



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ - ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΠΕΝΤΑΩΡΟΦΟΥ ΣΥΜΜΙΚΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΙΚΤΗΣ ΧΡΗΣΗΣ



Αντριάνα Τζάγια

Επιβλέπων: Χάρης Γαντές Καθηγητής ΕΜΠ
Συνεπιβλέπων: Ανδρέας Σπηλιόπουλος ΥΔ ΕΜΠ

Αθήνα, Μάρτιος 2024

ΕΜΚ ΔΕ 2024 3

Copyright © Αντριάνα Τζάγια, 2024
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 της συγγραφέως. 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 την συγγραφέα.

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

Copyright © Andriana Xhaja, 2024
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).

Αντριάννα Τζάγια (2024)
ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΠΕΝΤΑΩΡΟΦΟΥ ΣΥΜΜΙΚΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΙΚΤΗΣ ΧΡΗΣΗΣ
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2024 3
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Andriana Xhaja (2024)
DESIGN OF A FIVE-STOREY MIXED USE COMPOSITE BUILDING
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2024 3
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τους επιβλέποντες καθηγητές μου κ. Χάρη Γαντέ και Ανδρέα Σπηλιόπουλο, για την πολύτιμη καθοδήγησή τους κατά τη διάρκεια εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω όλο το διδακτικό προσωπικό του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου για τη συμβολή τους στην επιστημονική και τεχνολογική μου συγκρότηση, καθώς και τους φίλους και συμφοιτητές μου για την άψογη συνεργασία κατά τη φοίτησή μας στο Τμήμα.

Τέλος, ένα μεγάλο ευχαριστώ στους γονείς μου και τη μικρή μου αδελφή για την ηθική και υλική υποστήριξή τους καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

Αντριάννα Τζάγια
Αθήνα, Μάρτιος 2024

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΠΕΝΤΑΩΡΟΦΟΥ ΣΥΜΜΙΚΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΙΚΤΗΣ ΧΡΗΣΗΣ

Αντριάνα Τζάγια

Επιβλέπων: Χάρης Γαντές Καθηγητής ΕΜΠ
Συνεπιβλέπων: Ανδρέας Σπηλιόπουλος ΥΔ ΕΜΠ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Το αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας αφορά στο σχεδιασμό ενός πεντάωροφου σύμμικτου κτιρίου μικτής χρήσης. Σύμφωνα με τις δοθείσες κατόψεις της αρχιτεκτονικής μελέτης, το έργο προορίζεται για τη στέγαση χώρων γραφείων και κατοικιών. Ο φέρων οργανισμός αποτελείται από χαλύβδινα δομικά στοιχεία, πρότυπης διατομής, και σύμμικτες πλάκες από χαλυβδόφυλλο και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Η πλευρική του ευστάθεια εξασφαλίζεται με την κατάλληλη τοποθέτηση κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας, κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις.

Η στατική και δυναμική ανάλυση του μεταλλικού φορέα πραγματοποιείται στο λογισμικό SAP2000, υπό τους δυσμενείς συνδυασμούς φορτίσεων, με στόχο τη διαστασιολόγηση των μελών του, ώστε να διασφαλίζονται η επάρκεια αντοχής των διατομών, η ευστάθεια των μελών και η λειτουργικότητα της κατασκευής. Η σύμμικτη πλάκα διαστασιολογείται στο λογισμικό SymDeck Designer 2, ενώ οι σύμμικτες δοκοί στο λογισμικό ArcelorMittal Beams Calculator. Ακολουθεί ο σχεδιασμός ορισμένων χαρακτηριστικών συνδέσεων με το λογισμικό IDEA StatiCa.

Η δυσκολία, κατά το σχεδιασμό της κατασκευής, έγκειται στην ταυτόχρονη ικανοποίηση των αρχιτεκτονικών απαιτήσεων, στη διασφάλιση επαρκούς αντοχής και λειτουργικότητας του φέροντος οργανισμού, κατά τρόπο οικονομικό, και στην ενίσχυση της Κατασκευασιμότητας. Η εκπόνηση της διπλωματικής εργασίας προσέφερε τη δυνατότητα εμβάθυνσης στη διδαχθείσα ύλη των μαθημάτων του Τμήματος, εξοικείωσης με τη χρήση διαφόρων λογισμικών και εφαρμογής των διατάξεων των Ευρωκωδίκων 1, 3, 4 και 8.

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2024 3

DESIGN OF A FIVE-STOREY MIXED USE COMPOSITE BUILDING

Andriana Xhaja

supervisor: Charis Gantes
co-supervisor: Andreas Spiliopoulos

ABSTRACT

The subject of the present diploma thesis concerns the design of a five-storey mixed use composite building. According to the given floor plans of the architectural study, the project is intended to house office and residential spaces. The load-bearing construction consists of steel structural elements of standard cross-section and composite slabs of steel sheet and in situ injected concrete. Its lateral stability is ensured by the appropriate placement of concentric diagonal bracings, in the two main directions.

Both static and dynamic analysis of the steel structure are carried out in SAP2000 software, under adverse load combinations, aiming at the dimensioning of its members, in order to ensure the adequacy of the strength of the cross sections, the stability of the members and the functionality of the construction. The composite slab is designed in the Symdeck Designer 2 software, while the composite beams in the ArcelorMittal Beams Calculator software. Connections are designed with the use of IDEA StatiCa software.

The difficulty, during the design process, lies in the simultaneous satisfaction of the architectural requirements, ensuring sufficient strength and functionality of the load-bearing structure, in an economical way, and enhancing Constructibility. The elaboration of the diploma thesis offered the opportunity to deepen the taught material of the courses of the Department, to familiarize with the use of various software and to apply the provisions of Eurocodes 1, 3, 4 and 8.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
1.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ	1
1.1.1 Γενική διάταξη	1
1.1.2 Δομική ανάλυση	6
1.1.3 Ξηρά δόμηση	13
1.2 ΥΛΙΚΑ	15
1.3 ΛΟΓΙΣΜΙΚΑ	18
2. ΔΡΑΣΕΙΣ	19
2.1 ΜΟΝΙΜΕΣ	19
2.2 ΜΕΤΑΒΛΗΤΕΣ	20
2.3 ΧΙΟΝΙ	22
2.4 ΑΝΕΜΟΣ	25
2.5 ΣΕΙΣΜΟΣ	36
3. ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ	41
3.1 ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ	42
3.2 ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ	44
4. ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΛΩΝ	46
4.1 ΣΥΜΜΙΚΤΗ ΠΛΑΚΑ	46
4.2 ΣΥΜΜΙΚΤΕΣ ΔΟΚΟΙ	49
4.2.1 Διαδοκίδες	49
4.2.2 Κύριες δοκοί	55
4.2.3 Δοκοί εξωστών	58
4.3 ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	60
5. ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ	66
5.1 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	66
5.2 ΕΠΙΡΡΟΗ ΦΑΙΝΟΜΕΝΩΝ ΔΕΥΤΕΡΑΣ ΤΑΞΕΩΣ	68
5.3 ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΣ ΒΛΑΒΩΝ	69
5.4 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ	70
5.5 ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ	76

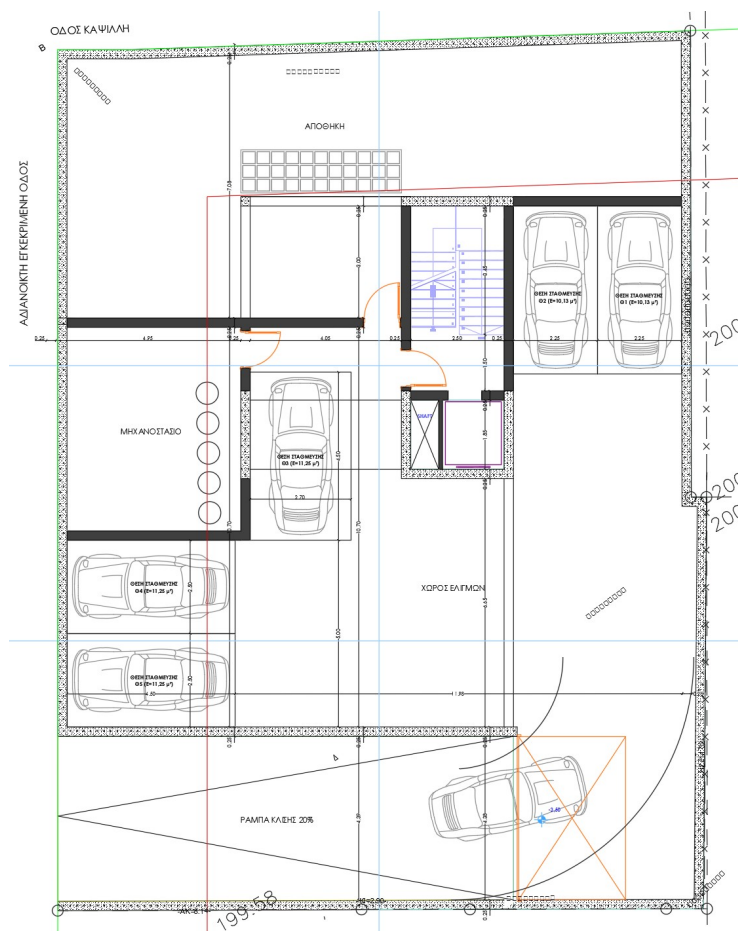
6. ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ	79
7. ΚΟΣΤΟΛΟΓΗΣΗ	93
8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	95
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	96

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

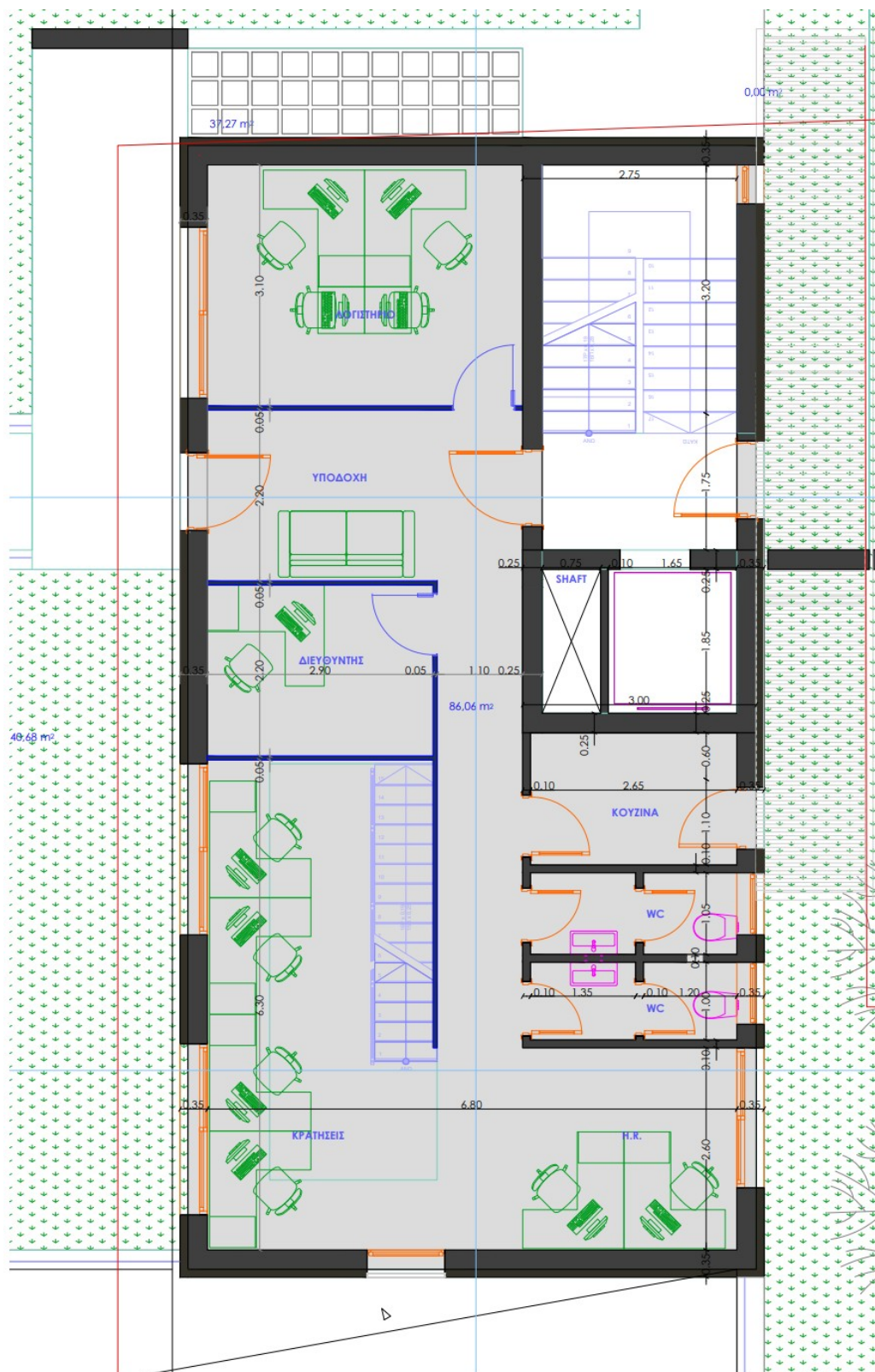
1.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

1.1.1 Γενική διάταξη

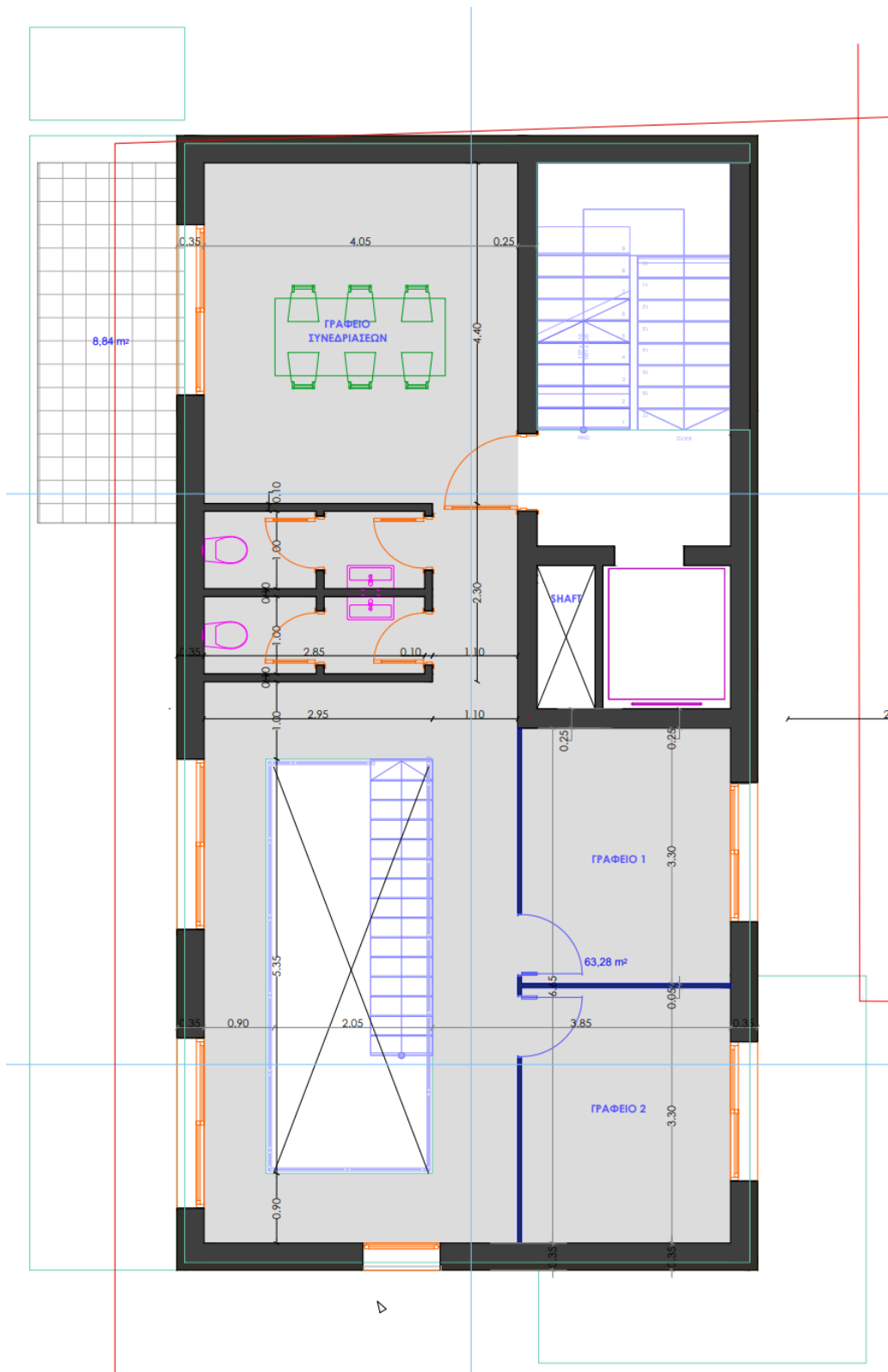
Το υπό μελέτη έργο προβλέπεται να κατασκευαστεί στο Δήμο Αγίας Παρασκευής, του Νομού Αθηνών. Σύμφωνα με τις δοθείσες κατόψεις της αρχιτεκτονικής μελέτης (Εικόνες 1.1 έως 1.5), το κτίριο αναπτύσσεται σε έξι στάθμες: υπόγειο, ισόγειο, μεσοπάτωμα, Α, Β όροφος και δώμα. Το υπόγειο καταλαμβάνει επιφάνεια 398 m². Σε αυτό χωροθετούνται η αποθήκη, το μηχανοστάσιο και πέντε θέσεις στάθμευσης. Η πρόσβαση των οχημάτων στο υπόγειο επιτυγχάνεται μέσω ράμπας κλίσης 20%. Η κάτοψη ενός τυπικού υπέργειου ορόφου καταλαμβάνει επιφάνεια 110 m². Το ισόγειο και το μεσοπάτωμα στεγάζουν χώρους γραφείων, ενώ οι όροφοι Α και Β χώρους κατοικιών. Το δώμα διαθέτει μια κατοικία και δύο φυτεμένες επιφάνειες, εκ των οποίων η μια είναι κοινόχρηστος χώρος. Η πρόσβαση των χρηστών σε κάθε στάθμη πραγματοποιείται μέσω κλιμακοστασίου και ανελκυστήρα.



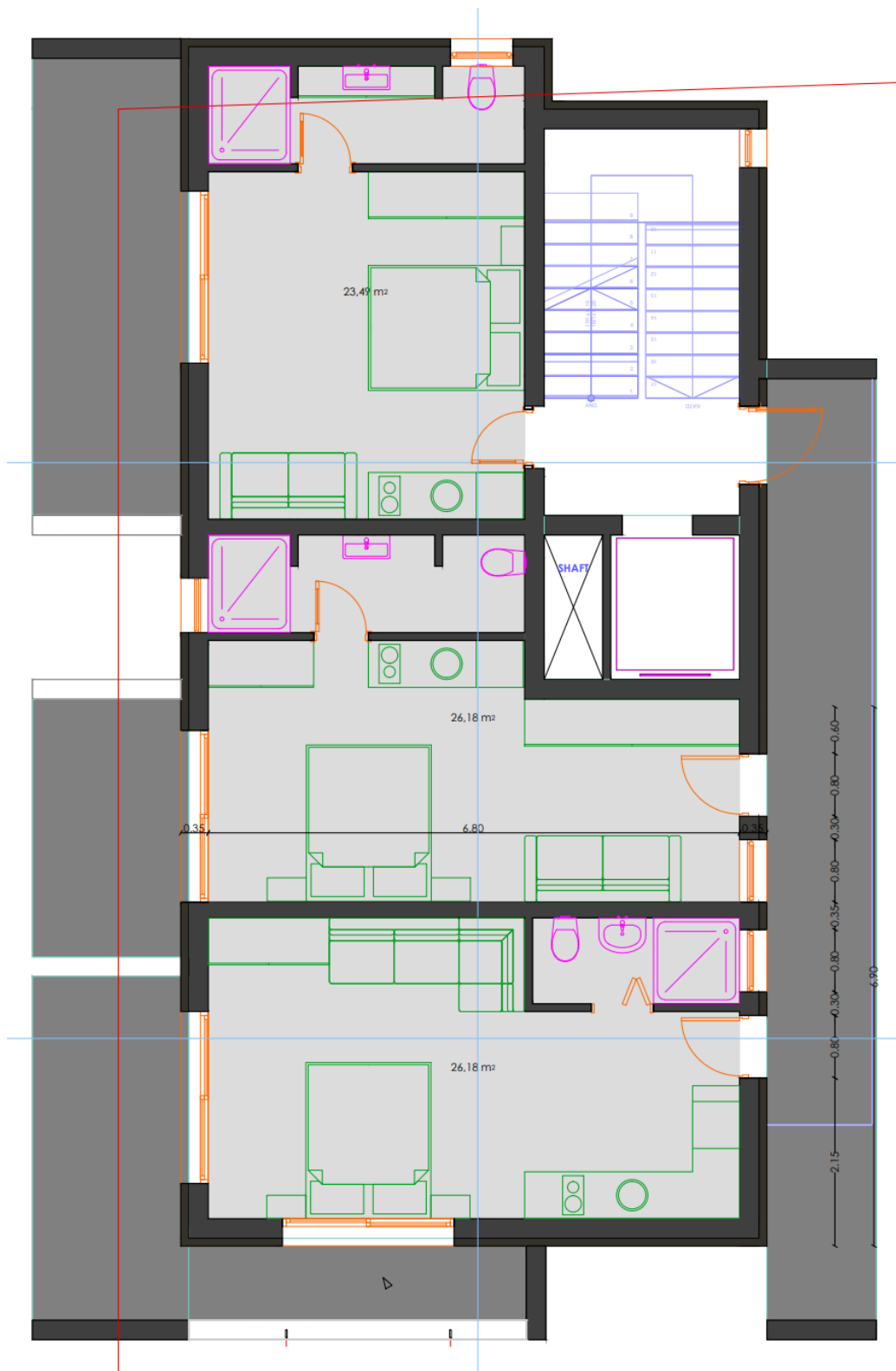
Εικόνα 1.1: Κάτοψη υπογείου.



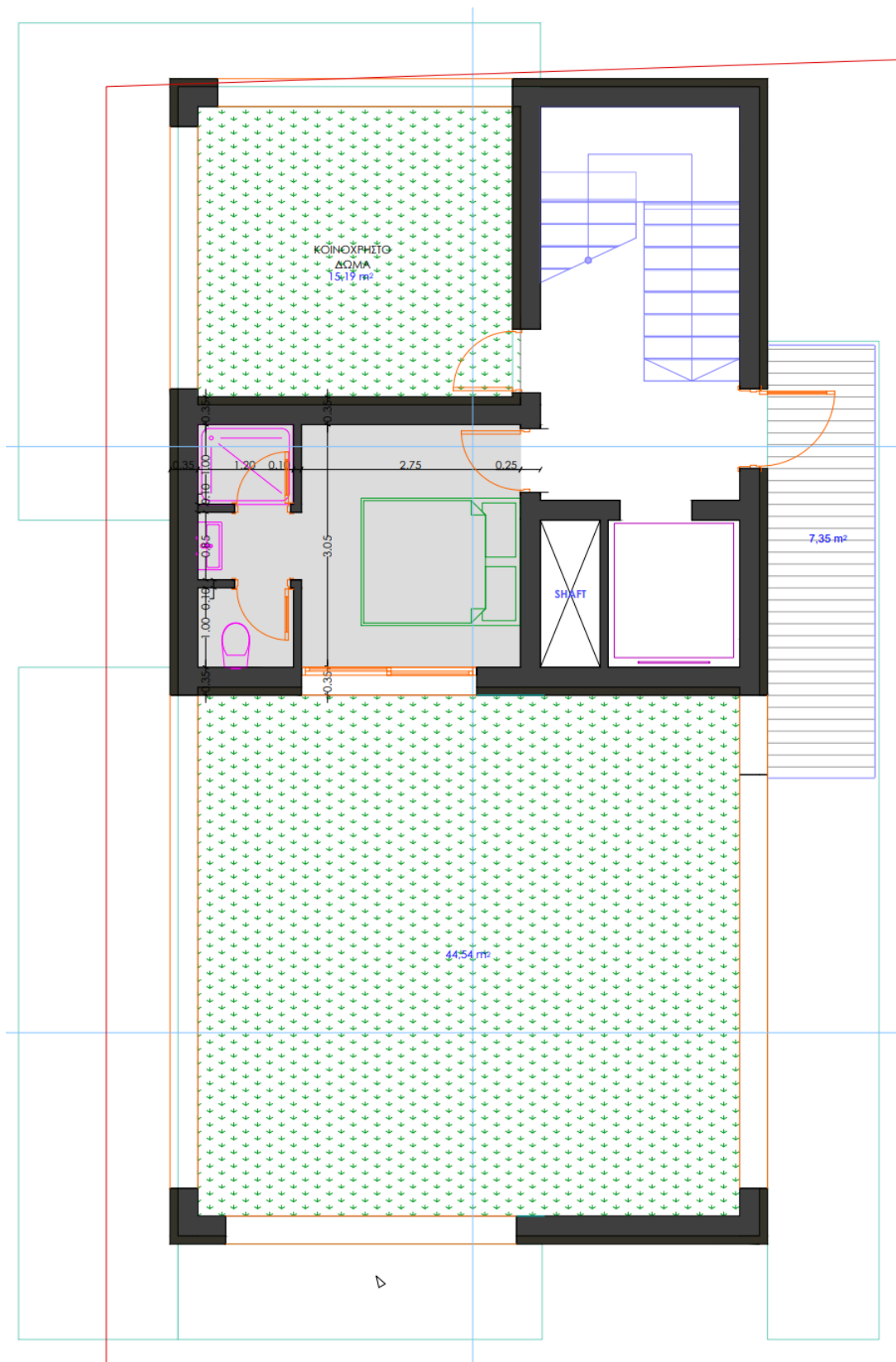
Εικόνα 1.2: Κάτοψη ισογείου.



Εικόνα 1.3: Κάτοψη μεσοπατώματος.



Εικόνα 1.4: Κάτοψη Α-Β ορόφου.

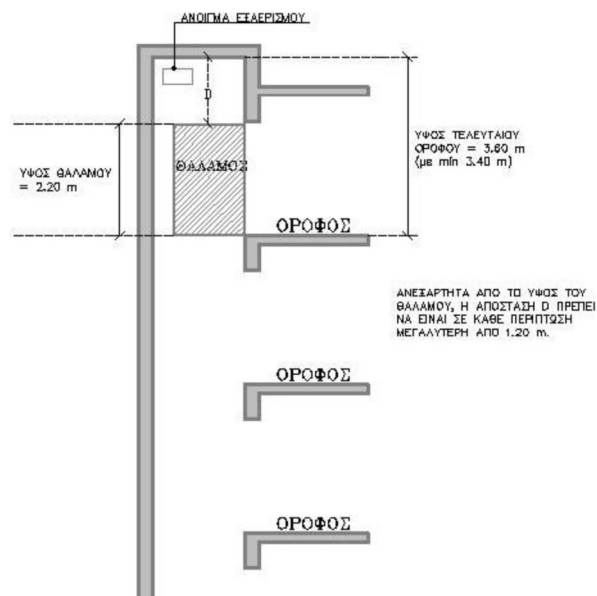


Εικόνα 1.5: Κάτοψη δώματος.

1.1.2 Δομική ανάλυση

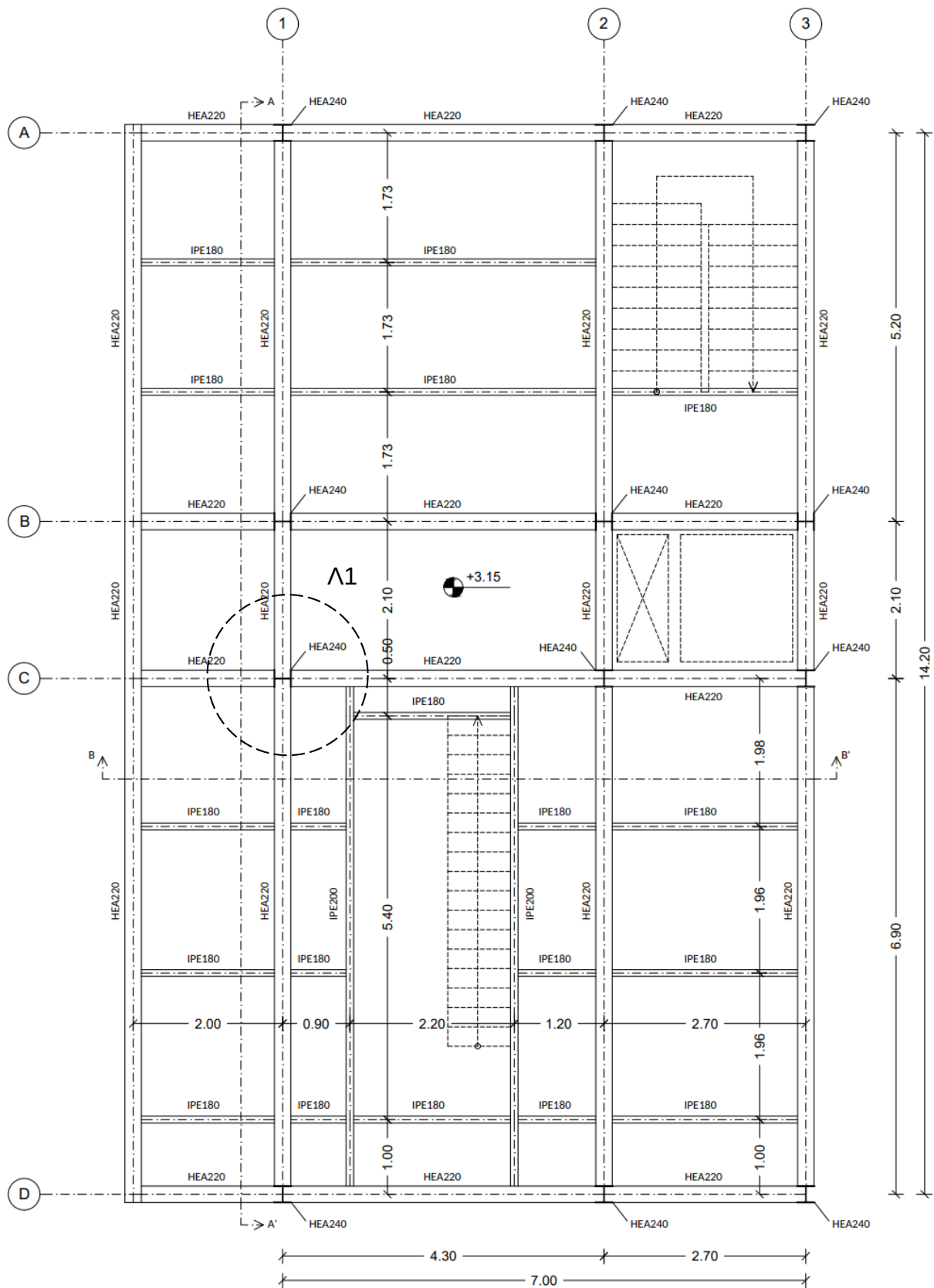
Τα δομικά στοιχεία του υπογείου κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα και θεμελιώνονται στο έδαφος με πεδιλοδοκούς. Για τους υπέργειους ορόφους, επιλέγεται φέρων οργανισμός από δομικό χάλυβα, ο οποίος εδράζεται στην πλάκα οροφής του υπογείου με αγκύρια. Αποτελείται από κύριες δοκούς, διαδοκίδες και υποστυλώματα, πρότυπης χαλύβδινης διατομής θερμής έλασης και σύμμικτες πλάκες από χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Προβλέπεται ισοσταθμία μεταξύ των δοκών, ούτως ώστε να δημιουργηθεί ένα ενιαίο επίπεδο, επί του οποίου επικάθεται η πλάκα. Η σύμμικτη λειτουργία των δοκών επιτυγχάνεται με την τοποθέτηση κατάλληλων διατμητικών συνδέσμων. Η πλευρική ευστάθεια του φορέα εξασφαλίζεται με τη διάταξη κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας, κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις. Οι συνδέσεις στους κόμβους των χαλύβδινων στοιχείων υλοποιούνται με κοχλίες. Η εξωτερική τοιχοποιία, οι εσωτερικοί διαχωριστικοί τοίχοι και η ψευδοροφή κατασκευάζονται από ξηρά δόμηση. Τέλος, προβλέπονται επιστρώσεις δαπέδων με κεραμικά πλακίδια και γυάλινα στηθαία εξωστών.

