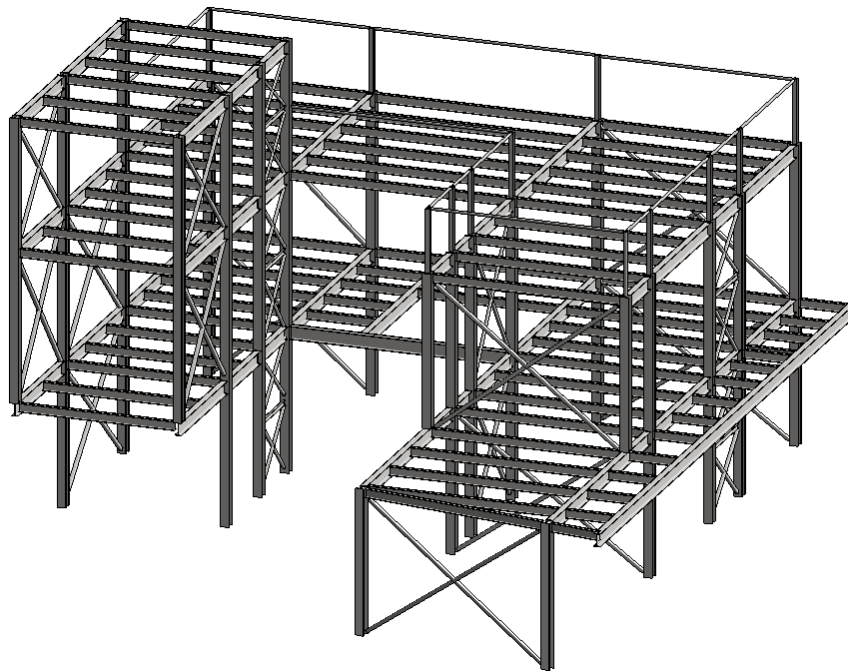




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΦΟΡΕΑ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΤΟΙΚΙΑΣ ΚΑΙ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΚΑΙ ΟΙΚΟΔΟΜΙΚΩΝ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΩΝ



Διπλωματική Εργασία

Γεωργία Μιχαήλ

EMK ΔΕ 2023 10

Επιβλέπων: Χάρης Γαντές, Καθηγητής ΕΜΠ

Συνεπιβλέπων: Ανδρέας Θεοδότου, Πολιτικός Μηχανικός

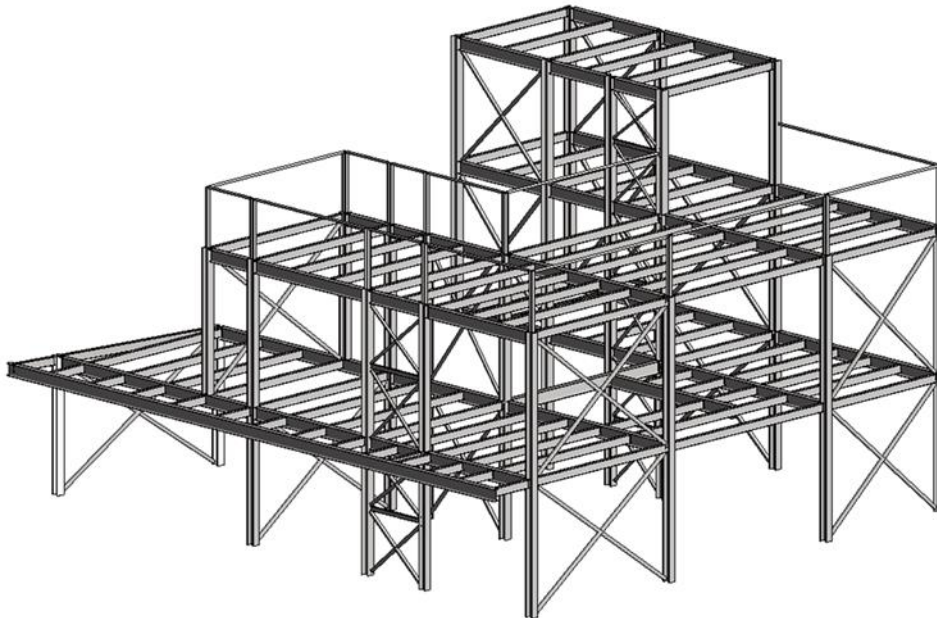
Αθήνα, Νοέμβριος 2023



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΦΟΡΕΑ ΚΤΙΡΙΟΥ ΚΑΤΟΙΚΙΑΣ ΚΑΙ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΚΑΙ ΟΙΚΟΔΟΜΙΚΩΝ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΩΝ



Διπλωματική Εργασία

Γεωργία Μιχαήλ

EMK ΔΕ 2023 10

Επιβλέπων: Χάρης Γαντές, Καθηγητής ΕΜΠ

Συνεπιβλέπων: Ανδρέας Θεοδότου, Πολιτικός Μηχανικός

Αθήνα, Νοέμβριος 2023

Copyright © Γεωργία Μιχαήλ, 2023
Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση σε αρχείο πληροφοριών, διανομή, αναπαραγωγή, μετάφραση ή μετάδοση της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό, υπό οποιαδήποτε μορφή και με οποιοδήποτε μέσο επικοινωνίας, ηλεκτρονικό ή μηχανικό, χωρίς την προηγούμενη έγγραφη άδεια 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 Μετσόβιου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων της συγγραφέως (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

Copyright © Georgia Michail, 2023
All Rights Reserved

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

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

Γεωργία Μιχαήλ (2023)
Σχεδιασμός μεταλλικού φορέα κτιρίου κατοικίας και αλληλεπίδραση
στατικών και οικοδομικών λεπτομερειών
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2023 10
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Georgia Michail (2023)
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2023 10
Design of a steel residential structure building and interaction of
static and construction details
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω μέσα από την καρδιά μου, τον καθηγητή και επιβλέποντα της διπλωματικής μου εργασίας κύριο Χάρη Γαντέ. Αρχικά, τον ευχαριστώ για την ευκαιρία ανάθεσης της παρούσας εργασίας και για την εμπιστοσύνη που έδειξε προς το πρόσωπο μου. Η άριστη επιστημονική του κατάρτιση, οι συμβουλές του, η μεταδοτικότητα του, η προθυμία του και η στήριξή του τόσο στο πρακτικό όσο και στο ψυχολογικό κομμάτι ήταν παράγοντες που συνέβαλαν στην ολοκλήρωση της εργασίας μου.

Επίσης, θα ήθελα να εκφράσω τις θερμές μου ευχαριστίες, στον Πολιτικό Μηχανικό κύριο Ανδρέα Θεοδότου για την προθυμία του ως προς την έναρξη του συγκεκριμένου θέματος αλλά και ως προς την παροχή χρήσιμων πληροφοριών και συμβουλών κατά την διάρκεια υλοποίησής της.

Ευχαριστώ πολύ την αρχιτεκτονική εταιρία του έργου Dias Architects, για την παροχή των αρχιτεκτονικών σχεδίων της κατασκευής.

Τέλος, χρωστάω ένα μεγάλο ευχαριστώ στην οικογένεια και στους φίλους μου για την κατανόηση και την υποστήριξή τους καθ' όλη την διάρκεια των σπουδών μου.



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2023 10

**Σχεδιασμός μεταλλικού φορέα κτιρίου κατοικίας και αλληλεπίδραση
στατικών και οικοδομικών λεπτομερειών**

Γεωργία Μιχαήλ

Επιβλέπων: Χάρης Γαντές, Καθηγητής ΕΜΠ
Συνεπιβλέπων: Ανδρέας Θεοδότου, Πολιτικός Μηχανικός

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο μελέτης της διπλωματικής εργασίας, αποτελεί ο σχεδιασμός δώροφου κτιρίου-κατοικίας και η διερεύνηση ως προς τον εντοπισμό και την επίλυση διαφόρων προβλημάτων που προκύπτουν από την αλληλεπίδραση των στατικών και των οικοδομικών λεπτομερειών.

Πρόκειται για μη κανονικό κτίριο σε κάτοψη και σε όψη το οποίο υλοποιείται στην Κύπρο. Αφετηρία της εργασίας, ως προς την μόρφωση του φορέα, αποτέλεσαν τα αρχιτεκτονικά σχέδια, όπου σε συνδυασμό με τις στατικές απαιτήσεις επιλέχθηκε η βέλτιστη διάταξη. Το κτίριο διαμορφώθηκε με μεταλλικά υποστυλώματα, μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου χιαστί και στις δύο διευθύνσεις, ενώ οι πλάκες και οι δοκοί είναι σύμμικτες.

Η προσομοίωση της κατασκευής υλοποιήθηκε με τη βοήθεια του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων SAP 2000 και ελέγχθηκε σε δύο φάσεις, στη φάση κατασκευής και στη φάση λειτουργίας σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες και το Κυπριακό Εθνικό Προσάρτημα. Η διαστασιολόγηση των μεταλλικών μελών έγινε στο λογισμικό SAP 2000 και σε υπολογιστικά φύλλα Excel. Η διαστασιολόγηση της σύμμικτης πλάκας έγινε με την βοήθεια του λογισμικού SYMDECK DESIGNER 2 ενώ των σύμμικτων δοκών με υπολογιστικά φύλλα Excel. Η διαστασιολόγηση των συνδέσεων υλοποιήθηκε με την χρήση του προγράμματος IDEA StatiCa.

Η εσωτερική και εξωτερική δόμηση του κτιρίου διαμορφώθηκε μέσω συστημάτων ξηράς δόμησης, των οποίων τα υλικά επιλέχθηκαν με βάση τις ανάγκες μόνωσης της κατοικίας και την κατασκευασιμότητα. Με την βοήθεια των λογισμικών Revit 2023 και AutoCAD δημιουργήθηκαν κατασκευαστικά σχέδια στατικών και οικοδομικών λεπτομερειών κατά τα οποία εντοπίστηκαν σημεία εμποδισμού της εισαγωγής των υλικών.

Συμπερασματικά, για την ανάλυση της κατασκευής, ένα λογισμικό παρέχει μεγάλη άνεση αλλά πρέπει να εφοδιάζεται και με κατάλληλους ελέγχους. Επίσης, κρίθηκε σημαντικός ο εντοπισμός της αλληλεπίδρασης των στατικών και των οικοδομικών λεπτομερειών για την αποφυγή διαφόρων κατασκευαστικών προβλημάτων.



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



DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2023 10

Design of a steel residential structure building and interaction of static and construction details

Georgia Michail

Supervisor: Charis Gantes, Professor
Co-supervisor: Andreas Theodotou, Civil Engineer

ABSTRACT

This dissertation investigates the design of a two-story residential structure as well as the identification and resolution of numerous challenges originating from the interaction of static and construction details.

This is a non-standard building in both plan and elevation that will be built in Cyprus. The architectural blueprints served as the foundation for this work in terms of structural creation. The best configuration was chosen in conjunction with the static requirements. The building was designed using metallic substructures, cruciform-type metallic stiff connections in both directions, and composite slabs and beams.

The construction simulation was carried out using SAP 2000 finite element software and was checked in two stages: during construction and during operation, in compliance with Eurocodes and the Cypriot National Annex. The metallic members were dimensioned using SAP 2000 software and Excel spreadsheets. SYMDECK DESIGNER 2 software was used to dimension the composite slab, and Excel spreadsheets were used to dimension the composite beams. The connections were dimensioned using the IDEA StatiCa programme.

The internal and external structure of the house was realised using dry construction technologies chosen based on the constructability and residence's insulation requirements. Construction designs for structural and building details were prepared using Revit 2023 and AutoCAD softwares, where the material insertion points were identified.

Finally, while software makes structural analysis easier, it must be supplemented with adequate checks. Furthermore, identifying the relationship between static and structural features was thought critical in order to avoid numerous building complications.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ	5
1.1	Σχέδια και στοιχεία κτιρίου.....	5
1.1.1	Αρχιτεκτονικές κατόψεις.....	6
1.1.2	Αρχιτεκτονικές όψεις.....	8
1.1.3	Φωτορεαλιστική απεικόνιση.....	11
2	ΔΡΑΣΕΙΣ ΕΠΙ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	13
2.1	Εισαγωγή.....	13
2.2	Μόνιμες Δράσεις.....	13
2.2.1	Ίδια βάρη κατασκευής.....	14
2.2.2	Πλάκα	14
2.2.3	Εσωτερική τοιχοποιία	14
2.2.4	Εξωτερική τοιχοποιία.....	15
2.2.5	Δάπεδα	15
2.2.6	Ψευδοροφή.....	15
2.2.7	Δώμα	15
2.3	Μεταβλητές Δράσεις.....	17
2.3.1	Επιβαλλόμενα φορτία λόγω χρήσης.....	17
2.3.2	Φορτίο Χιονιού	19
2.3.3	Δράσεις ανέμου	25
2.3.4	Θερμοκρασιακές μεταβολές	36
2.4	Σεισμικές Δράσεις.....	37
2.5	Συνδυασμοί δράσεων	41
2.5.1	Οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ)	41
2.5.2	Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ).....	42
2.5.3	Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας και συντελεστές συνδυασμού	42
2.5.4	Συνδυασμοί δράσεων που χρησιμοποιήθηκαν προς επίλυση του φορέα	44
3	ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ	45
3.1	Προσομοίωση	45
3.2	Παραδοχές.....	46
3.2.1	Υλικά	46
3.2.2	Στηρίξεις	46
3.2.3	Τύπος και διακριτοποίηση στοιχείων.....	46
3.2.4	Διαφράγματα.....	46
3.3	Ιδιομορφική ανάλυση	47
3.4	Κριτήρια περιορισμού βλαβών	49
3.4.1	Περιορισμός σχετικών μετακινήσεων ορόφων	49

3.4.2	Φαινόμενα β' τάξης.....	50
3.5	Διαστασιολόγηση σύμμικτων στοιχείων.....	51
3.5.1	Σύμμικτη πλάκα	51
3.5.2	Σύμμικτη διαδοκίδα.....	55
3.5.3	Σύμμικτη κύρια δοκός	68
3.6	Διαστασιολόγηση μεταλλικών μελών και Ικανοτικός σχεδιασμός	70
3.6.1	Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	70
3.6.2	Υποστυλώματα	75
4	ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ	81
4.1	Σύνδεση κύριας δοκού με υποστύλωμα.....	83
4.2	Σύνδεση δευτερεύουσας δοκού με υποστύλωμα.....	85
4.3	Σύνδεση κύριας δοκού με διαδοκίδα	86
4.4	Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας με υποστύλωμα και κύρια δοκό.....	87
4.5	Σύνδεση διαγώνιων μελών	88
4.6	Έδραση υποστυλώματος.....	90
5	ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΚΑΙ ΟΙΚΟΔΟΜΙΚΩΝ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΩΝ	93
5.1	Περιγραφή οικοδομικών υλικών.....	93
5.1.1	Μεταλλικός σκελετός ξηράς δόμησης.....	93
5.1.2	Μονωτικό υλικό	94
5.1.3	Τυποποιημένες πλάκες	94
5.1.4	Εξαρτήματα στερέωσης.....	95
5.1.5	Υλικά αρμολόγησης.....	95
5.1.6	Συστήματα δόμησης	95
5.2	Σχέδια στατικού φορέα.....	96
5.2.1	Τρισδιάστατη όψη μεταλλικού φορέα.....	96
5.2.2	Κατόψεις.....	96
5.2.3	Τομές.....	99
5.2.4	Συνδέσεις.....	101
5.3	Σχέδια και εντοπισμός αλληλεπίδρασης στατικών και οικοδομικών λεπτομερειών	105
5.3.1	Αλληλεπίδραση μεταλλικού σκελετού ξηράς δόμησης με υποστύλωμα.....	105
5.3.2	Αλληλεπίδραση υδρορροής με μεταλλικό φορέα και σύμμικτη πλάκα	107
5.3.3	Αλληλεπίδραση διατομής στηθαίων με μεταλλικό σκελετό ξηράς δόμησης	107
5.3.4	Αλληλεπίδραση συνδέσεων με μεταλλικό σκελετό ξηράς δόμησης.....	108
6	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	115
7	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	117

1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

1.1 Σχέδια και στοιχεία κτιρίου

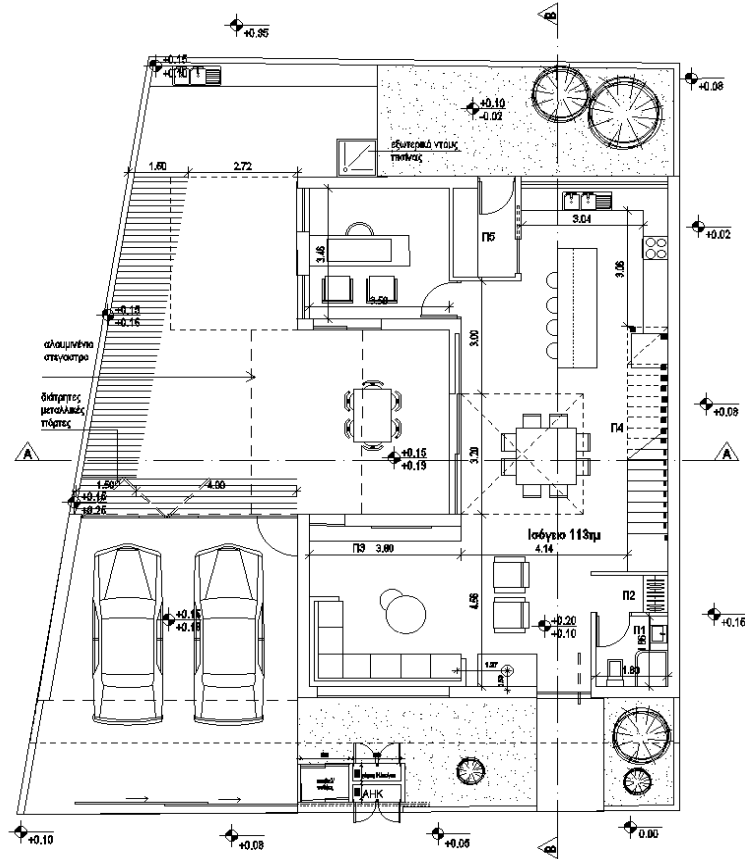
Το υπό μελέτη κτίριο είναι κατοικία που βρίσκεται στα προάστια της Λευκωσίας στην Κύπρο. Απαρτίζεται από το ισόγειο, τον πρώτο και τον δεύτερο όροφο. Στο ισόγειο βρίσκεται το καθιστικό, η κουζίνα, ο χώρος υγιεινής και ένας αποθηκευτικός χώρος, ενώ ο πρώτος όροφος αποτελείται από τρία υπνοδωμάτια. Ο δεύτερος όροφος είναι μικρών διαστάσεων, χρησιμοποιείται ως αποθήκη και καταλαμβάνει ένα μικρό χώρο στο βατό δώμα. Η μετάβαση από όροφο σε όροφο εξασφαλίζεται από το κλιμακοστάσιο. Επίσης, υπάρχει χώρος στάθμευσης για δύο ΙΧ, κολυμβητική δεξαμενή και μία περιοχή πρασίνου με εξωτερικό ντούζ.

Μία ιδιαιτερότητα του κτιρίου είναι η γεωμετρία του. Η κάτοψη του είναι παρόμοια του σχήματος Π, δηλαδή ένα ορθογώνιο τμήμα με δύο προεξέχοντα. Στα δύο αυτά προεξέχοντα τμήματα στηρίζεται στέγαστρο αλουμινίου το οποίο στεγάζει το καθιστικό εξωτερικού χώρου. Η γεωμετρία του κτιρίου μεταβάλλεται καθ' ύψος, ενώ στην οροφή ισογείου δημιουργείται ένα προβολικό τμήμα μήκους 3 m. Επιπρόσθετα, στο εσωτερικό του κτιρίου, στην οροφή ισογείου υπάρχει ένα κενό διαστάσεων 3,20 m · 3,04 m το οποίο προστατεύεται περιμετρικά από γυαλί.

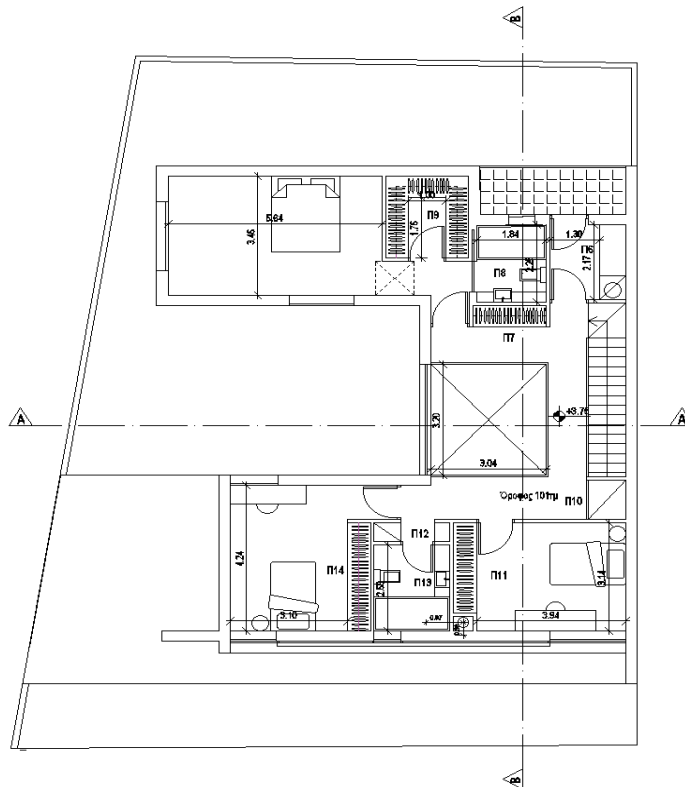
Το εμβαδόν του ισογείου είναι 113 τετραγωνικά μέτρα, το εμβαδόν του πρώτου ορόφου είναι 101 ενώ ο τελευταίος όροφος είναι 20 τετραγωνικά μέτρα. Το συνολικό ύψος του κτιρίου είναι 10,50 m, ενώ η περιοχή του βατού δώματος είναι στα 8,4 m εκ των οποίων τα 1,10 m είναι το περιμετρικό στηθιαίο ασφαλείας.

Τέλος, για την καλύτερη αποτύπωση των πιο πάνω παρουσιάζονται οι αρχιτεκτονικές κατόψεις και όψεις του κτιρίου καθώς και η φωτορεαλιστική απεικόνισή του.

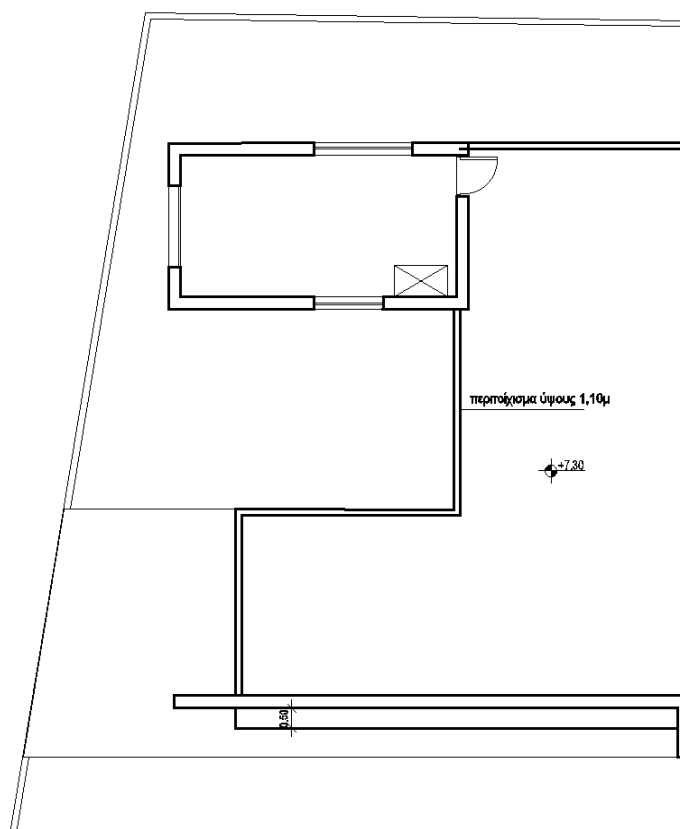
1.1.1 Αρχιτεκτονικές κατόψεις



Σχήμα 1-1: Κάτοψη Ισογείου [28]

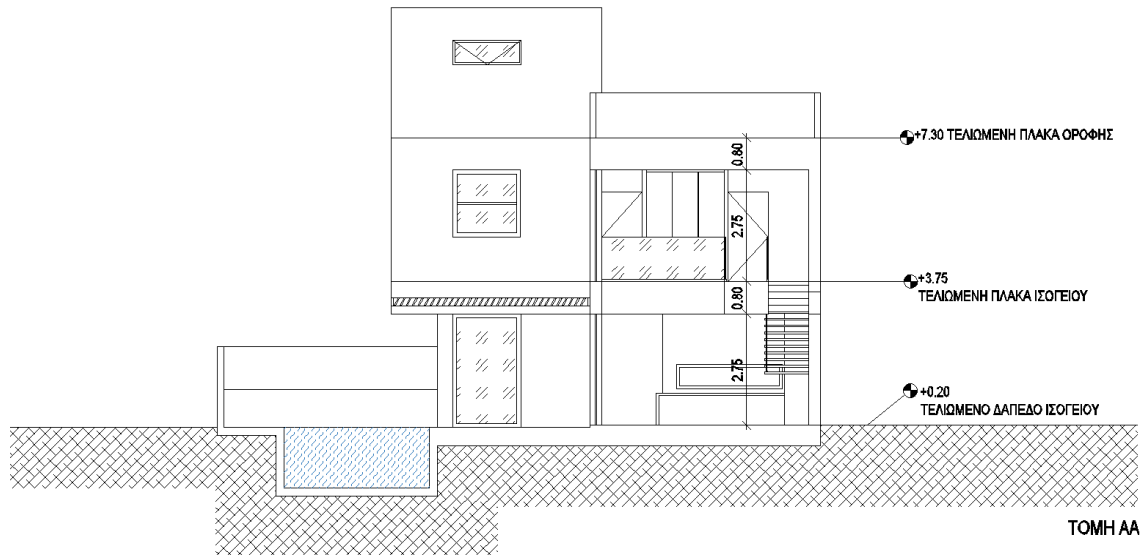


Σχήμα 1-2: Κάτοψη 1^{ου} ορόφου [28]

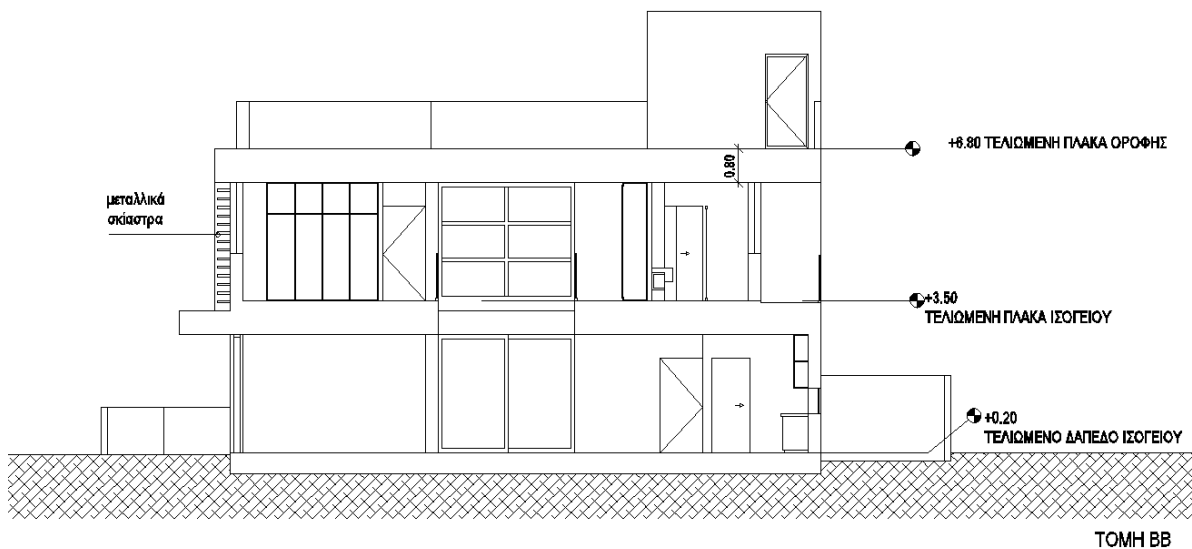
Σχήμα 1-3: Κάτοψη 2^{ου} ορόφου [28]

1.1.2 Αρχιτεκτονικές όψεις

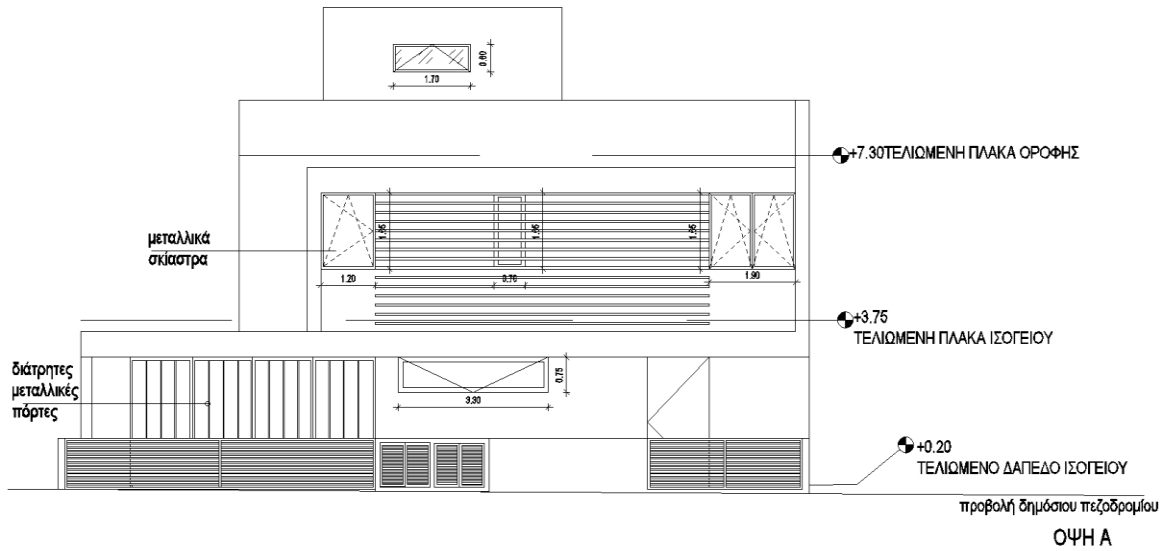
Στα Σχήματα 1-4 και 1-5 απεικονίζονται οι όψεις των τομών A-A και B-B οι οποίες προσδιορίστηκαν στις αρχιτεκτονικές κατόψεις του κτιρίου. Στα Σχήματα 1-6, 1-7, 1-8 και 1-9 παρουσιάζονται οι τέσσερις όψεις του κτιρίου Α, Β, Γ και Δ.



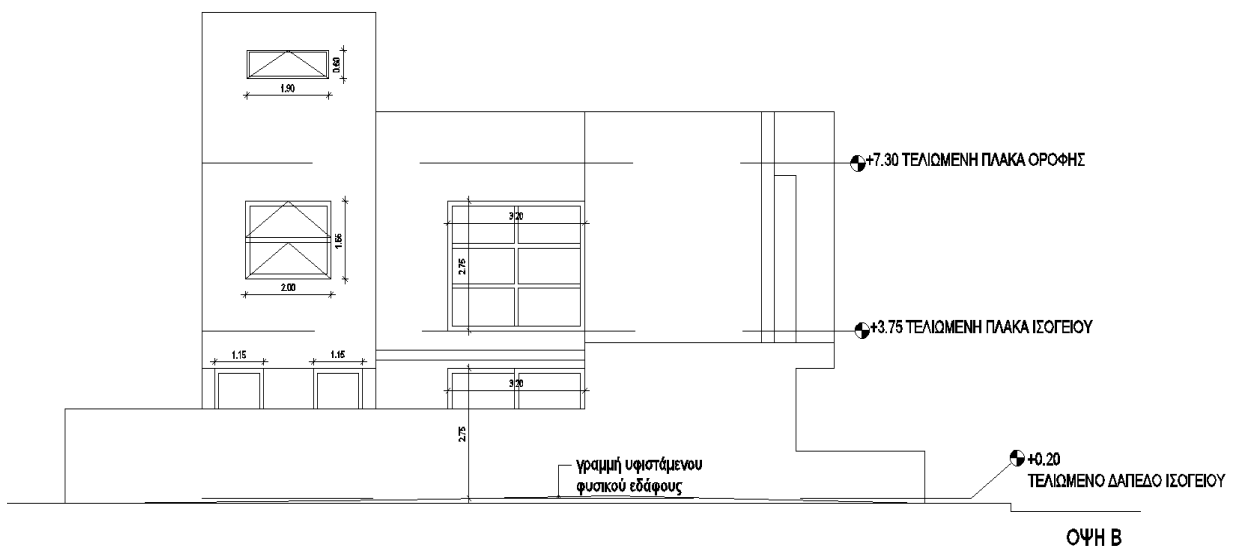
Σχήμα 1-4: Όψη τομής Α-Α [28]



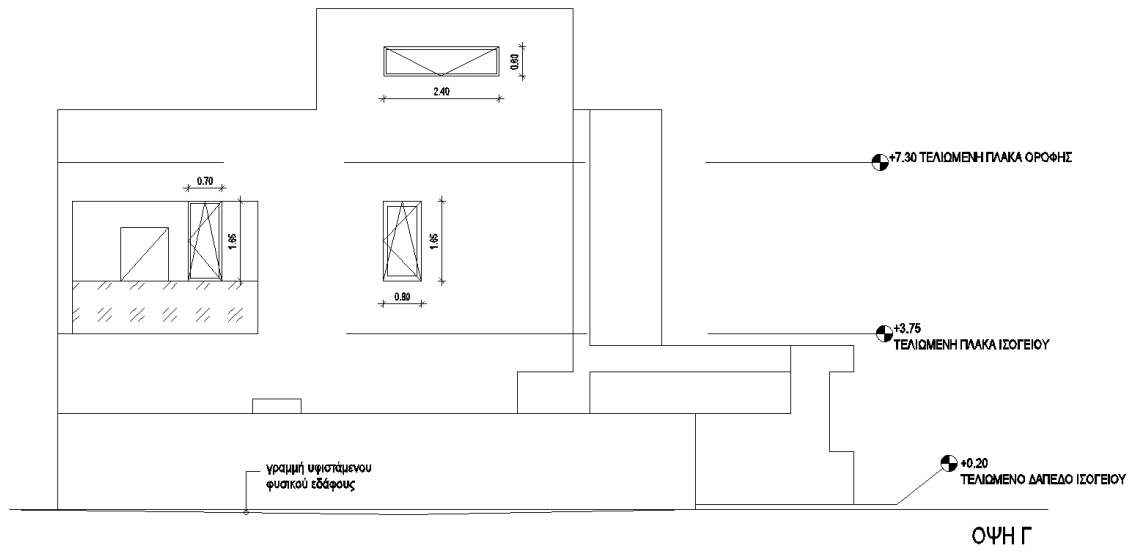
Σχήμα 1-5: Όψη τομής Β-Β [28]



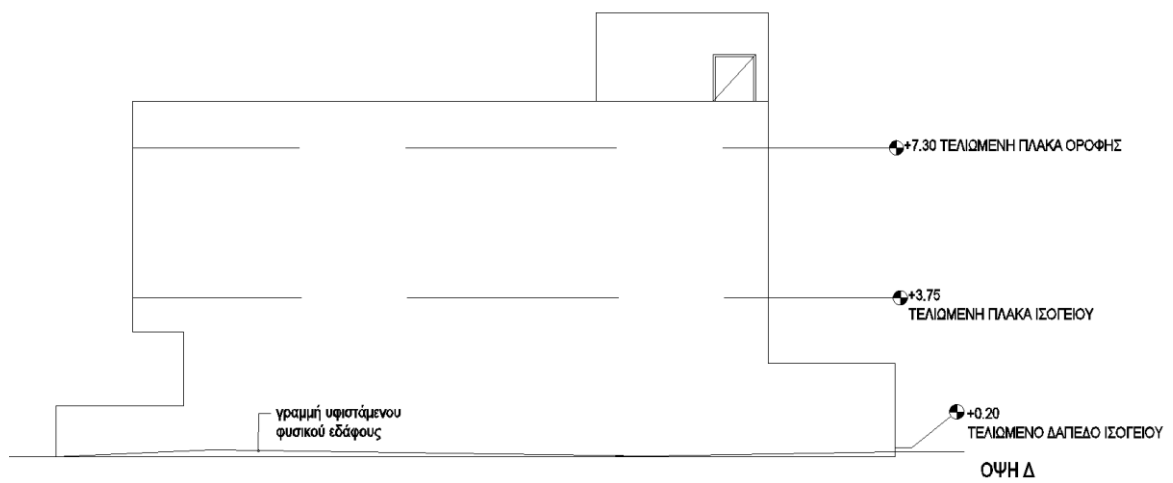
Σχήμα 1-6: Πρόσοψη κτιρίου-Όψη Α [28]



Σχήμα 1-7: Πλάγια όψη-Β [28]



Σχήμα 1-8: Πλάγια όψη-Γ [28]



Σχήμα 1-9: Πλάγια όψη-Δ [28]

1.1.3 Φωτορεαλιστική απεικόνιση

Στα Σχήματα 1-10, 1-11, 1-12, και 1-13 παρουσιάζεται η φωτορεαλιστική απεικόνιση του κτιρίου υπο τις όψεις Α Β Γ και Δ για τις οποίες παρουσιάστικαν τα αντίστοιχα αρχιτεκτονικά σχέδια πιο πάνω. Η φωτορεαλιστική απεικόνιση αποτελεί ένα μέσω προσέγγισης του τελικού αποτελέσματος.



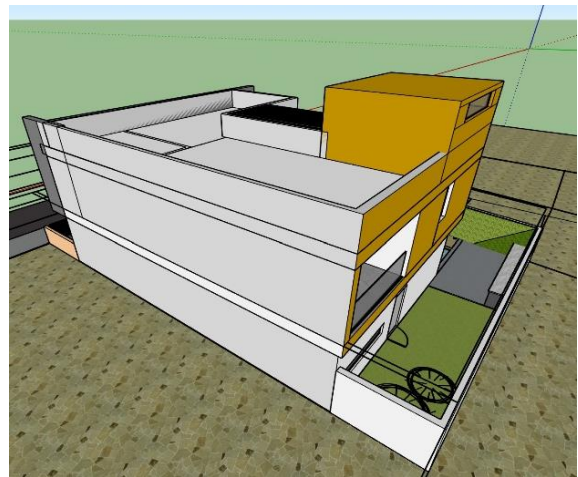
Σχήμα 1-10: Πρόσοψη κτιρίου - Όψη Α [28]



Σχήμα 1-11: Πλάγια όψη-Β [28]



Σχήμα 1-12: Πλάγια όψη-Γ [28]



Σχήμα 1-13: Πλάγια όψη-Δ [28]

2 ΔΡΑΣΕΙΣ ΕΠΙ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

2.1 Εισαγωγή

Ανάλογα με την προοριζόμενη χρήση, την τοποθεσία και τη μορφή της κατασκευής, προσδιορίζονται οι δράσεις που θα χρησιμοποιηθούν για την ανάλυση και τη διαστασιολόγηση του φορέα. Σκοπός είναι να προσδιορισθούν τα πιο δυσμενή επίπεδα φόρτισης και παραμόρφωσης, προκειμένου να διασφαλιστεί η ασφάλεια και η ορθή λειτουργία των δομικών στοιχείων .

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα οι δράσεις κατατάσσονται με βάση το χρόνο, ή την προέλευση τους, ή την μεταβολή τους στο χώρο ή τη φύση τους. Στις επόμενες παραγράφους οι δράσεις στις οποίες γίνεται αναφορά έχουν ταξινομηθεί ανάλογα με την μεταβολή τους στον χρόνο σε:

–Μόνιμες (G):

- Ίδιο βάρος κατασκευής
- Επικαλύψεις

–Μεταβλητές (Q):

- Επιβαλλόμενα φορτία λόγω χρήσης
- Φορτίο χιονιού
- Δράσεις ανέμου
- Θερμοκρασιακές μεταβολές

–Σεισμικές δράσεις (E)

2.2 Μόνιμες Δράσεις

Ο όρος μόνιμες δράσεις αντιπροσωπεύει όλα τα φορτία τα οποία αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια της δεδομένης περιόδου αναφοράς, όπου η διαφοροποίησή του μεγέθους τους ως προς το χρόνο είναι αμελητέα. Στην κατηγορία αυτή ανήκουν, όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη την διάρκεια ζωής του έργου, δηλαδή, το σύνολο του ίδιου βάρους της κατασκευής και των λοιπών φερόμενων στοιχείων επ' αυτής.

2.2.1 Ίδια βάρη κατασκευής

Το βάρος του μεταλλικού φορέα υπολογίζεται αυτόματα από το λογισμικό, ως το γινόμενο του ίδιου βάρους του χάλυβα, $\gamma_s=78,5 \text{ kN/m}^3$ με το εμβαδόν της διατομής. Όσον αφορά το σκυροδέμα, το ίδιο βάρος του νωπού σκυροδέματος ισούται με $\gamma_{\text{νωπο}}=26 \text{ kN/m}^3$ και χρησιμοποιείται στην φάση κατασκευής του κτιρίου, όπου οι μεταλλικές δοκοί καλούνται να λειτουργήσουν μόνες τους, ενώ μετά την πήξη του σκυροδέματος, όπου υπάρχει η σύμμικτη λειτουργία, το ίδιο βάρος του σκυροδέματος λαμβάνει την τιμή $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$.

2.2.2 Πλάκα

Η σύμμικτη πλάκα του κτιρίου έχει συνολικό πάχος 15 cm. Συνυπολογίζοντας όμως, το εμβαδόν του προφίλ του χαλυβδόφυλλου σε ανάπτυγμα ενός μέτρου προκύπτει ισοδύναμο ύψος ίσο με $h_c=10,3 \text{ cm}$. Επομένως, το φορτίο της σύμμικτης πλάκας υπολογίζεται ως το άθροισμα του βάρους του σκυροδέματος για ισοδύναμο ύψος 10,3 cm και του βάρους του χαλυβδόφυλλου.

Χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 πάχους 0,75 mm: $g_{\text{χαλυβδ.}}=0,0981 \text{ kN/m}^2$

Βάρος σκυροδέματος στη φάση λειτουργίας: $g_c=25 \text{ kN/m}^3 \cdot 10,3 \text{ cm}=2,6 \text{ kN/m}^2$

Βάρος σκυροδέματος στη φάση κατασκευής: $g_c=26 \text{ kN/m}^3 \cdot 10,3 \text{ cm}=2,7 \text{ kN/m}^2$

→ Φορτίο πλάκας στη φάση λειτουργίας: $g_{\text{πλάκας}}=2,7 \text{ kN/m}^2$

→ Φορτίο πλάκας στη φάση κατασκευής: $g_{\text{πλάκας}}=2,8 \text{ kN/m}^2$

2.2.3 Εσωτερική τοιχοποιία

Διπλή στάνταρ γυψοσανίδα πάχους 12,5 mm: $g_{\text{γυψ,εσ}}=4 \cdot 8,7 \text{ kg/m}^2=0,348 \text{ kN/m}^2$

Ανθυγρά γυψοσανίδα κατηγορίας H2 στα μπάνια πάχους 12,5 mm: $g_{\text{άνθυγρα}}=4 \cdot 8,8 \text{ kg/m}^2=0,352 \text{ kN/m}^2$

Κεραμικά πλακάκια μπάνιου, πάχους 8 mm (μέγιστο επιτρεπόμενο 35 kg/m²): $g_{\text{πλακάκια}}=0,18 \text{ kN/m}^2$

Κόλλα πλακιδίων: $g_{\text{κόλλα}}=0,035 \text{ kN/m}^2$

Ορθοστάτης CW 50/50/06: $g_{\text{CW}}=0,0059 \text{ kN/m}^2$

Στρωτήρας UW 50/40/06: $g_{\text{UW}}=0,005 \text{ kN/m}^2$

Μονωτικό υλικό ορυκτοβάμβακας πάχους 50 mm: $g_{\text{ορυκτ.}}=7,45 \text{ kg/m}^2=0,0745 \text{ kN/m}^2$

Βίδες, στοκάρισμα, ταινία: $g_{\text{β,σ,τ}}=1,1 \text{ kg/m}^2=0,011 \text{ kN/m}^2$

Διαχωριστικό από γυαλί πυκνότητας 2500 kg/m³

Επειδή οι ανθυγρές γυψοσανίδες, τα πλακάκια και η κόλλα πλακιδίων βρίσκονται μόνο στην εσωτερική μεριά των χώρων που υπάρχει υγρασία, έγινε η εξής παραδοχή: επιβλήθηκε ένα ομοιόμορφα κατανομημένο φορτίο το οποίο ασκείται σε όλα τα χωρίσματα, και υπολογίστηκε ως ο μέσος όρος των φορτίων των χωρισμάτων σε περιοχές με και χωρίς υγρασία.

→ Συνολικό πρόσθετο φορτίο εσωτερικών τοίχων: $g_{\text{εσ.τοιχ}}=0,51 \text{ kN/m}^2$

2.2.4 Εξωτερική τοιχοποιία

Τσιμεντοσανίδα εξωτερικής χρήσης Aquarpanel Outdoor, πάχους 12,5 mm: $g_{\text{τσιμ.}} = 0,16 \text{ kN/m}^2$

Πυράντοχη γυψοσανίδα τύπου DF για εσωτερική επένδυση πάχους 12,5 mm: $g_{\text{DF}} = 0,101 \text{ kN/m}^2$

Ορθοστάτης CW 75/50/06 (διπλός εξωτερικά, μονός εσωτερικά): $g_{\text{CW}} = 0,018 \text{ kN/m}^2$

Στρωτήρας UW 75/40/06: $g_{\text{UW}} = 0,01 \text{ kN/m}^2$

Πετροβάμβακας NaturBoard VENTI 50, πάχους 70 mm: $g_{\text{πετροβάμβ,εξ}} = 2 \cdot 50 \text{ kg/m}^3 \cdot 70 \text{ mm} = 0,07 \text{ kN/m}^2$

Διαπνέουσα μεμβράνη στεγάνωσης Aquarpanel: $g_{\text{μεμβρ.}} = 70 \text{ gr/m}^2 = 0,0007 \text{ kN/m}^2$

Εξωτερικό επίχρισμα : $g_{\text{επιχρ.}} = 160 \text{ gr/m}^2 = 0,0016 \text{ kN/m}^2$

Αντιαλκαλική ταινία αρμού: $200 \text{ gr/m}^3 \cdot 5 \text{ mm} = 1 \cdot 10^{-5} \text{ kN/m}^2$

Βίδες , στοκάρισμα: $g_{\beta,\sigma} = 1,1 \text{ kg/m}^2 = 0,011 \text{ kN/m}^2$

Διπλό τζάμι υαλοπίνακα συνολικού πάχους 12 mm: $g_{\text{υαλοπ.}} = 2,5 \text{ kg/mm/m}^2 \cdot 12 \text{ mm} = 0,3 \text{ kN/m}^2$

→Συνολικό φορτίο εξωτερικής τοιχοποιίας: $g_{\text{εξ,τοιχ}} = 0,70 \text{ kN/m}^2$

2.2.5 Δάπεδα

Ελαφρομετόν πάχους 11 cm, πυκνότητας 800 kg/m^3 : $g_{\text{ελαφρ.}} = 0,88 \text{ kN/m}^2$

Ηλεκτρολογικός μηχανισμός που καλύπτεται από το ελαφρομετόν: $g_{\text{Η.Μ}} = 0,02 \text{ kN/m}^2$

Ενδοδαπέδια θέρμανση: $g_{\text{ενδοδαπ.θερμ}} = 1,00 \text{ kN/m}^2$

Κόλλα : $g_{\text{κόλλα}} = 0,035 \text{ kN/m}^2$

Πλακάκια τύπου πέτρας, πάχους 10 mm: $g_{\text{πλακάκια}} = 0,31 \text{ kN/m}^2$

→Συνολικό πρόσθετο φορτίο δαπέδων: $g_{\text{δαπέδων}} = 2,3 \text{ kN/m}^2$

2.2.6 Ψευδοροφή

Επιλέχθηκε σύστημα ψευδοροφής χωρίς μονωτικό υλικό γιατί δεν κρίθηκε απαραίτητο.

