποιότητας χάλυβα S275. Τόσο στους υπολογισμούς όσο και στο ίδιο το μοντέλο στο Robot Structural Analysis 2022 οι δοκοί έχουν ληφθεί ως αμφιέρειστες με αποτέλεσμα να θεωρηθούν τα έξης:

- $L_e = L_0 = 6.50m$
- $b_{eff} = 2 \times \frac{L_e}{8} = 1.625m$
- $h_{\pi\lambda} = 13cm$
- $h_p = 7.30cm$

Πίνακας 6.2: Εντατικά μεγέθη σύμμικτων δοκών

2 ^{ος} όροφος	
Μεσαίες διαδοκίδες	Ακραίες διαδοκίδες
M = 59.07 kNm	M = 19.16 kNm
V = 35.93 kN	V = 16.73 kN
1 ^{ος} όροφος	
Μεσαίες διαδοκίδες	Ακραίες διαδοκίδες
M = 85.25 kNm	M = 32.93 kNm
V = 52.62 kN	V = 16.73 kN

6.5.1. Υπολογισμός σύμμικτων δοκών

Έλεγχος έναντι κάμψης

$$z_0 = \frac{A_a \times f_{yd}}{b \times 0,85 \times f_{cd}} = 3.34cm < h_c = 5.70cm$$

Οπότε η μεταλλική δοκών βρίσκεται σε εφελκυσμό και ανήκει στην Κατηγορία 1 και ο Ουδέτερος Άξονας (Ο.Α.) βρίσκεται εντός του σκυροδέματος.

Υπολογισμός πλαστικής ροπής αντοχής:

$$M_{pl,Rd} = A_a \times f_{yd} \times \left(z_a - \frac{z_o}{2} \right) = 109.96 \text{ kNm} > M_{ed,max} = 85.25 \text{ kNm} \quad \text{O.K.}$$

Έλεγχος έναντι διάτμησης

Αντοχή σε τέμνουσα:

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 142.57 \text{ kN} > V_{ed,max} = 52.62 \text{ kN} \quad \text{O.K.}$$

Λόγος μέτρων ελαστικότητας χάλυβα – σκυροδέματος:

$$\eta = \frac{E_a}{E_{cm}} = 6.7$$

Εμβαδόν ισοδύναμης διατομής;

$$A_e = A_a + \frac{A_c}{\eta} = 165.31 \text{ cm}^2$$

Κέντρο βάρους ισοδύναμης διατομής:

$$z_e = \frac{A_a z_a + A_s z_s + A_c z_c / \eta}{A_e} = 5.06 \text{ cm}$$

Ροπή αδράνειας ισοδύναμης διατομής:

$$I_e = I_{a,0} + A_a (z_a - z_e)^2 + \frac{I_c}{\eta} + \frac{A_c}{\eta} (z_a - z_e)^2 = 6205 \text{ cm}^2$$

Φορτία επί της μεσαίας δοκού:

- Ίδιο βάρος δοκού: $78.50 \cdot 28.50 \cdot 10^{-4} = 0.22 \text{ kN/m}$
- Ίδιο βάρος πλάκα: $2.75 \cdot 1.625 = 4.46 \text{ kN/m}$
- Πρόσθετα: $1.00 \cdot 1.625 = 1.625 \text{ kN/m}$
- Κινητά: $2.50 \cdot 1.625 = 4.06 \text{ kN/m}$

$$G_{tot} + Q_{tot} = 10.36 \text{ kN/m}$$

Υπολογισμός βέλους κάμψης:

$$\delta_m = \frac{5}{384} \frac{(G_{tot} + Q_{tot}) \times L^4 \times 10^{-4}}{E_a \times I_e} = 1.85 \text{ cm} < \delta_{max} = \frac{L}{250} = 2.60 \text{ cm} \quad \text{O.K.}$$

Φάση κατασκευής

Φορτία επί της μεσαίας δοκού:

- Ίδιο βάρος δοκού: $78.50 \cdot 28.50 \cdot 10^{-4} = 0.22 \text{ kN/m}$
- Ίδιο βάρος χάλυβα: $0.128 \cdot 1.625 = 0.208 \text{ kN/m}$
- Ίδιο βάρος σκυροδέματος: $26 \cdot 1.625 \cdot 0.11 = 4.65 \text{ kN/m}$
- Φορτίο κατασκευής: $1.50 \cdot 1.625 = 2.43 \text{ kN/m}$

$$q_{ed} = 1.35 \times G + 1.50 \times Q = 10.50 \text{ kN/m}$$

Εντατικά μεγέθη διαδοκίδας

$$M_{ed,max} = \frac{q \times l^2}{8} = 55.45 \text{ kNm}$$

$$V_{ed,max} = \frac{q \times l}{2} = 34.125 \text{ kN}$$

Αντοχή σε ροπή κάμψης σιδηροδοκού:

$$M_{pl,a,Rd} = 51.85 \text{ kNm}$$

Όπως παρατηρούμε ο έλεγχος δεν ικανοποιείται, έτσι κατά την κατασκευή θα τοποθετηθούν βοηθητικά υποστυλώματα για επιπλέον στήριξη των δοκών.

Ελαστικός έλεγχος

Ροπή αντίστασης σιδηροδοκού: Άνω πέλμα $\rightarrow w_{ao} = \frac{I_e}{z_e - d} = 822.95 \text{ cm}^4$

Κάτω πέλμα $\rightarrow w_{au} = \frac{I_e}{h_u} = 222 \text{ cm}^4$

Ροπή αντίστασης σκυροδέματος: Άνω πέλμα $\rightarrow w_{co} = -\frac{I_e}{z_e} \times n = -8301 \text{ cm}^4$

Κάτω πέλμα $\rightarrow w_{cu} = -\frac{I_e}{z_e - d} \times n = -5571 \text{ cm}^4$

Ελαστική ροπή σύμμικτης δοκού:

$$M_{el,c,Rd} = \min\{M_{el,au,Rd}; M_{el,ao,Rd}; M_{el,cu,Rd}; M_{el,co,Rd}\} = 61.05 \text{ kN} > M_{ed} = 55.45 \text{ kNm}$$

6.5.2. Υπολογισμός διατμητικής σύνδεσης

Οι διατμητικοί ήλοι που επιλέχθηκαν μετά από δοκιμές είναι διαμέτρου $d = 16\text{mm}$ και διαμέτρου κεφαλής $d_2 = 29\text{mm}$ με ύψος $h_{sc} = 125\text{mm}$ και ποιότητας S355.

Η σύνδεση η οποία επιλέχθηκε για τον φορέα είναι η πλήρης διατμητική, κατά την οποία το σύνολο της διαμήκουσ διάτμησης που αναπτύσσεται στην πλάκα και την σιδηροδοκό, παραλαμβάνεται εξ ολοκλήρου από τους διατμητικούς ήλους και δεν αναπτύσσεται καθόλου ολίσθηση.