Οι στάθμες των ορόφων διαμορφώνονται σύμφωνα με τις διατάξεις του Οικοδομικού Κανονισμού. Συγκεκριμένα, οι χώροι κύριας χρήσης πρέπει να έχουν ελεύθερο ύψος τουλάχιστον 2.50 m. Ο χώρος που βρίσκεται πάνω από το επίπεδο της τελευταίας στάσης του ανελκυστήρα ονομάζεται άνω απόληξη φρεατίου. Το ύψος του πρέπει να είναι της τάξεως των 3.40 m έως 3.60 m, ώστε να διατίθεται επαρκής χώρος για τις ασφαλιστικές διατάξεις και τον συντηρητή του ανελκυστήρα. Τέλος, η τιμή του συνολικού ύψους του κτιρίου δεν πρέπει να υπερβαίνει τη μέγιστη επιτρεπόμενη που ορίζει ο κανονισμός για συντελεστή δόμησης 1.0 (17.25 m). Λαμβάνονται μεικτό ύψος ορόφου 3.15 m και ύψος άνω απόληξης φρεατίου 3.60 m, επομένως το συνολικό ύψος της κατασκευής ισούται με 16.2 m.

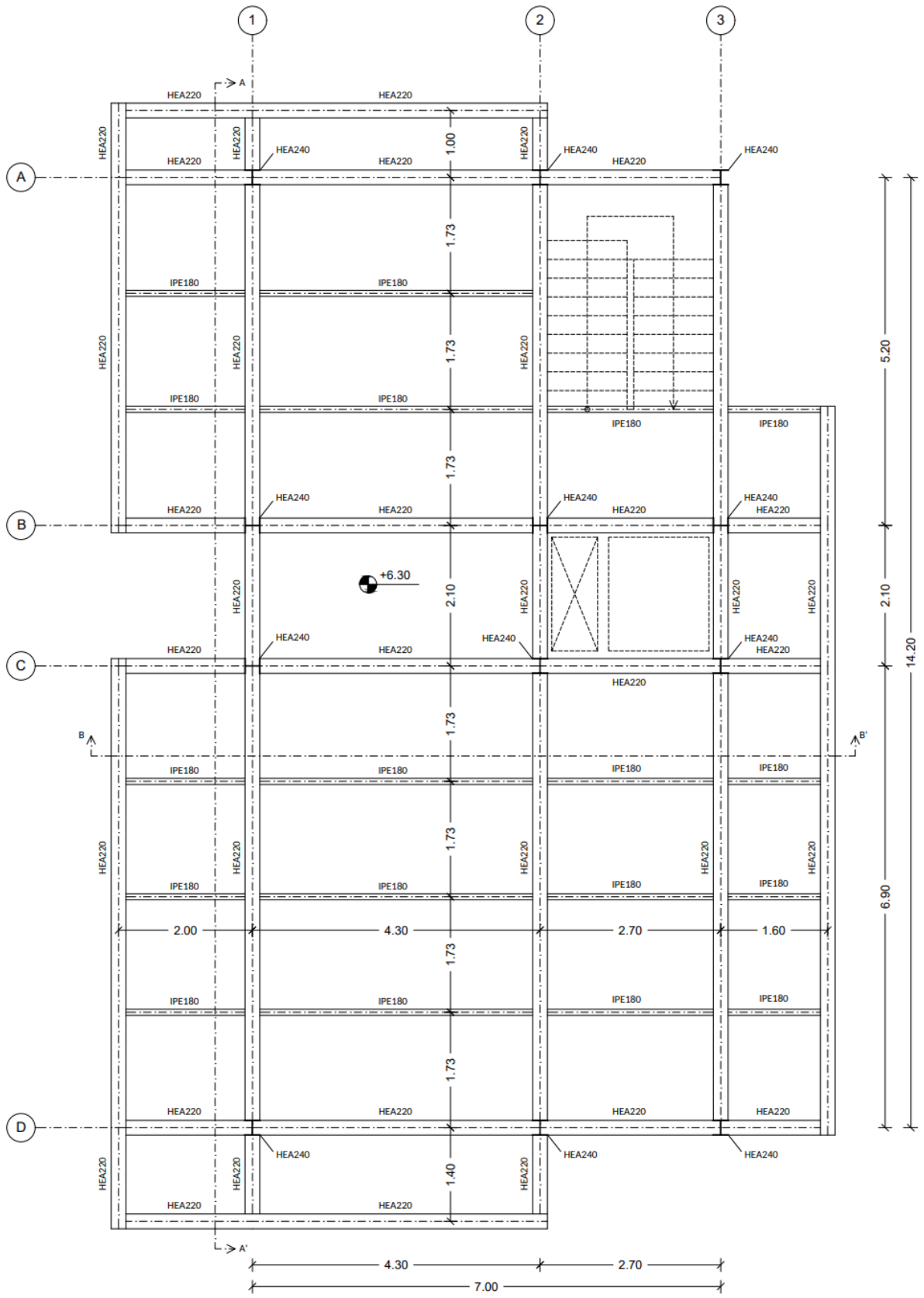


Εικόνα 1.6: Άνω απόληξη φρεατίου ανελκυστήρα.

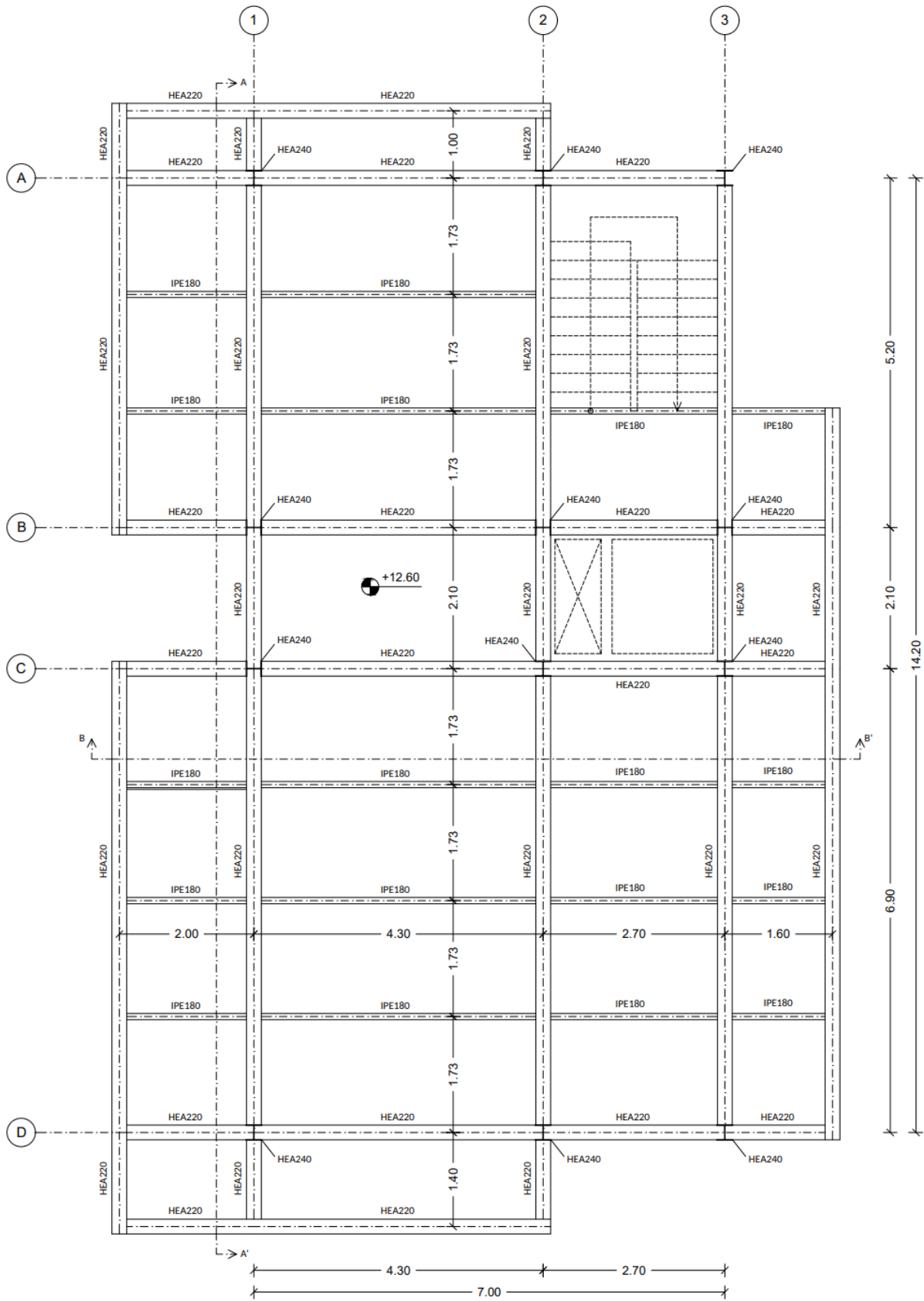
Η γεωμετρία του φορέα περιγράφεται πλήρως στα αντίστοιχα κατασκευαστικά σχέδια της στατικής μελέτης (Εικόνες 1.7 έως 1.12).



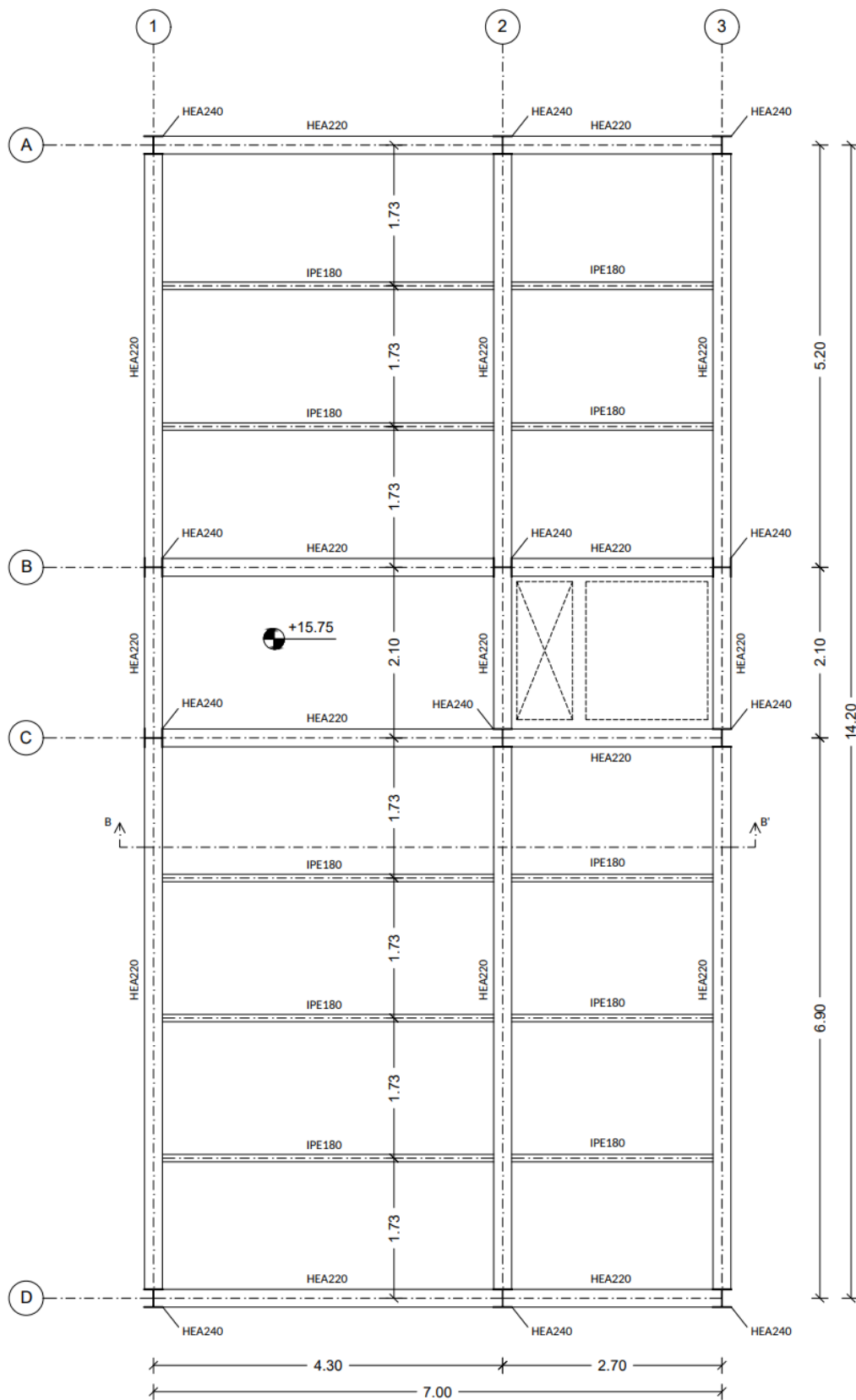
Εικόνα 1.7: Κάτοψη μεσοπατώματος.



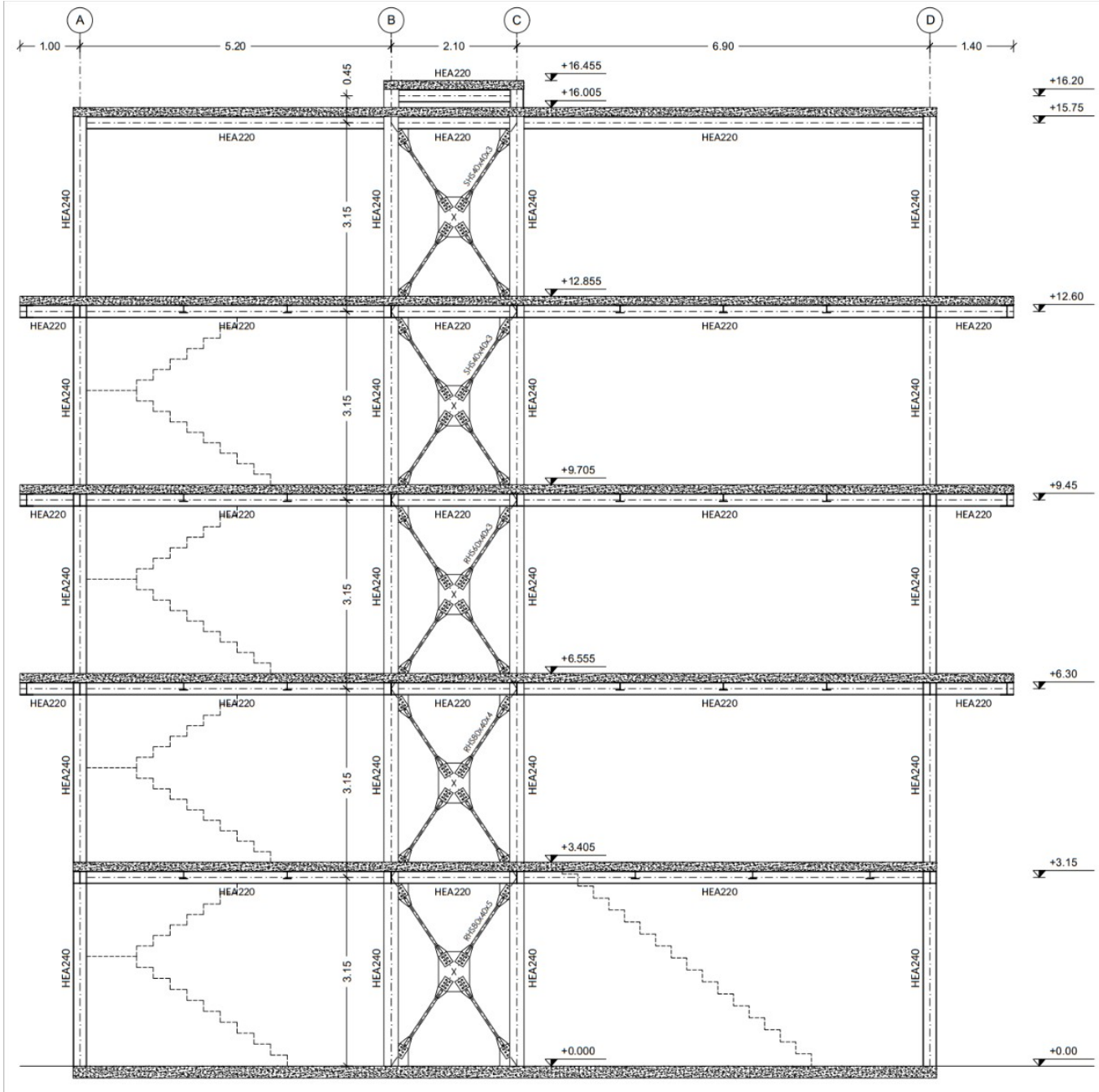
Εικόνα 1.8: Κάτοψη Α-Β ορόφου.



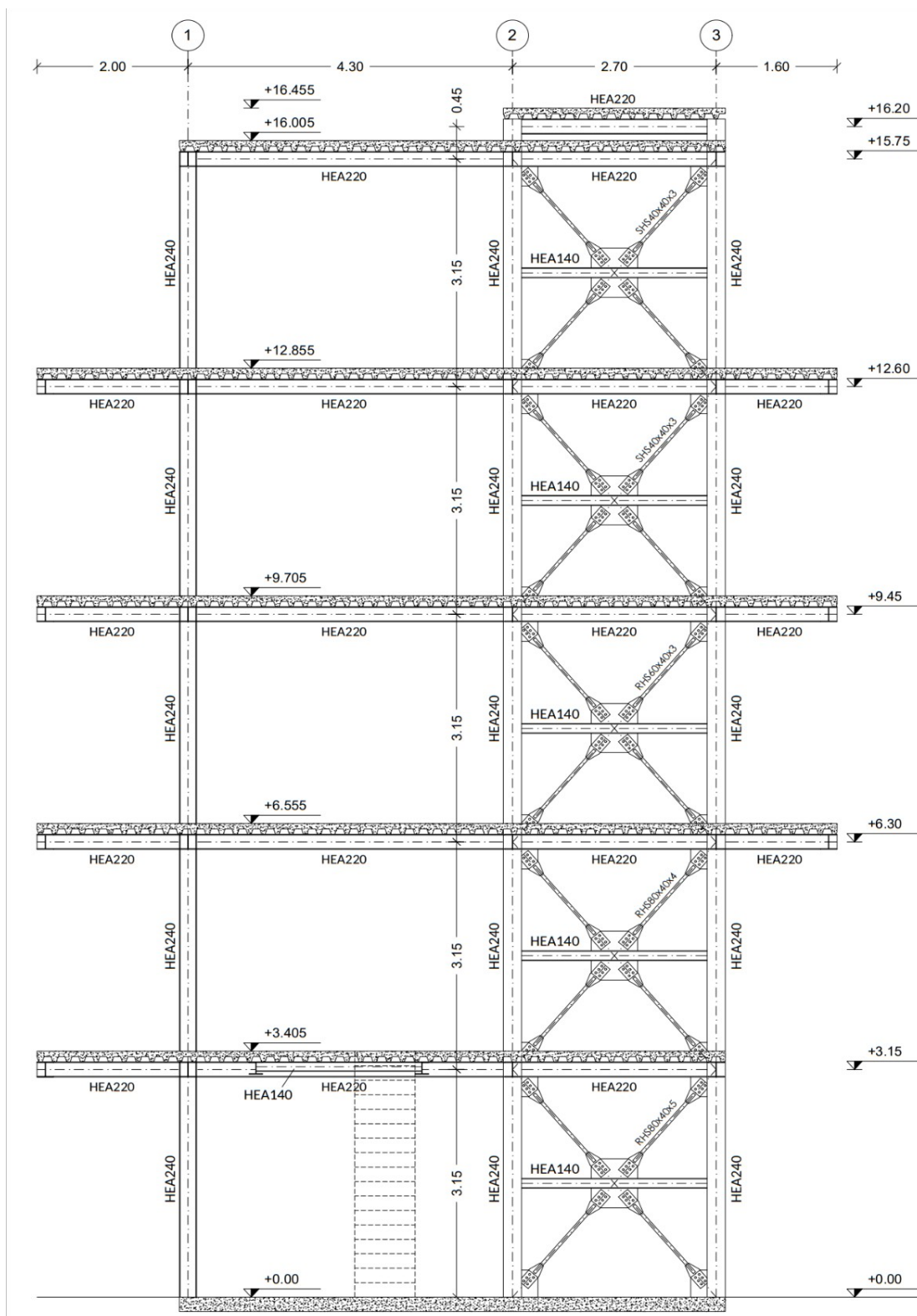
Εικόνα 1.9: Κάτοψη δώματος.



Εικόνα 1.10: Κάτοψη στέγης.



Εικόνα 1.11: Τομή Α-Α'.



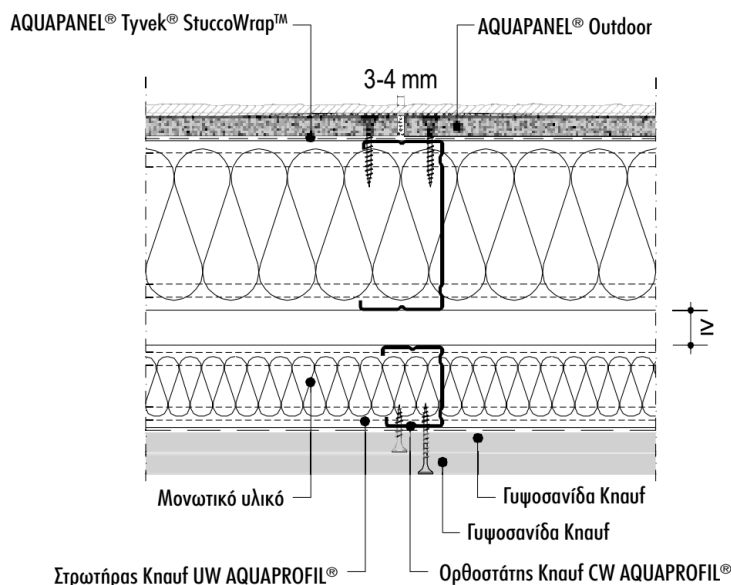
Εικόνα 1.12: Τομή Β-Β'.

1.1.3 Συστήματα ξηράς δόμησης

Η εξωτερική τοιχοποιία, οι εσωτερικοί διαχωριστικοί τοίχοι και η ψευδοροφή κατασκευάζονται από ξηρά δόμηση. Επιλέγονται συστήματα ξηράς δόμησης της εταιρίας Knauf.

ΕΞΩΤΕΡΙΚΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

Προβλέπεται σύστημα μη φέρουσας εξωτερικής τοιχοποιίας ενδεικτικού τύπου Knauf AQUAPANEL. Διαμορφώνεται μεταλλικός σκελετός με προφίλ (Knauf AQUAPROFIL) από φύλλο γαλβανισμένου χάλυβα, πάχους 0.6 mm. Αποτελείται από στρωτήρες UW 50/40/6 mm, UW 75/40/6 mm και ορθοστάτες CW 50/50/6 mm, CW 75/50/6 mm. Η απόσταση μεταξύ των ορθοστατών είναι 600 mm. Περιμετρικά των εξωτερικών ανοιγμάτων (πόρτες, παράθυρα κλπ.) εφαρμόζονται ενισχυμένοι ορθοστάτες UA 50/40/2 mm, UA 75/40/2 mm από φύλλο γαλβανισμένου χάλυβα, πάχους 2 mm. Μεταξύ των ορθοστατών τοποθετούνται πλάκες πετροβάμβακα, πάχους 40 και 60 mm. Ο μεταλλικός σκελετός επενδύεται στην εσωτερική του πλευρά με διπλή στρώση γυψοσανίδων τύπου A, πάχους 12.5 mm εκάστη και στην εξωτερική με απλή στρώση τσιμεντοσανίδας AQUAPANEL Outdoor, πάχους 12.5 mm. Το συνολικό πάχος της τοιχοποιίας ισούται με 182.5 mm και το ίδιο βάρος της με 65 kg/m².

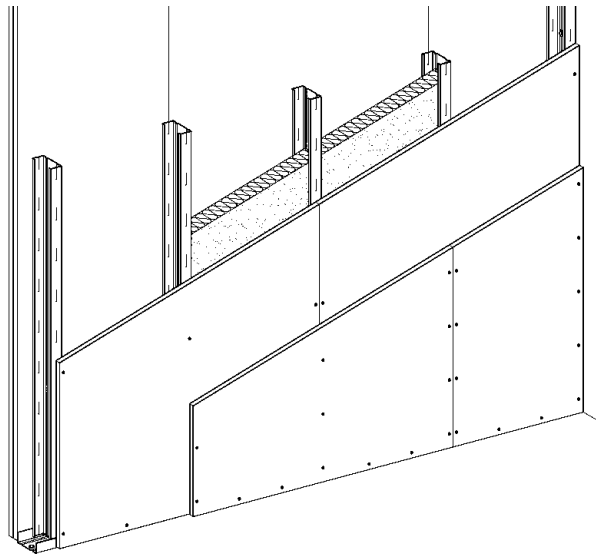


Εικόνα 1.1: Οριζόντια τομή εξωτερικής τοιχοποιίας.

ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

Για τους διαχωριστικούς τοίχους των γραφείων, προβλέπεται σύστημα μη φέρουσας εσωτερικής τοιχοποιίας, ενδεικτικού τύπου W112. Διαμορφώνεται μεταλλικός σκελετός με προφίλ από φύλλο γαλβανισμένου χάλυβα, πάχους 0.6 mm. Αποτελείται από στρωτήρες UW 50/40/6 mm και ορθοστάτες CW 50/50/6 mm. Η απόσταση μεταξύ των ορθοστατών είναι 400 mm. Περιμετρικά των εσωτερικών ανοιγμάτων (πόρτες, παράθυρα κλπ.) εφαρμόζεται ενισχυμένος ορθοστάτης

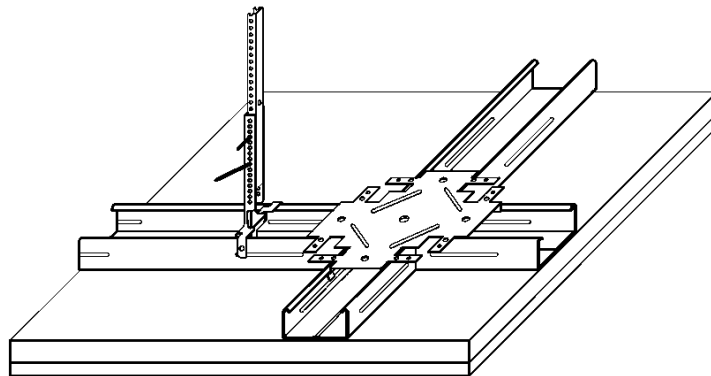
UA 50/40/2 mm από φύλλο γαλβανισμένου χάλυβα, πάχους 2 mm. Μεταξύ των ορθοστατών τοποθετούνται πλάκες πετροβάμβακα, πάχους 40 mm. Ο μεταλλικός σκελετός επενδύεται αμφίπλευρα με διπλή στρώση γυψοσανίδων τύπου Α, πάχους 12.5 mm εκάστη. Το συνολικό πάχος της τοιχοποιίας ισούται με 100 mm και το ίδιο βάρος της με 45 kg/m².



Εικόνα 1.2: Προοπτικό εσωτερικής τοιχοποιίας με μονό μεταλλικό σκελετό

ΨΕΥΔΟΡΟΦΗ

Προβλέπεται σύστημα ψευδοροφής ενδεικτικού τύπου D113, για την εξοικονόμηση ύψους. Διαμορφώνεται μεταλλικός σκελετός ο οποίος αποτελείται από κύριους και δευτερεύοντες οδηγούς CD60/27, που συνδέονται μεταξύ τους ισόπεδα με συνδετήρα X. Η ανάρτησή του γίνεται με άμεσες αναρτήσεις Π. Οι κύριοι οδηγοί κατανέμονται σε αποστάσεις 1200 mm, ενώ οι δευτερεύοντες σε αποστάσεις 400 mm (ανάλογα με το πάχος των γυψοσανίδων και την απαίτηση ή όχι πυραντίστασης). Στον μεταλλικό σκελετό βιδώνεται διπλή επίστρωση γυψοσανίδων πάχους 12.5 mm.



Εικόνα 1.3: Σύστημα οροφής με μεταλλικό σκελετό.

1.2 ΥΛΙΚΑ

1.2.1 ΔΟΜΙΚΟΣ ΧΑΛΥΒΑΣ

Επιλέχθηκε δομικός χάλυβας ποιότητας S355. Στον Πίνακα 1.1 παρουσιάζονται οι ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής (f_y) και θραύσης (f_u) του χάλυβα, για έλαση εν θερμώ, σύμφωνα με την ευρωπαϊκή προδιαγραφή EN 10025.

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος στοιχείου t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10025	Κοινοί χάλυβες – Λεπτόκοκκοι χάλυβες			
S355	355	490	325	470

Πίνακας 1.1: Μηχανικές ιδιότητες δομικού χάλυβα για έλαση εν θερμώ.

Επίσης, δίνονται οι τιμές σχεδιασμού για τους συντελεστές του υλικού καθώς και οι συντελεστές ασφαλείας για κτιριακά έργα (γ_{M0} , γ_{M1} και γ_{M2}).

Μέτρο ελαστικότητας: $E = 210 \text{ GPa}$

Μέτρο διάτμησης: $G = 81 \text{ GPa}$

Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή: $\nu = 0.3$

Ειδικό βάρος: $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$

Πυκνότητα: $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

$\gamma_{M0} = 1.00$

$\gamma_{M1} = 1.00$

$\gamma_{M2} = 1.25$

1.2.2 ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Επιλέχθηκε σκυρόδεμα ποιότητας C25/30. Οι δύο αριθμοί του συμβολισμού εκφράζουν την χαρακτηριστική αντοχή κυλινδρικού (f_{ck}) και κυβικού ($f_{ck,cube}$) δοκιμίου 28 ημερών. Επίσης, στον Πίνακα 1.2 παρουσιάζονται η τιμή της μέσης εφελκυστικής αντοχής (f_{ctm}) και οι χαρακτηριστικές τιμές της εφελκυστικής αντοχής ($f_{ctk,0,05}$, $f_{ctk,0,95}$) του σκυροδέματος.

Ποιότητα σκυροδέματος	f_{ck} [MPa]	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	$f_{ctk 0.05}$ [MPa]	$f_{ctk 0.95}$ [MPa]
C25/30	25	33	2.6	1.8	3.3

Πίνακας 1.2: Τιμές αντοχών σκυροδέματος.

Επίσης, δίνονται οι τιμές σχεδιασμού για τους συντελεστές του υλικού καθώς και ο συντελεστής ασφαλείας (γ_c).

Μέτρο ελαστικότητας: $E_{cm} = 30.5 \text{ GPa}$

Λόγος Poisson μη ρηγματωμένου σκυροδέματος: $\nu_c = 0.2$

Λόγος Poisson ρηγματωμένου σκυροδέματος: $\nu_c = 0$

Ειδικό βάρος σκληρυμένου σκυροδέματος: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Ειδικό βάρος νωπού σκυροδέματος: $\gamma_{c,wet} = 26 \text{ kN/m}^3$

$\gamma_c = 1.50$

1.3.3 ΧΑΛΥΒΑΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ

Επιλέχθηκε χάλυβας οπλισμού B500C. Παρακάτω δίνονται η χαρακτηριστική τιμή του ορίου διαρροής (f_{yk}), οι τιμές σχεδιασμού για τους συντελεστές του υλικού και ο συντελεστής ασφαλείας (γ_s).

Χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Μέτρο ελαστικότητας: $E = 210 \text{ GPa}$

Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή: $\nu = 0.3$

Ειδικό βάρος: $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$

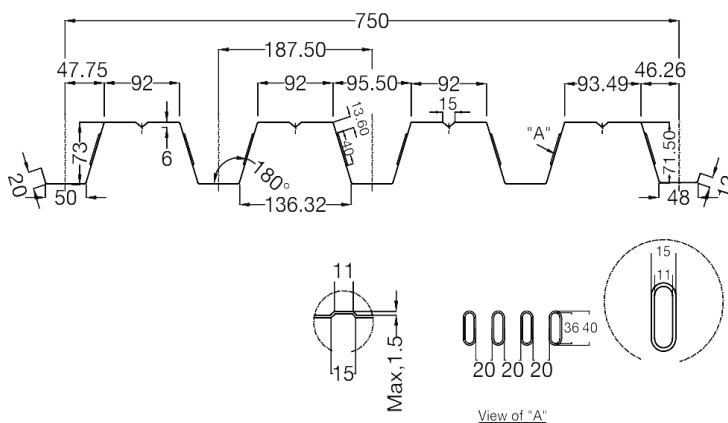
$\gamma_s = 1.15$

1.2.4 ΧΑΛΥΒΔΟΦΥΛΛΟ

Επιλέχθηκε χαλυβδόφυλλο Symdeck 73, της εταιρείας ΕΛΑΣΤΡΟΝ, ποιότητας S320GD. Στον Πίνακα 1.3 δίνονται τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά του χαλυβδόφυλλου ανά μέτρο πλάτους διατομής.

Πάχος	t [mm]	0.75
Βάρος	G [kg/m ²]	9.81
Επιφάνεια	A [cm ² /m]	12.76
Ροπή αδρανείας	I _y [cm ⁴ /m]	110.01
Ροπή αντίστασης	W _y [cm ³ /m]	27.57

Πίνακας 1.3: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου ανά μέτρο πλάτους διατομής.



Εικόνα 1.1: Διατομή χαλυβδόφυλλου Symdeck 73.

1.2.5 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ

Επιλέχθηκαν διατμητικοί ήλοι κεφαλής NELSON, διαμέτρου 19 mm, ύψους 125 mm και χάλυβα κατηγορίας S235J2+C450 με $f_y = 350$ MPa και $f_u = 450$ MPa.

1.2.6 ΚΟΧΛΙΕΣ

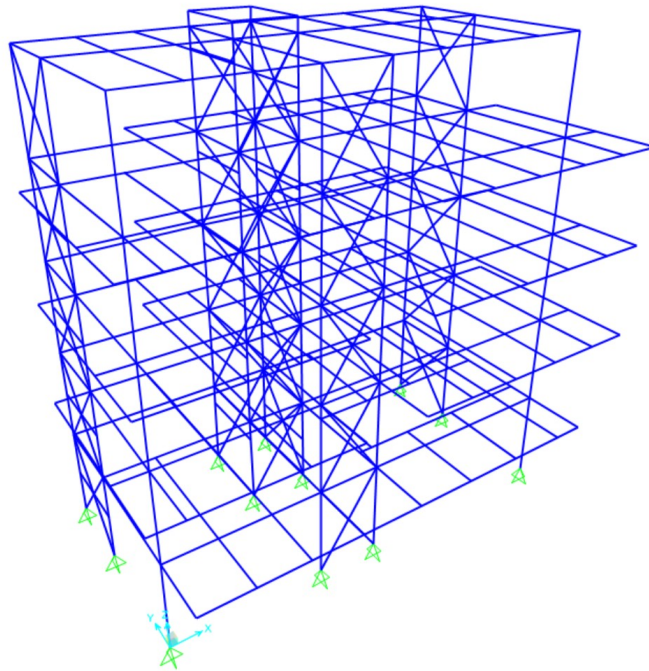
Στον Πίνακα 1.4 δίνονται οι χαρακτηριστικές τιμές του ορίου διαρροής (f_{yb}) και της εφελκυστικής αντοχής (f_{ub}), για τις διάφορες ποιότητες κοχλίων, κατά EN 1993-1-8.

Κατηγορία κοχλία	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} [N/mm ²]	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} [N/mm ²]	400	400	500	500	600	800	1000

Πίνακας 1.4: Ονομαστικές τιμές τάσεων διαρροής και θραύσης κοχλίων.

1.3 ΛΟΓΙΣΜΙΚΑ

Για την προσομοίωση, την ανάλυση, το σχεδιασμό και τη διαμόρφωση λεπτομερειών του φέροντος οργανισμού, απαιτείται η χρήση διαφόρων λογισμικών. Αρχικά, επιλέγεται το λογισμικό SAP2000, το οποίο αξιοποιείται σε ποικίλα είδη έργων, συμπεριλαμβανομένων των κτιριακών κατασκευών από χάλυβα ή σκυρόδεμα. Ο αλγόριθμος σχεδιασμού χαλύβδινων κατασκευών περιλαμβάνει όλες τις κανονιστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 3. Ο φορέας προσομοιώνεται μόνο με τα μεταλλικά στοιχεία του, κατά συνέπεια οι δοκοί δεν παρουσιάζουν σύμμικτη λειτουργία. Οι συνδέσεις στους κόμβους των δομικών στοιχείων και οι εδράσεις των υποστυλωμάτων προσομοιώνονται ορίζοντας τους κατάλληλους βαθμούς ελευθερίας. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, όταν πραγματοποιείται φασματική ανάλυση χαλύβδινων κατασκευών με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα, λαμβάνονται υπόψη μόνο οι εφελκυόμενες διαγώνιοι. Μια συνήθης πρακτική, είναι η εισαγωγή όλων των διαγωνίων στο προσομοίωμα, η απομείωση του εμβαδού της διατομής τους κατά 50% και η παρεμπόδιση εκδήλωσης λυγισμού των θλιβόμενων διαγωνίων. Για την ανάπτυξη διαφραγματικής λειτουργίας, η οποία οφείλεται στις σύμμικτες πλάκες, ορίζεται ένα διάφραγμα για κάθε στάθμη του κτιρίου. Τέλος, σχεδιάζονται επιφανειακά στοιχεία τύπου “None”, επί των οποίων επιβλήθηκαν τα επιφανειακά φορτία. Τα στοιχεία αυτού του τύπου δεν συμβάλλουν στη στιβαρότητα της κατασκευής. Εν συνέχεια, τα φορτία μεταφέρονται στις δοκούς, οι οποίες είναι παράλληλες προς τον άξονα Υ. Όσον αφορά στα σύμμικτα στοιχεία της κατασκευής, η διαστασιολόγηση των σύμμικτων πλακών και των σύμμικτων δοκών πραγματοποιείται στα λογισμικά SymDeck Designer 2 και ArcelorMittal Beams Calculator, αντίστοιχα. Για τις συνδέσεις, αξιοποιείται το λογισμικό IDEA StatiCa. Η επιμέλεια των κατασκευαστικών σχεδίων γίνεται στο λογισμικό AutoCAD 2020.



Εικόνα 1.2: Στατικό προσομοίωμα μεταλλικού φορέα στο λογισμικό SAP2000.

2. ΔΡΑΣΕΙΣ

Οι δράσεις επί του φορέα ορίζονται από τον EN 1991-1-1:2002, ώστε να προσδιοριστούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του. Σύμφωνα με το EN 1990 (2002), ανάλογα με τις διακυμάνσεις τους στο χρόνο, κατατάσσονται σε Μόνιμες (G), Μεταβλητές (Q) και Τυχηματικές (A). Επίσης, κατηγοριοποιούνται βάσει της προέλευσής τους, ως άμεσες ή έμμεσες, της χωρικής τους μεταβολής, ως σταθερές ή ελεύθερες, και της φύσης τους ή της απόκρισης της κατασκευής, ως στατικές ή δυναμικές.

2.1 ΜΟΝΙΜΕΣ

- Ίδια βάρη χαλύβδινων δομικών στοιχείων:

Υπολογίζονται αυτόματα από το λογισμικό SAP2000.

- Ίδιο βάρος σύμμικτης πλάκας:

Θεωρείται σύμμικτη πλάκα πάχους 15 cm. Σύμφωνα με το λογισμικό Sym Deck Designer 2, το ίδιο βάρος της ισούται με 2.70 kN/m^2 .

- Ίδιο βάρος δαπέδου ορόφου:

Από τις επικαλύψεις δαπέδων, τις επενδύσεις ορόφων και τις μηχανολογικές εγκαταστάσεις, λαμβάνεται συνολικό ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο 1.50 kN/m^2 .

- Ίδια βάρη εξωτερικής και εσωτερικής τοιχοποιίας:

Τα ίδια βάρη των συστημάτων ξηράς δόμησης δίνονται στην παράγραφο 1.1.3. Για ύψος τοιχοποιίας 3.15 m, το ίδιο βάρος της εξωτερικής τοιχοποιίας ισούται με 2.05 kN/m και της εσωτερικής με 1.42 kN/m .

- Ίδιο βάρος σκάλας:

Λαμβάνεται ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο 1.50 kN/m^2 , το οποίο πολλαπλασιάζεται με το μήκος του σκέλους της σκάλας και επιβάλλεται ως γραμμικό κατανεμημένο στη δοκό που αυτό στηρίζεται.

- Ίδιο βάρος στηθαίων:

Επιλέγεται σύστημα γυάλινων στηθαίων με διπλό υαλοπίνακα, πάχους 8+8 mm, ύψους 1.10 m και επιδαπέδια στήριξη. Για τον υπολογισμό του ιδίου βάρους των στηθαίων, λαμβάνεται ειδικό βάρος γυαλιού 25 kN/m^3 . Επομένως, προκύπτει γραμμικό κατανεμημένο φορτίο 0.44 kN/m^2 .

2.2 ΜΕΤΑΒΛΗΤΕΣ

Οι χώροι ενός κτιρίου διακρίνονται σε κατηγορίες ανάλογα με τη χρήση τους. Το εν λόγω έργο περιλαμβάνει χώρους για οικιακές δραστηριότητες και χώρους γραφείων, επομένως οι επιφάνειες του κατατάσσονται στις κατηγορίες Α και Β (Πίνακας 2.3).

Κατηγορία	Συγκεκριμένη χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι για οικιακές δραστηριότητες.	Δωμάτια σε κτίρια 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 συναθροιστούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες Α, Β και D).	C1: Χώροι με τραπέζια κλπ, π.χ. σχολικοί χώροι, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής.
		C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα, π.χ. χώροι σε εκκλησία, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς.
		C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι κλπ., και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτίρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών.
		C4: Χώροι για πιθανές κινητικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές.
		C5: Χώροι προοριζόμενοι για μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατόρμες σιδηροδρόμων.
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα.	D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά.
		D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα.

Πίνακας 2.3: Κατηγορίες χρήσης.

Τα επιβαλλόμενα φορτία ανά κατηγορία χρήσης παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.4. Επομένως, στα δάπεδα, στο κλιμακοστάσιο και στους εξώστες επιβάλλεται ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο 2.0 kN/m^2 , 3.5 kN/m^2 και 5.0 kN/m^2 , αντίστοιχα.

Για εσωτερικά κινητά χωρίσματα, ιδίου βάρους μικρότερο από 2 kN/m , εφαρμόζεται ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο 0.8 kN/m^2 .

Κατηγορίες φορτιζομένων επιφανειών	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία Α και Κατηγορία Β		
Δάπεδα	2.0	2.0
Σκάλες	3.5	2.0
Εξώστες	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

Πίνακας 2.4: Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα, εξώστες και σκάλες κτιρίων.

Η στέγη είναι μη-προσβάσιμη παρά μόνο για συντήρηση και επισκευή, άρα κατατάσσεται στην κατηγορία Η (Πίνακας 2.5). Σύμφωνα με τον Πίνακα 2.6, στη στέγη επιβάλλεται ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο 0.5 kN/m². Το φορτίο της στέγης δεν εφαρμόζεται ταυτόχρονα με τα φορτία χιονιού ή ανέμου.

Κατηγορίες φορτιζομένων επιφανειών	Συγκεκριμένη χρήση
Η	Στέγες μη-προσβάσιμες παρά μόνο για την κανονική συντήρηση και για επισκευή.
Ι	Στέγες προσβάσιμες για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες Α έως D.
Κ	Στέγες προσβάσιμες για ειδικές χρήσεις, όπως ελικοδρόμια.

Πίνακας 2.5: Κατηγορίες χρήσης στέγης.

Στέγη (κλίση < 20°)	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία Η	0.5	1.0

Πίνακας 2.6: Επιβαλλόμενα φορτία σε στέγες.

2.3 ΧΙΟΝΙ

Σύμφωνα με EN 1991-1-3:2003, το φορτίο χιονιού κατατάσσεται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις. Οφείλεται στην εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες. Η κατανομή του επί της στέγης εξαρτάται από το σχήμα της στέγης (οριζόντια, κεκλιμένη ή θολωτή) και την τοποθεσία του έργου (υψόμετρο εδάφους, μετεωρολογικές συνθήκες, εγγύτητα υφισταμένων κτιρίων κλπ). Αλλαγή στην κατανομή του χιονιού μπορεί να προκαλέσουν η επίδραση του ανέμου και η έκλυση θερμότητας από το κτίριο.

2.3.1 Φορτίο χιονιού

Το φορτίο χιονιού (s) ενεργεί κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές, προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

όπου,

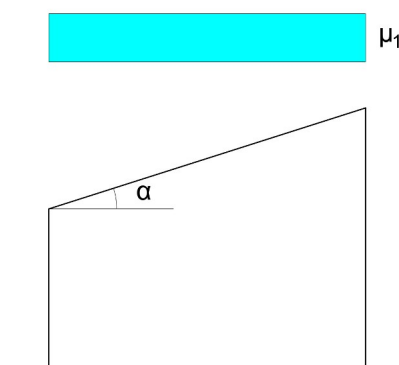
μ_i συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

C_e συντελεστής έκθεσης

C_t θερμικός συντελεστής, λαμβάνεται ίσος με 1.0

s_k χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού επί του εδάφους [kN/m^2]

Το κτίριο έχει μονοκλινή στέγη με $\alpha = 0^\circ$. Σύμφωνα με τον Πίνακα 2.8, επιλέγεται η τιμή $\mu_1 = 0.8$.



Εικόνα 2.1: Κατανομή φορτίου χιονιού σε μονοκλινείς στέγες.

	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0.8	$0.8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0.0

Πίνακας 2.7: Συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού για μονοκλινείς στέγες.

Σύμφωνα με τον Πίνακα 2.9, υπό κανονικές συνθήκες, ο συντελεστής έκθεσης του κτιρίου λαμβάνεται $C_e = 1.0$.

Τοπογραφικά χαρακτηριστικά	C_e
Εκτεθειμένο	0.8
Κανονικό	1.0
Προφυλαγμένο	1.2

Πίνακας 2.8: Συνιστώμενες τιμές του C_e για διάφορα τοπογραφικά χαρακτηριστικά.

2.3.2 Χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού επί του εδάφους

Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού (s_k) προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$s_k = s_{k,0} \cdot \left[1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right]$$

όπου,

$s_{k,0}$ η χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας [kN/m^2]

A το υψόμετρο της περιοχής του έργου [m]

Στην Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται τρεις ζώνες χιονιού και οι αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές $s_{k,0}$ (Πίνακας 2.7). Ο νομός Αττικής υπάγεται στη Ζώνη II, επομένως λαμβάνεται η τιμή 0.8 kN/m^2 .

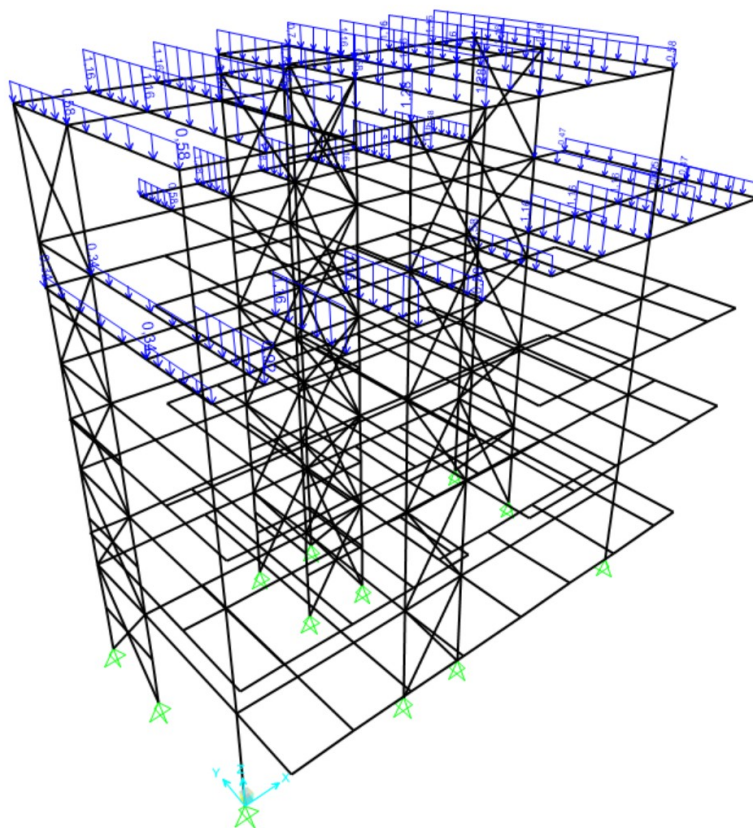
Ζώνη	$s_{k,0}$ [kN/m ²]
I	0.4
II	0.8
III	1.7

Πίνακας 2.9: Χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας.

Στην Αττική, λαμβάνεται μέσο υψόμετρο $A = 200$ m από τη στάθμη της θάλασσας, επομένως:

$$s_k = 0.8 \cdot \left[1 + \left(\frac{200}{917} \right)^2 \right] = 0.84 \text{ kN/m}^2$$

$$s = 0.80 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 0.84 = 0.67 \text{ kN/m}^2$$



Εικόνα 2.2: Επιβαλλόμενο φορτίο χιονιού επί της κατασκευής στο λογισμικό SAP2000.

2.4 Άνεμος

Σύμφωνα με EN 1991-1-4:2005, οι δράσεις λόγω ανέμου μεταβάλλονται στο χρόνο και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Για πολλές κατασκευές (π.χ. δύσκαμπτες), η δυναμική τους επίδραση είναι μικρή, επομένως τα φορτία ανέμου θεωρούνται στατικά. Προς απλοποίηση της διαδικασίας εισαγωγής των δράσεων στο προσομοίωμα της κατασκευής, οι δράσεις ανάγονται σε πιέσεις, κάθετες ή εφαπτομενικές, επί των εξωτερικών ή και εσωτερικών επιφανειών, με ομοιόμορφη κατανομή σε όλη την επιφάνεια μιας όψης ή τμήματός της. Η πιο σημαντική παράμετρος προσδιορισμού των ασκούμενων πιέσεων είναι η ταχύτητα του ανέμου. Οι τιμές της ταχύτητας και της πίεσης επηρεάζονται από τη γεωγραφική θέση, την τοπογραφία, τις διαστάσεις του κτιρίου και άλλους παράγοντες, οι οποίοι αναφέρονται στις επόμενες παραγράφους.

2.4.1 Βασική ταχύτητα ανέμου

Η τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου (v_b) προσδιορίζεται από τη σχέση:

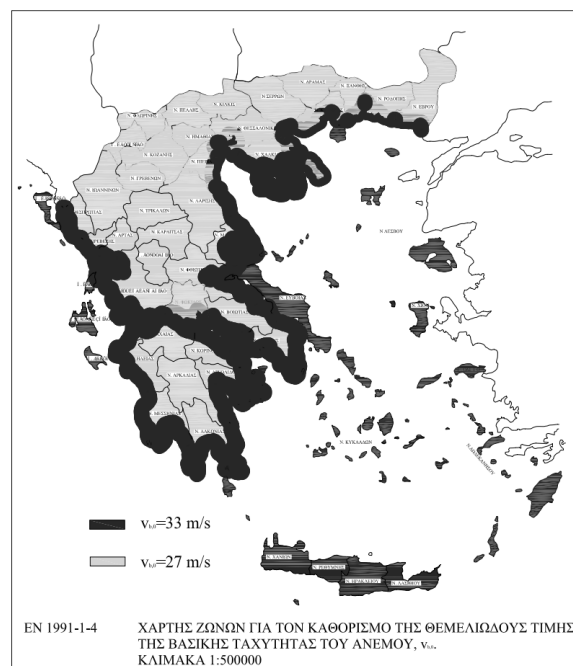
$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$$

όπου,

c_{dir} συντελεστής διεύθυνσης, λαμβάνεται ίσος με 1.0

c_{season} συντελεστής εποχής, λαμβάνεται ίσος με 1.0

$v_{b,0}$ θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου, λαμβάνεται η τιμή 27 m/s



Εικόνα 2.3: Χάρτης καθορισμού της θεμελιώδους τιμής της βασικής ταχύτητας ανέμου ($v_{b,0}$).

Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου ($v_{b,0}$) μεταβάλλεται ανάλογα με την γεωγραφική περιοχή. Στην Ελλάδα, για τα νησιά και παράλια μέχρι 10 km από την ακτή, ορίζεται η τιμή $v_{b,0} = 33$ m/s, ενώ για την υπόλοιπη χώρα λαμβάνεται $v_{b,0} = 27$ m/s.

$$v_b = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 27 = 27 \text{ m/s}$$

2.4.2 Μέση ταχύτητα ανέμου

Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$, σε ύψος z πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση και προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b$$

όπου,

$c_r(z)$ συντελεστής τραχύτητας

$c_0(z)$ συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης, λαμβάνεται η τιμή 1.0

v_b βασική ταχύτητα ανέμου [m/s]

Ο συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$ προσδιορίζεται από τις σχέσεις:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200 \text{ m}$$

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

όπου,

k_r συντελεστής εδάφους

z_0 μήκος τραχύτητας [m]

z_{\min} ελάχιστο ύψος [m]

z_{\max} μέγιστο ύψος [m]

Ο συντελεστής εδάφους k_r προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07}$$

όπου,

z_0 μήκος τραχύτητας [m]

$z_{0,II}$ μήκος τραχύτητας για κατηγορία εδάφους II [m]

Η περιοχή όπου προβλέπεται η κατασκευή του έργου αντιστοιχεί, σύμφωνα με τον Πίνακα 2.6, σε κατηγορία εδάφους IV (Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15 m).

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, κτήρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων.	0.05	2
III	Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης 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 15 m.	1.0	10

Πίνακας 2.10: Κατηγορίες εδάφους και παράμετροι εδάφους.

Ακολούθως, υπολογίζονται οι τιμές του συντελεστή εδάφους k_r , του συντελεστή τραχύτητας $c_r(z)$ και της μέσης ταχύτητας ανέμου $v_m(z)$, για ύψος $z = 15.75$ m.

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{1.0}{0.05} \right)^{0.07} = 0.2343$$

$$c_r(z) = 0.2343 \cdot \ln \left(\frac{15.75}{1.0} \right) = 0.65$$

$$v_m(z) = 0.65 \cdot 1.0 \cdot 27 = 17.55 \text{ m/s}$$

2.4.3 Πίεση ταχύτητας αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής, σε ύψος z , προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 0.5 \cdot \rho \cdot v_m^2(z)$$

όπου,

$I_v(z)$ η ένταση στροβιλισμού

ρ η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση του ανέμου που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας και λαμβάνεται ίση με $1.25 \text{ [kg/m}^3\text{]}$

v_m η μέση ταχύτητα ανέμου σε ύψος z πάνω από το έδαφος $[\text{m/s}]$

Η ένταση στροβιλισμού $I_v(z)$, σε ύψος z , προσδιορίζεται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$I_v(z) = \frac{k_t}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

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

όπου,

k_t ο συντελεστής στροβιλισμού (λαμβάνεται ίσος με 1.0)

$c_0(z)$ ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης

Ακολουθώντας, υπολογίζονται οι τιμές της έντασης στροβιλισμού $I_v(z)$ και της πίεσης ταχύτητας αιχμής q_p , για ύψος $z = 15.75 \text{ m}$.

$$I_v(z) = \frac{1.0}{1.0 \cdot \ln\left(\frac{15.75}{1.0}\right)} = 0.36$$

$$q_p(15.75) = [1 + 7 \cdot 0.36] \cdot 0.5 \cdot 0.00125 \cdot 17.55^2 = 0.678 \text{ kN/m}^2$$

2.4.4 Εξωτερικές πιέσεις

Η πίεση του ανέμου δρα κάθετα στις εξωτερικές επιφάνειες των κατασκευών και προσδιορίζεται από τη σχέση:

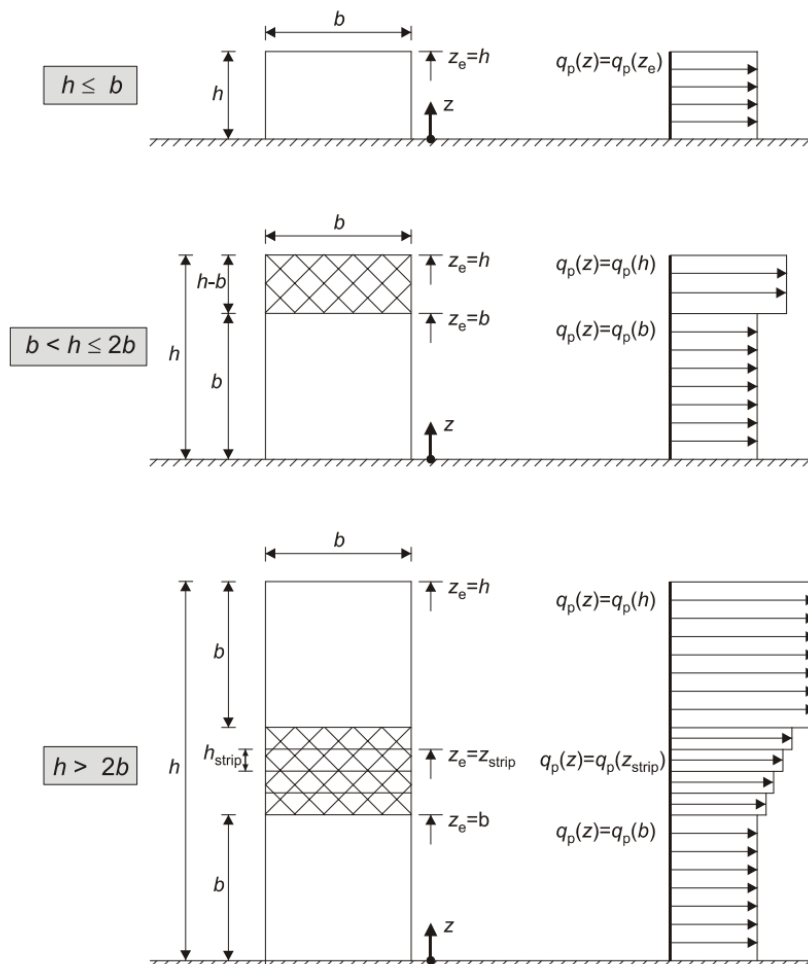
$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

όπου,

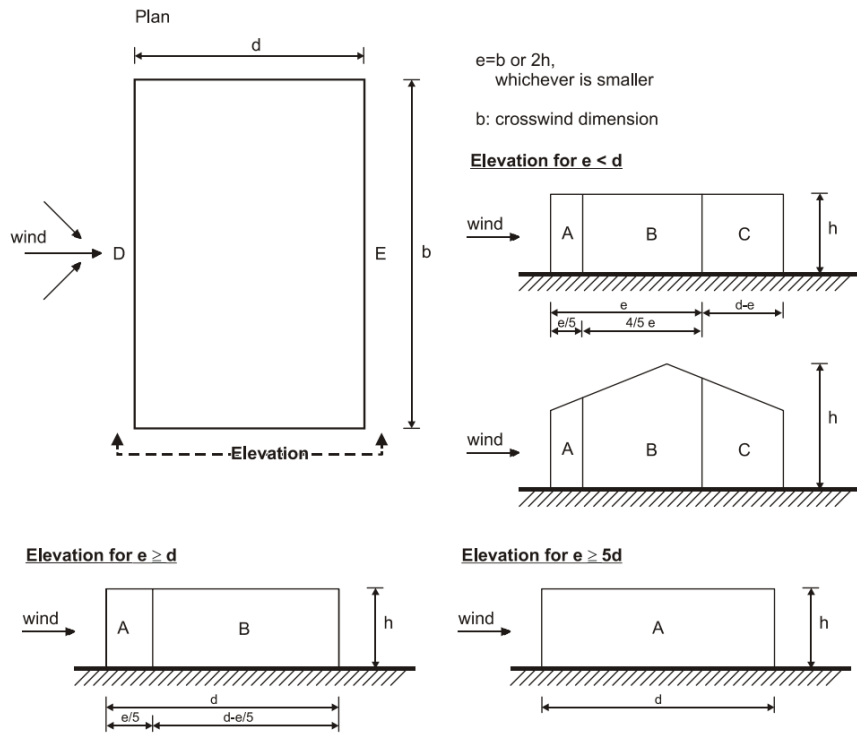
$q_p(z_e)$ η πίεση ταχύτητας αιχμής

z_e το ύψος αναφοράς

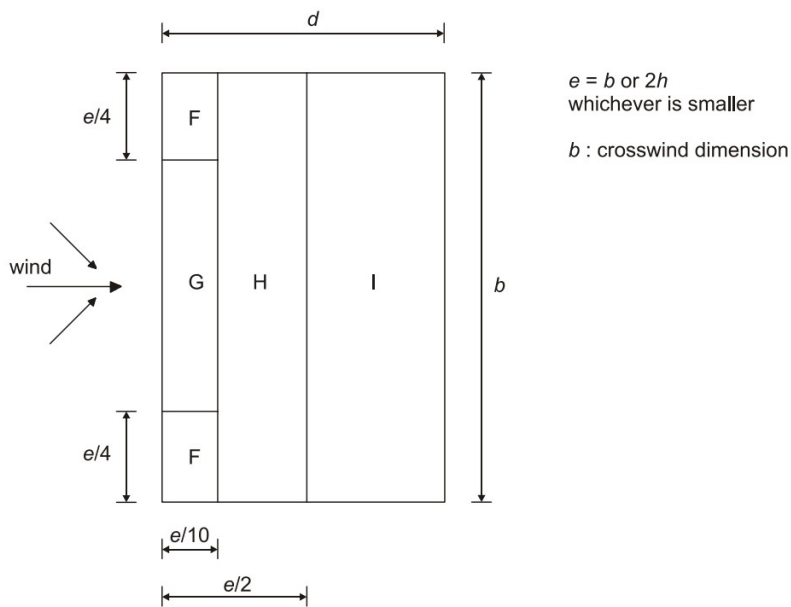
c_{pe} ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης



Εικόνα 2.4: Ύψος αναφοράς z_e και κατανομή της πίεσης ανέμου καθ' ύψος της όψης του κτιρίου.



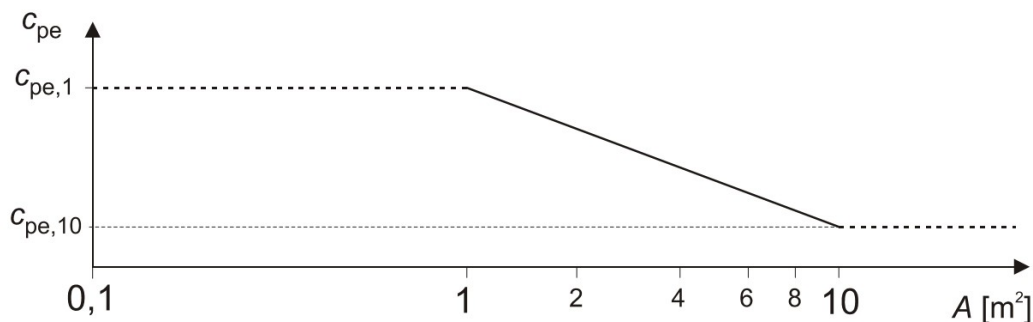
Εικόνα 2.5: Διαχωρισμός κατακόρυφων τοίχων σε ζώνες A, B, C, D και E.



