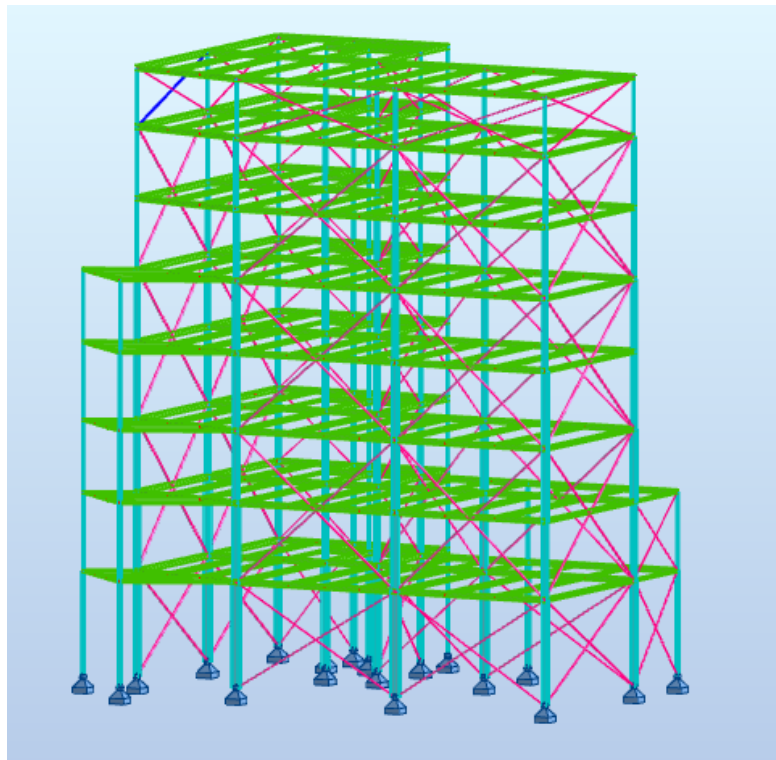




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

**Μελέτη οκταώροφου σύμμικτου κτιρίου και
έλεγχος μελών σε συνθήκες πυρκαγιάς**



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Μοσχονάς Νικόλαος
Επιβλέπων: Αβραάμ Τάσος

Αθήνα, Νοεμβριος 2021
ΕΜΚ ΜΕ 2021/9

Copyright © Μοσχονάς Νικόλαος, Νοέμβριος 2021

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος.

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση σε αρχείο πληροφοριών, διανομή, αναπαραγωγή, μετάφραση ή μετάδοση της παρούσας εργασίας, εξ' ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό, υπό οποιαδήποτε μορφή και με οποιοδήποτε μέσο επικοινωνίας, ηλεκτρονικό ή μηχανικό, χωρίς την προηγούμενη έγγραφη άδεια του συγγραφέα. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στην χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τον συγγραφέα. Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από την Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

Copyright © Moschonas Nikolaos, November 2021
All rights reserved.

No part of the present thesis may be copied, stored in a retrieval system, distributed, reproduced, translated or transmitted in any form or by any means, electronic or mechanical, for commercial purpose, without the prior written permission of the author. Reproduction, storage and distribution for non-profit, educational or research purposes are permitted, provided the source is acknowledged and this message is retained. Questions regarding the use of the present thesis for profit should be addressed to the author. The approval of the present thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens does not imply acceptance of the views of the author (Law 5343/1932, Article 202).

Μοσχονάς Νικόλαος, Νοεμβριος 2021
Μελέτη οκταώροφου σύμμικτου κτιρίου και έλεγχο μελών σε συνθήκες πυρκαγιάς
Μεταπτυχιακή Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2021/9
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Moschonas Nikolaos, November 2021
Eight-storey complex building study and fire resistance analysis
Master thesis ΕΜΚ ΜΕ 2021/9
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας Περιεχομένων

<i>Περίληψη</i>	-8-
<i>Abstract</i>	-9-
<i>Ευχαριστίες</i>	-10-
1 Περιγραφή του έργου	- 11 -
1.1 Εισαγωγή	- 11 -
1.2 Έμπνευση του έργου.....	- 12 -
1.3 Γενικά στοιχεία έργου	- 12 -
1.3.1 Κατόψεις ορόφων	- 13 -
1.3.2 Υλικά κατασκευής.....	- 15 -
2 Δράσεις επί της κατασκευής	- 17 -
2.1 Γενικά	- 17 -
2.2 Μόνιμες δράσεις.....	- 17 -
2.3 Μεταβλητές δράσεις.....	- 18 -
2.4 Δράσεις ανέμου	- 19 -
2.4.1 Παράμετροι για τον υπολογισμό των φορτίων ανέμου.....	- 20 -
2.4.2 Άνεμος +X.....	- 23 -
2.4.3 Εξωτερικές πιέσεις ανέμου +X	- 24 -
2.4.4 Άνεμος -X	- 32 -
2.4.5 Άνεμος +Y	- 35 -
2.4.6 Άνεμος -Y	- 45 -
2.4.7 Τελικές πιέσεις ανέμου.....	- 50 -
2.5 Σεισμικές δράσεις.....	- 50 -
2.5.1 Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού.....	- 50 -
2.5.2 Κατηγορίες Εδάφους	- 52 -
2.5.3 Κατηγορία και σπουδαιότητα κατασκευής	- 53 -
2.5.4 Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού	- 54 -
2.5.5 Συντελεστής συμπεριφοράς q	- 55 -
2.5.6 Δεδομένα αντισεισμικού σχεδιασμού κτιρίου.....	- 58 -
2.6 Οριακές καταστάσεις κατασκευής	- 58 -
2.6.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας.....	- 58 -
2.6.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	- 60 -
3 Διαστασιολόγηση Σύμμικτων Πλακών	- 62 -
3.1 Γενικά στοιχεία.....	- 62 -

3.2 Έλεγχος χαλυβδόφυλλου στην φάση κατασκευής	64 -
3.3 Έλεγχος πλακών στην φάση λειτουργίας	65 -
4 Διαστασιολόγηση Σύμμικτων Στοιχείων Κτιρίου	67 -
4.1 Διαστασιολόγηση Σύμμικτων Δοκών.....	67 -
4.1.1 Έλεγχος δοκών στην φάση κατασκευής.....	68 -
4.1.2 Έλεγχος δοκών στην φάση λειτουργίας	70 -
4.1.3 Τελικές διατομές Δοκών Κτιρίου	71 -
5 Προσομοίωση Κτιρίου στο Λογισμικό Ανάλυσης	74 -
5.1 Κάνναβος σχεδίασης μοντέλου	74 -
5.2 Προσομοίωση υλικών.....	75 -
5.3 Προσομοίωση διατομών στοιχείων κτιρίου	76 -
5.4 Προσομοίωση διαφραγμάτων.....	77 -
5.5 Προσομοίωση στηρίξεων φορέα	78 -
5.6 Τελικός φορέας.....	79 -
5.7 Τοπικοί άξονες μελών	80 -
5.8 Προσομοίωση φορτίων.....	80 -
5.8.1 Ίδιον βάρος φορέα.....	80 -
5.8.2 Πρόσθετα μόνιμα φορτία κατασκευής	83 -
5.8.3 Ωφέλιμα φορτία κατασκευής.....	84 -
5.8.4 Φορτία ανέμου.....	85 -
5.8.5 Φάσμα σεισμού.....	93 -
5.9 Ταλαντούμενη μάζα.....	94 -
5.10 Προσομοίωση συνδυασμών φόρτισης.....	95 -
6 Προκαταρκτική Ανάλυση Φορέα.....	96 -
6.1 Σύστημα Παραλαβής Οριζόντιων Φορτίων	96 -
6.1.1 Γενικά	96 -
6.1.2 Εναλλακτικές θέσεις χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας	97 -
6.1.3 Τελική θέση συνδέσμων δυσκαμψίας	98 -
6.1.4 Προσομοιώματα Φορέα Ανάλυσης	100 -
6.2 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών φορέα	103 -
6.2.2 Διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων $[V_z]$	106 -
6.2.3 Διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων $[V_y]$	107 -
6.2.4 Διαγράμματα ροπών κάμψης $[M_y]$	108 -
6.2.5 Διαγράμματα ροπών κάμψης $[M_z]$	109 -

6.3 Προδιαστασιολόγηση φορέα	- 110 -
6.3.1 Συμπεριφορά δομικών μελών	- 110 -
6.3.2 Διαστασιολόγηση τυπικών διατομών υποστυλώματος και συνδέσμων δυσκαμψίας	- 111 -
6.3.3 Τελικές διατομές συνδέσμων δυσκαμψίας και υποστυλωμάτων στατικής ανάλυσης	- 113 -
6.4 Συμπεράσματα Στατικής Ανάλυσης	- 115 -
7 Δυναμική Φασματική Ανάλυση Κτιρίου	- 116 -
7.1 Επιρροή Φαινομένων 2 ^{ας} Τάξεως	- 116 -
7.1.1 Συντελεστής Ευαισθησίας Σχετικής Μετακίνησης Ορόφου θ	- 116 -
7.1.2 Υπολογισμός συντελεστών ευαισθησίας κτιρίου	- 116 -
7.1.3 Σεισμικοί συνδυασμοί ελέγχου των διαγώνιων μελών	- 117 -
7.2 Ικανοτικός Σχεδιασμός	- 118 -
7.2.1 Γενικά	- 118 -
7.2.2 Κριτήρια σχεδιασμού πλαισίων με συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα	- 118 -
7.2.3 Ικανοτικός Σχεδιασμός Διαγώνιων Μελών	- 119 -
7.2.4 Ικανοτικός σχεδιασμός υποστυλωμάτων	- 121 -
7.3 Έλεγχος Περιορισμού Βλαβών	- 126 -
7.3.1 Γενικά	- 126 -
7.3.2 Διατμητικές Παραμορφώσεις Ορόφων Κτιρίου	- 126 -
7.3.3 Συμπεράσματα	- 127 -
7.4 Συμπεράσματα Δυναμικής Φασματικής Ανάλυσης	- 127 -
8 Συνδέσεις μελών κτιρίου	- 128 -
8.1 Σύνδεση υποστυλώματος – κύριας δοκού	- 128 -
8.1.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά σύνδεσης	- 128 -
8.1.2 Σχέδιο σύνδεσης υποστυλώματος με την κύρια δοκό	- 129 -
8.2 Σύνδεση υποστυλώματος – δευτερεύουσας δοκού	- 130 -
8.2.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά σύνδεσης	- 130 -
8.2.2 Σχέδιο σύνδεσης υποστυλώματος με την δευτερεύουσα δοκό	- 130 -
8.3 Σύνδεση κύριας – δευτερεύουσας δοκού (διαδοκίδας)	- 131 -
8.3.1 Έλεγχος κοιλίωσης	- 131 -
8.3.2 Σχέδιο σύνδεσης κύριας δοκού – δευτερεύουσας δοκού	- 133 -
8.4 Σύνδεση κύριας δοκού με διαδοκίδες	- 133 -
8.4.1 Έλεγχος κοιλίωσης γωνιακού ελάσματος	- 134 -

8.4.2 Έλεγχος συγκόλλησης γωνιακού ελάσματος	135 -
8.4.3 Σχέδιο σύνδεσης κύριας δοκού με διαδοκίδες	135 -
8.5 Σύνδεση υποστυλώματος – χιαστί συνδέσμου δυσκαμψίας	136 -
8.5.1 Έλεγχος κοχλιών σε ολίσθηση	136 -
8.5.2 Επιλογή αποστάσεων.....	137 -
8.5.3 Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας	137 -
8.5.4 Έλεγχος κοχλιών σε διάτμηση	137 -
8.5.5 Έλεγχος πλαστιμής αστοχίας.....	138 -
8.5.6 Διαστασιολόγηση λεπίδας σύνδεσης.....	138 -
8.5.7 Διαστασιολόγηση συγκόλλησης.....	138 -
8.5.8 Σχέδιο σύνδεσης υποστυλώματος – χιαστί συνδέσμου δυσκαμψίας	138 -
8.6 Διαμόρφωση βάσης έδρασης.....	139 -
8.6.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά σύνδεσης.....	139 -
8.6.2 Σχέδιο βάσης έδρασης υποστυλώματος	140 -
9 Έλεγχος Βασικών Μελών σε Πυρκαγιά.....	142 -
9.1 Απαιτούμενος Δείκτης Πυραντίστασης.....	142 -
9.2 Έλεγχος Μη Μονωμένων Μελών σε Πυρκαγιά.....	142 -
9.2.1 Έλεγχος μη μονωμένης Δοκού σε πυρκαγιά	142 -
9.2.2 Έλεγχος Μη μονωμένου Συνδέσμου Δυσκαμψίας σε Πυρκαγιά.....	144 -
9.2.3 Έλεγχος Μη μονωμένου Υποστυλώματος σε πυρκαγιά	145 -
9.3 Μόνωση και Έλεγχος Μελών σε Πυρκαγιά.....	148 -
9.3.1 Μόνωση δοκού με πλάκες ορυκτοβάμβακα.....	148 -
9.3.2 Μόνωση δοκού με εκτοξευόμενο επίχρισμα.....	149 -
9.3.3 Μόνωση δοκού με διογκούμενο χρώμα	149 -
9.3.4 Μόνωση Υποστυλώματος σε Πυρκαγιά	150 -
10 Κόστος κατασκευής.....	151 -
10.1 Μάζα κατασκευής	151 -
10.2 Κόστος χάλυβα κατασκευής.....	151 -
10.3 Κόστος σκυροδέματος.....	152 -
10.4 Συνολικό κόστος κατασκευής	152 -
11 Βιβλιογραφία.....	153 -

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΜΕΤΑΠΤΥΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΜΕ 2021/9

Μελέτη οκταώροφου σύμμικτου κτιρίου και έλεγχος μελών σε συνθήκες πυρκαγιάς

Μοσχονάς Νικόλαος (Επιβλέπων: Αβραάμ Τάσος)

Περίληψη

Αντικείμενο της μεταπτυχιακής εργασίας είναι ο σχεδιασμός, η ανάλυση και η διαστασιολόγηση ενός οκταώροφου μεταλλικού κτιρίου, ύψους 29m, μήκους 25.30m και πλάτους 19.20m. Είναι μη κανονικό σε κάτοψη και όψη. Πρόκειται να κατασκευαστεί στο κέντρο της Θεσσαλονίκης και θα χρησιμοποιηθεί ως επαγγελματικός χώρος. Το υλικό κατασκευής είναι δομικός χάλυβας κατηγορίας S355. Η κατασκευή αποτελείται από μεταλλικά υποστυλώματα και κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας, σύμμικτες πλάκες και σύμμικτες δοκούς. Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατάσσονται περιμετρικά του κτιρίου σε όλες τις διευθύνσεις του, έχοντας τις δοκούς πακτωμένες στα υποστυλώματα, τα οποία αρθρώνονται στην βάση του κτιρίου κατά τις διευθύνσεις X και Y. Οι αναλύσεις πραγματοποιούνται με γραμμική ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης (linear modal analysis). Η μελέτη, η ανάλυση και η διαστασιολόγηση των μεταλλικών στοιχείων του φορέα υλοποιείται με χρήση του λογισμικού προγράμματος Robot Structural Analysis 2017, της Autodesk. Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλο Symdeck 73 και αναλύονται από το πρόγραμμα SymDeck Designer 2. Επίσης, οι σύμμικτες δοκοί κατασκευάζονται με χρήση διατμητικών ήλων προκειμένου να γίνει πλήρης εκμετάλλευση των αυξημένων αντοχών τους. Η διαστασιολόγησή τους πραγματοποιείται με χρήση του προγράμματος ArcelorMittal Beams Calculator για την δυσμενέστερη φόρτισή τους (Οριακή Κατάσταση Αστοχίας). Στη συνέχεια, πραγματοποιείται ικανοτικός σχεδιασμός της κατασκευής για συντελεστή σεισμικής συμπεριφοράς $q=4,00$. Επιπλέον, πραγματοποιείται έλεγχος των αμφιαρθρωτών δοκών και υποστυλωμάτων έναντι πυρκαγιάς και, όπου χρειάζεται, γίνεται και η αντίστοιχη μόνωσή τους με κατάλληλες τεχνικές. Τέλος, παρουσιάζονται οι πιο σημαντικές συνδέσεις μεταξύ μελών της κατασκευής και πραγματοποιείται υπολογισμός του συνολικού βάρους του κτιρίου και του συνολικού κόστους του.

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

MASTER THESIS
EMK ME 2021/9

Eight – storey complex building study and fire resistance analysis

Moschonas Nikolaos (supervisor: Avraam Tasos)

Abstract

The aim of the present master thesis is the design, analysis and dimensioning of an eight-storey metal building, 29m high, 25.30m long and 19.20m wide. It is non-normal on the top view and face view. The building will be constructed in the center of Thessaloniki and it will be used as a commercial space. The construction material is S355 Structural Steel. The construction consists of metal columns and buckling restrained braced frames, composite slabs and composite beams. The buckling restrained braced frames are arranged around the perimeter of the building in all its directions, with the beams fixed to the columns, which are pinned at the base of the building in the X and Y directions. Analyses are performed with linear modal spectrum analysis. The study, analysis and dimensioning of the metal elements of the body is performed using the Autodesk Robot Structural Analysis 2017 software. The composite slabs consist of Symdeck 73 steel sheet and are analyzed using the SymDeck Designer 2 software. Moreover, the composite beams are made using shear pins in order to take full advantage of their increased strengths. The dimensioning is performed using ArcelorMittal Beams Calculator software for the load failure case mode (Ultimate Limit States). Subsequently, antiseismic design of the structure is performed for a seismic behavior factor $q = 4.00$. In addition, the both-side pinned beams and the columns are inspected against fire and, where necessary, their insulation is done with appropriate techniques. Finally, the most important connections between members of the construction are presented and the total weight of the building and its total cost are calculated.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επίκουρο καθηγητή του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου κύριο Αβραάμ Τάσο, επιβλέπων της μεταπτυχιακής εργασίας, για την άριστη συνεργασία μας που συνετέλεσε στην επιτυχή υλοποίηση της. Οι επιστημονικές γνώσεις, οι πολύτιμες συμβουλές και η αποτελεσματική καθοδήγησή του θα είναι αρωγός στην επαγγελματική μου σταδιοδρομία.

Επίσης, θα ήθελα να εκφράσω την ευγνωμοσύνη μου και στην οικογένειά μου για την ψυχολογική, συναισθηματική και υλική τους υποστήριξη για την ολοκλήρωση των ακαδημαϊκών μου υποχρεώσεων.

1 Περιγραφή του έργου

1.1 Εισαγωγή

Αντικείμενο της μεταπτυχιακής εργασίας είναι η μελέτη, η μόρφωση, η ανάλυση και η διαστασιολόγηση ενός σύμμικτου κτιρίου, διαστάσεων 25.30m x 19.20m και συνολικού ύψους 29.00m. Το κτίριο αποτελείται από οκτώ υπέργειους ορόφους και το συνολικό εμβαδόν του είναι 3.077m². Η κατασκευή αποτελείται από μεταλλικά υποστυλώματα, σύμμικτες – μεταλλικές δοκούς και σύμμικτες πλάκες. Επίσης, τοποθετούνται κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και στις τέσσερις διευθύνσεις του κτιρίου. Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων του φορέα πραγματοποιείται με χρήση των ισχύοντων ευρωπαϊκών κανονισμών:

- Ευρωκώδικας 0 – Βάσεις σχεδιασμού δομημάτων
- Ευρωκώδικας 1 – Βάσεις σχεδιασμού και δράσεων στις κατασκευές
- Ευρωκώδικας 3 – Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών
- Ευρωκώδικας 8 – Αντισεισμικός κανονισμός των κατασκευών

Στο 1^ο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα γενικά στοιχεία της μελέτης, γίνεται αναφορά στην κατασκευή που αποτέλεσε έμπνευση για την εκπόνηση της παρούσας εργασίας και αναφέρονται πληροφορίες για τα υλικά της κατασκευής.

Στο 2^ο κεφάλαιο υπολογίζονται τα φορτία που ασκούνται στο κτίριο. Τα ίδια βάρη, τα πρόσθετα μόνιμα και τα κινητά φορτία, οι δράσεις ανέμου με βασική ταχύτητα $V_b=27\text{m/s}$, κατηγορία εδάφους IV, που επιβάλλονται στον φορέα στις διευθύνσεις 0°, 90°, 180° και 270°. Επιπλέον, για τον αντισεισμικό σχεδιασμό του κτιρίου εφαρμόζεται η δυναμική φασματική μέθοδος με χρήση του φάσματος του ευρωκώδικα 8 (EC8) για σεισμό με επιτάχυνση αναφοράς $a_{gR} = 0.24\text{g}$ και συντελεστή συμπεριφοράς $q = 4.00$. Τέλος, προσδιορίζονται όλοι οι συνδυασμοί φορτίσεων σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας.