Μονή στρώση απλής γυψοσανίδας τύπου A πάχους 18 mm : $g_{\text{γυψ.}} = 0,14 \text{ kN/m}^2$

Στερέωση πρόσθετων φορτίων, φωτιστικών σωμάτων στον σκελετό στήριξης και ηλεκτρολογικός μηχανισμός : $0,05 \text{ kN/m}^2$

Βίδες-στοκάρισμα: $g_{\beta,\sigma} = 0,011 \text{ kN/m}^2$

Κύριος-δευτερεύων οδηγός: $g_{\text{οδηγών}} = 0,01 \text{ kN/m}^2$

→Συνολικό φορτίο συστήματος ψευδοροφής: $g_{\text{ψευδορ.}} = 0,21 \text{ kN/m}^2$

2.2.7 Δώμα

Φράγμα υδρατμών: $g_{\text{φ.υ}} = 1 \text{ kg/m}^2 = 0,01 \text{ kN/m}^2$

Εξηλασμένη πολυστερίνη πάχους 100 mm: $g_{\text{εξ,πολυστ.}} = 32 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,1 \text{ m} = g_{\text{εξ,πολυστ.}} = 0,032 \text{ kN/m}^2$

Υλικό ρύσεων : σκυρόδεμα πυκνότητας 25 kN/m^3 μέσου πάχους 10 cm: $g_{\text{ρύσεων}} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Στο μη βατό δώμα του 2^{ου} ορόφου:

Υγρομόνωση με ασφαλική μεμβράνη δύο στρώσεων : $g_{\text{υγρομ.}} = 2 \cdot 4 \text{ kg/m}^2 = 0,08 \text{ kN/m}^2$

Ασφαλτόπανο με ψηφίδα (το πάχος τους κυμαίνεται από 2,5-5mm) (βάρους $\geq 4,5 \text{ kg/m}^2$), επιλέχθηκε πάχος 3 mm: $g_{\text{ψηφίδα}} = 0,045 \text{ kN/m}^2$

→ Συνολικό πρόσθετο φορτίο δώματος 2^{ου} ορόφου: $g_{\text{δώμα2}} = 2,74 \text{ kN/m}^2$

Στο βατό δώμα του 1^{ου} ορόφου:

Τσιμεντομόνωση: $g_{\text{γεωύφ}} = 175 \text{ gr/m}^2 = 0,00175 \text{ kN/m}^2$

Κόλλα πλακιδίων: $g_{\text{κόλλα}} = 0,035 \text{ kN/m}^2$

Στρώση από πλακάκια: $g_{\text{πλ.}} = 0,4 \text{ kN/m}^2$

Στηθαίο ύψους 1,10 m και πάχους 0,15 m: $g_{\text{στηθαίο}} = 0,5 \text{ kN/m}^2$

→ Συνολικό πρόσθετο φορτίο δώματος : $g_{\text{δώμα}} = 3,1 \text{ kN/m}^2$

→ Φορτίο που ασκείται στις περιμετρικές δοκούς λόγω του στηθαίου: $g_{\text{περιμετρικά}} = 0,5 \text{ kN/m}^2$

–Επιβολή φορτίων επί της κατασκευής:

Οροφή ισογείου: Υπολογίστηκε το συνολικό φορτίο των εσωτερικών διαχωρισμάτων το οποίο διαιρέθηκε με το εμβαδόν της κάτοψης και προέκυψε ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο ίσο με $g_{\text{εσ.τοιχ}} = 0,36 \text{ kN/m}^2$. Επομένως, σε όλη την κάτοψη λήφθηκε $g = 5,7 \text{ kN/m}^2$ και επιπρόσθετα στις εξωτερικές δοκούς το φορτίο των εξωτερικών τοιχίων πολλαπλασιασμένο με το ύψος των τοιχωμάτων ορόφου ίσο με, $g_{\text{περιμετρικά}} = 2,3 \text{ kN/m}$.

Οροφή του γκαράζ: Λήφθηκε ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο ίσο με $g = 2,7 \text{ kN/m}^2$

Οροφή 1^{ου} ορόφου: Στην περιοχή όπου δεν υπάρχει ο δεύτερος όροφος αλλά το βατό δώμα, επιβλήθηκε σε όλη την περιοχή φορτίο ίσο με $g = 6,0 \text{ kN/m}^2$ και επιπλέον στις περιμετρικές δοκούς το φορτίο λόγω ύπαρξης του στηθαίου, $g_{\text{περιμετρικά}} = 0,5 \cdot 1,1 = 0,55 \text{ kN/m}$. Στην υπόλοιπη περιοχή το φορτίο ισούται με $g = 5,3 \text{ kN/m}^2$ λόγω απουσίας εσωτερικών διαχωρισμάτων, παρόλα αυτά για λόγους χρήσης του χώρου το φορτίο λήφθηκε ίσο με $5,7 \text{ kN/m}^2$ και στις περιμετρικές δοκούς ακόμη $g = 2,1 \text{ kN/m}$.

Οροφή 2^{ου} ορόφου: Σε όλη την επιφάνεια λήφθηκε ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο $g = 5,55 \text{ kN/m}^2$.

2.3 Μεταβλητές Δράσεις

2.3.1 Επιβαλλόμενα φορτία λόγω χρήσης

Στα επιβαλλόμενα φορτία λόγω χρήσης περιλαμβάνονται όλα τα ομοιόμορφα κατανεμημένα ή συγκεντρωμένα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου, η οποία μπορεί να είναι φυσιολογική, καθώς και σπάνια αλλά αναμενόμενη. Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα της Κύπρου του EN 1991-1-1, οι χώροι των δαπέδων και της στέγης, αναλόγως της χρήσης τους, υποδιαιρούνται στις κατηγορίες του Πίνακα 2-1 και του Πίνακα 2-3 αντίστοιχα, με σκοπό τον προσδιορισμό των επιβαλλόμενων φορτίων στην κατασκευή, Πίνακες 2-2 και 2-4 . [8,18]

Πίνακας 2-1: Κατηγορίες χρήσης (από Εθνικό Προσάρτημα CYS EN1991-1-1)

Κατηγορία	Συγκεκριμένη χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι κατοικίας και διαμονής	Δωμάτια σε κτίρια διαμονής και κατοικίες. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες. Κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
Γ	Χώροι συνάθροισης κοινού (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A, B και Δ)	<p>Γ1: Χώροι με τραπέζια κλπ. π.χ. σχολικοί χώροι,καφετέριες,εστιατόρια, αίθουσες εστίασης,αναγνώστηρια, χώροι υποδοχής</p> <p>Γ2: Χώροι με σταθερά καθίσματα. Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι σιδηροδρομικών σταθμών</p> <p>Γ3: Χώροι απρόσκοπτης μετακίνησης κοινού, π.χ. χώροι μουσείων, εκθεσιακοί χώροι και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτίρια, ξενοδοχεία, νοσοκομεία, προαυλίες σιδηροδρομικών σταθμών.</p> <p>Γ4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ αίθουσες χορού, χώροι γυμναστικής, θεατρικές σκηνές</p> <p>Γ5: Χώροι που ενδέχεται να συγκεντρωθούν μεγάλα πλήθη, π.χ. σε κτίρια για δημόσιες εκδηλώσεις, όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα όπου συμπεριλαμβάνονται οι εξέδρες, οι εξώστες και οι χώροι πρόσβασης, αποβάθρες σιδηροδρόμων</p>
Δ	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	<p>Δ1: Χώροι με καταστήματα λιανικής πώλησης</p> <p>Δ2: Χώροι σε πολυκαταστήματα</p>

Πίνακας 2-2: Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα, σκάλες και εξώστες κτιρίων (από Εθνικό Προσάρτημα CYS EN1991-1-1)

Κατηγορίες φορτιζομένων επιφανειών	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία Α		
-Πατώματα	2,0	2,0
-Σκάλες	3,0	2,0
-Εξώστες	4,0	2,0
Κατηγορία Β	3,0	4,0
Κατηγορία Γ		
-Γ1	3,0	4,0
-Γ2	4,0	4,0
-Γ3	5,0	4,0
-Γ4	5,0	7,0
-Γ5	5,0	4,5
Κατηγορία Δ		
-Δ1	5,0	7,0
-Δ2	5,0	7,0

Πίνακας 2-3: Κατηγορίες στεγών (από EN 1991-1-1, 2002)

Κατηγορίες φορτιζομένων επιφανειών	Συγκεκριμένη χρήση
H	Στέγες μη-προσβάσιμες παρά μόνο για συντήρηση και επισκευή
I	Στέγες προσβάσιμες για χρήση, σύμφωνα με τις κατηγορίες Α έως Δ
K	Στέγες προσβάσιμες για ειδικές χρήσεις, όπως ελικοδρόμια

Πίνακας 2-4: Επιβαλλόμενα φορτία σε στέγες κατηγορίας H (από EN1991-1-1, 2002)

Στέγη	q_k [kN/m ²]
H	q_k
<p>Σημείωση: Για την κατηγορία H μπορεί να επιλεγεί εντός του εύρους 0.00 kN/m² έως 1.00 kN/m². Οι τιμές μπορούν να οριστούν από το Εθνικό Προσάρτημα. Οι συνιστώμενες τιμές είναι $q_k=0.4$ kN/m², οι οποίες μπορούν να τροποποιηθούν ανάλογα με την κλίση της οροφής. Μπορεί να θεωρηθεί ότι ενεργεί σε μια περιοχή A η οποία ορίζεται από το Εθνικό προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή για το A είναι 10 m², εντός της περιοχής, από το μηδέν έως ολόκληρη την επιφάνεια της στέγης.</p>	

Το υπό μελέτη κτίριο, σύμφωνα με τον Πίνακα 2-1 ανήκει στην κατηγορία Α (χώροι κατοικίας και διαμονής). Η στέγη του κτιρίου διακρίνεται σε δύο κατηγορίες με βάση τον Πίνακα 2-3. Για τη στέγη της στάθμης +10.50 m ορίζεται η κατηγορία Η (στέγες μη-προσβάσιμες παρά μόνο για συντήρηση και επισκευή) ενώ για τη στέγη της στάθμης +7.30 m, η κατηγορία Ι (στέγες προσβάσιμες για χρήση). Επομένως, με βάση τον Πίνακα 2-2, ως επιβαλλόμενο, ομοιόμορφα καταναμημένο φορτίο, σε όλη την κατασκευή, ορίζεται η τιμή $q = 2 \text{ kN/m}^2$ με εξαίρεση τη μη βατή στέγη. Στην περιοχή της μη βατής στέγης, εφόσον η κλίση της είναι μικρότερη των 20 μοιρών, λήφθηκε το επιβαλλόμενο φορτίο της ως $q = 0,5 \text{ kN/m}^2$ σύμφωνα με τον Πίνακα 2-4 και το Εθνικό Προσάρτημα της Κύπρου, το οποίο ασκείται σε όλη την επιφάνεια αλλά δεν δρα σε συνδυασμό με τα φορτία χιονιού ή με τα φορτία ανέμου [3.3.2 EN1991].

2.3.2 Φορτίο Χιονιού

Τα φορτία χιονιού λογίζονται ως σταθερά και κατατάσσονται στις καθορισμένες μεταβλητές δράσεις. Η δράση του χιονιού ασκείται ομοιόμορφα ή μη, σε κεκλιμένες ή οριζόντιες στέγες τεχνικών έργων και οφείλεται στο ίδιο βάρος του χιονιού το οποίο έχει συσσωρευθεί είτε από ελεύθερη πτώση είτε έχει παρασυρθεί. Αποτελεί ιδιαίτερα σημαντικό φορτίο σε περιοχές όπου επικρατεί κρύος καιρός και είναι συνήθεις οι μεγάλες χιονοπτώσεις. Ο προσδιορισμός των φορτίων χιονιού έγινε για τρεις περιπτώσεις. Η πρώτη αφορά τη στέγη στη στάθμη του κτιρίου +10.5 m, η δεύτερη τη στέγη σε ύψος +7.3 m και η τρίτη την οροφή του γκαράζ. Οι υπολογισμοί έγιναν με βάση το Μέρος 1-3 του EN 1991 στο οποίο παρέχονται οδηγίες για έργα πολιτικού μηχανικού με υψόμετρο μέχρι 1500 m. Το φορτίο χιονιού προσδιορίζεται από την Εξ.(2-1), που αφορά τοποθεσίες στις οποίες επικρατούν κανονικές συνθήκες.[9],[14],[19]

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k \quad (2-1)$$

Όπου,

μ_i : συντελεστής σχήματος του φορτίου χιονιού

C_e : συντελεστής εκθέσεως

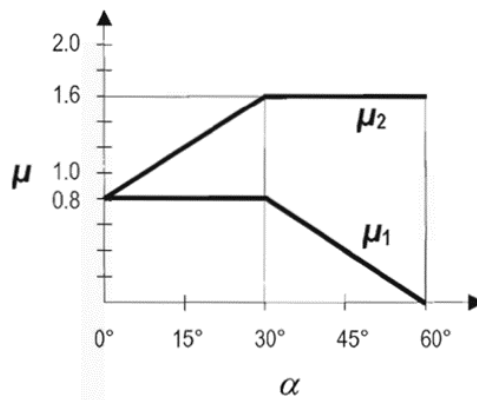
C_t : θερμικός συντελεστής

S_k : χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

– Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού:

Ο συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού, χρησιμοποιείται για την αναγωγή από το φορτίο χιονιού στο έδαφος σε φορτίο χιονιού στη στέγη. Για τον προσδιορισμό του συντελεστή σχήματος έχουν ληφθεί υπόψη δύο μορφές κατανομής φορτίου. Η μία μορφή προκύπτει από ένα ομοιόμορφα καταναμημένο στρώμα χιονιού σε όλη την επιφάνεια, ενώ η άλλη από μια ανομοιόμορφη κατανομή, λόγω τοπικής συγκέντρωσης του χιονιού σε εμπόδια ή σε προεξοχές της κατασκευής.

Η στέγη της στάθμης +10.5 m είναι μονοκλινή, οριζόντια στέγη χωρίς εμπόδια με $\alpha = 0^\circ$, και άρα ο συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού λαμβάνει την τιμή $\mu = 0.8$ από το Σχήμα 2-1, σε όλη την επιφάνεια.



Σχήμα 2-1: Συντελεστές σχήματος για μονοκλινείς στέγες (από EN1991-1-3, 5.3.2, 2002)

Η στέγη της στάθμης +7,30 m και η οροφή του γκαράζ ανήκουν στη κατηγορία των οριζόντιων στεγών με εμπόδια, στα οποία συγκεντρώνεται το χιόνι σε περιπτώσεις ανέμου. Στο δώμα, υπάρχει ως εμπόδιο το περιμετρικό στηθαίο ύψους 1,1 m και η απότομη αλλαγή ύψους ίση με 3,2 m που οφείλεται στην ύπαρξη του δεύτερου ορόφου, όπως και στο γκαράζ η υψομετρική διαφορά των ορόφων που βρίσκεται σε επαφή. Οι συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού ορίζονται από τον Πίνακα 2-5 και τον Πίνακα 2-6, για το στηθαίο και τις απότομες αλλαγές ύψους αντίστοιχα.

Πίνακας 2-5: Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού για προβόλους και εμπόδια που συγκεντρώνεται χιόνι. (βασίστηκε, EN1991-1-3)

μ_1	μ_2
0.8	$\gamma \cdot h / s_k$

Όπου,

γ : ειδικό βάρος χιονιού, λήφθηκε ίσο με 2.0 KN/m^3

h : η διαφορά ύψους μεταξύ ψηλότερου και χαμηλότερου τμήματος της στέγης

s_k : χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στο έδαφος

L_s : μήκος της επιφάνειας του συγκεντρωμένου χιονιού, ισούται με $2h$, με τον περιορισμό $5\text{m} \leq L_s \leq 15\text{m}$

Οι υπολογισμοί στη στέγη της στάθμης +7.30 m έγιναν στο μέσο της αφού κρίθηκε ως το δυσμενέστερο σημείο, λόγω της γεωμετρίας και των επιφανειών που βρίσκεται σε επαφή. Σύμφωνα με τα παραπάνω και λαμβάνοντας υπόψη το περιορισμό $0,8 \leq \mu_2 \leq 2,00$, υπολογίζεται ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού και το μήκος L_s για την περίπτωση του στηθαίου, ως εξής:

$$\mu_2 = \gamma \cdot h / s_k = 2 \cdot 1,1 / 0,346 = 6,36 > 2,00 \rightarrow \mu_2 = 2,00 \quad (2-2)$$

$$l_s = 2 \cdot h = 2 \cdot 1,1 = 2,2 < 5 \rightarrow l_s = 5,00 \text{ m} \quad (2-3)$$

Η μορφή των συντελεστών σχήματος στις στέγες του κτιρίου στα σημεία όπου υπάρχουν απότομες αλλαγές ύψους περιγράφεται από το Σχήμα 2-2, για καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια/παροδικές

και τυχρηματικές αντιστοιχία. Για κανονικές συνθήκες, και εφόσον η οροφή του γκαράζ είναι οριζόντια, ο συντελεστής μ_1 λήφθηκε 0.8.

Πίνακας 2-6: Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού για στέγες με απότομες αλλαγές ύψους.
(βασίστηκε, EN1991-1-3)

μ_1	μ_2
0.8	$\mu_s + \mu_w$

Όπου,

μ_w : συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού λόγω ανέμου. Ορίζεται από την Εξ.(2-4) και πρέπει να ικανοποιεί το περιορισμό $0,8 \leq \mu_w \leq 4$.

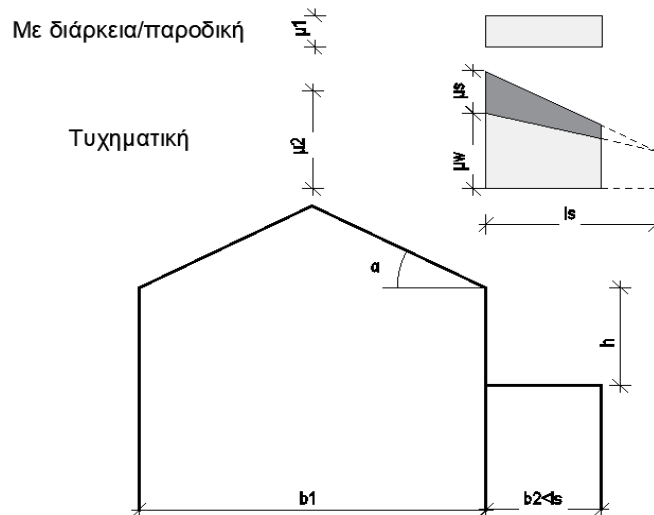
μ_s : συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού λόγω ολίσθησης

b_2 : πλάτος του χαμηλότερου τμήματος του κτιρίου

b_1 : πλάτος του ψηλότερου τμήματος του κτιρίου

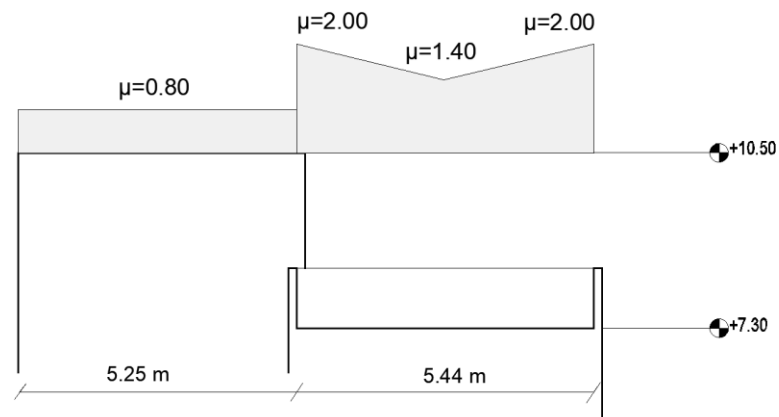
h : η διαφορά ύψους μεταξύ ψηλότερου και χαμηλότερου τμήματος της στέγης

$$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2 \cdot h < \gamma \cdot h / s_k \quad (2-4)$$

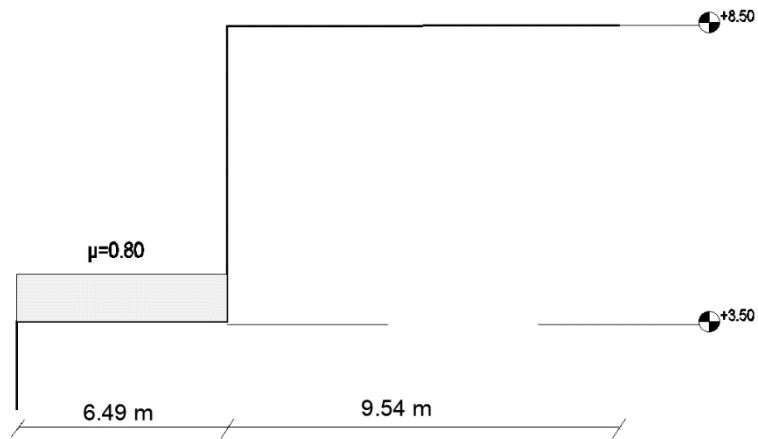


Σχήμα 2-2: Στέγη σε επαφή με ψηλότερη κατασκευή για την περίπτωση όπου το μήκος απόθεσης είναι μεγαλύτερο από το μήκος της στέγης (βασισμένο στην εικόνα 5.7 του EN1991-1-3, 2002)

Τέλος, στα Σχήματα 2-3 και 2-4 παρουσιάζεται η μορφή των συντελεστών σχήματος φορτίου χιονιού στη στέγη της στάθμης +10.50 m, στη στέγη της στάθμης +7.30 m και στην οροφή του γκαράζ.



Σχήμα 2-3: Μορφή συντελεστών σχήματος στη στέγη του κτιρίου



Σχήμα 2-4: Μορφή συντελεστών σχήματος στην οροφή του γκαράζ

– Συντελεστής εκθέσεως :

Η τοπογραφία στην οποία βρίσκεται η κατασκευή θεωρήθηκε κανονική και άρα ο συντελεστής έκθεσης σύμφωνα με τον Πίνακα 2-7 ορίστηκε ως, $c_e=1.0$.

Πίνακας 2-7: Τιμές του C_e για διάφορα τοπογραφικά χαρακτηριστικά (από EN1991-1-3 5.1, 2002)

Τοπογραφία	C_e
Εκτεθειμένη: Επίπεδες ανεμπόδιστες περιοχές, εκτεθειμένες από όλες τις πλευρές χωρίς καθόλου, ή με λίγη προστασία που παρέχεται από το φυσικό ανάγλυφο, τις υψηλότερες κατασκευές ή τα δέντρα	0,8
Κανονική: Περιοχές όπου δεν υπάρχει σημαντική μετακίνηση του χιονιού από τον άνεμο σε τεχνικά έργα, λόγω του φυσικού ανάγλυφου, των υψηλότερων κατασκευών, ή των δέντρων.	1,0
Προφυλαγμένη: Περιοχές όπου η θεωρούμενη κατασκευή είναι σημαντικά χαμηλότερη από το φυσικό ανάγλυφο, ή περιβάλλεται από υψηλά δένδρα ή/και από υψηλότερα κατασκευαστικά έργα.	1,2

– Θερμικός συντελεστής C_t :

Ο θερμικός συντελεστής μπορεί να οριστεί με τιμές μικρότερες της μονάδας, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μείωση του φορτίου χιονιού που προκαλείται λόγω της υψηλής θερμικής διάδοσης της στέγης. Ωστόσο, για κανονικές συνθήκες μόνωσης, λήφθηκε η τιμή $C_t=1.0$.

– Χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού επί του εδάφους s_k :

Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους εξαρτάται από το υψόμετρο και τη ζώνη κατάταξης της τοποθεσίας. Για τον υπολογισμό του φορτίου στη περιοχή της Μεσογείου, ορίζεται από το Παράρτημα Γ η Εξ.(2-5):

$$S_k = (0,498 \cdot Z - 0,209) \cdot \left[1 + \left(\frac{A}{452} \right)^2 \right] \quad (2-5)$$

Όπου ,

Z: ζώνη κατάταξης της τοποθεσίας

A: υψόμετρο τοποθεσίας πάνω από την στάθμη της θάλασσας (m)

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα της Κύπρου ορίζεται μία ζώνη Z για όλο το νησί, όπου η τιμή της λαμβάνεται ίση με τη μονάδα ($Z=1$). Επίσης, το κτίριο βρίσκεται στη Λευκωσία και αντιστοιχεί σε

υψόμετρο 200 m. Επομένως, με βάση την Εξ.(2-6) υπολογίστηκε η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους και ισούται με:

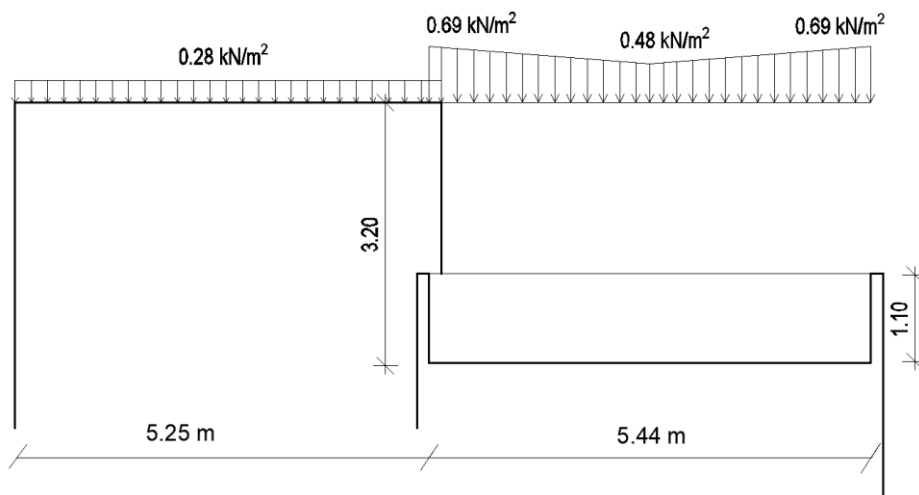
$$S_k = (0,498 \cdot 1 - 0,209) \cdot \left[1 + \left(\frac{200}{452} \right)^2 \right] \rightarrow s_k = 0,346 \text{ kN/m}^2 \quad (2-6)$$

Άρα, με βάση τις παραδοχές και τους υπολογισμούς που αναφέρθηκαν, ορίζεται το φορτίο χιονιού στις στέγες και στην οροφή του γκαράζ από την Εξ.(2-1). Παρακάτω, παρουσιάζεται ο υπολογισμός των φορτίων και η απεικόνιση τους στα Σχήματα 2-5 και 2-6.

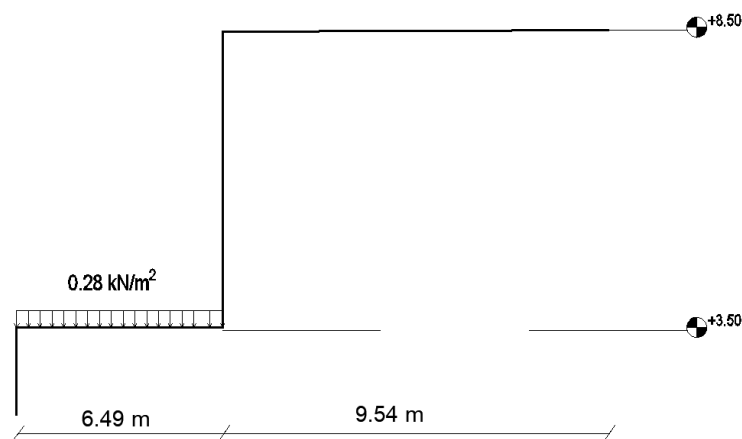
$$S = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,346 \rightarrow s = 0,28 \text{ kN/m}^2 \quad (2-7)$$

$$S = 2 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,346 \rightarrow s = 0,69 \text{ kN/m}^2 \quad (2-8)$$

$$S = 1,4 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,346 \rightarrow s = 0,48 \text{ kN/m}^2 \quad (2-9)$$



Σχήμα 2-5: Φορτίο χιονιού στις στέγες του κτιρίου



Σχήμα 2-6: Φορτίο χιονιού στην οροφή του γκαράζ

Όσον αφορά την προσομοίωση του φορτίου χιονιού που ασκείται στο βατό δώμα και το οποίο παρουσιάζεται στο Σχήμα 2-5, έγινε η παραδοχή επιβολής ενός ομοιόμορφου κατανεμημένου φορτίου σε όλη την επιφάνεια ίσο με $0,6 \text{ kN/m}^2$.

2.3.3 Δράσεις ανέμου

Ως φορτίο ανέμου επί των κατασκευών θεωρείται η πίεση που αναπτύσσεται λόγω της παρεμπόδισης της εξέλιξης της ροής του ανέμου. Για κατασκευές ύψους μέχρι 200 m , ο υπολογισμός των δράσεων ανέμου βασίζεται στο Μέρος 1-4 του EN 1991. Ακολουθεί η διαδικασία υπολογισμού των φορτίων ανέμου και οι παραδοχές που έγιναν για την εν λόγω κατασκευή.

– Εξωτερική πίεση w_e :

Η πίεση του ανέμου που δρα κάθετα στις εξωτερικές επιφάνειες της κατασκευής w_e , προκύπτει από την Εξ.(2-10):

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (2-10)$$

Όπου,

$q_p(z_e)$: πίεση ταχύτητας αιχμής

z_e : ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση

c_{pe} : συντελεστής εξωτερικής πίεσης

– Εσωτερική πίεση w_i :

Η πίεση του ανέμου η οποία δρα κάθετα στις εσωτερικές επιφάνειες της κατασκευής w_i , υπολογίζεται από την Εξ.(2-11):

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (2-11)$$

Όπου,

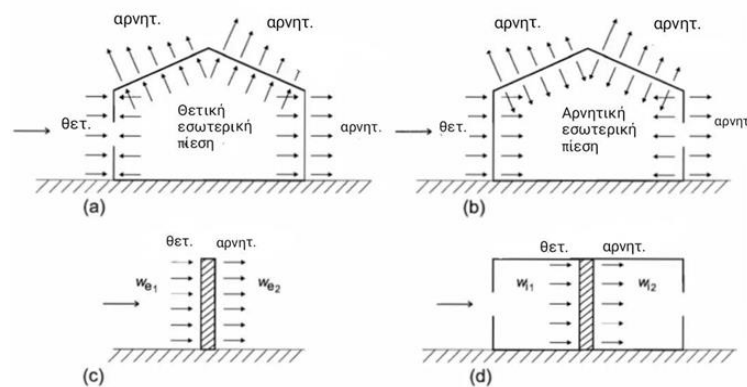
q_p : είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής

c_{pi} : είναι ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης

z_i : είναι το ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση

– Επαλληλία πιέσεων:

Οι εσωτερικές και οι εξωτερικές πιέσεις δρουν ταυτόχρονα σε μία κατασκευή, για το λόγο αυτό οι τελικές πιέσεις στην κατασκευή, υπολογίζονται ως η διαφορά των εξωτερικών και των εσωτερικών πιέσεων. Ως δυσμενέστερη φόρτιση προκύπτει η επαλληλία με θετικές εσωτερικές πιέσεις και άρα αυτή η περίπτωση λήφθηκε στο σχεδιασμό. Στο Σχήμα 2-7 παρουσιάζονται οι πιέσεις ανέμου επί των επιφανειών με το πρόσημο τους για κάθε περίπτωση.



Σχήμα 2-7: Πρόσημο εσωτερικών και εξωτερικών πιέσεων (από εικόνα 5.1 EN1991-1-4, 2002)

– Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$:

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z , η οποία περιλαμβάνει μέσης και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, προσδιορίζεται από την Εξ.(2-12):

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (2-12)$$

Όπου,

$I_v(z)$: ένταση στροβιλισμού σε ύψος z

ρ : πυκνότητα του αέρα, κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας ($\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$)

$v_m(z)$: μέση ταχύτητα του ανέμου, σε ύψος z πάνω από το έδαφος

$c_e(z)$: συντελεστής έκθεσης ο οποίος δίνεται από την σχέση, $c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b}$

q_b : βασική πίεση και δίνεται από την σχέση $q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$ όπου, v_b είναι η βασική ταχύτητα ανέμου

– Ένταση στροβιλισμού σε ύψος z , $I_v(z)$:

Η ένταση στροβιλισμού $I_v(z)$, σε ύψος z , υπολογίζεται από τις Εξισώσεις (2-13) και (2-14):

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_f}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (2-13)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (2-14)$$

Όπου,

k_f : συντελεστής στροβιλισμού και λαμβάνεται ίσος με 1.00

$c_0(z)$: συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης με προτεινόμενη τιμή ίση με 1.00

z_0 : μήκος τραχύτητας σε m, ορίζεται από τον Πίνακα (2-8)

z_{\min} : ελάχιστο ύψος σε m, ορίζεται από τον Πίνακα (2-8)

z_{\max} : λαμβάνεται ίσο με 200m

Πίνακας 2-8: Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχοι παράμετροι z_0 , z_{\min} (από πίν.4.1 EN1991-1-4, 2002)

Κατηγορία Εδάφους		z_0	z_{\min}
0	Θαλάσσια ή παράκτια περιοχή ανοικτής θάλασσας	0.003	1
I	Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0.01	1
II	Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0.05	2
III	Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0.3	5
IV	Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15m	1	10

– Μέση ταχύτητα του ανέμου, σε ύψος z πάνω από το έδαφος $v_m(z)$:

Η μέση ταχύτητα του ανέμου εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση. Η τιμή της προσδιορίζεται από τη Εξ. (2-15):

$$V_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (2-15)$$

Όπου,

$c_r(z)$: συντελεστής τραχύτητας

v_b : βασική ταχύτητα ανέμου

– Συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$:

Ο συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$, υπολογίζεται από τις Εξισώσεις (2-16) και (2-17), ως εξής:

$$C_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (2-16)$$

$$C_r(z) = C_r(z_{\min}) \quad \text{για } z < z_{\min} \quad (2-17)$$

Όπου, k_r είναι ο συντελεστής εδάφους και υπολογίζεται από τη Σχέση (2-18)

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07}, \quad \text{όπου } z_{0,II} \text{ είναι το μήκος τραχύτητας για κατηγορία εδάφους} \quad (2-18)$$

II και σύμφωνα με τον Πίνακα 2-8 ισούται με 0,05 m.

– Βασική ταχύτητα ανέμου v_b

Η βασική ταχύτητα ανέμου, ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος κατηγορίας II, σύμφωνα με τη Σχέση (2-19):

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} \quad (2-19)$$

Όπου,

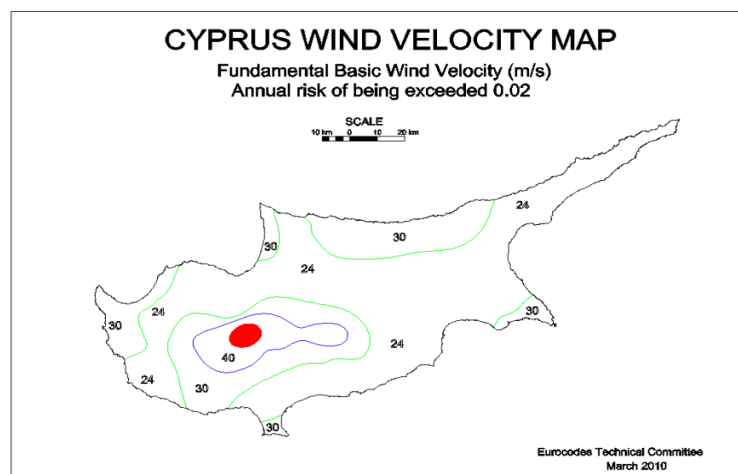
C_{dir} : συντελεστής διεύθυνσης (ίσος με 1.0).

C_{season} : συντελεστής εποχής (ίσος με 1.0).

$v_{b,0}$: θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου.

– Θεμελιώδης βασική ταχύτητα ανέμου $v_{b,0}$:

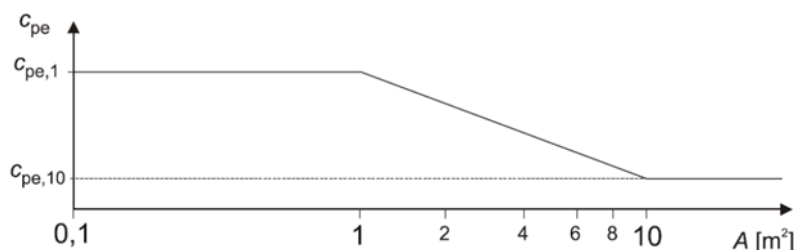
Σύμφωνα με τον Παγκόσμιο Μετεωρολογικό Οργανισμό (ΠΜΟ), ορίζεται η θεμελιώδης βασική ταχύτητα ανέμου ως η μέση ταχύτητα ανέμου διάρκειας 10 λεπτών, με ετήσια πιθανότητα υπέρβασης 0.02, δηλαδή αυτή η ταχύτητα ανέμου ξεπερνιέται κατά μέσο όρο μια φορά κάθε 50 χρόνια. Στο Εθνικό Προσάρτημα της Κύπρου έχουν υιοθετηθεί οι τιμές της θεμελιώδους βασικής ταχύτητας ανέμου για όλες τις περιοχές του νησιού, οι οποίες παρουσιάζονται στο Σχήμα 2-8.



Σχήμα 2-8: Ισόταχες καμπύλες θεμελιώδους τιμής της βασικής ταχύτητας ανέμου $v_{b,0}$ (από CYS EN 1991-1-4:2005)

– Συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} :

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης σε κτίρια, λαμβάνουν υπόψιν την μορφή της προσβαλλόμενης επιφάνειας A με σκοπό τον υπολογισμό της πίεσης ανέμου επ'αυτής. Ανάλογα με το εμβαδόν της φορτιζόμενης επιφάνειας, οι συντελεστές διακρίνονται σε καθολικούς $c_{pe,10}$ και σε τοπικούς $c_{pe,1}$ συντελεστές εξωτερικής πίεσης, οι οποίοι απεικονίζονται στο Σχήμα 2-9 και υπολογίζονται από τις Εξισώσεις (2-19), (2-20) και (2-21), για μικρή, ενδιάμεση και μεγάλη επιφάνεια αντίστοιχα.



Σχήμα 2-9: Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης σε κτίρια, συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας A , (από εικόνα 7.2 EN1991-1-4, 2002)

$$\text{Για } A \leq 1 \text{ m}^2 \rightarrow c_{pe} = c_{pe,1} \quad (2-19)$$

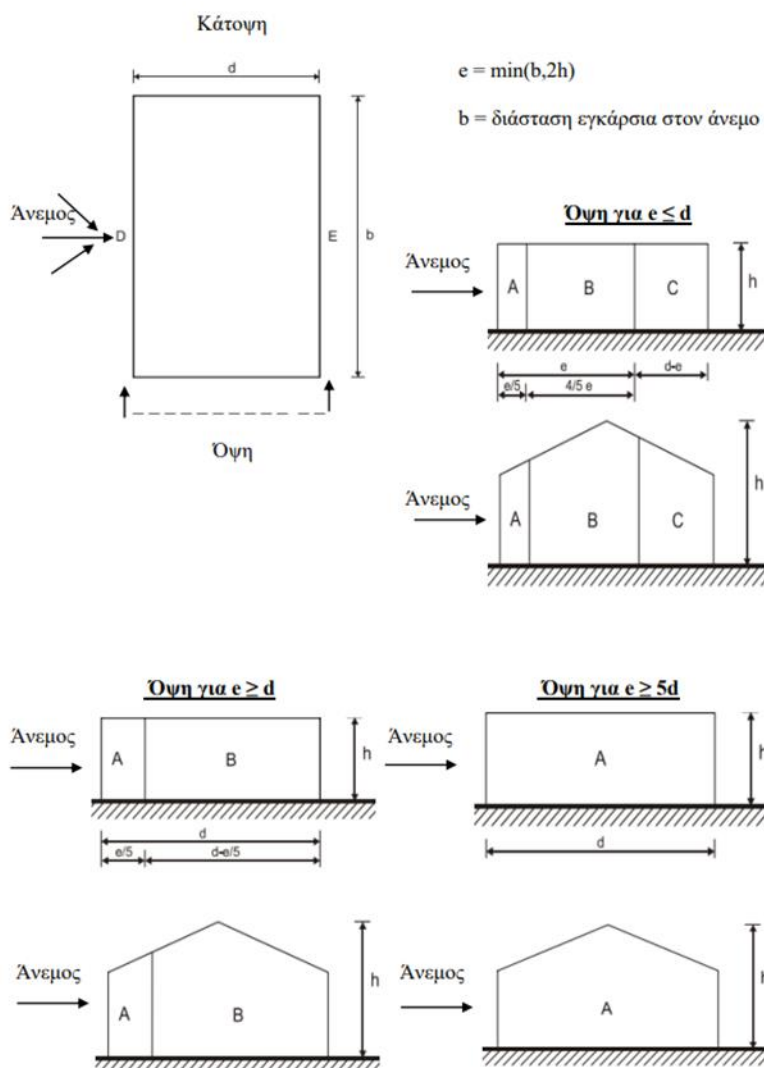
$$\text{Για } 1 \text{ m}^2 \leq A < 10 \text{ m}^2 \rightarrow c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log A \quad (2-20)$$

$$\text{Για } A \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow c_{pe} = c_{pe,10} \quad (2-21)$$

Για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων ορθογώνιας κάτοψης, ορίζονται οι ζώνες A, B, C, D και E όπως παρουσιάζονται στο Σχήμα (2-10) και οι τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης λαμβάνονται από τον Πίνακα (2-9).

Πίνακας 2-9: Τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης κατακόρυφων τοίχων κτιρίων ορθογώνιας κάτοψης (από πιν. 7.1 EN1991-1-4, 2005)

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

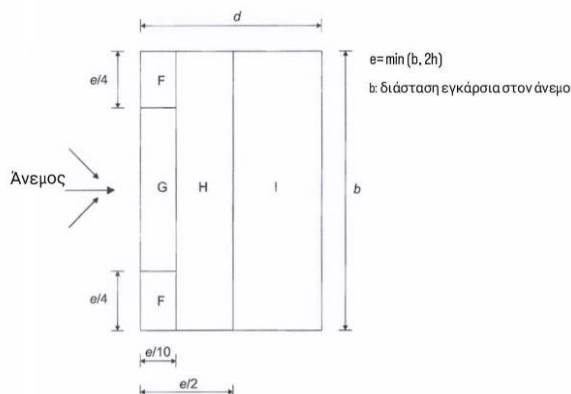


Σχήμα 2-10: Ζώνες ανέμου για κατακόρυφους τοίχους ορθογώνιου κτιρίου σε κάτοψη (από σχήμα 7.5 EN1991-1-4, 2005)

Για οριζόντια στέγη σε κτίρια ορθογώνιας κάτοψης ορίζονται οι ζώνες F, G, H, I όπως παρουσιάζονται στο Σχήμα 2-11 και οι τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης λαμβάνονται από τον Πίνακα 2-10.

Πίνακας 2-10: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες (από πίν. 7.2 EN1991-1-4, 2002)

Τύπος στέγης	Ζώνη								
	F		G		H		I		
	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	Cpe,10	Cpe,1	
Αιχμηρά άκρα	-1.8	-2.5	-1.2	-2.0	-0.7	-1.2	±0.2		
Με στηθαία	$h_p/h=0,025$	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	±0.2	
	$h_p/h=0,05$	-1.4	-2.0	-0.9	-1.6	-0.7	-1.2	±0.2	
	$h_p/h=0,10$	-1.2	-1.8	-0.8	-1.4	-0.7	-1.2	±0.2	



Σχήμα 2-11: Ζώνες ανέμου σε οριζόντια στέγη (από σχήμα 7.6 EN1991-1-4, 2002)

– Συντελεστές εσωτερικής πίεσης c_{pi} :

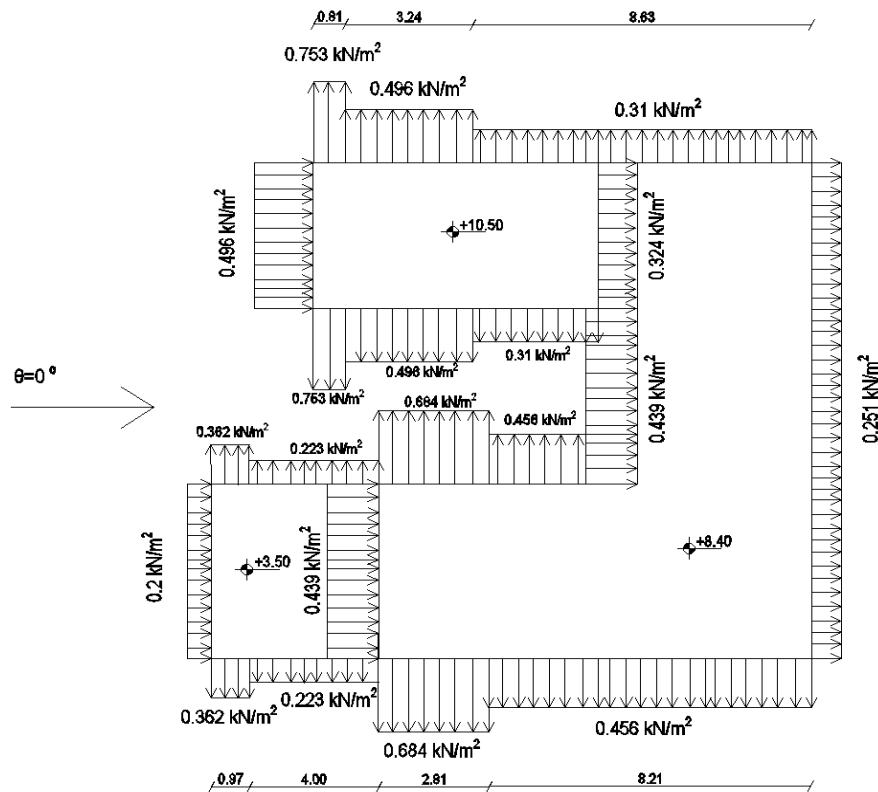
Οι συντελεστές εσωτερικής πίεσης δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εσωτερικές επιφάνειες του κτιρίου. Εάν η κατασκευή δεν έχει δεσπόζουσα πλευρά και είναι δύσκολος ο ακριβής υπολογισμός των ανοιγμάτων, ως συντελεστής εσωτερικής πίεσης λαμβάνεται η δυσμενέστερη τιμή από +0.2 και -0.3.