Εικόνα 2.6: Διαχωρισμός στέγης σε ζώνες F, G, H και I.

Για κτίρια με ορθογωνική κάτοψη, το σύμβολο h αναφέρεται στο ύψος του κτιρίου, ενώ τα b και d στις διαστάσεις της κάτοψης. Η διάσταση b είναι κάθετη στη διεύθυνση του ανέμου.

Ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης c_{pe} εξαρτάται από τις διαστάσεις της υπό μελέτη φορτιζόμενης επιφάνειας, εμβαδού A (Εικόνα 2.6).



Εικόνα 2.6: Προτεινόμενη διαδικασία προσδιορισμού συντελεστή εξωτερικής πίεσης c_{pe} για κτίρια με εμβαδόν φορτιζόμενης επιφάνειας A μεταξύ 1 m^2 και 10 m^2 .

Για $1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2$, η τιμή του συντελεστή c_{pe} προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \cdot \log_{10} A$$

Οι τιμές των $c_{pe,10}$ και $c_{pe,1}$ δίνονται στους Πίνακες 2.11 και 2.12, για κατακόρυφους τοίχους και οριζόντιες στέγες κτιρίων, αντίστοιχα:

Ζώνη	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.7	
1	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.5	
≤ 0.25	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.7	+1.0	-0.3	

Πίνακας 2.11: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων.

Για ενδιάμεσες τιμές του λόγου h/d , οι συντελεστές $c_{pe,10}$ και $c_{pe,1}$ προκύπτουν με γραμμική παρεμβολή.

Τύπος στέγης	Ζώνη							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
Αιχμηρά άκρα	-1.8	-2.5	-1.2	-2.0	-0.7	-1.2	±0.2	

Πίνακας 2.12: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες κτιρίων.

Μελετώνται τέσσερις διευθύνσεις ανέμου $\theta = 0^\circ$, $\theta = 90^\circ$, $\theta = 180^\circ$ και $\theta = 270^\circ$. Ενδεικτικά, ακολουθούν οι υπολογισμοί των εξωτερικών πιέσεων ανέμου για τις διευθύνσεις $\theta = 0^\circ$ και $\theta = 90^\circ$.

Διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$

Για τους κατακόρυφους τοίχους:

$$h = 15.75 \text{ m}, b = 7.0 \text{ m} (h > 2 \cdot b)$$

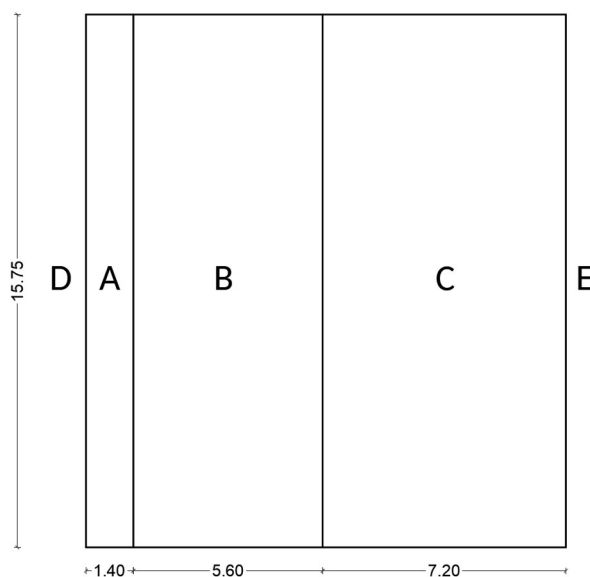
Ωστόσο, επιλέγεται ομοιόμορφη κατανομή της πίεσης καθ' ύψος του κτιρίου (Εικόνα 2.4), υπέρ της ασφαλείας.

$$e = \min\{b; 2 \cdot h\} = \min\{7.0; 2 \cdot 15.75\} = 7.0 \text{ m} < d = 14.2 \text{ m} \text{ (Εικόνα 2.5)}$$

$$1 < h/d = 15.75/14.2 = 1.1 < 5 \text{ (Πίνακας 2.11)}$$

Ζώνη	A	B	C	D	E
A [m ²]	22.05	88.20	113.40	110.25	110.25
c_{pe}	-1.2	-0.8	-0.5	+0.8	-0.5
q_p [kN/m ²]	0.678				
w_e [kN/m ²]	-0.81	-0.54	-0.34	+0.54	-0.34

Πίνακας 2.13: Εξωτερικές πιέσεις w_e στους κατακόρυφους τοίχους για $\theta = 0^\circ$.



Εικόνα 2.7: Όψη ζωνών κτιρίου για $\theta = 0^\circ$.

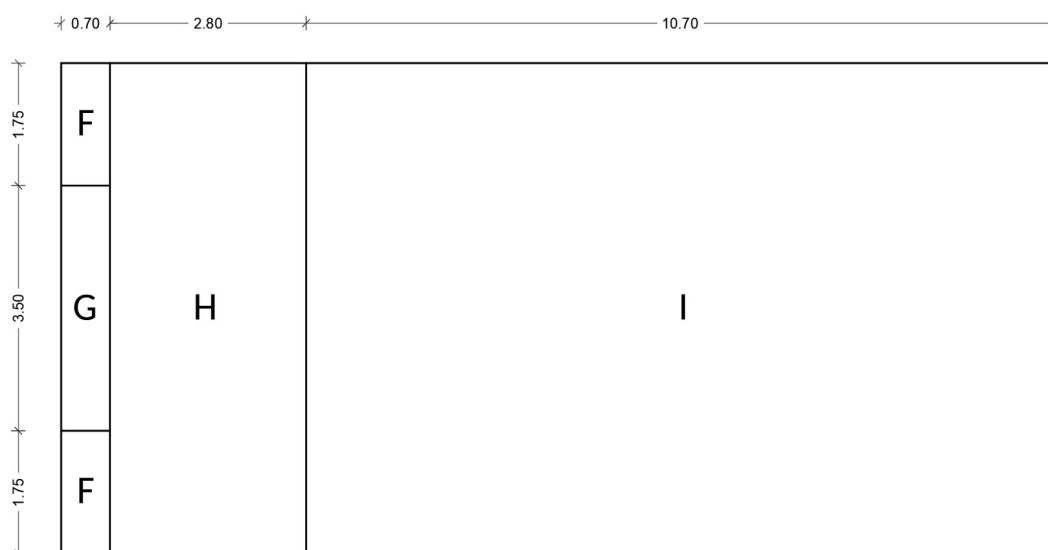
Για τη στέγη:

$$h = 15.75 \text{ m}, b = 7.0 \text{ m}$$

$$e = \min\{b; 2 \cdot h\} = \min\{7.0; 2 \cdot 15.75\} = 7.0 \text{ m}$$

Ζώνη	F	G	H	I
A [m ²]	1.22	2.45	19.60	74.90
c _{pe}	-2.45	-1.69	-0.7	±0.2
q _p [kN/m ²]	0.678			
w _e [kN/m ²]	-1.66	-1.14	-0.47	±0.13

Πίνακας 2.14: Εξωτερικές πιέσεις w_e στη στέγη για θ = 0°.



Εικόνα 2.8: Ζώνες στέγης για θ = 0°.

Διεύθυνση ανέμου θ = 90°

Για τους κατακόρυφους τοίχους:

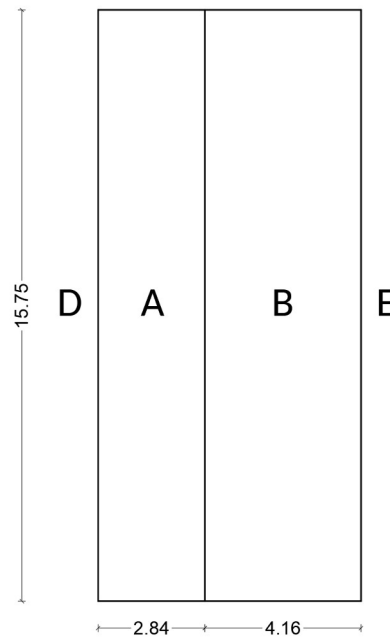
$$h = 15.75 \text{ m}, b = 14.2 \text{ m} (h > b)$$

Ωστόσο, επιλέγεται ομοιόμορφη κατανομή της πίεσεως καθ' ύψος του κτιρίου (Εικόνα 2.4).

$$e = \min\{b; 2 \cdot h\} = \min\{14.2; 2 \cdot 15.75\} = 14.2 \text{ m} > d = 7.0 \text{ m}$$

$$1 < h/d = 15.75/7 = 2.25 < 5$$

Ζώνη	A	B	D	E
A [m ²]	44.73	65.52	223.65	223.65
c _{pe,10}	-1.2	-0.8	+0.8	-0.56
q _p [kN/m ²]	0.678			
w _e [kN/m ²]	-0.81	-0.54	+0.54	-0.38

Πίνακας 2.15: Εξωτερικές πιέσεις στους κατακόρυφους τοίχους για $\theta = 90^\circ$.Εικόνα 2.9: Όψη ζωνών κτιρίου για $\theta = 90^\circ$.

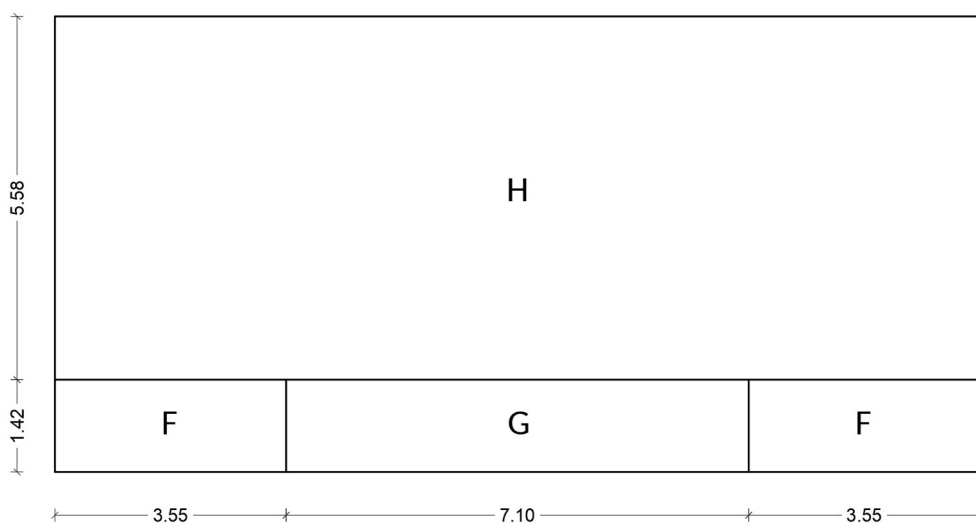
Για τη στέγη:

$$h = 15.75 \text{ m}, b = 14.2 \text{ m}$$

$$e = \min\{b; 2 \cdot h\} = \min\{14.2; 2 \cdot 15.75\} = 14.2 \text{ m}$$

Ζώνη	F	G	H
A [m ²]	5.04	10.08	80.66
c _{pe}	-2.00	-1.2	-0.7
q _p [kN/m ²]	0.678		
w _e [kN/m ²]	-1.36	-0.81	-0.47

Πίνακας 2.16: Εξωτερικές πιέσεις στη στέγη για $\theta = 90^\circ$.



Εικόνα 2.10: Ζώνες στέγης για $\theta = 90^\circ$.

2.4.5 Εσωτερικές πιέσεις

Η πίεση του ανέμου, που δρα κάθετα στις εσωτερικές επιφάνειες των κατασκευών, υπολογίζεται από τη σχέση:

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

όπου,

$q_p(z_i)$ η πίεση ταχύτητας αιχμής

z_i το ύψος αναφοράς

c_{pi} ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης

Το κτίριο δε διαθέτει καθοριστική πλευρά. Επίσης, δεν είναι δυνατή η σωστή εκτίμηση του λόγου των ανοιγμάτων (μ), επομένως λαμβάνονται οι δυσμενείς τιμές του συντελεστή c_{pi} (+0.2, -0.3).

$$w_i = c_{pi} \cdot q_p = 0.2 \cdot 0.678 = 0.14 \text{ kN/m}^2$$

$$w_i = c_{pi} \cdot q_p = -0.3 \cdot 0.678 = -0.20 \text{ kN/m}^2$$

2.4.6 Τελικές πιέσεις

Οι τελικές ασκούμενες πιέσεις προκύπτουν από τη διαφορά των εξωτερικών και των εσωτερικών πιέσεων, λαμβάνοντας υπόψη τη φορά τους.

2.6 Σεισμός

Οι σεισμικές δράσεις προδιαγράφονται στο EN 1998-1:2004. Κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές και τις δράσεις λόγω ανέμου. Η σεισμική απόκριση της κατασκευής προσδιορίζεται από φασματική ανάλυση, στην οποία η σεισμική δύναμη περιγράφεται μέσω ενός φάσματος απόκρισης. Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής διέγερσης (αγνοείται η κατακόρυφη συνιστώσα), το φάσμα σχεδιασμού, για ανελαστική συμπεριφορά του φορέα, περιγράφεται από τις παρακάτω σχέσεις:

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

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

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

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

όπου,

$S_d(T)$ το φάσμα σχεδιασμού

T η περίοδος ταλάντωσης γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

α_g η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ($\alpha_g = \gamma_I * \alpha_{gR}$)

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

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η τιμή β ορίζεται σε $\beta = 0.2$.

Οι κατηγορίες εδάφους καθορίζονται από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται στον Πίνακα 2.17. Σε ορισμένες περιπτώσεις δεν απαιτείται εδαφοτεχνική έρευνα αλλά επιτρέπεται η εκτίμηση της κατηγορίας και της φέρουσας ικανότητας του εδάφους με βάση την υπάρχουσα εμπειρία από παρακείμενες κατασκευές, θεμελιωμένες σε όμοιους εδαφικούς σχηματισμούς. Το υπό μελέτη έργο είναι κτίριο συνήθους σπουδαιότητας και λαμβάνεται κατηγορία εδάφους Β (συνήθης κατηγορία εδάφους που λαμβάνεται κατά το σχεδιασμό κατασκευών στο Δήμο Αγίας Παρασκευής).

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT}	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 5 m και 20 m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.	< 100	-	10 – 20
S_2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S_1 .			

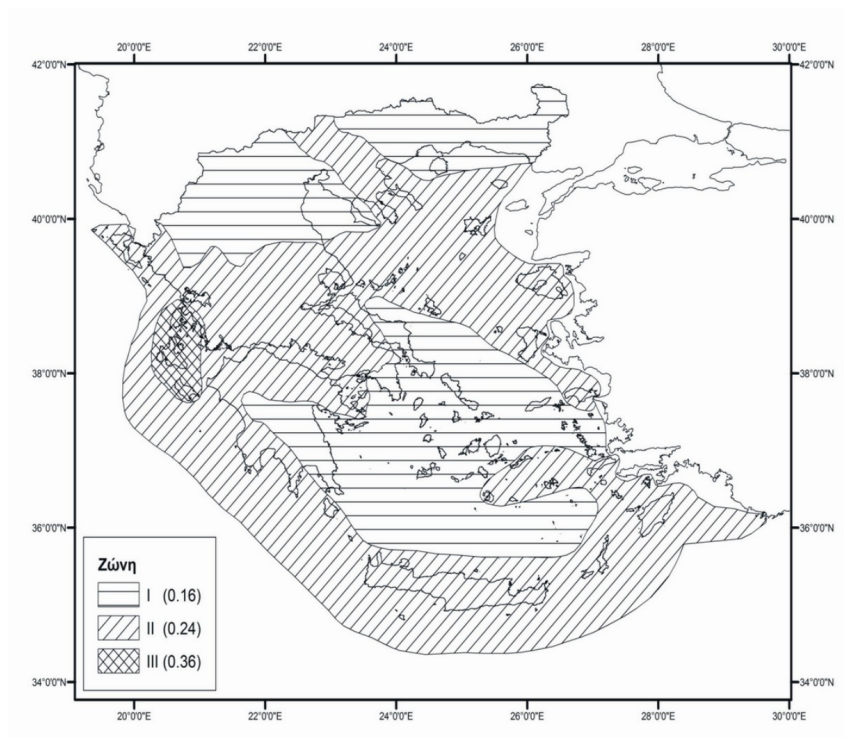
Πίνακας 2.17: Κατηγορίες Εδάφους.

Οι τιμές των ιδιοπεριόδων T_B , T_C και T_D καθώς και του συντελεστή εδάφους S εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους. Σύμφωνα με τον Πίνακα 2.18, για έδαφος κατηγορίας Β, λαμβάνονται οι τιμές 0.15 sec, 0.50 sec, 2.50 sec και 1.20, αντίστοιχα.

Κατηγορία εδάφους	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)	S
A	0.15	0.40	2.50	1.00
B	0.15	0.50	2.50	1.20
C	0.20	0.60	2.50	1.15
D	0.20	0.80	2.50	1.35
E	0.15	0.50	2.50	1.40

Πίνακας 2.18: Τιμές παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1.

Η Ελλάδα υποδιαιρείται σε σεισμικές ζώνες, ανάλογα με την τοπική επικινδυνότητα [?]. Ο Δήμος Αγίας Παρασκευής υπάγεται στη Ζώνη Ι (Εικόνα 2.11). Σύμφωνα με τον Πίνακα 2.19, η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού λαμβάνεται 0.16g.



Εικόνα 2.11: Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας.

Ζώνη	a_{gR} (g)
I	0.16
II	0.24
III	0.36

Πίνακας 2.19: Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας.

Το έργο κατατάσσεται στα συνήθη κτίρια (Κατηγορία σπουδαιότητας II), στα οποία αντιστοιχεί συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_I = 1.00$ (Πίνακας 2.20).

Κατηγορία σπουδαιότητας	Περιγραφή	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 των σεισμών ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.	1.40

Πίνακας 2.20: Κατηγορία σπουδαιότητας.

Ο δείκτης συμπεριφοράς q εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε ένα ελαστικό σύστημα. Εξαρτάται από τη διαθέσιμη πλαστιμότητα, την υπερστατικότητα, την υστερητική απόσβεση και άλλους παράγοντες. Η τιμή του ορίζεται για κάθε κύρια διεύθυνση (x ή y) του κτιρίου, ανάλογα με το αντίστοιχο δομικό σύστημα. Ο φορέας σχεδιάζεται για Κατηγορία Πλαστιμότητας Μέση και αποτελείται από πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα. Επομένως, σύμφωνα με τους Πίνακες 2.21 και 2.22, λαμβάνεται η τιμή $q = 3$, κατά x και y .

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

Πίνακας 2.21: Τιμές αναφοράς του συντελεστή συμπεριφοράς q και απαιτούμενη κατηγορία διατομής.

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

Πίνακας 2.22: Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς.

Σύμφωνα με τον Πίνακα 2.13, για μεταλλικές κατασκευές με κοχλιώσεις, το ποσοστό απόσβεσης λαμβάνεται $\zeta = 4\%$.

Είδος κατασκευής		ζ (%)
Μεταλλική	με συγκολλήσεις	2
	με κοχλιώσεις	4
Σκυρόδεμα	άοπλο	3
	οπλισμένο	5
	προεντεταμένο	4
Τοιχοποιία	οπλισμένη	6
	διαζωματική	5
Ξύλινη	κολλητή	4
	κοχλιωτή	4
	ηλωτή	5

Πίνακας 2.23: Τιμές ποσοστού απόσβεσης.

3. ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

Σύμφωνα με EN 1990, οι οριακές καταστάσεις, πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί τα κριτήρια σχεδιασμού του, διακρίνονται σε οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας σχετίζονται με την κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματος αυτού (π.χ. απώλεια στατικής ισορροπίας του φορέα, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση κλπ). Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας σχετίζονται με τη μη ικανοποίηση των λειτουργικών απαιτήσεων του φορέα ή μέλους αυτού και εξετάζουν τις παραμορφώσεις, τις δονήσεις και τις βλάβες. Για κάθε μια από τις δύο οριακές καταστάσεις, συνδυάζονται οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες ασκούνται στην κατασκευή, πολλαπλασιασμένες με τους κατάλληλους συντελεστές

Οι προτεινόμενες τιμές των συντελεστών συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.1:

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια (EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια 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 ≤ 30 kN	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων 30 kN < βάρος οχημάτων ≤ 160 kN	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια (EN 1991-1-3)			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0.7	0.5	0.2
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000$ m	0.7	0.5	0.2
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000$ m	0.5	0.2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια (EN 1991-1-4)	0.6	0.2	0
Θερμοκρασία (εκτός πυρκαϊάς) σε κτίρια	0.6	0.5	0

Πίνακας 3.1: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ_i για κτίρια.

Οι τιμές των συντελεστών ασφαλείας για κάθε τύπο δράσης παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.2:

	ΟΚΑ		ΟΚΛ	
	Δυσμενής	Ευνοϊκή	Δυσμενής	Ευνοϊκή
$\gamma_{G,j}$	1.35	1.00	1.00	1.00
$\gamma_{Q,1}$	1.50	0	1.00	0
$\gamma_{Q,i}$	1.50	0	1.00	0

Πίνακας 3.2: Συντελεστές ασφαλείας για τις μόνιμες και τις μεταβλητές δράσεις στην ΟΚΑ και ΟΚΛ.

3.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας, ορίζονται οι ακόλουθοι συνδυασμοί:

- Καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Τυχηματικές καταστάσεις

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

- Καταστάσεις σεισμού

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

όπου,

$G_{k,j}$ χαρακτηριστική τιμή μόνιμων δράσεων

P χαρακτηριστική τιμή προέντασης

$G_{k,1}$ χαρακτηριστική τιμή επικρατέστερης μεταβλητής δράσης

$G_{k,i}$ χαρακτηριστική τιμή λοιπών μεταβλητών δράσεων

A_d τιμή σχεδιασμού τυχηματικής δράσης

A_{Ed} τιμή σχεδιασμού σεισμικής δράσης

Κατά το σχεδιασμό λαμβάνονται υπόψη οι εξής συνδυασμοί:

- Καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

$$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q$$

$$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot W_{0^\circ}$$

$$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot W_{90^\circ}$$

$$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot W_{180^\circ}$$

$$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot W_{270^\circ}$$

$$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q + (0.60 \cdot 1.50) \cdot W_{0^\circ} + (0.50 \cdot 1.50) \cdot S$$

$$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q + (0.60 \cdot 1.50) \cdot W_{90^\circ} + (0.50 \cdot 1.50) \cdot S$$

$$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q + (0.60 \cdot 1.50) \cdot W_{180^\circ} + (0.50 \cdot 1.50) \cdot S$$

$$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q + (0.60 \cdot 1.50) \cdot W_{270^\circ} + (0.50 \cdot 1.50) \cdot S$$

$$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot W_{0^\circ} + (0.50 \cdot 1.50) \cdot S$$

$$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot W_{90^\circ} + (0.50 \cdot 1.50) \cdot S$$

$$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot W_{180^\circ} + (0.50 \cdot 1.50) \cdot S$$

$$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot W_{270^\circ} + (0.50 \cdot 1.50) \cdot S$$

$$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot S$$

$$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot S + (1.50 \cdot 0.60) \cdot W_{0^\circ}$$

$$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot S + (1.50 \cdot 0.60) \cdot W_{90^\circ}$$

$$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot S + (1.50 \cdot 0.60) \cdot W_{180^\circ}$$

$$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot S + (1.50 \cdot 0.60) \cdot W_{270^\circ}$$

- Καταστάσεις σεισμού

$$1.00 \cdot G + 0.30 \cdot Q \pm E_x \pm 0.30 \cdot E_y$$

$$1.00 \cdot G + 0.30 \cdot Q \pm 0.30 \cdot E_x \pm E_y$$

Οι συνδυασμοί για τυχηματικές καταστάσεις καλύπτονται από τους συνδυασμούς για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές.

3.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, ορίζονται οι ακόλουθοι συνδυασμοί:

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός

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

- Συχνός συνδυασμός

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

- Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

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

Κατά το σχεδιασμό λαμβάνονται υπόψη οι εξής συνδυασμοί:

- Χαρακτηριστικοί συνδυασμοί

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q$$

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q + 0.60 \cdot W_{0^\circ} + 0.50 \cdot S$$

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q + 0.60 \cdot W_{90^\circ} + 0.50 \cdot S$$

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q + 0.60 \cdot W_{180^\circ} + 0.50 \cdot S$$

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q + 0.60 \cdot W_{270^\circ} + 0.50 \cdot S$$

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot W_{0^\circ}$$

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot W_{90^\circ}$$

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot W_{180^\circ}$$

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot W_{270^\circ}$$

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot W_{0^\circ} + 0.50 \cdot S$$

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot W_{90^\circ} + 0.50 \cdot S$$

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot W_{180^\circ} + 0.50 \cdot S$$

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot W_{270^\circ} + 0.50 \cdot S$$

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot S$$

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot S + 0.60 \cdot W_{0^\circ}$$

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot S + 0.60 \cdot W_{90^\circ}$$

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot S + 0.60 \cdot W_{180^\circ}$$

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot S + 0.60 \cdot W_{270^\circ}$$

Ο Συχνός και ο Οιονεί μόνιμος συνδυασμός καλύπτονται από τον Χαρακτηριστικό.

Στον Πίνακα 3.3, δίνονται οι συνιστώμενες οριακές τιμές κατακόρυφων βέλων κάμψης δοκών:

	Όρια	
	δ_{\max}	δ_2
Στέγες (γενικά)	L/200	L/250
Στέγες που συχνά φέρουν προσωπικό άλλο από αυτό για συντήρηση	L/250	L/300
Πατώματα (γενικά)	L/250	L/300
Πατώματα και στέγες που υποστηρίζουν γύψινα ή άλλα ψαθυρά τελειώματα ή μη εύκαμπτα χωρίσματα	L/250	L/350
Πατώματα που υποστηρίζουν υποστυλώματα (εκτός εάν το βέλος κάμψης έχει ληφθεί υπ' όψη στην καθολική ανάλυση για τον προσδιορισμό της έσχατης οριακής κατάστασης)	L/400	L/500
Όπου το δ_{\max} μπορεί να βλάψει την εμφάνιση του κτιρίου	L/250	

Πίνακας 3.3: Συνιστώμενες οριακές τιμές κατακόρυφων παραμορφώσεων.

όπου,

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

δ_2 η παραμόρφωση λόγω μεταβλητών δράσεων

L το άνοιγμα της δοκού (για πρόβολο λαμβάνεται το διπλάσιο του προεξέχοντος μήκους)

Όσον αφορά στα οριζόντια βέλη κάμψης στην κορυφή υποστυλωμάτων πολυώροφου κτιρίου, συνιστώνται τα εξής όρια:

$h/300$ (ανά όροφο)

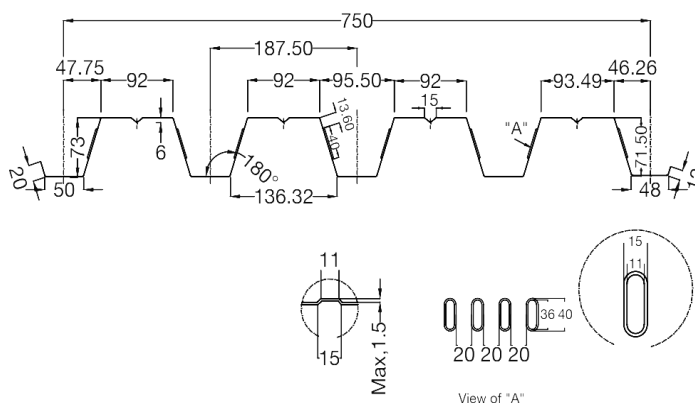
$h_o/500$ (συνολικά)

4. ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΛΩΝ

4.1 Σύμμικτη πλάκα

Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Κατά τη σκυροδέτηση, τα χαλυβδόφυλλα λειτουργούν ως μεταλλότυπος για το έγχυτο σκυρόδεμα. Μετά την πήξη του σκυροδέματος, η πλάκα παρουσιάζει σύμμικτη λειτουργία, υπό την προϋπόθεση ότι εξασφαλίζεται μηχανισμός παραλαβής της διάτμησης (διατμητικοί σύνδεσμοι) που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια μεταξύ χαλύβδινης διατομής και σκυροδέματος. Για τον περιορισμό της ρηγμάτωσης και την παραλαβή αρνητικών ροπών κάμψης, στην περίπτωση που επιλέγεται στατικό σύστημα συνεχούς δοκού πολλών ανοιγμάτων, προβλέπεται ελαφρύς οπλισμός στην πλάκα σκυροδέματος.

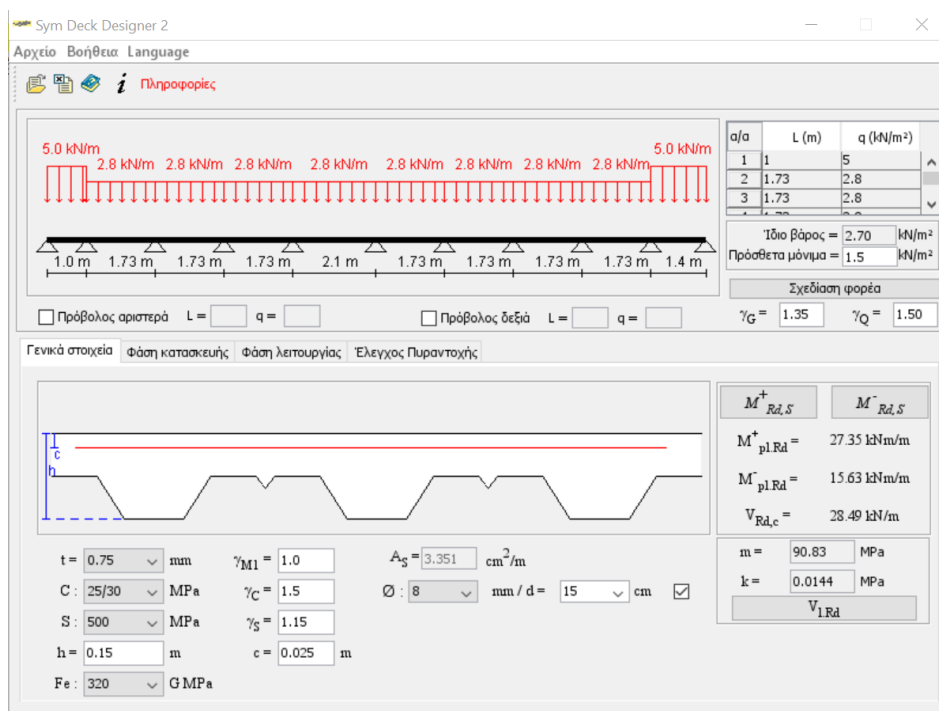
Επιλέγεται χαλυβδόφυλλο Symdeck 73, της εταιρείας ΕΛΑΣΤΡΟΝ. Τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά του παρουσιάζονται στον Πίνακα 1.3. Η ληφθείσα τιμή του πάχους του χαλυβδόφυλλου ($t = 0.75 \text{ mm}$) είναι η ελάχιστη δυνατή που προσφέρει η εταιρεία.



Εικόνα 4.1: Διατομή χαλυβδόφυλλου Symdeck 73.