Οι δευτερεύουσες δοκοί είναι αμφιέριστες, άρα η δρώσα διαμήκης διάτμηση είναι:

$$V_l = A_a \times f_{yd} = 783.75 \text{ kN}$$

Οριακή αντοχή ενός διατμητικού ήλου:

$$P_{Rd} = \min \left\{ \frac{0.8 \times f_u \times \pi \times d^2 / 4}{\gamma_v}; \frac{0.29 \times \alpha \times d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \right\} = 50.19 \text{ kN}$$

Λόγω της ύπαρξης χαλυβδόφυλλου η αντοχή του ενός ήλου θα πρέπει να μειωθεί με βάση τον συντελεστή k_t , αφού ο όγκος του σκυροδέματος που περιβάλλει τον ήλο είναι μικρότερη από την συμπαγή πλάκα.

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right) = 0.72$$

Άρα η τελική αντοχή ενός ήλου είναι ίση με:

$$P_{Rd,τελ} = 50.19 \times 0.72 = 36.13 \text{ kN}$$

Αντοχή των φύλλων σε σύνθλιψη:

$$P_{pb,Rd} = k_\phi \times d \times t \times f_{yp,d} = 45.39 \text{ kN} > P_{Rd,τελ}$$

O.K.

Θα ακολουθηθεί η πλαστική κατανομή των ήλων του φορέα με ομοιόμορφη τοποθέτησή τους κατά μήκους της δοκού αφού τηρούνται οι προϋποθέσεις:

- Χρήση όλκιμων ήλων κεφαλής 16 mm $d=16\text{ mm}$ 22 mm και $h = 125\text{ mm} > 64\text{ mm}$
- Χρήση διατομών κατηγορίας 1 ή 2
- $M_{pl,Rd} / M_{pl,a,Rd} = 2.18$

Απαιτούμενος αριθμός ήλων:

$$n_f = \frac{V_{L,tot}}{P_{Rd}} = 15.61 \rightarrow 16 \text{ ήλους στη μισή δοκό}$$

Οπότε οι συνολικοί ήλοι που θα τοποθετηθούν σε ολόκληρη την δοκό είναι 32 ήλοι.

Γεωμετρικές απαιτήσεις κανονισμού για εγκάρσιες και διαμήκεις αποστάσεις πρέπει να βρίσκονται ανάμεσα στα παρακάτω όρια.

Πίνακας 6.3: Μέγιστες και ελάχιστες αποστάσεις ήλων

	$min e_L$	$max e_L$	$min e_T$	$min e$	$Min(h_c - h_p)$	$Min b_0$	$min h_t$
Ολόσωμες πλάκες	5d	$\leq 6h_c$ $\leq 800\text{mm}$	2.5d	20mm	-	-	30m m
Σύμμικτες πλάκες (χαλυβδόφυλλο κάθετο στη σιδηροδοκό)		$\leq 6(h_c - h_p)$ $\leq 800\text{mm}$	4d		2d	50m m	

Με βάση τα παραπάνω ακραία όρια των τιμών θα επιλέξω τις εξής αποστάσεις:

- $e_L = 186.32\text{ mm}$
- $e_q = 64\text{ mm}$
- $e_T = 7\text{ mm}$

7. Αντισεισμικός σχεδιασμός

7.1. Εισαγωγή

Στο φορέα της μονοκατοικίας έχει γίνει ανάλυση με βάση τον ικανοτικό σχεδιασμό του ΕΚ8, ο οποίος έχει ως βασικό στόχο την αποφυγή της ολικής ή μερικής κατάρρευσης μιας κατασκευής για σεισμό μεγαλύτερο από τον σεισμό σχεδιασμού. Ο ικανοτικός σχεδιασμός εκμεταλλεύεται την ανελαστική απόκριση των πλαισίων ροπής του, με την δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων, όπως και με την απόδοση των εφελκυσμένων διαγώνιων στα πλαίσια δυσκαμψίας κατά τη διάρκεια του σεισμού.

Σε ένα φορέα επιδιώκεται η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων, αρχικά, στα άκρα των δοκών των πλαισίων ροπής και να προηγούνται της διαρροής των εφελκυσμένων διαγώνιων, της αστοχίας των συνδέσμων και της διαρροής και λυγισμού των δοκών και υποστλωμάτων στα πλαίσια με χιαστί συνδέσμους. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω του ικανοτικού ελέγχου στους κόμβους, στα μέλη του φορέα καθώς και στις συνδέσεις.

Σύμφωνα με την ΕΚ8 οι κατασκευές χωρίζονται ανάλογα με το είδος τους, σε κατηγορίες πλαστιμότητας, σύμφωνα με την οποία γίνεται η επιλογή του συντελεστή συμπεριφοράς α . Ο οποίος έχει επιλεγθεί προηγουμένως και είναι ίσος με 4.

Πίνακας 7.1.: Κατηγορίες πλαστιμότητας σύμφωνα με ΕΚ8

Αρχή σχεδιασμού	Κατηγορία πλαστιμότητας	Φάσμα των τιμών αναφοράς του συντελεστή συμπεριφοράς α
Αρχή α) Περιορισμένη πλάστιμη συμπεριφορά	ΚΠΧ (Χαμηλή)	$\leq 1.5 - 2$
Αρχή β) Πλάστιμη συμπεριφορά	ΚΠΜ (Μέτρια)	≤ 4
	ΚΠΥ (Υψηλή)	Περιορίζεται από τον Πίνακα 6.2 του ΕΚ8

Πίνακας 7.2.: Απαιτούμενη κατηγορία διατομής του συντελεστή συμπεριφοράς q

Κατηγορία πλαστιμότητας	Τιμή αναφοράς συντελεστή συμπεριφοράς q	Απαιτούμενη κατηγορία διατομής
ΚΠΜ	$1.5 \leq q \leq 2.0$	1,2 ή 3
	$2.0 \leq q \leq 4.0$	1 ή 2
ΚΠΤ	$4.0 \leq q$	1

Οι διατομές στις οποίες εφαρμόστηκε ο ικανοτικός σχεδιασμός είναι συγκεντρωμένες στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 7.3.: Τελικές διατομές φορέα

Μεταλλικά μέλη	Διατομή	Κατηγορία διατομής
Υποστυλώματα		1
Κύριες μη σύμμικτες δοκοί		1
Κύριες σύμμικτες δοκοί		1
Υπόλοιπες δοκοί		1
Διαδοκίδες		1
Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι		1
		1

7.2. Έλεγχος σε ευαισθησία δεύτερης τάξης

Στη συνέχεια όλα τα υποστυλώματα του φορέα ελέγχθηκαν για το κατά πόσο χρήζουν μελέτης στο φαινόμενο του λυγισμού. Συγκεντρώθηκαν από το πρόγραμμα ανάλυσης οι μέγιστες τιμές των μετακινήσεων και των πλευρικών δυνάμεων που δέχεται στο σύνολό της η κατασκευή, ανά όροφο, και υπολογίστηκε ο συντελεστής θ για κάθε διεύθυνση.