Στο 3^ο κεφάλαιο παρουσιάζεται η διαστασιολόγηση των πλακών της κατασκευής με χρήση του λογισμικού SymDeck Designer, υπολογισμένη στην δυσμενέστερη τομή του κτιρίου.

Στο 4^ο κεφάλαιο πραγματοποιείται η διαστασιολόγηση των σύμμικτων διατομών με χρήση του προγράμματος ArcelorMittal Beams Calculator.

Στο 5^ο κεφάλαιο υλοποιούνται οι βασικές προσομοιώσεις της κατασκευής στο πρόγραμμα Robot Structural Analysis 2017, της Autodesk.

Στο 6^ο κεφάλαιο παρουσιάζεται η προκαταρκτική ανάλυση του φορέα.

Στο 7^ο κεφάλαιο εφαρμόζεται η δυναμική φασματική ανάλυση του κτιρίου.

Στο 8^ο κεφάλαιο διαμορφώνονται έξι βασικές συνδέσεις μεταλλικών στοιχείων της κατασκευής. Σύνδεση υποστυλώματος – κύριας δοκού, υποστυλώματος – δευτερεύουσας δοκού, κύριας δοκού – δευτερεύουσας δοκού, κύριας δοκού με δύο διαδοκίδες, υποστυλώματος – χιαστί συνδέσμου δυσκαμψίας και διαμόρφωση βάσης έδρασης.

Στο 9^ο κεφάλαιο πραγματοποιείται έλεγχος βασικών μελών της κατασκευής σε πυρκαγιά.

Στο 10^ο κεφάλαιο υπολογίζεται το βάρος της κατασκευής και ένα ενδεικτικό κόστος της.

Στο 11^ο κεφάλαιο αναφέρεται η βιβλιογραφία που χρησιμοποιήθηκε για την εκπόνηση της μεταπτυχιακής εργασίας.

1.2 Έμπνευση του έργου

Η έμπνευση για την μελέτη της κατασκευής της μεταπτυχιακής εργασίας προήλθε από ένα οκταόροφο κτίριο που βρίσκεται στην Θεσσαλονίκη. Το κτίριο αυτό είναι κατασκευασμένο εξ ολοκλήρου από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Ο στόχος της παρούσας εργασίας είναι να κατασκευαστεί, εκ νέου, ένα οκταόροφο οικοδόμημα, το οποίο θα είναι σύμμικτη κατασκευή. Αρχιτεκτονικά θα έχει το ίδιο εξωτερικό περίγραμμα με το αρχικό σχέδιο, αλλά εσωτερικά θα είναι προσαρμοσμένο στις στατικές και δυναμικές απαιτήσεις της μεταλλικής κατασκευής. Με αυτές τις τροποποιήσεις σε υποστυλώματα και δοκούς, επιτυγχάνεται η εκμετάλλευση των πλεονεκτημάτων των μεταλλικών κατασκευών, έναντι των κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Συνοπτικά, τα πλεονεκτήματα των μεταλλικών κατασκευών είναι τα εξής:

- Περιορισμός απαιτούμενων υποστυλωμάτων – Δυνατότητα μεγαλύτερων ενιαίων χώρων
- Καλύτερη αντισεισμική συμπεριφορά, διότι ο χάλυβας είναι ελαστικότερος από το σκυρόδεμα
- Ελαφρύτερες κατασκευές – Μείωση κόστους κατασκευής και καλύτερη αντισεισμική συμπεριφορά
- Ταχύτερος χρόνος κατασκευής
- Ο χάλυβας είναι ανακυκλώσιμο υλικό – μετά το τέλος του χρόνου ζωής του κτιρίου, ο ιδιοκτήτης μπορεί να μεταπωλήσει το δομικό υλικό ως ανακυκλώσιμο.

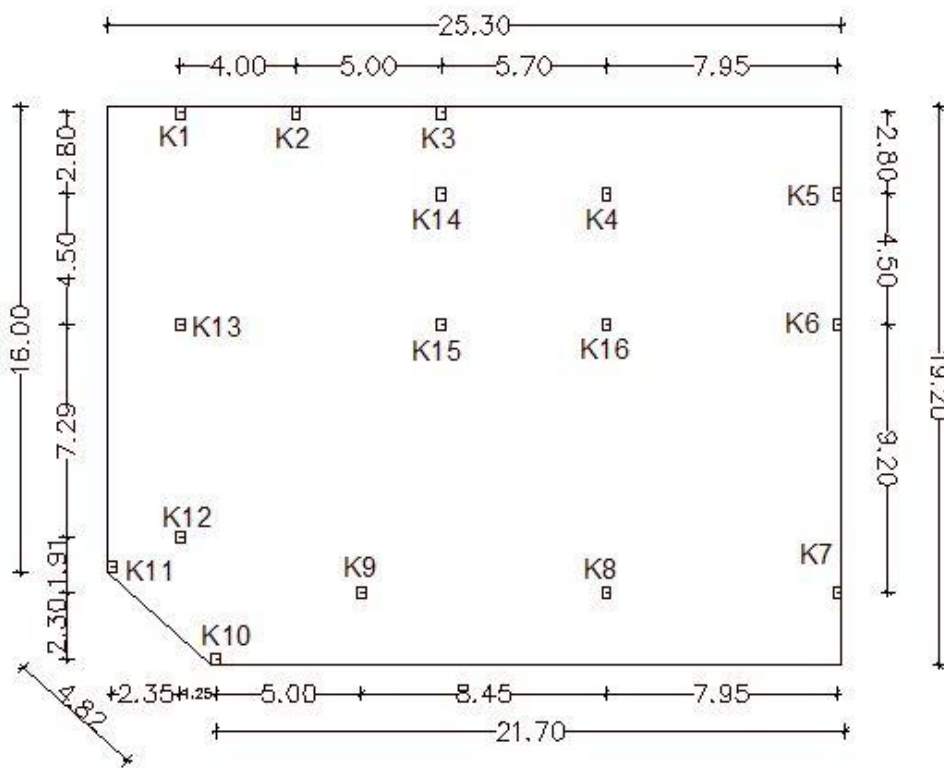
1.3 Γενικά στοιχεία έργου

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται οι μεταλλότυποι όλων των ορόφων του κτιρίου και δίδονται σημαντικές πληροφορίες για τον φέροντα οργανισμό, ούτως ώστε να γίνει πλήρως κατανοητή η μορφή του.

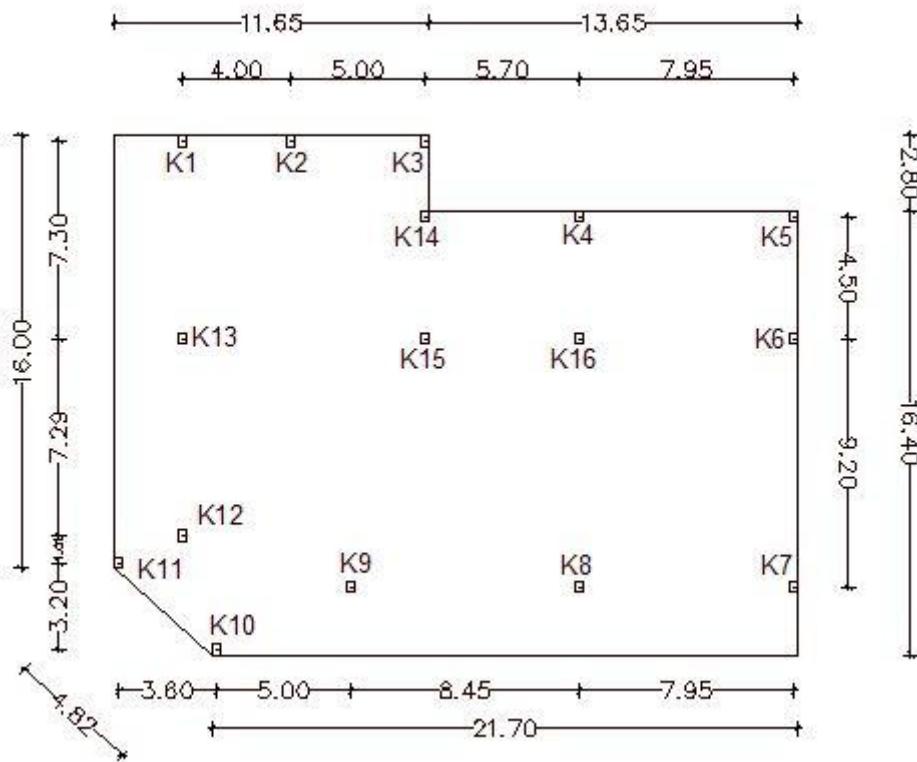
1.3.1 Κατόψεις ορόφων

Το κτίριο που μελετάται είναι ένα οκταώροφο οικοδόμημα που προορίζεται για επαγγελματική χρήση (στέγαση γραφείων και επιχειρήσεων). Αποτελείται από οκτώ υπέργειους ορόφους. Παρατίθενται οι μεταλλότυποι των πλακών των οκτώ ορόφων του κτιρίου μελέτης. Δεν απεικονίζονται οι αρχιτεκτονικές κατόψεις του κτιρίου, διότι στην παρούσα εργασία επιδιώκεται η διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων της κατασκευής. Δεν έχει πραγματοποιηθεί αρχιτεκτονικός σχεδιασμός των εσωτερικών χώρων.

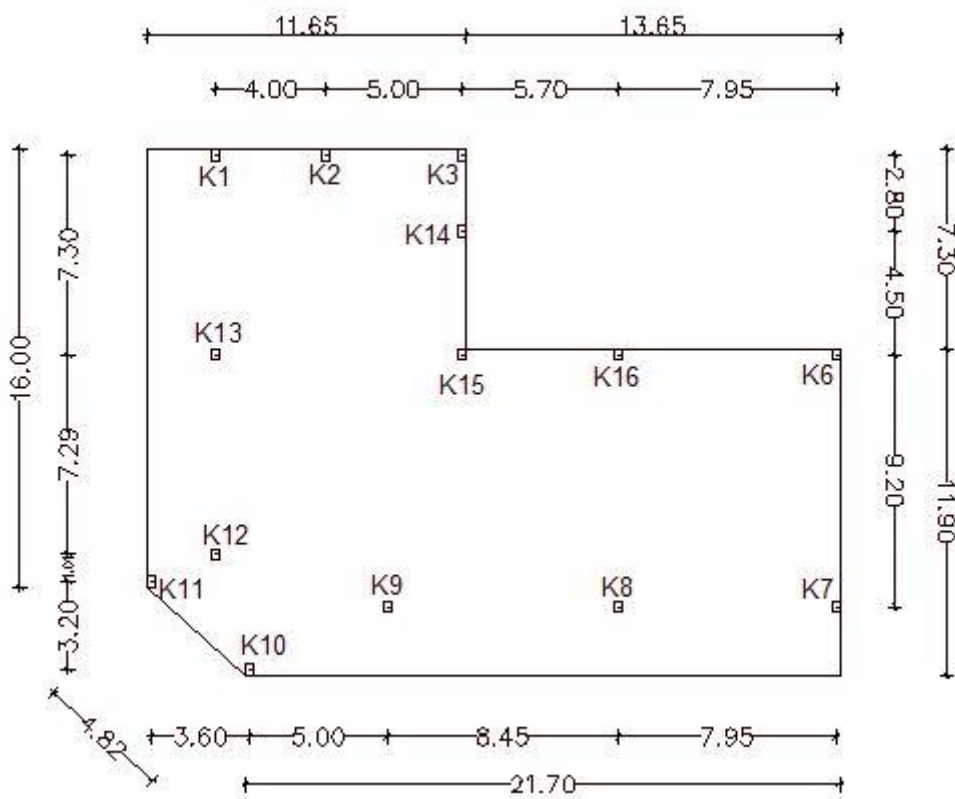
Αξίζει να σημειωθεί ότι θα παρουσιαστούν ο μεταλλότυπος του ισογείου, του πρώτου ορόφου, του δεύτερου ορόφου, του τρίτου ορόφου που ταυτίζεται με του τέταρτου και του πέμπτου ορόφου, του έκτου ορόφου που ταυτίζεται με του έβδομου και του όγδου ορόφου.



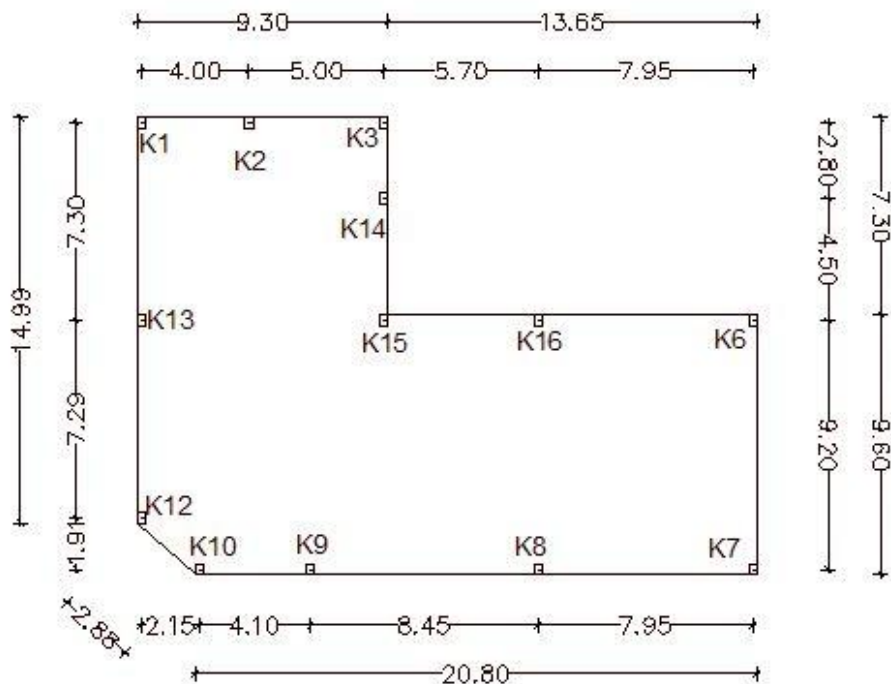
Σχήμα 1.1 Κάτοψη 1^{ου} ορόφου (+5,05m)



Σχήμα 1.2 Κάτοψη 2^{ου} ορόφου (+8,80m)



Σχήμα 1.3 Κάτοψη 3^{ου} (+12,25m) – 4^{ου} (+15,95m) – 5^{ου} ορόφου (+19,40m)



Σχήμα 1.4 Κάτοψη 6^{ου} (+22,80m) – 7^{ου} (+26,20m) – 8^{ου} ορόφου (+29,00m)

1.3.2 Υλικά κατασκευής

Η κατασκευή είναι σύμμικτη. Αποτελείται από χαλύβδινα υποστυλώματα και συνδέσμους δυσκαμψίας και σύμμικτες πλάκες και δοκούς. Χρησιμοποιήθηκε δομικός χάλυβας S355 και σκυρόδεμα C25/30. Στις επομενες παραγράφους αναφέρονται τα υλικά κατασκευής, οι ιδιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά τους.

1.3.2.1 Δομικός χάλυβας

Ο δομικός χάλυβας S355 είναι η ποιότητα του χάλυβα που χρησιμοποιείται για την ανάλυση, την διαστασιολόγηση και την κατασκευή των υποστυλωμάτων και των συνδέσμων δυσκαμψίας του κτιρίου.

Οι ιδιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά τους παρουσιάζονται στην ευρωπαϊκή προδιαγραφή EN 10025. Στον πίνακα παρουσιάζονται οι χαρακτηριστικές τιμές του ορίου διαρροής f_y και της εφελκυστικής αντοχής (όριο θραύσης) f_u του δομικού χάλυβα S355.

✚ Μέτρο Ελαστικότητας	$E = 210.000 \text{ MPa}$	
✚ Λόγος Poisson $\nu = 0,30$		
✚ Μέτρο Διάτμησης	$G = 81.000 \text{ MPa}$	
✚ Ειδικό Βάρος	$\gamma_s = 78,50 \text{ kN/m}^3$	
✚ Πυκνότητα	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$	
✚ Συντελεστής Θερμικής Διαστολής	$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ (για $T \leq 100^\circ\text{C}$)	
✚ Τάση Σχεδιασμού	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M}, \gamma_M = 1$	(1-1)

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα κατά EN 10025	Πάχος στοιχείου t		Πάχος στοιχείου t	
	t ≤ 40 mm		40 mm ≤ t ≤ 80 mm	
	f _y (MPa)	f _u (MPa)	f _y (MPa)	f _u (MPa)
S355	355	490	325	470

Πίνακας 1.1 Μηχανικά χαρακτηριστικά δομικού χάλυβα S355

1.3.2.2 Σκυρόδεμα

Για τις σύμμικτες δοκούς και πλάκες χρησιμοποιήθηκε ποιότητα σκυροδέματος C25/30, που αντιστοιχεί σε αντοχή κυλίνδρου 25MPa. Οι ποιότητες του σκυροδέματος βασίζονται στην χαρακτηριστική αντοχή κυλινδρικών δοκιμών 28 ημερών.

- ✚ Μέση τιμή επιβατικού μέτρου ελαστικότητας: $E_{cm} = 30.500 \text{ MPa}$
- ✚ Ειδικό βάρος οπλισμένου σκυροδέματος: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
- ✚ Λόγος Poisson:
 - Για ελαστικές παραμορφώσεις: $\nu = 0,20$
 - Για ρηγματωμένο σκυρόδεμα: $\nu = 0,00$
- ✚ Τάση σχεδιασμού: $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \gamma_c = 1,50$ (1-2)

Ποιότητα σκυροδέματος	f _{ck} (MPa)	f _{cm} (MPa)	f _{ctm} (MPa)	f _{ctk,0.05} (MPa)	f _{ctk,0.95} (MPa)
C25/30	25	33	2,60	1,80	3,30

Πίνακας 1.2 Τιμές Αντοχών σε MPa σκυροδέματος C25/30

1.3.2.3 Χάλυβας οπλισμών

Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε για τον σχεδιασμό και την κατασκευή των σύμμικτων πλακών είναι B500C με όριο διαρροής f_{ys} = 500 MPa. Τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά του χάλυβα οπλισμών του σκυροδέματος είναι τα ίδια με εκείνα του δομικού χάλυβα.

Τάση σχεδιασμού: $f_{sd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s}, \gamma_s = 1,15$ (1-3)

1.3.2.4 Διατμητικοί ήλοι

Η διατμητική σύνδεση μεταξύ της σιδηροδοκού και του σκυροδεματος στις σύμμικτες δοκού, πραγματοποιείται με την κατάλληλη διάταξη διατμητικών συνδέσμων. Χρησιμοποιήθηκαν διατμητικοί ήλοι κεφαλής TRW, τύπου NelsonKB 3/4''-125, διαμέτρου 16mm και 3/4''-150, διαμέτρου 22mm, ανάλογα με την διάσταση της δοκού. Η διάταξη τους πραγματοποιείται σε δύο σειρές. Η εφελκυστική αντοχή τους είναι f_u = 450 MPa.

2 Δράσεις επί της κατασκευής

2.1 Γενικά

Μία κατασκευή πρέπει να σχεδιάζεται έτσι ώστε να εξασφαλίζεται ένας κατάλληλος βαθμός αξιοπιστίας σε συνάρτηση με την οικονομικότητα. Θα πρέπει να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις αλλά και τις επιδράσεις από το περιβάλλον, που μπορεί να εμφανιστούν κατά την κατασκευή και τη διάρκεια ζωής της και να παραμένει κατάλληλη για χρήση. Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση αλλά και τη μορφή του έργου προσδιορίζονται οι δράσεις (φορτία) βάση των οποίων θα γίνει η ανάλυση του φορέα, με σκοπό τον προσδιορισμό των δυσμενέστερων εντατικών μεγεθών των δομικών στοιχείων-μελών. Οι δράσεις καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 1 ο οποίος παρέχει για κάθε χώρα ιδιαίτερες πληροφορίες.

Γίνεται διαχωρισμός των δράσεων βάσει των διακυμάνσεων τους στον χρόνο στις εξής κατηγορίες:

- *Μόνιμες Δράσεις (G)*, στις οποίες συγκαταλέγονται το ίδιο βάρος της κατασκευής, ο σταθερός εξοπλισμός, οι επιστρώσεις, οι έμμεσες δράσεις από συστολή ξήρανσης και οι διαφορικές καθιζήσεις,
- *Μεταβλητές Δράσεις (Q)*, στις οποίες περιλαμβάνονται τα ωφέλιμα φορτία τις κατασκευής, οι πιέσεις του ανέμου, τα φορτία του χιονιού και τα φορτία από γερανογέφυρες,
- *Τυχηματικές Δράσεις (A)*, οι οποίες οφείλονται σε εκρήξεις, πρόσκρουση οχήματος ή πυρκαγιά.
- *Σεισμικές Δράσεις (E)*

Επιπρόσθετα οι δράσεις μπορούν να κατηγοριοποιηθούν με βάση:

1. Την προέλευση τους (άμεσες και έμμεσες)
2. Την χωρική τους μεταβολή (σταθερές ή ελεύθερες)
3. Την φύση του και/ή την απόκριση της κατασκευής (στατικές ή δυναμικές)

2.2 Μόνιμες δράσεις

Μόνιμες δράσεις είναι όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως είναι το ίδιο βάρος των φερόντων στοιχείων, επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων, τοίχοι πληρώσεως, επικαλύψεις και επενδύσεις, ψευδοροφές, υδραυλικά και ηλεκτρικά συστήματα, κλιματιστικά συστήματα.