Η ανάλυση και διαστασιολόγηση των σύμμικτων πλακών πραγματοποιείται με το λογισμικό Sym Deck Designer 2. Το σύστημα συνεχών σύμμικτων πλακών σχεδιάζεται με βάση τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, κατά τις φάσεις κατασκευής και λειτουργίας, σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4. Αρχικά, στην καρτέλα «Γενικά στοιχεία» ορίζονται οι παράμετροι των υλικών, όπως το πάχος του χαλυβδόφυλλου « t », η κατηγορία σκυροδέματος «C», η ποιότητα του χάλυβα του οπλισμού «S» και του χαλυβδόφυλλου «Fe», το συνολικό πάχος της πλάκας « h », η επικάλυψη του οπλισμού « c », το εμβαδόν του οπλισμού « A_s » και οι συντελεστές ασφαλείας των υλικών. Επίσης, συμπληρώνονται τα μήκη των φατνωμάτων, τα πρόσθετα μόνιμα και τα κινητά φορτία (Εικόνα 4.2).

Τα ελάχιστα πάχη της πλάκας, ώστε να εξασφαλίζει διαφραγματική λειτουργία, είναι $h = 90$ mm και $h_c = 50$ mm. Για χαλυβδόφυλλο ύψους $h_p = 73$ mm, προκύπτει ελάχιστο πάχος πλάκας $h = 73+50 = 123$ mm. Εντέλει, επιλέγεται πάχος $h = 150$ mm, ώστε να ικανοποιούνται οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 4 σχετικά με το απαιτούμενο ύψος ήλου πάνω από την άνω παρειά του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου. Επίσης, τοποθετείτε πλέγμα $\Phi 8/150$ (3.35 cm^2), που υπερβαίνει το 0.2% της επιφάνειας σκυροδέματος, για κατασκευή χωρίς προσωρινές στηρίξεις.



Εικόνα 4.2: Εισαγωγή δεδομένων σύμμικτης πλάκας στο λογισμικό Sym Deck Designer 2.

4.1.1 Έλεγχος στη φάση κατασκευής

Στη φάση κατασκευής, πριν από την πήξη του σκυροδέματος, ο φορέας καταπονείται από το ίδιο βάρος του χαλυβδόφυλλου, το ίδιο βάρος του νωπού σκυροδέματος και το φορτίο διάστρωσης. Το φορτίο διάστρωσης λαμβάνεται ως ένα ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο 0.75 kN/m^2 που δρα σε επιφάνεια $3 \text{ m} \times 3 \text{ m}$ και 0.75 kN/m^2 που δρα στην περιοχή που απομένει. Τα ωφέλιμα φορτία εφαρμόζονται στις πλέον δυσμενείς θέσεις. Στην οριακή κατάσταση αστοχίας, ελέγχεται η δυνατότητα παραλαβής ροπής κάμψης. Για σπλισμό κατηγορίας C και άνοιγμα μικρότερο από 3 m, πραγματοποιείται πλαστική ανάλυση. Η ανάλυση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι ελαστική χωρίς ανακατανομή ροπών. Για τον έλεγχο βελών κάμψης, τίθεται οριακή τιμή $L/180$ ή 20 mm. Η κατασκευή πραγματοποιείται χωρίς προσωρινές στηρίξεις στα ανοίγματα. Σύμφωνα με την Εικόνα 4.2, οι έλεγχοι ροπών και βελών κάμψης ικανοποιούνται με ποσοστά εκμετάλλευσης 42% και 7%, αντίστοιχα.



Εικόνα 4.3: Έλεγχος σύμμικτης πλάκας στη φάση κατασκευής.

4.1.2 Έλεγχος στη φάση λειτουργίας

Στη φάση λειτουργίας, μετά την πήξη του σκυροδέματος, ο φορέας καταπονείται από τα πρόσθετα μόνιμα και τα κινητά φορτία. Τα ωφέλιμα φορτία εφαρμόζονται σε όλη την επιφάνεια του φορέα. Στην οριακή κατάσταση αστοχίας, η πλέον σύμμικτη πλάκα ελέγχεται σε κάμψη, εγκάρσια και διαμήκη διάτμηση. Όπως αναφέρεται στην παράγραφο 4.1.1, πραγματοποιείται πλαστική ανάλυση. Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, για τον έλεγχο βελών κάμψης, τίθεται οριακή τιμή $L/250$ ή 30 mm. Σύμφωνα με την Εικόνα 4.3, οι έλεγχοι ροπών, εγκάρσιας, διαμήκους διάτμησης και βελών κάμψης ικανοποιούνται με ποσοστά εκμετάλλευσης 20%, 39%, 44% και 1%, αντίστοιχα.

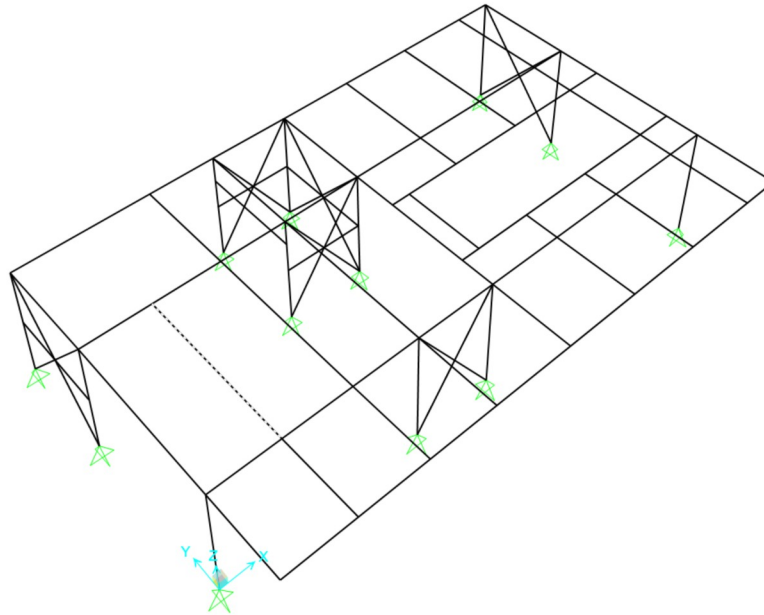


Εικόνα 4.4: Έλεγχος σύμμικτης πλάκας στη φάση λειτουργίας.

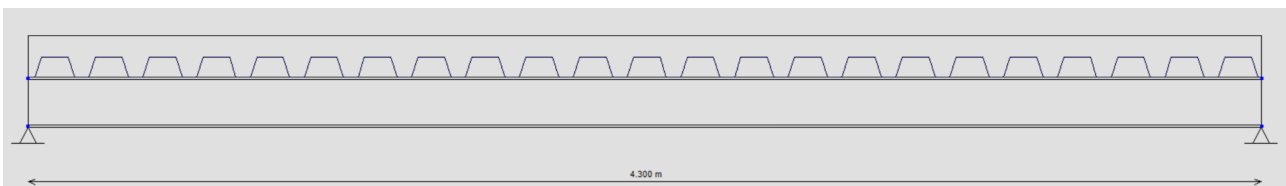
4.2 ΣΥΜΜΙΚΤΕΣ ΔΟΚΟΙ

4.2.1 ΔΙΑΔΟΚΙΔΕΣ

Οι διαδοκίδες παραλαμβάνουν τα κατακόρυφα επιφανειακά φορτία από τις πλάκες και τα μεταφέρουν στις κύριες δοκούς. Είναι σύμμικτες και το χαλυβδόφυλλο τοποθετείται κάθετα στον άξονά τους. Οι έλεγχοι των διαδοκίδων, στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, πραγματοποιούνται σε δύο φάσεις. Στη φάση κατασκευής, η δοκός λειτουργεί ως αμιγώς χαλύβδινη διατομή, η οποία παραλαμβάνει τα ίδια βάρη της σιδηροδοκού, του χαλυβδόφυλλου, του νωπού σκυροδέματος και κατασκευαστικό φορτίο 0.75 kN/m^2 . Στη φάση λειτουργίας, μετά τη σκλήρυνση του σκυροδέματος, η δοκός λειτουργεί ως σύμμικτη διατομή, η οποία παραλαμβάνει τα πρόσθετα μόνιμα και τα κινητά φορτία. Ελέγχθηκε, ως αμφιέριστη δοκός, διαδοκίδα μήκους 4.30 m , πρότυπης χαλύβδινης διατομής IPE180.



Εικόνα 4.5: Απεικόνιση της υπό εξέταση διαδοκίδας (με κίτρινη διακεκομμένη γραμμή).



Εικόνα 4.6: Απεικόνιση της υπό εξέταση διαδοκίδας στο λογισμικό ArcelorMittal Beams Calculator.

A. ΦΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Κατάταξη διατομής

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

Κατάταξη κορμού που υπόκειται σε κάμψη:

$$\frac{c}{t} = \frac{180 - 2 \cdot 8 - 2 \cdot 9}{5.3} = 27.55 \leq 72 \cdot \varepsilon$$

Κατάταξη πέλματος που υπόκειται σε θλίψη:

$$\frac{c}{t} = \frac{91/2 - 5.3/2 - 9}{8} = 4.23 \leq 9 \cdot \varepsilon$$

Άρα, η διατομή είναι κατηγορίας 1.

Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Η δοκός δεν υποστυλώνεται στη φάση σκυροδέτησης.

I. Έλεγχος έναντι κάμψης:

$$M_{Ed,y} = 19.73 \text{ kNm} \geq M_{pl,Rd,y} = \frac{166 \cdot 35.5}{1.0} = 58.93 \text{ kNm} \quad (33\%)$$

II. Έλεγχος έναντι διάτμησης:

$$h_w/t_w < 72 \cdot \varepsilon/\eta = 72 \cdot 0.81/1.2 = 48.6$$

Άρα, ο κορμός της διατομής δεν υπόκειται σε κύρτωση.

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{A_v \cdot (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 230.6 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 18.35 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} \quad (8\%)$$

Η διαδοκίδα είναι αμφιέριστη, άρα δεν εξετάζεται η αλληλεπίδραση κάμψης και διάτμησης.

III. Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:

Από το λογισμικό δίνεται η τιμή της κρίσιμης ελαστικής ροπής $M_{cr} = 21.46 \text{ kNm}$.

$$M_{Ed} = 19.73 \text{ kNm} < M_{b,Rd} = 21.46 \text{ kNm} \quad (92\%)$$

Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

I. Έλεγχος βέλους λόγω ιδίου βάρους και κατασκευαστικού φορτίου:

$$\delta_{max} \leq L/250 \Rightarrow 9.9 \text{ mm} \leq 4300/250 = 17.2 \text{ mm} \quad (57\%)$$

B. ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΣΥΝΔΕΣΗ

Η διατμητική σύνδεση υλοποιείται με επί τόπου συγκόλληση διατμητικών ήλων κεφαλής, τύπου Nelson, δια μέσω του χαλυβδόφυλλου. Επιλέγονται διατμητικοί ήλοι, διαμέτρου $d = 19 \text{ mm}$ και ύψους $h_{sc} = 125 \text{ mm}$, διότι:

α) Για διατομή IPE180:

$$d \leq 2.5 \cdot t = 2.5 \cdot 8 = 20 \text{ mm}$$

όπου,

t το πάχος του πέλματος της δοκού

β) Η επικάλυψη σκυροδέματος πρέπει να είναι τουλάχιστον 20 mm .

γ) Το ύψος του ήλου πρέπει να υπερβαίνει αυτό του χαλυβδόφυλλου κατά $2 \cdot d$:

$$h_{sc} - h_p = 52 \text{ mm} \geq 2 \cdot d = 38 \text{ mm}$$

όπου,

h_p το ύψος του χαλυβδόφυλλου.

Για σύμμικτη πλάκα με χαλυβδόφυλλο κάθετο στη σιδηροδοκό, οι διαμήκειες e_L και εγκάρσιες e_T αποστάσεις των ήλων περιορίζονται στις εξής τιμές:

$$5 \cdot d \leq e_L \leq \min(6 \cdot (h_c + h_p), 800 \text{ mm}) \Rightarrow 95 \text{ mm} \leq e_L \leq 800 \text{ mm}$$

$$e_T \geq 4.0 \cdot d = 76 \text{ mm}$$

Η οριακή αντοχή του ήλου, εντός συμπαγούς πλάκας, εξαρτάται από την αντοχή του ήλου σε διάτμηση και τη θραύση του σκυροδέματος και λαμβάνεται ως η ελάχιστη τιμή από τις:

$$P_{Rd} = 0.8 \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) / \gamma_v \quad \text{και} \quad P_{Rd} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v$$

όπου,

$\gamma_v = 1.25$ επιμέρους συντελεστής ασφαλείας

$$\alpha = 0.2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \quad \text{για} \quad 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{για} \quad 3 < \frac{h}{d}$$

Για φύλλα με αυλακώσεις κάθετες στη δοκό, ορίζεται ο μειωτικός συντελεστής:

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1.0$$

όπου,

N_r ο αριθμός των ήλων σε κάθε αυλάκωση

Προκύπτει οριακή αντοχή ήλου $P_{Rd} = 36.92$ kN.

Η διαμήκης διάτμηση προσδιορίζεται με πλαστική ανάλυση, διότι πληρούνται οι ακόλουθες προϋποθέσεις:

- α) Οικοδομικό έργο
- β) Διατομή κατηγορίας 1 ή 2
- γ) Όλκιμη συμπεριφορά διατμητικών ήλων
- δ) Οριακή κατάσταση αστοχίας (όχι κόπωσης)

και προκύπτει από την εξέταση της συνθήκης ισορροπίας των οριζόντιων δυνάμεων εντός του μήκους της δοκού.

Ο μέγιστος αριθμός διατμητικών ήλων που μπορούν να τοποθετηθούν στην υπό εξέταση δοκό είναι 23 (1 ήλος ανά αυλάκωση), ο οποίος δεν επαρκεί ώστε να επιτευχθεί πλήρης διατμητική σύνδεση. Υπό ορισμένες προϋποθέσεις, επιτρέπεται να γίνει χρήση μερικής διατμητικής σύνδεσης, αυτές είναι:

- α) Οικοδομικό έργο
 β) Διατομή κατηγορίας 1 ή 2
 γ) Όλκιμη συμπεριφορά διατμητικών ήλων
 δ) Οριακή κατάσταση αστοχίας (όχι κόπωσης)
 ε) Για σιδηροδοκό με ίσα πέλματα και $L_e \leq 25$ m:

$$\eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) \cdot (0.75 - 0.03 \cdot L_e) \text{ αλλά } \eta \geq 0.4$$

Η οριακή ροπή δοκών κατηγορίας 1 ή 2 με μερική διατμητική σύνδεση προσδιορίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + \eta \cdot (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \text{ ή } M_{Rd} = \eta \cdot M_{pl,Rd} \text{ (συντηρητικά)}$$

Η υπό εξέταση δοκός ικανοποιεί όλες τις προαναφερθείσες προϋποθέσεις, επομένως καθίσταται εφικτή η χρήση μερικής διατμητικής σύνδεσης. Επιλέγεται πλαστική κατανομή των ήλων, συνήθης στα οικοδομικά έργα, με έναν ήλο ανά αυλάκωση. Συνολικά τοποθετούνται 23 ήλοι με ποσοστό διατμητικής σύνδεσης $\eta = 0.507$.

Επιτρέπεται η πλαστική κατανομή των ήλων διότι χρησιμοποιούνται όλκιμοι ήλοι κεφαλής, η διατομή είναι κατηγορίας 1 και ο λόγος της πλαστικής ροπής της σύμμικτης διατομής προς την πλαστική ροπή της σιδηροδοκού δεν υπερβαίνει το 2.5.

Τέλος, εξετάζεται η διατμητική κάλυψη της πλάκας σκυροδέματος. Για χαλυβδόφυλλα κάθετα στη δοκό, όπου εφαρμόζεται ο συντελεστής k_t στην αντοχή των ήλων, εξετάζεται μόνο η τομή τύπου a-a. Στο λογισμικό προσδιορίζονται η δρώσα διατμητική ροή στο προεξέχων τμήμα της πλάκας $v_{1c,Ed} = 1.22 \text{ N/mm}^2$ και η αντοχή των λοξών θλιπτήρων $v_{c,Rd} = 3.64 \text{ N/mm}^2$ (ποσοστό εκμετάλλευσης 33%). Επίσης, προβλέπεται ελάχιστο ποσοστό εγκάρσιων οπλισμών που διέρχονται της τομής $\rho_{min} = 0.16 \cdot f_{ctm} / f_{yk} = 0.08\%$. Για οπλισμό $\Phi 8/150$, όπως αναφέρεται στην ενότητα της σύμμικτης πλάκας, η απαίτηση ελάχιστου εγκάρσιου οπλισμού ικανοποιείται και η αντοχή του ισούται με $v_{s,Rd} = 2.27 \text{ N/mm}^2 > v_{1c,Ed}$ (ποσοστό εκμετάλλευσης 54%).

Γ. ΦΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ

Προσδιορισμός συνεργαζόμενου πλάτους πλάκας

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}$$

όπου,

$$b_0 = 0 \quad \text{για κτιριακά έργα}$$

$b_{ei} = \frac{L_e}{8} \leq b_i$ το συνεργαζόμενο πλάτος του πέλματος της πλακοδοκού εκατέρωθεν του κορμού

L_e προσεγγιστική απόσταση διαδοχικών σημείων μηδενισμού του διαγράμματος ροπών

b_i η απόσταση από το μέσο της πλάκας έως το μέσον μεταξύ παραλλήλων κορμών ή μέχρι το ελεύθερο άκρο

$$b_{e1} = b_{e2} = \frac{1.00 \cdot 4.3}{8} = 0.537 \text{ m} \leq \frac{1.73}{2} = 0.865 \text{ m} \text{ και } b_{eff} = 2 \cdot 0.537 = 1.074 \text{ m}$$

Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση αστοχίας

I. Έλεγχος έναντι κάμψης:

Η διατομή IPE180 είναι κατηγορίας 1, επομένως επιτρέπεται η εφαρμογή πλαστικής ανάλυσης της σύμμικτης δοκού. Η πλαστική ροπή αντοχής $M_{pl,Rd}$ της σύμμικτης διατομής προσδιορίζεται θεωρώντας ότι οι τάσεις των υλικών είναι ίσες με τις οριακές τιμές τους. Για χαλυβδόφυλλο κάθετο ή παράλληλο στη σιδηροδοκό, αφαιρείται από το πάχος της πλάκας $h = 150 \text{ mm}$ το ύψος του χαλυβδόφυλλου h_p . Για τον έλεγχο έναντι κάμψης, λαμβάνεται η απομειωμένη τιμή της πλαστικής ροπής αντοχής M_{Rd} , λόγω μερικής διατμητικής σύνδεσης.

$$M_{Ed} = 40.1 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 130.5 \text{ kNm} \quad (31\%)$$

II. Έλεγχος έναντι διάτμησης:

$$h_w/t_w < 72 \cdot \varepsilon/\eta = 72 \cdot 0.81/1.2 = 48.6$$

Άρα, ο κορμός της διατομής δεν υπόκειται σε κύρτωση.

$$V_{Ed} = 37.3 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 230.6 \text{ kN} \quad (16\%)$$

Η διαδοκίδα είναι αμφιέρειστη, άρα δεν εξετάζεται η αλληλεπίδραση κάμψης και διάτμησης.

Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Για τα πατώματα, ο Πίνακας 3.3 ορίζει τις τιμές $\delta_{max} = L/250$ και $\delta_2 = L/300$.

I. Έλεγχος βέλους λόγω μόνιμων και μεταβλητών δράσεων:

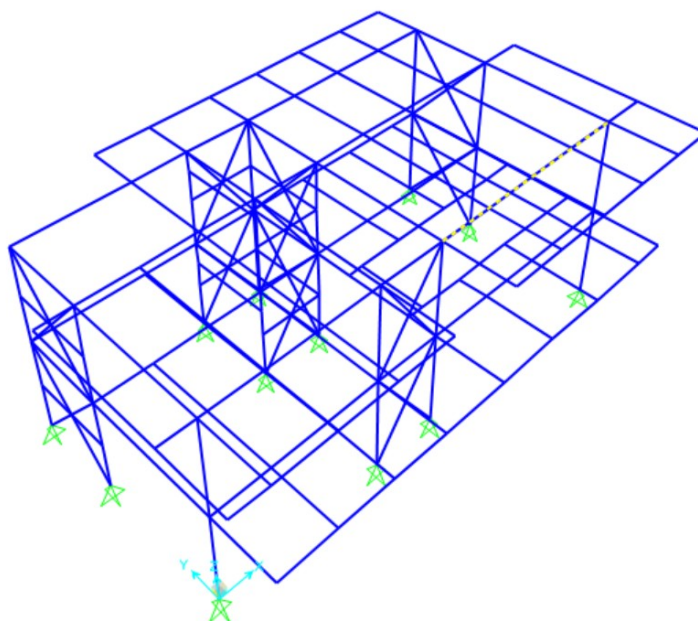
$$\delta_{max} \leq L/250 \Rightarrow 12.4 \text{ mm} \leq 4300/250 = 17.2 \text{ mm} \quad (72\%)$$

II. Έλεγχος βέλους λόγω μεταβλητών δράσεων:

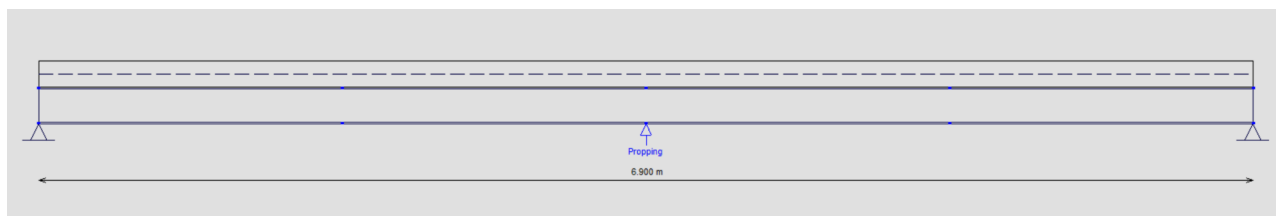
$$\delta_2 \leq L/300 \Rightarrow 1.0 \text{ mm} \leq 4300/300 = 14.3 \text{ mm} \quad (8\%)$$

4.2.2 ΚΥΡΙΕΣ ΔΟΚΟΙ

Οι κύριες δοκοί, παράλληλες στον άξονα x , είναι σύμμικτες και το χαλυβδόφυλλο τοποθετείται παράλληλα στον άξονά τους. Ενδεικτικά, ελέγχθηκε κύρια δοκός, μήκους 6.90 m και πρότυπης χαλύβδινης διατομής HEA220, ως αμφιέρειστη. Αρχικά, ο έλεγχος πραγματοποιήθηκε χωρίς προσωρινή υποστήλωση και διαπιστώθηκε ότι δεν ικανοποιείται ο έλεγχος βελών κατά τις φάσεις κατασκευής και λειτουργίας. Προς εξασφάλιση της τυποποίησης και της απλοποίησης του φέροντος οργανισμού, τίθεται προσωρινή υποστήλωση.



Εικόνα 4.7: Απεικόνιση της υπό εξέταση κύριας δοκού στη στάθμη του μεσοπατώματος (με κίτρινη διακεκομμένη γραμμή).



Εικόνα 4.8: Απεικόνιση της υπό εξέταση δοκού στο λογισμικό ArcelorMittal Beams Calculator.

A. ΦΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Η δοκός υποστυλώνεται πλήρως, άρα το σύνολο των φορτίων παραλαμβάνεται από τη σύμμικτη δοκό κατά τη φάση λειτουργίας και δεν πραγματοποιούνται έλεγχοι κατά τη φάση κατασκευής.

B. ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΣΥΝΔΕΣΗ

Η διατμητική σύνδεση υλοποιείται με επί τόπου συγκόλληση διατμητικών ήλων κεφαλής, τύπου Nelson, δια μέσω του χαλυβδόφυλλου. Επιλέγονται διατμητικοί ήλοι, διαμέτρου $d = 19 \text{ mm}$ και ύψους $h_{sc} = 125 \text{ mm}$.

Οι διαμήκεις e_L και εγκάρσιες e_T αποστάσεις των ήλων περιορίζονται στις εξής τιμές:

$$5 \cdot d \leq e_L \leq \min(6 \cdot (h_c + h_p), 800 \text{ mm}) \Rightarrow 95 \text{ mm} \leq e_L \leq 800 \text{ mm}$$

$$e_T \geq 4.0 \cdot d = 76 \text{ mm}$$

Για φύλλα με αυλακώσεις παράλληλες στη δοκό, ορίζεται ο μειωτικός συντελεστής:

$$k_l = 0.6 \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1.0$$

Προκύπτει οριακή αντοχή ήλου $P_{Rd} = 31.64 \text{ kN}$.

Η υπό εξέταση δοκός ικανοποιεί όλες τις προαναφερθείσες προϋποθέσεις (4.2.1) για τη χρήση μερικής διατμητικής σύνδεσης. Επιλέγεται ελαστοπλαστική κατανομή ήλων, συνήθης στα οικοδομικά έργα, με δύο ήλους ανά διατομή στα ακραία τρίτα της δοκού και έναν ήλο ανά διατομή στο μεσαίο τρίτο. Ο διαμήκεις αποστάσεις των ήλων είναι 200 mm . Συνολικά τοποθετούνται 55 ήλοι με ποσοστό διατμητικής σύνδεσης $\eta = 0.471$.

Τέλος, εξετάζεται η διατμητική κάλυψη της πλάκας σκυροδέματος. Εξετάζεται η τομή τύπου a-a. Στο λογισμικό προσδιορίζονται η δρώσα διατμητική ροή στο προεξέχων τμήμα της πλάκας $v_{1c,Ed} = 1.87 \text{ N/mm}^2$ και η αντοχή των λοξών θλιπτήρων $v_{c,Rd} = 3.64 \text{ N/mm}^2$ (ποσοστό εκμετάλλευσης 51%). Επίσης, προβλέπεται ελάχιστο ποσοστό εγκάρσιων οπλισμών που διέρχονται της τομής $\rho_{min} = 0.16 \cdot f_{ctm} / f_{yk} = 0.08\%$. Για οπλισμό $\Phi 8/150$, όπως αναφέρεται στην ενότητα της σύμμικτης πλάκας, η απαίτηση ελάχιστου εγκάρσιου οπλισμού ικανοποιείται και η αντοχή του ισούται με $v_{s,Rd} = 2.27 \text{ N/mm}^2 > v_{1c,Ed}$ (ποσοστό εκμετάλλευσης 54%).

Γ. ΦΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ

Προσδιορισμός συνεργαζόμενου πλάτους πλάκας

$$b_{e1} = \frac{1.00 \cdot 6.9}{8} = 0.862 \text{ m} \leq \frac{4.3}{2} = 2.15 \text{ m} \text{ και } b_{e2} = \frac{1.00 \cdot 6.9}{8} = 0.862 \text{ m} \leq \frac{2.0}{2} = 1.0 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 2 \cdot 0.862 = 1.724 \text{ m}$$

Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση αστοχίας

I. Έλεγχος έναντι κάμψης:

Η διατομή HEA220 είναι κατηγορίας 2, επομένως επιτρέπεται η εφαρμογή πλαστικής ανάλυσης της σύμμικτης δοκού. Ισχύουν όλα όσα έχουν προαναφερθεί κατά τον έλεγχο έναντι κάμψης της σύμμικτης διαδοκίδας.

$$M_{Ed} = 235.2 \text{ kNm} \leq M_{pl,Rd} = 350.4 \text{ kNm} \quad (68\%)$$

II. Έλεγχος έναντι διάτμησης:

$$h_w/t_w < 72 \cdot \varepsilon/\eta = 72 \cdot 0.81/1.2 = 48.6$$

Άρα, ο κορμός της διατομής δεν υπόκειται σε κύρτωση.

$$V_{Ed} = 136.4 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 423.7 \text{ kN} \quad (32\%)$$

Η διαδοκίδα είναι αμφιέριστη, άρα δεν εξετάζεται η αλληλεπίδραση κάμψης και διάτμησης.

Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

I. Έλεγχος βέλους λόγω μονίμων και μεταβλητών δράσεων:

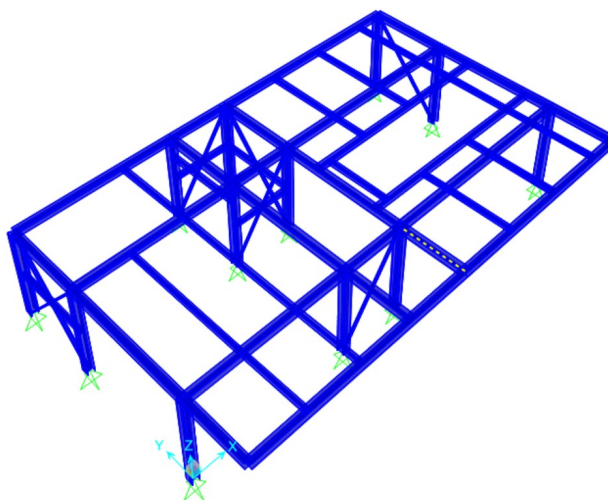
$$\delta_{max} \leq L/200 \Rightarrow 24.2 \text{ mm} \leq 6900/250 = 27.6 \text{ mm} \quad (88\%)$$

II. Έλεγχος βέλους λόγω μεταβλητών δράσεων:

$$\delta_2 \leq L/250 \Rightarrow 5.3 \text{ mm} \leq 6900/300 = 23 \text{ mm} \quad (23\%)$$

4.2.3 ΔΟΚΟΙ ΕΞΩΣΤΩΝ

Κατά πλάτος, ο εξώστης κάθε ορόφου αποτελείται από δοκούς, διατομής HEA220, οι οποίες στηρίζονται στα περιμετρικά υποστυλώματα με σύνδεση παραλαβής ροπής. Κατά μήκος, αποτελείται από δοκούς, διατομής HEA220, οι οποίες εδράζονται στις προηγούμενες με απλές συνδέσεις τέμνουσας. Ακολουθούν οι έλεγχοι σύμμικτης δοκού, η οποία προσομοιώνεται στο λογισμικό SAP2000 ως πρόβολος, μήκους 2 m. Για αρνητικές ροπές κάμψης, το σκυρόδεμα της πλάκας εφελκύεται και αγνοείται η επιρροή του. Επομένως, η διατομή αποτελείται από τη σιδηροδοκό, το χαλυβδόφυλλο και τους οπλισμούς της πλάκας. Τέλος, κατά τους ελέγχους, αγνοείται η συμβολή του χαλυβδόφυλλου και των οπλισμών της πλάκας, υπέρ της ασφάλειας.



Εικόνα 4.9: Απεικόνιση της υπό εξέταση δοκού (με κίτρινη διακεκομμένη γραμμή).

4.4.1 Κατάταξη διατομής

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

Κατάταξη κορμού που υπόκειται σε κάμψη:

$$\frac{c}{t} = \frac{210 - 2 \cdot 11 - 2 \cdot 18}{7} = 21.71 \leq 72 \cdot \varepsilon$$

Κατάταξη πέλματος που υπόκειται σε θλίψη:

$$\frac{c}{t} = \frac{220/2 - 7/2 - 18}{11} = 8.04 \leq 10 \cdot \varepsilon$$

Άρα, η διατομή είναι κατηγορίας 2.

4.4.2 Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση αστοχίας

ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

I. Έλεγχος έναντι κάμψης:

$$M_{pl,Rd,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{568 \cdot 35.5}{1.0} = 201.6 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,y} = 148.8 \text{ kNm} \leq M_{pl,Rd,y} \quad (74\%)$$

II. Έλεγχος έναντι διάτμησης:

$$A_{v,z} = 64.3 - 2 \cdot 22 \cdot 1.1 + (0.7 + 2 \cdot 1.8) \cdot 1.1 = 20.63 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{20.63 \cdot (35.5 / \sqrt{3})}{1.0} = 422.83 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,z} = 94.7 \text{ kN} \leq 0.50 \cdot V_{pl,Rd,z}$$

Δεν απαιτείται απομείωση της καμπτικής αντίστασης της διατομής.

$$V_{Ed,z} \leq V_{pl,Rd} \quad (22\%)$$

ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΛΟΥΣ

I. Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:

Από το λογισμικό SAP200 λαμβάνεται κρίσιμη ελαστική ροπή $M_{cr} = 989.6 \text{ kNm}$.