Όπως αποτυπώνεται και στους παρακάτω πίνακες και στις δύο διευθύνσεις οι τιμές του συντελεστή θ είναι αρκετά μικρότερες από το όριο του ελέγχου σε λυγισμό.

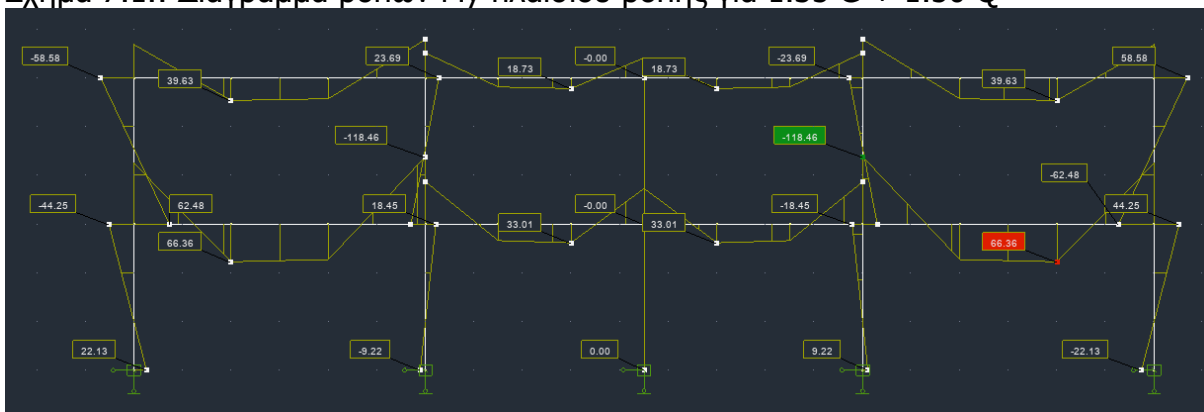
Πίνακας 7.4.: Υπολογισμός συντελεστή θ κατά την διεύθυνση X

A/A	1 ^{ος} όροφος	2 ^{ος} όροφος
P _{tot} (kN)	2409	1084
V _{tot} (kN)	411.74	151.15
d (cm)	1.70	1.90
$\theta = \frac{P_{tot} \times d}{V_{tot} \times h_{op}}$	0.033	0.045

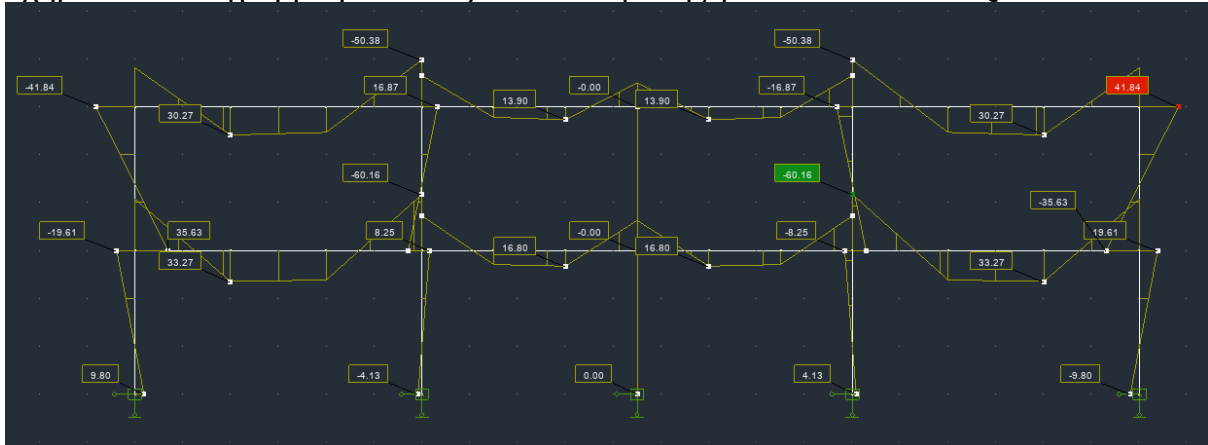
Πίνακας 7.5.: Υπολογισμός συντελεστή θ κατά την διεύθυνση Y

A/A	1 ^{ος} όροφος	2 ^{ος} όροφος
P _{tot} (kN)	2409	1084
V _{tot} (kN)	344.60	127.43
d (cm)	1.10	1.60
$\theta = \frac{P_{tot} \times d}{V_{tot} \times h_{op}}$	0.025	0.045

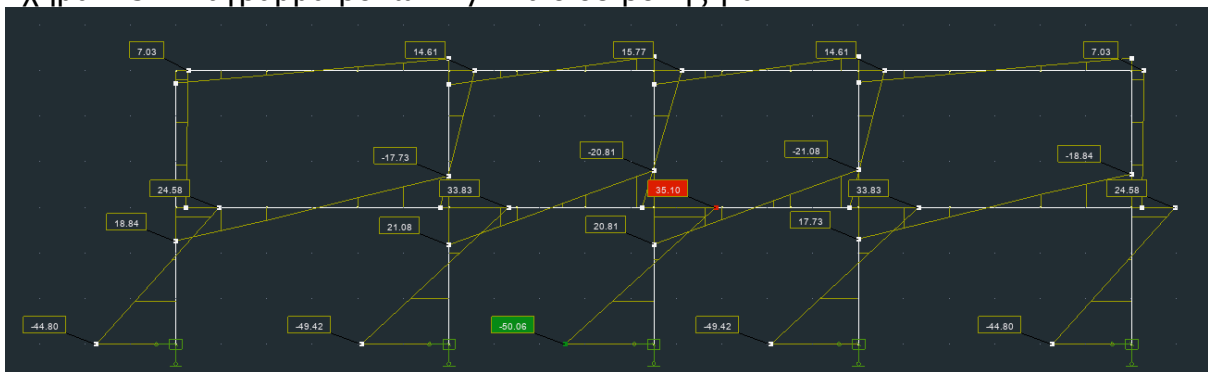
Σχήμα 7.1.: Διάγραμμα ρομών M_y πλαισίου ροής για 1.35·G + 1.50·Q



Σχήμα 7.2.: Διάγραμμα ροπών M_y πλαισίου ροπής για $1.00 \cdot G + 0.30 \cdot Q$



Σχήμα 7.3.: Διάγραμμα ροπών M_y πλαισίου ροπής για E_x



7.3. Έλεγχος χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας

Οι χιαστί σύνδεσμοι έχουν σχεδιαστεί με την ιδιαιτερότητα ότι κατά τη σεισμική διέγερση να λειτουργεί μόνο ο εφελκυσμένος σύνδεσμος και ο θλιβόμενος να αγνοείται.