– Παραδοχές

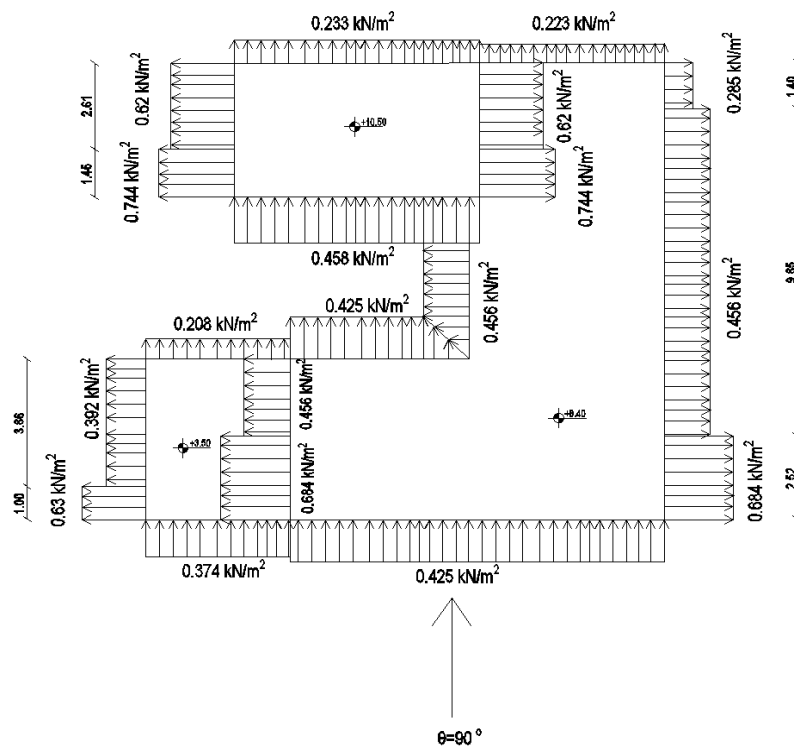
Αρχικά, λόγω της μη κανονικότητας της κάτοψης και καθ' ύψος της κατασκευής χρειάστηκε να γίνουν ορισμένες παραδοχές ως προς την γεωμετρία του κτιρίου, αφού στο Μέρος 1-4 του Ευρωκώδικα 1 προδιαγράφονται τιμές των συντελεστών πίεσης για ορθογώνιες σε κάτοψη κατασκευές. Συνεπώς, η κατασκευή χωρίστηκε σε περιοχές ορθογώνιων κατόψεων. Συγκεκριμένα, ορίστηκαν κυρίως, τρεις περιοχές οι οποίες αντιστοιχούν στα τρία διαφορετικά ύψη της κατασκευής και οι οποίες για κάθε διεύθυνση ανέμου προσαρμόστηκαν λαμβάνοντας υπόψιν τις προσήνεμες και τις υπήνεμες πλευρές του κτιρίου. Τέλος, στον Πίνακα 2-11 παρουσιάζονται οι παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν και στα Σχήματα 2-12 μέχρι 2-20 απεικονίζεται η κατανομή των εξωτερικών και εσωτερικών πιέσεων στους τοίχους και στις στέγες του κτιρίου για κάθε διεύθυνση ανέμου. [10],[20],[26]

Πίνακας 2-11: Παράμετροι σχεδιασμού

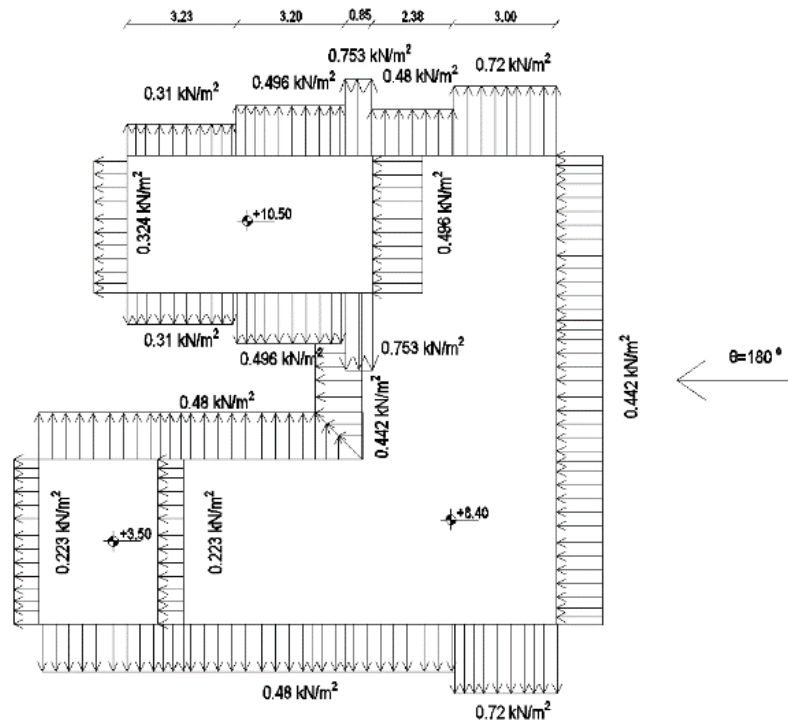
Παράμετροι	Τιμές
Διεύθυνση ανέμου	$\theta=0^\circ, \theta=90^\circ, \theta=180^\circ, \theta=270^\circ$
Θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου	$V_{bo}=24 \text{ m/s}$
Κατηγορία εδάφους	III
Συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης	$C_o(z)=1,00$
Μήκος τραχύτητας	$z_o=0,30 \text{ m}$
Ελάχιστο ύψος	$z_{min}=5,00 \text{ m}$
Μέγιστο ύψος	$z_{max}=200 \text{ m}$
Συντελεστής διεύθυνσης	$C_{dir}=1,00$
Συντελεστής εποχής	$C_{season}=1,00$
Πυκνότητα του αέρα	$\rho=1,25 \text{ kN/m}^3$
Ύψη από το έδαφος που λήφθηκαν υπόψη	$z_1=3,52 \text{ m } z_2=8,40 \text{ m } z_3=10,50 \text{ m}$



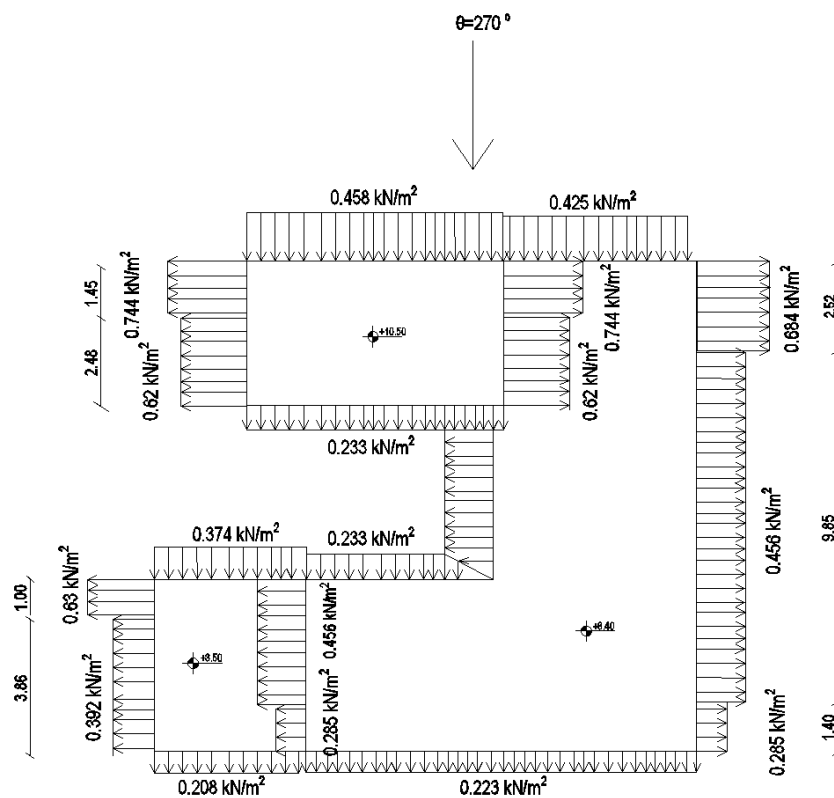
Σχήμα 2-12: Εξωτερικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$



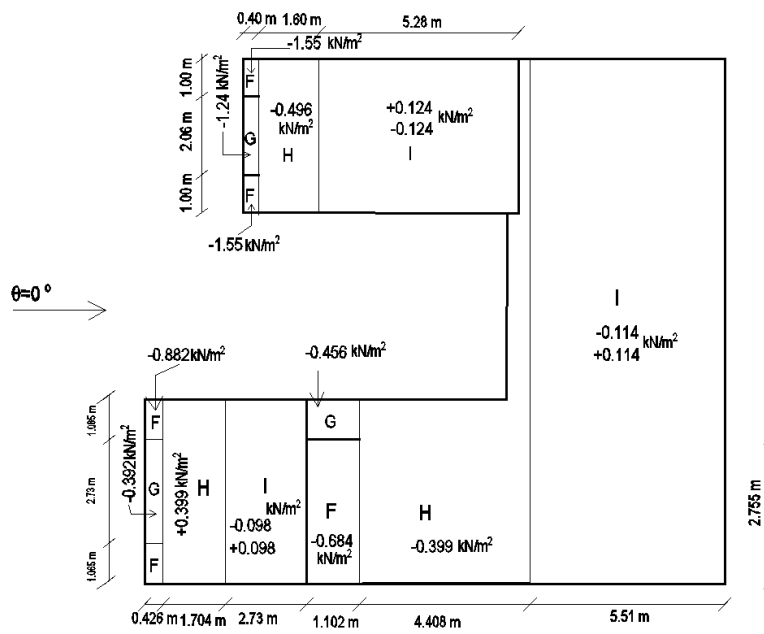
Σχήμα 2-13: Εξωτερικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$



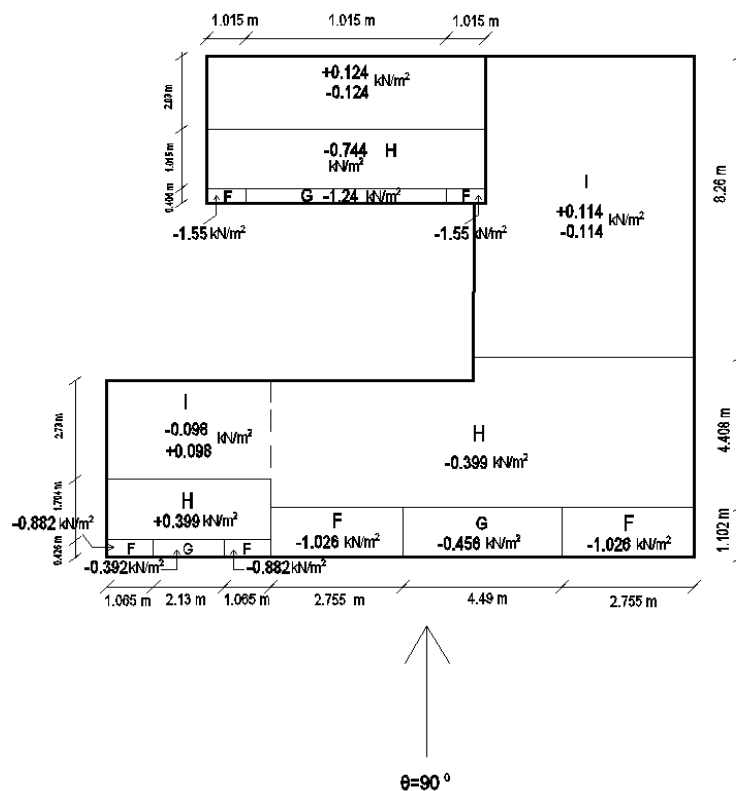
Σχήμα 2-14: Εξωτερικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\theta=180^\circ$



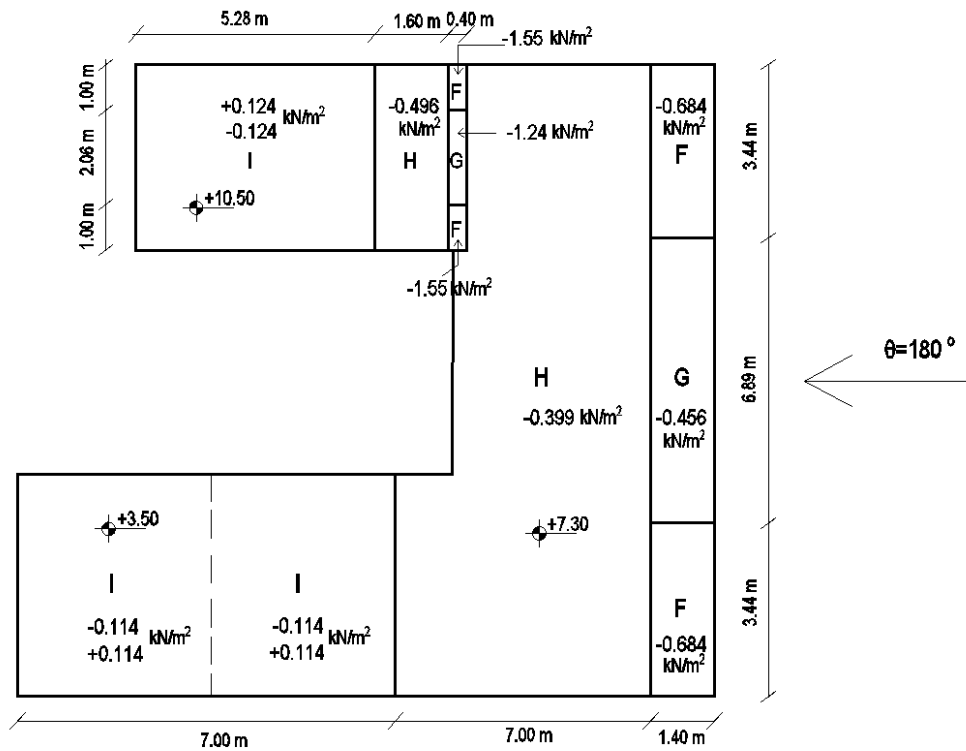
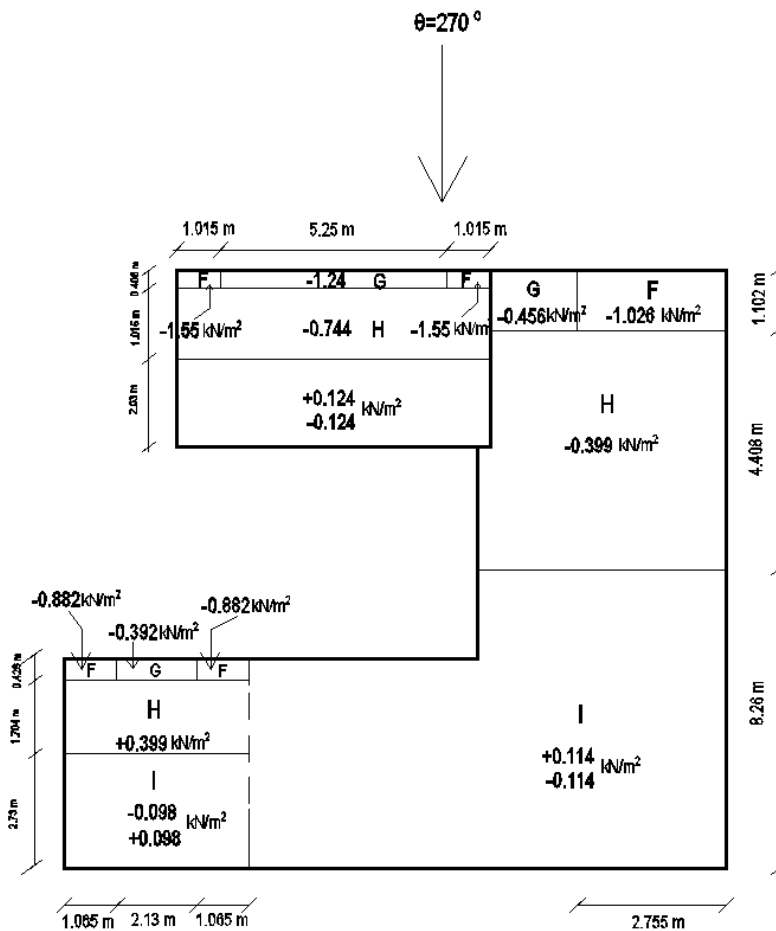
Σχήμα 2-15: Εξωτερικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\theta=270^\circ$

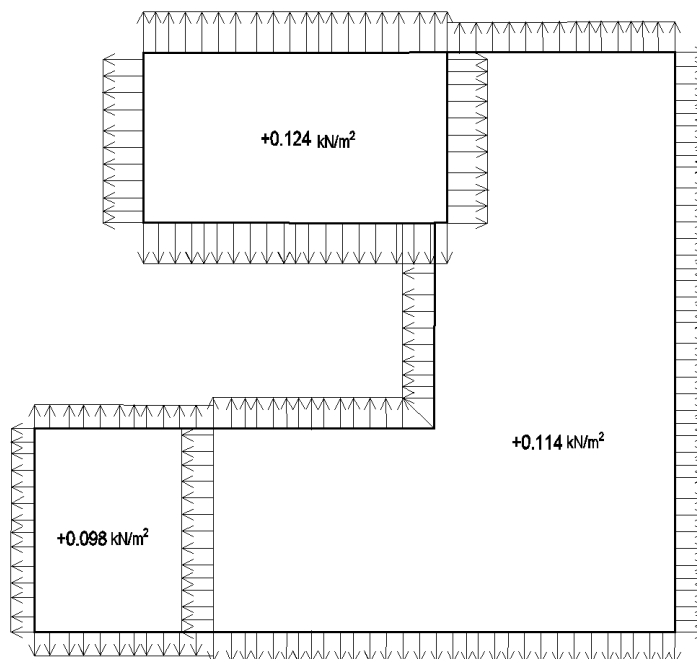


Σχήμα 2-16: Εξωτερικές πιέσεις ανέμου στη στέγη για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$



Σχήμα 2-17: Εξωτερικές πιέσεις ανέμου στη στέγη για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$

Σχήμα 2-18: Εξωτερικές πιέσεις ανέμου στη στέγη για διεύθυνση ανέμου $\theta=180^\circ$ Σχήμα 2-19: Εξωτερικές πιέσεις ανέμου στη στέγη για διεύθυνση ανέμου $\theta=270^\circ$



Σχήμα 2-20: Εσωτερικές πιέσεις ανέμου στους τοίχους και στις στέγες

Τέλος, οι πιέσεις ανέμου στους τοίχους και στις στέγες υπολογίστηκαν ως άθροισμα των εξωτερικών και εσωτερικών πιέσεων. Η προσομοίωση των φορτίων, έγινε με βάση τις φορτικές επιφάνειες των υποστυλωμάτων και το πλάτος επιρροής των διαδοκίδων για τις πιέσεις ανέμου των τοίχων και των στεγών αντίστοιχα.

2.3.4 Θερμοκρασιακές μεταβολές

Οι θερμικές δράσεις οφείλονται στις ημερήσιες εποχικές κλιματικές μεταβολές αλλά και στην χρήση της κατασκευής. Θεωρούνται μεταβλητές έμμεσες δράσεις και μπορούν να προκαλέσουν παραμορφώσεις οι οποίες οδηγούν στην ανάπτυξη τάσεων των δομικών στοιχείων. Με βάση τις διατάξεις του EN1991-1-5 τα φορτία που οφείλονται σε κλιματικές επιδράσεις, υπολογίζονται, θεωρώντας ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας περιβάλλοντος (καλοκαίρι - χειμώνας) στα στοιχεία του φορέα και προσδιορίζοντας τις χαρακτηριστικές τιμές μέγιστης διακύμανσης.

Η μεταβολή της θερμοκρασίας, δηλαδή η ομοιόμορφη αύξηση ή μείωση της, λήφθηκε ως $\Delta T = \pm 20^{\circ}\text{C}$ σε όλα τα μέλη του κτιρίου και παρατηρήθηκε πως οι διαφορές στις εντάσεις που δημιουργούνται είναι πολύ μικρές και γι' αυτό τον λόγο δεν λήφθηκαν υπόψη στον σχεδιασμό. Αξίζει να σημειωθεί ως αιτιολογία αυτού του αποτελέσματος, ότι τα μέλη του υπό μελέτη κτιρίου είναι μικρού μήκους και άρα η ένταση που προέρχεται από την παρεμπόδιση της συστολής ή της διαστολής θα είναι επίσης μικρή. Ακόμη, το κτίριο κατοικία είναι θερμομονωμένο σύμφωνα με τις κυπριακές προδιαγραφές, με διπλή στρώση θερμομονωτικού υλικού και άρα η περίπτωση επηρεασμού του από κλιματικές μεταβολές είναι μικρή.

2.4 Σεισμικές Δράσεις

– Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας:

Η Κύπρος υποδιαιρείται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (Z1,Z2,Z3), των οποίων τα όρια φαίνονται στο χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας του Κυπριακού Αντισεισμικού Κώδικα, Σχήμα 2-21. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μία μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς a_{gR} , η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια. Η Λευκωσία ανήκει στη Σεισμική Ζώνη 2 και άρα $a_{gR}=0.20\text{-g}$ σύμφωνα με τον Πίνακα (2-12).



Σχήμα 2-21: Σεισμικές Ζώνες σύμφωνα με το Κ.Α.Κ 2004 (από Εθνικό Προσάρτημα CYS EN1998-1-1,2004)

Πίνακας 2-12: Μέγιστες επιταχύνσεις εδάφους σεισμικών ζωνών

Σεισμική Ζώνη	A_{gR}
1	0.15
2	0.20
3	0.25

– Συντελεστής σπουδαιότητας γ_i :

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας, για τις οποίες ορίζεται ο αντίστοιχος συντελεστής σπουδαιότητας. Η κατάταξη των κτιρίων στις κατηγορίες γίνεται με βάση τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Το υπό μελέτη κτίριο κατοικία, ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια) και ο συντελεστής σπουδαιότητας σύμφωνα με τον Πίνακα 2-13 ορίζεται ως $\gamma_i=1,0$.

Πίνακας 2-13: Κατηγορίες και συντελεστές σπουδαιότητας γι κτιρίων (από EN1998-1-1, 2004)

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Κτίρια	γ_ι
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.	0.8
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες	1.0
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψιν τις συνέπειες κατάρρευσης π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.	1.2
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.	1.4

–Κανονικότητα κτιρίου

Στον αντισεισμικό σχεδιασμό η κανονικότητα του κτιρίου διαδραματίζει σημαντικό ρόλο, αφού επηρεάζει άμεσα την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς. Διακρίνονται δύο τύποι κανονικότητας . Η κανονικότητα του κτιρίου σε κάτοψη και σε όψη. Το κτίριο χαρακτηρίζεται ως μη κανονικό καθ' ύψος και μη κανονικό σε κάτοψη, εφόσον οι προϋποθέσεις που προδιαγράφονται στον Ευρωκώδικα 8 δεν ικανοποιούνται. Παρατίθενται πιο κάτω, ορισμένοι από τους ελέγχους που κατέστησαν την μη κανονικότητα του κτιρίου.

Η κάτοψη του κτιρίου είναι παρόμοια του σχήματος Π και δεν είναι συμμετρική κατά προσέγγιση . Επίσης, υπάρχουν εσοχές που υπερβαίνουν το 5 % της επιφάνειας του ορόφου, με κάποιες από αυτές να φτάνουν το 22%.

Καθ' ύψος του κτιρίου υπάρχουν εσοχές που δημιουργούνται από όροφο σε όροφο, στο προβολικό τμήμα, στο σημείο του χώρου στάθμευσης και στον τελευταίο όροφο, οι οποίες δεν διατηρούν την συμμετρία του φορέα και καθιστούν το κτίριο μη κανονικό. Επομένως, εφόσον δεν υπάρχει κατακόρυφη κανονικότητα, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 το κτίριο επιβαρύνονται με 25% αύξηση των σεισμικών φορτίων και σχεδιάζεται αντισεισμικά για 20% μικρότερο συντελεστή συμπεριφοράς.

–Κατηγορία Εδάφους:

Τα εδάφη σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 κατατάσσονται σε κατηγορίες για να μπορέσουν να χρησιμοποιηθούν στην αποτύπωση της επιρροής των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη σεισμική δράση. Το κτίριο εδράζεται σε αργιλικό έδαφος το οποίο εντάσσεται στην κατηγορία Β του Πίνακα 2-14. Η κατηγορία αυτή είναι αρκετά συνηθισμένη στη περιοχή της Λευκωσίας.

Πίνακας 2-14: Κατάταξη εδαφών (EN1998-1-1)

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$V_{s,30}$	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, χαλικιών, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών	360-800	>50	>250
Γ	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλικιών ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων	180-360	15-50	70-250
Δ	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 Γ ή Δ και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5 m και 20 m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s			
Σ1	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
Σ2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή Σ1			
Όπου, $V_{s,30}$: ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων N_{SPT} : αριθμός κρούσεων για πρότυπη διείσδυση 30 cm				

– Συντελεστής συμπεριφοράς:

Για κανονικά κτίρια από χάλυβα με δικτυωτούς συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα ορίζεται ο συντελεστής συμπεριφοράς από τον Πίνακα 2-15 και τον Πίνακα 2-16 ως $q=4$. Επειδή όμως, το κτίριο είναι μη κανονικό ο συντελεστής συμπεριφοράς μειώνεται κατά 20% και ισούται με $q=3,2$.

Πίνακας 2-15: Αρχές σχεδιασμού, κατηγορίες πλαστιμότητας και ανώτερες τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς (από πίν.6.1 EN1998-1-1, 2004)

Αρχή σχεδιασμού	Κατηγορία Πλαστιμότητας	Εύρος των τιμών αναφοράς του συντελεστή συμπεριφοράς q
Περιορισμένη πλαστική συμπεριφορά	Κατηγορία Χαμηλής Πλαστιμότητας (ΚΠΧ)	$\leq 1,5$
Πλάστική συμπεριφορά	Κατηγορία Μέσης Πλαστιμότητας (ΚΠΜ)	≤ 4 Περιορίζεται επίσης από τις τιμές του Πίνακα (2-16)
	Κατηγορία Υψηλής Πλαστιμότητας (ΚΠΥ)	Περιορίζεται μόνο από τις τιμές του Πίνακα (2-16)

Πίνακας 2-16: Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη (από πίν. 6.2 EN1998-1-1, 2004)

Στατικός τύπος	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5 a_u/a_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα: Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V	4	4
	2	2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	$5 a_u/a_1$
δ) Ανεστραμμένο εκκρεμές	2	$2 a_u/a_1$
ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	Βλέπε κεφάλαιο 5 του EC8	
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4 a_u/a_1$
ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις: Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα	2	2
	Βλέπε κεφάλαιο 7 του EC8	
Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)	4	$5 a_u/a_1$

2.5 Συνδυασμοί δράσεων

Η διάρκεια ζωής σχεδιασμού του κτιρίου ορίζεται συμβατικά στα 50 χρόνια. Ο σχεδιασμός, η κατασκευή, η ανέγερση και η συντήρηση του κτιρίου πρέπει να γίνεται με τρόπο ώστε κατά την διάρκεια ζωής του να ικανοποιεί βασικές απαιτήσεις ασφάλειας, λειτουργικότητας και ανθεκτικότητας. Σε ότι αφορά το σχεδιασμό, ο έλεγχος επάρκειας, γίνεται για τις οριακές καταστάσεις, πέραν των οποίων η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις, δηλαδή, να αντέξει ο φορέας τα φορτία του με επαρκή ασφάλεια και η απόκριση του να είναι τέτοια ώστε να μην παρεμποδίζεται η λειτουργία της κατασκευής. Οι οριακές καταστάσεις διακρίνονται σε :

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας (ΟΚΑ)
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

2.5.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ)

- Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές, Σχέση (2-22):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2-22)$$

- Για τυχηματικές καταστάσεις, Σχέση (2-23):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ή } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2-23)$$

- Για καταστάσεις σεισμού, Σχέση (2-24):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2-24)$$

Όπου,

"+" : υποδηλώνει «προς συνδυασμό με»

$G_{k,j}$: χαρακτηριστική τιμή των μονίμων δράσεων

P: είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

$Q_{k,1}$: χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης

$Q_{k,i}$: χαρακτηριστική τιμή των λοιπών ταυτόχρονων μεταβλητών δράσεων i

A_d : τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης

A_{Ed} : τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

$\gamma_{G,j}$: επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j, προσδιορίζεται από τον Πίνακα (2-17)

γ_P : επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την προένταση

$\gamma_{Q,i}$: επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i, ορίζεται από τον Πίνακα (2-17)

$\psi_{0,i}$, $\psi_{1,i}$, $\psi_{2,i}$: συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων σύμφωνα με τον Πίνακα (2-18)

2.5.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

– Χαρακτηριστικός συνδυασμός, Σχέση (2-25):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \cdot P_{k,1} \cdot Q_{k,1} \cdot \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2-25)$$

– Συχνός συνδυασμός, Σχέση (2-26):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \cdot P_{k,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \cdot \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2-26)$$

– Οιονεί-μόνιμος συνδυασμός, Σχέση (2-27)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \cdot P_{k,1} \cdot \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2-27)$$

2.5.3 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας και συντελεστές συνδυασμού

Οι προβλεπόμενες τιμές των συντελεστών ασφαλείας των δράσεων και των συντελεστών συνδυασμού από τον EN1990 συνοψίζονται στον Πίνακα 2-17 και στον Πίνακα 2-18 αντίστοιχα. Οι συντελεστές ασφαλείας γ ορίζονται για την αντιμετώπιση των αβεβαιοτήτων των δράσεων, ενώ οι συντελεστές συνδυασμού ψ εισάγονται κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων λόγω του ό,τι, η πιθανότητα ταυτόχρονης ύπαρξης των μέγιστων τιμών ανεξάρτητων μεταβλητών δράσεων είναι μικρή. Οι τιμές των συντελεστών συνδυασμού, διατυπώνουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο για την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση, έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με άλλες δράσεις.

Πίνακας 2-17: Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ (από EN 1990, 2002)

	ΟΚΑ		ΟΚΛ	
	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση
γ_G	1.35	1.00	1.00	1.00
γ_Q	1.50	0.00	1.00	0.00
γ_E	1.00	0.00	–	–

Πίνακας 2-18: Τιμές των συντελεστών συνδυασμού ψ , για κτίρια (από πίν. A1-1 EN 1990, 2002)

Δράση	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, κατά κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία A : κατοικίες, συνήθεις χώροι κατοικίας	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1.0	0.9	0.8
Κατηγορία F : χώροι κυκλοφορίας οχημάτων, βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία G : χώροι κυκλοφορίας οχημάτων, $30\text{kN} \leq$ βάρος οχημάτων $\leq 160\text{kN}$	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία H: στέγες*	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-3) - για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$ υ.σ.θ - για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0.7 0.5	0.5 0.2	0.2 0
Φορτία ανέμου σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0.6	0.2	0
Θερμοκρασία (πλην πυρκαγιάς) σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0.6	0.5	0

2.5.4 Συνδυασμοί δράσεων που χρησιμοποιήθηκαν προς επίλυση του φορέα

Οι συνδυασμοί δράσεων που ορίστηκαν για την επίλυση του φορέα παρουσιάζονται στον Πίνακα 2-19.

Πίνακας 2-19: Συνδυασμοί δράσεων

	ΟΚΑ		ΟΚΛ
1	$1,35G+1,35 G'+1,5Q$	24	$G+G'+Q$
2	$1,35G+1,35G'+1,5Q+0,75S$	25	$G+G'+Q+0,5S$
3	$1,35G+1,35G'+1,5Q+0,9 W_0$	26	$G+G'+Q+0,6W_0$
4	$1,35G+1,35G'+1,5Q+0,9W_{90}$	27	$G+G'+Q+0,6W_{90}$
5	$1,35G+1,35G'+1,5Q+0,9 W_{180}$	28	$G+G'+Q+0,6W_{180}$
6	$1,35G+1,35G'+1,5Q+0,9 W_{270}$	29	$G+G'+Q+0,6W_{270}$
7	$1,35G+1,35G'+1,5Q+0,9W_0+0,75S$	30	$G+G'+Q+0,5S+0,6W_0$
8	$1,35G+1,35G'+1,5Q+0,9W_{90}+0,75S$	31	$G+G'+Q+0,5S+0,6W_{90}$
9	$1,35G+1,35G'+1,5Q+0,9W_{180}+0,75S$	32	$G+G'+Q+0,5S+0,6W_{180}$
10	$1,35G+1,35G'+1,5Q+0,9W_{270}+0,75S$	33	$G+G'+Q+0,5S+0,6W_{270}$
11	$1,35G+1,35G'+1,05Q+1,5S$	34	$G+G'+S+0,7Q$
12	$1,35G+1,35G'+1,05Q+1,5W_0$	35	$G+G'+S+0,7Q+0,6W_0$
13	$1,35G+1,35G'+1,05Q+1,5W_{90}$	36	$G+G'+S+0,7Q+0,6W_{90}$
14	$1,35G+1,35G'+1,05Q+1,5W_{180}$	37	$G+G'+S+0,7Q+0,6W_{180}$
15	$1,35G+1,35G'+1,05Q+1,5W_{270}$	38	$G+G'+S+0,7Q+0,6W_{270}$
16	$1,35G+1,35G'+1,05Q+1,5S+0,9W_0$	39	$G+G'+W_0+0,7Q$
17	$1,35G+1,35G'+1,05Q+1,5S+0,9W_{90}$	40	$G+G'+W_{90}+0,7Q$
18	$1,35G+1,35G'+1,05Q+1,5S+0,9W_{180}$	41	$G+G'+W_{180}+0,7Q$
19	$1,35G+1,35G'+1,05Q+1,5S+0,9W_{270}$	42	$G+G'+W_{270}+0,7Q$
20	$1,35G+1,35G'+1,05Q+1,5W_0+0,75S$	43	$G+G'+W_0+0,7Q+0,5S$
21	$1,35G+1,35G'+1,05Q+1,5W_{90}+0,75S$	44	$G+G'+W_{90}+0,7Q+0,5S$
22	$1,35G+1,35G'+1,05Q+1,5W_{180}+0,75S$	45	$G+G'+W_{180}+0,7Q+0,5S$
23	$1,35G+1,35G'+1,05Q+1,5W_{270}+0,75S$	46	$G+G'+W_{270}+0,7Q+0,5S$
ΣΕΙΣΜΙΚΑ			
47-50	$G+G'+0,3Q \pm Ex \pm 0,3Ey$		
51-54	$G+G'+0,3Q \pm Ey \pm 0,3Ex$		
ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ			
55	$G+G'+0,3Q+1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot Ex+0,3 \cdot E$		

Όπου,

G: ίδια βάρη

G': πρόσθετα μόνιμα φορτία

Q: μεταβλητά φορτία λόγω χρήσης

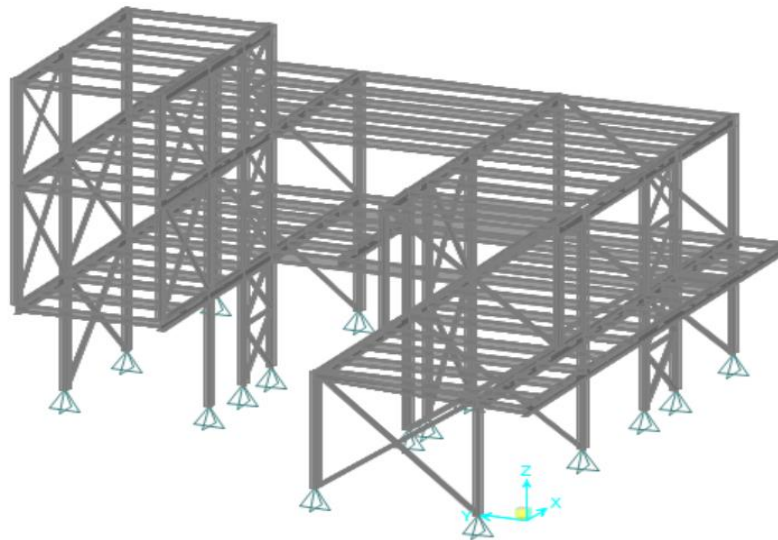
S: φορτίο χιονιού

Wi: δράσεις ανέμου της διεύθυνσης i

3 ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

3.1 Προσομοίωση

Η προσομοίωση της κατασκευής έγινε με την βοήθεια του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων SAP2000 της εταιρείας Computers & Structures, INC. Η μοντελοποίηση του φορέα ο οποίος απεικονίζεται στο Σχήμα 3-1 βασίστηκε στις ακόλουθες παραδοχές.



Σχήμα 3-1: Προσομοίωμα φορέα στο λογισμικό SAP 2000

3.2 Παραδοχές

3.2.1 Υλικά

Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε σε όλα τα δομικά στοιχεία της κατασκευής είναι κατηγορίας S275 με την εξιδανίκευση της συμπεριφοράς του υλικού ως γραμμικά ελαστική-γραμμικά κρατυνόμενη. Για την πλάκα χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα ποιότητας C25/30 το οποίο όμως δεν προσομοιώθηκε στο λογισμικό παρά μόνο τα φορτία που προσδίδει.

3.2.2 Στηρίξεις

Εφόσον ήταν επιτρεπτό από τον στατικό φορέα, επιλέχθηκε η διαμόρφωση αρθρωτών στηρίξεων στην έδραση των υποστυλωμάτων με το πέδιλο, για λόγους οικονομίας, περιορισμένου διαθέσιμου χώρου, μικρότερα εντατικά μεγέθη αλλά και για συντηρητικούς λόγους, υπέρ της ασφαλείας. Η στήριξη των κύριων δοκών με τα υποστυλώματα υλοποιήθηκε μέσω σύνδεσης ροπής. Οι διαδοκίδες συνδέονται αρθρωτά (σύνδεση τέμνουσας) στις κύριες δοκούς, όπως και οι δευτερεύουσες δοκοί στα υποστυλώματα και οι χιαστί σύνδεσμοι (σύνδεσμοι δυσκαμψίας) με τα υποστυλώματα.

Επομένως, σύμφωνα με τα παραπάνω ορίστηκαν οι εξής συννοριακές συνθήκες. Για την έδραση των υποστυλωμάτων θεωρήθηκαν σημειακές στηρίξεις με δέσμευση των μετακινήσεων κατά την διαμήκη, την εγκάρσια και την κατακόρυφη διεύθυνση ($\delta_x, \delta_y, \delta_z$). Για την σύνδεση της κύριας δοκού με το υποστυλώμα ορίστηκε σημειακή στήριξη πλήρους δεσμεύσεως μετακινήσεων και στροφών, ($V_x, V_y, N, M_y, M_z, \theta_i, \theta_j$). Τέλος, για τις δευτερεύουσες δοκούς με τα υποστυλώματα και τις διαδοκίδες με τις κύριες δοκούς ορίστηκε σημειακή στήριξη στο σημείο σύνδεσής τους, με περιορισμό μετακίνησης και στροφής περί τον τοπικό άξονα z-z, (V_x, V_y, N, θ_i), όπως και για τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας για το σημείο σύνδεσής τους με τα υποστυλώματα.

3.2.3 Τύπος και διακριτοποίηση στοιχείων

Η προσομοίωση των μελών της κατασκευής έγινε με γραμμικά στοιχεία δοκού - beam elements και επιλέχθηκε αυτόματη διακριτοποίηση μέσω του λογισμικού, με σκοπό την καλύτερη κατανομή των φορτίων. Δημιουργήθηκαν πεπερασμένα στοιχεία, με μήκος τέτοιο, ώστε να υπάρχει πλέγμα ενδιάμεσα των στηρίξεων, στις διασταυρώσεις στοιχείων, στο τέλος κάθε περιοχής και στις συμπαγείς άκρες. Η διακριτοποίηση εφαρμόστηκε σε όλα τα μέλη του φορέα εκτός από τους συνδέσμους δυσκαμψίας οι οποίοι παραλαμβάνουν κατά κύριο λόγο αξονική δύναμη.

3.2.4 Διαφράγματα

Η ύπαρξη της σύμμικτης πλάκας και η δυσκαμψία που προσφέρει, εξασφαλίζει τη διαφραγματική λειτουργία κάθε ορόφου. Όμως, λόγω του ότι η πλάκα δεν προσομοιώθηκε στο αριθμητικό μοντέλο, παρά μόνο τα φορτία που προσδίδει πάνω στις δοκούς, προσομοιώθηκε σε κάθε όροφο ένα πλασματικό διάφραγμα.

3.3 Ιδιομορφική ανάλυση

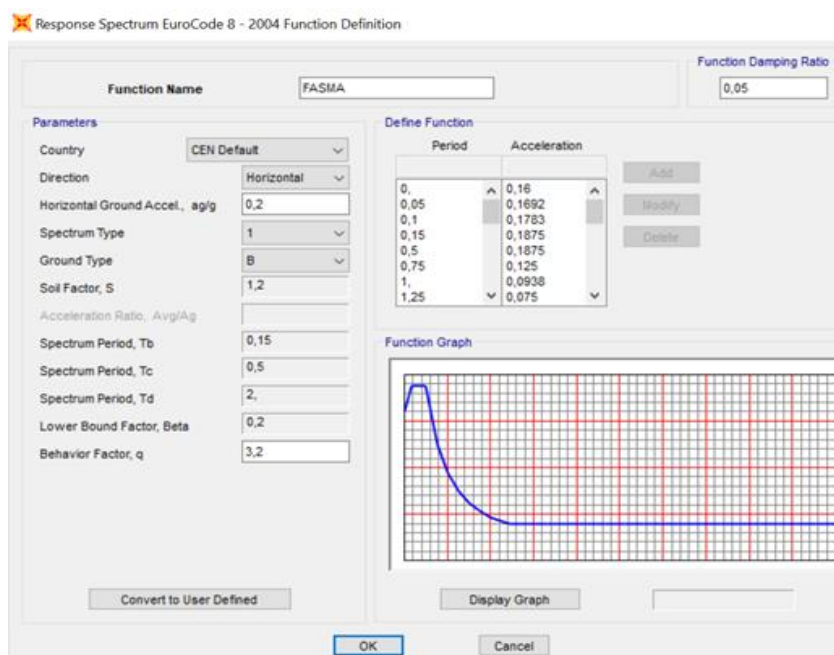
Κατά την ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής, λαμβάνονται υπόψη οι ιδιομορφές ταλάντωσης των οποίων η συμμετοχή τους στην συνολική απόκριση είναι σημαντική. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, το ελάχιστο πλήθος ιδιομορφών καθορίζεται με βάση τα ακόλουθα κριτήρια:

- Το άθροισμα των ενεργών ιδιομορφικών μαζών πρέπει να είναι τουλάχιστον ίσο με το 90% της συνολικής μάζας στην εξεταζόμενη διεύθυνση σεισμικής δράσης.
- Οι ιδιομορφές με ενεργό ιδιομορφική μάζα μεγαλύτερη από το 5% της συνολικής πρέπει να λαμβάνονται υπόψη.

Με την μέθοδο αυτή, υπολογίζονται τα μέγιστα εντατικά μεγέθη των μελών για μία δεδομένη διεύθυνση σεισμικής δράσης και για κάθε ιδιομορφή χωριστά. Όμως, επειδή οι μέγιστες ιδιομορφικές αποκρίσεις δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα και λόγω της απώλειας του προσίμου των μεγεθών κατά την χρήση του φάσματος σχεδιασμού, είναι αναγκαία η εφαρμογή μίας εκ των δύο ακόλουθων στατικών μεθόδων για τον συνδυασμό των μεγεθών των ιδιομορφών.

- SRS-“Square Root of the Sum of the Squares”’: εφαρμόζεται εάν όλες οι ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι ανεξάρτητες, δηλαδή $T_i \leq 0,9 \cdot T_j$ (για $T_i \leq T_j$).
- CQC-“Complete Quadratic Combination”’: εφαρμόζεται κυρίως όταν οι ιδιομορφές είναι εξαρτημένες.

Επομένως, εισήχθησαν στο λογισμικό SAP 2000 τα απαραίτητα δεδομένα για την υλοποίηση της Ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης. Το φάσμα σχεδιασμού και οι παράμετροι οι οποίοι ορίστηκαν στην ενότητα 2.4 απεικονίζονται στο Σχήμα 3-2. Για τον συνδυασμό των μεγεθών των ιδιομορφών επιλέχθηκε η μέθοδος CQC λόγω της μεγαλύτερης ακρίβειας που παρέχει και λόγω των μη ανεξάρτητων ιδιομορφών, ενώ για τον συνδυασμό διαφορετικών διευθύνσεων η μέθοδος SRS. Επίσης, καθορίστηκε η μάζα του κτιρίου για τον συνδυασμό των κατακόρυφων φορτίων $G+G'+0,3Q$ και σύμφωνα με το λογισμικό ισούται με 22,5 tn.

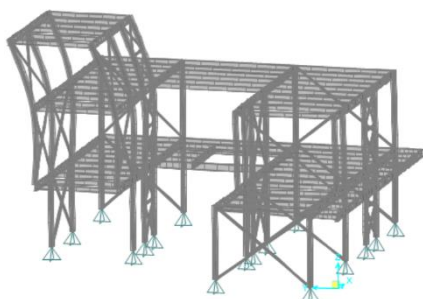


Σχήμα 3-2: Ορισμός παραμέτρων Φάσματος σχεδιασμού κατά ΕΚ8

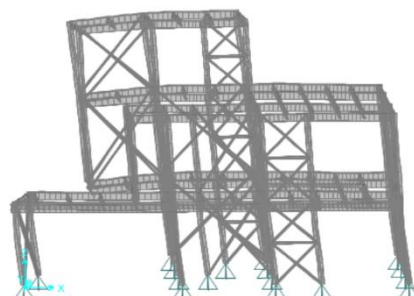
Με βάση τα παραπάνω, από την Ιδιομορφική ανάλυση προέκυψε ό,τι, για να επιτευχθεί η απαίτηση του αθροίσματος των ιδιομορφών να είναι ίσο με το 90% της συνολικής μάζας, κατά την διεύθυνση Χ χρειάζονται οι 4 πρώτες ιδιομορφές με ποσοστό 90,57 %, ενώ κατά την Υ διεύθυνση χρειάζονται οι 6 πρώτες ιδιομορφές με ποσοστό 98,74 %. Στο Πίνακα 3-1 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν για τις 12 ιδιομορφές του φορέα ενώ στα Σχήματα 3-3 μέχρι 3-8 απεικονίζονται οι 6 πρώτες ιδιομορφές με τις αντίστοιχες ιδιοπερίοδους.

Πίνακας 3-1: Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά ενεργών ιδιομορφικών μαζών

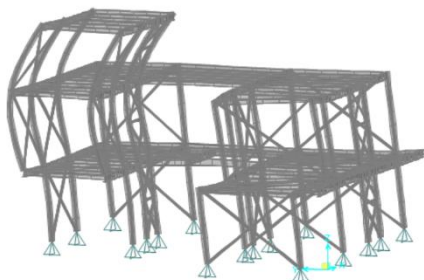
StepNum	Period Sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0,709	0,000002	0,189370	0,000015	0,000002	0,189370	0,000015	0,0637	0,0002	0,0301	0,0637	0,0002	0,0301
2	0,360	0,860930	0,007000	0,000780	0,860940	0,196370	0,000790	0,0006	0,0504	0,0164	0,0643	0,0506	0,0466
3	0,330	0,002510	0,642290	0,000210	0,863440	0,838660	0,001010	0,0002	0,0021	0,0001	0,0645	0,0527	0,0467
4	0,284	0,042280	0,021750	0,000720	0,905720	0,860410	0,001730	0,0022	0,0228	0,7150	0,0667	0,0754	0,7617
5	0,177	0,005900	0,002100	0,001620	0,911620	0,862510	0,003350	0,0007	0,0009	0,1269	0,0675	0,0763	0,8886
6	0,148	0,002200	0,124860	0,000210	0,913820	0,987370	0,003560	0,0827	0,0101	0,0190	0,1501	0,0864	0,9077
7	0,144	0,074730	0,002730	0,002020	0,988550	0,990110	0,005590	0,0001	0,3548	0,0226	0,1502	0,4412	0,9303
8	0,140	0,000034	0,000098	0,062990	0,988580	0,990200	0,068580	0,0151	0,0340	0,0007	0,1653	0,4753	0,9310
9	0,136	0,000290	0,000028	0,054100	0,988880	0,990230	0,122670	0,0019	0,0106	0,0000	0,1671	0,4858	0,9310
10	0,129	0,004950	0,001240	0,074020	0,993830	0,991470	0,196690	0,0081	0,0001	0,0013	0,1752	0,4859	0,9323
11	0,113	0,001310	0,007190	0,002550	0,995140	0,998660	0,199240	0,0742	0,0177	0,0511	0,2494	0,5036	0,9834
12	0,107	0,000001	0,000010	0,007620	0,995140	0,998670	0,206860	0,0004	0,0211	0,0000	0,2497	0,5246	0,9835



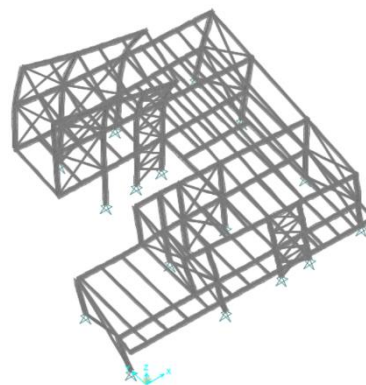
Σχήμα 3-3 : 1^η Ιδιομορφή T=0,709 sec



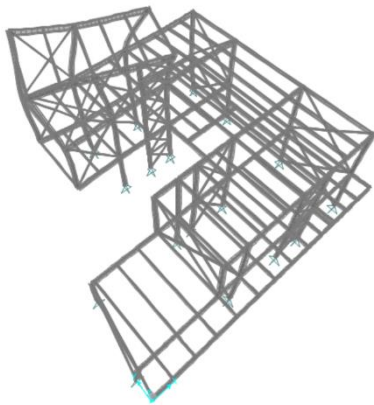
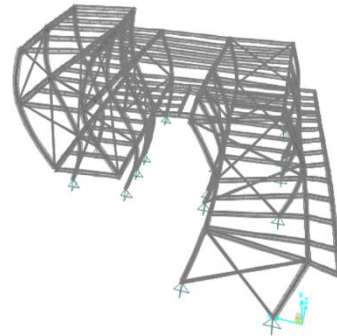
Σχήμα 3-4 : 2^η Ιδιομορφή T=0,360 sec



Σχήμα 3-5 : 3^η Ιδιομορφή T=0,330 sec



Σχήμα 3-6 : 4^η Ιδιομορφή T=0,284 sec

Σχήμα 3-7 : 5^η Ιδιομορφή T=0,177 secΣχήμα 3-8 : 6^η Ιδιομορφή T=0,148 sec

Τέλος, διαπιστώθηκε το εξής συμπέρασμα: Εφόσον η πρώτη Ιδιομορφή είναι μεταφορική κατά Y με $T_1=0,709$ sec και η δεύτερη μεταφορική κατά X με $T_2=0,360$, προκύπτει ότι $T_y > T_x$, και άρα η κατασκευή είναι πιο εύκαμπτη κατά τη Y διεύθυνση. Επομένως, αναμένεται να προκύψουν μεγαλύτερες μετακινήσεις κατά τη διεύθυνση Y από ότι στην X, πράγμα που επιβεβαιώνεται στις επόμενες παραγράφους.

3.4 Κριτήρια περιορισμού βλαβών

3.4.1 Περιορισμός σχετικών μετακινήσεων ορόφων

Οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων περιορίζονται σύμφωνα με την Εξ(3-1). Οι έλεγχοι έγιναν με την βοήθεια των υπολογιστικών φύλλων Excel, λαμβάνοντας τα μεγέθη των μετακινήσεων στα σημεία των γωνιών της κάτοψης του κάθε ορόφου που προέκυψαν από το λογισμικό SAP 2000, για σεισμό κατά x και κατά y. Ο περιορισμός ικανοποιείται σε όλα τα σημεία, και τα αποτελέσματα τους παρουσιάζονται στους Πίνακες 3-2 και 3-3.

$$d_r \cdot v \leq \psi \cdot h \quad (3-1)$$

Όπου,

d_r : το γινόμενο σχετικής ελαστικής μετακίνησης ορόφου από σεισμικό σχεδιασμό και του συντελεστή συμπεριφοράς. Υπολογίζεται ως, $d_r = d_e \cdot q$, όπου $d_e = d_o - d_u$ είναι η αφαίρεση της τιμής της μετακίνησης του σημείου της πλάκας του εξεταζόμενου ορόφου από την τιμή της μετακίνησης του υπερκείμενου ορόφου.

v: για κατηγορία σπουδαιότητας II, $v=0,5$

h: ύψος εξεταζόμενου ορόφου

ψ : για κτίρια με πλάστιμα μη-δομικά στοιχεία $\psi=0,75\%$

Πίνακας 3-2: Αποτελέσματα σημείων για σεισμική διέγερση κατά x

Κατά X										
Όροφος	Υψος (m)	Σημεία στις γωνίες του κτιρίου								
		A	B	Γ	Δ	Ε	Z	H	Θ	I
		de·q·v/h (%)								
Ισόγειο	3,37	0,655	0,617	0,617	0,579	0,603	0,603	0,603	0,603	0,655
1 ^{ος}	3,55	–	–	0,424	0,491	0,491	0,572	0,572	0,491	0,374
2 ^{ος}	3	–	–	–	0,368	0,368	0,512	0,512	–	–

Πίνακας 3-3: Αποτελέσματα σημείων για σεισμική διέγερση κατά y

Κατά Y										
Όροφος	Υψος (m)	Σημεία στις γωνίες του κτιρίου								
		A	B	Γ	Δ	Ε	Z	H	Θ	I
		de·q·v/h (%)								
Ισόγειο	3,37	0,437	0,432	0,413	0,413	0,423	0,423	0,413	0,423	0,423
1 ^{ος}	3,55	–	–	0,509	0,509	0,676	0,676	0,509	0,410	0,410
2 ^{ος}	3	–	–	–	0,640	0,699	0,699	0,640	–	–

Επιπρόσθετα, έγινε ο έλεγχος οριζόντιων βελών κάμψης στην κορυφή των υποστυλωμάτων και προέκυψε ότι ο περιορισμός $h/300$ σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 ικανοποιείται για κάθε όροφο και αντίστοιχα ο περιορισμός $h_0/500$ συνολικά.

3.4.2 Φαινόμενα β' τάξης

Τα φαινόμενα β' τάξης μπορούν να αγνοηθούν εφόσον ικανοποιείται η Εξ(3-2). Οι υπολογισμοί του συντελεστή ευαισθησίας πραγματοποιήθηκαν σε αρχείο Excel. Όπως παρουσιάζεται στους Πίνακες 3-4 και 3-5 το κριτήριο ικανοποιείται για όλα τα σημεία των ορόφων του κτιρίου και επομένως η επίλυση του φορέα έγινε με την θεωρία πρώτης τάξεως.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,1 \quad (3-2)$$

Όπου,

θ : συντελεστής ευαισθησίας μετατόπισης μεταξύ των ορόφων.