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cr}} = \frac{148.8}{989.6} = 0.15 > 0.04 \quad \text{και} \quad \lambda_{LT}^- = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{568 \cdot 35.5}{98960}} = 0.45 > 0.2$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + a_{LT} \cdot (\lambda_{LT}^- - 0.2) + \lambda_{LT}^{-2}] = 0.63$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^{-2}}} = 0.94$$

Για προβόλους, προκύπτει μήκος λυγισμού: $L_{cr} = 2 \cdot 2.0 = 4.0 \text{ m}$

$$M_{Ed} = 148.8 \text{ kNm} < M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot f_y \cdot W_{pl,y}}{\gamma_{M1}} = \frac{0.94 \cdot 35.5 \cdot 568}{1.0} = 189.5 \text{ kNm} \quad (78\%)$$

4.4.3 Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Οι εξώστες φέρουν ψαθυρά στοιχεία (γυάλινα στηθαία). Επομένως, σύμφωνα με τον Πίνακα 3.3, λαμβάνονται οι οριακές τιμές κατακόρυφων παραμορφώσεων $\delta_{max} = L/250$ και $\delta_2 = L/350$.

Έλεγχος βέλους λόγω μονίμων και μεταβλητών δράσεων:

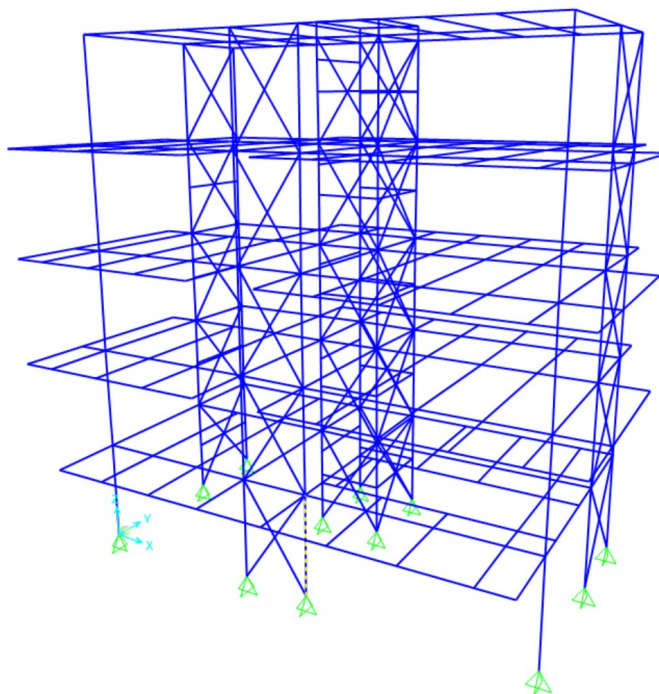
$$\delta_{max} \leq 2 \cdot L/250 \Rightarrow 15 \text{ mm} \leq 2 \cdot 2000/250 = 16 \text{ mm} \quad (94\%)$$

Έλεγχος βέλους λόγω μεταβλητών δράσεων:

$$\delta_2 \leq 2 \cdot L/350 \Rightarrow 9 \text{ mm} \leq 2 \cdot 2000/350 = 11.4 \text{ mm} \quad (79\%)$$

4.5 ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

Ενδεικτικά, ελέγχθηκε το δυσμενέστερο υποστυλώμα μήκους 3.15 m, πρότυπης χαλύβδινης διατομής HEA240, για τον συνδυασμό φορτίων $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q + 0.90 \cdot W_0 + 0.75 \cdot S$.



Εικόνα 4.10: Απεικόνιση του υπό εξέταση υποστυλώματος του ισογείου (με κίτρινη διακεκομμένη γραμμή).

4.5.1 Κατάταξη διατομής

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

Κατάταξη κορμού:

$$\frac{c}{t} = \frac{230 - 2 \cdot 12 - 2 \cdot 21}{7.5} = 21.9 \leq 28 \cdot \varepsilon$$

Κατάταξη πέλματος:

$$\frac{c}{t} = \frac{240/2 - 7.5/2 - 21}{12} = 7.9 \leq 10 \cdot \varepsilon$$

Άρα, η διατομή είναι κατηγορίας 2.

4.5.2 Έλεγχοι διατομής

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{76.8 \cdot 35.5}{1.0} = 2726.4 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} > N_{Ed} = 925.8 \text{ kN} \quad (34 \%)$$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Εμβαδόν διάτμησης:

$$A_{v,z} = 76.8 - 2 \cdot 24 \cdot 1.2 + (0.75 + 2 \cdot 2.1) \cdot 1.2 = 25.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{v,y} = 2 \cdot 24 \cdot 1.2 = 57.6 \text{ cm}^2$$

Πλαστική διατμητική αντοχή:

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{A_{v,z} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{25.14 \cdot (35.5 / \sqrt{3})}{1.0} = 515.3 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,z} = 6.8 \text{ kN} \leq 0.50 \cdot V_{pl,Rd,z} ,$$

άρα δεν απαιτείται απομείωση της καμπτικής αντίστασης της διατομής.

$$V_{pl,Rd,y} = \frac{A_{v,y} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{57.6 \cdot (35.5 / \sqrt{3})}{1.0} = 1180.6 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} = 0.12 \text{ kN} \leq 0.50 \cdot V_{pl,Rd,y} ,$$

άρα δεν απαιτείται απομείωση της καμπτικής αντίστασης της διατομής.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

Για διατομές διπλής συμμετρίας, με πέλματα:

$$N_{Ed} \geq 0.25 \cdot N_{pl,Rd}$$

$$N_{Ed} \geq \frac{0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0.5 \cdot (23 - 2 \cdot 1.2 - 2 \cdot 2.1) \cdot 0.75 \cdot 35.5}{1.0} = 218.3 \text{ kN}$$

Επομένως, απαιτείται απομείωση της ροπής αντοχής κατά τον ισχυρό άξονα.

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{925.8}{2726.4} = 0.339$$

$$a = \min\left[\frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A}; 0.5\right] = \min\left[\frac{76.8 - 2 \cdot 24 \cdot 1.2}{76.8}; 0.5\right] = 0.250$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{745 \cdot 35.5}{1.0} = 264.5 \text{ kNm}$$

$$M_{N,y,Rd} = \min\left[M_{pl,y,Rd} \cdot (1-n) / (1-0.5 \cdot a); M_{pl,y,Rd}\right] = 199.6 \text{ kNm}$$

Επίσης,

$$N_{Ed} \geq \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(23 - 2 \cdot 1.2 - 2 \cdot 2.1) \cdot 0.75 \cdot 35.5}{1.0} = 436.6 \text{ kN}$$

και $n > \alpha$

Επομένως, απαιτείται απομείωση της ροπής αντοχής κατά τον ασθενή άξονα.

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a}\right)^2\right] = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \cdot \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a}\right)^2\right] = 123.2 \text{ kNm}$$

Έλεγχος σε διαξονική κάμψη:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta = \left[\frac{32.8}{199.6} \right]^2 + \left[\frac{0.40}{123.2} \right]^{1.69} = 0.03 \leq 1$$

όπου,

$$\beta = \max(5 \cdot n; 1) = \max(5 \cdot 0.339; 1) = 1.69$$

4.5.3 Έλεγχοι μέλους

ΕΠΙΛΟΓΗ ΚΑΜΠΥΛΗΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ

$$\frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0.96 < 1.2 \text{ και } t_f \leq 100 \text{ mm}$$

Σύμφωνα με τον Πίνακα 6.2 κατά EN1993-1-1, ο λυγισμός του μέλους περί τον άξονα y-y αντιστοιχεί σε καμπύλη λυγισμού b, ενώ ο λυγισμός περί τον άξονα z-z αντιστοιχεί σε καμπύλη λυγισμού c.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΠΤΙΚΟ ΛΥΓΙΣΜΟ

I. Λυγισμός ως προς τον ισχυρό άξονα:

Το πλαίσιο θεωρείται αμετάθετο λόγω της ύπαρξης των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας, επομένως προκύπτει μήκος λυγισμού $L_{cr} = 3.15 \text{ m}$.

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{315}{10.1} \cdot \frac{1}{76.06} = 0.410$$

όπου,

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \cdot \varepsilon = 76.06$$

Από την καμπύλη λυγισμού b, προκύπτει συντελεστής ατελειών $\alpha = 0.34$.

$$\Phi_y = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5 \cdot [1 + 0.34 \cdot (0.410 - 0.2) + 0.410^2] = 0.620$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0.620 + \sqrt{0.620^2 - 0.410^2}} = 0.922$$

II. Λυγισμός ως προς τον ασθενή άξονα:

Το πλαίσιο θεωρείται αμετάθετο λόγω της ύπαρξης των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας, επομένως προκύπτει μήκος λυγισμού $L_{cr} = 3.15$ m.

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{315}{6.0} \cdot \frac{1}{76.06} = 0.690$$

Από την καμπύλη λυγισμού c , προκύπτει συντελεστής ατελειών $\alpha = 0.49$.

$$\Phi_z = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5 \cdot [1 + 0.49 \cdot (0.690 - 0.2) + 0.690^2] = 0.858$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0.858 + \sqrt{0.858^2 - 0.690^2}} = 0.731$$

Τελικά,

$$\chi = \min(\chi_y; \chi_z) = 0.731$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{\chi \cdot f_y \cdot A}{\gamma_{M1}} = \frac{0.731 \cdot 35.5 \cdot 76.8}{1.10} = 1993.0 \text{ kN}$$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ

Η κρίσιμη ελαστική ροπή υπολογίζεται προσεγγιστικά, για διατομή διπλής συμμετρίας, ως εξής:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \left(\left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g)^2 \right]^{0.5} - C_2 \cdot z_g \right) = 1397.0 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cr}} = \frac{32.8}{1397.5} = 0.02 < 0.04 \quad \text{και} \quad \frac{M_{z,Ed}}{M_{cr}} = \frac{0.4}{1397.0} = 0.0003 < 0.04$$

Επομένως, δεν πραγματοποιείται έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΚΑΜΨΗΣ ΚΑΙ ΘΛΙΨΗΣ

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{745 \cdot 35.5}{139700}} = 0.435 > 0.2$$

$$\frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0.96 \leq 2$$

Άρα, το μέλος αντιστοιχεί σε καμπύλη λυγισμού a (EN1993-1-1 Πιν. 6.4). Ο συντελεστής ατελειών που αντιστοιχεί στην καμπύλη λυγισμού a, για ελατές διατομές διπλού ταυ, ισούται με 0.21 (EN1993-1-1 Πιν. 6.3).

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + a_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0.5 \cdot [1 + 0.21 \cdot (0.435 - 0.2) + 0.435^2] = 0.619$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0.619 + \sqrt{0.619^2 - 0.435^2}} = 0.943$$

Οι συντελεστές ισοδύναμης ροπής C_m προσδιορίζονται, σύμφωνα με τον Πίνακα Β.3 κατά EN1993-1-1, ως εξής:

$$C_{my} = 0.531, C_{mz} = 0.600, C_{mLT} = 0.531$$

Για μέλη μη ευπαθή σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, οι συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij} προσδιορίζονται, σύμφωνα με τον Πίνακα Β.1 κατά EN1993-1-1, ως εξής:

$$n_y = \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} = 0.364$$

$$k_{yy} = C_{my} \cdot [1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \cdot n_y] = 0.532 \cdot [1 + (0.410 - 0.2) \cdot 0.364] = 0.572$$

$$n_z = \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} = \frac{916.0}{0.731 \cdot 2726.4 / 1.0} = 0.450$$

$$k_{zy} = 1 - \frac{0.1 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot n_z}{C_{mLT} - 0.25} = 1 - \frac{0.1 \cdot 0.690 \cdot 0.450}{0.532 - 0.25} = 0.888$$

$$k_{zz} = C_{mz} \cdot [1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0.6) \cdot n_z] = 0.6 \cdot [1 + (2 \cdot 0.690 - 0.6) \cdot 0.450] = 0.813$$

$$k_{yz} = 0.6 \cdot k_{zz} = 0.6 \cdot 0.813 = 0.488$$

Τελικά,

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + \frac{k_{yy} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} + \frac{k_{yz} \cdot M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} = 0.442 \leq 1.0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + \frac{k_{zy} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} + \frac{k_{zz} \cdot M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} = 0.582 \leq 1.0$$

5. ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

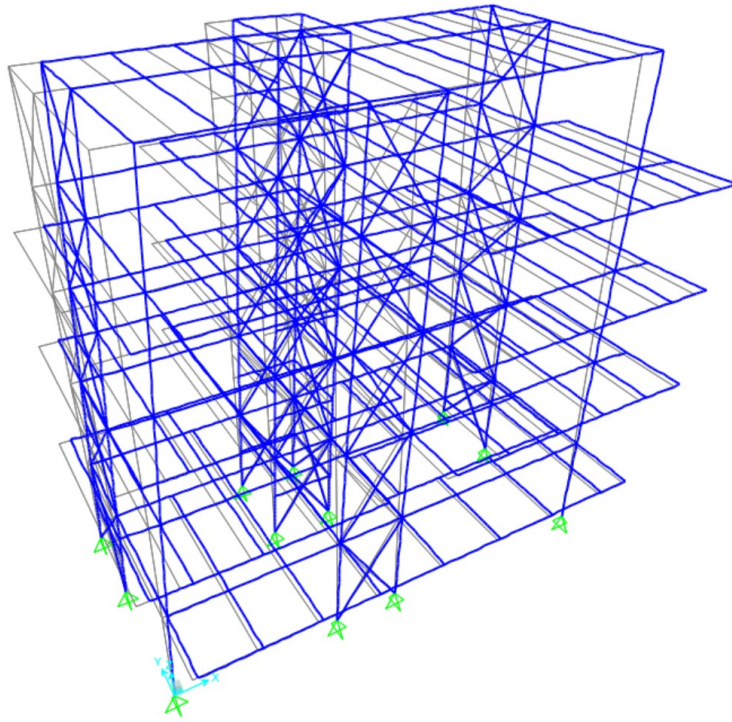
5.1 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης του φορέα, επιλέγεται η εφαρμογή της δυναμικής φασματικής μεθόδου. Βασίζεται στην επίλυση της εξίσωσης συχνοτήτων $[[K] - \omega^2[M]] = 0$, από την οποία προκύπτουν οι ιδιοσυχνότητες ω του φορέα. Εν συνεχεία, υπολογίζονται οι ιδιομορφές, η ιδιοπερίοδος, η γενικευμένη μάζα, ο συντελεστής συμμετοχής και η δρώσα ιδιομορφική μάζα κάθε ιδιομορφής. Με δεδομένο το φάσμα σχεδιασμού, υπολογίζονται οι μέγιστες ιδιομορφικές μετακινήσεις και τα εντατικά μεγέθη των μελών της κατασκευής. Σε χωρικά πλαίσια, οι ιδιομορφικές ποσότητες συνδυάζονται με τον κανόνα CQC, ανά διεύθυνση. Ακολουθεί η χωρική τους επαλληλία με βάση τους συνδυασμούς $\pm E_x \pm 0.3 \cdot E_y$ και $\pm 0.3 \cdot E_x \pm E_y$. Για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη, το άθροισμα των δρώντων ιδιομορφικών μαζών πρέπει να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα, ανά εξεταζόμενη διεύθυνση. Επίσης, λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας.

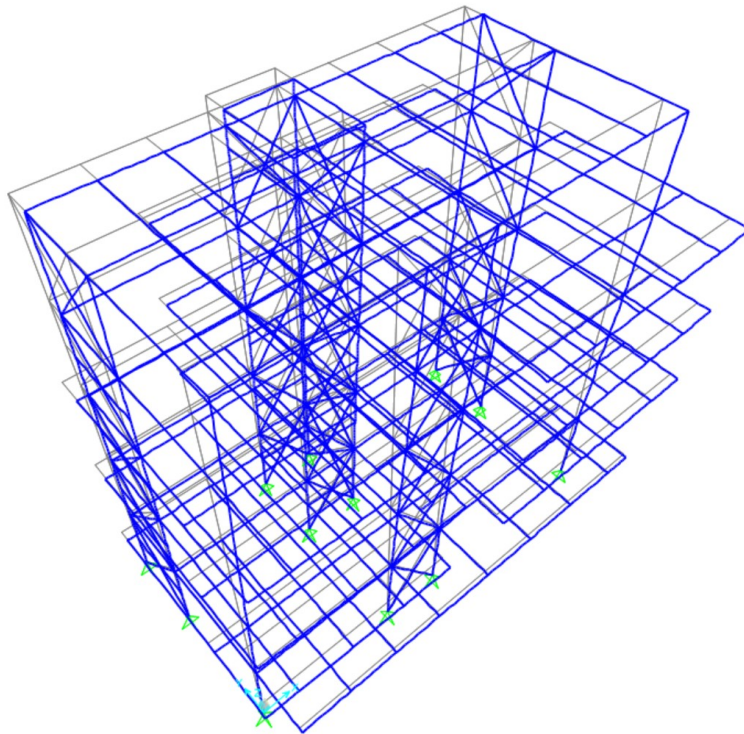
Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης δίνονται στον Πίνακα 5.1. Η πρώτη, η δεύτερη και η τρίτη ιδιομορφή παρουσιάζονται στις Εικόνες 5.1, 5.2 και 5.3. Η πρώτη ιδιομορφή αντιστοιχεί σε μετάθεση κατά τη διεύθυνση x με ιδιοπερίοδο $T_1 = 1.23$ sec, η δεύτερη σε μετάθεση κατά τη διεύθυνση y με ιδιοπερίοδο $T_2 = 1.01$ sec και η τρίτη σε στροφή περί τον κατακόρυφο άξονα με ιδιοπερίοδο $T_3 = 0.87$ sec. Λαμβάνονται υπόψη οι 11 πρώτες ιδιομορφές, στις οποίες αντιστοιχεί περίπου το 94% και 93% της ταλαντούμενης μάζας, για τη μεταφορική διεύθυνση x και τη μεταφορική διεύθυνση y.

Αριθμός ιδιομορφής	Ιδιοπερίοδος	Συμμετέχουσα μάζα % κατά		
		X	Y	Z
1	1.23	79.32	0.00	0.00
2	1.01	0.00	78.64	0.02
3	0.87	0.11	0.20	0.00
4	0.41	14.72	0.00	0.56
5	0.40	0.16	0.12	4.47
6	0.40	0.00	0.00	0.20
7	0.40	0.21	0.00	5.96
8	0.39	0.01	0.00	0.04
9	0.37	0.02	0.77	2.62
10	0.37	0.00	0.58	0.75
11	0.36	0.00	12.4	0.63

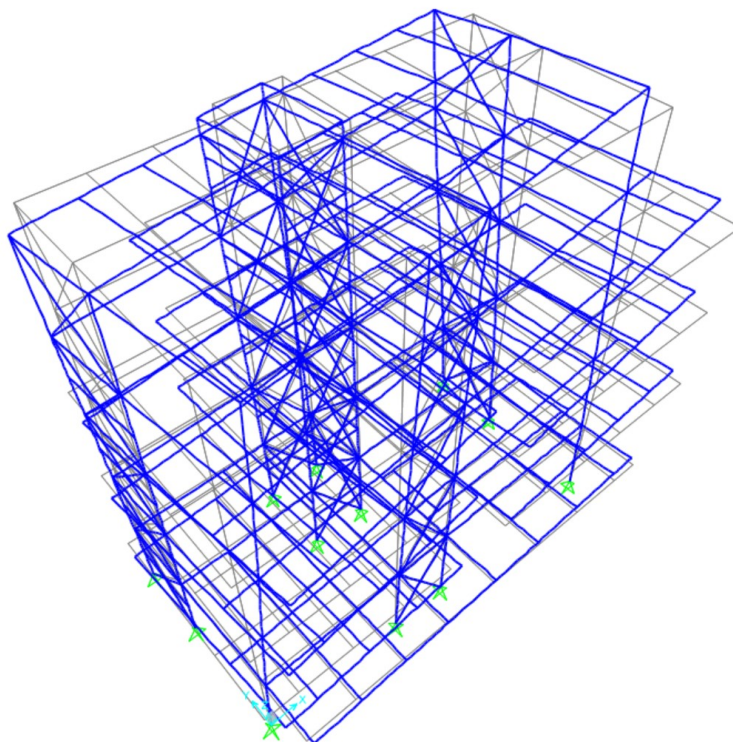
Πίνακας 5.1: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης



Εικόνα 5.1: 1^η Ιδιομορφή



Εικόνα 5.2: 2^η Ιδιομορφή

Εικόνα 5.3: 3^η Ιδιομορφή

5.2 Επιρροή φαινομένων δευτέρας τάξεως

Τα εσωτερικά εντατικά μεγέθη του φορέα προσδιορίζονται χρησιμοποιώντας ανάλυση πρώτης ή δεύτερης τάξης. Ανάλυση πρώτης τάξης πραγματοποιείται υπό την προϋπόθεση ότι η προσαύξηση των εντατικών μεγεθών ή οποιαδήποτε αλλαγή της συμπεριφοράς του φορέα, που οφείλεται σε παραμορφώσεις, μπορεί να αμεληθεί. Για κτίρια, σύμφωνα με EN 1998-1:2004, τα φαινόμενα δεύτερης τάξης αγνοούνται υπό την προϋπόθεση ότι ικανοποιείται για όλους τους ορόφους η ακόλουθη συνθήκη:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0.10$$

όπου,

θ συντελεστής ευαισθησίας

P_{tot} ολικό κατακόρυφο φορτίο ορόφου που προκύπτει από τον σεισμικό συνδυασμό

d_r σχετική μετακίνηση των πλακών των ορόφων

V_{tot} ολικό οριζόντιο σεισμικό φορτίο ορόφου που προκύπτει από τον σεισμικό συνδυασμό

h ύψος ορόφου

Εάν $0.1 < \theta \leq 0.2$, τα φαινόμενα δεύτερης τάξης λαμβάνονται υπόψη προσεγγιστικά, πολλαπλασιάζοντας τα εντατικά μεγέθη του φορέα, που οφείλονται στους σεισμικούς συνδυασμούς, με τον συντελεστή $1/(1-\theta)$.

Στους Πίνακες 5.1 και 5.2, παρουσιάζεται ο έλεγχος επιρροής των φαινομένων δευτέρας τάξεως, κατά τις διευθύνσεις x και y. Διευκρινίζεται ότι η μέση οριζόντια μετακίνηση του ορόφου ως προς το έδαφος συμβολίζεται με d_s . Οι μετακινήσεις, που προκύπτουν από την ανάλυση του λογισμικού, πολλαπλασιάζονται με τον συντελεστή συμπεριφοράς q, ώστε να ληφθούν οι πραγματικές τιμές των μετακινήσεων της κατασκευής, σύμφωνα με τον κανόνα ίσων μετακινήσεων. Οι έλεγχοι, κατά x και y, πραγματοποιούνται υπό τους συνδυασμούς $G+0.3\cdot Q+E_x$ και $G+0.3\cdot Q+E_y$, αντίστοιχα.

Όροφος	d_s [cm]	d_r [cm]	V_{tot} [kN]	P_{tot} [kN]	h [cm]	θ
1	1.95	1.95	330.5	3629.5	315	0.07
2	4.32	2.37	283.7	2969.9	315	0.08
3	7.08	2.76	216.8	2104.7	315	0.08
4	9.78	2.70	156.0	1234.6	315	0.07
5	12.09	2.31	110.6	498.7	315	0.03

Πίνακας 5.2: Υπολογισμός συντελεστή θ για σεισμό κατά x.

Όροφος	d_s [cm]	d_r [cm]	V_{tot} [kN]	P_{tot} [kN]	h [cm]	θ
1	1.56	1.56	319.8	3629.5	315	0.06
2	3.78	2.22	278.3	2969.9	315	0.07
3	6.42	2.64	230.3	2104.7	315	0.08
4	9.00	2.58	158.6	1234.6	315	0.06
5	11.07	2.07	97.8	498.7	315	0.03

Πίνακας 5.3: Υπολογισμός συντελεστή θ για σεισμό κατά y.

5.3 Περιορισμός βλαβών

Σύμφωνα με EN 1998-1:2004, ο φορέας πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται ώστε να αναλαμβάνει σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση βλαβών και συνεπακόλουθους περιορισμούς χρήσης. Οι δαπάνες αποκατάστασης των βλαβών θα ήταν δυσανάλογα υψηλές συγκριτικά με τη δαπάνη της ίδιας της κατασκευής. Επομένως, ο έλεγχος περιορισμού βλαβών καθίσταται αναγκαίος. Για κτίρια με ψαθυρά μη φέροντα στοιχεία, η «απαίτηση περιορισμού βλαβών» ικανοποιείται εάν οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων περιορίζονται σύμφωνα με τη σχέση:

$$\gamma = \frac{d_r \cdot v}{h} \leq 0.005$$

όπου,

h ύψος ορόφου

d_r σχετική μετακίνηση των πλακών των ορόφων

v συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς του σεισμού λειτουργικότητας (συνιστώμενη τιμή 0.5 για σπουδαιότητα Ι)

Όροφος	d _s [cm]	d _r [cm]	v	h [cm]	γ
1	1.95	1.95	0.5	315	0.0031
2	4.32	2.37	0.5	315	0.0038
3	7.08	2.76	0.5	315	0.0044
4	9.78	2.70	0.5	315	0.0043
5	12.09	2.31	0.5	315	0.0036

Πίνακας 5.4: Υπολογισμός συντελεστή «γ» για σεισμό κατά x.

Όροφος	d _s [cm]	d _r [cm]	v	h [cm]	γ
1	1.56	1.56	0.5	315	0.0025
2	3.78	2.22	0.5	315	0.0035
3	6.42	2.64	0.5	315	0.0042
4	9.00	2.58	0.5	315	0.0041
5	11.07	2.07	0.5	315	0.0033

Πίνακας 5.5: Υπολογισμός συντελεστή «γ» για σεισμό κατά y.

5.4 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Σύμφωνα με EN 1998-1:2004, βασική παραδοχή του σχεδιασμού είναι ότι στα πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα οι εφελκόμενες διαγωνίαι αποτελούν αξιόπιστες ζώνες απορρόφησης ενέργειας, ενώ οι θλιβόμενες λυγίζουν και δε συνεισφέρουν σημαντικά στη δυσκαμψία και την αντοχή. Το προσομοίωμα περιλαμβάνει όλες τις διαγωνίους, επομένως απαιτούνται ειδικές ρυθμίσεις στο λογισμικό SAP2000, ώστε να ικανοποιείται η απαίτηση του κανονισμού. Συγκεκριμένα, το εμβαδόν της διατομής των διαγωνίων απομειώνεται κατά 50% και αγνοείται ο λυγισμός των θλιβόμενων διαγωνίων. Οι διατομές των συνδέσμων επιλέγονται με κριτήρια την αντοχή τους σε εφελκυσμό (1), τον περιορισμό της ανηγμένης λυγηρότητας (2) και τη διασφάλιση ομοιογενούς πλαστικής συμπεριφοράς καθ' ύψος των πλαισίων (3).

(1) Η πλαστική αντοχή σε εφελκυσμό $N_{pl,Rd}$ της διατομής του διαγώνιου συνδέσμου πρέπει να υπερβαίνει τη δρώσα εφελκυστική δύναμη:

$$N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$$

(2) Σε πλαίσια με διαγώνιους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας, η ανηγμένη λυγηρότητα πρέπει να περιορίζεται ως εξής:

$$1.3 \leq \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \leq 2.0$$

όπου,

A εμβαδόν διατομής

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{l^2} \quad \text{ιδεατό κρίσιμο φορτίο Euler της διαγωνίου}$$

Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι συνδέονται στο μέσον τους με συνδέσεις που επιτρέπουν τη στροφή στα άκρα τους. Επομένως, το μήκος λυγισμού L_{cr} είναι ίσο με το μισό του πραγματικού μήκους τους, εντός και εκτός επιπέδου.

Για χάλυβα ποιότητας S355, η τιμή της ακτίνας αδράνειας i_z , κατά τη διεύθυνση x , περιορίζεται ως εξής:

$$L_{cr} = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{2 \cdot 10^2 + 3 \cdot 15^2} = 1.89 \text{ m}$$

$$\frac{L_{cr}}{2.0 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} \leq i_z \leq \frac{L_{cr}}{1.3 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} \Rightarrow 1.24 \leq i_z \leq 1.90 \text{ [cm]}$$

Ενώ κατά τη διεύθυνση y ,

$$L_{cr} = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{2 \cdot 70^2 + 3 \cdot 15^2} = 2.07 \text{ m}$$

$$1.35 \leq i_z \leq 2.08 \text{ [cm]}$$

(3) Η υπεραντοχή κάθε διαγωνίου Ω_i προσδιορίζεται από το λόγο:

$$\Omega_i = \frac{N_{pl,Rd}}{N_{Ed}} > 1$$

Για να εξασφαλιστεί ομοιογενής πλάστιμη συμπεριφορά των διαγωνίων καθ' ύψος του πλαισίου, πρέπει η μέγιστη τιμή της υπεραντοχής να μην ξεπερνάει την ελάχιστη κατά περισσότερο από 25%:

$$\frac{(\Omega_{max} - \Omega_{min})}{\Omega_{min}} \leq 0.25$$

Οι διατομές των συνδέσμων επιλέχθηκαν έπειτα από επαναληπτική διαδικασία, ώστε να ικανοποιούνται ταυτόχρονα όλα τα προαναφερθέντα κριτήρια. Στους Πίνακες 5.6 και 5.7 παρουσιάζονται συνοπτικά όλοι οι έλεγχοι:

Όροφος	Διατομή	i_z [cm ³]	$N_{pl,Rd}$ [kN]	N_{Ed} [kN]	Ω_i	$(\Omega_i - \Omega_{min}) / \Omega_{min}$	
Πλαίσιο 1							
1	RHS 80x40x5	1.55	390.5	184	2.12	0.00	≤ 0.25
2	RHS 80x40x4	1.59	318.1	140	2.28	0.07	≤ 0.25
3	RHS 60x40x3	1.58	200.2	91	2.20	0.03	≤ 0.25
4	SHS 40x40x3	1.50	154.1	66	2.33	0.10	≤ 0.25
5	SHS 40x40x3	1.50	154.1	45	3.46	0.63	> 0.25
Πλαίσιο 2							
1	RHS 80x40x3	1.59	242.8	114	2.13	0.00	≤ 0.25
2	RHS 80x40x3	1.59	242.8	109	2.22	0.04	≤ 0.25
3	RHS 60x40x3	1.58	200.2	94	2.14	0.01	≤ 0.25
4	SHS 40x40x3	1.50	154.1	68	2.26	0.06	≤ 0.25
5	SHS 40x40x3	1.50	154.1	50	3.07	0.45	> 0.25
Πλαίσιο 3							
1	RHS 80x40x3	1.59	242.8	113	2.15	0.01	≤ 0.25
2	RHS 80x40x3	1.59	242.8	107	2.28	0.07	≤ 0.25
3	RHS 60x40x3	1.58	200.2	90	2.22	0.04	≤ 0.25
4	SHS 40x40x3	1.50	154.1	66	2.32	0.09	≤ 0.25
5	SHS 40x40x3	1.50	154.1	50	3.06	0.44	> 0.25
					Ω_{min}	2.12	

Πίνακας 5.6: Έλεγχος υπεραντοχής συνδέσμων κατά x.