Οι σύνδεσμοι συνδέονται στο μέσον τους, οπότε το μήκος λυγισμού τους θεωρείται το μισό. Επομένως υπολογίστηκε:

$$L_{cr} = 0.5 \times L_{diag} = 0.5 \times 7.16 = 3.58 \text{ m}$$

Η λυγηρότητα των διαγώνιων πρέπει να εξασφαλίζει την παρακάτω σχέση:

$$1.3 \leq \bar{\lambda} \leq 2.0$$

Για χάλυβα ποιότητας S235 η λυγηρότητα αναφοράς είναι:

$$\bar{\lambda} = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9$$

- Διαγώνιος 1^{ου} ορόφου SHS 70x6

$$\bar{\lambda} = L_{cr} / i_{y,z} \times 93.9 = 1.35 \quad \text{O.K.}$$

- Διαγώνιος 2^{ου} ορόφου SHS 70x5

$$\bar{\lambda} = L_{cr} / i_{y,z} \times 93.9 = 1.31 \quad \text{O.K.}$$

Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας του φορέα δεν ικανοποιούν τον έλεγχο λυγηρότητας. Λόγω ότι ο φορέας που μελετάται είναι η διώροφη κατοικία, ο συγκεκριμένος έλεγχος δεν είναι κρίσιμος κατά την σχεδίαση. Έτσι το κριτήριο ως προς την επιλογή της διατομής των χιαστί συνδέσμων είναι το αισθητικό, καθώς στην τελική μορφή, θα είναι εκτεθειμένοι και εμφανείς, οπότε επιλέχθηκε η τετραγωνική διατομή.

Πίνακας 7.6.: Υπεραντοχές χιαστί συνδέσμων ανά όροφο

Όροφος	Ω
1 ^{ος}	1.11
2 ^{ος}	1.20

Επομένως από την σχέση:

$$\frac{\Omega_{max} - \Omega_{min}}{\Omega_{min}} = \frac{1.20 - 1.11}{1.11} < 0.25$$

Οπότε εξασφαλίζεται η πλαστιμότητα καθ' ύψος των πλαισίων του φορέα.

7.4. Έλεγχος υποστυλωμάτων

Τα υποστυλώματα ελέγχονται για τον συνδυασμό:

$$G + 0.3Q \pm 1.1 \times \gamma_{ov} \times \Omega_{min} \times E_x \pm 0.3E_y$$

Όπου:

γ_{ov} συντελεστής υπεραντοχής ίσος με 1.25

Ω_{min} η ελάχιστη υπεραντοχή που υπολογίστηκε για τους χιαστί συνδέσμους

$$\frac{N_{ed}}{x \times \frac{N_{Rd}}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{ed,y}}{x_{LT} \times \frac{M_{Rd,y}}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{ed,z}}{x_{LT} \times \frac{M_{Rd,z}}{\gamma_{M1}}} = 0.33 < 1.00$$

Σχήμα 7.4: Φύλλο υπολογισμών υποστυλώματος για σεισμικό συνδυασμό

$$G + 0.3Q \pm 1.1 \times \gamma_{ov} \times \Omega_{min} \times E_x \pm 0.3E_y$$

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Verification

CODE GROUP: 1 Columns X

MEMBER: 10 Column1_10

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 132 G+0.3Q+1.1*γ_{ov}*Ω_{min}*E_x+0.3*E_y (1+5+8+51)*1.00+(6+7+65)*0.30+64*1.51

MATERIAL:

S275 (S275) f_y = 275.00 MPa



SECTION PARAMETERS: HEB 240

h=24.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=24.0 cm	A _y =89.59 cm ²	A _z =33.23 cm ²	A _x =105.99 cm ²
tw=1.0 cm	I _y =11259.30 cm ⁴	I _z =3922.66 cm ⁴	I _x =107.00 cm ⁴
tf=1.7 cm	W _{ply} =1053.21 cm ³	W _{plz} =498.43 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 215.61 kN	M _{y,Ed} = -80.90 kN*m		V _{y,Ed} = 0.24 kN
N _{c,Rd} = 2914.61 kN	M _{y,Ed,max} = -80.90 kN*m	M _{z,Ed,max} = 0.83 kN*m	V _{y,T,Rd} = 1422.37 kN
N _{b,Rd} = 2343.86 kN	M _{y,c,Rd} = 289.63 kN*m	M _{z,c,Rd} = 137.07 kN*m	V _{z,Ed} = 43.63 kN
	M _{N,y,Rd} = 289.63 kN*m		V _{z,T,Rd} = 527.53 kN
	M _{b,Rd} = 279.23 kN*m		T _{t,Ed} = 0.00 kN*m
			Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.00	M _{cr} = 2288.04 kN*m	Curve,LT - a	XLT = 0.96
L _{cr,low} = 3.00 m	Lam _{LT} = 0.36	f _{l,LT} = 0.58	

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

Ly = 3.00 m	Lam _y = 0.57
L _{cr,y} = 5.09 m	X _y = 0.85
Lam _y = 49.35	k _{yy} = 0.95



About z axis:

Lz = 3.00 m	Lam _z = 0.57
L _{cr,z} = 3.00 m	X _z = 0.80
Lam _z = 49.31	k _{zy} = 0.50

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

N _{Ed} /N _{c,Rd} = 0.07 < 1.00 (6.2.4.(1))
M _{y,Ed} /M _{y,c,Rd} = 0.28 < 1.00 (6.2.5.(1))
V _{y,Ed} /V _{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
V _{z,Ed} /V _{z,T,Rd} = 0.08 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau _{ty,Ed} /(f _y /(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau _{tz,Ed} /(f _y /(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Global stability check of member:

Lambda _y = 49.35 < Lambda _{max} = 210.00	Lambda _z = 49.31 < Lambda _{max} = 210.00	STABLE
M _{y,Ed,max} /M _{b,Rd} = 0.29 < 1.00 (6.3.2.1.(1))		
N _{Ed} /(X _y *N _{Rk} /gM1) + k _{yy} *M _{y,Ed,max} /(XLT*M _{y,Rk} /gM1) + k _{yz} *M _{z,Ed,max} /(M _{z,Rk} /gM1) = 0.37 < 1.00 (6.3.3.(4))		
N _{Ed} /(X _z *N _{Rk} /gM1) + k _{zy} *M _{y,Ed,max} /(XLT*M _{y,Rk} /gM1) + k _{zz} *M _{z,Ed,max} /(M _{z,Rk} /gM1) = 0.24 < 1.00 (6.3.3.(4))		

Section OK !!!