Τα μόνιμα φορτία που δρουν στο κτίριο που μελετάται είναι τα εξής:

1. Ίδιον βάρος φερόντων μεταλλικών στοιχείων $q_s = \gamma_s \cdot A_{\text{διατομής}}$
2. Ίδιον βάρος σύμμικτων πλακών $q_{\text{πλάκας}} = 2,88 \text{ kN/m}^2$
3. Πρόσθετα μόνιμα φορτία $q_{\text{additional}} = 3,50 \text{ kN/m}^2$

2.3 Μεταβλητές δράσεις

Στις μεταβλητές δράσεις περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, αποθηκευμένων αγαθών και οχημάτων. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους. Έτσι, τα μεταβλητά φορτία προσδιορίζονται στατιστικά. Οι τιμές τους δίνονται από τους κανονισμούς και πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στον φορέα και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους. Επειδή όμως η πιθανότητα ταυτόχρονης φόρτισης όλου του φορέα με μεταβλητές δράσεις είναι μικρή, προβλέπονται κάποιοι συντελεστές απομείωσης.

Ανάλογα με την χρήση των κτιρίων γίνεται μία κατηγοριοποίηση βάσει του πίνακα 2.1 καθώς τα επιβαλλόμενα φορτία ανά κατηγορία χρήσης φαίνονται στον πίνακα αυτόν.

Κατηγορία	Συγκεκριμένη χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κτίρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορούν να συναθροιστούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A,B,D)	<p>C1: Χώροι με τραπέζια (σχολικοί χώροι, νηπαιγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσε φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής)</p> <p>C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα (χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής)</p> <p>C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού (χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτίρια)</p> <p>C4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες (γυμναστηρια, αίθουσες χωρού, αίθουσες συναυλιών)</p>
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	<p>D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης</p> <p>D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα</p>

Πίνακας 2.1 Κατηγορίες χρήσης δομημάτων

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q_k (kN/m ²)
<u>Κατηγορία Α και Β</u>	
Δάπεδα	2
Σκάλες	3,50
<u>Κατηγορία C</u>	
C1	3
C2	5
C3	5
C4	5
C5	7,50
<u>Κατηγορία D</u>	
D1	5
D2	5

Πίνακας 2.2 Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα κτιρίων σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του EN1991 (μεταβλητές δράσεις)

- ✓ Η κατασκευή ανήκει στην κατηγορία Β, όσον αφορά τις φορτιζόμενες επιφάνειες.
 $q_{live} = 2 \text{ kN/m}^2$

2.4 Δράσεις ανέμου

Οι δράσεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα διαδραματίζουν σημαντικό ρόλο και, σε άλλες περιπτώσεις, αποτελούν τη βασική φόρτιση. Η τιμή των δράσεων του ανέμου μεταβάλλεται ανάλογα με την περιοχή θεμελίωσης, το ύψος της κατασκευής και το είδος του περιβάλλοντος χώρου.

Οι δυνάμεις του ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και ενδέχεται να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Συνήθως, όμως, η επίδραση αυτή είναι μικρή, οπότε οι ανεμοπιέσεις θεωρούνται στατικά φορτία και σαν τέτοια θα αντιμετωριστούν στην εργασία.

Η σημαντικότερη παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα ανέμου, που επηρεάζεται από ένα πλήθος παραγόντων, όπως η γεωγραφική θέση, η φυσική θέση, η τοπογραφία, οι διαστάσεις του κτιρίου (κυρίως το ύψος), η μέση ταχύτητα του ανέμου, το σχήμα της κατασκευής, η κλίση της στέγης και η ταχύτητα του ανέμου.

Στην εργασία υπολογίζεται το φορτίο ανέμου για τις τέσσερις διευθύνσεις του ορίζοντα, δηλαδή άνεμος +X, -X, +Y, -Y. Όλη η διαδικασία που ακολουθείται για τον υπολογισμό των δράσεων του ανέμου, περιλαμβάνεται στον Ευρωκώδικα 1, μέρος 1-4 (EN 1991-1-4).

2.4.1 Παράμετροι για τον υπολογισμό των φορτίων ανέμου

2.4.1.1 Κατηγορία εδάφους

Όλες οι περιοχές ταξινομούνται σε κατηγορίες ανάλογα με το ανάγλυφο του εδάφους τους. Από αυτή τη διαδικασία, προκύπτουν τα ύψη z_0 και z_{min} .

Ακόμη, υπάρχουν άλλα δύο ύψη που χρησιμεύουν στους υπολογισμούς.

Το z_{max} και το $z_{0,II}$.

- z_{max} , είναι το μέγιστο ύψος και λαμβάνεται ίσο με 200m
- z_0 είναι το μήκος τραχύτητας και ορίζεται από τον πίνακα
- z_{min} , είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται από τον πίνακα
- $z_{0,II}$ είναι το μήκος τραχύτητας της κατηγορίας εδάφους II και ορίζεται από τον ευρωκώδικα

Κατηγορία εδάφους	Περιγραφή κατηγορίας εδάφους	z_0 (m)	z_{min} (m)
0	Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοιχτή θάλασσα	0,003	1,00
I	Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1,00
II	Περιοχή με χαμηλή βλάστηση, όπως γρασίδι και μεμονομένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2,00
III	Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονομένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (χωρία, προάστια, μόνιμα δάση)	0,30	5,00
IV	Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το ύψος ξεπερνά τα 15m.	1,00	10,00

Πίνακας 2.3 Κατηγορίες εδάφους θεμελίωσης

Το κτίριο θα κατασκευαστεί στην περιοχή της Θεσσαλονίκης. Επιλέγεται **κατηγορία εδάφους IV** – Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το ύψος ξεπερνά τα 15m.

$z_0=1,00m$ και $z_{min}=10,00m$

2.4.1.2 Βασική ταχύτητα του ανέμου

Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, $v_{b,0}$, είναι η χαρακτηριστική 10 λεπτών μέση ταχύτητα του ανέμου, ανεξάρτητα από τη διεύθυνσή του και από την εποχή του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος, σε ανοιχτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως

γρασίδι και με μεμονωμένα εμπόδια σε απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων. Σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα, η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, $V_{b,0}$, ορίζεται για έναν τυπικό άνεμο στην Ελλάδα σε:

- 33m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10km από την ακτή
- 27m/s για την υπόλοιπη χώρα.

Η βασική ταχύτητα του ανέμου υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$V_b = C_{dir} * C_{season} * V_{b,0} \quad (2-1)$$

όπου:

- V_b είναι η βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10m πάνω από έδαφος κατηγορίας II
- $V_{b,0}$ είναι θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητα του ανέμου, που σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα και την γεωγραφική θέση κατασκευής του έργου, η τιμή της ισούται με $V_{b,0} = 27\text{m/s}$
- C_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης, η τιμή του οποίου για διάφορες διευθύνσεις ανέμου ισούται με $1 \rightarrow C_{dir} = 1$
- C_{season} είναι ο εποχικός συντελεστής, η τιμή του οποίου ισούται με $1 \rightarrow C_{season} = 1$

$$V_b = C_{dir} * C_{season} * V_{b,0} = 1 * 1 * 33(\text{m/s}) = 33\text{m/s} \rightarrow V_b = 27\text{m/s}$$

2.4.1.3 Συντελεστής τραχύτητας

Ο συντελεστής τραχύτητας, $C_r(z)$, λαμβάνει υπόψη τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω:

- του ύψους πάνω από το έδαφος
- της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου

Ο συντελεστής τραχύτητας υπολογίζεται από την σχέση:

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

$$C_r(z) = C_r(z_{\min}), \text{ για } z \leq z_{\min} \quad (2-3)$$

όπου:

$$k_r = 0,19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (2-4)$$

- z_0 είναι το μήκος τραχύτητας

$$k_r = 0,19 * \left(\frac{1}{0,05}\right)^{0,07} = 0,19 * 1,233 = 0,234 \rightarrow k_r = 0,234$$

2.4.1.4 Μέση ταχύτητα ανέμου

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

$$V_m(z) = C_{r(z)} * C_{o(z)} * V_b \quad (2-5)$$

όπου:

- $V_m(z)$ είναι η μέση ταχύτητα του ανέμου
- $C_{r(z)}$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας
- $C_{o(z)}$ είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους που ορίζεται στο εθνικό προσάρτημα με τιμή που ισούται με $1 \rightarrow C_{o(z)}=1$
- V_b είναι η βασική ταχύτητα του ανέμου

2.4.1.5 Στροβιλισμός ανέμου

Η ένταση του στροβιλισμού $I_v(z)$ σε ύψος z ορίζεται ως η τυπική απόκλιση του στροβιλισμού διαιρούμενη με τη μέση ταχύτητα του ανέμου. Οι προτεινόμενοι κανόνες για τον προσδιορισμό του $I_v(z)$ δίνονται στην παρακάτω εξίσωση:

$$I_v(z) = \frac{k_1}{[c_0(z) * \ln(\frac{z}{z_0})]} \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (2-6)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}), \quad \text{για } z \leq z_{\min} \quad (2-7)$$

όπου:

- k_1 είναι ο συντελεστής στροβιλισμού. Η τιμή του k_1 που θα χρησιμοποιηθεί σε μια χώρα μπορεί να δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα. Η προτεινόμενη τιμή του $k_1=1$.
- z_0 είναι ο συντελεστής τραχύτητας
- $c_0(z)$ είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους. Λαμβάνεται $c_0(z)=1$

2.4.1.6 Πίεση ταχύτητας αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$ σε ύψος z , η οποία περιλαμβάνει μέση και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, προσδιορίζεται από την εξίσωση:

$$q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * 0,50 * \rho * V_m^2(z) \quad (2-8)$$

όπου

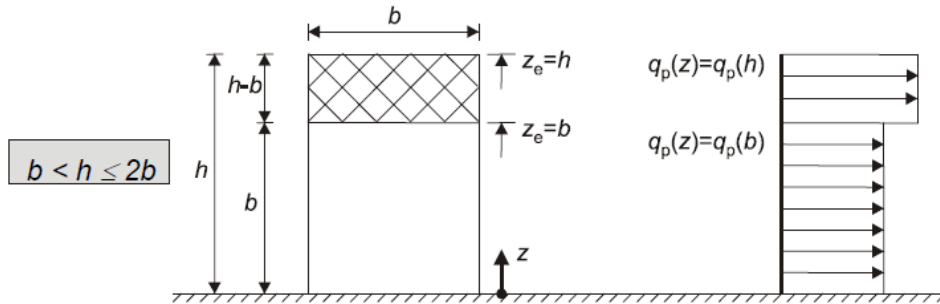
- $I_v(z)$ είναι η ένταση του στροβιλισμού του ανέμου
- ρ είναι η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθυελλών και είναι ίση με
 $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3 = 1,25 * 10^{-3} \text{ kN/m}^3$
- $V_m(z)$ είναι η μέση ταχύτητα του ανέμου

2.4.2 Άνεμος +X

Παρατηρείται ότι παρόλο που οι κατόψεις διαφέρουν από όροφο σε όροφο, οι συνολικές τους διαστάσεις είναι ακριβώς οι ίδιες:

- $b_1=19,20\text{m}$, $d_1=25,30\text{m}$ (1ο – 5οόροφο)
- $b_2 = 16,90\text{m}$, $d_2 = 22,95\text{m}$ (6ο – 8ο όροφο)
- $h=29,00\text{m}$

Κατανομή πίεσης του ανέμου: $b=19,20\text{m} < h=29,00\text{m} < 2*b=38,40\text{m}$



Σχήμα 2.1 Κατανομή πίεσης καθ' ύψος για $b < h < 2b$

Έχουμε δυο κατανομές καθ' ύψος:

1. 1^η στάθμη: $z_{e1} = 19,20\text{m}$ (επιφάνεια του εδάφους οροφή 5^{ου} ορόφου)
2. 2^η στάθμη: $z_{e2} = 29,00\text{m}$ (οροφή 5^{ου} ορόφου ~ κορυφή κτιρίου)

$$e_1 = \min \{b_1, 2*h\} = \min \{19,20\text{m} ; 58,00\text{m}\} \rightarrow e_1 = 19,20\text{m} \quad (2-9)$$

$$e_2 = \min \{b_2, 2*h\} = \min \{16,90\text{m} ; 58,00\text{m}\} \rightarrow e_2 = 16,90\text{m} \quad (2-10)$$

Χωρίζω την όψη σε ζώνες Α, Β, C και z_1, z_2 :

• Στάθμη $z_{e1} = 19,20\text{m}$

$$\text{a) } l_A = \frac{e_1}{5} = \frac{19,20}{5} = 3,84\text{m} \quad (2-11)$$

$$\text{b) } l_B = \frac{4}{5} * e_1 = \frac{4}{5} * 19,20 = 15,36\text{m} \quad (2-12)$$

$$\text{c) } l_C = d_1 - l_A - l_B = 6,10\text{m} \quad (2-13)$$

$$\text{➤ } V_m(z_{e1}) = C_{r(z)} * C_{o(z)} * V_b = k_r * \ln\left(\frac{z_{e1}}{z_0}\right) * C_{o(z)} * V_b = 0,234 * \ln\left(\frac{19,20}{1,00}\right) * 1 * 27 = 18,657\text{m/s}$$

$$\text{➤ } I_v(z_{e1}) = \frac{k_1}{[c_0(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)]} = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{19,20}{1,00}\right)} = 0,338 \rightarrow I_v(z_{e1}) = 0,338$$

$$\text{➤ } q_p(z_{e1}) = [1 + 7 * I_v(z)] * 0,50 * \rho * V_m^2(z) = [1 + 7 * 0,338] * 0,50 * 1,25 * 10^{-3} * (18,657)^2 = 0,732 \text{ kN/m}^2 \rightarrow q_p(z_{e1}) = 0,732 \text{ kN/m}^2$$

- **Στάθμη $z_{e2} = 29,00\text{m}$**

a) $l_A = \frac{e_2}{5} = \frac{16,90}{5} = 3,38\text{m}$

b) $l_B = \frac{4}{5} * e_2 = \frac{4}{5} * 16,90 = 13,52\text{m}$

c) $l_C = d_2 - l_A - l_B = 6,05\text{m}$

➤ $V_m(z_{e2}) = C_{r(z)} * C_{o(z)} * V_b = k_r * \ln\left(\frac{z_{e2}}{z_0}\right) * C_{o(z)} * V_b = 0,234 * \ln\left(\frac{29}{1,00}\right) * 1 * 27 = 21,276\text{m/s}$

➤ $I_v(z_{e2}) = \frac{k_1}{[c_0(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)]} = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{29,00}{1,00}\right)} = \rightarrow I_v(z_{e2}) = 0,297$

➤ $q_p(z_{e2}) = [1 + 7 * I_{v(z)}] * 0,50 * \rho * V_m^2(z) = [1 + 7 * 0,297] * 0,50 * 1,25 * 10^{-3} * (21,276)^2 = 0,732 \text{ kN/m}^2 \rightarrow q_p(z_{e2}) = 0,871 \text{ kN/m}^2$

2.4.3 Εξωτερικές πιέσεις ανέμου +X

✚ Η εξωτερική πίεση του ανέμου υπολογίζεται από τον τύπο $W_e = q_p(z_e) * C_{pe}$ (2-14)

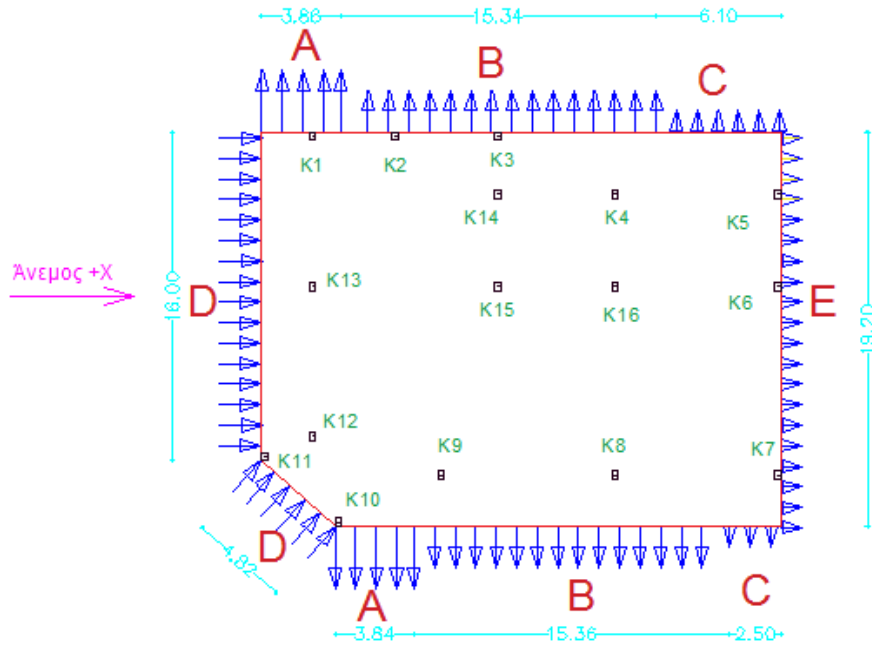
✚ Φορτιζόμενες επιφανείες: A,B,C,D,E > $10\text{m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$

- **Στάθμη $z_{e1} = 19,20\text{m}$**

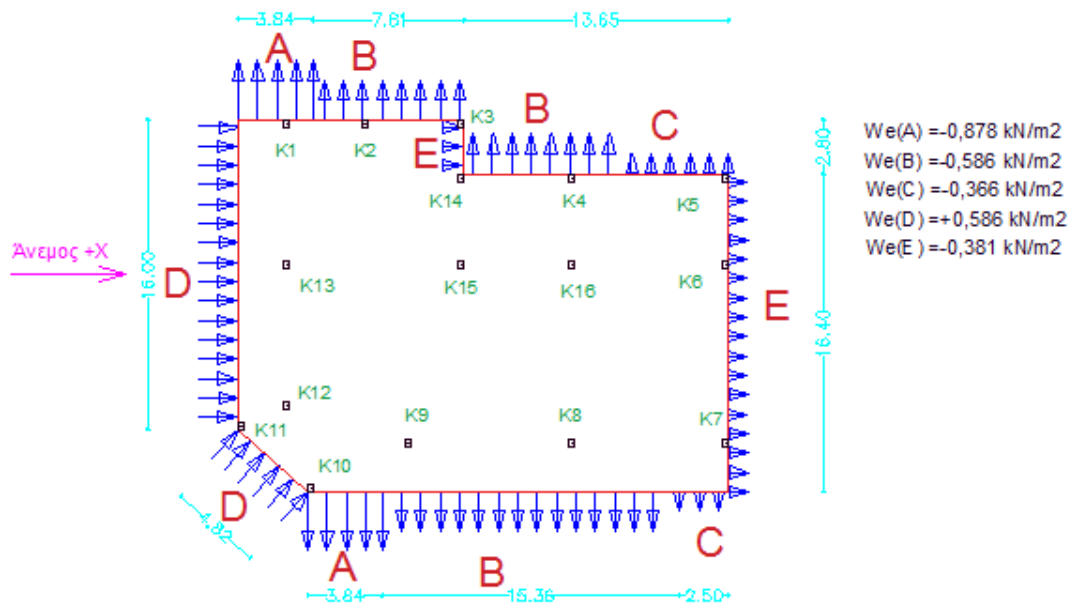
Από τον πίνακα 7.1 του ευρωκώδικα 1 για $\frac{h}{d_1} = \frac{29,00}{25,30} = 1,14$ (2-15)

και $q_p(z_{e1}) = 0,732 \text{ kN/m}^2$ υπολογίζεται η εξωτερική πίεση του ανέμου:

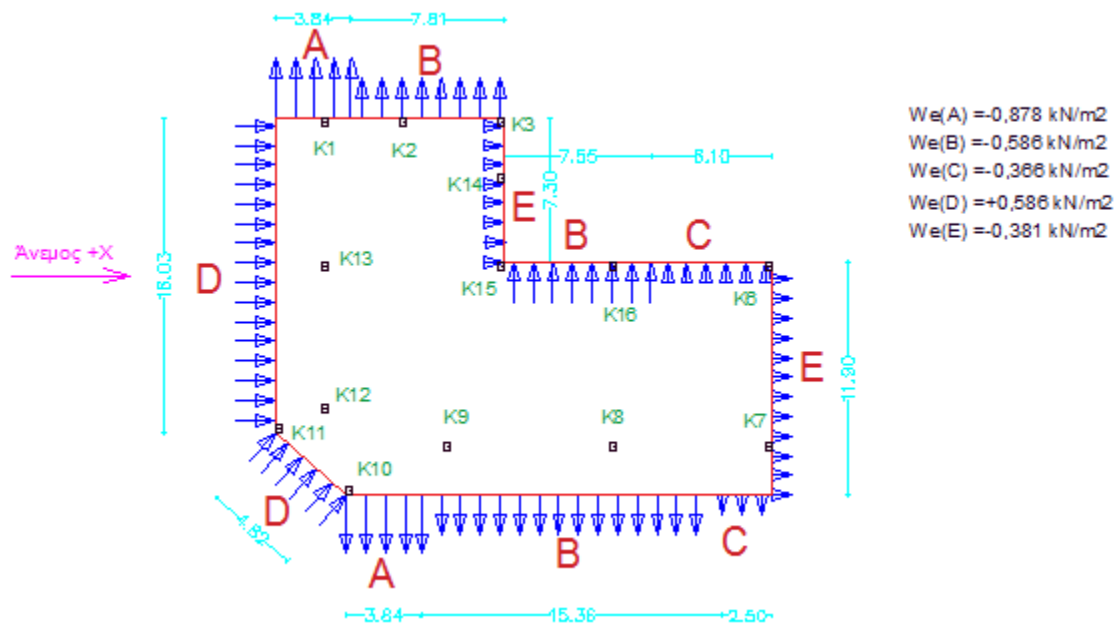
1. $C_{pe,A} = -1,20 \rightarrow W_{e,A} = -0,878 \text{ kN/m}^2$
2. $C_{pe,B} = -0,80 \rightarrow W_{e,B} = -0,586 \text{ kN/m}^2$
3. $C_{pe,C} = -0,50 \rightarrow W_{e,C} = -0,366 \text{ kN/m}^2$
4. $C_{pe,D} = +0,80 \rightarrow W_{e,D} = +0,586 \text{ kN/m}^2$
5. $C_{pe,E} = -0,52 \rightarrow W_{e,E} = -0,381 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 2.2 Εξωτερικές πιέσεις ανέμου +X στον 1^ο όροφο (+5,05m)



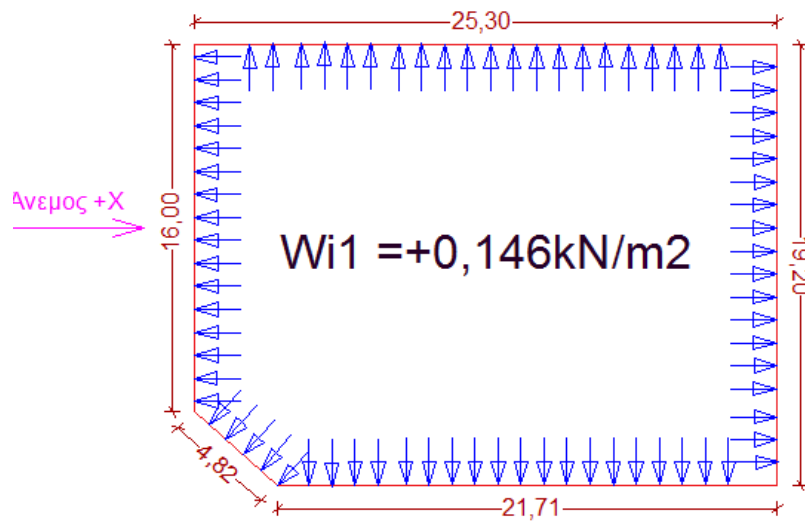
Σχήμα 2.3 Εξωτερικές πιέσεις ανέμου +X στον 2^ο όροφο (+8,80m)



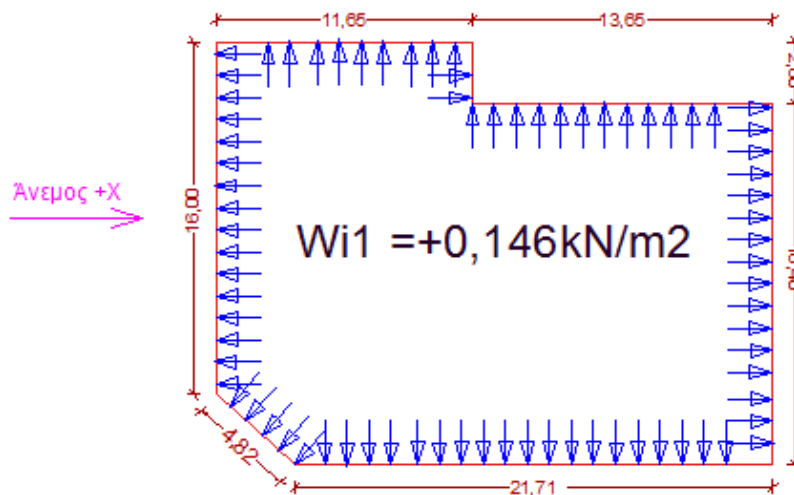
Σχήμα 2.4 Εξωτερικές πιέσεις ανέμου +X στον 3^ο όροφο (+12,25m) – 4^ο όροφο (15,95m) – 5^ο όροφο (+19,40m)

- Στάθμη $z_{e1} = 19,20\text{m}$

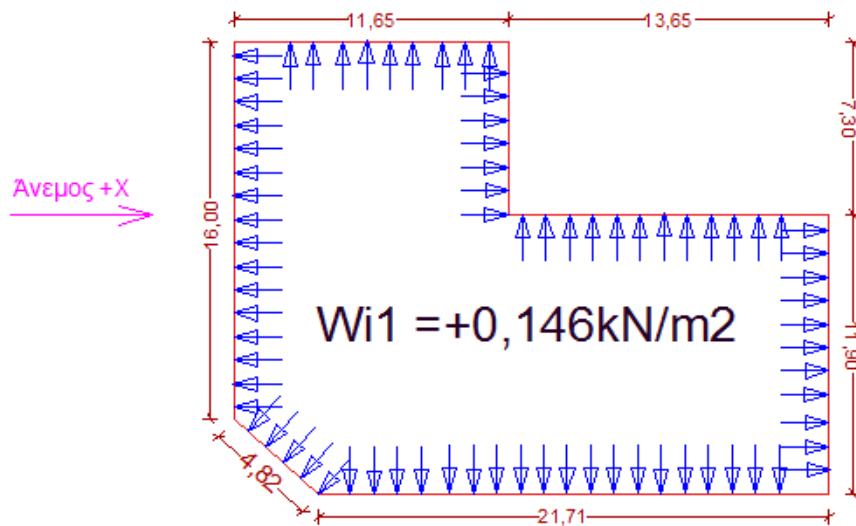
$$W_{i1} = qp(z_{e1}) * Cp_{i1} = 0,732 * 0,20 = 0,146 \text{ kN/m}^2$$



Σχήμα 2.6 Εσωτερικές πιέσεις (από μέσα προς τα έξω) ανέμου +X στον 1^ο όροφο (+5,05m)

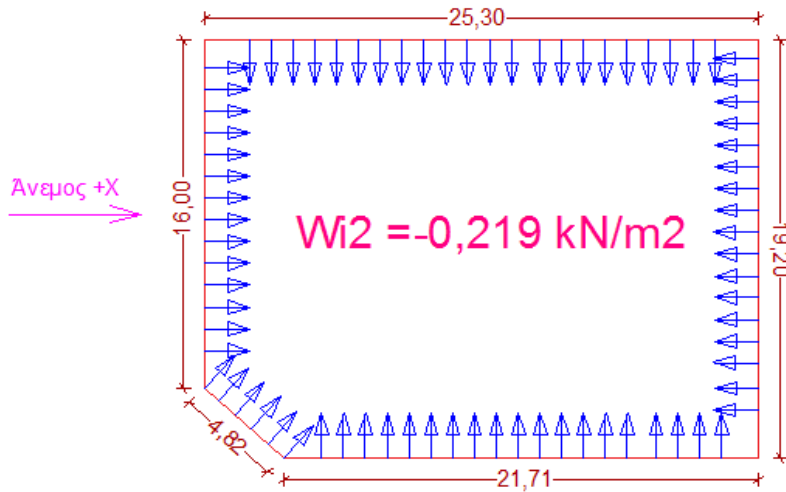


Σχήμα 2.7 Εσωτερικές πιέσεις (από μέσα προς τα έξω) ανέμου +X στον 2^ο όροφο (+8,80m)

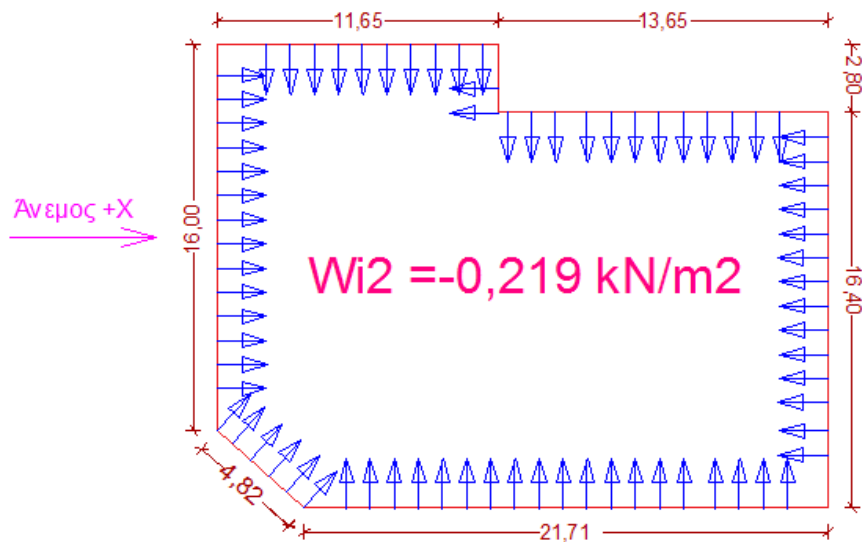


2.8 Εσωτερικές πιέσεις (από μέσα προς τα έξω) ανέμου +X στον 3^ο όροφο (+12,25m) – 4^ο όροφο (15,95m) – 5^ο όροφο (+19,40m)

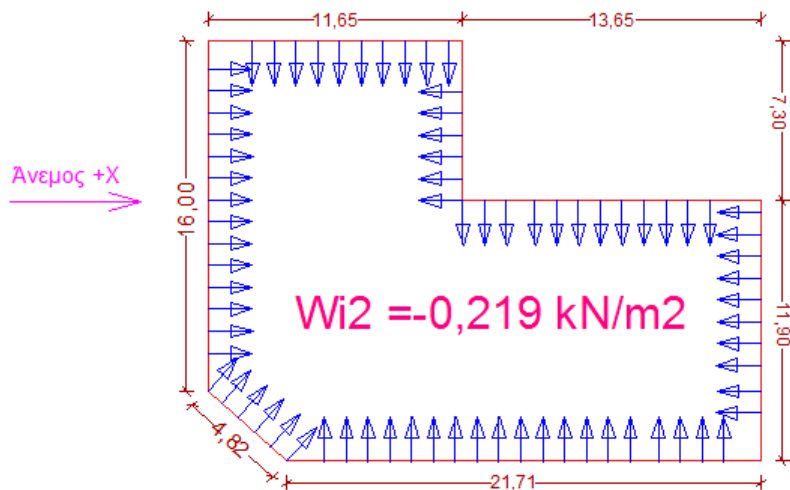
$$Wi_2 = qp(z_{e1}) * Cp_{i2} = 0,732 * (-0,30) = -0,219 \text{ kN/m}^2$$



Σχήμα 2.9 Εσωτερικές πιέσεις (από έξω προς τα μέσα) ανέμου +X στον 1^ο όροφο (+5,05m)



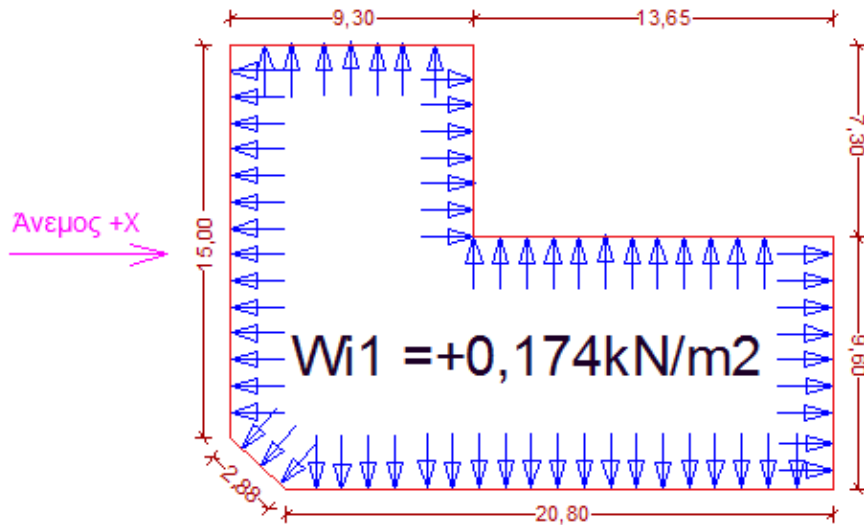
Σχήμα 2.10 Εσωτερικές πιέσεις (από έξω προς τα μέσα) ανέμου +X στον 2^ο όροφο (+8,80m)



Σχήμα 2.11 Εσωτερικές πιέσεις (από έξω προς τα μέσα) ανέμου +X στον 3^ο όροφο (+12,25m)–
4^ο όροφο (15,95m) –5^ο όροφο (+19,40m)

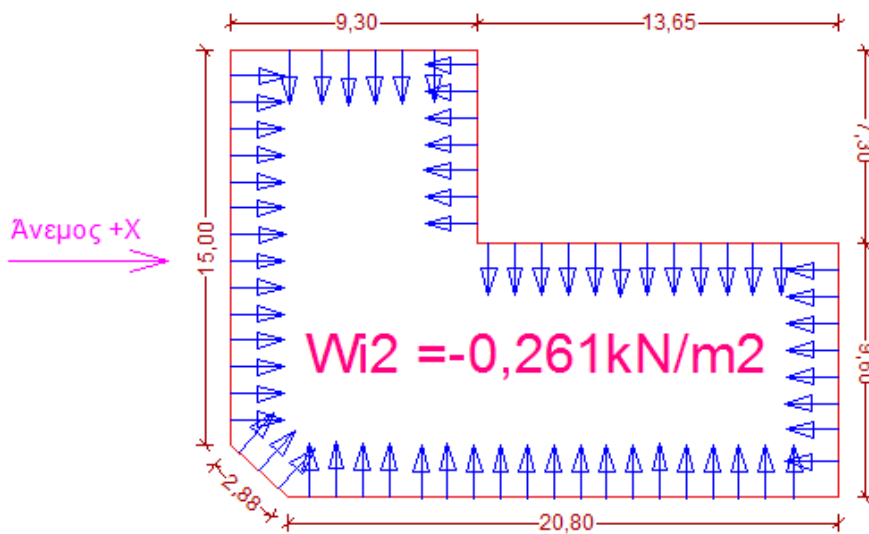
- Στάθμη $z_{e2} = 29,00\text{m}$

$$W_{i1} = qp(z_{e2}) * Cp_{i1} = 0,871 * 0,20 = 0,174 \text{ kN/m}^2$$



Σχήμα 2.12 Εσωτερικές πιέσεις (από μέσα προς τα έξω) ανέμου +X στον 6^ο όροφο (+22,80m) – 7^ο όροφο (26,20m) – 8^ο όροφο (+29,00m)

$$W_{i2} = qp(z_{e2}) * Cp_{i2} = 0,871 * (-0,30) = -0,261 \text{ kN/m}^2$$



Σχήμα 2.13 Εσωτερικές πιέσεις (από έξω προς τα μέσα) ανέμου +X στον 6^ο όροφο (+22,80m) – 7^ο όροφο (26,20m) – 8^ο όροφο (+29,00m)

2.4.4 Άνεμος -X

- $b_1=19,20\text{m}$, $d_1=25,30\text{m}$ (1ο – 5ο όροφο)
- $b_2 = 16,90\text{m}$, $d_2 = 22,95\text{m}$ (6ο – 8ο όροφο)
- $h=29,00\text{m}$

Κατανομή πίεσης του ανέμου: $b=19,20\text{m}<h=29,00\text{m}<2*b=38,40\text{m}$

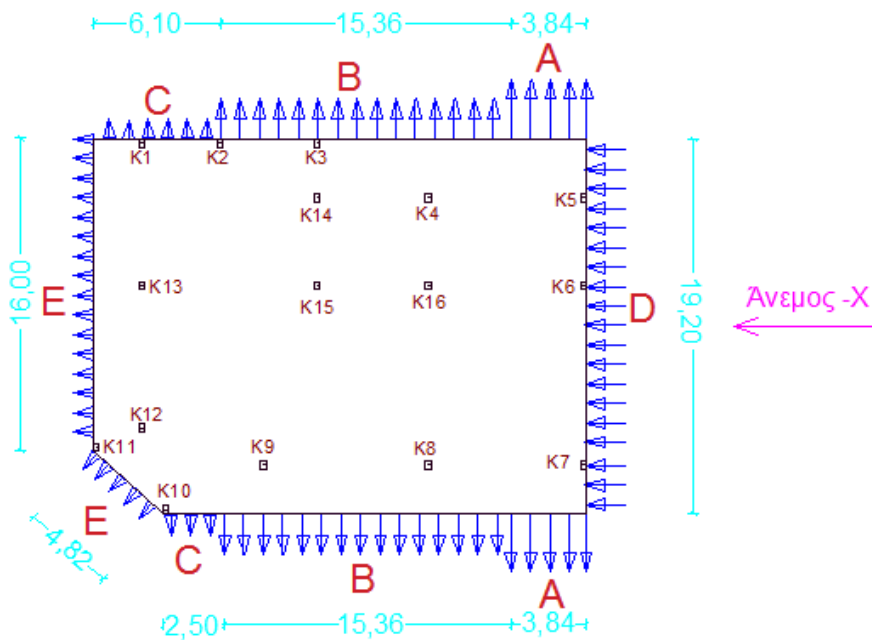
2.4.4.1 Εξωτερικές πιέσεις ανέμου -X

- Στάθμη $z_{e1}=19,20\text{m}$

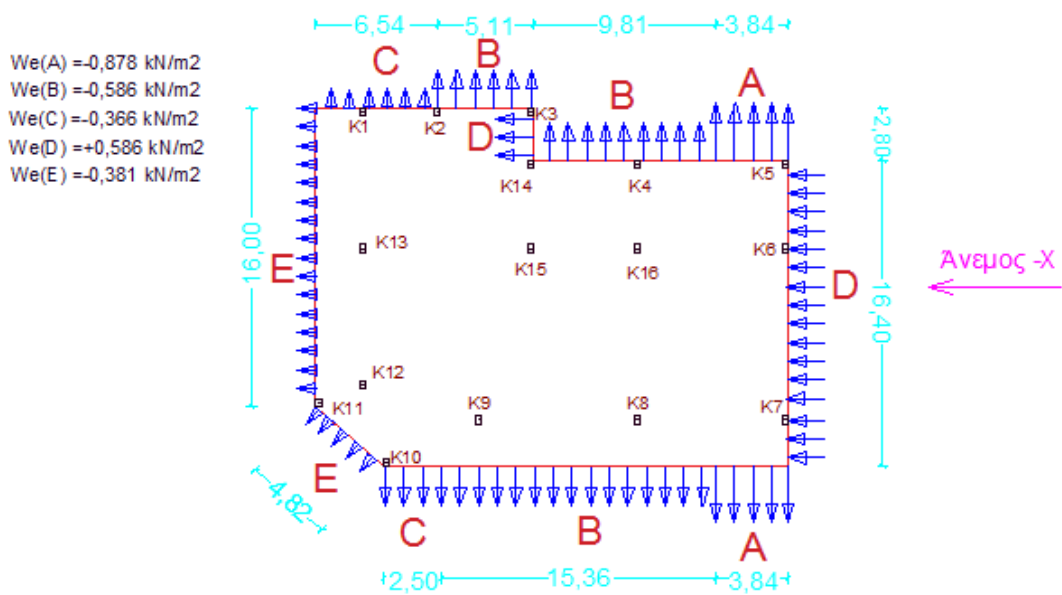
Από τον πίνακα 7.1 του ευρωκώδικα 1 για $\frac{h}{d_1} = \frac{29,00}{25,30} = 1,14$ και $q_p(z_{e2}) = 0,732\text{kN/m}^2$

υπολογίζεται η εξωτερική πίεση του ανέμου έχουμε:

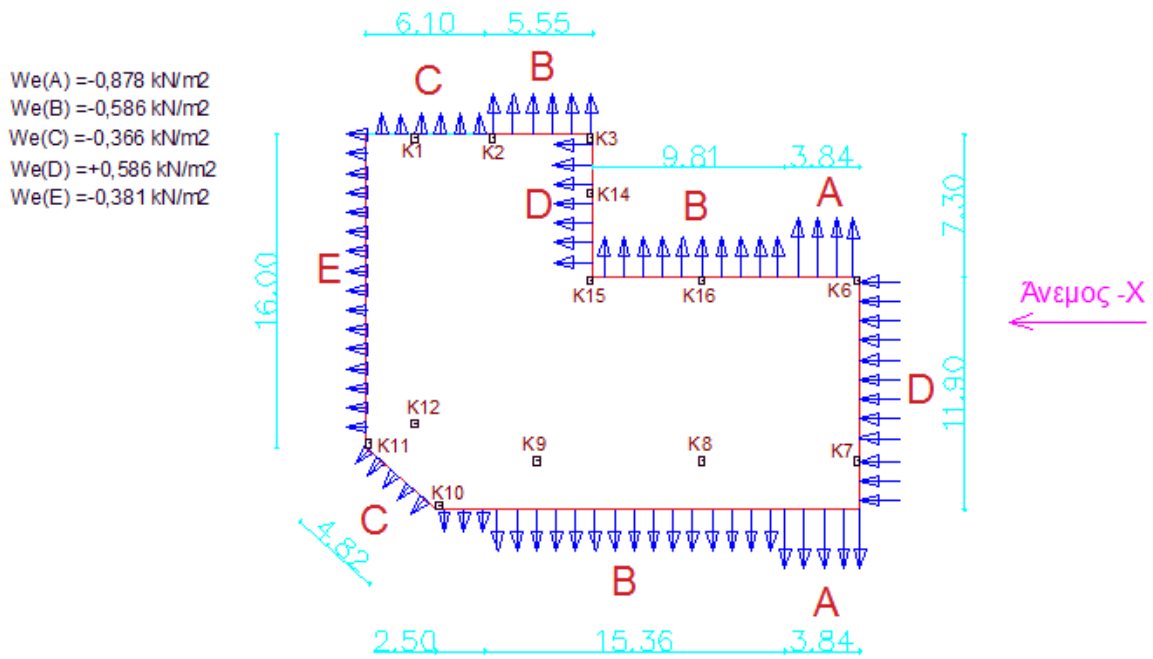
1. $C_{pe,A} = -1,20 \rightarrow W_{e,A} = -0,878\text{ kN/m}^2$
2. $C_{pe,B} = -0,80 \rightarrow W_{e,B} = -0,586\text{ kN/m}^2$
3. $C_{pe,C} = -0,50 \rightarrow W_{e,C} = -0,366\text{ kN/m}^2$
4. $C_{pe,D} = +0,80 \rightarrow W_{e,D} = +0,586\text{ kN/m}^2$
5. $C_{pe,E} = -0,52 \rightarrow W_{e,E} = -0,381\text{ kN/m}^2$



Σχήμα 2.14 Εξωτερικές πιέσεις ανέμου -X στον 1ο όροφο (+5,05m)



Σχήμα 2.15 Εξωτερικές πιέσεις ανέμου -X στον 2^ο όροφο (+8,80m)



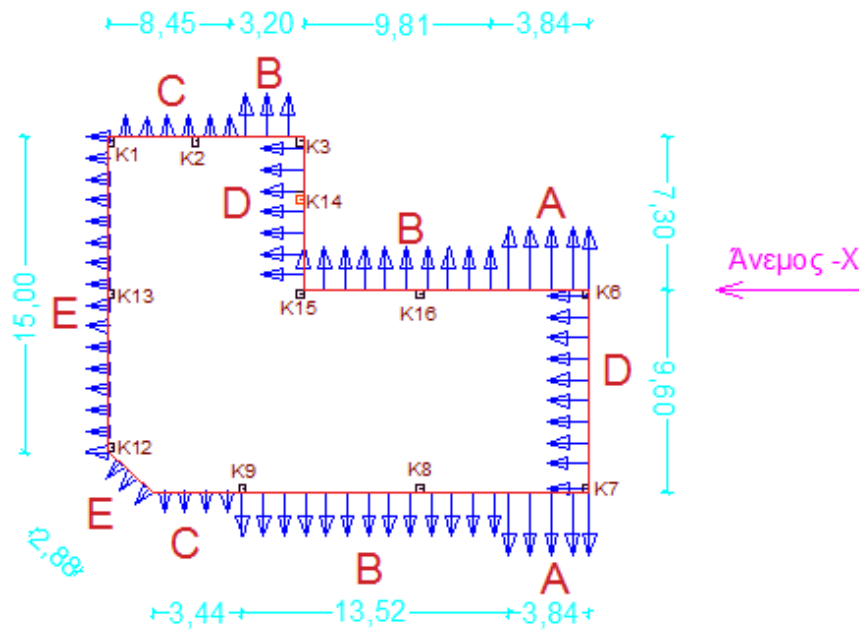
Σχήμα 2.16 Εξωτερικές πιέσεις ανέμου -X στον 3^ο όροφο (+12,25m) – 4^ο όροφο (+15,95m) – 5^ο όροφο (+19,40m)

- Στάθμη $z_{e2} = 29,00\text{m}$

Από τον πίνακα 7.1 του ευρωκώδικα 1 για $\frac{h}{d_2} = \frac{29,00}{22,95} = 1,26$

και $q_p(z_{e2}) = 0,871\text{kN/m}^2$ υπολογίζεται η εξωτερική πίεση του ανέμου έχουμε:

1. $C_{pe,A} = -1,20 \rightarrow W_{e,A} = -1,045\text{kN/m}^2$
2. $C_{pe,B} = -0,80 \rightarrow W_{e,B} = -0,697\text{kN/m}^2$
3. $C_{pe,C} = -0,50 \rightarrow W_{e,C} = -0,436\text{kN/m}^2$
4. $C_{pe,D} = +0,80 \rightarrow W_{e,D} = +0,697\text{kN/m}^2$
5. $C_{pe,E} = -0,53 \rightarrow W_{e,E} = -0,461\text{kN/m}^2$



Σχήμα 2.17 Εξωτερικές πιέσεις ανέμου -X στον 6^ο όροφο (+22,80m) – 7^ο όροφο (26,20m) – 8^ο όροφο (+29,00m)

2.4.4.2 Εσωτερικές πιέσεις ανέμου -X

- Η εξωτερική πίεση του ανέμου υπολογίζεται από τον τύπο $W_i = q_p(z_e) * C_{pi}$
- Διακρίνονται δύο περιπτώσεις: $C_{pi_1} = 0,20$ και $C_{pi_2} = -0,30$

- Στάθμη $z_{e1} = 19,20\text{m}$:

- a) $W_{i_1} = q_p(z_{e1}) * C_{pi_1} = 0,732 * 0,20 = 0,146\text{kN/m}^2$
- b) $W_{i_2} = q_p(z_{e1}) * C_{pi_2} = 0,732 * (-0,30) = -0,219\text{kN/m}^2$

- Στάθμη $z_{e2} = 29,00\text{m}$

- a) $W_{i_1} = q_p(z_{e2}) * C_{pi_1} = 0,871 * 0,20 = 0,174\text{kN/m}^2$
- b) $W_{i_2} = q_p(z_{e2}) * C_{pi_2} = 0,871 * (-0,30) = -0,261\text{kN/m}^2$

2.4.5 Άνεμος +Υ

Από τους ορόφους του κτιρίου προκύπτουν τα παρακάτω δεδομένα:

- 1) 1^{ος} όροφος: $z=5,05\text{m}$, $b=25,30\text{m}$, $d=19,20\text{m}$
- 2) 2^{ος}, 3^{ος}, 4^{ος}, 5^{ος} όροφος: $z=5,05\text{m}$, $b=25,30\text{m}$, $d=19,20\text{m}$
- 3) 6^{ος}, 7^{ος}, 8^{ος} όροφος: $z=29\text{m}$, $b=22,95\text{m}$, $d=16,90\text{m}$

Σε όλες τις παραπάνω περιπτώσεις ισχύει η σχέση: $b < h < 2b \rightarrow 2$ κατανομές ανέμου

Επιλέγεται μία από τις δύο τιμές πλάτους b για τους υπολογισμούς:
 $z_e = b = 25,30\text{m}$ ή $22,95\text{m}$

Τελικά: $z_e = 22,95\text{m}$ για δύο λόγους:

A. $q_{p(z_{e1})} < q_{p(z_{e2})} \rightarrow$ επιλέγω σε μεγαλύτερο ύψος, τον δυσμενέστερο άνεμο

B. $z_e = 22,95\text{m} \approx z_{\text{δου ορόφου}} = 22,80\text{m} \rightarrow$ κοντά στην αλλαγή κάτοψης που περιμένουν διαφοροποίηση

• **1^η στάθμη: $z_{e1} = 22,95\text{m} \rightarrow V_b = 27\text{m/s}$, $C_{o(z)} = 1,00$,**

$$C_{r(z_1)} = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_1}{z_0}\right) = 0,234 \cdot \ln\left(\frac{22,95}{1,00}\right) = 0,733$$

$$l_{v(z_1)} = \frac{k_1}{C_{o(z)} \cdot \ln\left(\frac{z_1}{z_0}\right)} = \frac{1}{1,00 \cdot \ln\left(\frac{22,95}{1,00}\right)} = 0,319$$

$$V_m(z_{e1}) = C_{r(z)} \cdot C_{o(z)} \cdot V_b = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{e1}}{z_0}\right) \cdot C_{o(z)} \cdot V_b = 0,733 \cdot 1,00 \cdot 27 = 19,791 \text{ m/s}$$

$$q_{p(z_1)} = [1 + 7 \cdot 0,319] \cdot 0,50 \cdot 1,25 \cdot 10^{-3} \cdot (19,791)^2 = 0,791 \text{ kN/m}^2$$

• **2^η στάθμη: $z_{e2} = 29,00\text{m} \rightarrow V_b = 27\text{m/s}$, $C_{o(z)} = 1,00$,**

$$C_{r(z_2)} = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_2}{z_0}\right) = 0,234 \cdot \ln\left(\frac{29,00}{1,00}\right) = 0,788$$

$$l_{v(z_2)} = \frac{k_1}{C_{o(z)} \cdot \ln\left(\frac{z_2}{z_0}\right)} = \frac{1}{1,00 \cdot \ln\left(\frac{29,00}{1,00}\right)} = 0,297$$

$$V_m(z_{e2}) = C_{r(z)} \cdot C_{o(z)} \cdot V_b = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{e2}}{z_0}\right) \cdot C_{o(z)} \cdot V_b = 0,788 \cdot 1,00 \cdot 27 = 21,276 \text{ m/s}$$

$$q_{p(z_2)} = [1 + 7 \cdot 0,297] \cdot 0,50 \cdot 1,25 \cdot 10^{-3} \cdot (21,276)^2 = 0,871 \text{ kN/m}^2$$

Συνεπώς,

$$\text{Για } z_1 = 22,95\text{m}: q_{p(z_{e1})} = 0,791 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Για } z_2 = 29,00\text{m}: q_{p(z_{e2})} = 0,871 \text{ kN/m}^2$$

Χωρίζεται το κτίριο σε ζώνες A,B,C

1^{ος} όροφος – 5^{ος} όροφος

$$b = 25,30\text{m} \text{ και } d = 19,20\text{m}$$

$$e = \min\{b, 2 \cdot h\} = \min\{25,30 ; 2 \cdot 29\} = 25,30\text{m} \rightarrow e = 25,30\text{m} > b = 19,20\text{m} \rightarrow \text{Ζώνη A,B}$$

$$l_A = \frac{e}{5} = 5,06\text{m} \rightarrow l_A = 5,06\text{m}$$

$$l_B = d - \frac{e}{5} = 14,14\text{m} \rightarrow l_B = 14,14\text{m}$$

6^{ος} όροφος – 8^{ος} όροφος

$$b=22,95\text{m}, d=16,90\text{m}$$

$$e = \min\{b, 2 \cdot h\} = \min\{22,95 ; 2 \cdot 29\} = 22,95\text{m} \rightarrow e = 22,95\text{m} > b = 16,90\text{m} \rightarrow \text{Ζώνη A,B}$$

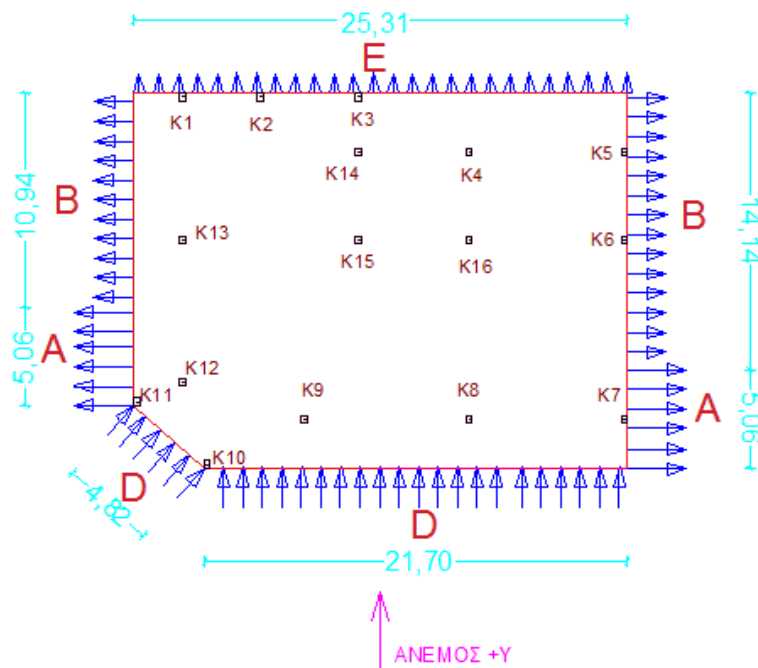
$$l_A = \frac{e}{5} = 4,60\text{m} \rightarrow l_A = 4,60\text{m}$$

$$l_B = d - \frac{e}{5} = 12,30\text{m} \rightarrow l_B = 12,30\text{m}$$

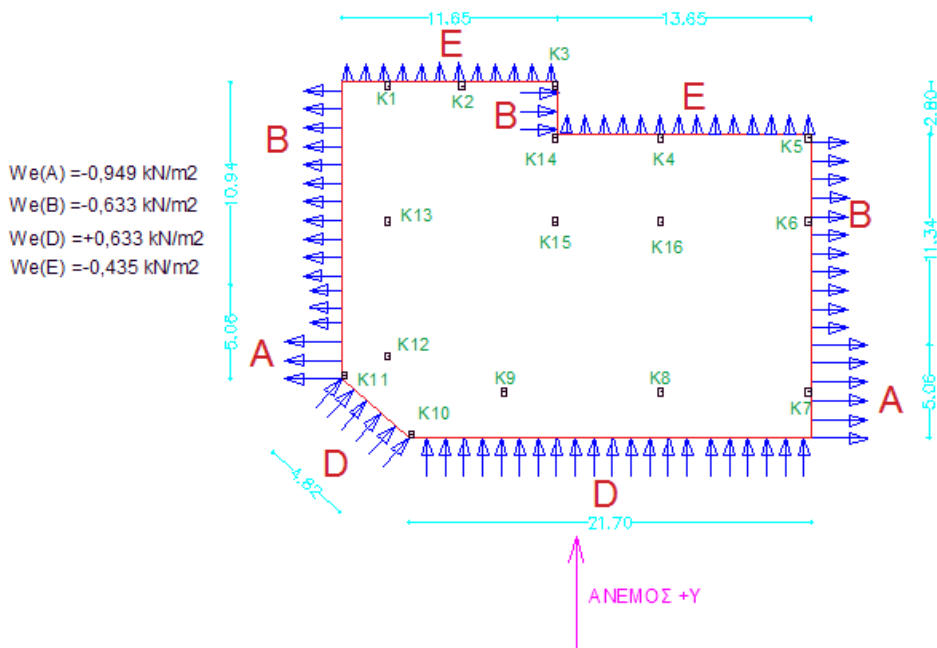
Υπολογισμός συντελεστών C_{pe} , $C_{pe,10}$ και εξωτερικής πίεσης ανέμου

1^{ος} όροφος – 5^{ος} όροφος: Από τον πίνακα 7.1 του ευρωκώδικα 1 για $\frac{h}{d} = 1,50$ έχουμε:

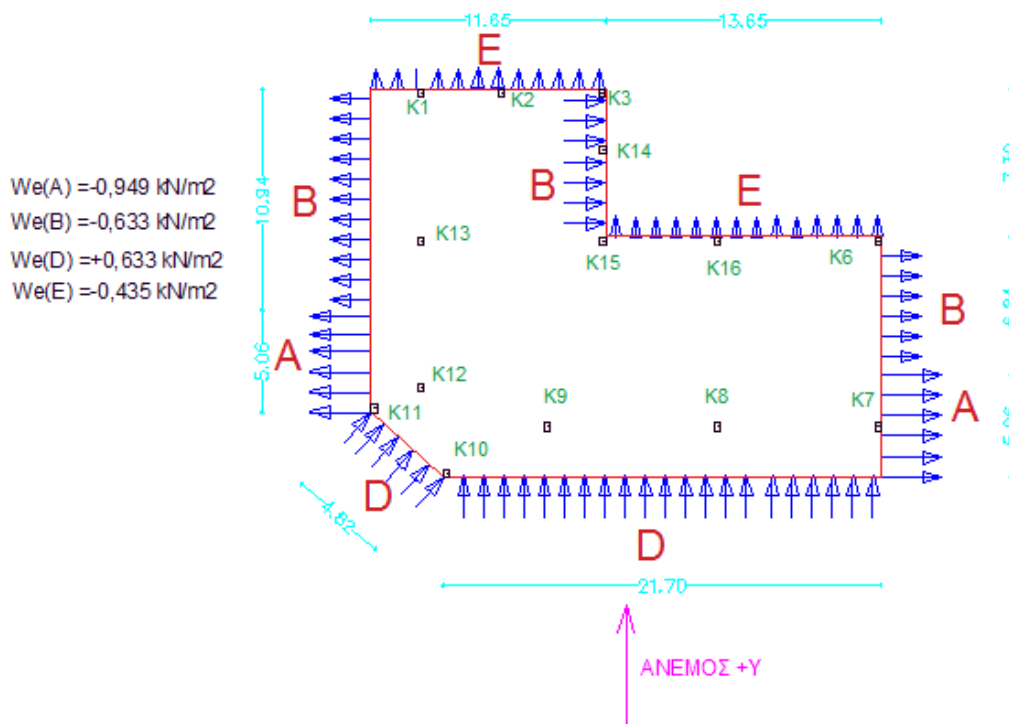
1. $C_{pe,A} = -1,20 \rightarrow W_{e,A} = -0,949 \text{ kN/m}^2$
2. $C_{pe,B} = -0,80 \rightarrow W_{e,B} = -0,633 \text{ kN/m}^2$
3. $C_{pe,D} = +0,80 \rightarrow W_{e,D} = +0,633 \text{ kN/m}^2$
4. $C_{pe,E} = -0,55 \rightarrow W_{e,E} = -0,435 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 2.18 Εξωτερικές πιέσεις ανέμου +Y στον 1^ο όροφο (+5,05m)



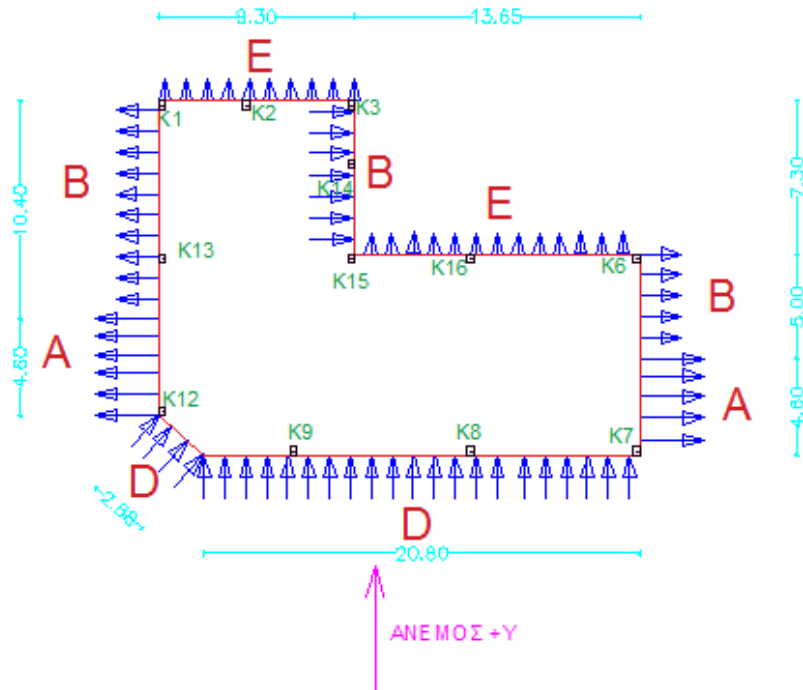
Σχήμα 2.19 Εξωτερικές πιέσεις ανέμου +Υ στον 2^ο όροφο (+8,80m)



Σχήμα 2.20 Εξωτερικές πιέσεις ανέμου +Υ στον 3^ο όροφο (+12,25m) –
4^ο όροφο (15,95m) –5^ο όροφο (+19,40m)