Όροφος	Διατομή	i_z [cm ³]	$N_{pl,Rd}$ [kN]	N_{Ed} [kN]	Ω_i	$(\Omega_i - \Omega_{min}) / \Omega_{min}$	
Πλαίσιο D							
1	RHS 80x40x4	1.59	318.1	129	2.47	0.21	≤ 0.25
2	RHS 80x40x3	1.59	242.8	106	2.30	0.12	≤ 0.25
3	RHS 60x40x3	1.58	200.2	90	2.22	0.08	≤ 0.25
4	SHS 40x40x3	1.50	154.1	64	2.40	0.17	≤ 0.25
5	SHS 40x40x3	1.50	154.1	40	3.85	0.89	> 0.25
Πλαίσιο C							
1	RHS 80x40x5	1.55	390.5	161	2.42	0.18	≤ 0.25
2	RHS 80x40x4	1.59	318.1	142	2.24	0.09	≤ 0.25
3	RHS 60x40x3	1.58	200.2	96	2.09	0.02	≤ 0.25
4	SHS 40x40x3	1.50	154.1	68	2.26	0.10	≤ 0.25
5	SHS 40x40x3	1.50	154.1	45	3.42	0.67	> 0.25
Πλαίσιο A							
1	RHS 80x40x4	1.59	318.1	128	2.47	0.21	≤ 0.25
2	RHS 80x40x3	1.59	242.8	108	2.24	0.09	≤ 0.25
3	RHS 60x40x3	1.58	200.2	98	2.05	0.00	≤ 0.25
4	SHS 40x40x3	1.50	154.1	67	2.29	0.11	≤ 0.25
5	SHS 40x40x3	1.50	154.1	44	3.50	0.71	> 0.25
					Ω_{min}	2.05	

Πίνακας 5.7: Έλεγχος υπεραντοχής συνδέσμων κατά y.

Οι επιλεγθείσες διατομές των συνδέσμων δυσκαμψίας του πέμπτου ορόφου (RHS 40x40x3) δεν ικανοποιούν την απαίτηση ομοιογενούς πλαστικής συμπεριφοράς, κατά x και y. Εξετάζεται η αλλαγή ποιότητας χάλυβα των συγκεκριμένων διαγωνίων, από S355 σε S235.

Για χάλυβα ποιότητας S355, η τιμή της ακτίνας αδράνειας i_z , κατά τη διεύθυνση x, περιορίζεται ως εξής:

$$\frac{L_{cr}}{2.0 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} \leq i_z \leq \frac{L_{cr}}{1.3 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} \Rightarrow 1.01 \leq i_z \leq 1.55 \text{ [cm]}$$

Ενώ κατά τη διεύθυνση y:

$$1.10 \leq i_z \leq 1.69 \text{ [cm]}$$

Στους Πίνακες 5.8 και 5.9 παρουσιάζονται συνοπτικά όλοι οι έλεγχοι:

Όροφος	Διατομή	i_z [cm ³]	$N_{pl,Rd}$ [kN]	N_{Ed} [kN]	Ω_i	$(\Omega_i - \Omega_{min}) / \Omega_{min}$	
Πλαίσιο 1							
1	RHS 80x40x5	1.55	390.5	184	2.12	0.00	≤ 0.25
2	RHS 80x40x4	1.59	318.1	140	2.28	0.07	≤ 0.25
3	RHS 60x40x3	1.58	200.2	91	2.20	0.03	≤ 0.25
4	SHS 40x40x3	1.50	154.1	66	2.33	0.10	≤ 0.25
5	SHS 40x40x3	1.50	102.0	45	2.29	0.13	≤ 0.25
Πλαίσιο 2							
1	RHS 80x40x3	1.59	242.8	114	2.13	0.00	≤ 0.25
2	RHS 80x40x3	1.59	242.8	109	2.22	0.04	≤ 0.25
3	RHS 60x40x3	1.58	200.2	94	2.14	0.01	≤ 0.25
4	SHS 40x40x3	1.50	154.1	68	2.26	0.06	≤ 0.25
5	SHS 40x40x3	1.50	102.0	50	2.03	0.00	≤ 0.25
Πλαίσιο 3							
1	RHS 80x40x3	1.59	242.8	113	2.15	0.01	≤ 0.25
2	RHS 80x40x3	1.59	242.8	107	2.28	0.07	≤ 0.25
3	RHS 60x40x3	1.58	200.2	90	2.22	0.04	≤ 0.25
4	SHS 40x40x3	1.50	154.1	66	2.32	0.09	≤ 0.25
5	SHS 40x40x3	1.50	102.0	50	2.02	0.00	≤ 0.25
					Ω_{min}	2.12	

Πίνακας 5.8: Έλεγχος υπεραντοχής συνδέσμων κατά x.

Όροφος	Διατομή	i_z [cm ³]	$N_{pl,Rd}$ [kN]	N_{Ed} [kN]	Ω_i	$(\Omega_i - \Omega_{min}) / \Omega_{min}$	
Πλαίσιο D							
1	RHS 80x40x4	1.59	318.1	129	2.47	0.21	≤ 0.25
2	RHS 80x40x3	1.59	242.8	106	2.30	0.12	≤ 0.25
3	RHS 60x40x3	1.58	200.2	90	2.22	0.08	≤ 0.25
4	SHS 40x40x3	1.50	154.1	64	2.40	0.17	≤ 0.25
5	SHS 40x40x3	1.50	102.0	40	2.55	0.24	≤ 0.25
Πλαίσιο C							
1	RHS 80x40x5	1.55	390.5	161	2.42	0.18	≤ 0.25
2	RHS 80x40x4	1.59	318.1	142	2.24	0.09	≤ 0.25
3	RHS 60x40x3	1.58	200.2	96	2.09	0.02	≤ 0.25
4	SHS 40x40x3	1.50	154.1	68	2.26	0.10	≤ 0.25
5	SHS 40x40x3	1.50	102.0	45	2.27	0.11	≤ 0.25
Πλαίσιο A							
1	RHS 80x40x4	1.59	318.1	128	2.47	0.21	≤ 0.25
2	RHS 80x40x3	1.59	242.8	108	2.24	0.09	≤ 0.25
3	RHS 60x40x3	1.58	200.2	98	2.05	0.00	≤ 0.25
4	SHS 40x40x3	1.50	154.1	67	2.29	0.11	≤ 0.25
5	SHS 40x40x3	1.50	102.0	44	2.32	0.13	≤ 0.25
					Ω_{min}	2.05	

Πίνακας 5.9: Έλεγχος υπεραντοχής συνδέσμων κατά γ.

5.5 Ικανοτικός έλεγχος υποστυλωμάτων

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα πρέπει να ελέγχονται με προσαυξημένες αξονικές δυνάμεις:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \leq N_{pl,Rd}(M_{Ed})$$

όπου,

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$	η αντοχή σε λυγισμό της δοκού ή του υποστυλώματος, λαμβάνοντας υπόψη την επίδραση της δρώσας ροπής M_{Ed}
$N_{Ed,G}$	η αξονική δύναμη στη δοκό ή το υποστυλώμα λόγω των μη σεισμικών δράσεων των σεισμικών συνδυασμών
$N_{Ed,E}$	η αξονική δύναμη στη δοκό ή το υποστυλώμα λόγω της σεισμικής δράσης
Ω	η ελάχιστη τιμή του συντελεστή υπεραντοχής των διαγώνιων συνδέσμων του εξεταζόμενου πλαισίου

Για τον υπολογισμό των απαιτούμενων εντατικών μεγεθών ορίζονται στο λογισμικό οι ακόλουθοι σεισμικοί συνδυασμοί:

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

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

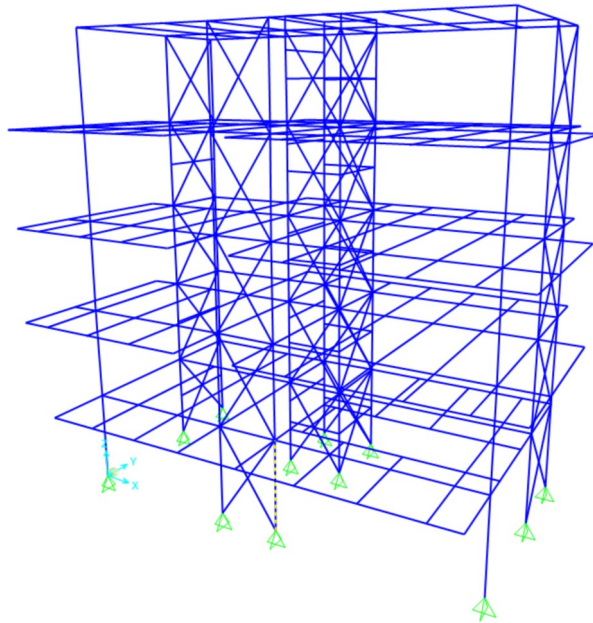
όπου,

$$\Omega_x = 2.12 \text{ και } \Omega_y = 2.05$$

Οι δοκοί καταπονούνται από την οριζόντια συνιστώσα της προσαυξημένης αξονικής δύναμης των διαγώνιων συνδέσμων, ωστόσο η δύναμη αυτή παραλαμβάνεται από τη σύμμικτη πλάκα, η οποία λειτουργεί ως διάφραγμα. Επομένως, οι δοκοί δεν ελέγχονται ικανοτικά.

Ακολουθούν οι έλεγχοι διατομής και μέλους του δυσμενέστερου υποστυλώματος (Εικόνα 5.1), διατομής HEA240, για τον συνδυασμό:

$$G + 0.3 \cdot Q - 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_x \cdot E_x + 0.3 \cdot E_y$$



Εικόνα 5.4: Απεικόνιση του υπό εξέταση υποστυλώματος του ισογείου (με κίτρινη διακεκομμένη γραμμή).

5.5.1 Κατάταξη διατομής

Η διατομή είναι κατηγορίας 2.

5.5.2 Έλεγχοι διατομής

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

$$N_{pl,Rd} = 2726.4 \text{ kN} > N_{Ed} = 1426.0 \text{ kN} \text{ (52 \%)}$$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$$V_{Ed,z} = 2.7 \text{ kN} \leq 0.50 \cdot V_{pl,Rd,z} = 257.6 \text{ kN}$$

Άρα, δεν απαιτείται απομείωση της καμπτικής αντίστασης της διατομής.

$$V_{Ed,y} = 0.8 \text{ kN} \leq 0.50 \cdot V_{pl,Rd,y} = 590.3 \text{ kN}$$

Άρα, δεν απαιτείται απομείωση της καμπτικής αντίστασης της διατομής.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

$$M_{N,y,Rd} = \min \left[M_{pl,y,Rd} \cdot (1-n) / (1-0.5 \cdot a); M_{pl,y,Rd} \right] = 165.3 \text{ kNm}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] = 115.8 \text{ kNm}$$

Έλεγχος σε διαξονική κάμψη:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta = \left[\frac{12.7}{165.3} \right]^2 + \left[\frac{3.1}{115.8} \right]^{2.26} = 0.006 \leq 1$$

5.5.3 Έλεγχοι μέλους

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΚΑΜΠΤΙΚΟ ΛΥΓΙΣΜΟ

$$N_{pl,Rd} = \frac{\chi \cdot f_y \cdot A}{\gamma_{M1}} = \frac{0.733 \cdot 35.5 \cdot 76.8}{1.10} = 1998.4 \text{ kN} > 1426.0 \text{ kN} \text{ (71 \%)}$$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cr}} = \frac{12.7}{1449.1} = 0.009 < 0.04 \quad \text{και} \quad \frac{M_{z,Ed}}{M_{cr}} = \frac{3.1}{1449.1} = 0.002 < 0.04$$

Επομένως, δεν πραγματοποιείται έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΚΑΜΨΗΣ ΚΑΙ ΘΛΙΨΗΣ

$$\lambda_{LT}^- = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = 0.427 > 0.2$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0.945$$

$$k_{yy} = 0.670$$

$$k_{zy} = 0.862$$

$$k_{zz} = 0.925$$

$$k_{yz} = 0.555$$

Τελικά,

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + \frac{k_{yy} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} + \frac{k_{yz} \cdot M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} = \frac{1426.0}{0.922 \cdot 2726.4} + \frac{0.670 \cdot 12.7}{0.945 \cdot 264.5} + \frac{0.555 \cdot 3.1}{125.0} = 0.615 \leq 1.0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + \frac{k_{zy} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} + \frac{k_{zz} \cdot M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} = \frac{1426.0}{0.733 \cdot 2726.4} + \frac{0.862 \cdot 12.7}{0.945 \cdot 264.5} + \frac{0.925 \cdot 3.1}{125.0} = 0.78 \leq 1.0$$

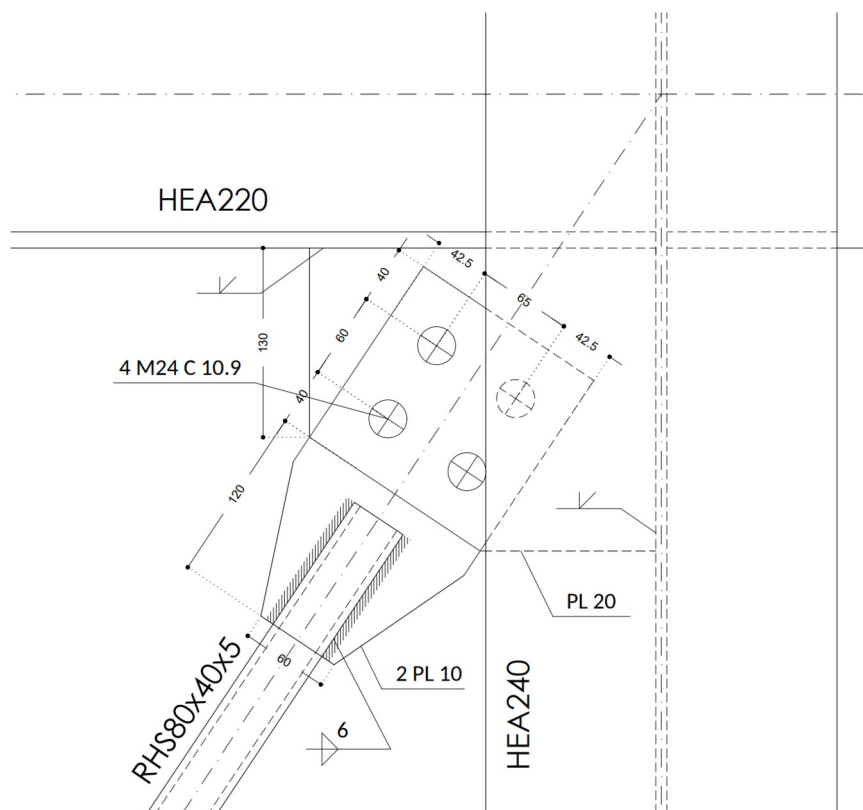
6. ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ

6.1 ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Ενδεικτικά, παρουσιάζεται ο σχεδιασμός της σύνδεσης του διαγώνιου συνδέσμου της στάθμης του ισογείου, διατομής RHS80x40x5. Πρόκειται για σύνδεση κατηγορίας C, δηλαδή ανθεκτική σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Πραγματοποιείται με προεντεταμένους κοχλίες, διαμέτρου M24, ποιότητας 10.9, κομβοέλασμα, πάχους 20 mm, ποιότητας S355, το οποίο συνδέεται με τον κόμβο δοκού - υποστύλωματος, και δύο ελάσματα, πάχους 10 mm, πλάτους 150 mm, ποιότητας S355, συγκολλημένα μέσω σχισμής στη διατομή της διαγώνιου. Σύμφωνα με EN 1998-1:2004, η σύνδεση πρέπει να έχει επαρκή υπεραντοχή, ώστε να περιορίζει τη διαρροή στο πλαστικό μέλος, δηλαδή τον διαγώνιο σύνδεσμο δυσκαμψίας. Επομένως, ελέγχεται με βάση την ικανοτική αντοχή του συνδέσμου, η οποία υπολογίζεται ως εξής:

$$N_{Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd} = 1.1 \cdot 1.25 \cdot \frac{10.7 \cdot 35.5}{1.0} = 522.3 \text{ kN}$$

Ο σχεδιασμός πραγματοποιήθηκε σε υπολογιστικό φύλλο Excel.



Εικόνα 6.1: Σύνδεση χιαστί συνδέσμου δυσκαμψίας στον κόμβο δοκού-υποστύλωματος.

6.1.1 Έλεγχος αποστάσεων κοχλίων

$$d_0 = 24 + 2 = 26 \text{ mm}$$

$$1.2 \cdot d_0 = 1.2 \cdot 26 = 31.2 \text{ mm} < e_1 = 40 \text{ mm} < 4 \cdot t + 40 = 4 \cdot 10 + 40 = 80 \text{ mm}$$

$$1.2 \cdot d_0 = 1.2 \cdot 26 = 31.2 \text{ mm} < e_2 = 47.7 \text{ mm} < 4 \cdot t + 40 = 4 \cdot 10 + 40 = 80 \text{ mm}$$

$$2.2 \cdot d_0 = 2.2 \cdot 26 = 57.2 \text{ mm} < p_1 = 60 \text{ mm} < \min\{14 \cdot t; 200\} = \min\{14 \cdot 10; 200\} = 140 \text{ mm}$$

$$2.4 \cdot d_0 = 2.2 \cdot 26 = 62.4 \text{ mm} < p_1 = 65 \text{ mm} < \min\{14 \cdot t; 200\} = \min\{14 \cdot 10; 200\} = 140 \text{ mm}$$

6.1.2 Έλεγχος κοχλίωσης έναντι ολίσθησης

$$F_{p,C} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0.7 \cdot 100 \cdot 3.53 = 247.1 \text{ kN}$$

$$F_{s,Rd} = m \cdot \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,C} = 4 \cdot \frac{1.0 \cdot 2 \cdot 0.5}{1.25} \cdot 247.1 = 790.7 \text{ kN} > 522.3 \text{ kN} \text{ (66 \%)}$$

όπου,

$k_s = 1.0$ συντελεστής σχήματος οπής για κοχλίες σε κανονικές οπές

$\mu = 0.5$ συντελεστής ολίσθησης για κατηγορία επιφάνειας τριβής A

6.1.3 Έλεγχος διατομής κομβοελάσματος σε εφελκυσμό

$$A_{net} = (15 - 2 \cdot 2.6) \cdot 2.0 = 19.6 \text{ cm}^2$$

$$N_{net,Rd} = \frac{k \cdot A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \cdot 19.6 \cdot 49}{1.25} = 691.5 \text{ kN} > 522.3 \text{ kN} \text{ (75 \%)}$$

όπου,

$k = 0.9$ συντελεστής για κατασκευές που μπορεί να εκδηλωθεί κόπωση

6.1.3 Αντοχή εξωραφών

Επιλέγεται πάχος συγκόλλησης 6 mm, όπου:

$$3 \text{ mm} \leq \alpha = 6 \text{ mm} \leq 0.7 \cdot t = 0.7 \cdot \min(2 \cdot 5, 15) = 7 \text{ mm}$$

Ακολουθείται η απλοποιημένη μέθοδος:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{49}{\sqrt{3} \cdot 0.90 \cdot 1.25} = 25.14 \text{ kN/cm}^2$$

όπου,

$$\beta_w = 0.90 \quad \text{για ποιότητα χάλυβα S355}$$

Επιλέγεται μήκος συγκόλλησης 150 mm, όπου:

$$l = 100 \text{ mm} > l_{\min} = \max(30 \text{ mm}, 6 \cdot a) = \max(30 \text{ mm}, 6 \cdot 6) = 36 \text{ mm}$$

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot 4 \cdot l \cdot a = 25.14 \cdot 4 \cdot 10 \cdot 0.6 = 579.36 \text{ kN} > 522.3 \text{ kN} \quad (90 \%)$$

6.1.5 Έλεγχος κοιλίωσης έναντι τέμνουσας

Για συνδέσεις κατηγορίας C, δεν απαιτείται ο έλεγχος κοιλίωσης έναντι τέμνουσας. Ωστόσο, πρέπει να εξασφαλίζεται ότι η αντοχή έναντι τέμνουσας υπερβαίνει την αντοχή έναντι σύνθλιψης άντυγας κατά τουλάχιστον 20%.

$$F_{v,Rd} = n \cdot \frac{\alpha_v \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} \cdot m = 2 \cdot \frac{0.6 \cdot 3.53 \cdot 100}{1.25} \cdot 4 = 1355.5 \text{ kN}$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}, \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1.0\right) = \min\left(\frac{40}{3 \cdot 26}, \frac{60}{3 \cdot 26} - \frac{1}{4}, \frac{1000}{490}, 1.0\right) = 0.51$$

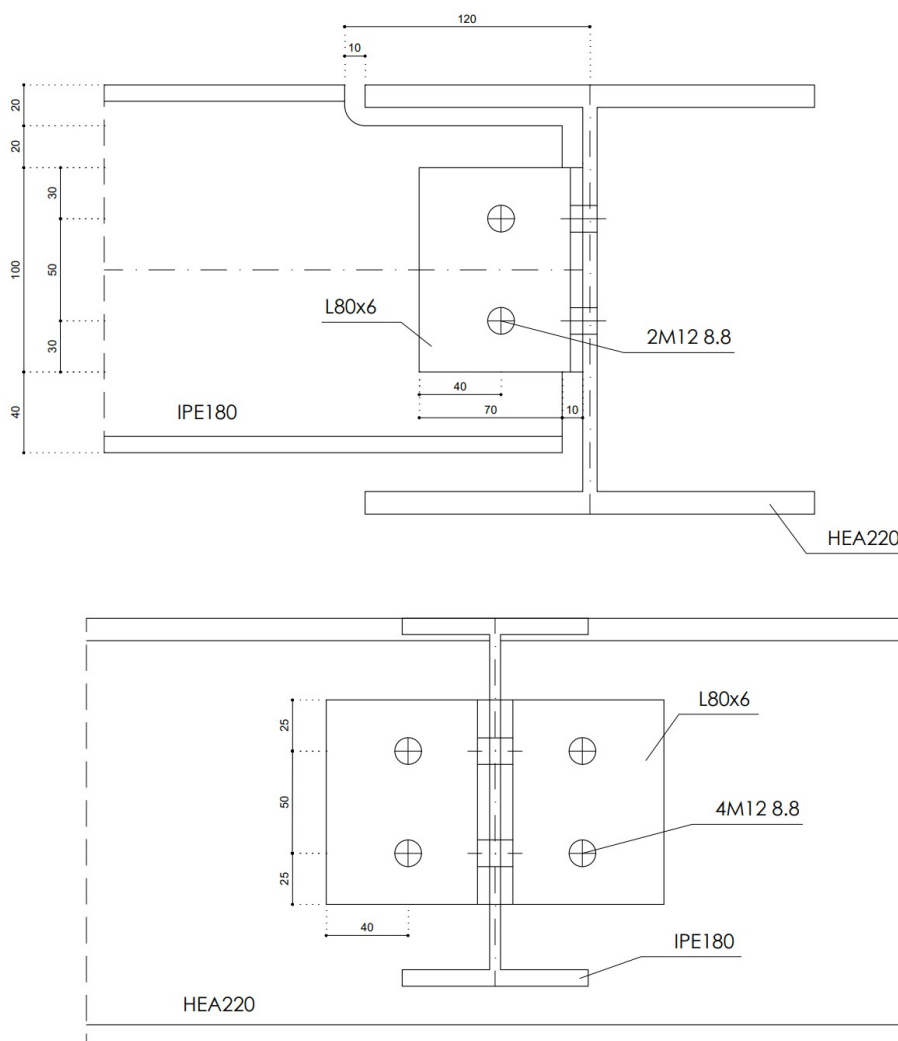
$$k_1 = \min\left(2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = \min\left(2.8 \cdot \frac{42.5}{26} - 1.7, 1.4 \cdot \frac{65}{26} - 1.7, 2.5\right) = 1.80$$

$$F_{b,Rd} = m \cdot \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_{\min}}{\gamma_{M2}} = 4 \cdot \frac{1.80 \cdot 0.51 \cdot 49 \cdot 2.4 \cdot 2.0}{1.25} = 680.9 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} \leq F_{b,Rd} \leq \frac{F_{v,Rd}}{1.2} = \frac{1355.5}{1.2} = 1129.6 \text{ kN}$$

6.2 ΔΙΑΔΟΚΙΔΑ - ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟΣ

Πρόκειται για απλή σύνδεση τέμνουσας διαδοκίδας, διατομής ΙΡΕ180, με κύρια δοκό, διατομής ΗΕΑ220. Πραγματοποιείται με κοχλίες, διαμέτρου Μ12, ποιότητας 8.8 και δύο γωνιακά ελάσματα L80x6, μήκους 100 mm και ποιότητας χάλυβα S355. Η διαδοκίδα μεταφέρει τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού $V_{Ed} = 37.5 \text{ kN}$ στην κύρια δοκό. Οι αναλυτικοί έλεγχοι



Εικόνα 6.2: Σύνδεση διαδοκίδας και κύριας δοκού.

6.2.1 Έλεγχος αποστάσεων

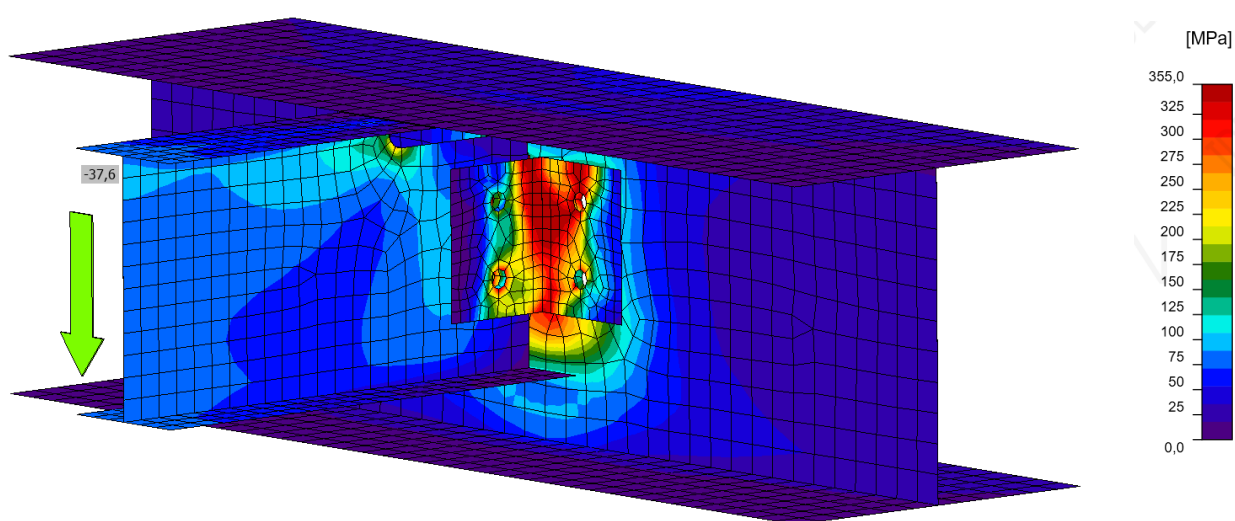
$$d_0 = 12+1 = 13 \text{ mm}$$

$$1.2 \cdot 13 = 15.6 \text{ mm} < e_1 = 25 \text{ mm} < 4 \cdot 5.5 + 40 = 62 \text{ mm}$$

$$1.2 \cdot 13 = 15.6 \text{ mm} < e_2 = 40 \text{ mm} < 4 \cdot 5.5 + 40 = 62 \text{ mm}$$

$$2.2 \cdot 13 = 28.6 \text{ mm} < p_1 = 40 \text{ mm} < \min\{14 \cdot 5.5; 200\} = 77 \text{ mm}$$

6.2.2 Έλεγχοι ισοδύναμων τάσεων πελμάτων, κορμών διατομών και γωνιακών ελασμάτων

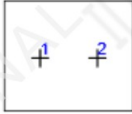
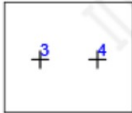
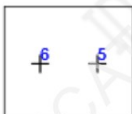


Plates

Name	t_p [mm]	Loads	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Status
B-bfl 1	12,0	LE1	50,7	0,0	0,0	OK
B-tfl 1	12,0	LE1	40,1	0,0	0,0	OK
B-w 1	7,5	LE1	355,1	0,1	95,2	OK
B1-bfl 1	8,5	LE1	67,4	0,0	0,0	OK
B1-tfl 1	8,5	LE1	70,7	0,0	0,0	OK
B1-w 1	5,5	LE1	306,1	0,0	142,8	OK
CLEAT1 a-bfl 1	6,0	LE1	355,5	0,2	369,4	OK
CLEAT1 a-w 1	6,0	LE1	356,2	0,6	369,4	OK
CLEAT1 b-bfl 1	6,0	LE1	355,5	0,2	374,0	OK
CLEAT1 b-w 1	6,0	LE1	356,1	0,5	374,0	OK

6.2.3 Έλεγχοι κοχλίωσης

Bolts

Shape	Item	Grade	Loads	$F_{t,Ed}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_t [%]	U_s [%]	U_{ts} [%]	Detailing	Status
	B1	M12 8.8 - 1	LE1	7,5	9,3	41,5	15,5	45,1	40,0	OK	OK
	B2	M12 8.8 - 1	LE1	12,5	9,5	50,2	25,7	37,8	47,6	OK	OK
	B3	M12 8.8 - 1	LE1	24,4	9,8	45,2	50,3	30,2	66,1	OK	OK
	B4	M12 8.8 - 1	LE1	9,8	11,2	70,6	20,2	34,7	49,1	OK	OK
	B5	M12 8.8 - 1	LE1	24,5	9,8	45,2	50,4	30,2	66,2	OK	OK
	B6	M12 8.8 - 1	LE1	9,8	11,2	70,6	20,1	34,7	49,1	OK	OK

Detailed result for B5

Tension resistance check (EN 1993-1-8 – Table 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 48,6 \text{ kN} \geq F_{t,Ed} = 21,2 \text{ kN}$$

Where:

$$k_2 = 0,90 \quad \text{– Factor}$$

$$f_{ub} = 800,0 \text{ MPa} \quad \text{– Ultimate tensile strength of the bolt}$$

$$A_s = 84 \text{ mm}^2 \quad \text{– Tensile stress area of the bolt}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Safety factor}$$

Punching resistance check (EN 1993-1-8 – Table 3.4)

$$F_{p,Rd} = \frac{0,6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 84,3 \text{ kN} \geq F_{t,Ed} = 21,2 \text{ kN}$$

Where:

$$d_m = 19 \text{ mm} \quad \text{– The mean of the across points and across flats dimensions of the bolt head or the nut, whichever is smaller}$$

$$t_p = 6 \text{ mm} \quad \text{– Plate thickness}$$

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad \text{– Ultimate strength}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Safety factor}$$

Shear resistance check (EN 1993-1-8 – Table 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 32,4 \text{ kN} \geq F_{v,Ed} = 9,8 \text{ kN}$$

Where:

$$\beta_p = 1,00 \quad \text{– Reduction factor for packing}$$

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{– Reduction factor for shear stress}$$

$$f_{ub} = 800,0 \text{ MPa} \quad \text{– Ultimate tensile strength of the bolt}$$

$$A = 84 \text{ mm}^2 \quad \text{– Tensile stress area of the bolt}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Safety factor}$$

Bearing resistance check (EN 1993-1-8 – Table 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 45,2 \text{ kN} \geq F_{b,Ed} = 9,8 \text{ kN}$$

Where:

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7, 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7, 2,5\right) = 2,50$$
 – Factor for edge distance and bolt spacing perpendicular to the direction of load transfer

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = 0,64$$
 – Factor for end distance and bolt spacing in direction of load transfer

$$e_2 = 26 \text{ mm}$$
 – Distance to the plate edge perpendicular to the shear force

$$p_2 = \infty \text{ mm}$$
 – Distance between bolts perpendicular to the shear force

$$d_0 = 13 \text{ mm}$$
 – Bolt hole diameter

$$e_1 = 25 \text{ mm}$$
 – Distance to the plate edge in the direction of the shear force

$$p_1 = \infty \text{ mm}$$
 – Distance between bolts in the direction of the shear force

$$f_{ub} = 800,0 \text{ MPa}$$
 – Ultimate tensile strength of the bolt

$$f_u = 490,0 \text{ MPa}$$
 – Ultimate strength of the plate

$$d = 12 \text{ mm}$$
 – Nominal diameter of the fastener

$$t = 6 \text{ mm}$$
 – Thickness of the plate

$$\gamma_{M2} = 1,25$$
 – Safety factor

Utilization in tension

$$\frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})} = 0,44 \leq 1,0$$

Where:

$$F_{t,Ed} = 21,2 \text{ kN}$$
 – Tensile force

$$F_{t,Rd} = 48,6 \text{ kN}$$
 – Tension resistance

$$B_{p,Rd} = 84,3 \text{ kN}$$
 – Punching resistance

Utilization in shear

$$\max\left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}; \frac{F_{b,Ed}}{F_{b,Rd}}\right) = 0,30 \leq 1,0$$