7.5. Έλεγχος κυρίων δοκών

Ο έλεγχος των κυρίων δοκών του πλαισίου ροπής γίνεται με βάση τον ΕΚ8. Για τον λόγο αυτό θεωρούμε ότι έχει σχηματιστεί ήδη πλαστική ροπή στο εάν άκρο της δοκού με ροπή ίση με $M_{ed} = M_{pl,Rd}$.

Σύμφωνα με τον EN 1993-1-1:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 1494112 \text{ kNcm}$$

Όπου:

$$\Rightarrow k = k_w = 1$$

$$\Rightarrow C_1 = 1.323$$

$$\Rightarrow I_z = 1950 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow I_t = 26.6 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow I_w = 193300 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow E = 210000 \text{ MPa}$$











$$\Rightarrow G = 81000 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = 0.09 < 0.20$$

Επομένως δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής της δοκού λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και έτσι μπορεί να αναπτυχθεί η πλήρης πλαστική ροπή αντοχής της.

Ο έλεγχος του δεύτερου τμήματος της δοκού της δοκού το οποίο είναι από τα 0.60m μέχρι τα 2.00m. Η δεύτερη πλευρική εξασφάλιση λαμβάνεται σε απόσταση 2m, διότι σε αυτό το σημείο συνδέεται η κύρια δοκός με την διαδοκίδα.

Σχήμα 7.5: Διάγραμμα ροπών κάμψης M_y

Συνθήκες φόρτισης και στήριξης	Διάγραμμα ροπών κάμψης	Συντελεστής k	Συντελεστής		
			C_1	C_2	C_3
	$\psi = + 1$ 	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	-	1,000 1,113 1,144
	$\psi = + \frac{1}{4}$ 	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	-	0,998 1,565 2,283
	$\psi = + \frac{1}{2}$ 	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	-	0,992 1,556 2,271
	$\psi = + \frac{3}{4}$ 	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	-	0,977 1,531 2,235
	$\psi = 0$ 	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	-	0,939 1,473 2,150
	$\psi = - \frac{1}{4}$ 	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	-	0,855 1,340 1,957
	$\psi = - \frac{1}{2}$ 	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	-	0,676 1,059 1,546
	$\psi = - \frac{3}{4}$ 	1,0 0,7 0,5	2,927 3,009 3,093	-	0,366 0,575 0,837
	$\psi = - 1$ 	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	-	0,000 0,000 0,000

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L^2)} \cdot \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 529600 \text{ kNcm}$$

Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = 0.15 < 0.20$$

Άρα και εδώ η δοκός μπορεί να αναπτύξει την πλήρη πλαστική ροπή αντοχή της $M_{pl,Rd}$.

Για τον έλεγχο τέμνουσας της δοκού, υπολογίστηκε η τέμνουσα σχεδιασμού λόγω σεισμού:

$$V_{ed,M} = \frac{M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}}{L} = \frac{139.14 + 139.14}{6} = 46.28 \text{ kN}$$

Σε αυτή θα πρέπει να προστεθεί η τέμνουσα λόγω $G + 0.3Q$, η οποία είναι ίση με:

$$V_{ed,G+0.3Q} = 45.65 \text{ kN}$$

Οπότε:

$$V_{ed} = 46.28 \text{ kN} + 45.65 \text{ kN} = 91.93 \text{ kN}$$

Στην συνέχεια υπολογίστηκε το εμβαδόν διάτμησης A_v ως:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 20.63 \text{ cm}$$

Οπότε:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{MO}} = 279.9 \text{ kN} > 91.93 \text{ kN} \quad \text{O.K.}$$

Καθώς και $V_{ed} < 0.5 \cdot V_{pl,Rd}$, δεν χρειάζεται να ληφθεί υπ' όψη, η αλληλεπίδραση κάμψης διάτμησης.

7.6. Έλεγχος κόμβων

Εν συνεχεία της διαστασιολόγησης του φορέα, ώστε να αποφευχθεί η δημιουργία “μαλακού” ορόφου, και οι πλαστικές αρθρώσεις να συμβούν στα άκρα των δοκών και όχι σε εκείνα των υποστυλωμάτων, οι κόμβοι σχεδιάζονται ικανοτικά ώστε η πλαστική ροπή αντοχής των υποστυλωμάτων του κάθε κόμβου να είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη των δοκών.

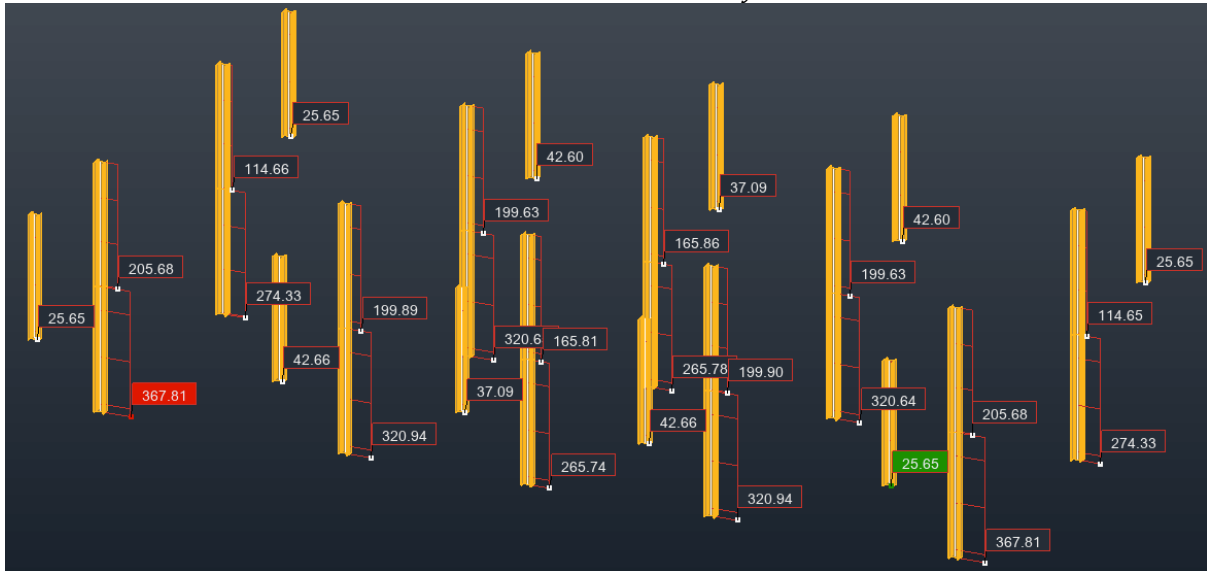
Προηγήθηκε ο έλεγχος πιθανής απομείωσης των καμπτικών αντοχών των υποστυλωμάτων, λόγω της ύπαρξης αξονικών φορτίων στον συνδυασμό:

$$G + 0.3 \cdot Q \pm 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot E_y \pm 0.3 \cdot E_x$$