P_{tot} : συνολικό φορτίο βαρύτητας στη σεισμική κατάσταση του ορόφου και των υπερκείμενων ορόφων

V_{tot} : συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου

d_r : τιμή σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου

h : ύψος ορόφου

Πίνακας 3-4: Συντελεστής ευαισθησίας σημείων κάτοψης για σεισμική διέγερση κατά Χ

Σεισμός κατά Χ												
Όροφος	Ύψος (m)	P _{ΤΟΤ} (kN)	V _{ΤΟΤ} (kN)	Σημεία στις γωνίες του κτιρίου								
				Α	Β	Γ	Δ	Ε	Ζ	Η	Θ	Ι
Συντελεστής ευαισθησίας θ												
Ισόγειο	3,37	1826,72	372,807	0,0642	0,0605	0,0605	0,0568	0,0591	0,0591	0,0591	0,0591	0,0642
1ος	3,55	913,77	265,55			0,0292	0,0338	0,0338	0,0394	0,0394	0,0338	0,0257
2ος	3	156,01	74,406				0,0154	0,0154	0,0215	0,0215		

Πίνακας 3-5: Συντελεστής ευαισθησίας σημείων κάτοψης για σεισμική διέγερση κατά Υ

Σεισμός κατά Υ												
Όροφος	Ύψος (m)	P _{ΤΟΤ} (kN)	V _{ΤΟΤ} (kN)	Σημεία στις γωνίες του κτιρίου								
				Α	Β	Γ	Δ	Ε	Ζ	Η	Θ	Ι
Συντελεστής ευαισθησίας θ												
Ισόγειο	3,37	1826,72	288,564	0,055	0,055	0,052	0,052	0,053	0,053	0,052	0,053	0,053
1ος	3,55	913,77	205,422	-	-	0,045	0,045	0,060	0,060	0,045	0,036	0,036
2ος	3	156,01	57,725	-	-	-	0,035	0,038	0,038	0,035	-	-

3.5 Διαστασιολόγηση σύμμικτων στοιχείων

3.5.1 Σύμμικτη πλάκα

Η χρήση των σύμμικτων πλακών έχει σημειώσει αύξηση τα τελευταία χρόνια και έχει συμβάλει στη γενικότερη αύξηση της χρήσης των μεταλλικών κατασκευών σε δομικά έργα. Η σύμμικτη πλάκα αποτελείται από χαλυβδόφυλλο, έγχυτο σκυρόδεμα και ένα προβλεπόμενο ελαφρύ οπλισμό. Αναλαμβάνει την μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων στις δοκούς, αλλά και των οριζόντιων μέσω της διαφραγματικής λειτουργίας που παρέχει. Τα οφέλη της χρήσης της σε σχέση με τις συνήθεις πλάκες είναι η οικονομία, η αποφυγή της χρήσης ξυλότυπου, ο μικρότερος χρόνος κατασκευής, η αυξημένη αντοχή έναντι πυρκαγιάς, η επίτευξη μικρότερων στατικών ύψων και μεγαλύτερων ανοιγμάτων.

Μία από τις βασικές απαιτήσεις σχεδιασμού της σύμμικτης πλάκας είναι η ανθεκτικότητα στην προβλεπόμενη διάρκεια ζωής του έργου. Η προστασία των ράβδων οπλισμού και των διατμητικών συνδέσμων προέρχεται από το περιβάλλον σκυρόδεμα. Ο υπολογισμός της τιμής της επικάλυψης βασίστηκε στα εξής:

- Περιβαλλοντικές συνθήκες XC3 για σκυρόδεμα εντός κτιρίων με μέτρια υγρασία.
- Ελάχιστη επικάλυψη λόγω συνάφειας: $c_{min,b} = 10 \text{ mm}$
- Κατηγορία Κατασκευής S4 για διάρκεια ζωής 50 ετών. Λόγω όμως, δομικού στοιχείου πλάκας, η κατηγορία μειώνεται κατά 1 και επομένως η κατηγορία κατασκευής είναι S3.
- Ελάχιστη επικάλυψη λόγω περιβαλλοντικών συνθηκών: $c_{min,dur} = 20 \text{ mm}$
- $\Delta_{cdur,\gamma} = \Delta_{cdur,st} = \Delta_{cdur,add} = 0 \text{ mm}$
- Ελάχιστη επικάλυψη σκυροδέματος: $c_{min} = \max \{c_{min,b}, c_{min,dur} + \Delta_{cdur,\gamma} - \Delta_{cdur,st} - \Delta_{cdur,add}, 10\} = \max \{10, 20, 10\} = 20 \text{ mm}$
- $\Delta_{cdev} = 10 \text{ mm}$

Άρα, η ονομαστική επικάλυψη σκυροδέματος ισούται με: $c_{nom} = c_{min} + \Delta_{cdev} = 20 + 10 \rightarrow c_{nom} = 30 \text{ mm}$

Ενώ η επικάλυψη στην κεφαλή των ηλών, σύμφωνα με τον EN1994-1-1 θα είναι: $c_{studs} = \max \{c_{nom} - 5, 20\} = \max \{30 - 5, 20\} = 25 \text{ mm}$

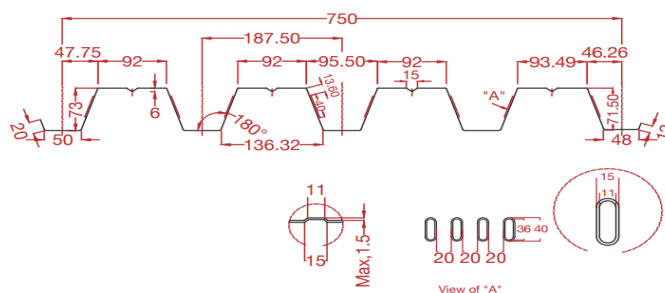
Επομένως, τοποθετήθηκε στην άνω πλευρά της πλάκας πλέγμα οπλισμού $\varnothing 10/150$ με ποιότητα χάλυβα S500 και επικάλυψη $c_{nom}=30 \text{ mm}$. [7] Ο οπλισμός αυτός χρησιμεύει στην προστασία του σκυροδέματος από την ρηγμάτωση και στην παραλαβή αρνητικών ροπών σε στηρίξεις συνεχούς δοκού. Η πλάκα σχεδιάστηκε με συνολικό πάχος $h_{ολ}=15 \text{ cm}$ και με χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 πάχους $t=0,75 \text{ mm}$ και ύψους $h=73 \text{ mm}$ της εταιρίας ΕΛΑΣΤΡΟΝ. Το σκυρόδεμα της πλάκας είναι ποιότητας C25/30 και ο χάλυβας των μεταλλικών φύλλων είναι ποιότητας S320. [6]

Το χαλυβδόφυλλο είναι ένα μεταλλικό έλασμα όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 3-9 το οποίο χρησιμεύει στη φάση κατασκευής ως τύπος για το έγχυτο σκυρόδεμα, ενώ στη φάση λειτουργίας ως οπλισμός της πλάκας. Τα χαλυβδόφυλλα τοποθετήθηκαν στην κατασκευή έτσι ώστε οι νευρώσεις τους να είναι κάθετες στην διεύθυνση των διαδοκίδων και παράλληλες στις κύριες δοκούς. Τα γεωμετρικά και τα αδρανειακά χαρακτηριστικά του παρουσιάζονται στο Σχήμα 3-10 και στον Πίνακα 3-6 αντίστοιχα.

Σχήμα 3-9: Απεικόνιση χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73 (από ΕΛΑΣΤΡΟΝ χαλυβδουργικά προϊόντα)



Σχήμα 3-10: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου σε ανάπτυγμα ενός μέτρου (από ΕΛΑΣΤΡΟΝ χαλυβδουργικά προϊόντα)



Πίνακας 3-6: Αδρανειακά χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου (βασίστηκε στον κατάλογο προϊόντων «Χαλυβδόφυλλο Symdeck» της εταιρίας ΕΛΑΣΤΡΟΝ)

Αδρανειακά		
Πάχος	t(mm)	0,75
Βάρος	G (kg/m ²)	9,81
Επιφάνεια	A (cm ² /m)	12,76
Ροπή Αδράνειας	I _y (cm ⁴ /m)	110,01
Ροπή Αντίστασης	W _y (cm ³ /m)	27,57

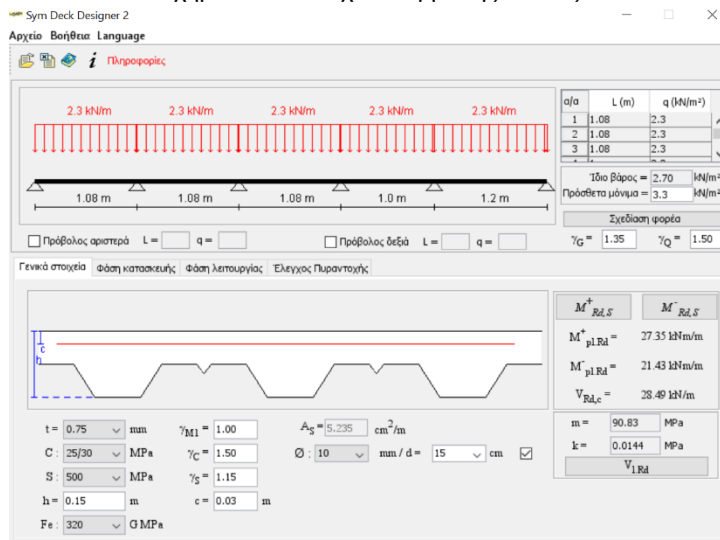
Απαιτήσεις κανονισμού

Η επιλογή των πιο πάνω υλικών και διαστάσεων έγινε με γνώμονα την τήρηση των απαιτήσεων που προδιαγράφονται στον Ευρωκώδικα 4 και οι οποίοι έχουν ως εξής:

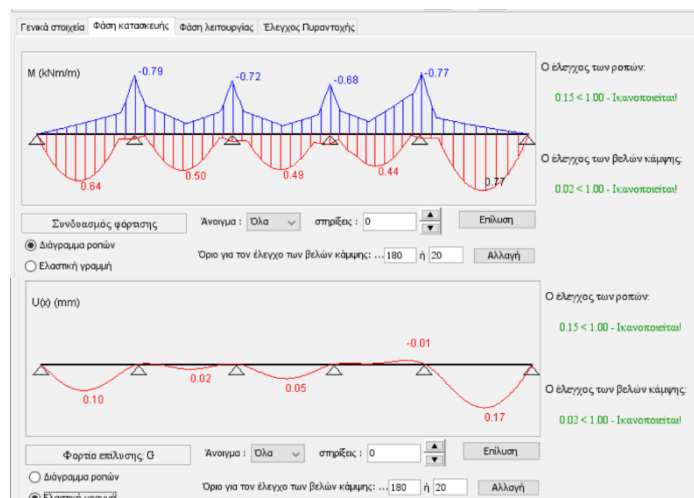
- Το ελάχιστο πλάτος χαλύβδινης έδρασης αμφιέριστων χαλυβδόφυλλων είναι 50 mm: Στην κατασκευή ορίστηκαν δοκοί με πέλματα πλάτους 100 mm και άνω.
- Συνολικό ελάχιστο πάχος πλάκας, $min h_{ολ} = 90 \text{ mm}$: Το συνολικό πάχος της πλάκας είναι 150 mm.
- Ελάχιστο πάχος πλάκας πάνω από το χαλυβδόφυλλο, $min h_c = 50 \text{ mm}$: $h_c = h_{ολ} - h_p = 150 - 73 = 77 \text{ mm}$
- $b_r/b_s \leq 0,6 \rightarrow 92/187,5 = 0,49$ όπου, b_r : πλάτος άνω νεύρωσης, b_s : κ.β απόσταση από αυλάκωση σε αυλάκωση. [CYS EN1994-1-1, (6)]

Συνεπώς, οι απαιτήσεις ικανοποιούνται. Ακολουθεί ο σχεδιασμός και ο έλεγχος της σύμμικτης πλάκας στην φάση κατασκευής και στην φάση λειτουργίας του κτιρίου, με την βοήθεια του λογισμικού Symdeck Designer 2 της εταιρίας ΕΛΑΣΤΡΟΝ. Στο Σχήμα 3-11 παρουσιάζεται η εισαγωγή των δεδομένων και στο Σχήματα 3-12 μέχρι το 3-14 τα αποτελέσματα των ελέγχων.

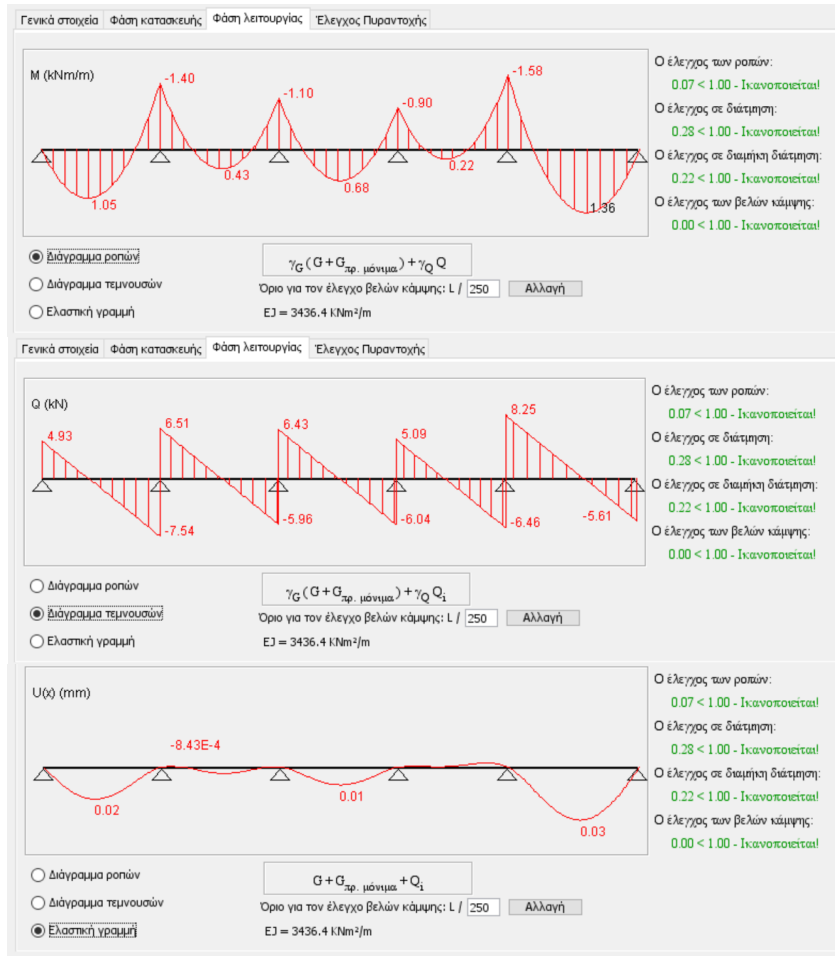
Σχήμα 3-11: Στοιχεία σύμμικτης πλάκας



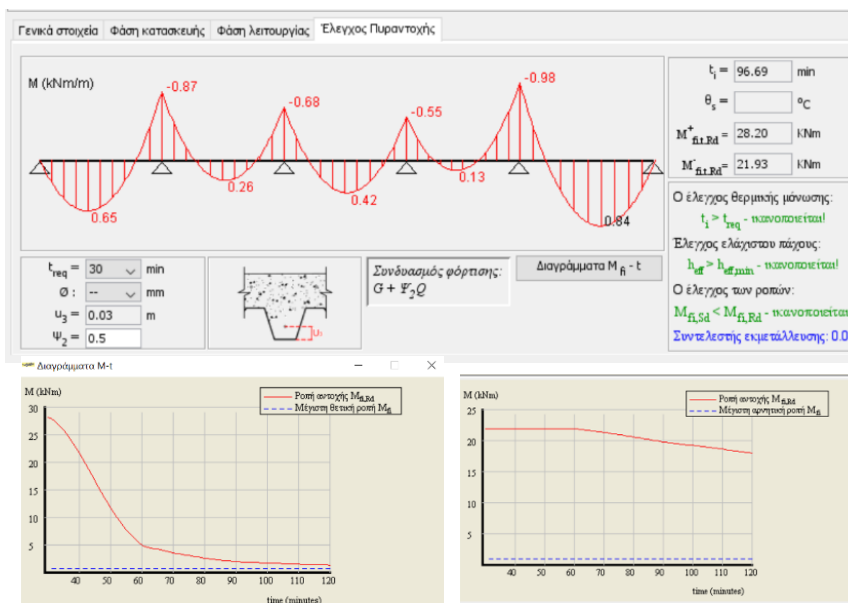
Σχήμα 3-12: Αποτελέσματα σύμμικτης πλάκας-Διαγράμματα ροής και ελαστικής γραμμής στη φάση κατασκευής



Σχήμα 3-13: Αποτελέσματα σύμμικτης πλάκας-Διάγραμμα ροπών, τεμνουσών, ελαστικής γραμμής στη φάση λειτουργίας



Σχήμα 3-14: Αποτελέσματα σύμμικτης πλάκας- Έλεγχος πυραντοχής



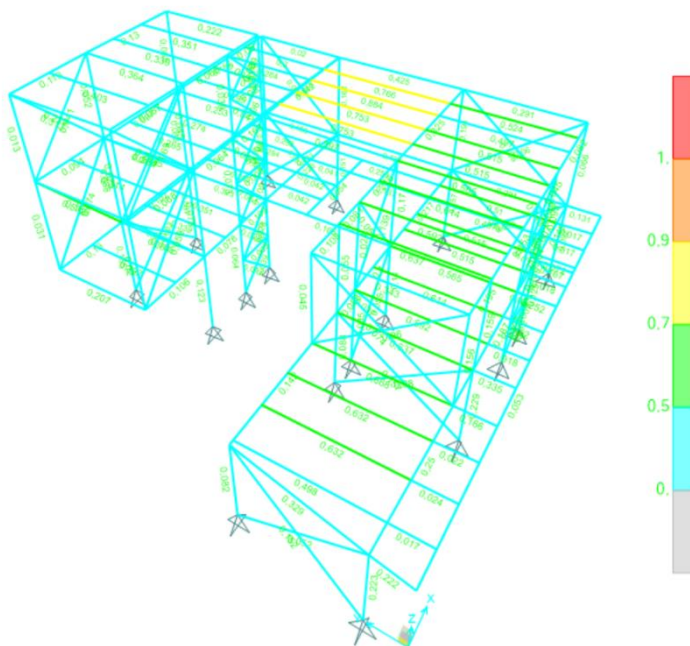
3.5.2 Σύμμικτη διαδοκίδα

Οι διαδοκίδες προσομοιώθηκαν στον φορέα ούτως ώστε το άνω πέλμα τους με το άνω πέλμα των κύριων δοκών να είναι στο ίδιο επίπεδο. Αυτό επιτεύχθηκε μέσω της εντολής «insertion point→ 8 top-center» και έγινε με σκοπό την δημιουργία ενός ενιαίου επιπέδου, πάνω στο οποίο θα στηρίζεται η πλάκα σκυροδέματος αλλά και για καλύτερη εκμετάλλευση των καθάρων υψών της κατασκευής. Αρχικά, έγινε η διαστασιολόγηση των σιδηροδοκών στην φάση κατασκευής μέσω του λογισμικού SAP2000, και έπειτα οι διατομές αυτές ελέγχθηκαν στη φάση λειτουργίας ως σύμμικτες σε υπολογιστικά φύλλα excel. Για δευτερεύουσες δοκούς και διαδοκίδες, επιλέχθηκαν από τις πρότυπες χαλύβδινες διατομές θερμής έλασης οι υψίκορμες διατομές της σειράς IPE. Με την επιλογή αυτής της διατομής και εφόσον παρέχουν ικανοποιητική αντοχή και λειτουργία ως προς την παραλαβή των φορτίων, επιτυγχάνεται όσο αυτό είναι δυνατόν, η μείωση του επιπλέον βάρους στην κατασκευή.

– Φάση κατασκευής:

Στην φάση κατασκευής, η πλάκα σκυροδέματος δεν έχει πήξει ικανοποιητικά, ούτως ώστε να επέλθει συνεργασία μεταξύ των δύο υλικών και να υπάρξει η σύμμικτη λειτουργία, με αποτέλεσμα το χαλυβδόφυλλο και ο αμιγώς μεταλλικός φορέας να καλούνται να αναλάβουν τα φορτία. Στην φάση αυτή, ασκείται στην κατασκευή το ίδιο βάρος του μεταλλικού φορέα, του χαλυβδόφυλλου και του νωπού σκυροδέματος με μόνιμη δράση (G), ενώ ως μεταβλητή δράση λαμβάνεται το φορτίο διάστρωσης (Q). Ως φορτίο διάστρωσης, λήφθηκε ένα ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο ίσο με $0,75 \text{ kN/m}^2$ που δρα σε όλη την περιοχή και επιπλέον ένα ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο $0,75 \text{ kN/m}^2$ που δρα σε επιφάνεια $3 \times 3 \text{ m}$. Η σκυροδέτηση υλοποιείται με φαντωματική διάστρωση λόγω μικρού πάχους της πλάκας. Δηλαδή, θα σκυροδετείται πρώτα κάποιο φάντωμα με το συνολικό πάχος και έπειτα θα σκυροδετείται κάποιο άλλο φάντωμα. [6]

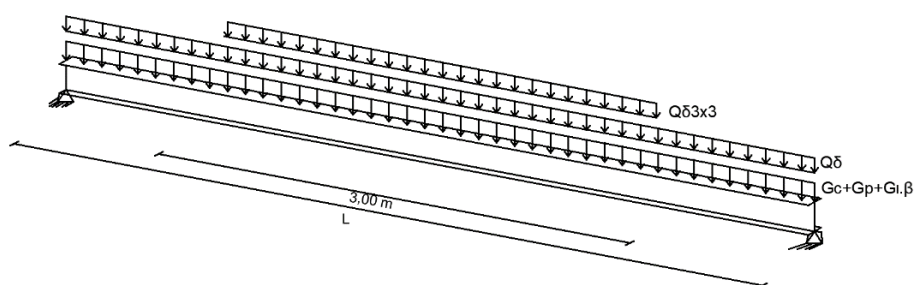
Για την διαστασιολόγηση των διαδοκίδων υλοποιήθηκε αριθμητικός και αναλυτικός υπολογισμός. Ο αριθμητικός υπολογισμός έγινε στο λογισμικό SAP 2000. Αρχικά, δόθηκε στις διαδοκίδες και στις δευτερεύουσες δοκούς η διατομή IPE 200 των οποίων τα ποσοστά αξιοποίησης των διατομών, στην φάση όπου όλη η κατασκευή φορτίζεται με ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο νωπού σκυροδέματος, χαλυβδόφυλλου και φορτίο διάστρωσης $0,75 \text{ kN/m}^2$ παρουσιάζονται στο Σχήμα 3-15.



Σχήμα 3-15: Ποσοστά αξιοποίησης διατομών στη φάση κατασκευής για συνδυασμό σε OKA ($1,35G+1,5Q$)

Στην συνέχεια, έγινε αναλυτικός υπολογισμός της δυσμενέστερης διαδοκίδας με σκοπό τον έλεγχο επάρκειάς της, λαμβάνοντας υπόψιν και το φορτίο διάστρωσης που καταλαμβάνει περιοχή 3x3 m, το οποίο ασκήθηκε στην μέση της δοκού όπως φαίνεται στο Σχήμα 3-16. Η δοκός ελέγχθηκε σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας έναντι κάμψης, διάτμησης και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας. Εφόσον ικανοποιούνταν οι έλεγχοι, δεν χρειάστηκε αύξηση της διατομής ή προσωρινή υποστήριξή της.

Ενδεικτικά, παρουσιάζεται πιο κάτω ο σχεδιασμός και ο έλεγχος της δυσμενέστερης διαδοκίδας του Σχήματος 3-15 με ποσοστό αξιοποίησης 76,6%, η οποία βρίσκεται στο μεσαίο φάτνωμα του βατού δώματος.



Σχήμα 3-16: Φόρτιση αμφιέρστης διαδοκίδας-επιβολή φορτίου διάστρωσης 3x3

– Χαρακτηριστικά διατομής

Πίνακας 3-7: Χαρακτηριστικά εξεταζόμενης διατομής διαδοκίδας

IPE 200						
Γεωμετρικά χαρακτηριστικά	h (cm)	b (cm)	t_s (cm)	t_g (cm)	h-2r (cm)	A (cm²)
	20	10	0,56	0,85	15,9	28,5
Αδρανειακά χαρακτηριστικά	I_y (cm⁴)	I_z (cm⁴)	i_y	i_z	W_{pl,y} (cm³)	W_{pl,z} (cm³)
	1940	142	8,26	2,24	221	44,6

– Κατάταξη διατομής σύμφωνα με τα Σχήματα 3-17 και 3-18:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,924$$

Κορμός: $c/t_s = 15,9/0,56 = 28,393 < 72 \cdot \varepsilon = 66,528 \rightarrow$ Κορμός κατηγορίας 1

Πέλματα: $c/t_g = 3,52/0,85 = 4,141 < 9 \cdot \varepsilon = 8,316 \rightarrow$ Κορμός κατηγορίας 1

Συνεπώς, η διατομή είναι κατηγορίας 1

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα (a)

Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 72 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 28 \cdot \epsilon$	όταν $a > 0,5$: $c/t \leq \frac{126 \cdot \epsilon}{5,5 \cdot a - 1}$ όταν $a \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36 \cdot \epsilon}{a}$			
2	$c/t \leq 83 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 34 \cdot \epsilon$	όταν $a > 0,5$: $c/t \leq \frac{188 \cdot \epsilon}{6,53 \cdot a - 1}$ όταν $a \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5 \cdot \epsilon}{a}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 121 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 38 \cdot \epsilon$	$\psi > -1$: $c/t \leq \frac{38 \cdot \epsilon}{0,608 + 0,343 \cdot \psi + 0,049 \cdot \psi^2}$ $\psi \leq -1^{(p)}$: $c/t \leq 60,5 \cdot \epsilon \cdot (1 - \psi)$			
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Σχήμα 3-17: Κατάταξη εσωτερικών ελασμάτων (από τυπολόγιο Σιδηρές Κατασκευές Γαντές.Χ, ΕΜΠ)

Προεξέχοντα πέλαμα

Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη				
		Άκρο σε θλίψη	Άκρο σε εφελκυσμό			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 9 \cdot \epsilon$	$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{a}$	$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{a \cdot \sqrt{a}}$			
2	$c/t \leq 10 \cdot \epsilon$	$c/t \leq \frac{10 \cdot \epsilon}{a}$	$c/t \leq \frac{10 \cdot \epsilon}{a \cdot \sqrt{a}}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 21 \cdot \epsilon \cdot \sqrt{k_o}$ Για k_o βλέπε EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Σχήμα 3-18: Κατάταξη προεξέχοντων ελασμάτων (από τυπολόγιο Σιδηρές Κατασκευές Γαντές. Χ, ΕΜΠ)

– Έλεγχος αντοχής διατομής:

Η αντοχή σε κάμψη υπολογίζεται από την Έξ.(3-3) και πρέπει να ισχύει, $M_{Ed} \leq M_{pl,Rd}$.

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3-3)$$

Όπου,

$W_{pl,y}$: πλαστική ροπή αντίστασης περί γ-γ

f_y : όριο διαρροής χάλυβα

$\gamma_{M0}=1,0$ συντελεστής ασφάλειας για κτιριακά έργα

Η αντοχή σε Διάτμηση υπολογίζεται από την Έξ.(3-4) και πρέπει να ισχύει $V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$.

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{v,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} \quad (3-4)$$

Όπου,

$A_{v,z}$: Εμβαδόν διάτμησης και υπολογίζεται ως, $A_{v,z} = \max \{A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f, n \cdot h_w \cdot t_w\} = 14,616 \text{ cm}^2$

– Έλεγχος μέλους σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό:

Η διαδοκίδα είναι αμφιέριστη και λυγίζει σε σχήμα μισού ημιτόνου. Δεν υφίσταται κάποια ενδιάμεση πλευρική εξασφάλιση και άρα το μήκος λυγισμού της, περί τους δύο κύριους άξονές της, είναι όσο το μήκος της. Επίσης, εφόσον είναι ελατή διατομή χάλυβα S275 με $h/b=2 > 1,2$ και $t_f < 40 \text{ mm}$, οι καμπύλες λυγισμού περί τους δύο κύριους άξονες της γ-γ και z-z είναι η a και η b αντίστοιχα.

Ανηγμένες λυγηρότητες:

Οι ανηγμένες λυγηρότητες υπολογίζονται από την Έξ.(3-5) για τον ισχυρό και ασθενή άξονα.

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i \cdot \lambda_1} \quad (3-5)$$

Όπου,

L_{cr} = μήκος λυγισμού

i: ακτίνα αδράνειας

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 86,764$$

Κρίσιμη ροπή πλευρικού λυγισμού:

Η κρίσιμη ροπή πλευρικού λυγισμού ορίζεται από την Έξ.(3-6) και για τον υπολογισμό της λήφθηκαν οι εξής παράμετροι:

$k_w = 1,00$ (απλές στηρίξεις), $C_1 = 1,132$, $C_2 = 0,459$, $C_3 = 0,525$, $L_T = 520 \text{ cm}$, $I_w = 12990 \text{ cm}^6$, $I_T = 7,02 \text{ cm}^4$

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 E I_z}{(k L_T)^2} \cdot \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \left(\frac{I_w}{I_z} \right) + \frac{(k L_T)^2 G I_T}{\pi^2 E I_z} \right]^{0,5} \quad (3-6)$$

–Λυγηρότητα πλευρικού λυγισμού

Η ανηγμένη λυγηρότητα πλευρικού λυγισμού ορίζεται από την Εξ.(3-7).

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} \quad (3-7)$$

– Μειωτικός συντελεστής

Με βάση την γενική μέθοδο (6.3.2.2), για ελατές διατομές και $h/b \leq 2$, προκύπτει καμπύλη λυγισμού α και επομένως ο συντελεστής ατελειών α_{LT} ισούται με 0,21. Υπολογίζεται ο μειωτικός συντελεστής χ_{LT} μέσω των Εξισώσεων (3-8) και(3-9).

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2] \quad (3-8)$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1,00 \quad (3-9)$$

–Αντοχή διατομής έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, μέσω της Εξ(3-10).

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3-10)$$

–Αναλυτικοί υπολογισμοί

Επίλυση αμφιέριστης διαδοκίδας με άνοιγμα $L=5,20$ m και πλάτος επιρροής $1,10$ m.

Μόνιμες δράσεις: $G_c + G_p + G_{i,\beta} = 26 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,103 \text{ m} \cdot 1,10 \text{ m} + 0,0981 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,10 \text{ m} + 28,5 \cdot 100^{-2} \text{ m}^2 \cdot 78,5 \text{ kN/m}^3 = 3,277 \text{ kN/m}$

Μεταβλητές δράσεις: $Q_\delta = 0,75 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,10 \text{ m} = 0,825 \text{ kN/m}$, $Q_{\delta \times 3} = 0,825 \text{ kN/m}$

Εντατικά μεγέθη για τον συνδυασμό σε ΟΚΑ $1,35 \cdot (G_c + G_p + G_{i,\beta}) + 1,5 \cdot (Q_\delta + Q_{\delta \times 3})$:

$$V_{Ed} = 16,587 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 22,57 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 0$$

$$\text{'Εξ(3-3)} \rightarrow M_{Ed} = 22,57 \text{ kNm} < M_{pl,Rd} = 221 \cdot 27,50 / 1,00 = 60,775 \text{ kNm}$$

'Εξ.(3-4) $\rightarrow V_{Ed} = 16,587 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 232,06 \text{ kN}$ και εφόσον $V_{Ed} \leq 50\% V_{pl,Rd}$ δεν χρειάζεται απομείωση της ροπής.

$$\text{Εξ.(3-5)} \rightarrow \text{Ανηγμένες λυγηρότητες: } \lambda_y = 0,726 \text{ και } \lambda_z = 2,676$$

$$\text{Εξ.(3-6)} \rightarrow \text{Κρίσιμη ροπή πλευρικού λυγισμού: } M_{cr} = 30,491 \text{ kNm}$$

$$\text{Εξ.(3-7)} \rightarrow \text{Λυγηρότητα πλευρικού λυγισμού: } \lambda_{LT} = 1,412$$

$$\text{Εξ.(3-8)} \rightarrow \Phi_{LT} = 1,624$$

$$\text{Εξ.(3-9)} \rightarrow \chi_{LT} = 0,412$$

$$\text{'Εξ.(3-10)} \rightarrow M_{b,Rd} = 25,04 \text{ kNm} > M_{Ed} = 22,57 \text{ kNm}$$

– Φάση λειτουργίας

Στη φάση λειτουργίας το σκυρόδεμα έχει αποκτήσει την θλιπτική του αντοχή και έχει δημιουργηθεί επαρκής διατμητική σύνδεση μεταξύ του χάλυβα και του σκυροδέματος. Συνεπώς, τα δύο υλικά συνεργάζονται και πλέον η διαδοκίδα έχει αναπτύξει σύμμικτη λειτουργία.

Στην φάση αυτή συμμετέχουν όλα τα φορτία (σεισμικά, άνεμος, χιόνι, φορτίο λόγω χρήσης, ίδια βάρη και επικαλύψεις). Ο δυσμενέστερος συνδυασμός που προέκυψε για την διαδοκίδα από το λογισμικό σε ΟΚΑ είναι $1,35 \cdot G + 1,35 \cdot G' + 1,5 \cdot Q + 0,75 \cdot S$, ενώ σε ΟΚΛ ο συνδυασμός $G + G' + Q + 0,5 \cdot S$. Επομένως, έγινε αναλυτικός υπολογισμός της σύμμικτης διαδοκίδας για τον έλεγχο επάρκειάς της, λαμβάνοντας υπόψιν τις εξής φορτίσεις:

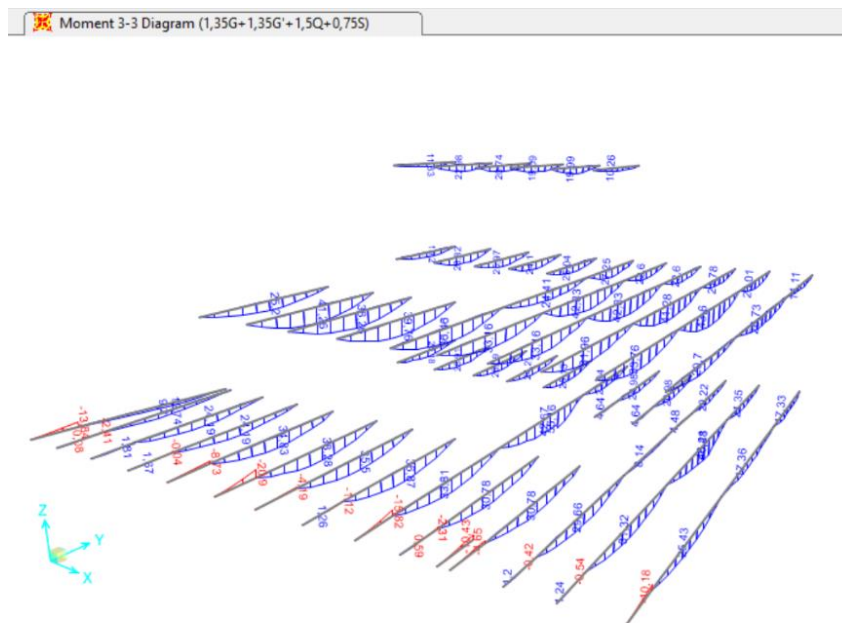
- Ίδιο βάρος μεταλλικής δοκού: $g_{i,\beta} = 0,224 \text{ kN/m}$
- Ίδιο βάρος σκυροδέματος και χαλυβδόφυλλου: $g_c = 2,7 \text{ kN/m}^2$
- Επικαλύψεις: $g_{\text{προσθ.}} = 3,3 \text{ kN/m}^2$
- Κινητό φορτίο λόγω χρήσης : $q = 2 \text{ kN/m}^2$
- Φορτίο χιονιού : $s = 0,6 \text{ kN/m}^2$

Εντατικά μεγέθη σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας:

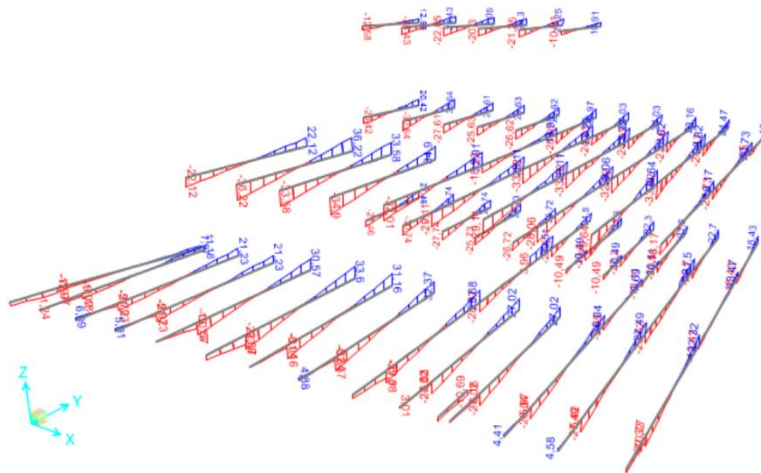
Το φορτίο που δρα είναι: $q_{Ed} = 1,35 \cdot [b_{\text{επιρροής}} (g_c + g_{\text{προσθ.}}) + g_{i,\beta}] + 1,5 \cdot b_{\text{επιρροής}} \cdot q + 0,75 \cdot b_{\text{επιρροής}} \cdot s = 13,01 \text{ kN/m}$

Ροπή κάμψης: $M_{Ed} = q_{Ed} \cdot L^2 / 8 = 44 \text{ kNm}$

Τέμνουσα δράσης: $V_{Ed} = q_{Ed} \cdot L / 2 = 33,8 \text{ kN}$



Σχήμα 3-19: Ροπές Κάμψης δευτερευούσων δοκών και διαδοκίδων για συνδυασμό σε ΟΚΑ ($1,35G + 1,35G' + 1,5Q + 0,75S$)



Σχήμα 3-20: Τέμνουσες δυνάμεις δευτερεύουσων δοκών και διαδοκίδων για συνδυασμό σε ΟΚΑ
(1,35G+1,35G'+1,5Q+0,75S)

– Πλαστική ανάλυση δοκού: Εύρεση θετικής πλαστικής ροπής αντοχής στο άνοιγμα- Έλεγχος αντοχής
Για τους υπολογισμούς της σύμμικτης διαδοκίδας αμελήθηκε η επιφάνεια του σκυροδέματος στην περιοχή των νευρώσεων του χαλυβδόφυλλου. Θεωρήθηκε ότι η πλάκα έχει πάχος όσο το σκυροδέμα που βρίσκεται πάνω από την νεύρωση σε απόσταση από την σιδηροδοκό, ίση με το ύψος του χαλυβδόφυλλου. Συνοπτικά, χρησιμοποιήθηκαν τα ακόλουθα χαρακτηριστικά.[2],[70]

Συνολικό πάχος πλάκας: $h_{ολ} = 15 \text{ cm}$

Πάχος σκυροδέματος πάνω από το χαλυβδόφυλλο: $h_c = 7,7 \text{ cm}$

Ύψος χαλυβδόφυλλου: $h_p = 7,3 \text{ cm}$

Συνολικό ύψος σύμμικτης δοκού: $h_{tot} = 35 \text{ cm}$

Πλάτος επιρροής: $b_{eff} = 110 \text{ cm}$, υπολογίστηκε σύμφωνα με την Εξ(3-11)

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (3-11)$$

Όπου,

$b_0 = 0$ για κτιριακά έργα

$$b_{ei} = \frac{L_e}{8} \leq b_i$$

b_i : απόσταση από το μέσο της πλάκας έως το μέσο μεταξύ παράλληλων κορμών, $b_1 = 0,5$, $b_2 = 0,6 \text{ m}$

L_e =απόσταση διαδοχικών σημείων μηδενισμού διαγράμματος ροπής. Αμφιέριστη δοκός, $L_e = 5,2 \text{ m}$

Εσωτερικές δυνάμεις:

Η δύναμη σκυροδέματος υπολογίζεται από την Εξ(3-12) και ισούται με $D_{c,pl,Rd} = 1199,917 \text{ kN}$

$$D_{c,pl,Rd} = b_{επιρροής} \cdot h_c \cdot f_{cd} \quad (3-12)$$

Όπου, $f_{cd}=0,85 \cdot f_{ck}/\gamma_c$ και f_{ck} η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή σκυροδέματος.

Η εφελκυστική δύναμη χαλύβδινης διατομής ορίζεται από την Εξ(3-13) και ισούται με $N_{pl,RD}=783,75$ kN

$$N_{pl,RD}=A_a \cdot f_{ad} \quad (3-13)$$

Όπου, $f_{ad}=f_{ak}/\gamma_a$

Επειδή προκύπτει $D_{c,pl,Rd} > N_{pl,RD}$, ο ουδέτερος άξονας, προκειμένου να υπάρχει ισορροπία δυνάμεων βρίσκεται εντός της πλάκας σκυροδέματος. Η απόσταση του από την άνω ίνα σκυροδέματος υπολογίζεται από την Εξ(3-14) ως $z_0=5,029$ και ισχύει $z_0 < h_c$.

$$z_0 = \frac{A_a \cdot f_{ad}}{b_{επιρροής} \cdot f_{cd}} \quad (3-14)$$

Πλαστική ροπή αντοχής, ορίζεται από την Εξ.(3-15):

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,RD} \cdot \left(z_a - \frac{z_0}{2} \right) \quad (3-15)$$

Όπου, z_a : απόσταση κέντρου βάρους της σιδηροδοκού από την άνω ίνα σκυροδέματος

→ Πλαστική ροπή αντοχής στο άνοιγμα: $M_{pl,Rd}=176,23$ kNm $>$ $M_{Ed}=44$ kNm

Τέμνουσα:

Οι τέμνουσες δυνάμεις παραλαμβάνονται από τον κορμό της σιδηροδοκού, για τον οποίο έγινε έλεγχος ευαισθησίας του σε τοπικό λυγισμό $h_w/t_w < 72 \cdot \varepsilon/n$. Οπότε η αντοχή σε τέμνουσα ισούται με, $V_{pl,Rd}=232,06 > V_{Ed}=33,8$ kN

Αλληλεπίδραση ροπής κάμψης-τέμνουσας δύναμης:

Λόγω του ότι η δοκός είναι αμφιέριστη η μέγιστη τέμνουσα και η μέγιστη ροπή δρουν σε διαφορετικές θέσεις με αποτέλεσμα να μην αλληλοεπηρεάζονται και εφόσον $V_{Ed}/V_{pl,Rd}=0,15 < 50\%$ δεν λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση μεταξύ κάμψης και τέμνουσας.

– Ελαστική ανάλυση δοκού: Εύρεση θετικής ελαστικής ροπής αντοχής στο άνοιγμα – αρηγμάτωση διατομή – Μέθοδος ισοδύναμης διατομής.

Λόγος των μέτρων ελαστικότητας των δύο υλικών: $n = \frac{E_a}{E_c} = \frac{210}{31} = 6,774$

Επιφάνεια ισοδύναμης διατομής: $A_e = A_a + \frac{A_c}{n} = 153,537$ cm²

Κέντρο βάρους ισοδύναμης διατομής από άνω ίνα σκυροδέματος: $z_e = \frac{z_a \cdot A_a + \frac{A_c \cdot z_c}{n}}{A_e} = 7,776$ cm

Ροπή αδράνειας ισοδύναμης διατομής: $I_e = I_{a,y} + A_a \cdot (z_a - z_e)^2 + \frac{I_c}{n} + \frac{A_c}{n} \cdot (z_c - z_e)^2 = 12940$ cm⁴

Στατική ροπή αδράνειας: $S_c = A_c/n \cdot (z_e - z_c) = 490,88$ cm³

Προκειμένου να υπολογιστεί η ελαστική ροπή αντοχής χρειάζεται πρώτα η ροπή αντίστασης W (cm^3) στην άνω και κάτω ίνα σκυροδέματος και άνω και κάτω ίνα χάλυβα. Οι σχέσεις που χρησιμοποιήθηκαν είναι οι παρακάτω και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 3-8.

$$W_{co} = \frac{I_e \cdot n}{0 \cdot z_e}, \quad W_{cu} = \frac{I_e \cdot n}{h_c \cdot z_e}, \quad W_{ao} = \frac{I_e}{h_c \cdot z_e}, \quad W_{au} = \frac{I_e}{h_{tot} \cdot z_e}$$

Ελαστική ροπή: $M_{el,Rd} = \min(W_{au} \cdot f_a, W_{co} \cdot f_{cd} \cdot 0.85)$

Πίνακας 3-8: Χαρακτηριστικά διατομής

Εξεταζόμενη ίνα	Ροπές αντίστασης [cm^3]	$M_{el,Rd}^+$ [kNm]
Άνω ίνα σκυροδέματος	-11272,83	159,70
Κάτω ίνα σκυροδέματος	-1153081,78	16335,33
Άνω ίνα χάλυβα	-170216,83	46809,63
Κάτω ίνα χάλυβα	475,31	130,71

Επομένως, $M_{el,Rd}^+ = 130,71 \text{ kNm} > M_{Ed}$

– Υπολογισμός τάσεων και βελών κάμψης σε φάσεις κατασκευής χωρίς υποσύλωση της δοκού

Φάση I: Λαμβάνονται υπόψη μόνο τα ίδια βάρη σιδηροδοκού-νωπού σκυροδέματος και το φορτίο διάστρωσης (ομοιόμορφα καταμεμημένο σε όλη την δοκό και επιπρόσθετα στο κέντρο σε επιφάνεια 3×3) όπως προαναφέρθηκε.

Στη φάση I απαιτούνται και οι ροπές αντίστασης στην άνω και κάτω ίνα της σιδηροδοκού:

$$W_{ao} = \frac{I_a}{h_c \cdot z_a}, \quad W_{au} = \frac{I_a}{h_{tot} \cdot z_a}$$

Φάση II: Λαμβάνονται υπόψη όλα τα φορτία της διαδοκίδας, εκτός από τα ίδια βάρη (ίδιο βάρος σιδηροδοκού, ίδιο βάρος νωπού σκυροδέματος), αφού λήφθηκαν στην προηγούμενη φάση και με επαλληλία των δύο φάσεων καταλήγουμε στις τάσεις και στα βέλη κάμψης της διαδοκίδας.

Τα βέλη ελέγχθηκαν ούτως ώστε να ικανοποιούν την απαίτηση $\delta = L/250$ σύμφωνα με τον Πίνακα 3-9, ενώ ο υπολογισμός τους έγινε με βάση τον τύπο αμφιέρειστης δοκού, $\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{Ed} \cdot L^4}{E \cdot I}$. Στους Πίνακες 3-10 και 3-11 παρουσιάζονται οι τάσεις και τα βέλη ξεχωριστά για κάθε φάση και τα συνολικά τους αποτελέσματα με επαλληλία.

Πίνακας 3-9: Οριακές τιμές κατακόρυφων παραμορφώσεων

Εξεταζόμενη περίπτωση	Όρια	
	δ_{max}	δ_2
Στέγες-γενικά	L/200	L/250
Στέγες που συχνά φέρουν προσωπικό για συντήρηση	L/250	L/300
Πατώματα-γενικά	L/250	L/300
Πατώματα, στέγες που υποστηρίζουν γύψινα ή άλλα ψαθυρά τελειώματα ή μη εύκαμπτα χωρίσματα	L/250	L/300
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 3-10: Τάσεις και βέλη διατομής σε ΟΚΑ

ΟΚΑ						
Εξεταζόμενη ίνα	Φάση I		Φάση II		Σύνολο	
	Ροπές αντίστασης [cm ³]	σ [kN/cm ²]	Ροπές αντίστασης [cm ³]	σ [kN/cm ²]		
Άνω ίνα σκυροδέματος	-	-	-11272,83	-0,26	-0,26	TRUE
Κάτω ίνα σκυροδέματος	-	-	-1153081,78	0,00	0,00	TRUE
Άνω ίνα χάλυβα	-112,14	-19,79	-170216,83	-0,02	-19,81	TRUE
Κάτω ίνα χάλυβα	194,00	11,44	475,31	6,19	17,63	TRUE
Βέλος κάμψης [cm]	1,56		0,30		1,86	TRUE

Πίνακας 3-11: Τάσεις και βέλη διατομής σε ΟΚΛ

ΟΚΛ						
Εξεταζόμενη ίνα	Φάση I		Φάση II		Σύνολο	
	Ροπές αντίστασης [cm ³]	σ [kN/cm ²]	Ροπές αντίστασης [cm ³]	σ [kN/cm ²]		
Άνω ίνα σκυροδέματος	-	-	-11272,83	-0,19	-0,19	TRUE
Κάτω ίνα σκυροδέματος	-	-	-1153081,78	0,00	0,00	TRUE
Άνω ίνα χάλυβα	-112,14	-14,98	-170216,83	-0,01	-14,99	TRUE
Κάτω ίνα χάλυβα	194,00	8,66	475,31	4,46	13,12	TRUE
Βέλος κάμψης [cm]	1,16		0,22		1,38	TRUE

– Διατμητική σύνδεση διαδοκίδας

Η παραλαβή της διάτμησης που αναπτύσσεται στην διεπιφάνεια μεταξύ χαλύβδινης διατομής και σκυροδέματος είναι βασική προϋπόθεση για την σύμμικτη λειτουργία. Η παραλαβή αυτή, γίνεται με διατμητικούς συνδέσμους οι οποίοι εμποδίζουν την ολίσθηση μεταξύ των δύο στοιχείων και εξασφαλίζουν την κοινή τους λειτουργία. Επομένως, είναι σημαντική η επιλογή των ήλων για την σωστή λειτουργία της σύμμικτης δοκού.