Where:

$$F_{v,Ed} = 9,8 \text{ kN}$$
 – Shear force (in decisive shear plane)

$$F_{v,Rd} = 32,4 \text{ kN}$$
 – Shear resistance

$$F_{b,Ed} = 9,8 \text{ kN}$$
 – Bearing force (for decisive plate)

$$F_{b,Rd} = 45,2 \text{ kN}$$
 – Bearing resistance

Interaction of tension and shear (EN 1993-1-8 – Table 3.4)

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} = 0,61 \leq 1,0$$

Where:

$$F_{v,Ed} = 9,8 \text{ kN}$$
 – Shear force (in decisive shear plane)

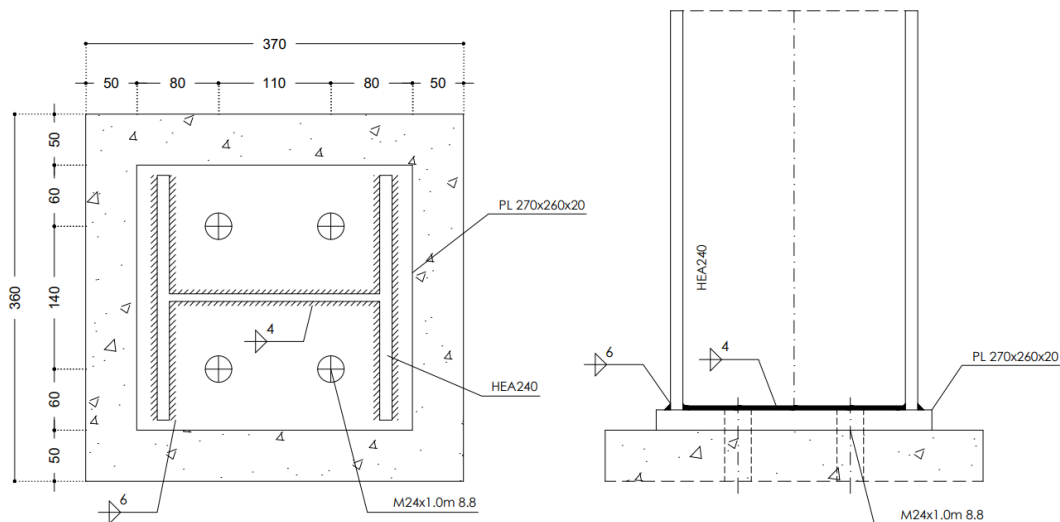
$$F_{v,Rd} = 32,4 \text{ kN}$$
 – Shear resistance

$$F_{t,Ed} = 21,2 \text{ kN}$$
 – Tensile force

$$F_{t,Rd} = 48,6 \text{ kN}$$
 – Tension resistance

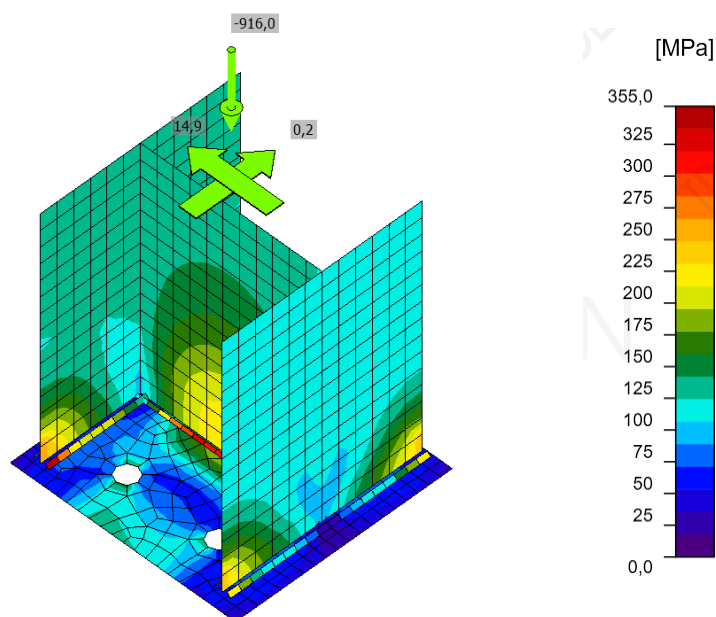
6.3 ΕΔΡΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Η έδραση του υποστυλώματος, διατομής HEA240, υλοποιείται με μία μετωπική πλάκα, διαστάσεων 270x260x20 [mm], ποιότητας S355 και ακύρια, διαμέτρου M24, ποιότητας 8.8. Τα ακύρια επεκτείνονται μέσα στη διατομή του υποστυλώματος του υπογείου κατά 1.0 m. Σύμφωνα με τη στατική επίλυση, η έδραση καταπονείται από θλιπτική αξονική δύναμη $N_{Ed} = 916.0$ kN και τέμνουσες δυνάμεις $V_{Ed,y} = 14.9$ kN, $V_{Ed,z} = 0.2$ kN.



Εικόνα 6.4: Έδραση υποστυλώματος.

6.3.1 Έλεγχοι ισοδύναμων τάσεων πελμάτων, κορμών διατομών και μετωπικής πλάκας



Plates

Name	t_p [mm]	Loads	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pI} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Status
COL-bfl 1	12,0	LE1	227,9	0,0	0,0	OK
COL-tfl 1	12,0	LE1	247,1	0,0	0,0	OK
COL-w 1	7,5	LE1	222,6	0,0	0,0	OK
BP1	20,0	LE1	203,4	0,0	0,0	OK

6.3.2 Έλεγχος συγκολλήσεων

Welds

Item	Edge	T_w [mm]	L [mm]	Loads	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pI} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Detailing	Status
BP1	COL-bfl 1	▲ 6,0 ▼	239	LE1	302,3	0,0	-137,9	-114,8	-104,6	69,4	65,7	OK	OK
		▲ 6,0 ▼	239	LE1	225,7	0,0	-83,5	106,6	57,4	51,8	47,6	OK	OK
BP1	COL-tfl 1	▲ 6,0 ▼	239	LE1	266,6	0,0	-100,3	-124,2	70,2	61,2	59,2	OK	OK
		▲ 6,0 ▼	239	LE1	346,7	0,0	-157,4	133,3	-118,5	79,6	73,3	OK	OK
BP1	COL-w 1	▲ 4,0 ▼	216	LE1	322,7	0,0	-158,6	-159,0	32,4	74,1	31,9	OK	OK
		▲ 4,0 ▼	216	LE1	321,9	0,0	-158,9	158,5	-31,9	73,9	31,7	OK	OK

Detailed result for BP1 / COL-w 1 - 1

Weld resistance check (EN 1993-1-8 – Cl. 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 322,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 160,9 \text{ MPa}$$

where:

$f_u = 490,0 \text{ MPa}$ – Ultimate strength

$\beta_w = 0,90$ – Correlation factor EN 1993-1-8 – Tab. 4.1

$\gamma_{M2} = 1,25$ – Safety factor

Stress utilization

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 0,74 \leq 1,0$$

Where:

$\sigma_{w,Ed} = 322,7 \text{ MPa}$ – Maximum normal stress transverse to the axis of the weld


$\sigma_{w,Rd} = 435,6 \text{ MPa}$ – Equivalent stress resistance

$\sigma_{\perp} = -160,9 \text{ MPa}$ – Normal stress perpendicular to the throat

$\sigma_{\perp,Rd} = 352,8 \text{ MPa}$ – Perpendicular stress resistance

6.3.3 Έλεγχος αγκυρών

Anchors

Shape	Item	Loads	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	$U_{t,t}$ [%]	$U_{t,s}$ [%]	$U_{t,ts}$ [%]	Detailing	Status
	A1	LE1	0,0	3,5	16,2	72,5	0,0	92,1	88,3	OK	OK
	A2	LE1	0,0	3,5	16,2	72,5	0,0	92,1	88,3	OK	OK
	A3	LE1	0,0	4,0	34,4	72,5	0,0	21,7	10,1	OK	OK
	A4	LE1	0,0	4,0	-	72,5	0,0	20,6	9,3	OK	OK

Detailed result for A1

Anchor tensile resistance (EN 1992-4 – 7.2.1.3)

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 160,0 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 0,0 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,s} = c \cdot A_s \cdot f_{uk} = 240,0 \text{ kN}$$

Where:

$$c = 0,85 \quad \text{– reduction factor for cut thread}$$

$$A_s = 353 \text{ mm}^2 \quad \text{– tensile stress area}$$

$$f_{uk} = 800,0 \text{ MPa} \quad \text{– minimum tensile strength of the bolt}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,50 \quad \text{– safety factor for steel}$$

- $\gamma_{Ms} = 1,2 \cdot \frac{f_{uk}}{f_{yk}} \geq 1,4$, where:
 - $f_{yk} = 640,0 \text{ MPa}$ – minimum yield strength of the bolt

Shear resistance (EN 1992-4 – 7.2.2.3.1)

$$V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 113,0 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 3,5 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 = 141,2 \text{ kN}$$

Where:

$$k_7 = 1,00 \quad \text{– coefficient for anchor steel ductility}$$

- $k_7 = \begin{cases} 0,8, & A < 0,08 \\ 1,0, & A \geq 0,08 \end{cases}$, where:
 - $A = 0,12$ – bolt grade elongation at rupture

$$V_{Rk,s}^0 = 141,2 \text{ kN} \quad \text{– the characteristic shear strength}$$

- $V_{Rk,s}^0 = k_6 \cdot A_s \cdot f_{uk}$, where:
 - $k_6 = 0,50$ – coefficient for anchor resistance in shear
 - $A_s = 353 \text{ mm}^2$ – tensile stress area
 - $f_{uk} = 800,0 \text{ MPa}$ – specified ultimate strength of anchor steel

$$\gamma_{Ms} = 1,25 \quad \text{– safety factor for steel}$$

Concrete edge failure resistance (EN 1992-4 – 7.2.2.5)

The check is performed for group of anchors that form shear breakout cones: A1, A2

$$V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = 16,2 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 14,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{re,V} = 24,3 \text{ kN}$$

ΑΠΟΣΧΙΣΗ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΚΩΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ
ΛΟΓΩ ΚΟΝΤΙΝΟΥ ΑΚΡΟΥ

Where:

$V_{Ed,g} = 14,9 \text{ kN}$ – sum of shear forces of anchors on common base plate

$V_{Rk,c}^0 = 30,3 \text{ kN}$ – initial value of the characteristic shear strength of the fastener

- $V_{Rk,c}^0 = k_9 \cdot d_{nom}^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1,5}$, where:
 - $k_9 = 1,70$ – parameter accounting for the state of the concrete
 - $d_{nom} = 24 \text{ mm}$ – anchor diameter
 - $\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1}\right)^{0,5} = 0,15$ – factor
 - $l_f = \min(h_{ef}, \max(8 \cdot d, 300\text{mm})) = 288 \text{ mm}$ – parameter related to the length of the fastener, where:
 - $h_{ef} = 1000 \text{ mm}$ – anchor length embedded in concrete
 - $d_{nom} = 24 \text{ mm}$ – anchor diameter
 - $\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1}\right)^{0,2} = 0,07$ – factor
 - $f_{ck} = 25,0 \text{ MPa}$ – concrete compressive strength
 - $c_1 = 130 \text{ mm}$ – edge distance of fastener in direction 1 towards the edge in the direction of loading

$A_{c,V} = 70200 \text{ mm}^2$ – actual area of idealised concrete break-out body

$A_{c,V}^0 = 76050 \text{ mm}^2$ – reference projected area of failure cone

- $A_{c,V}^0 = 4,5 \cdot c_1^2$, where:
 - $c_1 = 130 \text{ mm}$ – edge distance of fastener in direction 1 towards the edge in the direction of loading

$\psi_{s,V} = 0,87$ – parameter related to the distribution of stresses in the concrete due to the proximity of the fastener to an edge of the concrete member:

- $\psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5 \cdot c_1} \leq 1$, where:
 - $c_1 = 130 \text{ mm}$ – edge distance of fastener in direction 1 towards the edge in the direction of loading
 - $c_2 = 110 \text{ mm}$ – edge distance of fastener perpendicular to direction 1 that is the smallest edge distance in a narrow member with multiple edge distances

$\psi_{h,V} = 1,00$ – modification factor for anchors located in a shallow concrete member:

- $\psi_{h,V} = \left(\frac{1,5 \cdot c_1}{h}\right)^{0,5} \geq 1$, where:
 - $h = 3000 \text{ mm}$ – concrete member thickness
 - $c_1 = 130 \text{ mm}$ – edge distance of fastener in direction 1 towards the edge in the direction of loading

$\psi_{ec,V} = 1,00$ – modification factor for anchor groups loaded eccentrically in shear:

- $\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2e_V}{3c_1}} \leq 1$, where:
 - $e_V = 0$ mm – shear load eccentricity
 - $c_1 = 130$ mm – edge distance of fastener in direction 1 towards the edge in the direction of loading

$\psi_{\alpha,V} = 1,00$ – modification factor for anchors loaded at an angle with the concrete edge

- $\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0,5 \cdot \sin \alpha_V)^2}} \geq 1$, where:
 - $\alpha_V = 0,3^\circ$ – angle between the applied load to the fastener or fastener group and the direction perpendicular to the free edge under consideration

$\psi_{re,V} = 1,00$ – parameter accounting for the shell spalling effect, no edge reinforcement or stirrups are assumed

$\gamma_{Mc} = 1,50$ – safety factor for concrete

Concrete pryout resistance (EN 1992-4 – 7.2.2.4) ΕΚΜΟΧΛΕΥΣΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

The check is performed for group of anchors on common base plate

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} = 72,5 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 14,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot N_{Rk,c} = 108,7 \text{ kN}$$

Where:

$k_8 = 2,00$ – factor taking into account fastener embedment depth

$N_{Rk,c} = 54,3$ kN – characteristic concrete cone failure of a fastener or a group of fasteners; all anchors are assumed to be in tension

$\gamma_{Mc} = 1,50$ – safety factor for concrete

Interaction of tensile and shear forces in steel (EN 1992-4 – Table 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}}\right)^2 = 0,00 \leq 1,0$$

Where:

$N_{Ed} = 0,0$ kN – design tension force

$N_{Rd,s} = 160,0$ kN – fastener tensile strength

$V_{Ed} = 3,5$ kN – design shear force

$V_{Rd,s} = 113,0$ kN – fastener shear strength

Interaction of tensile and shear forces in concrete (EN 1992-4 – Table 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}}\right)^{1,5} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}}\right)^{1,5} = 0,88 \leq 1,0$$

Where:

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}}$ – the largest utilization value for tension failure modes

$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}}$ – the largest utilization value for shear failure modes

$\frac{N_{Ed,g}}{N_{Rd,c}} = 0\%$ – concrete breakout failure of anchor in tension

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 0\%$ – concrete pullout failure

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}} = 0\%$ – concrete blowout failure

$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = 92\%$ – concrete edge failure

$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cb}} = 20\%$ – concrete pryout failure

6.3.4 Έλεγχος υποστυλώματος υπογείου στη θλιβόμενη ζώνη

Concrete block

Item	Loads	c [mm]	A _{eff} [mm ²]	σ [MPa]	k _j [-]	f _{jd} [MPa]	Ut [%]	Status
CB 1	LE1	52	53882	17,0	1,55	17,3	98,4	OK

Detailed result for CB 1**Concrete block compressive resistance check** (EN 1993-1-8 – 6.2.5)

$$f_{jd} = 17,3 \text{ MPa} \geq \sigma = 17,0 \text{ MPa}$$

Where:

f_{jd} – concrete block design bearing strength:

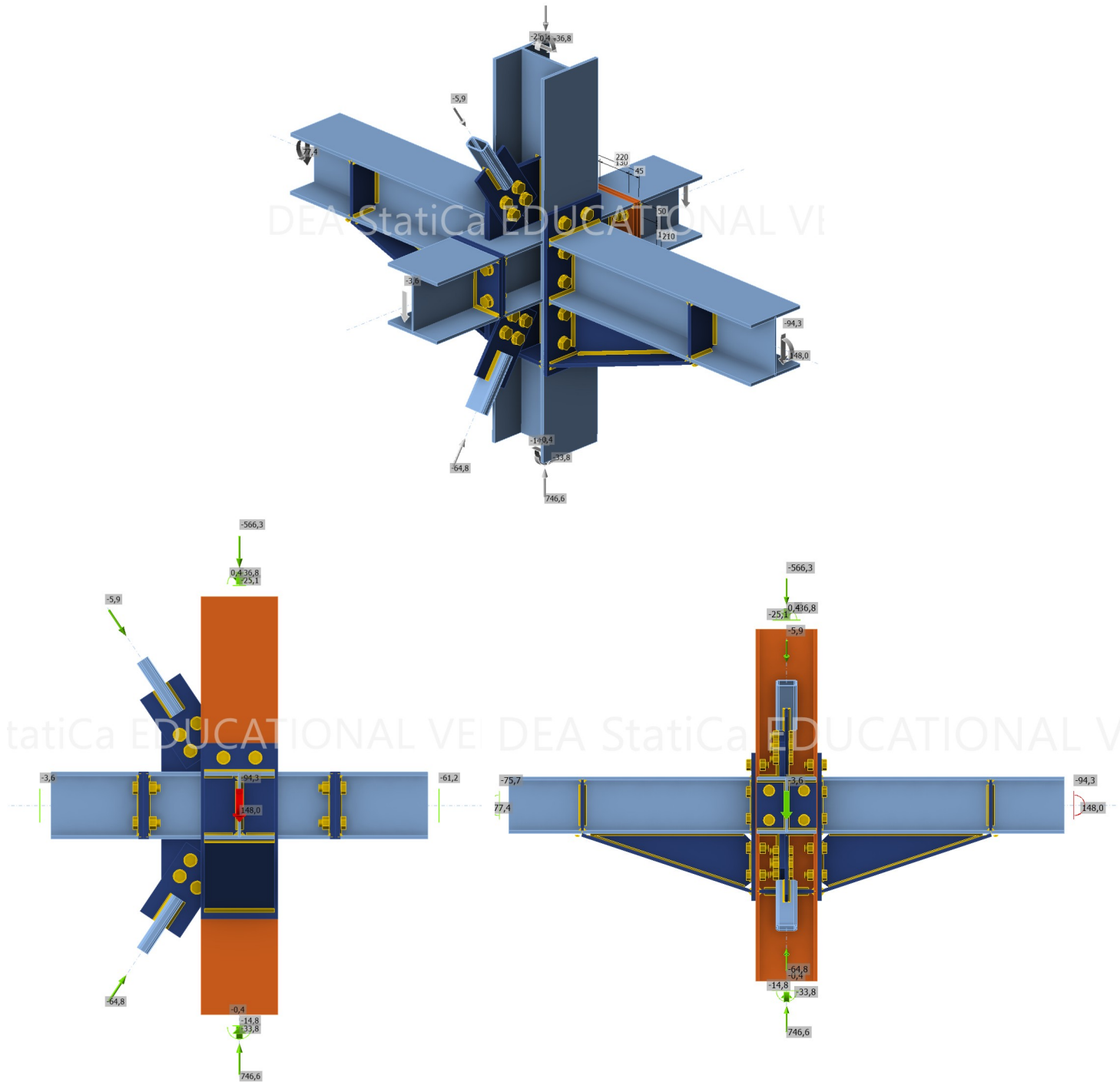
- $f_{jd} = \alpha_{cc} \beta_j k_j \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$, where:
 - $\alpha_{cc} = 1,00$ – long term effects on compressive strength factor
 - $\beta_j = 0,67$ – grout quality factor
 - $k_j = 1,55$ – concentration factor
 - $f_{ck} = 25,0 \text{ MPa}$ – characteristic resistance of concrete in compression
 - $\gamma_c = 1,50$ – safety factor for concrete

σ – average compressive stress in concrete under base plate

- $\sigma = \frac{N}{A_{eff}}$, where:
 - $N = 916,5 \text{ kN}$ – compressive normal force acting on concrete block
 - $A_{eff} = 53882 \text{ mm}^2$ – effective area on which normal force is distributed

6.4 ΣΥΝΘΕΤΟΣ ΚΟΜΒΟΣ

Ενδεικτικά, παρουσιάζεται η διαμόρφωση της λεπτομέρειας Λ1 (Εικόνα 1.7).



7. ΚΟΣΤΟΛΟΓΗΣΗ

Το λογισμικό SAP2000 υπολογίζει αυτόματα το συνολικό βάρος των χαλύβδινων δομικών στοιχείων, ανά τύπο διατομής. Στον Πίνακα 7.1 παρουσιάζεται το συνολικό βάρος του δομικού χάλυβα:

Διατομή	Αριθμός στοιχείων	Συνολικό μήκος [m]	Συνολικό βάρος [kN]	Συνολικό βάρος [kg]
IPE180	83	223.4	41.19	4199.92
IPE200	2	13.80	3.03	309.12
HEA140	24	58.8	14.24	1452.36
HEA220	143	554.63	279.95	28546.95
HEA240	64	190.80	115.03	11729.79
SHS40X40X3	24	95.21	3.24	330.39
RHS60X40X3	12	47.61	2.11	215.16
RHS80X40X3	12	46.88	2.52	256.97
RHS80X40X4	8	32.46	2.28	232.5
RHS80X40X5	4	15.87	1.37	139.7
		Σύνολο	464.96	47412.72

Πίνακας 7.1: Υπολογισμός συνολικού βάρους δομικού χάλυβα.

Λόγος βάρους δομικού χάλυβα προς επιφάνεια κάλυψης: $47083.35/659.08 = 71.44 \text{ kg/m}^2$

Το ισοδύναμο πάχος του σκυροδέματος εντός του τραπεζίου του χαλυβδόφυλλου h_{eq} και το ισοδύναμο πάχος της πλάκας σκυροδέματος $h_{c,eq}$ υπολογίζονται ως εξής:

$$h_{eq} = \frac{(25+47.75) \cdot 73}{187.5} = 28.32 \text{ mm}$$

$$h_{c,eq} = 28.32 + 150 - 73 = 105.32 \text{ mm}$$

Στον Πίνακα 7.2 παρουσιάζεται το συνολικό βάρος του σκυροδέματος της σύμμικτης πλάκας:

Ισοδύναμο πάχος $h_{c,eq}$ [m]	0.105
Συνολική επιφάνεια κάλυψης [m ²]	659.08
Συνολικός όγκος [m ³]	69.20
Όγκος ανά επιφάνεια κάλυψης [m ³ /m ²]	0.105

Πίνακας 7.2: Υπολογισμός συνολικού βάρους σκυροδέματος σύμμικτης πλάκας.

Στον Πίνακα 7.3 παρουσιάζεται το συνολικό βάρος του χαλυβδόφυλλου της σύμμικτης πλάκας:

Βάρος [kg/m ²]	9.81
Συνολική επιφάνεια κάλυψης [m ²]	659.08
Συνολικό βάρος [kg]	6465.57

Πίνακας 7.3: Υπολογισμός συνολικού βάρους χαλυβδόφυλλου σύμμικτης πλάκας.

Για τον δομικό χάλυβα θεωρείται κόστος 3000 €/tn, το οποίο περιλαμβάνει την επεξεργασία, τη μεταφορά και την ανέγερση των μελών. Ενώ για το σκυρόδεμα θεωρείται κόστος 250 €/m³, το οποίο περιλαμβάνει την προμήθεια και τη μεταφορά του σκυροδέματος, τη σκυροδέτηση και τον χάλυβα οπλισμού. Επισημαίνεται ότι το συνολικό κόστος του δομικού χάλυβα αυξάνεται κατά 7% (η επιμέτρηση των χαλύβδινων δομικών στοιχείων στο λογισμικό έγινε αξονικά), ώστε να ληφθεί προσεγγιστικά το κόστος των συνδέσεων.

Υλικό	Βάρος [tn]	Κόστος [€]
Δομικός χάλυβας	47.4	152154
Χαλυβδόφυλλο	6.46	19380
Σκυρόδεμα	173	17300
	Σύνολο	188834

Πίνακας 7.4: Κοστολόγηση σχεδιασμού.

8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η επιλογή σχεδιασμού σύμμικτης κατασκευής οφείλεται στα σημαντικά πλεονεκτήματα που παρουσιάζει έναντι των συμβατικών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι σύμμικτες κατασκευές αξιοποιούν, κατά τρόπο βέλτιστο, τις ιδιότητες του χάλυβα και του σκυροδέματος (ικανοποιητική σχέση ιδίου βάρους και αντοχής). Έχουν μικρότερο ίδιο βάρος και παρουσιάζουν εξαιρετική αντισεισμική συμπεριφορά. Η προκατασκευή χαλύβδινων στοιχείων στο εργοστάσιο, η συναρμολόγησή τους και η διάστρωση σκυροδέματος στο εργοτάξιο εξασφαλίζουν υψηλή ποιότητα κατασκευής και μειωμένο χρόνο ανέγερσης. Επίσης, χρησιμοποιούνται τυποποιημένα συστήματα προσόψεων, διαχωριστικών τοίχων και ψευδοροφών, εύκολα συνδεομένων με τον χαλύβδινο σκελετό, τα οποία προσδίδουν στις κατασκευές ηχομόνωση, υγραμόνωση, θερμομόνωση και πυραντίσταση.

Η μόρφωση του φέροντος οργανισμού πραγματοποιείται σύμφωνα με τις ιδιαίτερες απαιτήσεις της αρχιτεκτονικής μελέτης. Η διάταξη των αρχιτεκτονικών κατόψεων επιτρέπει τη διαμόρφωση πλαισίων με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας (CBF), κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις, σύστημα το οποίο υπερτερεί έναντι αυτού των πλαισίων παραλαβής ροπής (MRF). Το μεικτό ύψος ορόφου, οι ποιότητες των δομικών υλικών και οι διατομές των χαλύβδινων δοκών επιλέγονται με γνώμονα την οριακή εξάντληση του ελάχιστου επιτρεπόμενου ελεύθερου ύψους χώρων κύριας χρήσης, που ορίζει ο Οικοδομικός Κανονισμός. Κατά το σχεδιασμό, προωθούνται η απλοποίηση και η τυποποίηση. Για παράδειγμα, η διατομή των υποστυλωμάτων δε μεταβάλλεται καθ' ύψος του κτιρίου. Επίσης, στις περιπτώσεις όπου ο έλεγχος βελών για τις κύριες δοκούς δεν ικανοποιείται, αντί της αλλαγής διατομής, τίθεται προσωρινή υποσύλωση κατά τη φάση κατασκευής. Ο λεπτομερής σχεδιασμός, για έργα μικρών διαστάσεων, αυξάνει την πολυπλοκότητα του φέροντος οργανισμού και δυσχεραίνει την κατασκευαστική διαδικασία. Πολλές φορές οι αρχιτεκτονικοί περιορισμοί και απαιτήσεις οδηγούν σε διαφοροποίηση, όσον αφορά στο στατικό προσομοίωμα, σε σχέση με αυτά που ορίζει η θεωρία. Για παράδειγμα, ορίζονται συνδέσεις παραλαβής ροπής για τη στήριξη των προβόλων των εξωστών.

Σε αρκετές περιπτώσεις, ο περιορισμός ανηγμένης λυγηρότητας, που ορίζει ο κανονισμός για πολώροφα κτίρια με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας, είναι ιδιαίτερα συντηρητικός για τους τελευταίους ορόφους. Επομένως, θα μπορούσε να μην τεθεί ο εξής περιορισμός για τον τελευταίο όροφο του υπό μελέτη έργου. Ωστόσο, στην παρούσα εργασία, εξετάζεται η αλλαγή της ποιότητας χάλυβα των διαγώνιων συνδέσμων του τελευταίου ορόφου από S355 σε S235 και διαπιστώνεται ότι ικανοποιούνται όλες οι απαιτήσεις του κανονισμού.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] ΝΟΜΟΣ 4759/2020, «Εκσυγχρονισμός της Χωροταξικής και Πολεοδομικής Νομοθεσίας και άλλες διατάξεις», ΕΦΗΜΕΡΙΔΑ ΤΗΣ ΚΥΒΕΡΝΗΣΕΩΣ, Τεύχος Α' 245/09.12.2020
- [2] Knauf, «W38/W68 - Συστήματα εξωτερικής τοιχοποιίας με τιμμεντοσανίδες Aquarpanel», Τεχνικό φυλλάδιο, Έκδοση 2012/09, 48 σελίδες, διαθέσιμο στην ιστοσελίδα: <https://www.knauf.gr/tools-services/downloads/technical-brochures/>
- [3] Knauf, «W11 - Τοιχοποιίες μεταλλικού σκελετού Knauf», Τεχνικό φυλλάδιο, Έκδοση 2012/06, 44 σελίδες, διαθέσιμο στην ιστοσελίδα: <https://www.knauf.gr/tools-services/downloads/technical-brochures/>
- [4] Knauf, «D11 - Οροφές με γυψοσανίδες Knauf», Τεχνικό φυλλάδιο, Έκδοση 2050/05, 80 σελίδες, διαθέσιμο στην ιστοσελίδα: <https://www.knauf.gr/tools-services/downloads/technical-brochures/>
- [5] ΕΛΑΣΤΡΟΝ, «Χαλυβδόφυλλο Symdeck», Κατάλογος προϊόντων ΕΛΑΣΤΡΟΝ, 72 σελίδες, διαθέσιμο στην ιστοσελίδα: [SYMDECK 73 \(elastron.gr\)](http://SYMDECK_73.elastron.gr)
- [6] COMPUTERS & STRUCTURES, INC., “SAP2000 Integrated Solution for Structural Analysis and Design”, CSI Analysis Reference Manual, Έκδοση 19, 556 σελίδες, Ιούλιος 2016, διαθέσιμο στην ιστοσελίδα: <https://docs.csiamerica.com/manuals/sap2000/CSIRefer.pdf>
- [7] EN 1990 (2002), «Ευρωκώδικας: Βάσεις σχεδιασμού κατασκευών», CEN
- [8] EN 1991-1-1:2002, «Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των κατασκευών - Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις - Πυκνότητες, ίδια βάρη, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια», CEN
- [9] EN 1991-1-3:2003, «Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των κατασκευών - Μέρος 1-3: Γενικές δράσεις - Φορτία χιονιού», CEN
- [10] EN 1991-1-4:2005, «Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των κατασκευών - Μέρος 1-4: Γενικές δράσεις - Φορτία ανέμου», CEN
- [12] EN 1993-1-1:2005, «Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα - Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια», CEN
- [12] EN 1993-1-8:2005, «Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα - Μέρος 1-1: Σχεδιασμός κόμβων», CEN
- [13] EN 1994-1-1:2004, «Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα - Μέρος 1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια», CEN
- [14] EN 1998-1:2004, «Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών - Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια», CEN

- [15] Ιωάννης Κ. Βάγιας, «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα», 4^η Έκδοση, 382 σελίδες, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2018
- [16] Ιωάννης Κ. Βάγιας, Ιωάννης Χ. Ερμόπουλος, Γεώργιος Ι. Ιωαννίδης, «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής», 983 σελίδες, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2013
- [17] Γιάννης Ν. Ψυχάρης, «ΒΑΣΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8», 41 σελίδες, Αθήνα, 2014
- [18] Ιωάννης Θ. Κατσικαδέλης, «Δυναμική Ανάλυση των Κατασκευών», 883 σελίδες, Εκδόσεις Τσότρας, Αθήνα, 2020
- [19] Ioannis Vayas, “Innovative anti-seismic devices and systems”, 1st Edition, pages 269-308, ECCS, 2017