6^{ος} όροφος: Από τον πίνακα 7.1 του ευρωκωδικα 1 για $\frac{h}{d} = 1,70$ έχουμε:

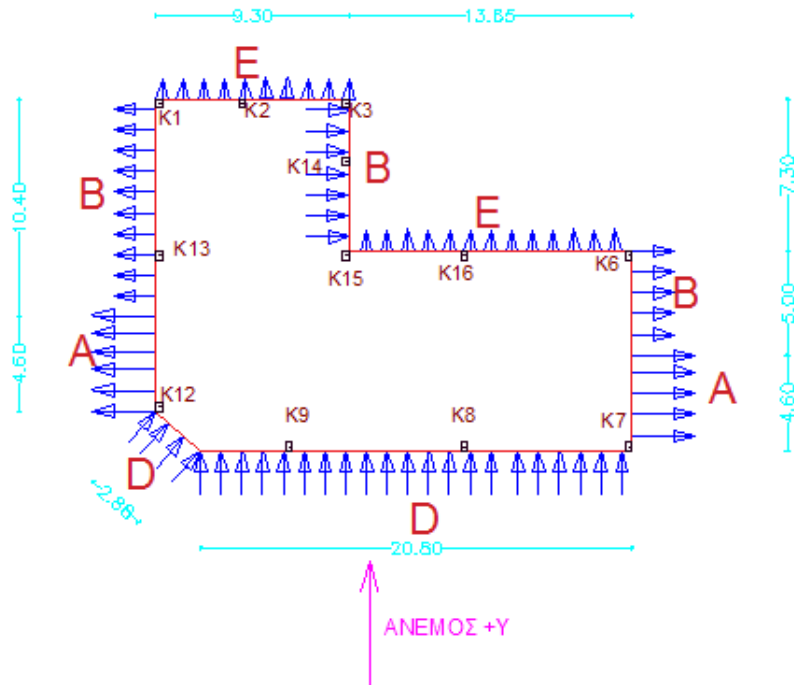
1. $C_{pe,A} = -1,20 \rightarrow W_{e,A} = -0,949 \text{ kN/m}^2$
2. $C_{pe,B} = -0,80 \rightarrow W_{e,B} = -0,633 \text{ kN/m}^2$
3. $C_{pe,D} = +0,80 \rightarrow W_{e,D} = +0,633 \text{ kN/m}^2$
4. $C_{pe,E} = -0,57 \rightarrow W_{e,E} = -0,451 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 2.21 Εξωτερικές πιέσεις ανέμου +Y στον 6^ο όροφο (+22,80m)

7^{ος} όροφος – 8^{ος} όροφος: Από τον πίνακα 7.1 του ευρωκωδικά 1 για $\frac{h}{d} = 1,70$ έχουμε:

1. $W_{e,A} = -1,045 \text{ kN/m}^2$
2. $W_{e,B} = -0,697 \text{ kN/m}^2$
3. $W_{e,D} = +0,697 \text{ kN/m}^2$
4. $W_{e,E} = -0,496 \text{ kN/m}^2$



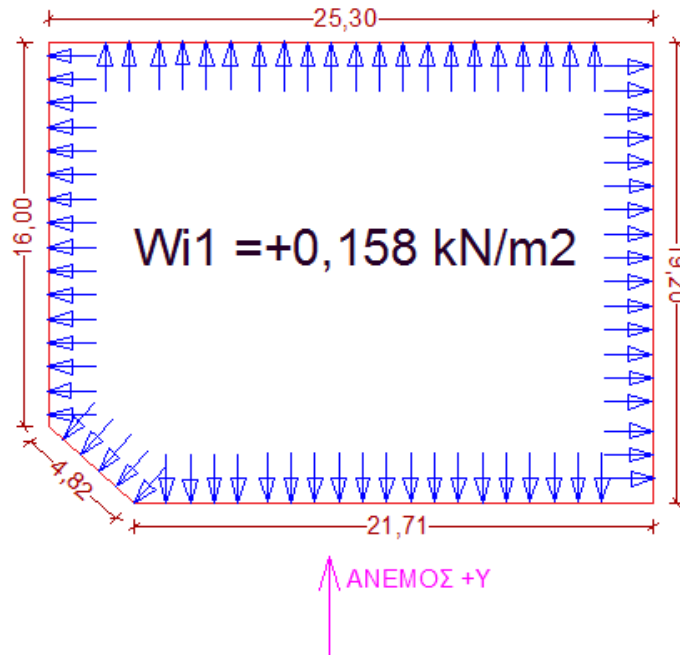
Σχήμα 2.22 Εξωτερικές πιέσεις ανέμου +Y στον 7^ο όροφο (26,20m) – 8^ο όροφο (+29,00m)

2.4.5.1 Εσωτερικές πιέσεις ανέμου +Y

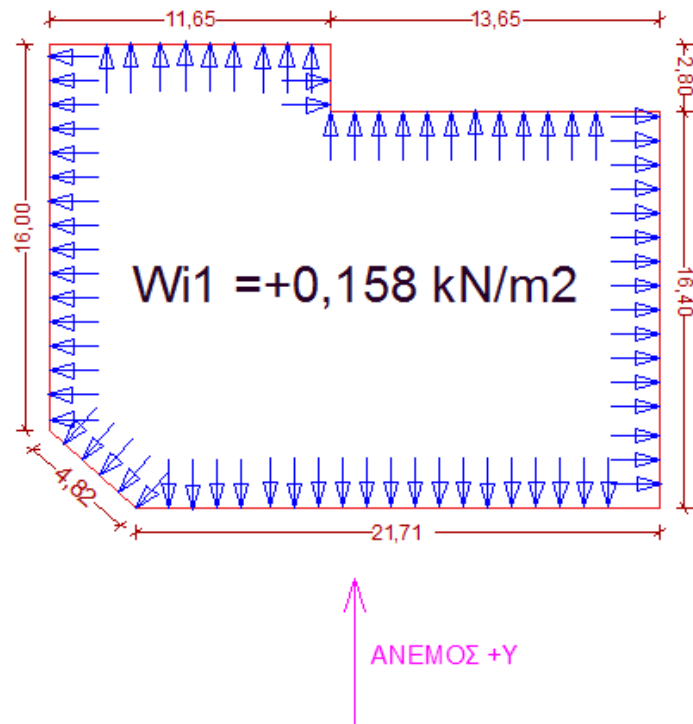
- ✚ Η εξωτερική πίεση του ανέμου υπολογίζεται από τον τύπο $W_i = qp(z_e) \cdot C_{pi}$
- ✚ Διακρίνονται δύο περιπτώσεις: $C_{pi_1} = 0,20$ και $C_{pi_2} = -0,30$

- Στάθμη $z_{e1} = 22,95\text{m} \rightarrow qp(z_{e1}) = 0,791 \text{ kN/m}^2$

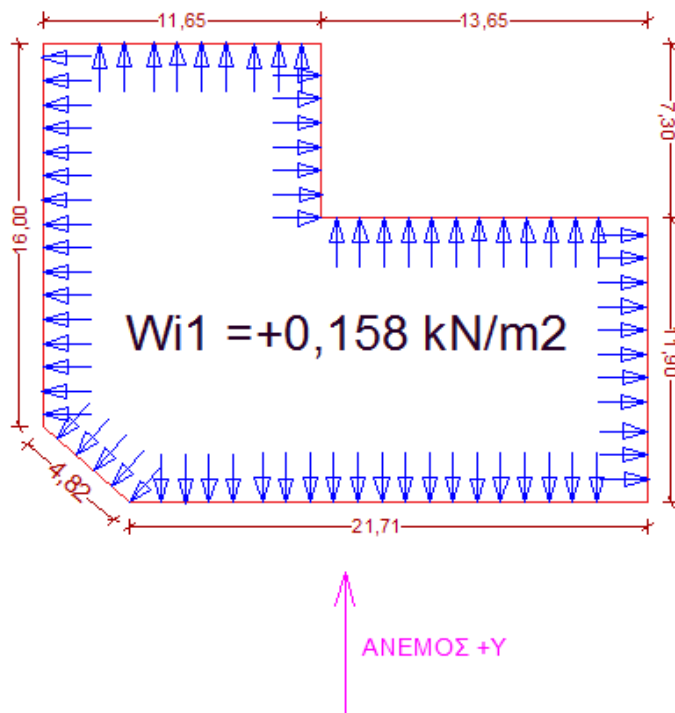
Για $C_{pi} = +0,20 \rightarrow W_{i,1} = +0,158 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 2.23 Εσωτερικές πιέσεις (από μέσα προς τα έξω) ανέμου +Y στον 1^ο όροφο (+5,05m)

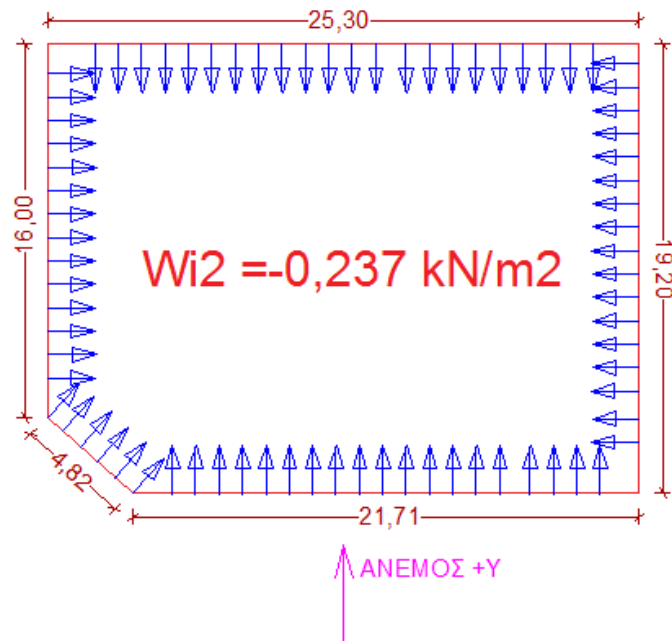


Σχήμα 2.24 Εσωτερικές πιέσεις (από μέσα προς τα έξω) ανέμου +Y στον 2^ο όροφο (+8,80m)

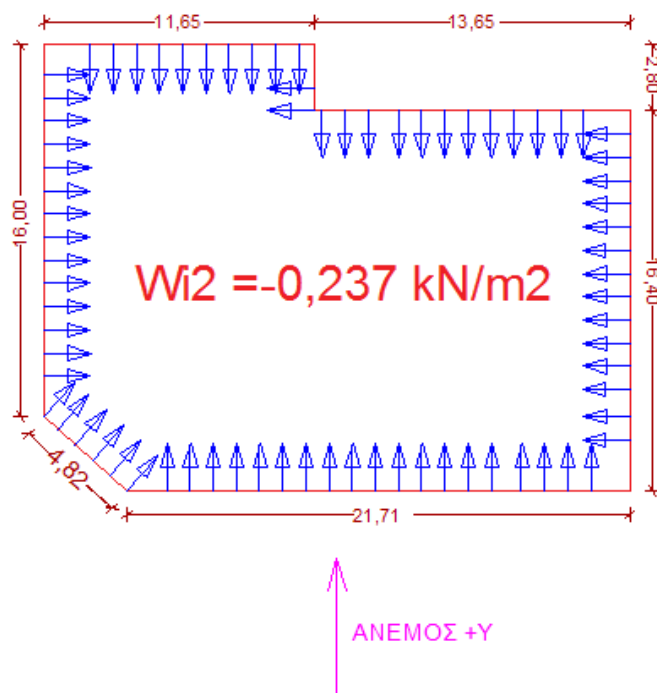


Σχήμα 2.25 Εσωτερικές πιέσεις (από μέσα προς τα έξω) ανέμου +Y στον 3^ο όροφο (+12,25m)–
4^ο όροφο (15,95m)–5^ο όροφο (+19,40m)

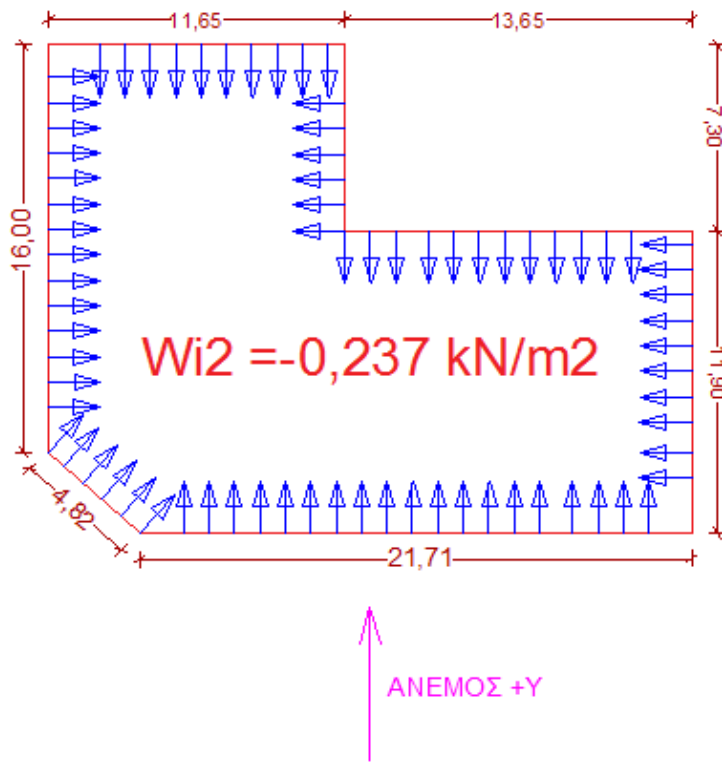
Για $C_{pi} = -0,30 \rightarrow W_{i,2} = -0,237 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 2.26 Εσωτερικές πιέσεις (από έξω προς τα μέσα) ανέμου +Y στον 1^ο όροφο (+5,05m)



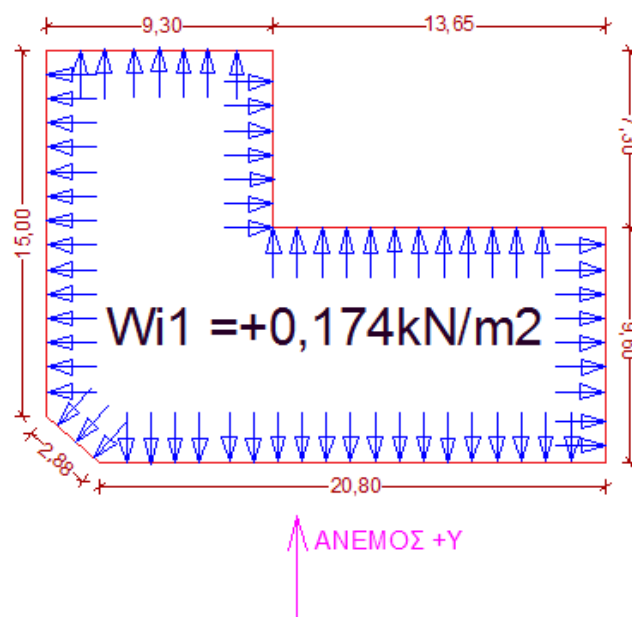
Σχήμα 2.27 Εσωτερικές πιέσεις (από μέσα προς τα έξω) ανέμου +Y στον 2^ο όροφο (+8,80m)



Σχήμα 2.28 Εσωτερικές πιέσεις (από έξω προς τα μέσα) ανέμου +Υ στον 3^ο όροφο (+12,25m)– 4^ο όροφο (15,95m)–5^ο όροφο (+19,40m)

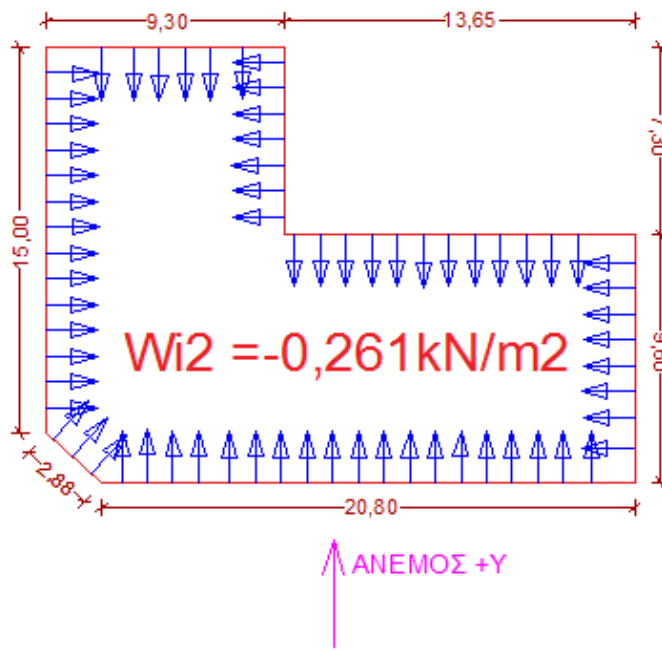
• Στάθμη $Z_{e2} = 29,00\text{m} \rightarrow q_{p(z_{e2})} = 0,871 \text{ kN/m}^2$

Για $C_{pi} = + 0,20 \rightarrow W_{i,1} = + 0,174 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 2.29 Εσωτερικές πιέσεις (από μέσα προς τα έξω) ανέμου +Y στον 6^ο όροφο (+22,80m) – 7^ο όροφο (26,20m) – 8^ο όροφο (+29,00m)

Για $C_{pi} = -0,30 \rightarrow W_{i,2} = -0,261 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 2.30 Εσωτερικές πιέσεις (από έξω προς τα μέσα) ανέμου +Y στον 6^ο όροφο (+22,80m) – 7^ο όροφο (26,20m) – 8^ο όροφο (+29,00m)

2.4.6 Άνεμος -Y

Από τους ορόφους του κτιρίου προκύπτουν τα παρακάτω δεδομένα:

- 1) 1^{ος} όροφος: $z=5,05\text{m}$, $b=25,30\text{m}$, $d=19,20\text{m}$
- 2) 2^{ος}, 3^{ος}, 4^{ος}, 5^{ος} όροφος: $z=5,05\text{m}$, $b=25,30\text{m}$, $d=19,20\text{m}$
- 3) 6^{ος}, 7^{ος}, 8^{ος} όροφος: $z=29\text{m}$, $b=22,95\text{m}$, $d=16,90\text{m}$

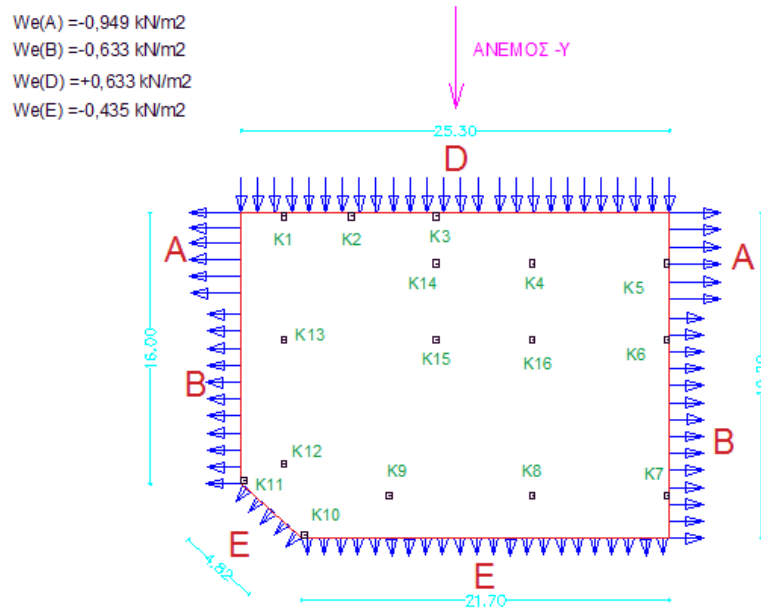
2.4.6.1 Εξωτερικές πιέσεις ανέμου -Y

Σε όλες τις παραπάνω περιπτώσεις ισχύει η σχέση: $b < h < 2b \rightarrow 2$ κατανομές ανέμου

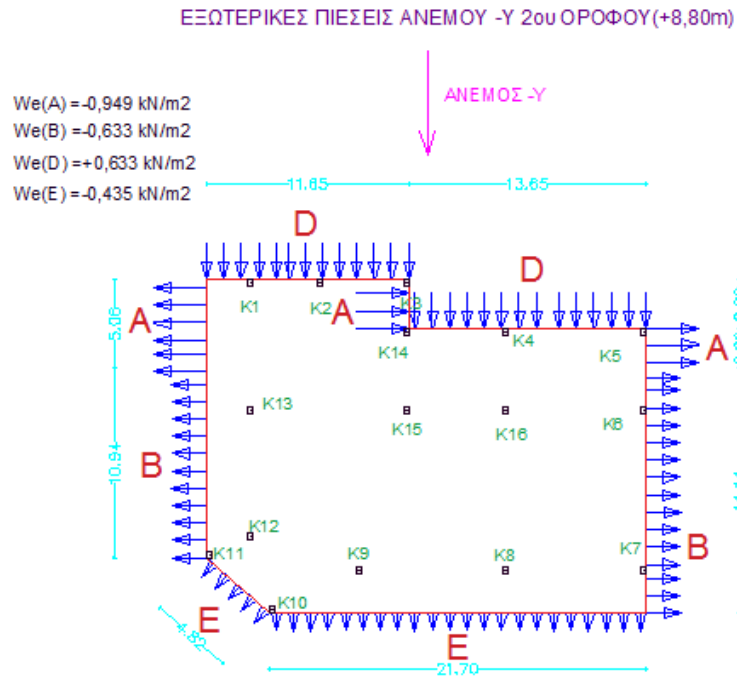
- 1^η στάθμη: $z_{e1}=22,95\text{m} \rightarrow q_{p(z_1)} = 0,791 \text{ kN/m}^2$
- 2^η στάθμη: $z_{e2}=29,00\text{m} \rightarrow q_{p(z_2)} = 0,871 \text{ kN/m}^2$