Στον φορέα αναπτύσσονται δύο είδη διατμήσεων, η κατακόρυφη και η διαμήκης. Η κατακόρυφη εξασφαλίζει την συνθήκη ισορροπίας των δυνάμεων ως προς τον κατακόρυφο άξονα ενώ η διαμήκης απαιτείται για λόγους συμβιβαστού των παραμορφώσεων μεταξύ χάλυβα-σκυροδέματος.

Διαμήκης διάτμηση:

Προϋποθέσεις εφαρμογής ομοιόμορφης πλαστικής κατανομής:

Χρησιμοποιούνται όλκιμοι ήλοι $\rightarrow 16 \text{ mm} \leq d=16 \text{ mm} \leq 22 \text{ mm}$ και $h=125 \text{ mm} > 4 \cdot 16=64 \text{ mm}$

Οι διατομές είναι κατηγορίας 1 ή 2 \rightarrow Σύμμικτη διατομή κατηγορίας 1

$M_{pl,Rd} / M_{pl,a,Rd} \leq 2.5 \rightarrow 176,23/60,78=2,9 > 2,5$

Προσδιορισμός της διαμήκης διάτμησης με ελαστική ανάλυση.

Η Διατμητική ροή κατά μήκος της δοκού προσδιορίζεται από την Εξ.(3-16).

$$V_{l,Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S_c}{I_e} \quad (3-16)$$

Όπου,

V_{Ed} : δρώσα τέμνουσα

S_c : στατική ροπή της πλάκας σκυροδέματος ως προς το κέντρο βάρους της σύμμικτης διατομής

I_e : ροπή αδράνειας της αρηγμάτωτης διατομής

→ Προκύπτει, $V_{l,Ed}=128,22$ kN/m και άρα για την μισή δοκό $V_{l,Ed}=128,22 \cdot 5,2/2=333,372$ kN

Τύπος και αντοχή διατμητικού ήλου:

Ονομαστική επικάλυψη σκυροδέματος: $c_{nom}=30$ mm

Επικάλυψη στην κεφαλή των ήλων: $c_{studs}=25$ mm

Επομένως, επιλέγονται ήλοι με μέγιστο επιτρεπόμενο ύψος $h_{\eta\lambda\omicron\upsilon}=125$ mm

Χρησιμοποιήθηκαν ήλοι τύπου Nelson με διάμετρο 16 mm και ύψος 125 mm, ενώ τοποθετήθηκε χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73. Επιλέχθηκαν με γνώμονα τις πιο κάτω απαιτήσεις που ορίζονται στην παράγραφο 6.6.5.8 του EN1994.

Ύψος ήλου: $h_{\eta\lambda\omicron\upsilon}=125$ mm $>$ $h_p+2d=105$ mm

h_p : ύψος χαλυβδόφυλλου ίσο με 73 mm

$b_{\sigma\upsilon\lambda\alpha\kappa\omega\sigma} \geq 50 \rightarrow b_{\sigma\upsilon\lambda\alpha\kappa\omega\sigma}=50$ mm

Η οριακή αντοχή του ήλου σε συμπαγής πλάκα:

$$P_{Rd}=\min\{P_{v,Rd}, P_{b,Rd}\}=\min\left\{\frac{0,8 \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4}\right)}{\gamma_v}, \frac{0,29 \cdot a \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v}\right\} \quad (3-17)$$

Όπου,

$P_{v,Rd}$: αντοχή ήλου σε διάτμηση

$P_{b,Rd}$: αντοχή σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντηγας

γ_v : επιμέρους συντελεστής ασφαλείας, λαμβάνεται ίσος με 1,25

f_u : εφελκυστική αντοχή ήλου. Λήφθηκε ίση με 450 MPa και ισχύει $f_u \leq 500$ MPa

a : για $3 \leq h_{\eta\lambda\omicron\upsilon}/d_{\eta\lambda\omicron\upsilon} \leq 4$ $a=0,20 \cdot (h/d+1)$

για $4 < h_{\eta\lambda\omicron\upsilon}/d_{\eta\lambda\omicron\upsilon}$ $a=1,00 \rightarrow 125/16=7,81$ και άρα $a=1$

E_{cm} : μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος. Για σκυρόδεμα C25/30 λαμβάνεται ως $E_{cm}=31$ GPa

Με βάση την Εξ.(3-17) προκύπτει:

$$P_{Rd}=\min\left\{\frac{0,8 \cdot 450 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 16^2}{4}\right)}{1,25}, \frac{0,29 \cdot 1 \cdot 16^2 \cdot \sqrt{25 \cdot 31000}}{1,25}\right\}=\min\{81,66, 52,29\} \rightarrow P_{Rd}=52,29 \text{ kN}$$

Απομείωση οριακής αντοχής ήλου:

Η αντοχή των ήλων σε σύμμικτη πλάκα με χαλυβδόφυλλο είναι μικρότερη από την αντοχή που θα είχαν σε συμπαγή πλάκα σκυροδέματος. Αυτό οφείλεται στο ότι δεν υπάρχει επαρκές σκυρόδεμα πίσω από τον ήλο εξαιτίας του χαλυβδόφυλλου με αποτέλεσμα να μειώνεται η αντοχή του. Η αντοχή των διατμητικών ήλων που χρησιμοποιούνται σε σύμμικτη πλάκα δίνεται από την Εξ(3-17) για συμπαγείς πλάκες με εφαρμογή ενός μειωτικού συντελεστή εξαρτώμενου από τη διεύθυνση των αυλακώσεων των μεταλλικών φύλλων σε σχέση με την διεύθυνση της δοκού. Εφόσον οι αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου είναι κάθετες στη δοκό ο μειωτικός συντελεστής δίνεται από την Εξ(3-18)

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{cs}}{h_p} - 1 \right) \leq k_{t,max} \quad (3-18)$$

Όπου,

N_r : αριθμός των διατμητικών ήλων σε κάθε αυλάκωση στο σημείο σύνδεσης με την δοκό. Πρέπει να τοποθετείται ένας ή περισσότεροι αλλά το N_r θα λαμβάνεται σε κάθε περίπτωση ≤ 2 . Τοποθετήθηκε ένας ήλος ανά αυλάκωση και άρα $N_r=1,00$.

b_0 : μέσο πλάτος αυλακώσεων. $b_0=73 \text{ mm} \geq h_p=73 \text{ mm}$

$k_{t,max}$: μέγιστος μειωτικός συντελεστής. Για $N_r=1,00$, $t=1,00 \text{ mm}$ και συγκολλημένοι ήλοι $d=16 < 20 \text{ mm}$ από τον Πίνακα 3-12 $k_{t,max}=0,85$

h_{cs} : ύψος διατμητικού ήλου, και πρέπει να ισχύει $h_{cs} \leq h_p + 75 \text{ mm}$

h_p : ύψος χαλυβδόφυλλου, $h_p=73 \text{ mm} < 85 \text{ mm}$

Πίνακας 3-12: Άνω όρια $k_{t,max}$ για τον συντελεστή k_t , (βασίστηκε στον πίν. 6.2 EN 1994-1-1, 2004)

Αριθμός διατμητικών ήλων ανά νεύρωση	Πάχος t του χαλυβδόφυλλου (mm)	Ήλοι με διάμετρο μέχρι 20 mm και συγκολλημένοι δια μέσου του χαλυβδόφυλλου	Χαλυβδόφυλλο με οπές και ήλοι διαμέτρου 19 mm ή 22 mm
$N_r=1$	$\leq 1,00$	0,85	0,75
	$> 1,00$	1,00	0,75
$N_r=2$	$\leq 1,00$	0,7	0,6
	$> 1,00$	0,8	0,6

Σύμφωνα με τα παραπάνω, προκύπτει μειωτικός συντελεστής $k_t=0,5 < 0,85$

Άρα η τελική απομειωμένη αντοχή του ήλου ισούται: $P_{Rd}=0,5 \cdot 52,29 = 26,145 \text{ kN}$

Υπολογισμός απαιτούμενου αριθμού ήλων:

$$V_i/P_{Rd}=333,372/26,45 \text{ kN} = 12,6 \rightarrow 26 \text{ ήλοι συνολικά}$$

Οι ήλοι τοποθετούνται σε ίσες αποστάσεις αλλά στα ακραία $L/3$ τοποθετούνται 2 ήλοι σε κάθε διατομή και στο μεσαίο $L/3$ ένας ήλος ανά διατομή:

Κατανομή ανά $L/3$ ως εξής: $2 \cdot 6 + 6 + 2 \cdot 6 = 40 \rightarrow 30$ ήλοι συνολικά

Διαμήκης απόσταση: $5,2 / 3 \cdot 6 = 0,289 \text{ m} \rightarrow$ Εφόσον η απόσταση των αξόνων δύο διαδοχικών αυλακώσεων του χαλυβδόφυλλου που τοποθετήθηκε, είναι ίση με $0,1875 \text{ m}$, επιλέγεται αυτή ως διαμήκης απόσταση και καλύπτει την απαιτούμενη.

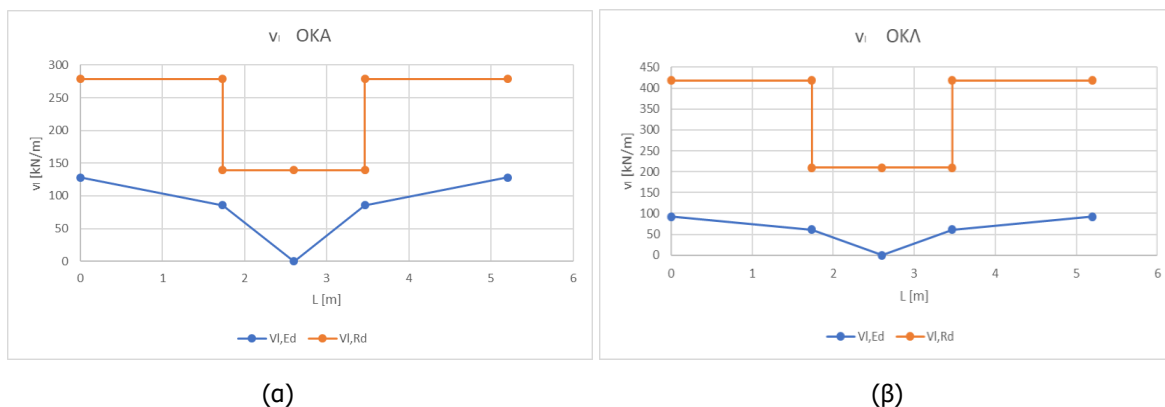
Η διατμητική αντοχή υπολογίζεται

$$V_{I,Rd} = \frac{n \cdot P_{Rd}}{e_l}$$

Στα ακραία L/3: $V_{I,Rd} = \frac{2 \cdot 26,145}{0,1875} = 278,88 \text{ kN/m}$

Στο μεσαίο L/3: $V_{I,Rd} = \frac{26,145}{0,1875} = 139,44 \text{ kN/m}$

Παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα για ΟΚΑ και ΟΚΛ στο Σχήμα 3-21.



Σχήμα 3-21: Διαγράμματα διατμητικής ροής-αντοχής σε, (α) ΟΚΑ και (β) ΟΚΛ

Τέλος, για κατασκευαστικούς λόγους έγινε εφαρμογή ομοιόμορφης κατανομής κατά μήκος της διαδοκίδας. Τοποθετήθηκε ένας ήλος $\varnothing 16$ ανά αυλάκωση, δηλαδή ανά 18,75 cm.

Έλεγχος γεωμετρικών απαιτήσεων διατμητικών ήλων:

Διαμήκης διεύθυνση: $5 \cdot d \leq e_L \leq \min\{6 \cdot (h_c + h_p), 800 \text{ mm}\} \rightarrow 95 \leq e_L = 187,5 \leq 800 \text{ mm}$

Εγκάρσια διεύθυνση: ένας ήλος και άρα ικανοποιείται η απαίτηση, $4 \cdot d \leq e_T$

Σημειώνεται πως τα αποτελέσματα επαληθεύονται από το λογισμικό ArcelorMittal και παρουσιάζονται μερικά από αυτά στο Σχήμα 3-22.

Resistance of the connectors	$P_{Rd} =$	26.18 kN
Verification of the degree of connection		
Minimum degree of connection = 0.400		
F_{Steel}	=	783.31 kN
$F_{Concrete}$	=	1199.92 kN
Degree of connection = 0.468 > 0.400		

Σχήμα 3-22: Αποτελέσματα σύμμικτης διαδοκίδας λογισμικού ArcelorMittal

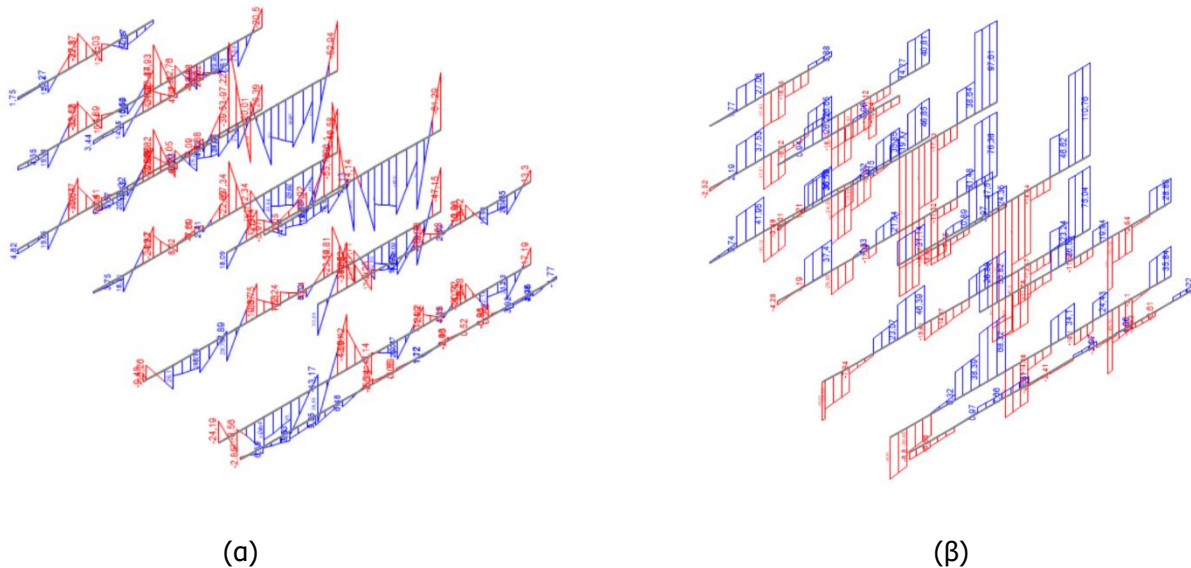
3.5.3 Σύμμικτη κύρια δοκός

–Φάση κατασκευής

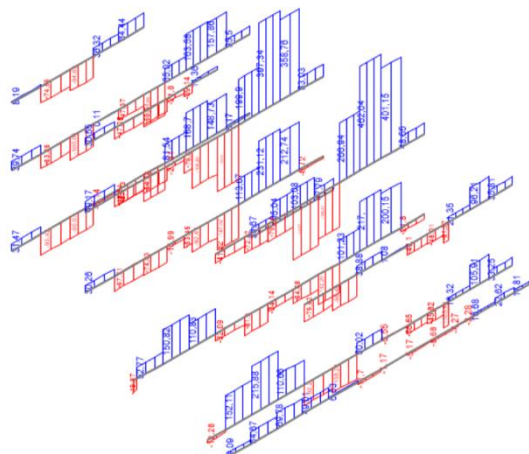
Στην φάση κατασκευής το ποσοστό αξιοποίησης της διατομής των κύριων δοκών IPE 300 όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 3-15 είναι μικρό.

–Φάση λειτουργίας

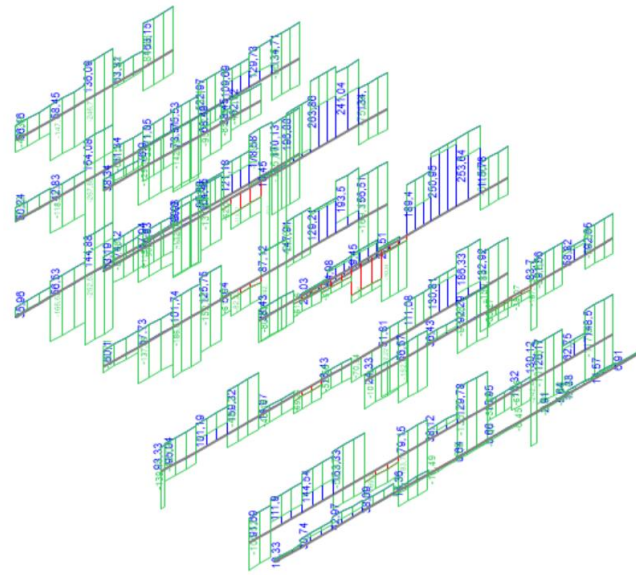
Ως δυσμενέστερος συνδυασμός προέκυψε ο συνδυασμός σε ΟΚΑ $1,35G+1,35G'+1,5Q+0,9W_{180}+0,75S$ για τον οποίο τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών παρουσιάζονται στα Σχήματα 3-23 και 3-24. Τα ποσοστά αξιοποίησης των διατομών της αμιγώς μεταλλικής δοκού στη φάση λειτουργίας είναι ικανοποιητικά και παρουσιάζονται στο Σχήμα 3-26. Επίσης, απεικονίζεται και η αξονική δύναμη υπό τον ικανοτικό συνδυασμό στο Σχήμα 3-25.



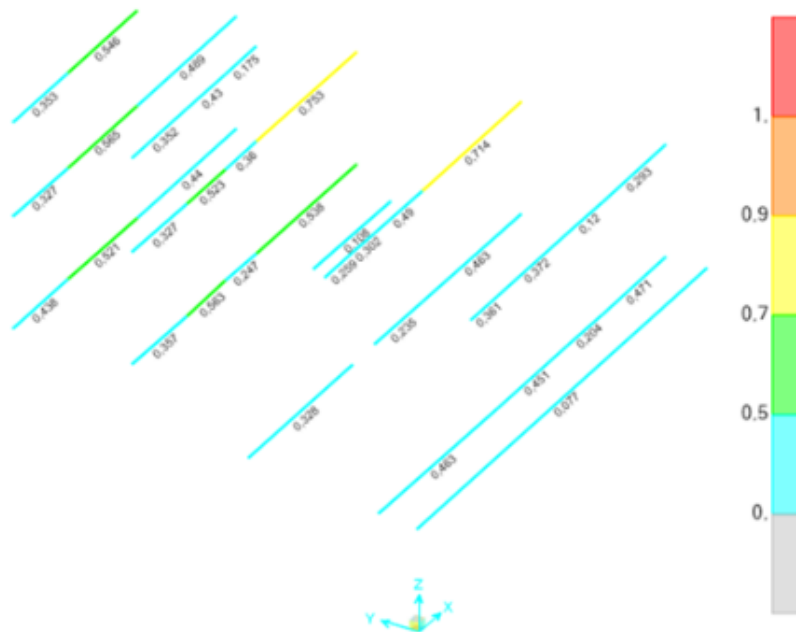
Σχήμα 3-23: Εντατικά μεγέθη συνδυασμού $1,35G+1,35G'+1,5Q+0,9W_{180}+0,75S$ (α) Ροπές κάμψεις M_y και (β) Τέμνουσες δυνάμεις V_z



Σχήμα 3-24: Αξονικές δυνάμεις κύριων δοκών συνδυασμού $1,35G+1,35G'+1,5Q+0,9W_{180}+0,75S$



Σχήμα 3-25: Αξονικές δυνάμεις κύριων δοκών συνδυασμού $G+G'+0,3Q+1,1\cdot\gamma\cdot\Omega\cdot Ex+0,3E_y$



Σχήμα 3-26: Ποσοστά αξιοποίησης διατομών κύριων δοκών IPE 300 (ως αμιγώς μεταλλική) στην φάση λειτουργίας σύμφωνα με το λογισμικό SAP 2000

3.6 Διαστασιολόγηση μεταλλικών μελών και Ικανοτικός σχεδιασμός

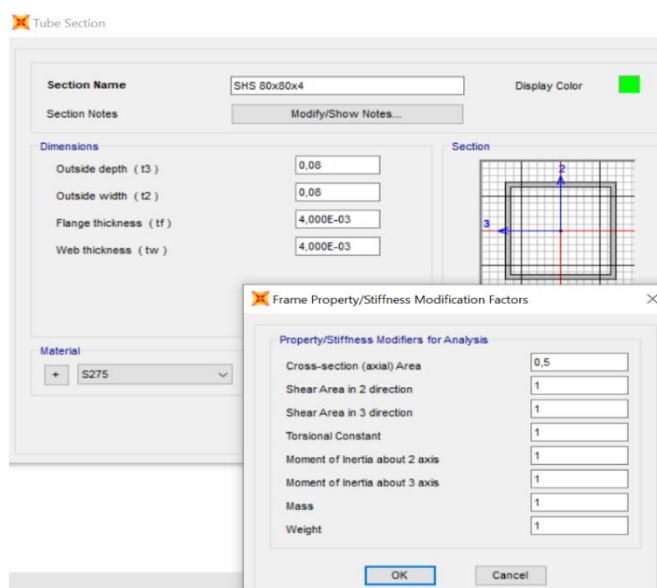
3.6.1 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Τοποθετήθηκαν κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου χιαστί χωρίς εκκεντρότητα και στις δύο διευθύνσεις του κτιρίου. Ορίστηκε στο λογισμικό η μέση κατηγορία πλαστημότητας και ο τύπος των διαγώνιων μελών, ως DCM-CBF. Η διάταξή τους έγινε λαμβάνοντας υπόψιν τους αρχιτεκτονικούς περιορισμούς/προδιαγραφές, τη συμμετρία της τοποθέτησής τους όσο αυτή ήταν εφικτή και τη συμπεριφορά του φορέα καθώς η αφαίρεση ή πρόσθεση ενός συνδέσμου αλληλεπιδρούσε με τις ιδιομορφές και την αντίδραση του κτιρίου στο σεισμό.

Τα οριζόντια φορτία που δρουν στην κατασκευή, δηλαδή τα σεισμικά και τα φορτία ανέμου, παραλαμβάνονται από τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας. Η διαστασιολόγηση τους έγινε για τη δυσμενέστερη περίπτωση που προέκυψε από το λογισμικό SAP 2000, δηλαδή τις σεισμικές δράσεις των συνδυασμών "G + 0.3·Q ± Ex ± 0.3·Ey" και "G + 0.3·Q ± Ey ± 0.3·Ex" για την διεύθυνση X και Y αντίστοιχα. Λόγω της εναλλασσόμενης φόρτισης του σεισμού, κάθε διαγώνιο μέλος θλιβεται ή εφελκύεται ανάλογα. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, λαμβάνεται υπόψιν μόνο το εφελκόμενο μέλος και αυτό επειδή ο φορέας μελετάτε για $q=3.2$, την στιγμή όπου έχει ήδη λυγίσει το θλιβόμενο μέλος. Επομένως, μόνο το μέλος που βρίσκεται σε εφελκυσμό συμμετέχει στην παραλαβή των φορτίων και προσδίδει δυσκαμψία στο φάντωμα. [22],[25],[27]

Το λογισμικό SAP 2000, κατά τους συνδυασμούς φόρτισης λαμβάνει υπόψιν την επίδραση του εφελκόμενου και του θλιβόμενου μέλους ταυτόχρονα. Συνέπεια αυτού, είναι η οδήγηση σε λανθασμένα αποτελέσματα, αφού λαμβάνοντας υπόψη και το θλιβόμενο μέλος, προσδίδεται στο φάντωμα διπλάσια δυσκαμψία το οποίο έχει επίπτωση στις ιδιοπεριόδους της κατασκευής αλλά και η διαστασιολόγηση πραγματοποιείται με την θλιπτική δράση.

Για την αποφυγή των πιο πάνω παρατηρήσεων, διαμορφώθηκαν όλες οι διατομές των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας έτσι ώστε να ενεργοποιείται το μισό τους εμβαδόν κατά την σεισμική δράση με αποτέλεσμα κάθε μέλος να έχει την μισή του δυσκαμψία και επομένως το φάντωμα θα έχει πλέον την σωστή δυσκαμψία. Στο Σχήμα 3-27 απεικονίζεται η εντολή που ορίστηκε στο λογισμικό SAP 2000. Η διαστασιολόγηση σε αυτή την περίπτωση έγινε ως άθροισμα της θλιπτικής και της εφελκυστικής δύναμης με την θεώρηση ό,τι, την δύναμη του θλιβόμενου μέλους, εφόσον λυγίζει, θα την παραλάβει το εφελκόμενο.



Σχήμα 3-27: Τροποποίηση εμβαδού διατομής συνδέσμου δυσκαμψίας.

Επιπρόσθετα, για την αξιολόγηση των αποτελεσμάτων δημιουργήθηκαν ακόμη 4 προσομοιώματα, δύο κατά x και δύο κατά y. Σε κάθε περίπτωση, αφαιρέθηκαν όλα τα χιαστί της μίας διεύθυνσης εκτός σε ένα σημείο για την αποφυγή μηχανισμού λόγω των αρθρωτών στηρίξεων στο έδαφος, ενώ στην άλλη διεύθυνση η οποία εξετάζεται διατηρήθηκε μόνο το ένα μέλος με ολόκληρο το εμβαδόν του και το άλλο αφαιρέθηκε. Έπειτα, εφαρμόστηκε σεισμός τέτοιος ώστε να εφελκύνει τα διαγώνια μέλη και η δύναμη που προέκυψε λήφθηκε για την διαστασιολόγηση. Τέλος, συγκρίθηκαν οι αξονικές δυνάμεις κάθε μέλους με τις αξονικές δυνάμεις που προέκυψαν από την διαδικασία, όπου διατηρήθηκαν όλα τα μέλη αλλά με το μισό τους εμβαδόν και παρατηρήθηκε ότι οι αποκλίσεις στα αποτελέσματα ήταν ελάχιστες. Παρουσιάζονται συνοπτικά τα προσομοιώματα που δημιουργήθηκαν :

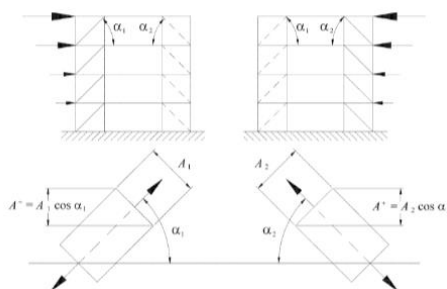
- Αφαίρεση των συνδέσμων δυσκαμψίας κατά y και διατήρηση ενός διαγώνιου μέλους σε κάθε φάντωμα με διεύθυνση +x.
- Αφαίρεση των συνδέσμων δυσκαμψίας κατά y και διατήρηση ενός διαγώνιου μέλους σε κάθε φάντωμα με διεύθυνση - x.
- Αφαίρεση των συνδέσμων δυσκαμψίας κατά x και διατήρηση ενός διαγώνιου μέλους σε κάθε φάντωμα με διεύθυνση +y.
- Αφαίρεση των συνδέσμων δυσκαμψίας κατά x και διατήρηση ενός διαγώνιου μέλους σε κάθε φάντωμα με διεύθυνση - y.

Η διαστασιολόγηση έγινε μέσω των υπολογιστικών φύλλων του λογισμικού Excel με επαναληπτική διαδικασία ως προς την επιλογή των διατομών, καθώς έπρεπε όλα τα διαγώνια μέλη να έχουν ικανοποιητική διάταξη, αντοχή, αλλά και στο σύνολο του ο φορέας να έχει ομοιόμορφη πλάσιμη συμπεριφορά. Τα διαγώνια μέλη διαστασιολογήθηκαν ούτως ώστε να πληρούνται οι ακόλουθες προϋποθέσεις:

- Διάταξη διαγώνιων συνδέσμων

Η διάταξη των διαγώνιων μελών πρέπει να ελέγχεται βάσει της Εξ(3-19) ούτως ώστε ο φορέας να επιδεικνύει παρεμφερή χαρακτηριστικά καμπτικής παραμόρφωσης σε κάθε όροφο κάτω από τις εναλλασσόμενες κατευθύνσεις καταπόνησης. (EN1998-1)

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,5 \quad (3-19)$$



Σχήμα 3-28: Παράδειγμα εφαρμογής διάταξης (από EN1998-1-1 σχήμα 6.12)

Όπου,

A+ και A- είναι οι περιοχές των οριζόντιων προβολών των διατομών των εφελκόμενων διαγώνιων, όταν οι οριζόντιες σεισμικές δράσεις έχουν θετική ή αρνητική κατεύθυνση αντίστοιχα.

Οι διατομές των μελών δυσκαμψίας έχουν οριστεί ίδιες, εφελκόμενες-θλιβόμενες σε όλους τους ορόφους και άρα ικανοποιείται το κριτήριο ως εξής: $\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} = 0$

– Έλεγχος διατομής σε εφελκυσμό

Η τιμή σχεδιασμού N_{Ed} σε κάθε διατομή διαγώνιου μέλους πρέπει να ικανοποιεί την Εξ(3-20):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,00 \quad (3-20)$$

Όπου,

$$N_{Ed} = N_{t,Ed} + N_{c,Ed}$$

$N_{t,Rd}$: αντοχή διαγώνιου μέλους σε εφελκυσμό. Υπολογίζεται ως, $N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$

– Έλεγχος λυγηρότητας

Σύμφωνα με τον EN1998-1 (6.7.3) σε κατασκευές μέχρι 2 ορόφους δεν προδιαγράφονται περιορισμοί της λυγηρότητας. Το υπό μελέτη κτίριο αποτελείται από το ισόγειο, τον 1^ο και τον 2^ο όροφο εκ των οποίων ο τελευταίος είναι μικρών διαστάσεων, επομένως το κτίριο ελέγχεται ως δώροφο και άρα, δεν απαιτείται κάποιος περιορισμός στην λυγηρότητα των διαγώνιων μελών. Υπολογίστηκε όμως η λυγηρότητα κάθε μέλους με βάση την Εξ(3-21)

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} \quad (3-21)$$

Όπου,

L_{cr} : Για συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου χιαστί-Χ ισούται με $L_{cr} = \frac{L}{2}$, το οποίο ορίστηκε στην προσομοίωση.

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

– Ομοιομορφία υπεραντοχών Ω_i

Για την εξασφάλιση της ομοιογενούς πλαστικής συμπεριφοράς των διαγώνιων μελών καθ' ύψος του κτιρίου πρέπει η μέγιστη τιμή της υπεραντοχής να μην ξεπερνάει την ελάχιστη τιμή κατά περισσότερο από 25%. Τα διαγώνια μέλη (σύνδεσμοι δυσκαμψίας) ελέγχθηκαν ως προς την ικανοποίηση της Εξ(3-22) για την διαμήκη (x) και εγκάρσια (y) διεύθυνση.

$$\frac{\Omega_{max} - \Omega_{min}}{\Omega_{min}} \leq 0,25 \quad (3-22)$$

Όπου,

Ω_i : υπεραντοχή κάθε διαγώνιου μέλους, $\Omega_i = \frac{N_{pl,Rd}}{N_{Ed,i}}$

Ω_{max} : μέγιστη τιμή υπεραντοχής των ορόφων

Ω_{min} : ελάχιστη τιμή υπεραντοχής των ορόφων

Οι διατομές που προέκυψαν μετά από δοκιμές ούτως ώστε να τηρούνται οι προϋποθέσεις που αναφέρθηκαν πιο πάνω παρουσιάζονται στους Πίνακες 3-13 και 3-14 για τη διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση του φορέα αντίστοιχα. Επιλέχθηκαν, κοίλες τετραγωνικές διατομές της σειράς SHS. Στο

ισόγειο τοποθετήθηκαν διατομές SHS 80x80x4, στον 1^ο όροφο διατομές SHS 70x70x4 με εξαίρεση στο σημείο του προβόλου όπου τοποθετήθηκε διατομή SHS 60x60x3, λόγω μικρότερης αξονικής δύναμης, ενώ στον 2^ο όροφο διατομές SHS 50x50x3.

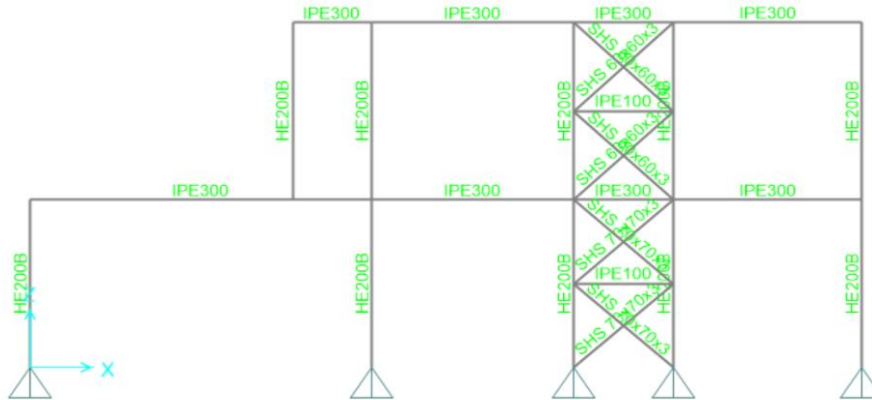
Τέλος, παρατηρήθηκε πως, στα πλαίσια μικρού ανοίγματος όπου υπάρχουν δύο χιαστί σύνδεσμοι ανά όροφο, για να ισχύει η απαίτηση της ομοιόμορφης πλασιμότητας καθ' ύψος χρειάζεται να αλλάξει η διατομή ανά χιαστί. Για κατασκευαστικούς και στατικούς λόγους επιλέχθηκε η διατομή να αλλάξει ανά όροφο όπως παρουσιάζεται στα Σχήματα 3-29 και 3-30.

Πίνακας 3-13: Διαστασιολόγηση συνδέσμων δυσκαμψίας κατά την διαμήκη (x) διεύθυνση

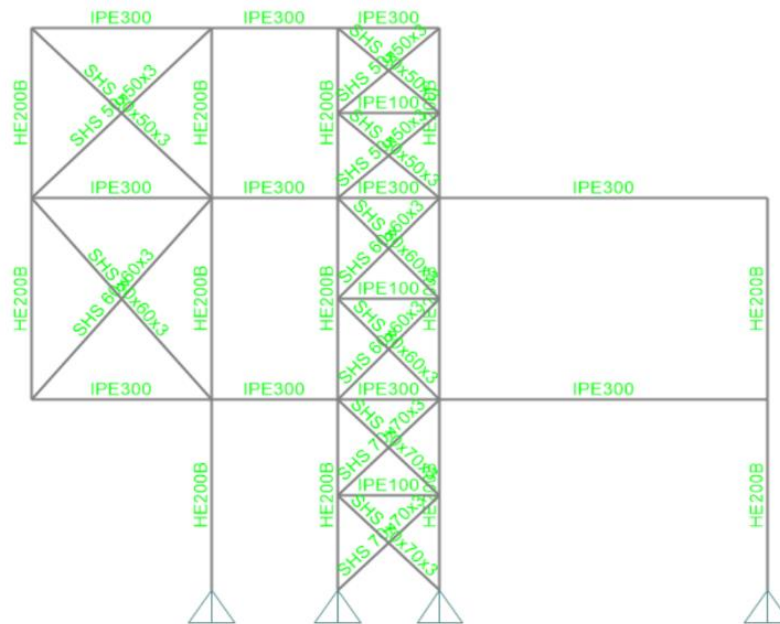
Μέλος	Διατομή	N _{Ed} (kN)	N _{pl,RD} (kN)	Μήκος (m)	Lcr (m)	λ	N _{Ed} /N _{pl,RD}	Ω
Ισόγειο								
1	SHS 80x80x4	134,236	330	5,079	2,540	0,947	0,407	2,458
2	SHS 70x70x4	119,2	286	2,394	1,197	0,514	0,417	2,399
3	SHS 70x70x3	80	218,35	2,394	1,197	0,505	0,366	2,729
4	SHS 80x80x4	134,344	330	4,256	2,128	0,793	0,407	2,456
5	SHS 70x70x4	121,218	286	2,532	1,266	0,544	0,424	2,359
6	SHS 70x70x3	82,79	218,35	2,532	1,266	0,534	0,379	2,637
1ος όροφος								
1	SHS 70x70x4	129,5	286	5,200	2,600	1,118	0,453	2,208
2	SHS 60x60x3	71,415	185,35	2,458	1,229	0,610	0,385	2,595
3	SHS 60x60x3	67,3	185,35	2,458	1,229	0,610	0,363	2,754
4	SHS 70x70x4	105,375	286	4,400	2,200	0,946	0,368	2,714
5	SHS 60x60x3	69	185,35	2,593	1,296	0,644	0,372	2,686
6	SHS 50x50x3	56	152,35	2,593	1,296	0,782	0,368	2,721
7	SHS 60x60x3	68,5	185,35	4,648	2,324	1,154	0,370	2,706
8	SHS 60x60x3	68,1	185,35	4,648	2,324	1,154	0,367	2,722
2ος όροφος								
1	SHS 50x50x3	55,32	152,35	2,267	1,134	0,684	0,363	2,754
2	SHS 50x50x3	56,1	152,35	2,267	1,134	0,684	0,368	2,716
3	SHS 50x50x3	55,5	152,35	4,648	2,324	1,402	0,364	2,745
4	SHS 50x50x3	57	152,35	4,648	2,324	1,402	0,374	2,673
							Ω _{max} =	2,7541
							Ω _{min} =	2,2085
							Ω _{max} /Ω _{min} =	1,2470
							(Ω _{max} -Ω _{min})/Ω _{min} =	0,2470 < 0,25

Πίνακας 3-14: Διαστασιολόγηση συνδέσμων δυσκαμψίας κατά την εγκάρσια (y) διεύθυνση

Μέλος	Διατομή	N _{Ed} (kN)	N _{pl,RD} (kN)	Μήκος (m)	Lcr (m)	λ	N _{Ed} /N _{pl,RD}	Ω
Ισόγειο								
1	SHS 80x80x4	100	330	5,667	2,834	1,056	0,3030303	3,3
2	SHS 80x80x4	101,16	330	5,667	2,834	1,056	0,30263636	3,304
3	SHS 80x80x4	101	330	5,0507	2,525	0,942	0,30606061	3,267
4	SHS 80x80x4	103,5	330	5,7174	2,859	1,066	0,31291515	3,196
1ος όροφος								
1	SHS 70x70x4	86	286	5,667	2,834	1,218	0,3006993	3,326
2	SHS 70x70x4	87,1	286	5,0507	2,525	1,086	0,3041958	3,287
3	SHS 70x70x4	89	286	5,667	2,834	1,218	0,30993706	3,226
							Ω _{max}	3,325581
							Ω _{min}	3,195754
							Ω _{max} /Ω _{min} =	1,040625
							(Ω _{max} -Ω _{min})/Ω _{min} =	0,041 < 0,25



Σχήμα 3-29: Διατομές κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας τύπου χιαστί, από λογισμικό SAP 2000



Σχήμα 3-30: Διατομές κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας τύπου χιαστί, από λογισμικό SAP 2000

3.6.2 Υποστυλώματα

Στη διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων πρέπει να εξασφαλιστεί ό,τι, κατά την παραλαβή των σεισμικών δράσεων, τα υποστυλώματα δεν θα αστοχήσουν πριν φτάσουν τα διαγώνια μέλη στο ανώτατο όριο της αντοχής τους. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, τα σεισμικά μεγέθη πρέπει να προσαυξηθούν κατάλληλα ώστε να γίνει ικανοτικός σχεδιασμός με βάση την αξονική δύναμη διαρροής του διαγώνιου μέλους.[5],[19] Η απαίτηση της ελάχιστης αντοχής τους ορίζεται στην Εξ(3-23):

$$N_{Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad (3-23)$$

Όπου,

$N_{Rd}(M_{Ed})$: αντοχή σε λυγισμό του υποστυλώματος, λαμβάνοντας υπόψη την επίδραση της δρώσας ροπής

$N_{Ed,G}$: αξονική δύναμη του μέλους λόγω των μη σεισμικών δράσεων των σεισμικών συνδυασμών

$N_{Ed,E}$: αξονική δύναμη του μέλους λόγω της σεισμικής δράσης

Ω : ελάχιστη τιμή υπεραντοχής Ω_i για όλες τις διαγώνιες του εξεταζόμενου πλαισίου

γ_{ov} : συντελεστής υπεραντοχής του οποίου η τιμή είναι ίση με 1,25

Σημειώνεται πώς, το δυσμενέστερο υποστυλώμα προέκυψε για τον συνδυασμό $G+G'+0,3Q+E_x+0,3E_y$, του οποίου τα εντατικά είναι τα εξής:

$$N_{Ed} = -399 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,z} = 3,013 \text{ kN}, \quad V_{Ed,y} = 0,554$$

$$M_{Ed,y} = 10,154 \text{ kNm}, \quad M_{Ed,z} = 1,867 \text{ kNm}$$

Για να ελεγχθεί η επάρκεια των υποστυλωμάτων για τα προσαυξημένα εντατικά, ορίστηκε στο λογισμικό SAP 2000 ένας επιπλέον συνδυασμός, ο οποίος είναι: $G+G'+0,3Q+1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot E_x+0,3 \cdot E_y$. Σύμφωνα με το λογισμικό, τα υποστυλώματα είχαν επαρκή διατομή. Παρόλα αυτά, έγινε λογιστικός έλεγχος σε ένα από αυτά και ο οποίος παρουσιάζεται πιο κάτω.

Εντατικά μεγέθη:

$$N_{Ed} = 660,41 \text{ kN}, \quad V_y = 0,8 \text{ kN}, \quad V_z = 6,0 \text{ kN}$$

Επιλέχθηκαν διατομές HEB 200 για όλα τα υποστυλώματα. Τα χαρακτηριστικά της διατομής παρουσιάζονται στον Πίνακα 3-15.

Πίνακας 3-15: Χαρακτηριστικά διατομής υποστυλώματος

HEB 200						
Γεωμετρικά χαρακτηριστικά	h (cm)	b (cm)	t_s (cm)	t_g (cm)	h-2r (cm)	A (cm²)
	20	20	0,90	1,5	13,4	78,1
Αδρανειακά χαρακτηριστικά	I_y (cm⁴)	I_z (cm⁴)	i_y	i_z	W_{pl,y} (cm³)	W_{pl,z} (cm³)
	5700	2000	8,54	5,07	643	306

– Κατάταξη διατομής για καθαρή θλίψη

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,924$$

Κορμός: $c/t_s = 13,4/0,9 = 28,393 < 28 \cdot \varepsilon = 66,528 \rightarrow$ Κορμός κατηγορίας 1

Πέλματα: $c/t_g = (10 - 0,45 - 1,8)/1,5 = 5,17 < 9 \cdot \varepsilon = 8,316 \rightarrow$ Κορμός κατηγορίας 1

Συνεπώς, η διατομή είναι κατηγορίας 1

– Πλαστικός έλεγχος σε διάτμηση

$$V_{Ed} < V_{pl,Rd} = 364,54 \text{ kN}$$

$$A_v = 22,96 \text{ cm}^2$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται, και επειδή η τέμνουσα είναι μικρότερη από το 50% της $V_{pl,Rd}$ δεν χρειάζεται να ληφθεί υπόψη αλληλεπίδραση κάμψης και διάτμησης.

– Επιλογή καμπύλων λυγισμού

Για πρότυπη διατομή διπλού ταυ και χάλυβα S275, ισχύει:

$h/b = 1 < 1,2$ και $t_f = 15 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$ → Επιλέγεται καμπύλη λυγισμού b για λυγισμό περί τον άξονα y-y και c περί τον άξονα z-z.

– Λυγισμός ως προς τον ισχυρό άξονα (y):

Μήκος λυγισμού ως προς τον ισχυρό άξονα (πρόβολος): $L_{cr,y} = 2,0 \cdot 3,37 = 6,74 \text{ m}$

$$\text{Ανηγγμένη λυγηρότητα: } \lambda_y = \frac{674}{8,54 \cdot 93,9 \sqrt{\frac{235}{275}}} = 0,909$$

Καμπύλη λυγισμού b: $a_y = 0,34$

Συντελεστής $\Phi_y = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,909 - 0,2) + 0,909^2] = 1,034$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής: } \chi_y = \frac{1}{1,034 + \sqrt{1,034^2 - 0,909^2}} = 0,655$$

– Λυγισμός ως προς τον ασθενή άξονα (z)

Μήκος λυγισμού ως προς τον ασθενή άξονα: $L_{cr,z} = 3,37 \text{ m}$

$$\text{Ανηγγμένη λυγηρότητα: } \lambda_z = \frac{337}{5,07 \cdot 93,9 \sqrt{\frac{235}{275}}} = 0,766$$

Καμπύλη λυγισμού c: $a_z = 0,49$

Συντελεστής $\Phi_z = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (0,766 - 0,2) + 0,766^2] = 0,932$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής: } \chi_z = \frac{1}{0,932 + \sqrt{0,932^2 - 0,766^2}} = 0,655$$

– Χαρακτηριστική τιμή αντοχής έναντι θλίψης:

$$N_{Rk} = A \cdot f_y = 78,1 \cdot 27,5 = 2147,74 \text{ kN}$$

– Αντοχή υποστυλώματος έναντι καμπτικού λυγισμού:

$$N_{b,Rd} = \chi_{min} \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}} = 1005,14 \text{ kN} > N_{Ed} = 660,41 \text{ kN}$$

– Μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:

Το υποσύλωμα έχει τριγωνικό διάγραμμα ροπών με λόγο ακραίων ροπών $\psi = 0$. Άρα, $c_1 = 1,879$ $c_2 = 0$ και για απλές στηρίξεις στα άκρα $k = k_w = 1,0$.

– Κρίσιμη ελαστική ροπή:

$$M_{cr} = 1,879 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 2000}{337^2} \cdot \sqrt{1^2 \cdot \frac{171100}{2000} + \frac{337^2 \cdot 8100 \cdot 59,5}{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 2000}} = 1011,7 \text{ kNm}$$

$$\text{Ανηγγμένη λυγηρότητα: } \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{643 \cdot 27,5}{101170}} = 0,418$$

Για ελατή διατομή με $h/b=1 < 2$, λαμβάνεται καμπύλη λυγισμού α με $\alpha_{LT}=0,21$

Συντελεστής: $\Phi_{LT}=0,610$

Μειωτικός συντελεστής: $\chi_{LT}=0,949$

– Έλεγχος μέλους σε κάμψη και θλίψη:

Χαρακτηριστική τιμή αντοχής έναντι κάμψης: $M_{y,Rk} = W_{pl,y} \cdot f_y = 643 \cdot 27,5 = 176,83 \text{ kNm}$

Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης υπολογίζονται με τη Μέθοδο 2 και τον πίνακα για μέλη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις.

$$K_{yy} = c_{my} \cdot \left[1 + (\lambda_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{x_y \cdot \frac{N_{Rk}}{Y_{M1}}} \right] \leq c_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{x_y \cdot \frac{N_{Rk}}{Y_{M1}}} \right) = 1,1998 \leq 1,2383$$

$$K_{zz} = c_{mz} \cdot \left[1 + (2 \cdot \lambda_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{x_z \cdot \frac{N_{Rk}}{Y_{M1}}} \right] \leq c_{mz} \cdot \left(1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed}}{x_z \cdot \frac{N_{Rk}}{Y_{M1}}} \right) = 1,4516 \leq 1,7286$$

$$K_{yz} = 0,6 \cdot k_{zz} = 0,871$$

$$K_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,72$$

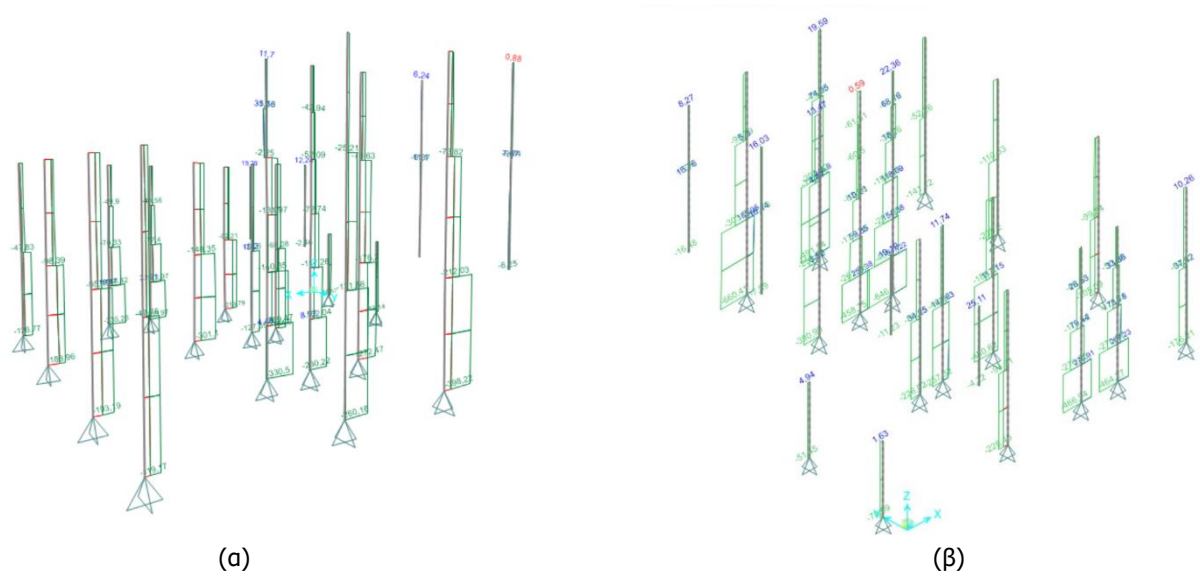
Όπου,

c_{my} , c_{mz} : συντελεστές ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής, λήφθηκαν ίση με 0,9.