Όπου:

$$\Omega_{min} \frac{133.58}{78.31} = 1.70$$

Σχήμα 7.6: Μέγιστη αξονική στα υποστυλώματα για τον σεισμικό συνδυασμό
 $G + 0.3 \cdot Q \pm 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot E_y \pm 0.3 \cdot E_x$



Για την απαλλαγή της απομείωσης πρέπει να ικανοποιούνται οι παρακάτω σχέσεις:

- $N_{ed} = 367.81 \text{ kN} \leq 0.25 \cdot N_{pl,Rd} = 0.25 \cdot 2490.661 = 662.66 \text{ kN}$ O.K.
- $N_{ed} = 367.81 \text{ kN} \leq 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{MO}} = 0.5 \cdot 15.2 \cdot 0.7 \cdot \frac{23.5}{1.00} = 125 \text{ kN}$ ΑΚΥΡΟ

Άρα υπολογίζω την νέα αντοχή:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot \left(1 - \left(\frac{N_{ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right) = 241.42 \text{ kNm}$$

Όλα τα υποστυλώματα των πλαισίων ροπής, είναι διατομής HEB 240 με $M_{pl,Rd} = 241.42$ kNm, ομοίως και οι δοκοί είναι διατομής HEA 220 με $M_{pl,Rd} = 133.58$ kNm. Οπότε:

Ακραίοι κόμβοι εξωτερικών πλαισίων:

$$\sum M_{RC} = 2 \cdot 241.42 = 482.84 \text{ kNm} \geq 1.3 \cdot 133.58 = 173.66 \text{ kNm} \quad \text{O.K.}$$

Ενδιάμεσοι κόμβοι εξωτερικών και εσωτερικών πλαισίων:

$$\sum M_{RC} = 2 \cdot 241.42 = 482.84 \text{ kNm} \geq 1.3 \cdot 2 \cdot 133.58 = 347.32 \text{ kNm} \quad \text{O.K.}$$

7.7. Περιορισμός βλαβών κατά X και Y

Για μικρότερο σεισμό από τον σεισμό σχεδιασμού, θέλουμε ο φορέας να σχηματίζει βλάβες, οι οποίες να είναι περιορισμένες και επιδιορθώσιμες. Αυτό επιτυγχάνεται όταν προκύπτουν μικρές σχετικές μετακινήσεις σε κάθε όροφο.

Θα πρέπει να ισχύει σε κάθε περίπτωση η παρακάτω σχέση:

$$d_r \cdot v \leq 0.0075 \cdot h \rightarrow 0.85 \text{ cm} \leq 2.25 \text{ cm}$$

8. Συνδέσεις

Στη συνέχεια μελετήθηκαν κάποιες τυπικές συνδέσεις μελών του φορέα, οι οποίες αναφέρονται επιγραμματικά παρακάτω:

- Σύνδεση ροπής κυρίας δοκού HEA 220 με υποστύλωμα HEB 240
- Σύνδεση τέμνουσας κύριας δοκού HEA 220 με σύμμικτη δοκό IPE 200

8.1. Σύνδεση ροπής κύριας δοκού HEA 220 με υποστύλωμα HEB 240

Για την σύνδεση, χρησιμοποιήθηκαν 10 κοχλίες M16 δύο σειρών ποιότητας 10.9 και πλάκα ποιότητας S235 διαστάσεων 420x240x20, η οποία συγκολλήθηκε στα πέλματα του υποστυλώματος. Επίσης τοποθετήθηκαν νευρώσεις 200x180x11 συγκολλημένες στα πέλματα της δοκού και του υποστυλώματα τοπικής ενίσχυσης. Το ποσοστό εκμετάλλευσης το οποίο προέκυψε στην τυπική σύνδεση είναι 75%.

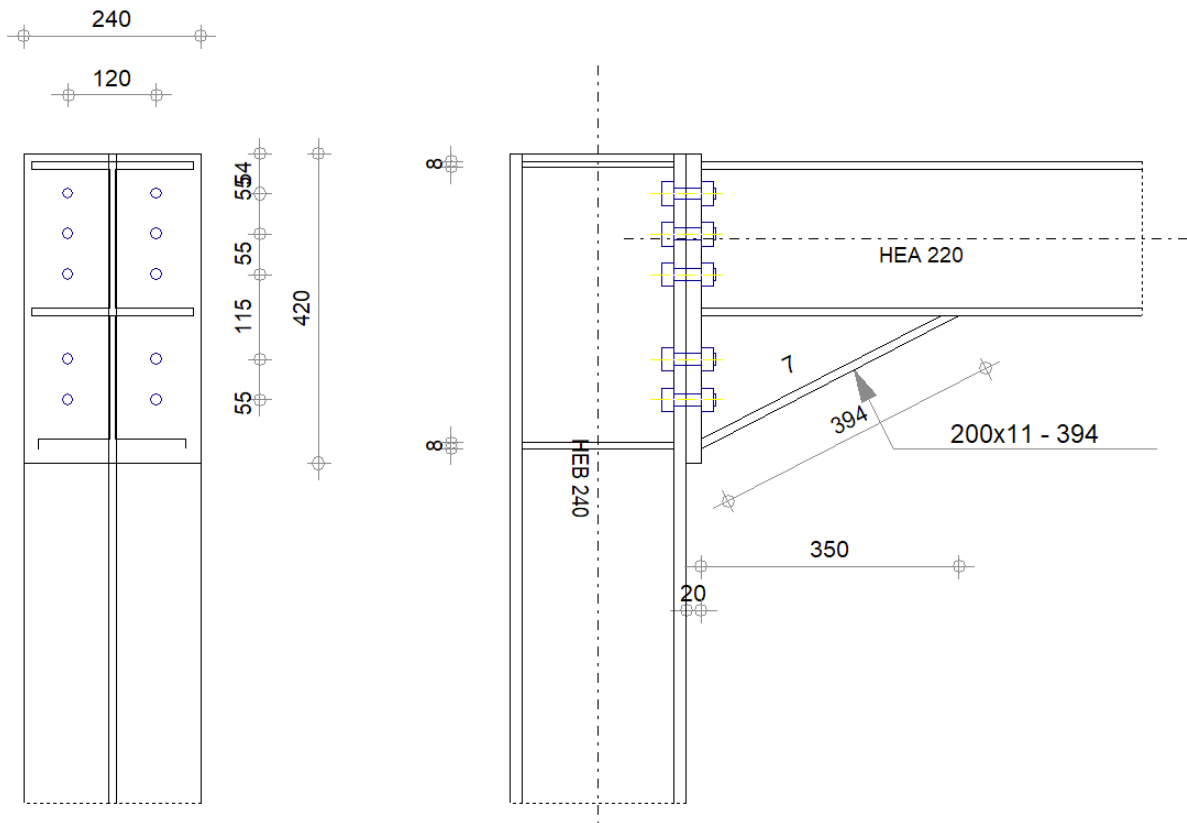
Η σύνδεση σχεδιάστηκε για τις επαυξημένες πλαστικές αντοχές σε ροπή και τέμνουσα των δοκών HEA 220:

$$M_{ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{pl,Rd} = 1.1 \cdot 1.25 \cdot 133.58 = 183.68 \text{ kNm}$$