1^{ος} όροφος – 5^{ος} όροφος: Από τον πίνακα 7.1 του ευρωκώδικα 1 για $\frac{h}{d} = 1,50$ έχουμε:

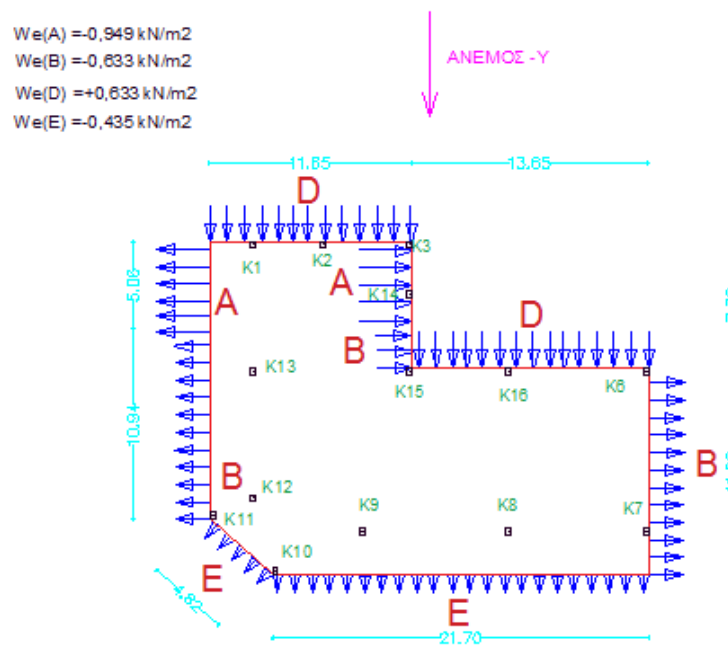
1. $C_{pe,A} = -1,20 \rightarrow W_{e,A} = -0,949 \text{ kN/m}^2$
2. $C_{pe,B} = -0,80 \rightarrow W_{e,B} = -0,633 \text{ kN/m}^2$
3. $C_{pe,D} = +0,80 \rightarrow W_{e,D} = +0,633 \text{ kN/m}^2$
4. $C_{pe,E} = -0,55 \rightarrow W_{e,E} = -0,435 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 2.31 Εξωτερικές πιέσεις ανέμου -Υ στον 1^ο όροφο (+5,05m)



Σχήμα 2.32 Εξωτερικές πιέσεις ανέμου -Υ στον 2^ο όροφο (+8,80m)

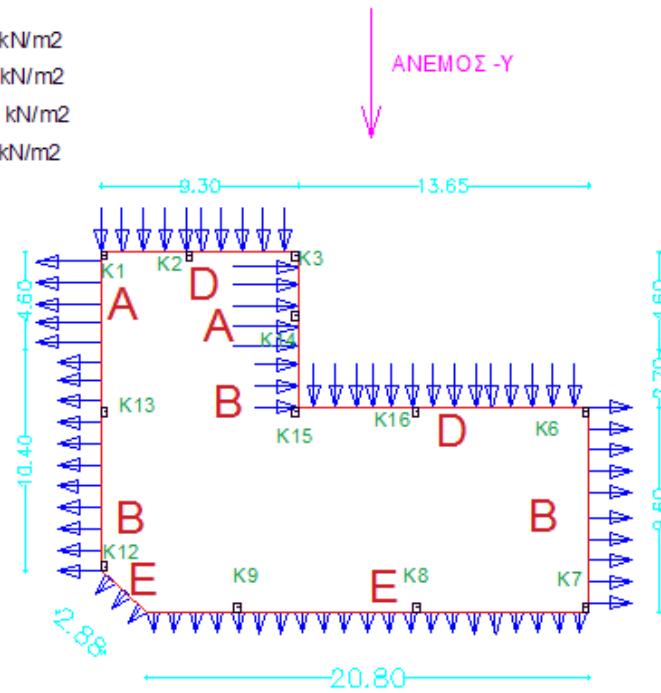


Σχήμα 2.33 Εξωτερικές πιέσεις ανέμου -Υ στον 3^ο όροφο (+12,25m) – 4^ο όροφο (15,95m) –5^ο όροφο (+19,40m)

6^{ος} όροφος: Από τον πίνακα 7.1 του ευρωκωδικα 1 για $\frac{h}{d} = 1,70$ έχουμε:

1. $C_{pe,A} = -1,20 \rightarrow W_{e,A} = -0,949 \text{ kN/m}^2$
2. $C_{pe,B} = -0,80 \rightarrow W_{e,B} = -0,633 \text{ kN/m}^2$
3. $C_{pe,D} = +0,80 \rightarrow W_{e,D} = +0,633 \text{ kN/m}^2$
4. $C_{pe,E} = -0,57 \rightarrow W_{e,E} = -0,451 \text{ kN/m}^2$

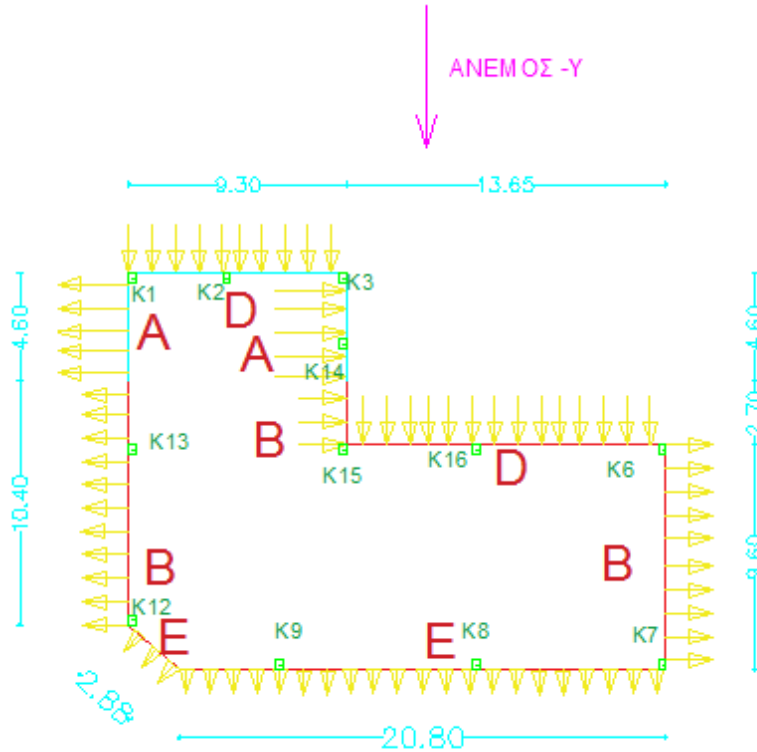
$W_e(A) = -0,949 \text{ kN/m}^2$
 $W_e(B) = -0,633 \text{ kN/m}^2$
 $W_e(D) = +0,633 \text{ kN/m}^2$
 $W_e(E) = -0,451 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 2.34 Εξωτερικές πιέσεις ανέμου -Y στον 6^ο όροφο (+22,80m)

7^{ος} όροφος – 8^{ος} όροφος: Από τον πίνακα 7.1 του ευρωκωδικα 1 για $\frac{h}{d} = 1,70$ έχουμε:

1. $W_{e,A} = -1,045 \text{ kN/m}^2$
2. $W_{e,B} = -0,697 \text{ kN/m}^2$
3. $W_{e,D} = +0,697 \text{ kN/m}^2$
4. $W_{e,E} = -0,496 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 2.35 Εξωτερικές πιέσεις ανέμου -Y στον 7^ο όροφο (26,20m) –8^ο όροφο (+29,00m)

2.4.6.2 Εσωτερικές πιέσεις ανέμου -Y

- ✚ Η εξωτερική πίεση του ανέμου υπολογίζεται από τον τύπο $W_i = qp(z_e) * C_{pi}$
- ✚ Διακρίνονται δύο περιπτώσεις: $C_{pi_1} = 0,20$ και $C_{pi_2} = -0,30$

- Στάθμη $z_{e1} = 19,20\text{m}$:

- a) $Wi_1 = qp(z_{e1}) * C_{pi_1} = 0,732 * 0,20 = 0,158 \text{ kN/m}^2$
- b) $Wi_2 = qp(z_{e1}) * C_{pi_2} = 0,732 * (-0,30) = -0,237 \text{ kN/m}^2$

- Στάθμη $z_{e2} = 29,00\text{m}$

- a) $Wi_1 = qp(z_{e2}) * C_{pi_1} = 0,871 * 0,20 = 0,174 \text{ kN/m}^2$
- b) $Wi_2 = qp(z_{e2}) * C_{pi_2} = 0,871 * (-0,30) = -0,261 \text{ kN/m}^2$

2.4.7 Τελικές πιέσεις ανέμου

Οι εσωτερικές και οι εξωτερικές πιέσεις του ανέμου θεωρούνται ότι δρουν ταυτόχρονα. Ο δυσμενέστερος συνδυασμός εξωτερικών και εσωτερικών πιέσεων. Θα λαμβάνεται υπόψη για κάθε συνδυασμό δυνατών ανοιγμάτων και άλλων δρόμων διαρροής. Ισχύει η σχέση:

1. $W_{total (+X +0,20)} = W_e (+X) - W_i (+X +0,20)$
2. $W_{total (+X -0,30)} = W_e (+X) - W_i (+X -0,30)$
3. $W_{total (+Y +0,20)} = W_e (+Y) - W_i (+Y +0,20)$
4. $W_{total (+Y -0,30)} = W_e (+Y) - W_i (+Y -0,30)$
5. $W_{total (-X +0,20)} = W_e (-X) - W_i (-X +0,20)$
6. $W_{total (-X -0,30)} = W_e (-X) - W_i (-X -0,30)$
7. $W_{total (-Y +0,20)} = W_e (-Y) - W_i (-Y +0,20)$
8. $W_{total (-Y -0,30)} = W_e (-Y) - W_i (-Y -0,30)$

2.5 Σεισμικές δράσεις

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

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομαζονται και σεισμικές διεγέρσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου. Ο ευρωκώδικας 8 δίνει όλες τις πληροφορίες για τον αντισεισμικό σχεδιασμό μεταλλικών κατασκευών.

2.5.1 Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων καθορίζεται βάση της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού a_g ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα υποδιαιρείται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη της εικόνας 2.1. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μία τιμή σεισμικής επιτάχυνσης αναφοράς, εδάφους Α (βραχώδες έδαφος) η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (συνήθης διάρκεια ζωής μίας κατασκευής).



Εικόνα 2.1 Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας στον ελλαδικό χώρο

Παρατίθενται ο πίνακας με τις τιμές αναφοράς, a_{gR} , της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης και ο χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας στην Ελλάδα.

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	a_{gR} (g)
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36

Πίνακας 2.4 Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού a_{gR} συναρτήσει της ζώνης σεισμικής επικινδυνότητας

Η αντισεισμική μελέτη ενός έργου προϋποθέτει τον προσδιορισμό της κατηγορίας εδάφους της περιοχής θεμελίωσής του. Παρουσιάζονται οι πίνακες με τα χαρακτηριστικά των κατηγοριών εδάφους και τις χαρακτηριστικές ιδιοπεριόδους.

2.5.2 Κατηγορίες Εδάφους

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

Πίνακας 2.5 Κατηγορίες εδαφών για τον αντισεισμικό σχεδιασμό κατασκευών – Περιγραφή στρωματογραφίας – Παράμετροι υπολογισμού

Κατηγορία εδάφους	T _B (sec)	T _C (sec)	T _D (sec)	S
A	0,15	0,40	2,50	1,00
B	0,15	0,50	2,50	1,20
C	0,20	0,60	2,50	1,15
D	0,20	0,80	2,50	1,35
E	0,15	0,50	2,50	1,40

Πίνακας 2.6 Χαρακτηριστικές ιδιοπερίοδοι συναρτήσεως της κατηγορίας εδάφους

2.5.3 Κατηγορία και σπουδαιότητα κατασκευής

Ακόμη είναι σημαντικό να αναφερθεί ότι επιλέγεται συντελεστής σπουδαιότητας κατασκευής, ανάλογα με την σπουδαιότητα, την χρήση του κτιρίου και του αριθμού των ανθρώπων που βρίσκονται σε αυτό.

Κατηγορία σπουδαιότητας	
Σ1	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού , όπως αγροτικά οικήματα, αγροτικές αποθήκες, υπόστεγα, στάβλοι, βουστάσια, χοιροστάσια, ορνιθοτροφεία
Σ2	Συνήθη κτίρια , όπως κατοικίες και γραφεία, βιομηχανικά και βιοτεχνικά κτίρια, ξενοδοχεία (τα οποία δεν περιλαμβάνουν χώρους συνεδρίων), ξενώνες, οικοτροφείο, χώροι εκθέσεων, χώροι εστίασεως και ψυχαγωγίας (ζαχαροπλαστείο, εστιατόρια), τράπεζες, ιατρεία, αγορές, εμπορικά κέντρα, καταστήματα, φαρμακεία, κομμωτήρια, γυμναστήρια, εργαστήρια ερευνών, συνεργεία συντήρησης και επισκευής αυτοκινήτων, ανεμογεννήτριες, πρατήρια υγρών καυσίμων
Σ3	Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας καθώς κτίρια δημόσιων συναθροίσεων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου, όπως αίθουσες αεροδρομίων, χώροι συνεδρίων, κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες, εκπαιδευτικά κτίρια, αίθουσες διδασκαλίας, νηπιαγωγεία, φροντιστήρια, χώροι συναυλιών, αίθουσες δικαστηρίων, ναοί, χώροι αθλητικών συγκεντρώσεων, θέατρα, κινηματογράφοι, ιδρύματα ατόμων με ειδικές ανάγκες, οίκοι ευγηρίας, φυλακές
Σ4	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας , όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, κλινικές, αγροτικά ιατρεία, διυλιστήρια, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών για την αντιμετώπιση έκτακτων αναγκών από σεισμό

	Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας, όπως μουσεία, αποθήκες μουσείων
--	---

Πίνακας 2.7 Κατηγορίες σπουδαιότητας κτιρίων αντισεισμικού κανονισμού

Κατηγορία σπουδαιότητας	γ_I
I	0,80
II	1,00
III	1,20
IV	1,40

Πίνακας 2.8 Προσδιορισμός συντελεστής σπουδαιότητας γ_I συναρτήσει της κατηγορίας σπουδαιότητας των κατασκευών

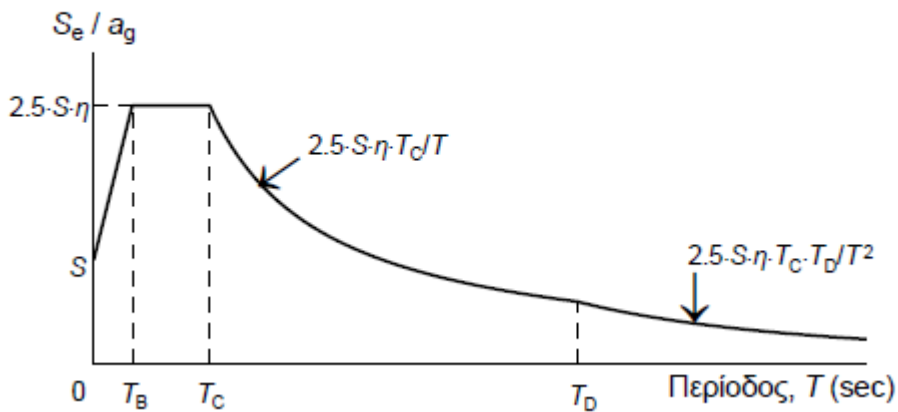
2.5.4 Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού

Οι σεισμικές διεγέρσεις στην επιφάνεια του εδάφους ορίζονται από δύο οριζόντιες (κάθετες μεταξύ τους) και μία κατακόρυφη συνιστώσα στατικά ανεξάρτητες μεταξύ τους και καθορίζονται με την βοήθεια φασμάτων απόκρισης. Το φάσμα απόκρισης είναι ένα διάγραμμα που δίνει την μέγιστη απόλυτη επιτάχυνση όλων των μονοβάθμιων ταλαντωτών, ανάλογα την ιδιοπερίοδό τους με συγκεκριμένη απόσβεση ($\zeta=5\%$) και για μία δεδομένη σεισμική διέγερση.

Τα φάσματα απόκρισης που έχουν καταγραφεί παρουσιάζουν μεγάλες διαφορές που οφείλονται στα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης και στους διάφορους τύπους εδάφους. Έτσι, κατά τον σχεδιασμό μίας νέας κατασκευής η σεισμική διέγερση στην επιφάνεια του εδάφους προσομοιώνεται με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού που καλύπτει τις μορφές των φασμάτων πιθανών σεισμών που ενδέχεται να εκδηλωθούν στην υπό εξέταση περιοχή. Η επιλογή της μορφής του ελαστικού φάσματος απόκρισης που πρέπει να χρησιμοποιηθεί καθορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα της κάθε χώρας, έτσι για την περίπτωση της κατασκευής χρησιμοποιήθηκε το οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης τύπου 1.

Οι τιμές των περιόδων T_B , T_C , T_D και του συντελεστή εδάφους S εξαρτώνται από την κατηγορία του εδάφους.

Ελαστικό φάσμα απόκρισης (S_e =ελαστική φασματική επιτάχυνση)



Σχήμα 2.36 Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνισταμένα φάσματα ελαστικής απόκρισης, τύπου I

Η ικανότητα των φορέων να παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στην μη – γραμμική περιοχή επιτρέπει, γενικά, τον σχεδιασμό τους για ανάληψη σεισμικών δυνάμεων μικρότερων από εκείνες που αντιστοιχούν σε γραμμική ελαστική απόκριση.

Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στην μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται «φάσμα σχεδιασμού». Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q .

2.5.5 Συντελεστής συμπεριφοράς q

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μία προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5% προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα.

Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q που περιλαμβάνουν επίσης την επιρροή ιξώδους απόσβεσης διαφορετικής από 5%, δίνονται για διάφορα υλικά και στατικά συστήματα σε εξάρτηση από τις σχετικές κατηγορίες πλαστιμότητας στα διάφορα μέρη του EN 1998. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q μπορεί να είναι διαφορετική σε διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας είναι η ίδια σε όλες τις διευθύνσεις.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού $S_{d(T)}$, ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$\bullet \quad S_e(T) = a_g * S * [1 + \frac{T}{T_B} * (\eta * 2,50 - 1)] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B \quad (2-17)$$

$$\bullet \quad S_e(T) = a_g * S * \eta * 2,50 \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C \quad (2-18)$$

$$\bullet \quad S_e(T) = a_g * S * \eta * 2,50 * \frac{T_C}{T} \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D \quad (2-19)$$

$$\bullet \quad S_e(T) = a_g * S * \eta * 2,50 * \frac{T_C * T_D}{T^2} \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec} \quad (2-20)$$

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η τιμή βασίζεται σε $\beta=0,20$ όπου:

- $S_{d(T)}$ είναι το φάσμα σχεδιασμού
- T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης
- a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ($a_g = \gamma_I * a_{gR}$)
- T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος
- q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς
- B είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού.
Η τιμή που λαμβάνεται σε μία χώρα μπορεί να εντοπιστεί στο Εθνικό Προσάρτημα.
- η είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης όπου για $S=5\%$

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εκφράζει την ικανότητα ενός δομικού συστήματος να απορροφά ενέργεια μέσω πλάστιμης συμπεριφοράς των δομικών του μελών, χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή της σε τοπικό και καθολικό επίπεδο. Με τον τρόπο αυτόν, απομειώνει τις σεισμικές επιταχύνσεις της κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς σε σχέση με τις επιταχύνσεις που θα επιβαλλόταν σε ένα απεριορίστη ελαστικό σύστημα.

Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q με την οποία διαιρείται το ελαστικό φάσμα που χρησιμοποιείται στην γραμμική ανάλυση, εξαρτάται από:

- την κατηγορία πλαστιμότητας που επιλέγεται για τον σχεδιασμό
- την τιμή του κατασκευαστικού συστήματος παραλαβής των σεισμικών φορτίων
- την κανονικότητα της κατασκευής.