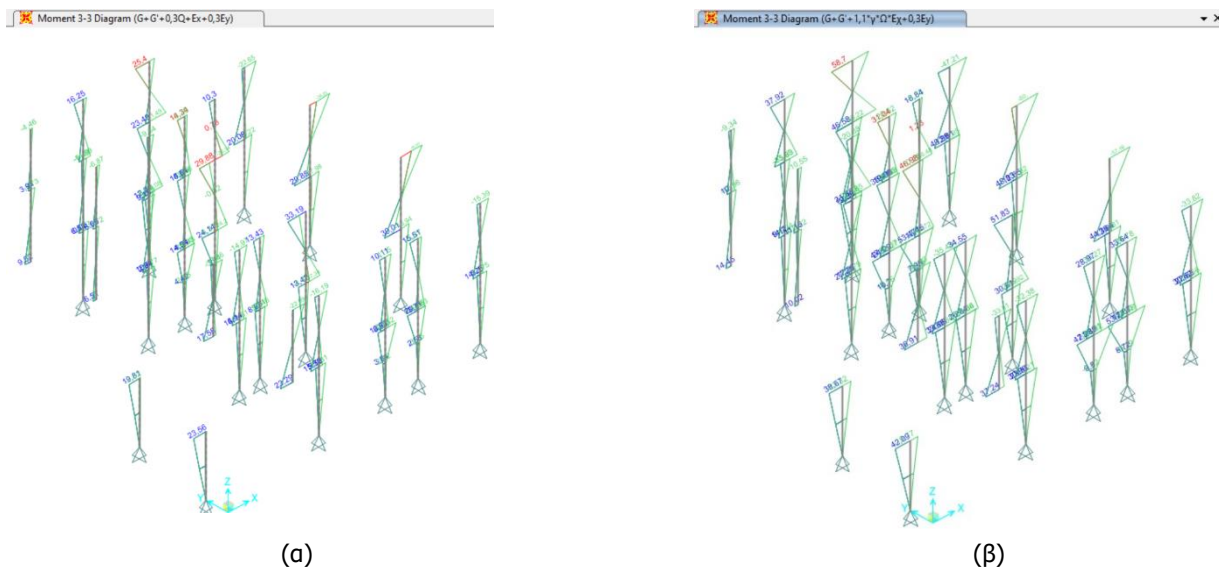
$$\frac{N_{Ed}}{x_y \cdot \frac{N_{Rk}}{Y_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{x_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{Y_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{Y_{M1}}} = 0,450 \leq 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{x_z \cdot \frac{N_{Rk}}{Y_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{x_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{Y_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{Y_{M1}}} = 0,657 \leq 1,00$$

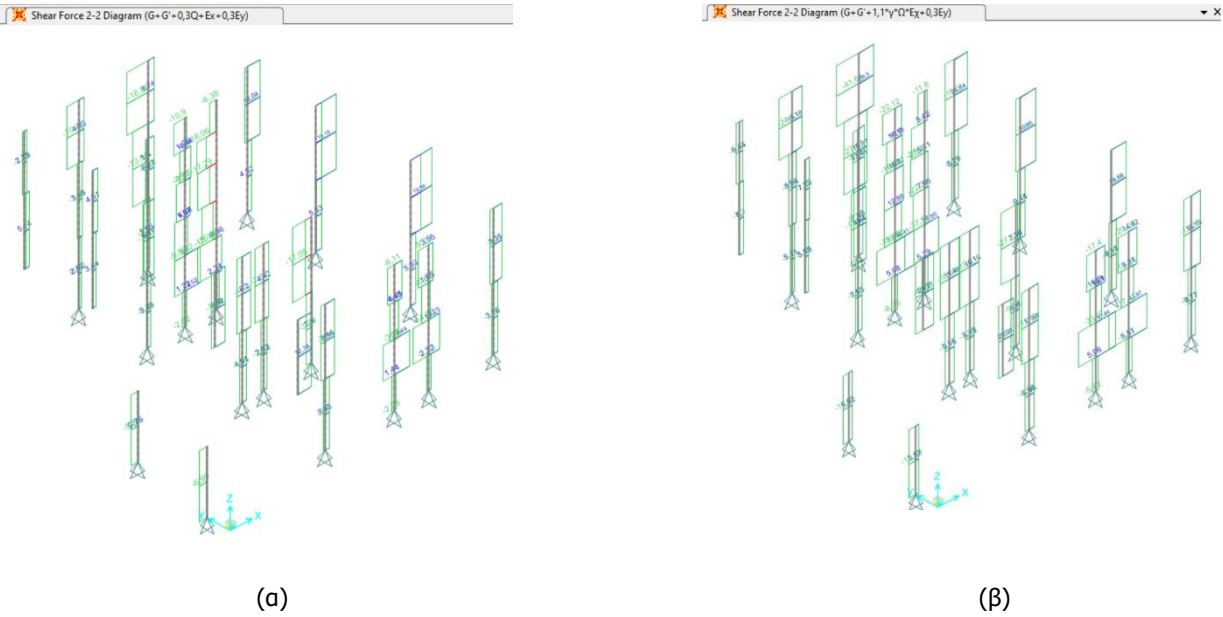
Επομένως, το υποσύλωμα επαρκεί σε θλίψη και κάμψη.



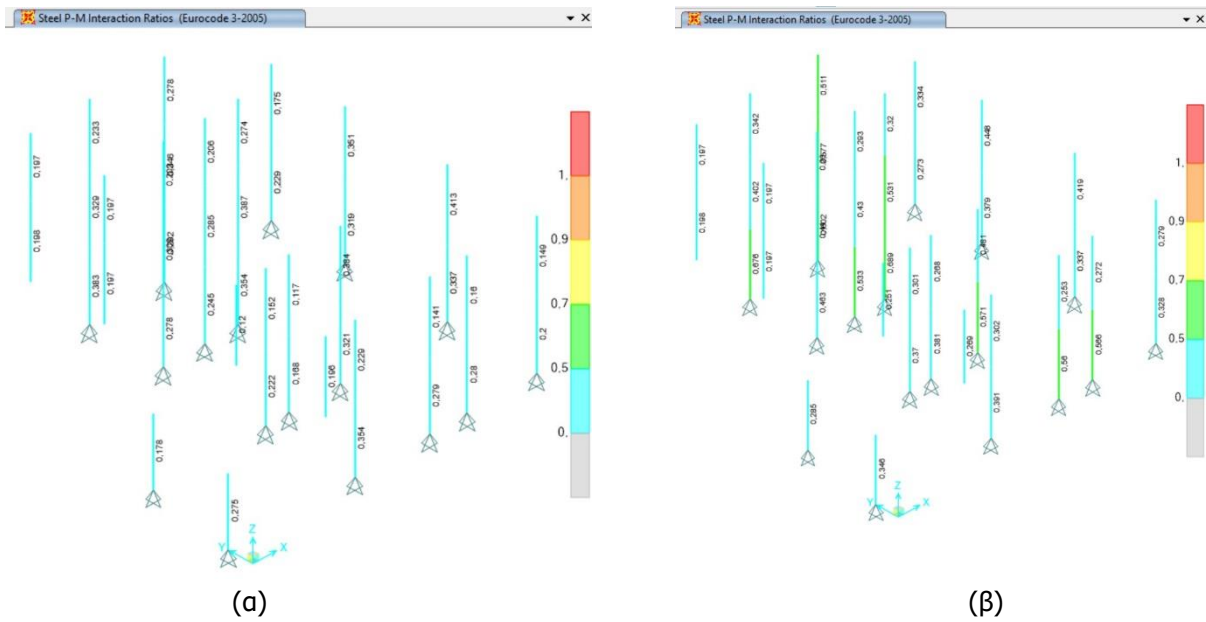
Σχήμα 3-31: Αξονικές δυνάμεις υποστυλωμάτων υπό τον συνδυασμό (α) $G+G'+0,3Q+Ex+0,3Ey$ και (β) $G+G'+0,3Q+1,1\cdot\gamma\cdot\Omega\cdot Ex+0,3Ey$



Σχήμα 3-32: Ροπές κάμψης M_y υποστυλωμάτων υπό τον συνδυασμό (α) $G+G'+0,3Q+Ex+0,3Ey$ και (β) $G+G'+0,3Q+1,1\cdot\gamma\cdot\Omega\cdot Ex+0,3Ey$



Σχήμα 3-33: Τέμνουσες δυνάμεις V_z υποστυλωμάτων υπό τον συνδυασμό (α) $G+G'+0,3Q+Ex+0,3Ey$ και (β) $G+G'+0,3Q+1,1\cdot\gamma\cdot Q+Ex+0,3Ey$



Σχήμα 3-33: Ποσοστά αξιοποίησης των διατομών (α) υπό τα πραγματικά μεγέθη και (β) κατά τον ικανοτικό σχεδιασμό

4 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ

Οι συνδέσεις διαδραματίζουν σημαντικό ρόλο σε μια μεταλλική κατασκευή αφού, αναλαμβάνουν τη μεταφορά των εντατικών μεγεθών μεταξύ των μελών του φορέα, εξασφαλίζουν τη συνέχεια τους και επίσης εάν δεν ελεγχθούν σωστά, μπορούν να παρουσιάσουν ψαθυρή μορφή αστοχίας. Η διαμόρφωση των συνδέσεων μελετάται ως προς την ικανοποιητική επάρκεια της αντοχής τους, την εξασφάλιση της ανάπτυξης πλήρους πλαστικής ικανότητας των μελών, την κατασκευασιμότητα τους αλλά και την επίτευξη μιας απλής και γρήγορης ανέγερσης του κτιρίου.

Για την λεπτομερή προσέγγιση του σχεδιασμού και του ελέγχου των συνδέσεων δημιουργήθηκαν μεμονωμένα μοντέλα προσομοίωσης στο λογισμικό IDEA StatiCa 23.0. Ο σχεδιασμός βασίστηκε στα Πρότυπα EN 1993-1-8 και EN 1998-1-6 στα οποία προβλέπονται οι κανονιστικές απαιτήσεις των συνδέσεων αλλά και ειδικοί κανόνες για κτίρια από χάλυβα. Συγκεκριμένα, συνδέσεις οι οποίες βρίσκονται σε περιοχές απορρόφησης ενέργειας και υλοποιούνται με εξωραφές ή κοχλιώσεις θα πρέπει να εμφανίζουν επαρκή υπεραντοχή σύμφωνα με την Εξ(4-1). Επίσης, για κοχλιωτές συνδέσεις η αστοχία σε διάτμηση των κοχλιών πρέπει να είναι μεγαλύτερη κατά 20 % από την αντοχή λόγω αστοχίας σε σύνθλιψη άντυγας αλλά και οι συνδέσεις σε ζώνες απορρόφησης ενέργειας πρέπει να υλοποιούνται μέσω προεντεταμένων κοχλιών κατηγορίας B,C ή E ενώ οι επιφάνειες τριβής πρέπει να είναι A ή B. [5]

$$R_d \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{fy} \quad (4-1)$$

Όπου,

R_d : οριακή αντοχή της σύνδεσης

R_{fy} : πλαστική αντοχή συνδεόμενου πλάστιμου μέλους

γ_{ov} : συντελεστής υπεραντοχής, λαμβάνεται ίσος με 1,25

Επομένως, σύμφωνα με τα παραπάνω για τις συνδέσεις σε περιοχές απορρόφησης ενέργειας υλοποιήθηκε Stiffness Analysis κατά την οποία παρέχεται η δυνατότητα υπολογισμού της αντοχής της σύνδεσης ούτως ώστε να συγκριθεί με την προσαυξημένη πλαστική αντοχή του συνδεόμενου πλάστιμου μέλους ενώ για τις υπόλοιπες συνδέσεις εφαρμόστηκε Strain-Stress analysis. Η διαστασιολόγηση έγινε για έξι τυπικές συνδέσεις στα δυσμενέστερα σημεία της κατασκευής των οποίων τα εντατικά μεγέθη λήφθηκαν από το λογισμικό SAP 2000.

Η διαδικασία ελέγχου των συνδέσεων που εφαρμόζεται στο λογισμικό περιγράφεται από τις ακόλουθες εξισώσεις ενώ για κάθε σύνδεση παρουσιάζονται συνοπτικά τα αποτελέσματα σε μορφή πίνακα.

–Αντοχή σε διάτμηση ανά επίπεδο διάτμησης που διέρχεται από την πλήρη διατομή του κοχλία:

$$F_{v,Rd} = \frac{a_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \quad (4-2)$$

–Αντοχή σε διάτμηση ανά επίπεδο διάτμησης που διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλία:

$$F_{v,Rd} = \frac{a_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad (4-3)$$

–Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_m \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (4-4)$$

Όπου,

$K_m = 1,0$ για χάλυβα S275

$a_b = \min \left\{ \frac{e_1}{d_0}; 3 \cdot \frac{f_{ub}}{f_u}; 3 \right\}$ για τελευταία σειρά κοχλίων κατά τη διεύθυνση του φορτίου

$a_b = \min \left\{ \frac{p_1}{d_0} - \frac{1}{2}; 3 \cdot \frac{f_{ub}}{f_u}; 3 \right\}$ για εσωτερική σειρά κοχλίων κατά τη διεύθυνση του φορτίου

–Αντοχή κοχλίων σε εφελκυσμό:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad (4-5)$$

Όπου,

f_{ub} : ονομαστική τιμή θραύσης κοχλίων

A_s : Εμβαδόν διατομής κορμού κοχλία

–Αντοχή κοχλίων σε διάτμηση:

$$B_{b,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (4-6)$$

d_m : διάμετρος κεφαλής κοχλία

t_p : πάχος λεπτότερου ελάσματος

–Ταυτόχρονη διάτμηση και εφελκυσμός:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (4-7)$$

–Αποστάσεις κοχλίων σε κανονική διάταξη:

Πίνακας 4-1: γεωμετρικές απαιτήσεις διάταξης κοχλίων (βασίστηκε στον πίν.3.3 του EN 1993-1-8, 2005)

Απόσταση	Ελάχιστη	Μέγιστη
e_1	$1,2 \cdot d_0$	$4 \cdot t + 40$
e_2	$1,2 \cdot d_0$	$4 \cdot t + 40$
p_1	$2,2 \cdot d_0$	$\min \{14 \cdot t; 200\}$
p_2	$2,4 \cdot d_0$	$\min \{14 \cdot t; 200\}$

–Αντοχή εξωραφών:

$$\sigma_{w,Ed} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (T_{\perp}^2 + T_{\parallel}^2)} \leq \sigma_{w,Rd} = \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \quad \text{και} \quad \sigma_{\perp} \leq \frac{0,9 \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (4-8)$$

Όπου,

σ_{\perp} : ορθή τάση κάθετα στην ραφή

T_{\perp} : διατμητική τάση κάθετα στον άξονα της συγκόλλησης

T_{\parallel} : διατμητική τάση παράλληλα στον άξονα της συγκόλλησης

f_u : εφελκυστική αντοχή του ασθενέστερου ελάσματος

β_w : συντελεστής συσχέτισης, όπου για χάλυβα S275 ορίζεται ως 0,85

–Γεωμετρικές απαιτήσεις στοιχείων ραφής:

Το ελάχιστο και το μέγιστο επιτρεπόμενο πάχος συγκόλλησης ορίζεται ίσο με 3 mm και $0,7 \cdot t_{\min}$ αντίστοιχα, ενώ το ελάχιστο μήκος συγκόλλησης προσδιορίζεται από την σχέση, $\max\{30\text{mm}; 6 \cdot a\}$.

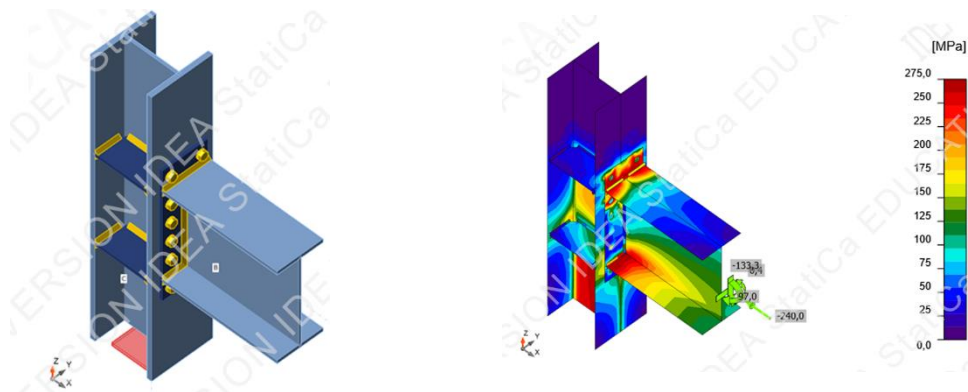
4.1 Σύνδεση κύριας δοκού με υποστύλωμα

Εντατικά μεγέθη:

$$N_{Ed} = -240 \text{ kN}$$

$$V_z = -46,7 \text{ kN}, \quad V_y = 0,1 \text{ kN}$$

$$M_y = 97 \text{ kNm}, \quad M_z = -0,1 \text{ kNm}$$



Summary

Name	Value	Check status
Analysis	100,0%	OK
Plates	0,2 < 5,0%	OK
Bolts	61,5 < 100%	OK
Welds	95,3 < 100%	OK
Buckling	Not calculated	

Plates

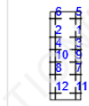
Name	t_p [mm]	Loads	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Status
C-bfl 1	15,0	LE1	275,0	0,0	110,5	OK
C-tfl 1	15,0	LE1	212,4	0,0	0,0	OK
C-w 1	9,0	LE1	275,0	0,0	0,0	OK
B-bfl 1	10,7	LE1	275,2	0,1	0,0	OK
B-tfl 1	10,7	LE1	273,2	0,0	0,0	OK
B-w 1	7,1	LE1	240,9	0,0	0,0	OK
EP1	10,0	LE1	275,4	0,2	101,0	OK
STIFF1a	10,0	LE1	194,1	0,0	0,0	OK
STIFF1b	10,0	LE1	203,4	0,0	0,0	OK
STIFF1c	10,0	LE1	130,4	0,0	0,0	OK
STIFF1d	10,0	LE1	124,8	0,0	0,0	OK

Design data

Material	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 275	275,0	5,0

Bolts

Shape	Item	Grade	Loads	$F_{t,Ed}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_t [%]	U_s [%]	U_{ts} [%]	Status
	B1	M16 10.9 - 1	LE1	48,0	7,7	120,5	42,4	12,2	42,5	OK
	B2	M16 10.9 - 1	LE1	47,3	7,8	96,7	41,9	12,5	42,4	OK
	B3	M16 10.9 - 1	LE1	15,0	9,1	103,7	13,3	14,5	24,0	OK
	B4	M16 10.9 - 1	LE1	15,0	9,2	103,7	13,2	14,7	24,1	OK
	B5	M16 10.9 - 1	LE1	68,8	11,3	71,4	60,9	18,0	61,5	OK
	B6	M16 10.9 - 1	LE1	67,8	11,4	71,4	60,0	18,2	61,1	OK
	B7	M16 10.9 - 1	LE1	1,4	11,5	103,7	1,2	18,3	19,2	OK
	B8	M16 10.9 - 1	LE1	1,5	11,6	103,7	1,3	18,4	19,3	OK
	B9	M16 10.9 - 1	LE1	6,0	10,0	103,7	5,3	15,9	19,7	OK
	B10	M16 10.9 - 1	LE1	6,0	10,1	103,7	5,3	16,0	19,8	OK
	B11	M16 10.9 - 1	LE1	0,0	16,9	120,5	0,0	26,9	26,9	OK
	B12	M16 10.9 - 1	LE1	0,0	16,9	120,5	0,0	26,9	26,9	OK



Design data

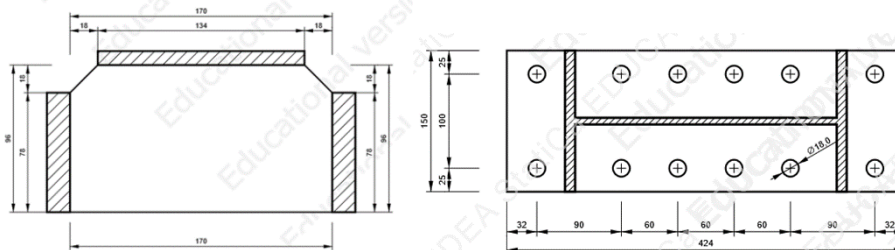
Grade	$F_{t,Rd}$ [kN]	$F_{b,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M16 10.9 - 1	113,0	164,5	62,8

Welds

Item	Edge	T_w [mm]	L [mm]	Loads	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	T_{\perp} [MPa]	T_{\parallel} [MPa]	U_t [%]	U_c [%]	Status
EP1	B-bfl 1	7,0	149	LE1	385,7	0,0	-120,5	-211,5	-3,9	95,3	58,1	OK
		7,0	149	LE1	374,2	0,0	-251,2	180,1	-3,2	92,5	73,6	OK
EP1	B-tfl 1	7,0	149	LE1	249,7	0,0	179,1	100,3	-5,5	61,7	45,4	OK
		7,0	149	LE1	103,1	0,0	-22,8	-56,0	15,5	25,5	17,1	OK
EP1	B-w 1	7,0	289	LE1	201,0	0,0	-86,4	-86,4	41,0	49,7	18,4	OK
		7,0	289	LE1	179,3	0,0	-91,5	81,6	-35,6	44,3	16,3	OK
C-bfl 1	STIFF1a	7,0	77	LE1	228,5	0,0	-109,2	-101,8	55,3	50,5	32,6	OK
		7,0	77	LE1	235,4	0,0	-99,5	108,8	-61,4	58,2	33,2	OK
C-w 1	STIFF1a	7,0	134	LE1	113,3	0,0	-19,8	-18,1	-61,8	28,0	18,5	OK
		7,0	134	LE1	112,4	0,0	-16,3	18,0	61,7	27,8	17,9	OK
C-tfl 1	STIFF1a	7,0	77	LE1	117,3	0,0	-33,3	-35,8	54,1	29,0	10,3	OK
		7,0	77	LE1	119,8	0,0	-38,8	36,3	-54,5	29,6	10,9	OK
C-bfl 1	STIFF1b	7,0	77	LE1	239,5	0,0	-100,2	-106,5	66,6	59,2	33,7	OK
		7,0	77	LE1	239,2	0,0	-111,2	104,9	-62,7	59,1	34,4	OK
C-w 1	STIFF1b	7,0	134	LE1	116,8	0,0	-15,8	-17,0	-64,6	28,9	19,2	OK
		7,0	134	LE1	114,9	0,0	-20,0	18,8	62,5	28,4	18,5	OK

Design data

Material	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	$0,9 \sigma$ [MPa]
S 275	0,85	404,7	309,6



4.2 Σύνδεση δευτερεύουσας δοκού με υποστυλώμα

$N_{Ed} = -28 \text{ kN}$, $V_z = 34 \text{ kN}$, $V_y = 0,1 \text{ kN}$

Check

Summary

Name	Value	Check status
Analysis	100,0%	OK
Plates	$0,0 < 5,0\%$	OK
Bolts	$10,9 < 100\%$	OK
Welds	$32,9 < 100\%$	OK
Buckling	Not calculated	

Plates

Name	t_p [mm]	Loads	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pI} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Status
C-bfl 1	15,0	LE1	50,7	0,0	0,0	OK
C-tfl 1	15,0	LE1	50,8	0,0	0,0	OK
C-w 1	9,0	LE1	79,0	0,0	7,0	OK
B-bfl 1	8,5	LE1	78,3	0,0	0,0	OK
B-tfl 1	8,5	LE1	52,6	0,0	0,0	OK
B-w 1	5,6	LE1	69,4	0,0	0,0	OK
EP1	12,0	LE1	78,5	0,0	45,5	OK

Design data

Material	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 275	275,0	5,0

Bolts

Shape	Item	Grade	Loads	$F_{t,Ed}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_{tI} [%]	U_{tS} [%]	U_{tS} [%]	Status
	B1	M16 10.9 - 1	LE1	3,2	5,6	108,4	2,8	8,9	10,9	OK
	B2	M16 10.9 - 1	LE1	3,2	5,6	108,4	2,8	8,9	10,9	OK
	B3	M16 10.9 - 1	LE1	1,3	5,7	93,4	1,1	9,0	9,8	OK
	B4	M16 10.9 - 1	LE1	1,2	5,7	93,4	1,1	9,0	9,8	OK
	B5	M16 10.9 - 1	LE1	2,3	5,8	93,4	2,0	9,2	10,7	OK
	B6	M16 10.9 - 1	LE1	2,5	5,8	93,4	2,2	9,2	10,8	OK

Design data

Grade	$F_{t,Rd}$ [kN]	$F_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M16 10.9 - 1	113,0	148,1	62,8

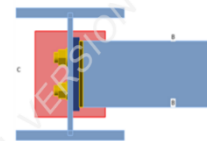
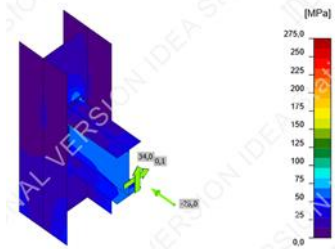
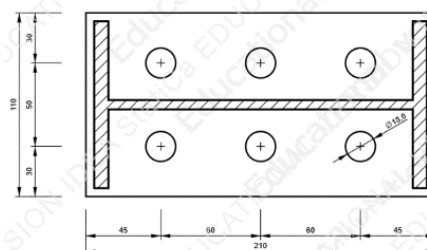
Detailed result for B1

Welds

Item	Edge	T_w [mm]	L [mm]	Loads	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pI} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	U_t [%]	U_c [%]	Status
EP1	B-bfl 1	▲ 5,0 ▲	100	LE1	133,3	0,0	-54,3	-42,2	56,2	32,9	10,2	OK
		▲ 5,0 ▲	100	LE1	104,4	0,0	-31,8	44,0	-36,9	25,8	10,4	OK
EP1	B-tfl 1	▲ 5,0 ▲	100	LE1	107,5	0,0	-32,9	-43,8	39,7	26,6	9,5	OK
		▲ 5,0 ▲	100	LE1	117,3	0,0	-44,7	33,8	-52,7	29,0	10,6	OK
EP1	B-w 1	▲ 3,0 ▲	190	LE1	72,4	0,0	-8,0	-8,4	40,7	17,9	12,0	OK
		▲ 3,0 ▲	190	LE1	72,2	0,0	-3,3	3,0	-41,5	17,8	12,0	OK

Design data

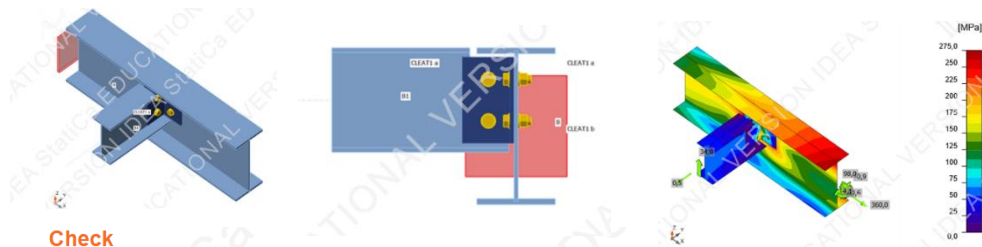
Material	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	$0,9 \sigma$ [MPa]
S 275	0,85	404,7	309,6



4.3 Σύνδεση κύριας δοκού με διαδοκίδα

Κύρια δοκός: $N_{Ed} = 360 \text{ kN}$, $V_y = -0,9 \text{ kN}$, $V_z = 98 \text{ kN}$, $M_y = 60,6 \text{ kNm}$, $M_z = 4,1 \text{ kN}$

Διαδοκίδα: $N_{Ed} = 0,5 \text{ kN}$, $V_z = 34 \text{ kN}$



Check

Summary

Name	Value	Check status
Analysis	100,0%	OK
Plates	0,3 < 5,0%	OK
Bolts	30,9 < 100%	OK
Buckling	Not calculated	

Plates

Name	t_p [mm]	Loads	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Status
B-bfl 1	10,7	LE1	212,6	0,0	0,0	OK
B-tfl 1	10,7	LE1	272,3	0,0	0,0	OK
B-w 1	7,1	LE1	275,7	0,3	64,2	OK
B1-bfl 1	8,5	LE1	54,2	0,0	0,0	OK
B1-tfl 1	8,5	LE1	54,4	0,0	0,0	OK
B1-w 1	5,6	LE1	176,1	0,0	38,2	OK
CLEAT1 a-bfl 1	8,0	LE1	227,5	0,0	142,3	OK
CLEAT1 a-w 1	8,0	LE1	163,3	0,0	142,3	OK
CLEAT1 b-bfl 1	8,0	LE1	263,3	0,0	137,8	OK
CLEAT1 b-w 1	8,0	LE1	200,4	0,0	137,8	OK

Bolts

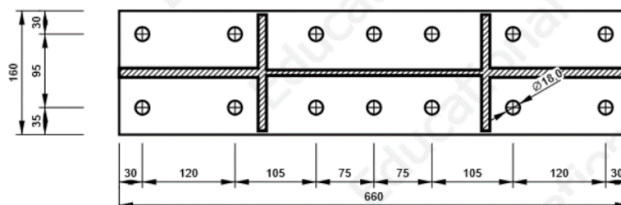
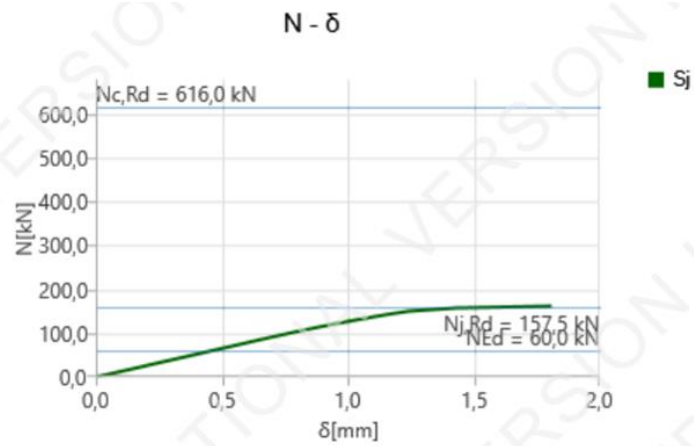
Shape	Item	Grade	Loads	$F_{t,Ed}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_t [%]	U_s [%]	U_{ts} [%]	Status
	B1	M16 10.9 - 1	LE1	6,1	9,2	77,1	5,4	22,1	18,5	OK
	B2	M16 10.9 - 1	LE1	8,9	9,2	77,1	7,9	22,1	20,3	OK
	B3	M16 10.9 - 2	LE1	19,8	8,4	86,6	17,6	13,4	26,0	OK
	B4	M16 10.9 - 2	LE1	3,8	7,5	97,7	3,4	12,0	14,4	OK
	B5	M16 10.9 - 2	LE1	23,6	10,1	86,6	20,9	16,1	30,9	OK
	B6	M16 10.9 - 2	LE1	3,6	9,6	97,7	3,2	15,2	17,5	OK

Design data

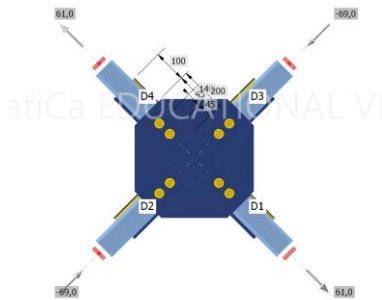
Grade	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M16 10.9 - 1	113,0	131,6	62,8
M16 10.9 - 2	113,0	116,8	62,8

4.4 Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας με υποσύλωμα και κύρια δοκό

$$N_{Ed} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd} = 435,75 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 616 \text{ kN}$$



4.5 Σύνδεση διαγώνιων μελών



Check

Summary

Name	Value	Check status
Analysis	100,0%	OK
Plates	0,0 < 5,0%	OK
Bolts	43,0 < 100%	OK
Welds	75,8 < 100%	OK
Buckling	Not calculated	

Bolts

Shape	Item	Grade	Loads	$F_{t,Ed}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_t [%]	U_s [%]	U_{ts} [%]	Status
	B1	M16 10.9 - 1	LE1	3,6	15,2	80,3	3,2	37,9	26,5	OK
	B2	M16 10.9 - 1	LE1	0,3	15,3	122,3	0,3	25,0	24,6	OK
	B3	M16 10.9 - 1	LE1	0,8	17,3	137,6	0,7	27,5	28,0	OK
	B4	M16 10.9 - 1	LE1	2,0	17,2	80,3	1,8	43,0	28,7	OK
	B5	M16 10.9 - 1	LE1	0,8	17,3	137,6	0,7	27,5	28,0	OK
	B6	M16 10.9 - 1	LE1	2,0	17,2	80,3	1,8	43,0	28,7	OK
	B7	M16 10.9 - 1	LE1	3,6	15,2	80,3	3,2	37,9	26,5	OK
	B8	M16 10.9 - 1	LE1	0,3	15,3	122,3	0,3	25,0	24,6	OK

Design data

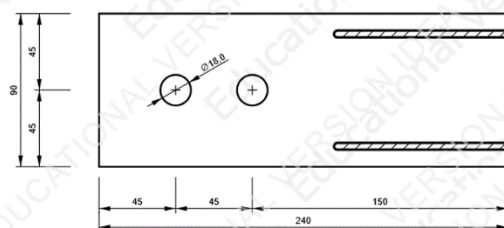
Grade	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M16 10.9 - 1	113,0	164,5	62,8

Plates

Name	t_p [mm]	Loads	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pI} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Status
D1-w 1	4,0	LE1	139,4	0,0	0,0	OK
D1-arc 1	4,0	LE1	76,4	0,0	0,0	OK
D1-arc 2	4,0	LE1	62,0	0,0	0,0	OK
D1-arc 3	4,0	LE1	61,0	0,0	0,0	OK
D1-w 2	4,0	LE1	60,0	0,0	0,0	OK
D1-arc 4	4,0	LE1	61,0	0,0	0,0	OK
D1-arc 5	4,0	LE1	62,0	0,0	0,0	OK
D1-arc 6	4,0	LE1	75,1	0,0	0,0	OK
D1-w 3	4,0	LE1	139,0	0,0	0,0	OK
D1-arc 7	4,0	LE1	75,1	0,0	0,0	OK
D1-arc 8	4,0	LE1	62,0	0,0	0,0	OK
D1-arc 9	4,0	LE1	61,0	0,0	0,0	OK
D1-w 4	4,0	LE1	60,0	0,0	0,0	OK
D1-arc 10	4,0	LE1	61,0	0,0	0,0	OK
D1-arc 11	4,0	LE1	62,0	0,0	0,0	OK
D1-arc 12	4,0	LE1	75,3	0,0	0,0	OK
D2-w 1	4,0	LE1	153,1	0,0	0,0	OK
D2-arc 1	4,0	LE1	85,6	0,0	0,0	OK
D2-arc 2	4,0	LE1	70,0	0,0	0,0	OK
D2-arc 3	4,0	LE1	69,0	0,0	0,0	OK
D2-w 2	4,0	LE1	67,9	0,0	0,0	OK
D2-arc 4	4,0	LE1	69,0	0,0	0,0	OK
D2-arc 5	4,0	LE1	70,0	0,0	0,0	OK

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 [%]	Status
CPL1a	CPL1b	▲ 5,0	70	LE1	280,2	0,0	122,0	127,4	-70,5	69,2	33,5	OK
CPL1a	CPL1c	▲ 5,0	70	LE1	280,2	0,0	122,1	-127,4	70,5	69,2	33,5	OK
CPL1a	D1-w 1	▲ 5,0	51	LE1	165,4	0,0	84,9	81,4	-9,1	40,9	31,1	OK
CPL1a	D1-arc 1	▲ 5,0	4	LE1	54,9	0,0	23,8	12,4	-25,7	13,6	13,6	OK
CPL1a	D1-arc 2	▲ 5,0	4	LE1	31,7	0,0	11,7	-6,4	-15,8	7,8	7,8	OK
CPL1a	D1-arc 3	▲ 5,0	4	LE1	22,6	0,0	9,6	-6,4	-10,0	5,6	5,6	OK
CPL1a	D1-w 2	▲ 5,0	51	LE1	50,0	0,0	25,9	24,7	0,0	12,4	9,7	OK
CPL1a	D1-arc 4	▲ 5,0	4	LE1	22,7	0,0	9,6	-6,4	10,0	5,6	5,6	OK
CPL1a	D1-arc 5	▲ 5,0	4	LE1	31,9	0,0	11,9	-6,4	15,9	7,9	7,9	OK
CPL1a	D1-arc 6	▲ 5,0	4	LE1	56,8	0,0	24,5	13,0	26,6	14,0	14,0	OK
CPL1a	D1-w 3	▲ 5,0	51	LE1	165,5	0,0	85,0	81,5	-9,0	40,9	31,1	OK
CPL1a	D1-arc 7	▲ 5,0	4	LE1	56,9	0,0	24,7	13,1	-26,5	14,0	14,0	OK
CPL1a	D1-arc 8	▲ 5,0	4	LE1	31,4	0,0	12,0	-6,1	-15,6	7,8	7,8	OK
CPL1a	D1-arc 9	▲ 5,0	4	LE1	21,0	0,0	9,9	-5,6	-9,2	5,2	5,2	OK
CPL1a	D1-w 4	▲ 5,0	51	LE1	49,5	0,0	25,9	24,3	-1,6	12,2	9,7	OK
CPL1a	D1-arc 10	▲ 5,0	4	LE1	21,0	0,0	9,9	-5,5	9,2	5,2	5,2	OK
CPL1a	D1-arc 11	▲ 5,0	4	LE1	31,4	0,0	12,0	-6,2	15,6	7,8	7,8	OK

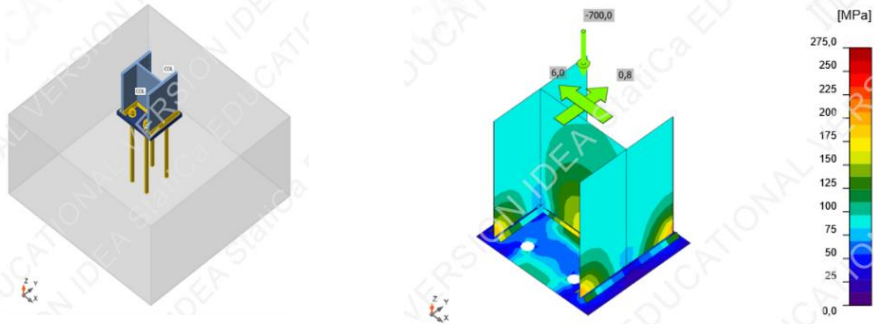


4.6 Έδραση υποστυλώματος

$$N_{Ed} = -661 \text{ kN}$$

$$V_y = 0,8 \text{ kN}$$

$$V_z = 6,0 \text{ kN}$$



Check

Summary

Name	Value	Check status
Analysis	100,0%	OK
Plates	0,0 < 5,0%	OK
Anchors	0,0 < 100%	OK
Welds	46,2 < 100%	OK
Concrete block	48,4 < 100%	OK
Shear	3,5 < 100%	OK
Buckling	Not calculated	

Plates

Name	t_p [mm]	Loads	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{p1} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Status
COL-bfl 1	15,0	LE1	186,7	0,0	0,0	OK
COL-tfl 1	15,0	LE1	183,5	0,0	0,0	OK
COL-w 1	9,0	LE1	158,2	0,0	0,0	OK
BP1	20,0	LE1	143,6	0,0	0,0	OK

Design data

Material	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 275	275,0	5,0

Anchors

Shape	Item	Loads	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	U_{t1} [%]	U_{ts} [%]	U_{ts} [%]	Status
	A1	LE1	0,0	0,0	346,1	0,0	0,0	0,0	OK
	A2	LE1	0,0	0,0	346,1	0,0	0,0	0,0	OK
	A3	LE1	0,0	0,0	346,1	0,0	0,0	0,0	OK
	A4	LE1	0,0	0,0	346,1	0,0	0,0	0,0	OK

Design data

Grade	$N_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]
M20 10.9 - 1	148,8	81,7

Detailed result for A1

Welds

Item	Edge	T_w [mm]	L [mm]	Loads	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ε_{pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	U_t [%]	U_{t_c} [%]	Status
BP1	COL-bfl 1	▲ 10,0 ▲	199	LE1	163,5	0,0	-79,8	-63,0	-53,0	40,4	27,2	OK
		▲ 10,0 ▲	199	LE1	128,5	0,0	-46,9	63,7	26,8	31,8	19,4	OK
BP1	COL-tfl 1	▲ 10,0 ▲	199	LE1	128,9	0,0	-47,2	-63,5	27,0	31,8	19,4	OK
		▲ 10,0 ▲	199	LE1	162,2	0,0	-79,2	62,6	-52,5	40,1	26,9	OK
BP1	COL-w 1	▲ 6,0 ▲	184	LE1	186,9	0,0	-95,2	-92,8	4,1	46,2	33,7	OK
		▲ 6,0 ▲	184	LE1	187,0	0,0	-91,6	94,0	-4,8	46,2	33,7	OK

Design data

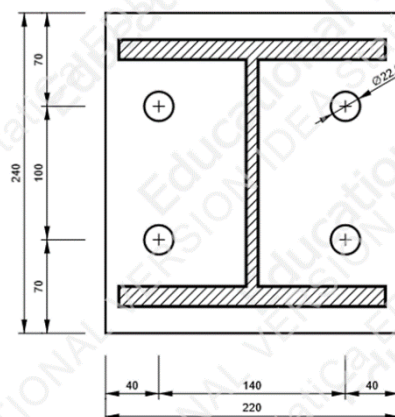
Material	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	$0,9 \sigma$ [MPa]
S 275	0,85	404,7	309,6

Concrete block

Item	Loads	c [mm]	A_{eff} [mm ²]	σ [MPa]	k_f [-]	f_{jd} [MPa]	U_t [%]	Status
CB 1	LE1	30	35994	19,5	3,00	40,2	48,4	OK

Shear in contact plane

Name	Loads	V_y [kN]	V_z [kN]	$V_{Rd,y}$ [kN]	$V_{Rd,z}$ [kN]	U_t [%]	Status
BP1	LE1	0,8	6,0	175,0	175,0	3,5	OK



5 ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΚΑΙ ΟΙΚΟΔΟΜΙΚΩΝ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΩΝ

Η αλληλεπίδραση που μπορεί να υπάρχει μεταξύ των στατικών και των οικοδομικών λεπτομερειών διαδραματίζει σημαντικό ρόλο σε μία κατασκευή αφού αν δεν μελετηθεί επαρκώς μπορεί να επιφέρει προβλήματα, βεβιασμένες αποφάσεις και μεγαλύτερους χρόνους κατασκευής. Για τον εντοπισμό των σημείων της κατασκευής που υπάρχει αυτή η αλληλεπίδραση, δημιουργήθηκαν κατασκευαστικά σχέδια με την βοήθεια των λογισμικών Revit 2023 και AutoCAD της Autodesk. Αρχικά, έγιναν τα σχέδια για τον μεταλλικό φορέα και μετά την επιλογή των υλικών, η οποία παρουσιάζεται στο παρόν κεφάλαιο, δημιουργήθηκαν επιπλέον σχέδια συνδυάζοντας τις στατικές και τις οικοδομικές λεπτομέρειες.

5.1 Περιγραφή οικοδομικών υλικών

Η εξωτερική και εσωτερική δόμηση του μεταλλικού κτιρίου υλοποιείται μέσω συστημάτων ξηράς δόμησης, δηλαδή, αντί τα παραδοσιακά υλικά, χρησιμοποιούνται τυποποιημένα προϊόντα νέας τεχνολογίας τα οποία μονώνουν, πυροπροστατεύουν και ακολουθούν την ελαστική συμπεριφορά του χαλύβδινου φορέα. Τα προϊόντα αυτά είναι, σκελετοί από γαλβανισμένη λαμαρίνα, τυποποιημένες πλάκες, εξαρτήματα στερέωσης, μονωτικά υλικά και υλικά αρμολόγησης. Με την κατάλληλη επιλογή των υλικών επιτυγχάνεται χαμηλότερο βάρος της κατασκευής, μικρότεροι κατασκευαστικοί χρόνοι, υψηλή αντισεισμικότητα και άριστες επιδόσεις σε θερμομόνωση, ηχομόνωση και πυροπροστασία.

Η επιλογή των υλικών έγινε με βάση τις ανάγκες μόνωσης της κατοικίας, σύμφωνα με τις κυπριακές προδιαγραφές, το βάρος και την κατασκευασιμότητα, ούτως ώστε να είναι υλοποιήσιμη, εύκολη και γρήγορη. Όσον αφορά το κατασκευαστικό κομμάτι, δόθηκε ιδιαίτερη προσοχή, αφού εντοπίστηκαν σημεία του στατικού φορέα που εμπόδιζαν την εισαγωγή των οικοδομικών υλικών.

5.1.1 Μεταλλικός σκελετός ξηράς δόμησης

Αρχικά, με δεδομένο το ύψος ορόφων και την ανεμοπίεση έγινε η διαστασιολόγηση του μεταλλικού σκελετού της εξωτερικής τοιχοποιίας μέσω του προγράμματος Wind Tool της εταιρείας Knauf της οποίας τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στο Σχήμα (5-1). Απαιτήθηκε, στην εξωτερική μεριά του εξωτερικού

τοιχίου ορθοστάτες CW 75/50/06 τοποθετημένοι πλάτη με πλάτη ανά 400 και στρωτήρες UW 75/40/06, ενώ στην εσωτερική μεριά τοποθετήθηκαν ορθοστάτες CW 75/50/06 και στρωτήρες UW 75/40/06 ανά 400 mm. Για την εσωτερική τοιχοποιία χρησιμοποιήθηκαν ορθοστάτες CW 50/50/06 και στρωτήρες UW 50/40/06 ανά 600 mm.

Επωνυμία πελάτη: Γεωργία Μιχαηλά Πολιτικός Μηχανικός

Όνομα έργου: Κατοικία στην Κοκκινотριμιθιά

Περιγραφή συστήματος Knauf: Εξωτερική Τοιχοποιία Knauf - Σύστημα W388 ή W394

Φορτίο ανεμείλισης (kN/m²): 1,3

Απόσταση ορθοστατών (mm): 400

Ύψος ορόφου (mm): 280

Υπόμνημα διατομών:

Section	
A	Knauf CW 75/50/06
B	Knauf CW 100/50/06
C	Knauf CW 125/50/06
D	Knauf CW 150/50/06
E	2 x Knauf CW 75/50/06
F	2 x Knauf CW 100/50/06
G	2 x Knauf CW 125/50/06
H	2 x Knauf CW 150/50/06
I	Knauf UA 50/40/20
J	Knauf UA 75/40/20
K	Knauf UA 100/40/20
L	Knauf UA 125/40/20
M	Knauf UA 150/40/20
N	2 x Knauf UA 50/40/20
O	2 x Knauf UA 75/40/20
P	2 x Knauf UA 100/40/20
Q	2 x Knauf UA 125/40/20
R	2 x Knauf UA 150/40/20

Επαρκείς διατομές Knauf

CW		2xCW	
D	E		
UA	2xUA		
J	N		

Μηχανικά χαρακτηριστικά διατομών:

Section	Height H (cm)	Area A (cm ²)	Jy (cm ⁴)	Jz (cm ⁴)	Wy (cm ³)	Wz (cm ³)	
						max	min
Knauf CW 75/50/06	7,38	1,10	10,68	3,54	2,92	2,16	1,07
Knauf CW 100/50/06	9,88	1,25	20,49	3,89	4,17	2,70	1,11
Knauf CW 125/50/06	12,38	1,40	34,21	4,17	5,55	3,24	1,14
Knauf CW 150/50/06	14,88	1,55	52,30	4,40	7,06	3,78	1,18
Knauf UA 50/40/20	4,88	2,50	10,25	1,20	4,38	3,45	1,57
Knauf UA 75/40/20	7,38	3,00	25,28	1,82	7,32	4,75	1,67
Knauf UA 100/40/20	9,88	3,50	51,06	2,26	10,67	6,05	1,74
Knauf UA 125/40/20	12,38	4,00	87,97	2,59	14,45	7,35	1,78
Knauf UA 150/40/20	14,88	4,50	136,77	2,85	18,63	8,65	1,82

The given product and system recommendation and free of charge given consulting services are only to be seen as preliminary static design and principle sketches. They don't replace neither concrete object-specifically planning service of the architect or specialist planner nor the monitoring and inspection by experts for building physics and statics.

Σχήμα 5-1: Διαστασιολόγηση μεταλλικού σκελετού
(βασίστηκε <https://www.knauf.gr/>)

5.1.2 Μονωτικό υλικό

Πετροβάμβακας: Μορφή ημίσκληρης συμπαγής πλάκας, με σταθερή πυκνότητα. Είναι άκαυστο προϊόν, ανθεκτικό σε υψηλές θερμοκρασίες και στη γήρανση, υδατοαπωθητικό και χημικά αδρανές. Προσφέρει θερμομόνωση, ηχομόνωση και πυροπροστασία σε συστήματα ξηράς δόμησης γυψοσανίδων και τσιμεντοσανίδων.

Ορυκτοβάμβακας: Ανακυκλώσιμο υλικό, με αντίστοιχα αλλά χαμηλότερης ποιότητας χαρακτηριστικά του πετροβάμβακα.

Εξηλασμένη πολυστερίνη: Είναι αφρώδες θερμομονωτικό υλικό με βάση την πολυστερίνη και είναι ελαφρύ. Είναι υδατοαπωθητικό και έχει μικρό συντελεστή θερμικής αγωγιμότητας.

5.1.3 Τυποποιημένες πλάκες

Τσιμεντοσανίδα: Αποτελείται από τσιμέντο και διάφορα αδρανή, ενώ στις επιφάνειες της εμπεριέχεται ως οπλισμός, ειδικό υαλόπλεγμα υψηλής αντιαλκαλικής προστασίας. Προορίζεται για εξωτερική χρήση.

Γυψοσανίδα: Απαρτίζεται από πυρήνα γύψου σε συνδυασμό με ειδικά πρόσμικτα και αμφίπλευρα επικαλύπτεται με χαρτί υψηλής ποιότητας. Προορίζεται για εσωτερική χρήση.

Ανθυγρά γυψοσανίδα: Ο πυρήνας γύψου είναι επεξεργασμένος με πρόσμικτα τα οποία μειώνουν σε μεγάλο βαθμό την υδροαπορροφητικότητά της. Προορίζεται για εσωτερική χρήση σε περιοχές με υγρασία.