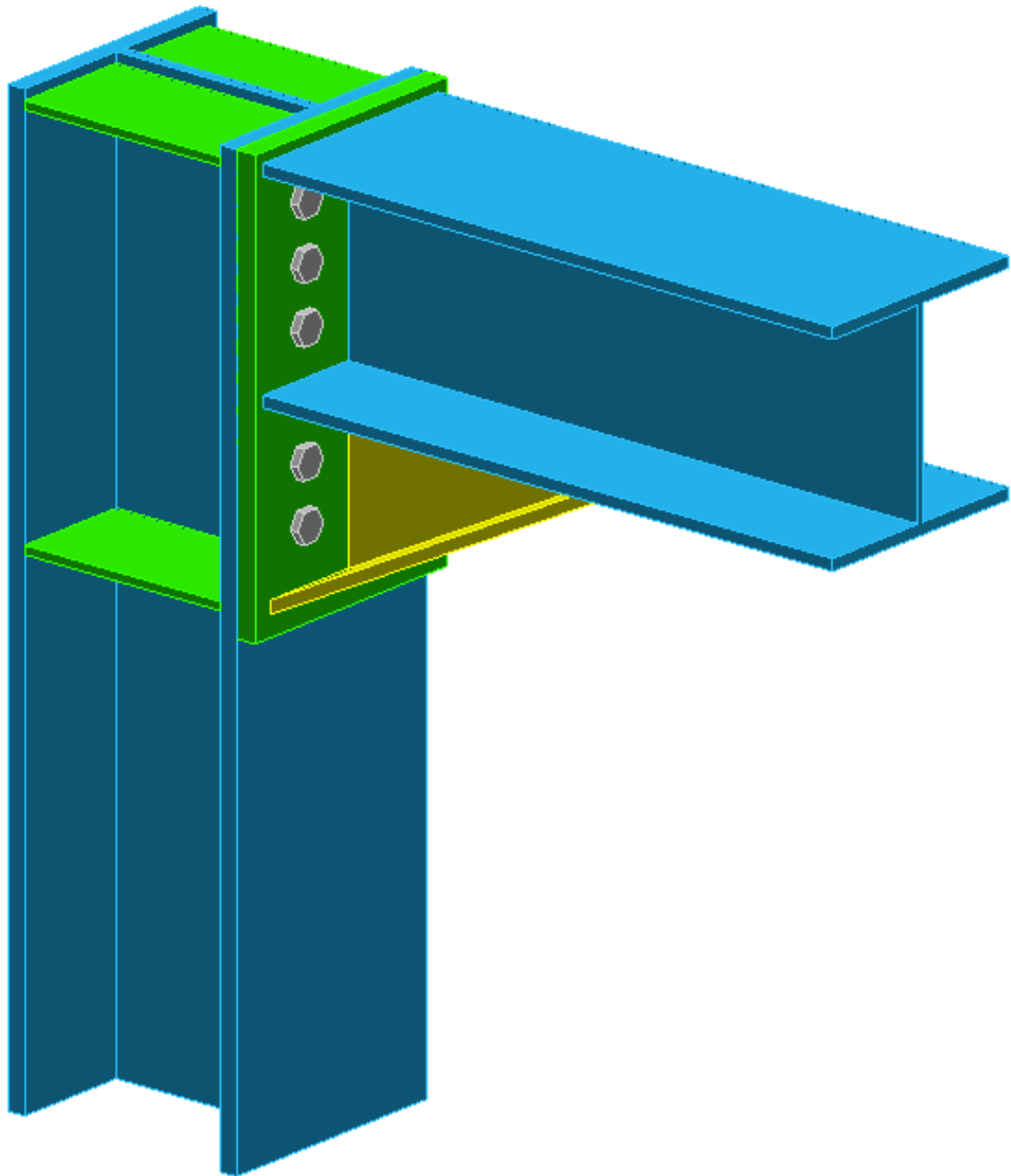
και

$$V_{ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot V_{pl,Rd} = 1.1 \cdot 1.25 \cdot 280.46 = 385.63 \text{ kNm}$$

Σχήμα 8.1: Σκαρίφημα τυπικής σύνδεσης κύριας δοκού με υποστυλώμα



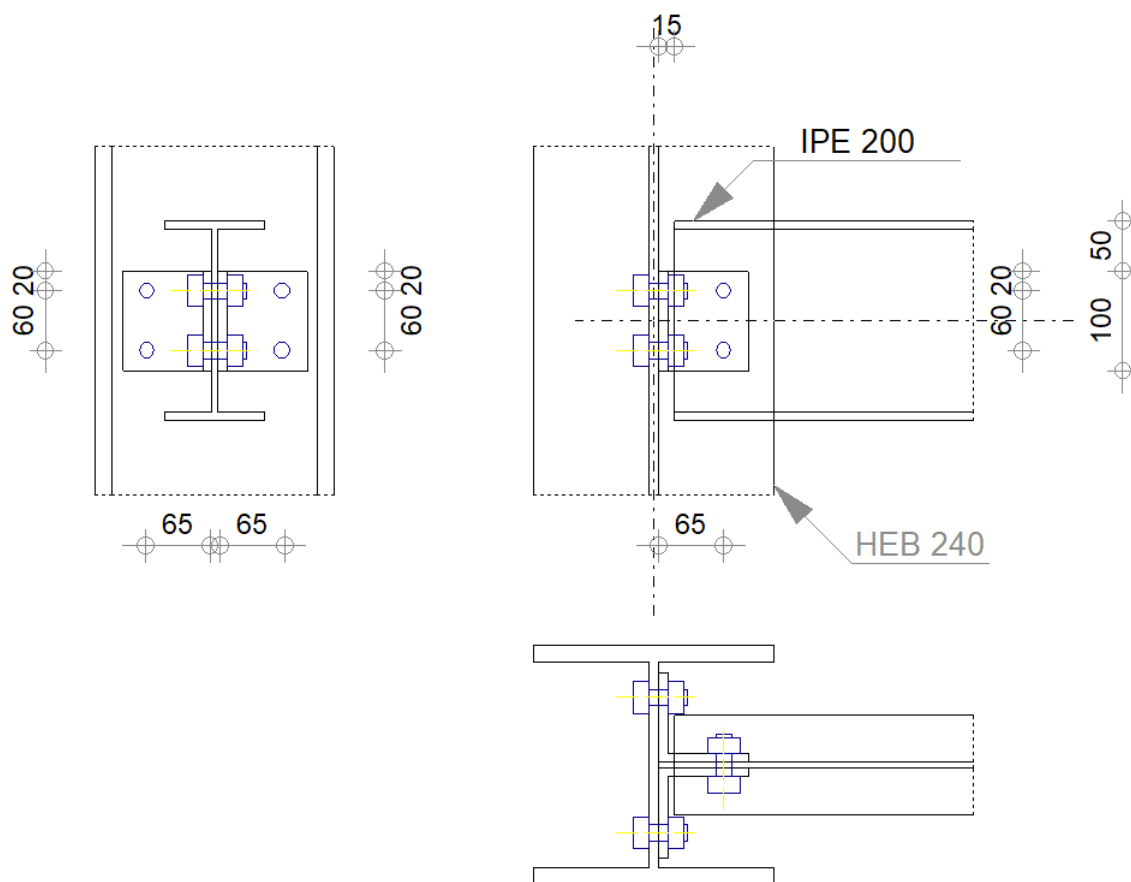
Σχήμα 8.2: Τρισδιάστατη όψη σύνδεσης κύριας δοκού με υποστύλωμα



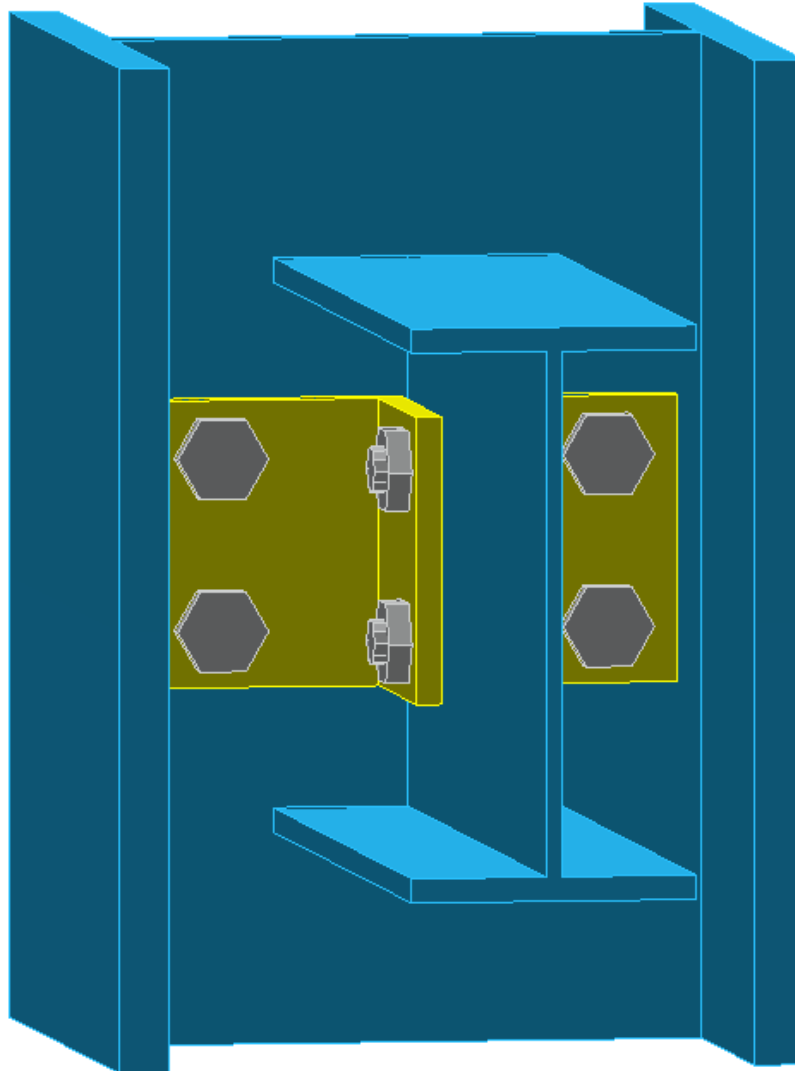
8.2. Σύνδεση τέμνουσας κύριας σύμμικτης δοκού IPE 200 με υποστύλωμα HEB 240

Έγινε σχεδιασμός σύνδεσης τέμνουσας μεταξύ των σύμμικτων δοκών και των υποστυλωμάτων του φορέα. Η σύνδεση αποτελείται από τέσσερις κοχλίες ποιότητας 4.6 και μετωπική πλάκα ποιότητας S235, διαστάσεων 90x9. Ο έλεγχος έγινε με $V_{ed} = 46.10$ kN και το ποσοστό εκμετάλλευσης το οποίο προέκυψε στην τυπική σύνδεση είναι 55%.

Σχήμα 8.3: Σκαρίφημα τυπικής σύνδεσης κύριας σύμμικτης δοκού με υποστύλωμα



Σχήμα 8.4: Τρισδιάστατη όψη σύνδεσης κύριας σύμμικτης δοκού με υποστύλωμα



9. Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ.(2013) «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
2. Βάγιας Ι.(2010) «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
3. Βάγιας Ι.(2003) «Σιδηρές κατασκευές-Ανάλυση και διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
4. Ερμόπουλος Ι.(2005) «Ευρωκώδικας 1-Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών-Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
5. Βάγιας Ι.Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ.(2013) «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
6. CEN(2002), EN1990, Ευρωκώδικας 0, «Βασικές αρχές σχεδιασμού»
7. CEN(2002), EN1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1 : Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιο βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια
8. CEN(2005), EN1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-4 : Γενικές δράσεις- Δράσεις ανέμου
9. CEN(2003), EN1991-1-5, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-5: Γενικές δράσεις-Θερμικές δράσεις
10. CEN(2005), EN1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1 : Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια
11. CEN(2005), EN1993-1-8, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-8 : Σχεδιασμός κόμβων
12. CEN(2005), EN1994-1-1, Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1 : Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια
13. CEN(2004), EN1998-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1 : Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια
14. https://www.archdaily.com/984789/mies-412-house-atot-arquitectos-todo-terreno-plus-idero?ad_source=search&ad_medium=projects_tab,