5.1.4 Εξαρτήματα στερέωσης

Αντιαλκαλικές βίδες, αναρτήρες

5.1.5 Υλικά αρμολόγησης

Αστάρι, ταινία αρμού, στοκάρισμα βιδών

5.1.6 Συστήματα δόμησης

–Εξωτερική τοιχοποιία

Για την εξωτερική μεριά του τοίχου, χρησιμοποιήθηκαν ορθοστάτες CW 75/50/06 τοποθετημένοι πλάτη με πλάτη ανά 400 mm και στρωτήρες UW 75/40/06 οι οποίοι συνδέονται στον μεταλλικό φορέα και βιδώνεται επ'αυτών εξωτερικά η τσιμεντοσανίδα, ενώ στην εσωτερική μεριά της εξωτερικής τοιχοποιίας τοποθετούνται ορθοστάτες CW 75/50/06 και στρωτήρες UW 75/40/06 που συνδέονται με πυράντοχη γυψοσανίδα. Μέσα από το μεταλλικό σκελετό διέρχεται το μονωτικό υλικό, πετροβάμβακας NaturBoard VENTI 50, πάχους 70mm, κατηγορίας ακουστότητας A1 με συντελεστή θερμικής αγωγιμότητας $\lambda=0.035$ W/mK. Τέλος, το σύστημα αυτό προσδίδει εξωτερική θερμομόνωση 0.23 W/m²K και πυραντοχή 90 λεπτών, ενώ το συνολικό πάχος του τοίχου ισούται με 30 cm όπως προσδιορίζεται από τα αρχιτεκτονικά σχέδια. [33]

–Εσωτερική τοιχοποιία

Οι τοίχοι στο εσωτερικό του κτιρίου μορφώθηκαν έτσι ώστε, να στηρίζονται από το δάπεδο μέχρι το χαλυβδόφυλλο της οροφής, με στόχο την καλύτερη ηχομόνωση. Το σύστημα αποτελείται από διπλή επίστρωση στάνταρ γυψοσανίδων, κατηγορίας A ενώ στους χώρους υγιεινής όπου επικρατεί υγρασία εφαρμόστηκε διπλή επίστρωση ανθυγρών γυψοσανίδων, κατηγορίας H2, με αντοχή σε συγκέντρωση υγρασίας έως 70%, κατά EN 520. Οι γυψοσανίδες βιδώνονται στους στρωτήρες και στους ορθοστάτες μέσα από τους οποίους διέρχεται το ινώδες μονωτικό υλικό, ορυκτοβάμβακα NaturBoard 037 πάχους 50mm, κατηγορίας ακουστότητας A1 και συντελεστή θερμικής αγωγιμότητας $\lambda=0.037$ W/mK. Το σύστημα αυτό προσδίδει, 60 λεπτά πυραντοχή, αντοχή ως προς την επικόλληση πλακιδίων στις ανθυγρές γυψοσανίδες έως 35 kg/m² με διαστάσεις έως 400x400 mm, και το συνολικό πάχος του τοίχου ισούται με 10 cm.[34]

– Ψευδοροφή

Το σύστημα αποτελείται από ανισόπεδο σκελετό με κύριο και δευτερεύων οδηγό μεταλλικών προφίλ CD 60/27 στα οποία συνδέεται η ανθυγρή και η στάνταρ γυψοσανίδα στους χώρους με και χωρίς υγρασία αντίστοιχα. Το σύστημα στηρίζεται στις δοκούς και στο χαλυβδόφυλλο μέσω αναρτήρων.[35]

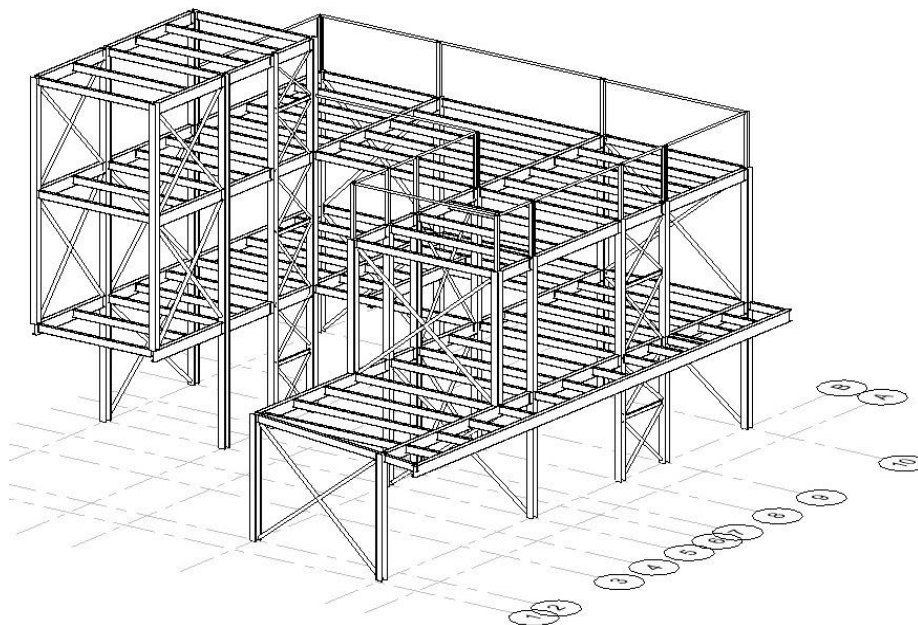
–Δώμα

Το βατό δώμα διαμορφώθηκε με κλίση 2%. Η διάταξη αποτελείται από το φράγμα υδρατμών το οποίο στοχεύει στην προστασία έναντι της μετακίνησης των υδρατμών κυρίως προς το μονωτικό υλικό της εξηλασμένης πολυστερίνης, όπου και τοποθετείται κάτω από αυτό. Έπειτα, τοποθετείται, το υλικό ρύσεων-σκυρόδεμα ποιότητας C25/30, η τσιμεντομόνωση, η κόλλα και τα πλακίδια.

5.2 Σχέδια στατικού φορέα

5.2.1 Τρισδιάστατη όψη μεταλλικού φορέα

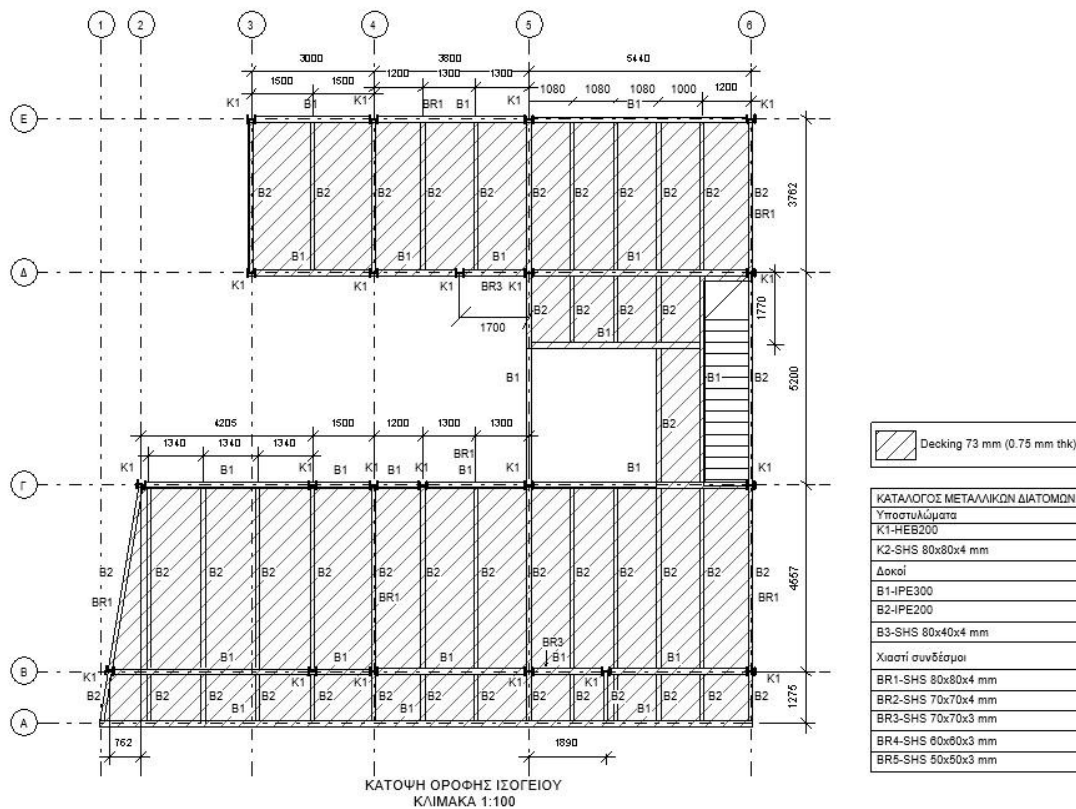
Στο Σχήμα 5-2 απεικονίζεται η τρισδιάστατη όψη του μεταλλικού φορέα, για την τελική διάταξη και σύμφωνα με τις διατομές που επιλέχθηκαν.

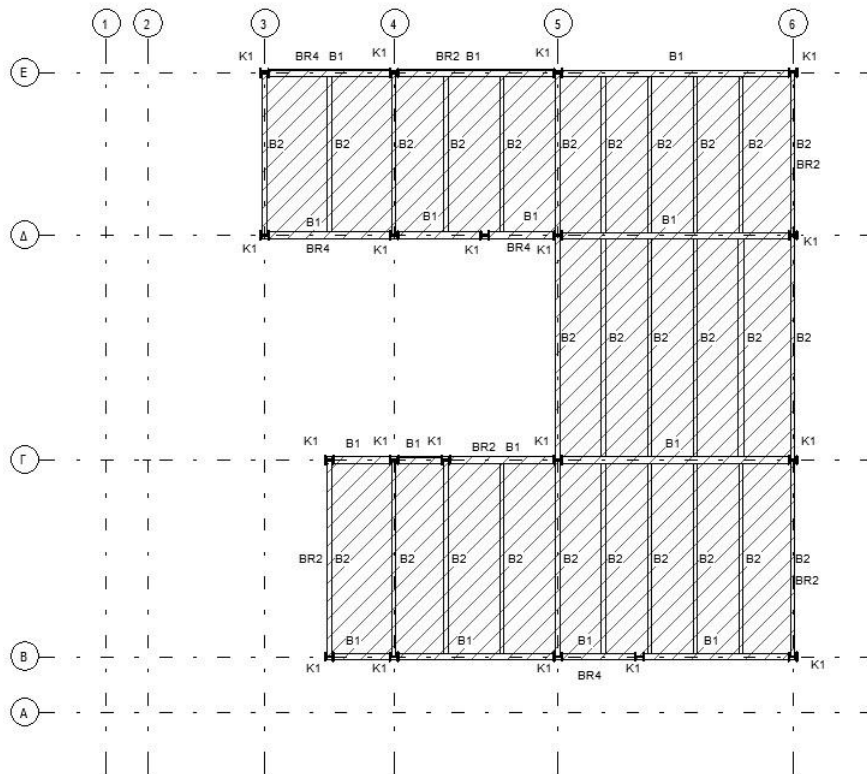


Σχήμα 5-2: Τρισδιάστατη όψη μεταλλικού φορέα

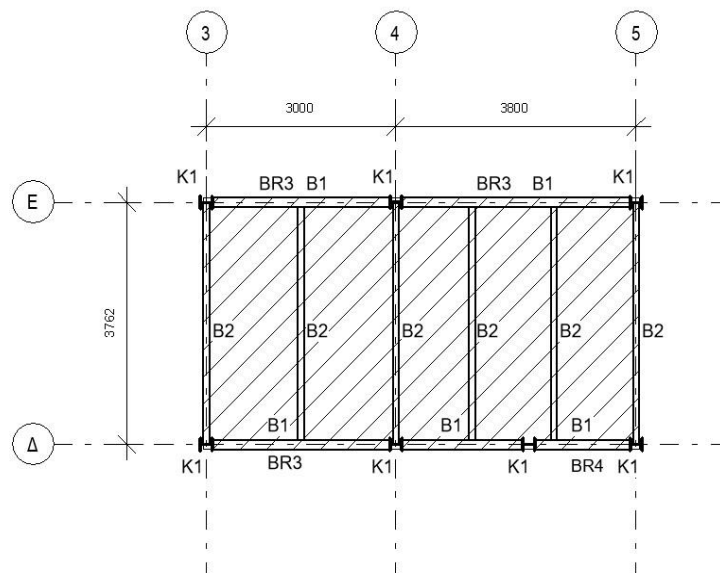
5.2.2 Κατόψεις

Παρουσιάζονται οι τρεις κατόψεις των ορόφων του κτιρίου του μεταλλικού φορέα στο Σχήμα 5-3.





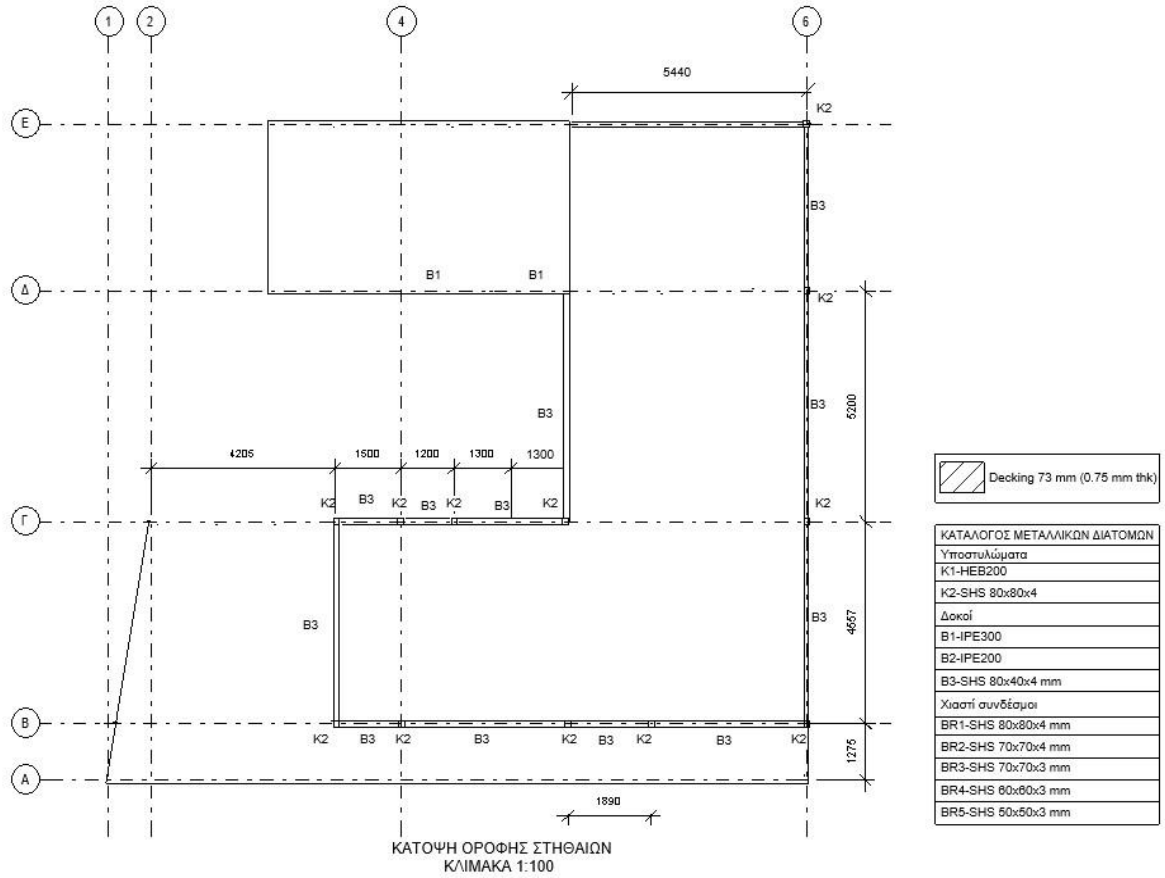
ΚΑΤΟΨΗ ΟΡΟΦΗΣ ΟΡΟΦΟΥ
ΚΛΙΜΑΚΑ 1:100



ΚΑΤΟΨΗ ΟΡΟΦΗΣ
ΚΛΙΜΑΚΑ 1:100

Σχήμα 5-3: Κατόψεις οροφών κτιρίου

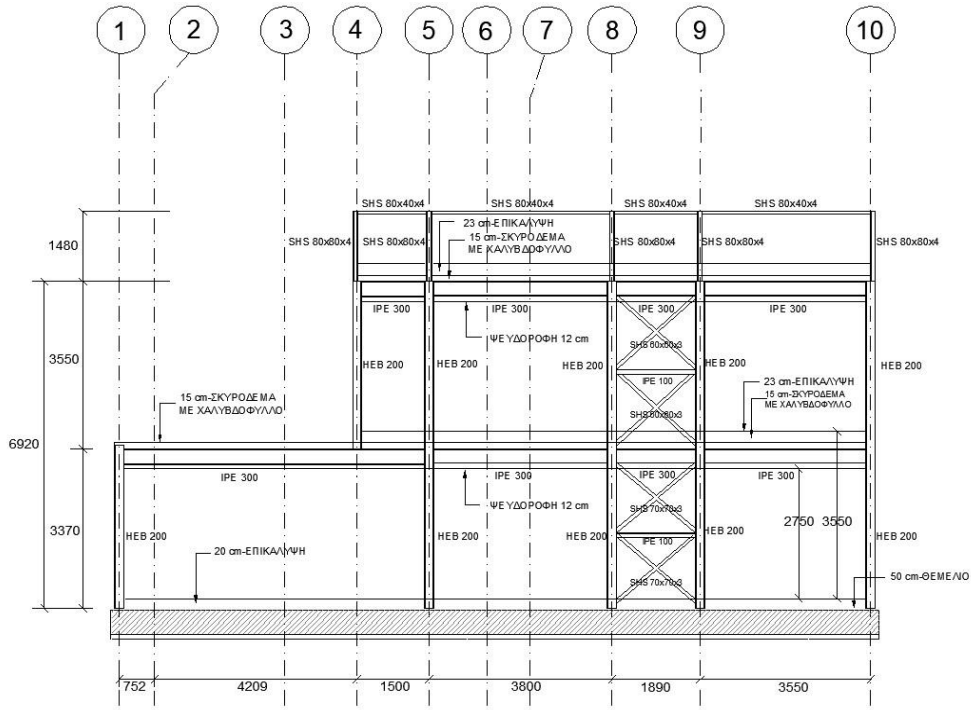
Στο σχήμα 5-4 παρουσιάζεται η κάτοψη οροφής των περιμετρικών στηθαιών ασφαλείας,



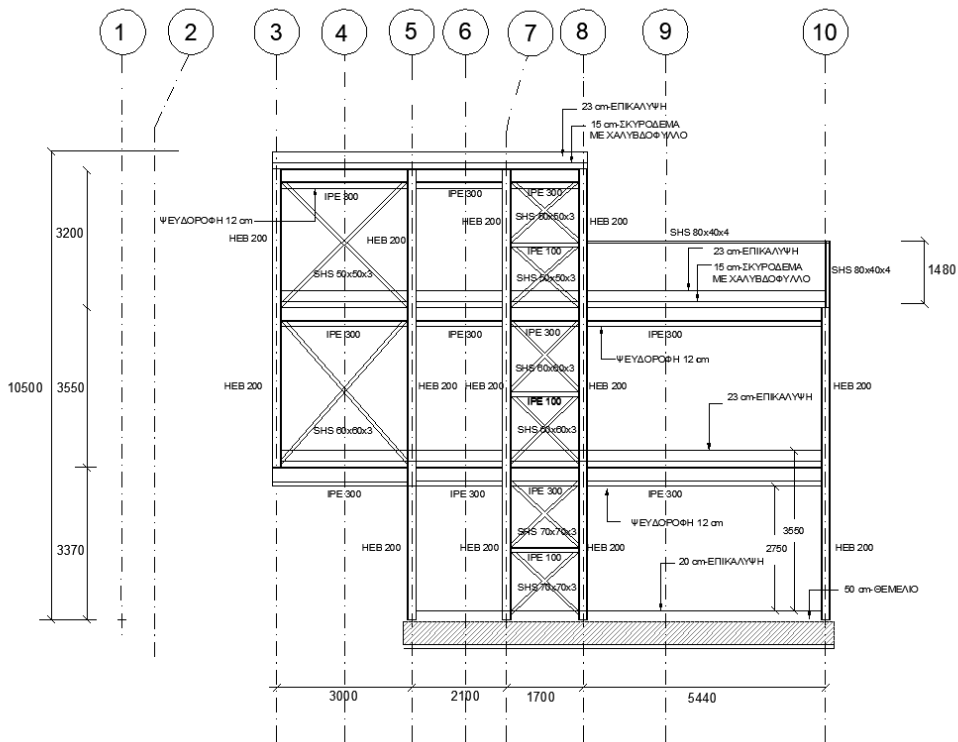
Σχήμα 5-4: Κάτοψη οροφής στηθαιών

5.2.3 Τομές

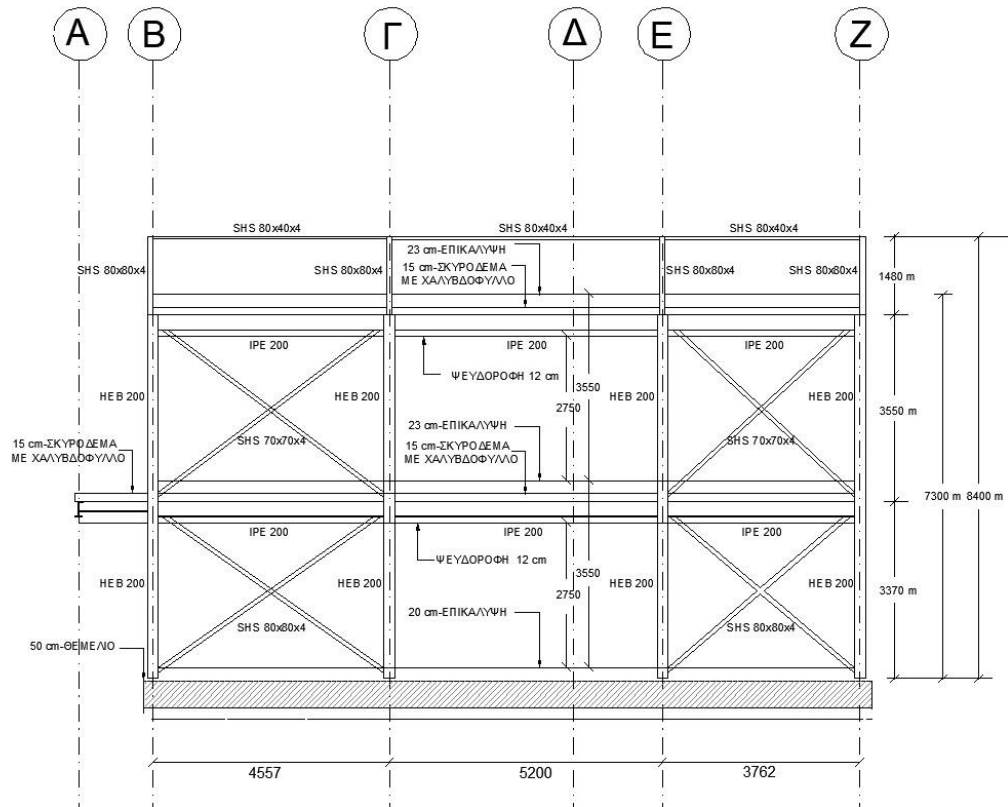
Στα Σχήματα 5-5 και 5-6 παρουσιάζονται οι τομές καθ' ύψος κατά την διαμήκη (x) διεύθυνση του άξονα Β και Δ των κατόψεων, αντίστοιχα. Όπως και στα Σχήματα 5-7 και 5-8 οι όψεις των τομών κατά την εγκάρσια (y) διεύθυνση του άξονα 6 και 5 των κατόψεων.



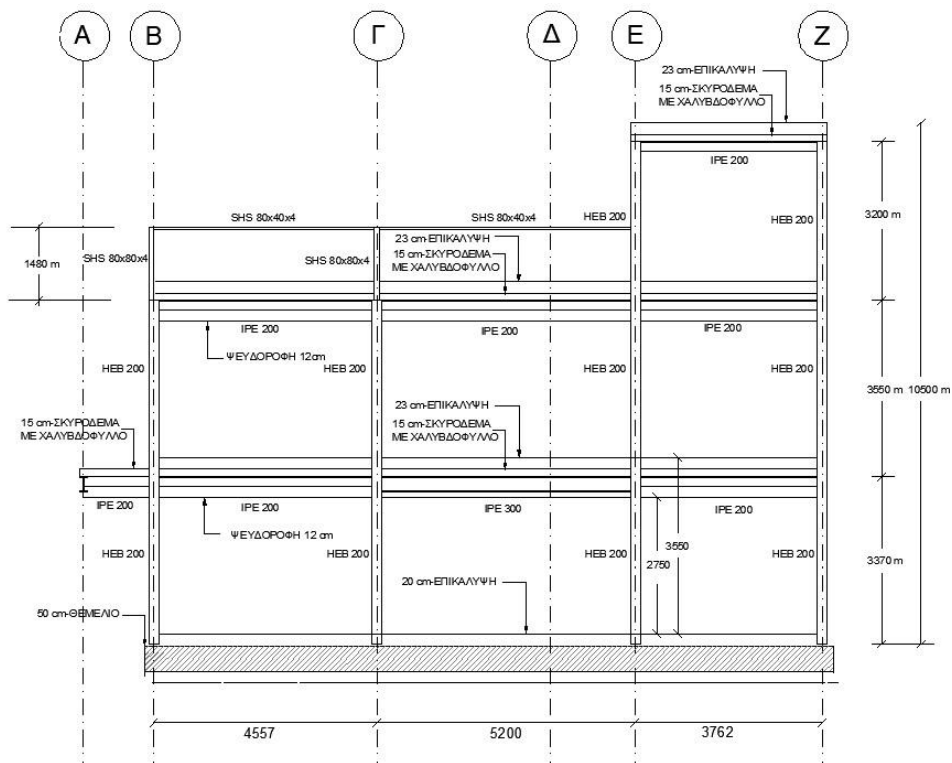
Σχήμα 5-5: Όψη τομής μεταλλικού σκελετού φορέα στον άξονα Β – Κλίμακα 1:100



Σχήμα 5-6: Όψη τομής μεταλλικού σκελετού φορέα στον άξονα Δ – Κλίμακα 1:100



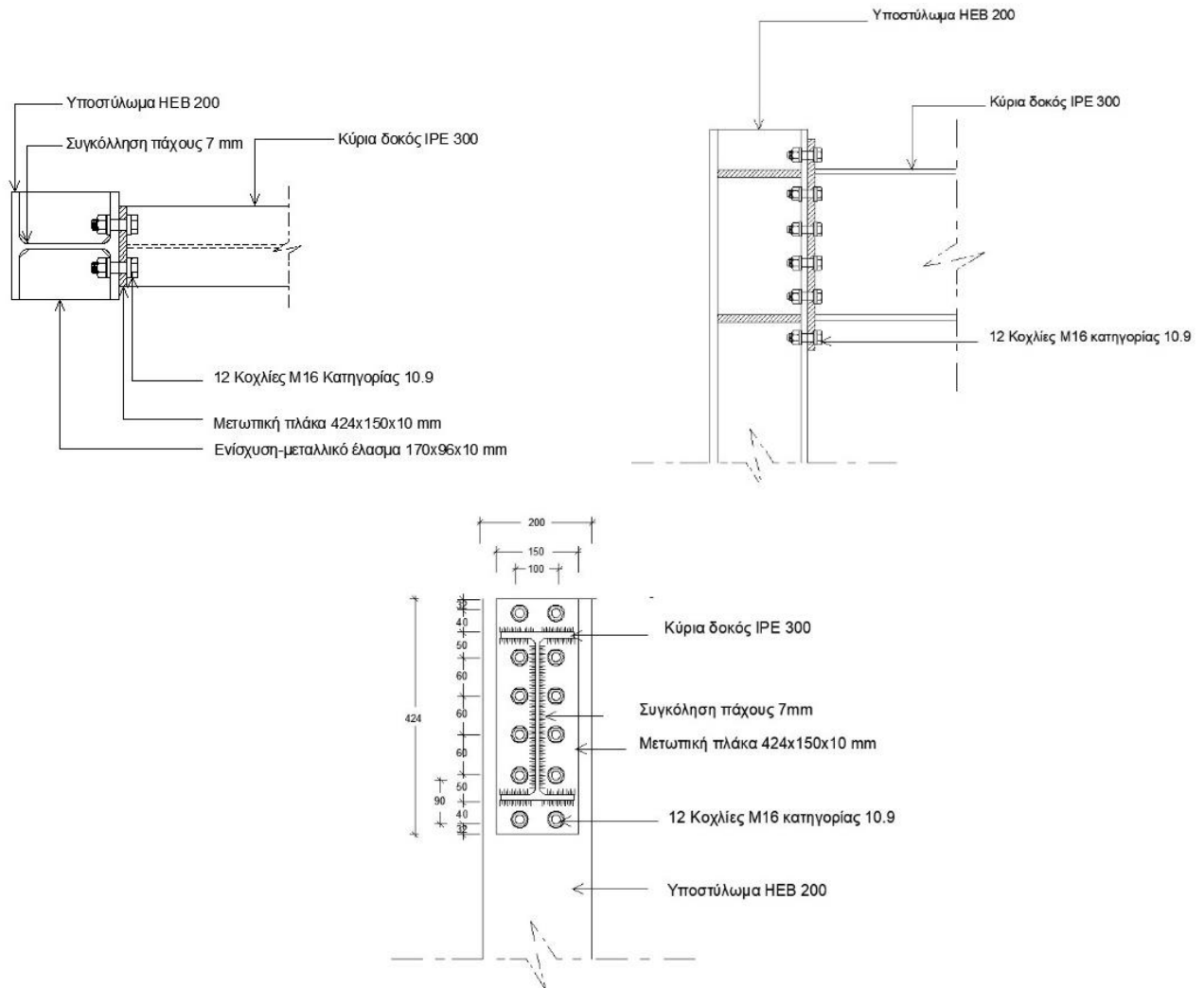
Σχήμα 5-7: Όψη τομής μεταλλικού σκελετού φορέα στον άξονα 6 - Κλίμακα 1:100



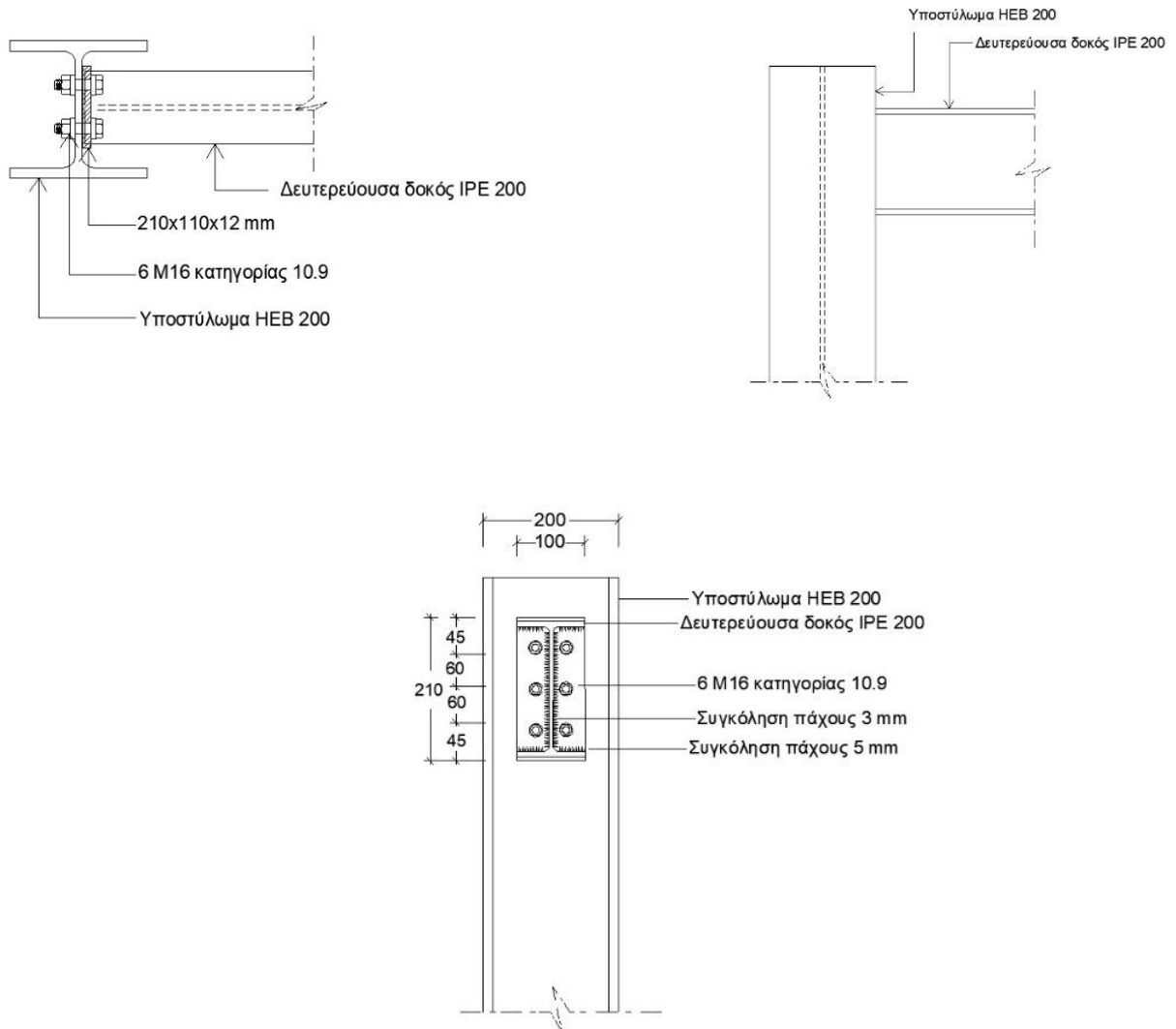
Σχήμα 5-8: Όψη τομής μεταλλικού σκελετού φορέα στον άξονα 5 - Κλίμακα 1:100

5.2.4 Συνδέσεις

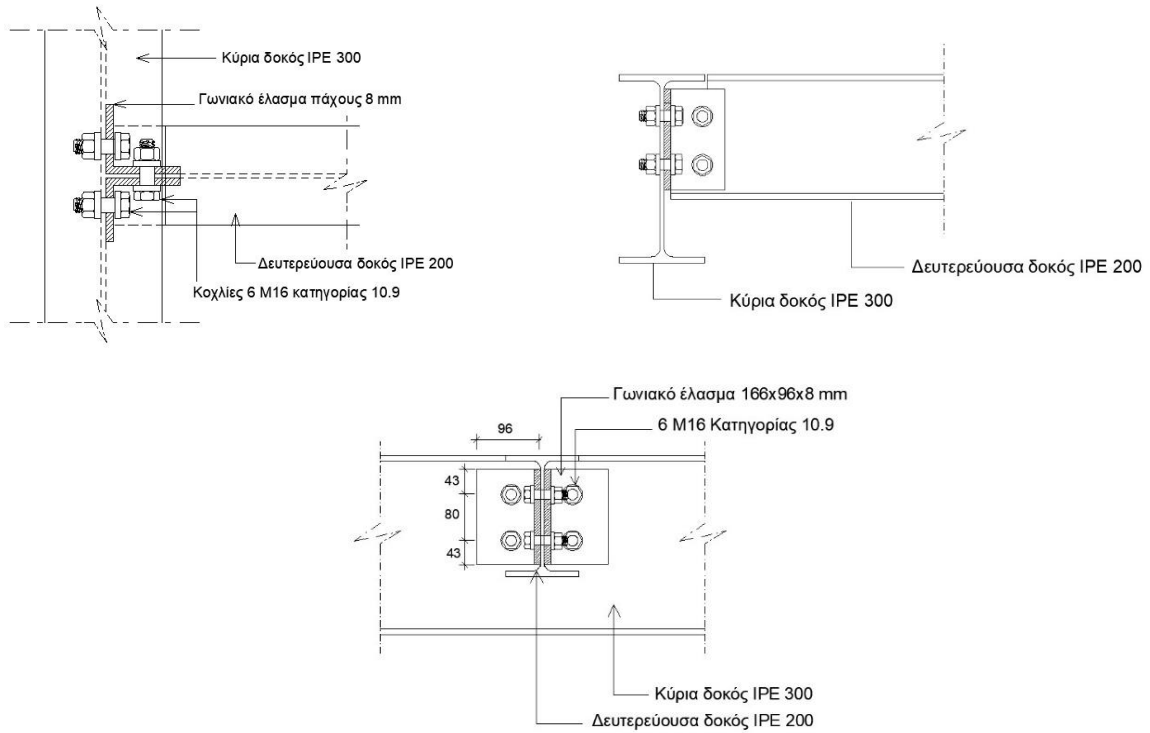
Παρουσιάζεται υπό τις τρεις όψεις της, η λεπτομέρεια σύνδεσης, της κύριας δοκού με το υποστυλώμα στο Σχήμα 5-9, της δευτερεύουσας δοκού με το υποστυλώμα στο Σχήμα 5-10 και της δευτερεύουσας με την κύρια δοκό στο Σχήμα 5-11. Επίσης, στο Σχήμα 5-12 φαίνεται η σύνδεση για την συνέχεια του των διαγώνιων μελών και στο Σχήμα 5-13 η λεπτομέρεια σύνδεσης του διαγώνιου μέλους του χιαστί συνδέσμου δυσκαμψίας με την κύρια δοκό και το υποστυλώμα. Τέλος, στο Σχήμα 5-14 παρουσιάζεται η λεπτομέρεια της σύνδεσης του υποστυλώματος με το πέδιλο.



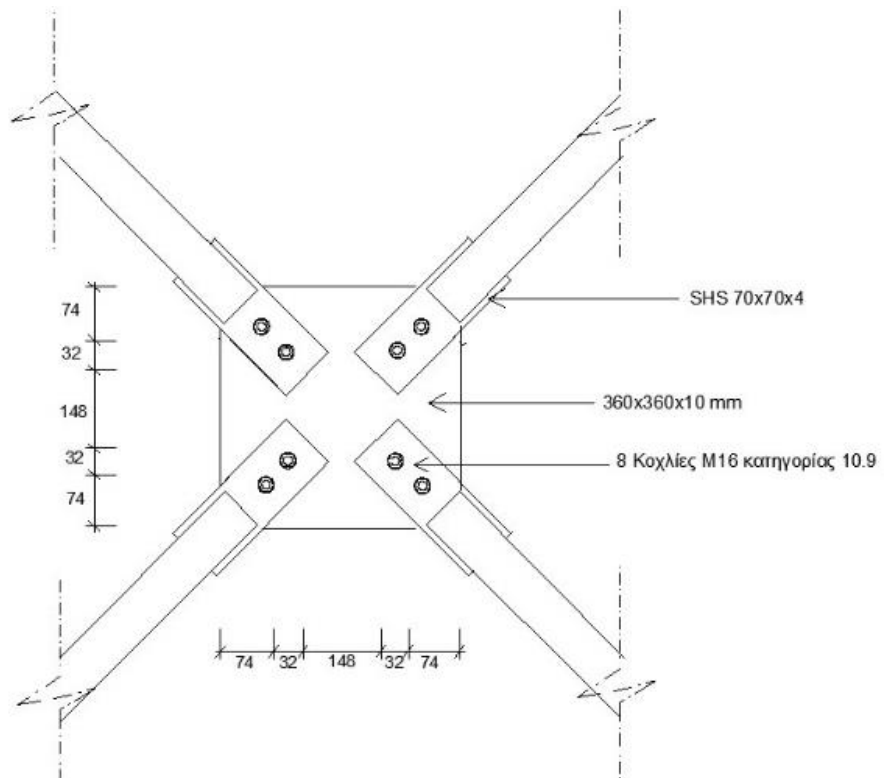
Σχήμα 5-9: Λεπτομέρεια σύνδεσης κύριας δοκού IPE 300 με υποστυλώμα HEB 200 – Κλίμακα 1:100



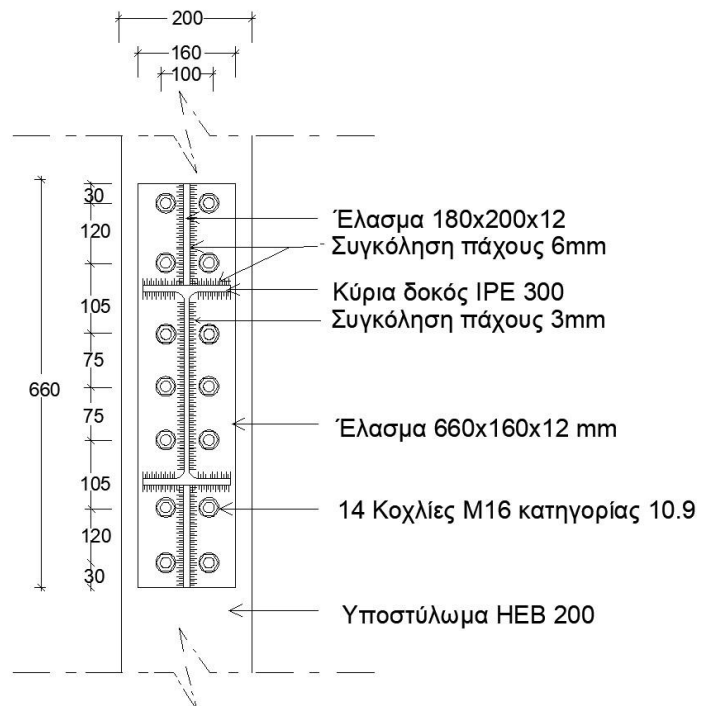
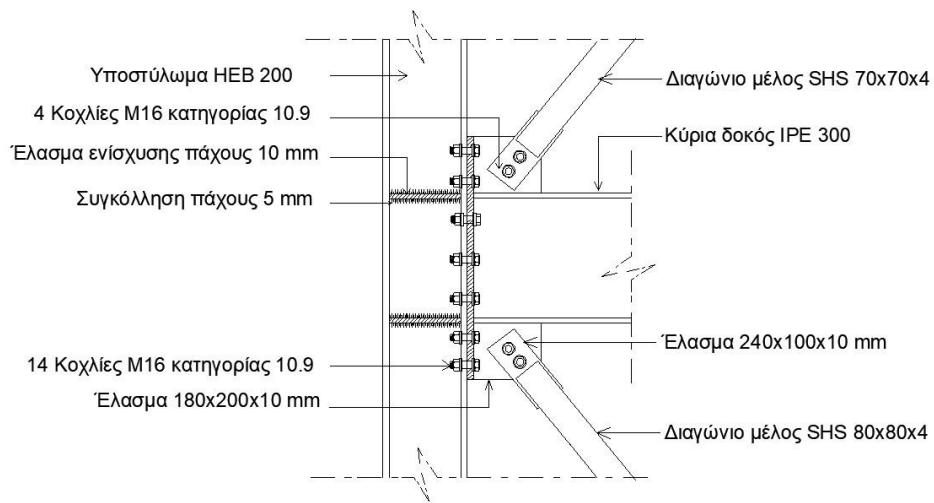
Σχήμα 5-10: Λεπτομέρεια σύνδεσης δευτερεύουσας δοκού IPE 200 με υποστύλωμα HEB 200 – Κλίμακα 1:100



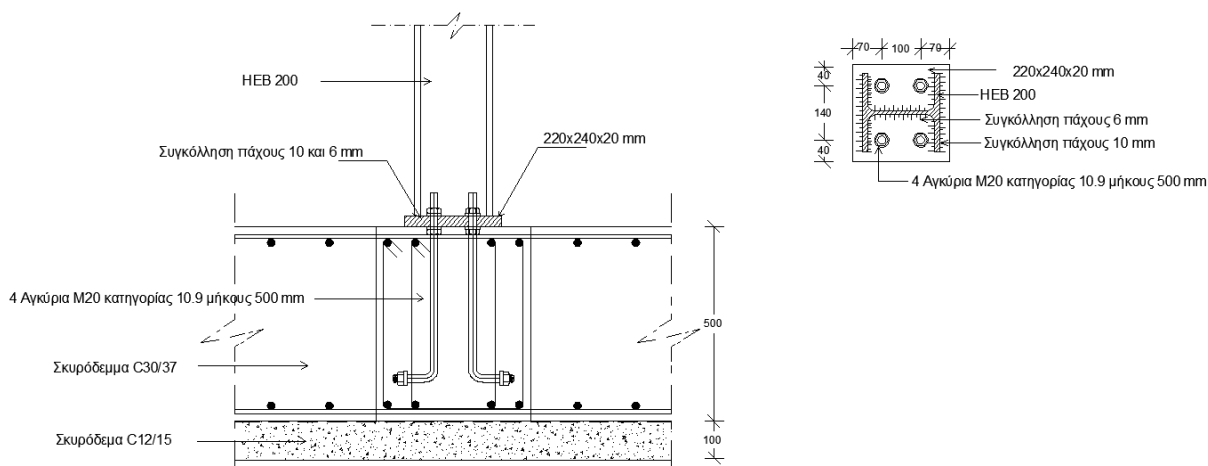
Σχήμα 5-11: Λεπτομέρεια σύνδεση κύριας δοκού IPE 300 με δευτερεύουσα δοκό IPE 200 – Κλίμακα 1:100



Σχήμα 5-12: Λεπτομέρεια σύνδεσης διαγώνιων μελών – Κλίμακα 1:100



Σχήμα 5-13: Σύνδεση διαγώνιων μελών με υποστύλωμα HEB 200 και κύρια δοκό IPE 300 - Κλίμακα 1:100



Σχήμα 5-14: Λεπτομέρεια σύνδεσης υποστυλώματος με το πέδιλο- Κλίμακα 1:100

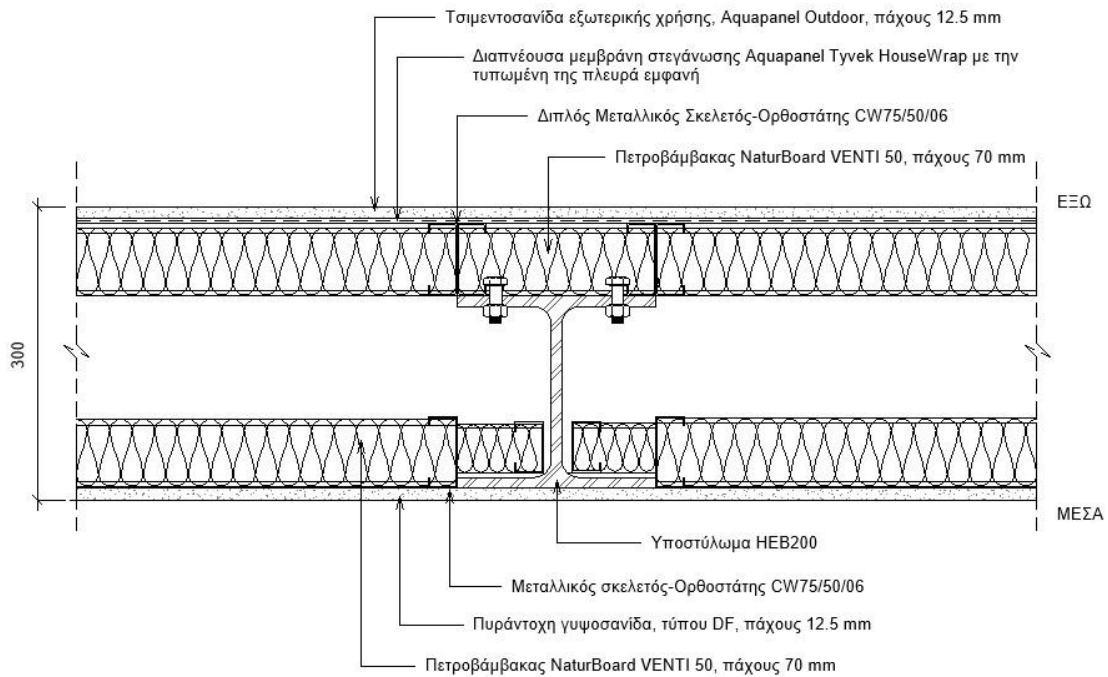
5.3 Σχέδια και εντοπισμός αλληλεπίδρασης στατικών και οικοδομικών λεπτομερειών

Δημιουργήθηκαν κατασκευαστικές λεπτομέρειες του στατικού φορέα σε συνδυασμό με την δόμηση, ούτως ώστε να διερευνηθούν ως προς την πιθανή ύπαρξη σημείων εμποδισμού της εισαγωγής των οικοδομικών προϊόντων.

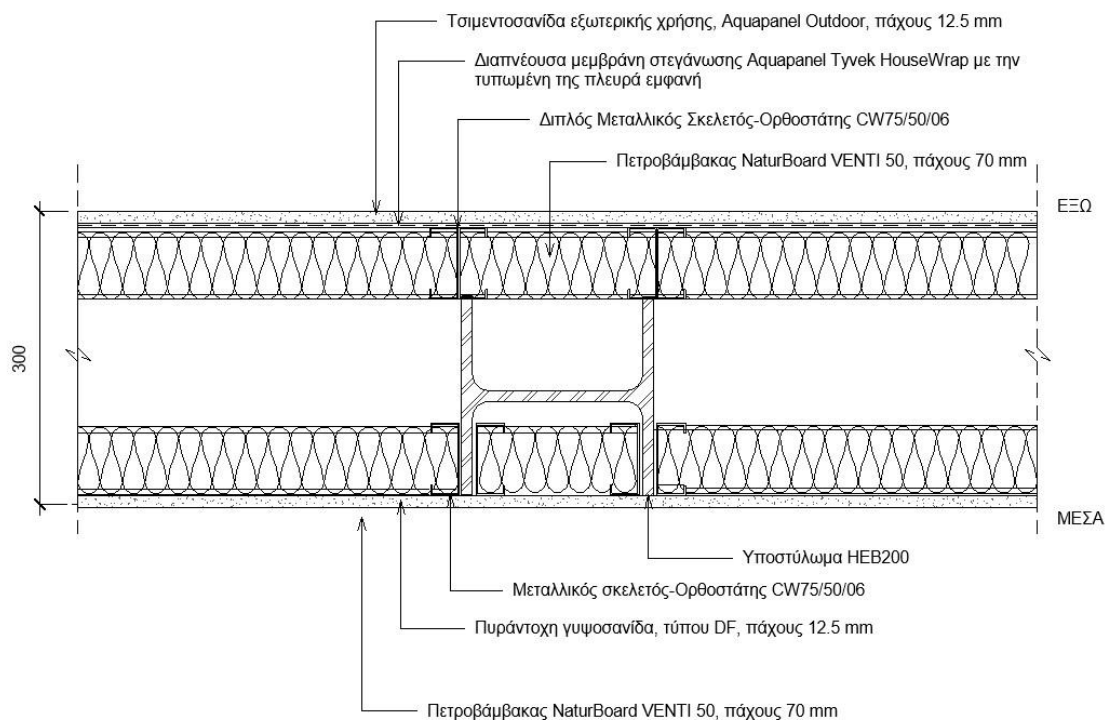
Γενικά, η έντονη αλληλεπίδραση μεταξύ στατικών και οικοδομικών λεπτομερειών εντοπίστηκε ανάμεσα στον μεταλλικό σκελετό ξηράς δόμησης και στον μεταλλικό φορέα, στα διάφορα σημεία σύνδεσης στην περίμετρο του κτιρίου. Ένας παράγοντας που έπαιξε σημαντικό ρόλο σε αυτό, ήταν η απαίτηση για ελάχιστη στήριξη του στρωτήρα της εξωτερικής τοιχοποιίας κατά τα 2/3 του μήκους του [30]. Τέλος, ακολουθούν τα διάφορα κατασκευαστικά σχέδια με περιγραφή της αλληλεπίδρασης όπου εντοπίστηκε.

5.3.1 Αλληλεπίδραση μεταλλικού σκελετού ξηράς δόμησης με υποσύλωμα

Η αλληλεπίδραση που εντοπίστηκε σε αυτό το σημείο είναι μεταξύ του μεταλλικού σκελετού της ξηράς δόμησης σε συνδυασμό με τις τυποποιημένες πλάκες και του υποστυλώματος. Με βάση την διαστασιολόγηση που έγινε για τον μεταλλικό σκελετό, και την δεδομένη διατομή του υποστυλώματος που ορίστηκε ως HEB 200 κατά τον σχεδιασμό του μεταλλικού φορέα, έπρεπε να βρεθεί μια διάταξη που να συνάδει με τα αρχιτεκτονικά σχέδια με συνολικό πάχος τοίχου 30 cm και να είναι και υλοποιήσιμη. Τέλος, στα Σχήματα 5-15 και 5-16 απεικονίζονται σχέδια από την οριζόντια τομή του εξωτερικού τοίχου.



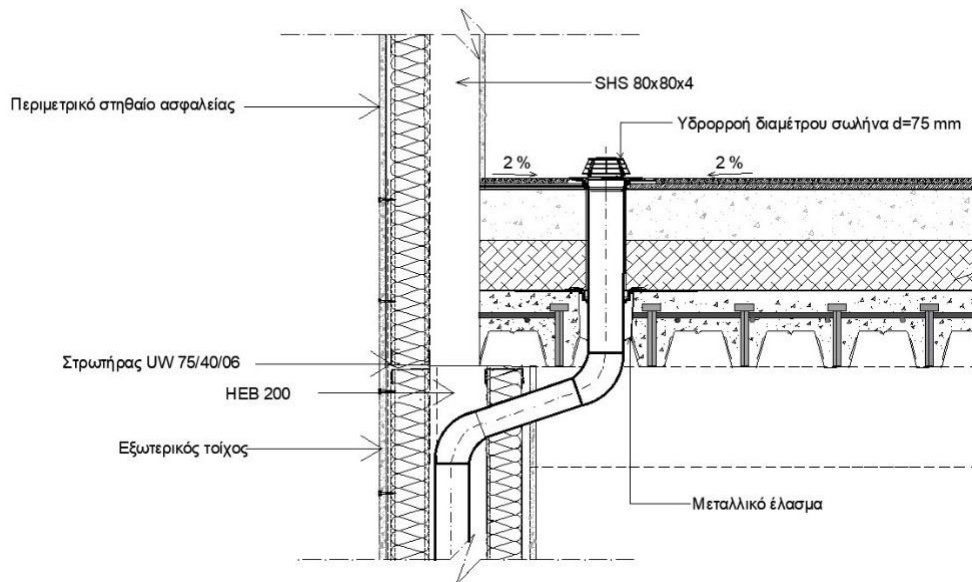
Σχήμα 5-15: Οριζόντια τομή (κάτοψη) εξωτερικού τοίχου σε Ισόγειο και όροφο με διεύθυνση παράλληλη στα πέλματα του υποστυλώματος Κλίμακα 1:5



Σχήμα 5-16: Οριζόντια τομή (κάτοψη) εξωτερικού τοίχου σε Ισόγειο και όροφο με διεύθυνση κάθετη στα πέλματα του υποστυλώματος Κλίμακα 1:5

5.3.2 Αλληλεπίδραση υδρορροής με μεταλλικό φορέα και σύμμικτη πλάκα

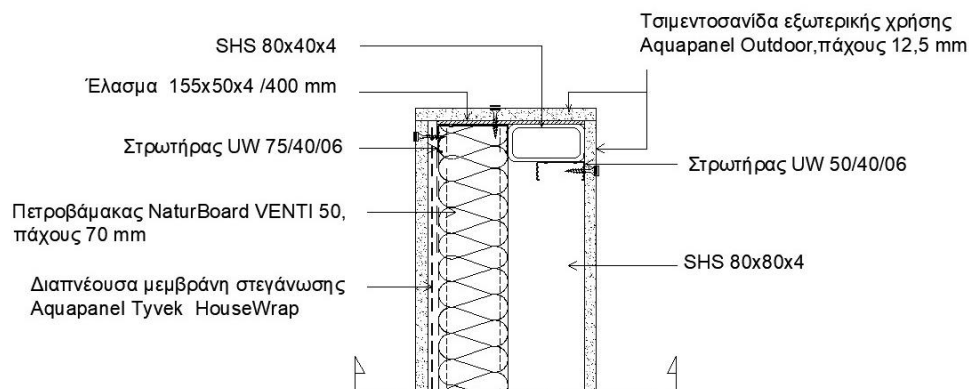
Η αλληλεπίδραση που εντοπίστηκε σε αυτό το σημείο ήταν κατά την εισαγωγή της υδρορροής ούτως ώστε να τοποθετηθεί στο σημείο των αυλακώσεων του χαλυβδόφυλλου όπου υπάρχει λιγότερο σκυρόδεμα και να μορφωθεί με ομαλές κλίσεις η διαδρομή της. Σημειώνεται πως είναι πολύ σημαντικό η εξασφάλιση της προστασίας του σκυροδέματος από την προσβολή υγρασίας. [36]



Σχήμα 5-17: Όψη κατακόρυφης τομής στο σημείο της υδρορροής – Κλίμακα 1:10

5.3.3 Αλληλεπίδραση διατομής στηθαίων με μεταλλικό σκελετό ξηράς δόμησης

Σε αυτό το σημείο για να μπορέσει να γίνει η σύνδεση του στρωτήρα στη δοκό χρειάστηκε να γίνει η κατάλληλη επιλογή συνδυασμού χαλύβδινης διατομής στηθαίου και δοκού σύνδεσης. Αντίστοιχα και για την σύνδεση του στρωτήρα στο έλασμα, ούτως ώστε να επιτευχθεί το επιθυμητό συνολικό πάχος. Η ύπαρξη της δοκού κρίθηκε απαραίτητη για την υλοποίηση της ξηράς δόμησης. Η αντίστοιχη τομή στηθαίου παρουσιάζεται στο Σχήμα 5-18.

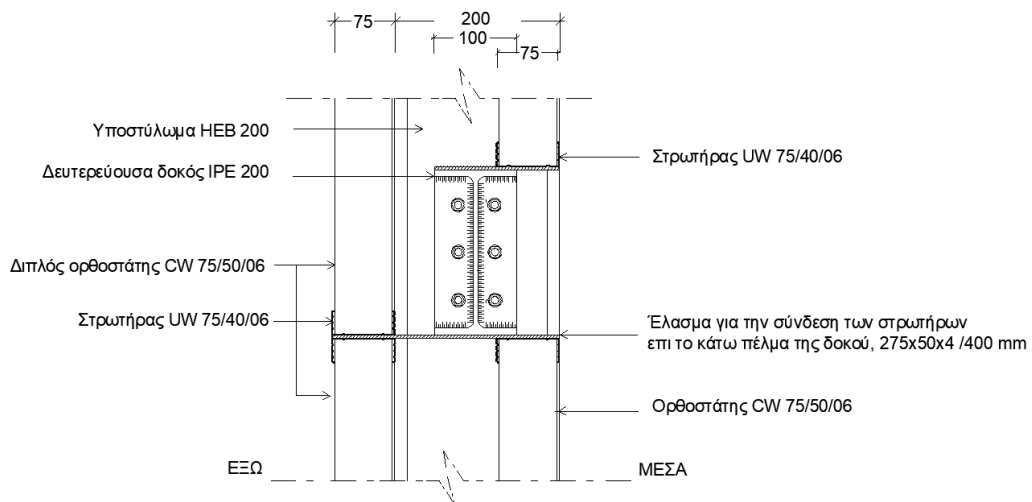


Σχήμα 5-18: Όψη κατακόρυφης τομής στηθαίου – Κλίμακα 1:10

5.3.4 Αλληλεπίδραση συνδέσεων με μεταλλικό σκελετό ξηράς δόμησης

–Αλληλεπίδραση μεταλλικού σκελετού ξηράς δόμησης και σύνδεσης δευτερεύουσας δοκού –υποστυλώματος:

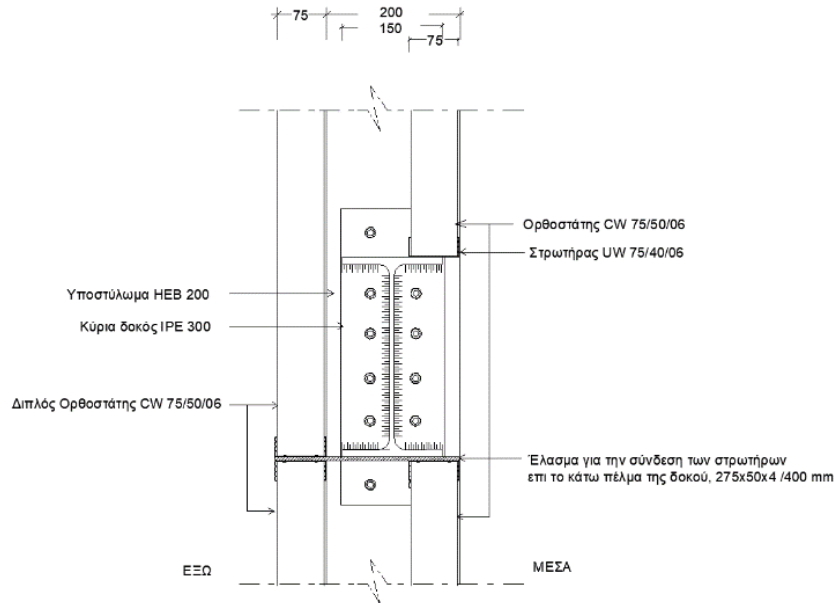
Στο σημείο σύνδεσης της δευτερεύουσας δοκού IPE 200 με το υποστύλωμα HEB 200, χρειάστηκε να τοποθετηθεί έλασμα για την σύνδεση των στρωτήρων, στο κάτω και στο άνω πέλαμα της δοκού, λόγω του πλάτους του πέλατος και του στρωτήρα. Η κατάληξη σε αυτή την διαμόρφωση προέκυψε λόγω του ότι ο στρωτήρας στην εσωτερική μεριά δεν στηριζόταν κατά τα 2/3 του μήκους του, ενώ ενδιάμεσα στο άνω και στο κάτω πέλαμα της εσωτερικής μεριάς δεν τοποθετήθηκαν στρωτήρες και ορθοστάτες. Στο Σχήμα 5-19 παρουσιάζεται η αντίστοιχη λεπτομέρεια.



Σχήμα 5-19: Λεπτομέρεια σύνδεσης μεταλλικού σκελετού ξηράς δόμησης στο σημείο σύνδεσης της δευτερεύουσας δοκού με το υποστύλωμα – Κλίμακα 1:10

– Αλληλεπίδραση μεταλλικού σκελετού ξηράς δόμησης και σύνδεσης κύριας δοκού – υποστυλώματος:

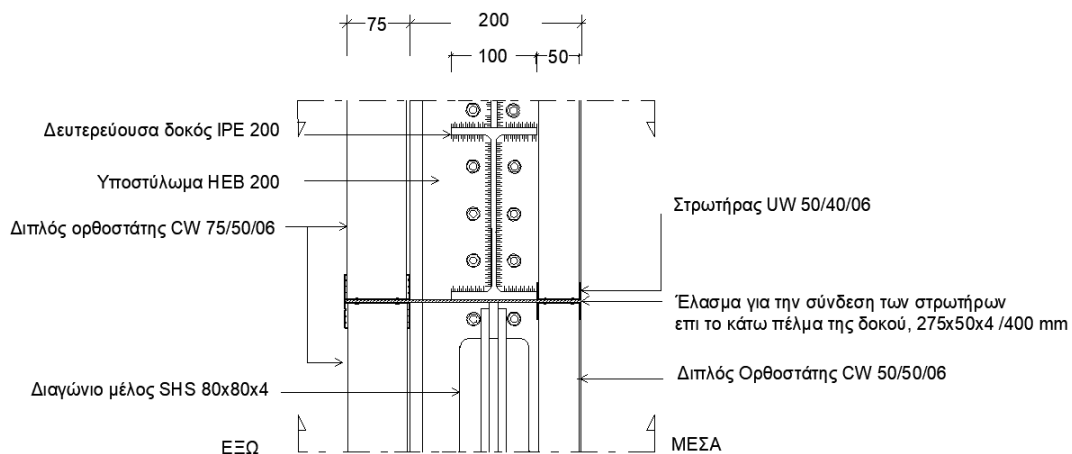
Στο σημείο σύνδεσης της κύριας δοκού IPE 300 με το υποστύλωμα HEB 200, χρειάστηκε η τοποθέτηση ελάσματος μόνο στο κάτω πέλαμα της δοκού για την στήριξη του εξωτερικού ορθοστάτη. Λόγω του πλάτους του πέλατος της δοκού, ήταν εφικτή η απευθείας σύνδεση των εσωτερικών στρωτήρων στα πέλαμα της δοκού. Παρουσιάζεται η λεπτομέρεια στο Σχήμα 5-20.



Σχήμα 5-20: Λεπτομέρεια σύνδεσης μεταλλικού σκελετού ξηράς δόμησης στο σημείο σύνδεσης της κύριας δοκού με το υποστύλωμα – Κλίμακα 1:10

–Αλληλεπίδραση μεταλλικού σκελετού ξηράς δόμησης και σύνδεσης δευτερεύουσας δοκού υποστυλώματος, διαγώνιου μέλους χιαστί

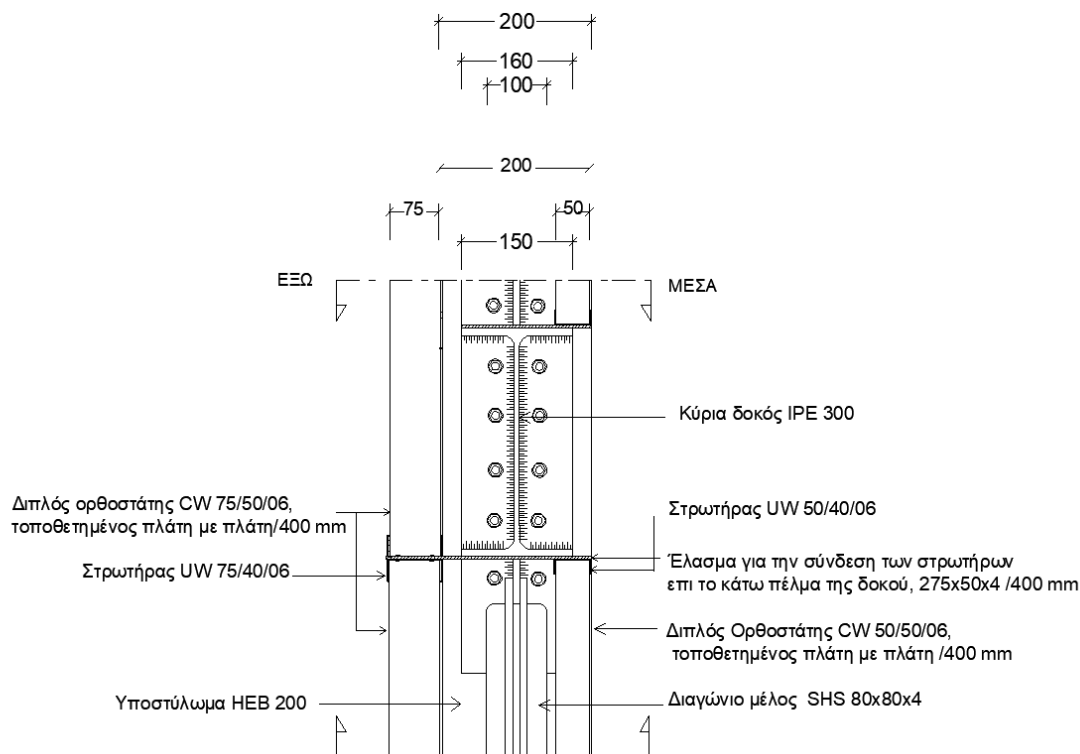
Η λεπτομέρεια του σημείου αυτού φαίνεται στο Σχήμα 5-21, κατά την οποία παρατηρήθηκε ότι: Η ύπαρξη του διαγώνιου μέλους διατομής SHS 80x80x4, εμπόδιζε την εισαγωγή του ορθοστάτη εσωτερικά λόγω περιορισμένου χώρου. Επομένως, ως λύση αυτού, ήταν η μετακίνηση της σύνδεσης προς τα έξω ή η τοποθέτηση εσωτερικά μεταλλικού σκελετού ξηράς δόμησης 50 mm έναντι των 75 mm. Επιλέχθηκε η σύνδεση να μείνει ως έχει και τοποθετήθηκαν εσωτερικά ορθοστάτες CW 50/50/06 και στρωτήρας UW 50/40/06. Λόγω του ότι κατά την διαστασιολόγηση του μεταλλικού σκελετού ξηράς δόμησης και βάσει του δομικού συστήματος της εξωτερικής τοιχοποιίας χρειάστηκε εσωτερικά 75 mm σκελετός, τοποθετήθηκε πλάτη με πλάτη διπλός ορθοστάτης CW 50/50/06.



Σχήμα 5-21: Λεπτομέρεια σύνδεσης μεταλλικού σκελετού ξηράς δόμησης στο σημείο σύνδεσης της δευτερεύουσας δοκού με το υποστύλωμα και το διαγώνιο μέλος – Κλίμακα 1:10

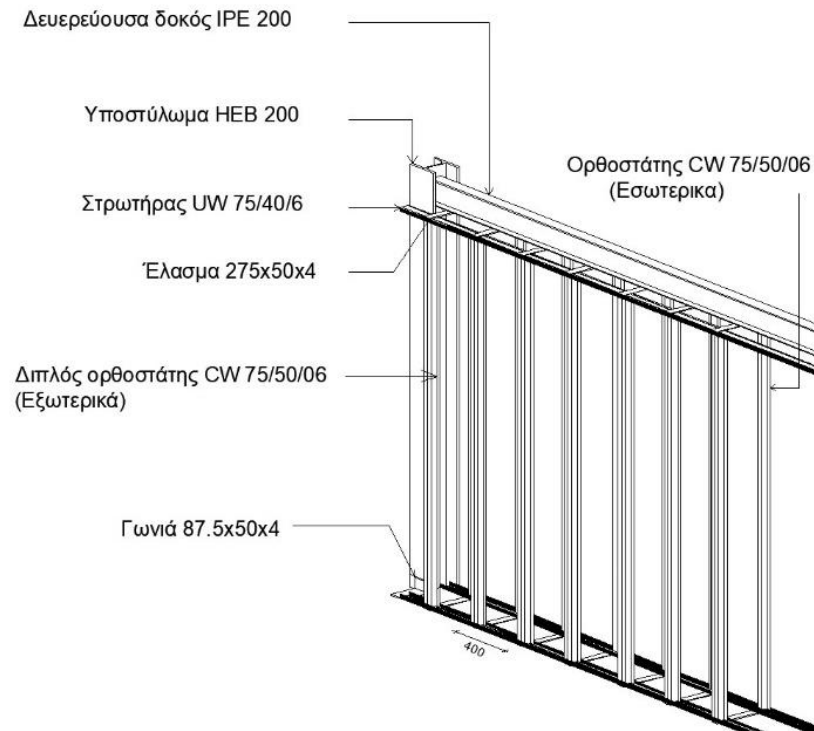
–Αλληλεπίδραση μεταλλικού σκελετού ξηράς δόμησης και σύνδεσης κύριας δοκού υποστυλώματος, διαγώνιου μέλους χιαστί

Στο σημείο σύνδεσης του διαγώνιου μέλους διατομής SHS 80x80x4 με την κύρια δοκό IPE 300 και το υποστύλωμα HEB 200, ισχύει ότι και στην προηγούμενη παράγραφο με την διαφορά ότι, λόγω του μήκους του πέλματος της δοκού ο ορθοστάτης αναγκαστικά διακόπτεται και τοποθετείται έλασμα για τη στήριξη του στρωτήρα στο άνω και στο κάτω πέλαμα της δοκού. Παρουσιάζεται η αντίστοιχη λεπτομέρεια στο Σχήμα 5-22.

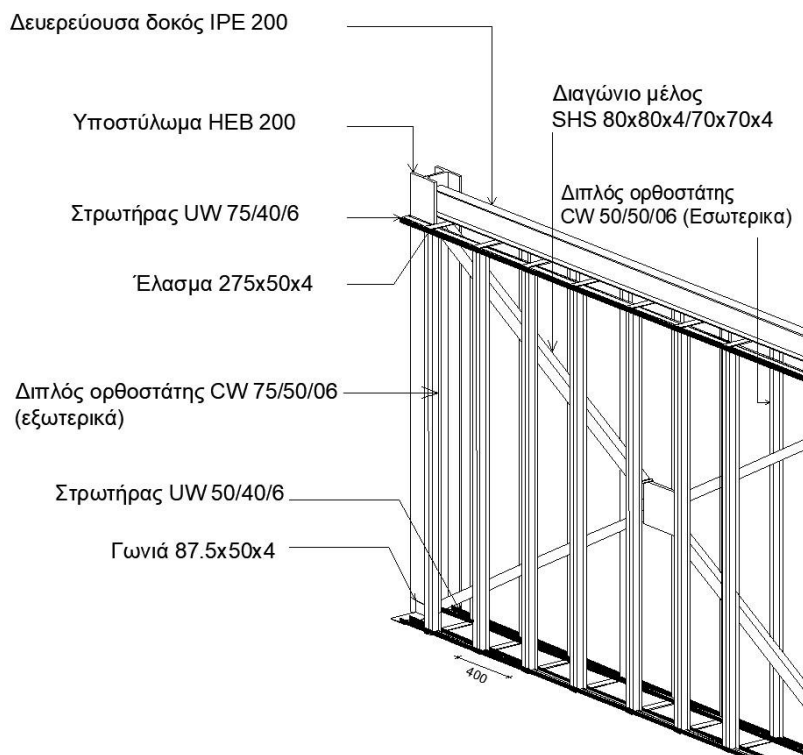


Σχήμα 5-22: Λεπτομέρεια σύνδεσης μεταλλικού σκελετού ξηράς δόμησης στο σημείο σύνδεσης της κύριας δοκού με το υποστύλωμα και το διαγώνιο μέλος – Κλίμακα 1:10

Επίσης, για λόγους πιο προσιτής προσέγγισης δημιουργήθηκαν σχέδια της τρισδιάστατης όψης του μεταλλικού φορέα και του μεταλλικού σκελετού ξηράς δόμησης σε περιοχή με και χωρίς κατακόρυφο σύνδεσμο δυσκαμψίας χιαστί, στα Σχήματα 5-24 και 5-23 αντίστοιχα.

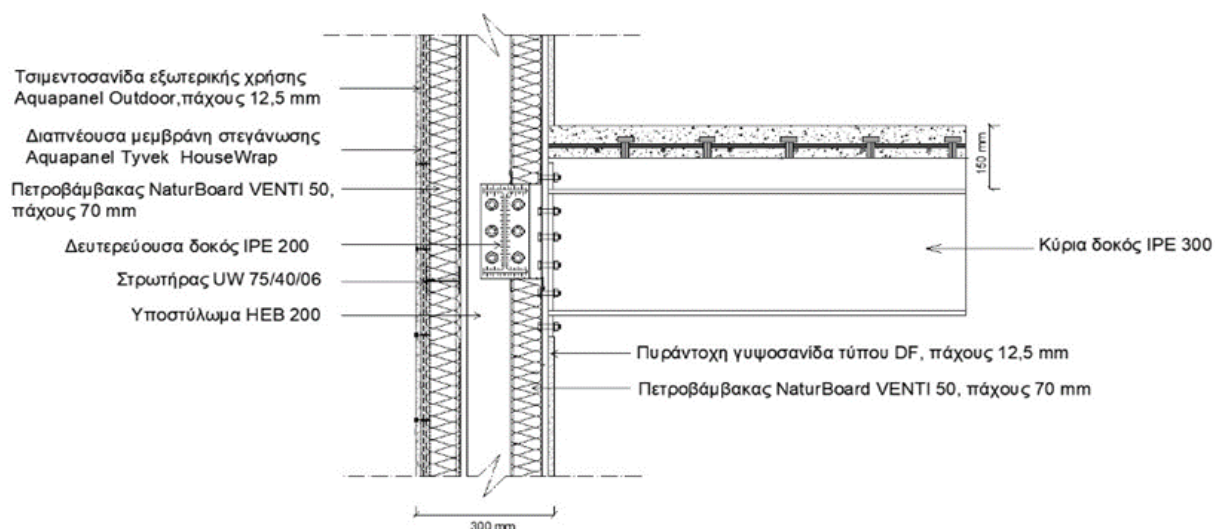


Σχήμα 5-23: Τρισδιάστατη όψη μεταλλικού σκελετού ξηράς δόμησης και μεταλλικού φορέα – Κλίμακα 1:10



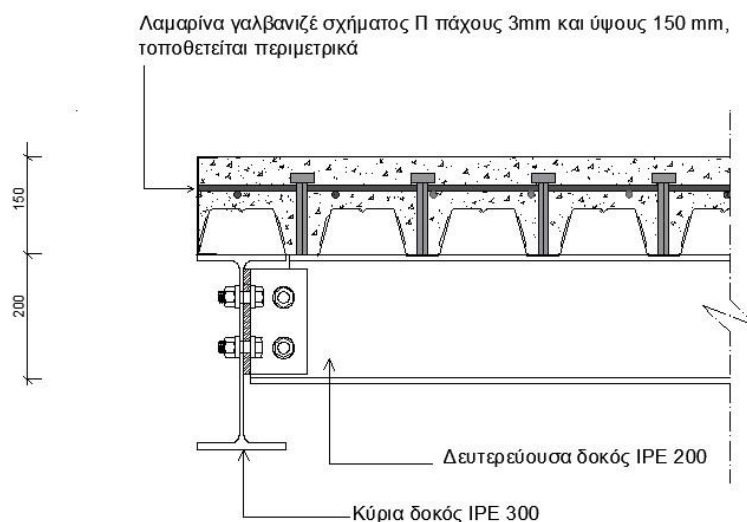
Σχήμα 5-24: Τρισδιάστατη όψη μεταλλικού σκελετού ξηράς δόμησης και μεταλλικού φορέα σε περιοχή με διαγώνια μέλη – Κλίμακα 1:10

Στο Σχήμα 5-25 παρουσιάζεται ενδεικτικά μια τομή εξωτερικού τοίχου. Συγκεκριμένα, παρουσιάζεται το σημείο σύνδεσης της δευτερεύουσας δοκού με το υποσύλωμα, και την κύρια δοκό σε συνδυασμό με όλα τα οικοδομικά υλικά.

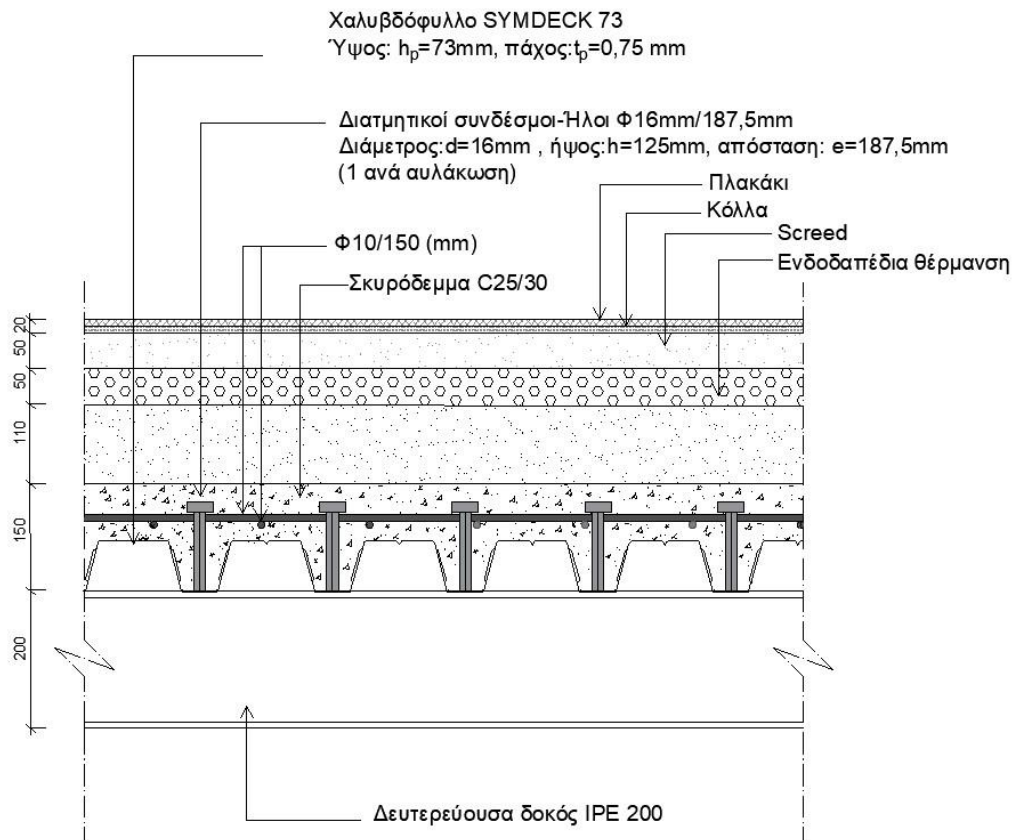


Σχήμα 5-25: Τομή εξωτερικού τοίχου – Κλίμακα 1:10

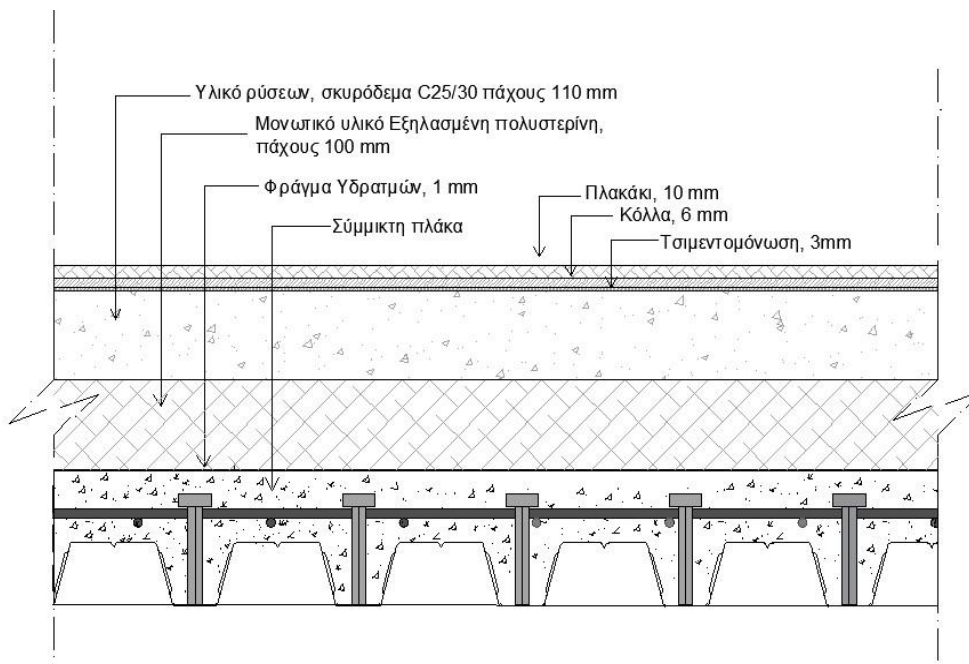
Ακολουθούν τα Σχέδια 5-26 μέχρι 5-31 κατά τα οποία δεν εντοπιστικέ τυχόν αλληλεπίδραση μεταξύ στατικών και οικοδομικών υλικών.



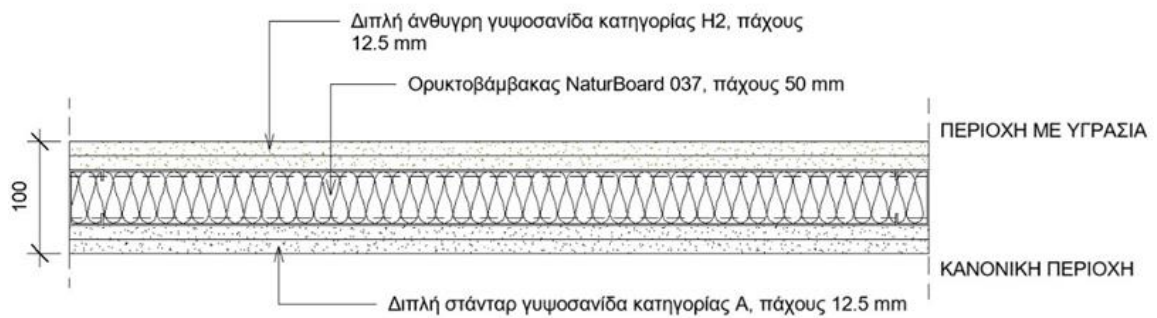
Σχήμα 5-26: Τομή έδρασης σύμμικτης πλάκας επί της κύριας και δευτερεύουσας δοκού – Κλίμακα 1:10



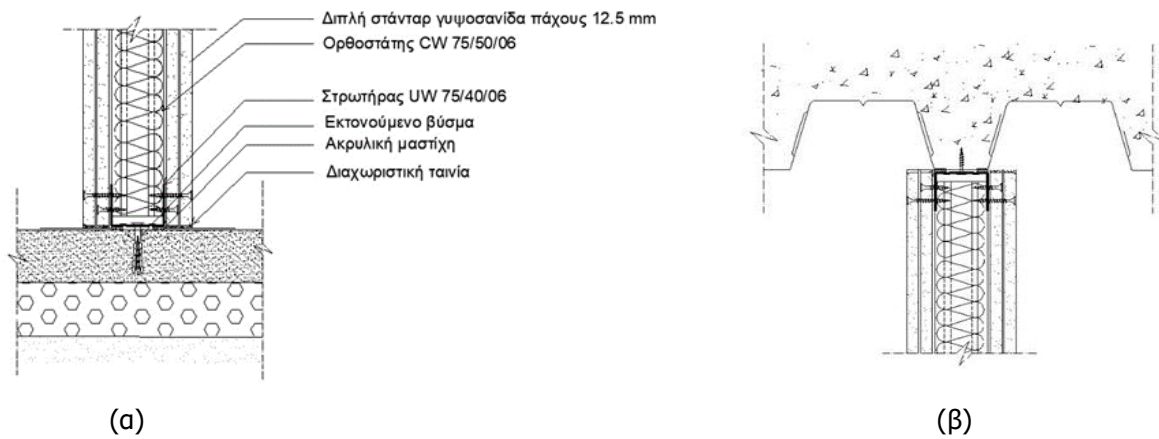
Σχήμα 5-27: Τομή δαπέδου – Κλίμακα 1:10



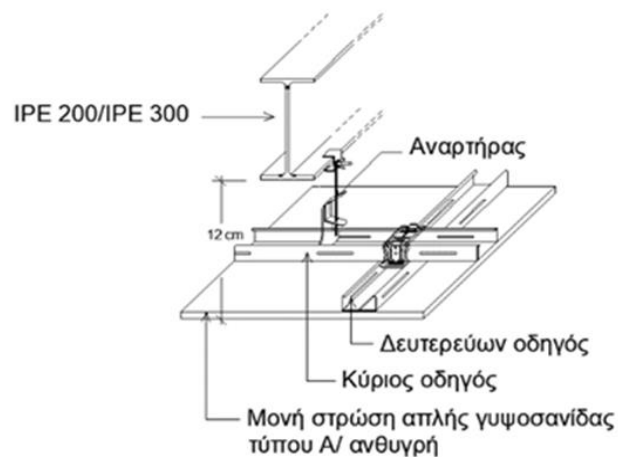
Σχήμα 5-28: Τομή βατού δώματος – Κλίμακα 1:10



Σχήμα 5-29: Κάτοψη εσωτερικού τοίχου μπάνιου σε ισόγειο και όροφο– Κλίμακα 1:5



Σχήμα 5-30: Κατακόρυφη τομή εσωτερικού τοίχου (α) στο δάπεδο, (β) στο σημείο σύνδεσης με το χαλυβδόφυλλο – Κλίμακα 1:5



Σχήμα 5-31: Λεπτομέρεια ψευδοροφής – Κλίμακα 1

6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Κατά την μόρφωση του φορέα και σύμφωνα με τα αποτελέσματα της ανάλυσης διατυπώθηκαν ορισμένες παρατηρήσεις και συμπεράσματα τόσο για το στατικό όσο και για το κατασκευαστικό κομμάτι.

Ο φορέας είναι πιο εύκαμπτος κατά την y διεύθυνση και κατά συνέπεια παρουσιάστηκαν μεγαλύτερες μετακινήσεις σε αυτή τη διεύθυνση απ'ότι στην x . Η εν λόγω παρατήρηση διαπιστώθηκε και με την ύπαρξη των συνδέσμων δυσκαμψίας μόνο κατά την μια διεύθυνση. Δηλαδή, με πακτώσεις στην έδρασα των υποστυλωμάτων και κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας μόνο κατά x , η πρώτη ιδιομορφή του κτιρίου είναι μεταφορική κατά y με ποσοστό συμμετοχής της ιδιομορφικής μάζας 70% και ιδιοπερίοδο $T=2,65$ sec. Ενώ, με συνδέσμους δυσκαμψίας μόνο κατά την y διεύθυνση, η πρώτη ιδιομορφή είναι μεταφορική πάλι κατά y με ποσοστό συμμετοχής της ιδιομορφικής μάζας ίσο με 15% και ιδιοπερίοδο ίση με $T=0,85$ sec.

Πολύ σημαντικό στο σχεδιασμό ήταν η κατάλληλη επιλογή των διατομών. Η διαστασιολόγηση ήταν χρονοβόρα διαδικασία με επαναληπτικές δοκιμές ως προς την διατομή κάθε μέλους, ώστε να επιτευχθούν ικανοποιητικά ποσοστά εκμετάλλευσης, να τηρούνται τα κριτήρια περιορισμού βλαβών και να έχει στο σύνολό του ο φορέας ομοιόμορφη πλάστιμη συμπεριφορά.

Η επιλογή των διατομών των δοκών IPE 300 στην περιοχή της οπής στην στάθμη οροφής ισογείου, είχε σημαντικό ρόλο ως προς την συμπεριφορά του φορέα και τις ιδιομορφές. Επίσης, κατά την διερεύνηση ως προς την διαμόρφωση του φορέα κρίθηκε αναγκαία η ύπαρξη της διατομής IPE 100 και των δύο κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας ανά όροφο στα φαντώματα μικρού ανοίγματος. Με αυτό τον τρόπο επιτυγχάνεται η γωνία των διαγώνιων μελών να είναι περίπου ίση με 45° , με αποτέλεσμα την καλύτερη λειτουργία-αξιοποίηση τους και ταυτόχρονα μειώνεται το μήκος λυγισμού στο μισό, πράγμα που βοηθάει το υποστύλωμα έναντι λυγισμού. Λόγω της αλληλεπίδρασης της αφαίρεσης-πρόσθεσης ή αλλαγής διατομής ενός διαγώνιου μέλους με την συμπεριφορά του κτιρίου, λόγω των περιορισμών που προδιαγράφονται στον Ευρωκώδικα 3 και Ευρωκώδικα 8, λόγω της μη κανονικότητας του κτιρίου και των απαιτητικών αρχιτεκτονικών περιορισμών/προδιαγραφών, έγιναν αρκετές δοκιμές ως προς την διάταξη και την διατομή των διαγώνιων μελών. Επιλέχθηκαν κοίλες τετραγωνικές διατομές με σκοπό την αύξηση της δυστρεψίας και η τοποθέτησή τους έγινε με γνώμονα τους αρχιτεκτονικούς σκοπούς. Με την τελική διάταξη και την κατάλληλη επιλογή των διατομών, παρέχεται μια αρκετά καλή εικόνα της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου. Από την τιμή τις ιδιοπεριόδου, $T=0,709$ sec το συγκεκριμένο κτίριο κρίνεται μέτριο ως προς την ευκαμψία του, ενώ δεν υπάρχουν σαφή όρια για να θεωρείται ένα κτίριο εύκαμπτο ή δύσκαμπτο.

Με βάση τα εντατικά μεγέθη, ως δυσμενέστεροι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας προέκυψαν τα διαγώνια μέλη στον πρώτο όροφο διατομής SHS 70x70x4 και όχι στο ισόγειο το οποίο θα αναμενόταν. Το γεγονός αυτό οφείλεται στην επιπρόσθετη λειτουργία τους λόγω του προβολικού τμήματος των 3 m που υπάρχει στο σημείο αυτό. Ως δυσμενέστερο υποστύλωμα προέκυψε το υποστύλωμα στην εσοχή, στο σημείο που ενώνεται το ορθογώνιο τμήμα του κτιρίου με το προεξέχον, όπου λόγω της γεωμετρίας του κτιρίου κατά τον σεισμικό συνδυασμό επιβαρύνεται περισσότερο. Στο σημείο του προβόλου εκτός από τον εφελκυστήρα κρίθηκε αναγκαία και η ύπαρξη του θλιπτήρα.

Επίσης, παρατηρήθηκε ό,τι εάν οι δοκοί δεν εξετάζονταν ως σύμμικτες θα χρειαζόταν να τοποθετηθούν διαδοκίδες και δευτερεύουσες δοκοί διατομών IPE 240 και IPE 260, δηλαδή αύξηση της διατομής κατά 40-60 cm. Ακόμη, σημειώνεται ότι, θα ήταν εφικτή η χρήση χαλυβδόφυλλο ύψους 60 mm με σύμμικτη πλάκα πάχους 13 cm έναντι του χαλυβδόφυλλου ύψους 73 mm και σύμμικτης πλάκας 15 cm, με αποτέλεσμα την μείωση του βάρους της κατασκευής και της καλύτερης λειτουργίας διατμητικής σύνδεσης.

Κατά την δημιουργία των κατασκευαστικών σχεδίων εντοπίστηκαν σημεία του στατικού φορέα που εμπόδιζαν την εισαγωγή των οικοδομικών υλικών. Επομένως, η επαρκής διερεύνηση ως προς τον εντοπισμό της αλληλεπίδρασης που μπορεί να υπάρχει μεταξύ των στατικών και των οικοδομικών λεπτομερειών, είναι σημαντική για την αποφυγή διαφόρων προβλημάτων που μπορεί να προκύψουν κατά την υλοποίηση του έργου και για την επίτευξη μικρότερου χρόνου κατασκευής. Στην υπό εξέταση μελέτη κατασκευή η έντονη αλληλεπίδραση εντοπίστηκε μεταξύ του μεταλλικού φορέα κτιρίου και των μεταλλικών προφίλ ξηράς δόμησης, κυρίως στα σημεία από όπου διέρχονται τα κατακόρυφα χιαστί μέλη.

Κλείνοντας, επισημαίνεται ότι χρειάζεται ιδιαίτερη προσοχή κατά την μόρφωση του προσομοιώματος του φορέα ούτως ώστε να αντιπροσωπεύει με τον καλύτερο δυνατό τρόπο την πραγματικότητα. Πρέπει να υπάρχει κριτική σκέψη ως προς την λήψη των αποτελεσμάτων, τον εντοπισμό προβλημάτων και να εφοδιάζονται οι έλεγχοι με αναλυτικούς υπολογισμούς τόσο για την εποπτεία των αναλύσεων όσο και για την ορθή στατική λειτουργία του δομήματος.

7 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Βάγιας Ι., (2003). «Σιδηρές κατασκευές. Ανάλυση και διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες Κατασκευές από Χάλυβα και Οπλισμένο Σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2013). «Παραδείγματα Εφαρμογής σε Ειδικά Θέματα Μεταλλικών Κατασκευών». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι., Ηλιόπουλος Α., Θανόπουλος Π. «Σχεδιασμός σύμμικτων γεφυρών από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Γαντές Χ. «Σημειώσεις διαλέξεων Σιδηρές Κατασκευές ΙΙ». ΕΜΠ, Αθήνα.
6. ΕΛΑΣΤΡΟΝ Α.Ε.Β.Ε ΧΑΛΥΒΔΟΥΡΓΙΚΑ ΠΟΡΟΪΟΝΤΑ, (2020). «Χαλυβδόφυλλο Symdeck»
7. Θανόπουλος Π. «Σημειώσεις διαλέξεων Σύμμικτων κατασκευών». ΕΜΠ, Αθήνα.
8. Κυπριακός Οργανισμός Τυποποίησης (CYS). Εθνικό Προσάρτημα Ευρωκώδικα 1 – Μέρος 1-1, Υπουργείο Εσωτερικών Κυπριακής Δημοκρατίας (2020)
9. Κυπριακός Οργανισμός Τυποποίησης (CYS). Εθνικό Προσάρτημα Ευρωκώδικα 1 – Μέρος 1-3, Υπουργείο Εσωτερικών Κυπριακής Δημοκρατίας,(2020).
10. Κυπριακός Οργανισμός Τυποποίησης (CYS),(2020). Εθνικό Προσάρτημα Ευρωκώδικα 1 – Μέρος 1-4, Υπουργείο Εσωτερικών Κυπριακής Δημοκρατίας
11. Κυπριακός Οργανισμός Τυποποίησης (CYS),(2020). Εθνικό Προσάρτημα Ευρωκώδικα 1 – Μέρος 1-5, Υπουργείο Εσωτερικών Κυπριακής Δημοκρατίας
12. Κυπριακός Οργανισμός Τυποποίησης (CYS),(2020). Εθνικό Προσάρτημα Ευρωκώδικα 4 – Μέρος 1-1, Υπουργείο Εσωτερικών Κυπριακής Δημοκρατίας
13. Κυπριακός Οργανισμός Τυποποίησης (CYS),(2019). Εθνικό Προσάρτημα Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 1-1, Υπουργείο Εσωτερικών Κυπριακής Δημοκρατίας
14. Μαλακάτας Ν., Τρέζος Κ. (2011). «Σημειώσεις για την χρήση των Ευρωκωδίκων EN1990 και EN1991», Αθήνα.

15. Υπουργείο Εμπορίου, Βιομηχανίας και Τουρισμού (2010). «Οδηγός θερμομόνωσης κτιρίων», (2) Κύπρος.
16. Ψυχάρης Ι. (2016). «Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας». (1), ΕΜΠ, Αθήνα.
17. CEN, (2002a). EN 1990, Eurocode – «Basis of structural design».
18. CEN, (2002b). EN 1991-1-1, «Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings.».
19. CEN, (2003). EN 1991-1-3, « Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-3: General actions - Snow loads».
20. CEN, (2005). EN 1991-1-4, «Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions».
21. CEN, (2003). EN 1991-1-5, «Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-5: General actions - Thermal actions».
22. CEN,(2005). EN 1993-1-1, «Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings».
23. CEN, (2005). EN 1993-1-8, «Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints».
24. CEN, (2005). EN 1994-1-1, «Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings».
25. CEN, (2004). EN1998-1-1, «Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings».
26. CEN/TC, (2023). Approval of prEN 1991-1-4, «Wind actions».
27. Computers & Structures, INC, (2022), «Eurocode 3-2005 with Eurocode 8-2004 Steel Frame Design Manual for SAP 2000» United State of America
28. Dias Architects, Nicosia & Theodotou A., ΑΠΘ. Nicosia
29. Knauf, (2012). « Τοιχοποιίες μεταλλικού σκελετού Knauf».
30. Knauf, (2017). «Συστήματα Εξωτερικής Τοιχοποιίας».
31. Knauf, (2019). «Κατάλογος προϊόντων».
32. Knauf, «Προστασία απο τη φωτιά, οδηγός πυραντοχών συστημάτων Knauf»
33. knauf, «Σύστημα εξωτερικής τοιχοποιίας με Aquarpanel W388».
34. knauf, «Σύστημα εσωτερικής τοιχοποιίας για χώρους με υγρασία».
35. knauf, «Συστήματα δόμησης: Οροφές με γυψοσανίδα».
36. Mapei, Polygrass «Standard roofing details ROOFING AND WATERPROOFING SYNTHETIC MEMBRANES MAPEPLAN PVC-P MAPEPLAN T FPO».