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q λαμβάνει υπόψη την ικανότητα απόδοσης ενέργειας του φορέα. Για κανονικά συστήματα φορέων, ο συντελεστής συμπεριφοράς q θα πρέπει να λαμβάνεται με βάση τις ανώτερες οριακές τιμές που δίδονται στον Πίνακα 2.9.

Στατικός τύπος	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
1) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4,00	$5 * \alpha_u / \alpha_1$
2) Πλαίσιο με συνδέσμους, χωρίς		

εκκεντρότητα Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V	4,00 2,00	4,00 2,50
3) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4,00	$5 \cdot \alpha_u / a_1$
4) Ανεστραμμένο εκκρεμές	2,00	$2 \cdot \alpha_u / a_1$
5) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	5 ^ο κεφάλαιο EC8	5 ^ο κεφάλαιο EC8
6) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4,00	$4 \cdot \alpha_u / a_1$
7) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις	–	–
8) Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο	2,00	2,00
9) Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από ωπλισμένο σκυρόδεμα	7 ^ο κεφάλαιο EC8	7 ^ο κεφάλαιο EC8
10) Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (πλαίσια ροπών)	4,00	$5 \cdot \alpha_u / a_1$

Πίνακας 2.9 Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη

Για το κτίριο που μελετάται, επιλέχθηκε Κατηγορία Μέσης Πλαστιμότητας και ο συντελεστής συμπεριφοράς για τον φορέα με πλαίσια παραλαβής ροπών, καθώς και για τον φορέα με πλαίσιο με διαγώνιους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα είναι $q=4,00$.

Για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης προβλέπεται από τον Ευρωκώδικα 8 η εφαρμογή της δυναμικής φασματικής μεθόδου για την οποία ακολουθούμε τα εξής βήματα:

- Υπολογισμός ιδιοσυχνοτήτων (ω_i) – ιδιομορφών (φ_i).
- Υπολογισμός γενικευμένης μάζας (m_i), συντελεστή συμμετοχής (Γ_i) και δρώσας μάζας (M_i) της ιδιομορφής. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 το άθροισμα των δρώντων μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη, πρέπει να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας, ενώ λαμβάνονται όλες οι ιδιομορφές με δρώσα ιδιοορφική μάζα μεγαλύτερη του 5% της συνολικής μάζας.
- Βάση του φάσματος σχεδιασμού υπολογίζονται οι μέγιστες αποκρίσεις για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης.
- Επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων με την μέθοδο CQC – Πλήρους Τετραγωνικής Επαλληλίας.
- Χωρικός συνδυασμός $A_{ED} = \pm E_X \pm 0,30 \cdot E_Y$ και $A_{ED} = \pm E_Y \pm 0,30 \cdot E_X$

2.5.6 Δεδομένα αντισεισμικού σχεδιασμού κτιρίου

Για την περιοχή της Θεσσαλονίκης προκύπτουν τα εξής δεδομένα:

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας: **II**

Εδαφική επιτάχυνση: $a_{gR}=0,24g \rightarrow a_{gR}=2,40m/s^2$

Κατηγορία εδάφους: **B** $\rightarrow T_B=0,15sec, T_C=0,50sec, T_D=2,50sec, S=1,20$

Συντελεστής σπουδαιότητας: **II** $\rightarrow \gamma_I=1,00$

Σεισμική επιτάχυνση σεισμού a_g : $a_g = \gamma_I * a_{gR} = 1,00 * 2,40 = 2,40m/s^2 \rightarrow a_g = 2,40m/s^2$ (2– 21)

Συντελεστής συμπεριφοράς: **q=4,00**

2.6 Οριακές καταστάσεις κατασκευής

Οριακές καταστάσεις ονομάζονται οι καταστάσεις πέρα των οποίων ο φορέας ή τμήμα του φορέα δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες.

A. Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (Ultimate Limit States – ULS, πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή), που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματος του φορέα.

B. Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας (Serviceability Limit States – SLS, μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις), που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για τον φορέα ή για μέλος αυτού.

2.6.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων, την ασφάλεια του φορέα και την προστασία των περιεχομένων του, αφορούν δε τις παρακάτω καταστάσεις:

- I. Απώλεια ισορροπίας του φορέα θεωρούμενου ως άκαμπτου σώματος ή οποιουδήποτε μέρους του
- II. Αστοχία λόγω υπερβάλλουσας παραμόρφωσης, μετατροπής του φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του σε μηχανισμό, θραύση, απώλεια ευστάθειας του φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του, συμπεριλαμβανομένου των στηρίξεων και των θεμελίων.
- III. Αστοχία η οποία προκαλείται από κόπωση ή άλλες επιδράσεις που εξαρτώνται από τον χρόνο.

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας, είναι οι ακόλουθοι:

1. Βασικοί συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} (\gamma_{G,j} * G_{k,j}) + \gamma_p * p + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i > 1} (\gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i}), \quad (2-22)$$

2. Τυχηματικοί συνδυασμοί

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

3. Σεισμικοί συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \gg 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} (\psi_{2,i} * Q_{k,i}), \quad (2-24)$$

όπου $P = p = 0$, είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

2.6.1.1 Μη σεισμικοί συνδυασμοί (Δυσμενείς φορτίσεις)

Βασικό μεταβλητό: Ωφέλιμα φορτία

Άνεμος 0°

$$1,35 * (\text{Deadloads} + \text{Additional}) + 1,50 * \text{LIVE} + 1,50 * 0,60 * W_{\text{total}} (+X + 0,20)$$

$$1,35 * (\text{Deadloads} + \text{Additional}) + 1,50 * \text{LIVE} + 1,50 * 0,60 * W_{\text{total}} (+X - 0,30)$$

Άνεμος 90°

$$1,35 * (\text{Deadloads} + \text{Additional}) + 1,50 * \text{LIVE} + 1,50 * 0,60 * W_{\text{total}} (+Y + 0,20)$$

$$1,35 * (\text{Deadloads} + \text{Additional}) + 1,50 * \text{LIVE} + 1,50 * 0,60 * W_{\text{total}} (+Y - 0,30)$$

Άνεμος 180°

$$1,35 * (\text{Deadloads} + \text{Additional}) + 1,50 * \text{LIVE} + 1,50 * 0,60 * W_{\text{total}} (-X + 0,20)$$

$$1,35 * (\text{Deadloads} + \text{Additional}) + 1,50 * \text{LIVE} + 1,50 * 0,60 * W_{\text{total}} (-X - 0,30)$$

Άνεμος 270°

$$1,35 * (\text{Deadloads} + \text{Additional}) + 1,50 * \text{LIVE} + 1,50 * 0,60 * W_{\text{total}} (-Y + 0,20)$$

$$1,35 * (\text{Deadloads} + \text{Additional}) + 1,50 * \text{LIVE} + 1,50 * 0,60 * W_{\text{total}} (-Y - 0,30)$$

Βασικό μεταβλητό: Άνεμος

Άνεμος 0°

$$1,35 * (\text{Deadloads} + \text{Additional}) + 1,50 * 0,70 * \text{LIVE} + 1,50 * W_{\text{total}} (+X + 0,20)$$

$$1,35 * (\text{Deadloads} + \text{Additional}) + 1,50 * 0,70 * \text{LIVE} + 1,50 * W_{\text{total}} (+X - 0,30)$$

Άνεμος 90°

$$1,35 * (\text{Deadloads} + \text{Additional}) + 1,50 * 0,70 * \text{LIVE} + 1,50 * W_{\text{total}} (+Y + 0,20)$$

$$1,35 * (\text{Deadloads} + \text{Additional}) + 1,50 * 0,70 * \text{LIVE} + 1,50 * W_{\text{total}} (+Y - 0,30)$$

Άνεμος 180°

$$1,35 * (\text{Deadloads} + \text{Additional}) + 1,50 * 0,70 * \text{LIVE} + 1,50 * W_{\text{total}} (-X + 0,20)$$

$$1,35 * (\text{Deadloads} + \text{Additional}) + 1,50 * 0,70 * \text{LIVE} + 1,50 * W_{\text{total}} (-X - 0,30)$$

Άνεμος 270°

$$1,35 * (\text{Deadloads} + \text{Additional}) + 1,50 * 0,70 * \text{LIVE} + 1,50 * W_{\text{total}} (-Y + 0,20)$$

$$1,35 * (\text{Deadloads} + \text{Additional}) + 1,50 * 0,70 * \text{LIVE} + 1,50 * W_{\text{total}} (-Y - 0,30)$$

2.6.1.2 Σεισμικοί συνδυασμοί

Κατά τον σχεδιασμό των δομημάτων επιτρέπεται να εφαρμοσθούν απλούστεροι κανόνες επαλληλίας των συνιστωσών του σεισμού, οπότε δημιουργούνται οι παρακάτω 8 σεισμικοί

συνδυασμοί. Σε αυτούς γίνεται η απλοϊκή θεώρηση της ταυτόχρονης δράσης του σεισμού στις δύο κύριες διευθύνσεις X (E_X) και Y (E_Y) σε ποσοστό 100% και 30%.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} (\psi_{2,i} * Q_{k,i}) \quad (2-25)$$

Βασικό μεταβλητό: Σεισμικό φορτίο E_X

$$1,00 * \text{Μόνιμα} + 0,30 * \text{Ωφέλιμα} + 1,00 * E_X + 0,30 * E_Y$$

$$1,00 * \text{Μόνιμα} + 0,30 * \text{Ωφέλιμα} + 1,00 * E_X - 0,30 * E_Y$$

$$1,00 * \text{Μόνιμα} + 0,30 * \text{Ωφέλιμα} - 1,00 * E_X + 0,30 * E_Y$$

$$1,00 * \text{Μόνιμα} + 0,30 * \text{Ωφέλιμα} - 1,00 * E_X - 0,30 * E_Y$$

Βασικό μεταβλητό: Σεισμικό φορτίο E_Y

$$1,00 * \text{Μόνιμα} + 0,30 * \text{Ωφέλιμα} + 0,30 * E_X + 1,00 * E_Y$$

$$1,00 * \text{Μόνιμα} + 0,30 * \text{Ωφέλιμα} + 0,30 * E_X - 1,00 * E_Y$$

$$1,00 * \text{Μόνιμα} + 0,30 * \text{Ωφέλιμα} - 0,30 * E_X + 1,00 * E_Y$$

$$1,00 * \text{Μόνιμα} + 0,30 * \text{Ωφέλιμα} - 0,30 * E_X - 1,00 * E_Y$$

όπου:

E_X: Σεισμικό φορτίο κατά την διεύθυνση X

E_Y: Σεισμικό φορτίο κατά την διεύθυνση Y

Δράσεις	Ψ ₀	Ψ ₂
Επιβαλλόμενα φορτία – Κατηγορία Β: Ξενοδοχεία	0,70	0,30
Φορτία ανέμου σε κτίρια	0,60	0,00

Πίνακας 2.10 Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ_i

2.6.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αφορούν τις λειτουργικές απαιτήσεις από φορέα ή ένα δομικό μέλος, την άνεση των χρηστών και την εξωτερική εμφάνιση των δομικών στοιχείων. Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι οι ακόλουθοι:

1. Χαρακτηριστικοί Συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} (\psi_{0,i} * Q_{k,i}) \quad (2-26)$$

2. Συχνοί Συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} * Q_{k,1} + \sum_{i > 1} (\psi_{0,i} * Q_{k,i}) \quad (2-27)$$

3. Οιονεί Μόνιμοι Συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} (\psi_{2,i} * Q_{k,i}) \quad (2-28)$$

όπου:

+ : «επαλληλία με»

G_{k,j} : χαρακτηριστική τιμή μόνιμων δράσεων

$Q_{k,i}$: χαρακτηριστική τιμή επικρατέστερης μεταβλητής δράσης –
χαρακτηριστική τιμή λοιπών μεταβλητών δράσεων i
 A_{Ed} : τιμή σχεδιασμού σεισμικής δράσης
 A_d : τιμή σχεδιασμού τυχηματικής δράσης
 P : χαρακτηριστική τιμή προέντασης
 $\gamma_{G,j}$: επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την μόνιμη δράση
 $\gamma_{Q,i}$: επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την μεταβλητή δράση
 γ_P : επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση

Οι τιμές του συντελεστή γ είναι:

Οριακή κατάσταση αστοχίας:

$\gamma_{G,j}$: 1,35 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή
 $\gamma_{Q,1}$: 1,50 όπου είναι δυσμενής και 0,00 όπου είναι ευνοϊκή
 $\gamma_{Q,i}$: 1,50 όπου είναι δυσμενής και 0,00 όπου είναι ευνοϊκή

Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας:

$\gamma_{G,j}$: 1,00 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή
 $\gamma_{Q,1}$: 1,00 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή
 $\gamma_{Q,i}$: 1,00 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή

3 Διαστασιολόγηση Σύμμικτων Πλακών

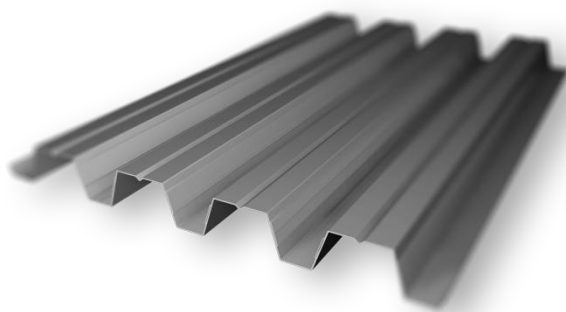
3.1 Γενικά στοιχεία

Χρησιμοποιείται χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 το οποίο είναι ένα γαλβανισμένο προφίλ τραπεζοειδούς σχήματος που εφαρμόζεται για την κατασκευή σύμμικτων πλακών μεγάλων ανοιγμάτων. Επιπρόσθετα, μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως αμιγώς μεταλλικός φορέας ικανός να καλύψει μεγάλα ανοίγματα.

Το άνω πέλμα του χαλυβδόφυλλου ενισχύεται έναντι τοπικού λυγισμού με μία ενδιάμεση ενίσχυση στο μέσο του. Στον κορμό υπάρχουν ειδικές νευρώσεις (εντυπώματα) μήκους 40mm, τα οποία προσδίδουν την επιπλέον συνάφεια που απαιτείται μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος με σκοπό να μεταφέρονται οι δυνάμεις διαμήκους διάτμησης που αναπτύσσονται μεταξύ των δύο υλικών.

Τα χαλυβδόφυλλα παράγονται πάντα με τα υψηλά επίπεδα ποιότητας του εργοστασίου σε πάχη από 0,75mm – 1,25mm. Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται είναι υψηλής ποιότητας S320, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, γαλβανισμένος με δυνατότητα επιλογής βαφής σε μία μεγάλη γκάμα χρωμάτων.

- Ανάπτυγμα: 1250mm
- Πάχος: 0,75mm – 1,25mm
- Κάλυψη: 750 ± 5,00mm
- Βάθος: 73 ± 1,00mm
- Πάτημα: 187,50 ± 2,00mm



Σχήμα 3.1 Χαλυβδόφυλλο



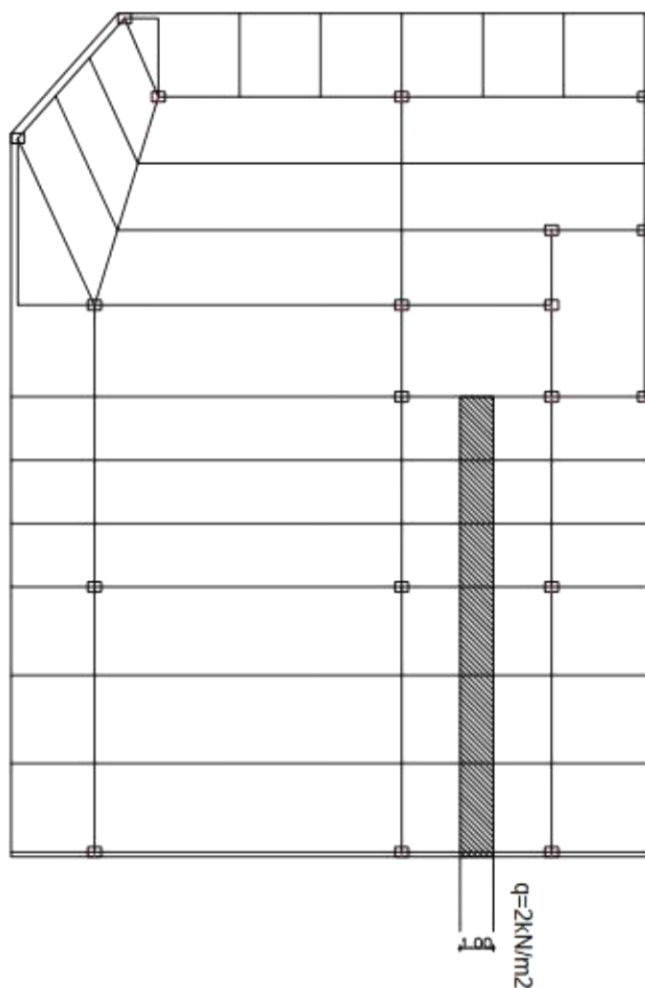
Σχήμα 3.2 Χαλυβδόφυλλο SymDeck 73

Για τον σχεδιασμό και τον υπολογισμό των σύμμικτων πλακών της κατασκευής, χρησιμοποιείται το υπολογιστικό πρόγραμμα SymDeck Designer, το οποίο είναι ένα πρόγραμμα κατάλληλο για την ανάλυση και την διαστασιολόγηση σύμμικτων πλακών με χαλυβδόφυλλο Symdeck 73 που αναπτύχθηκε από την εταιρία ΕΛΑΣΤΡΟΝ και κυκλοφορεί δωρεάν στο διαδίκτυο. Η λειτουργία του προγράμματος βασίζεται στους εξής κανονισμούς:

- Ευρωκώδικας 3 – Μέρος 1.3
- Ευρωκώδικας 4 – Μέρος 1.1
- ΕΚΩΣ 2000

Επιλέγεται το χαλυβδόφυλλο να είναι συνεχές και να στηρίζεται στις δευτερεύουσες δοκούς. Επιλύεται μία συνεχής δοκός 6 ανοιγμάτων. Επιλέγονται τα ελάχιστα μεγέθη και ο έλεγχος αποδεικνύει ότι επαρκούν. Στις επόμενες παραγράφους περιγράφεται η διαδικασία διαστασιολόγησης της σύμμικτης πλάκας. Αρχικά, ελέγχεται το χαλυβδόφυλλο στην φάση κατασκευής και, έπειτα, η σύμμικτη πλάκα στην φάση λειτουργίας.

- ❖ Πάχος πλάκας: $h_{πλάκας} = 16\text{cm}$
- ❖ Πάχος χαλυβδόφυλλων: $t_p = 0,80\text{mm}$
- ❖ Οπλισμοί: $\Phi 8/25$
- ❖ Επικάλυψη οπλισμών: $c = 30\text{mm}$



Σχήμα 3.3 Λωρίδα πλάτους 1m

3.2 Έλεγχος χαλυβδόφυλλου στην φάση κατασκευής

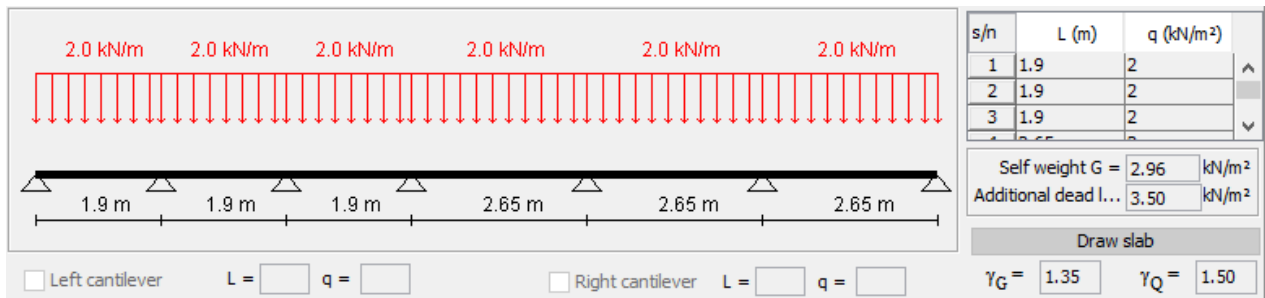
Ο έλεγχος αντοχής και επάρκειας του χαλυβδόφυλλου στην φάση κατασκευής πραγματοποιείται σύμφωνα με τις οδηγίες του Ευρωκώδικα 3, μέρος 1.3 που πραγματεύεται την ανάλυση και διαστασιολόγηση λεπτότοιχων διατομών ψυχρής έλασης. Αναφέρονται τα φορτία που συμμετέχουν στην φάση κατασκευής:

1. Ίδιον βάρος χαλυβδόφυλλου
2. Ίδιον βάρος σκυροδέματος
3. Φορτίο διαστρωσης:
 - $q_1 = 0,75 \text{ kN/m}^2$ ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο
 - $q_2 = 0,75 \text{ kN/m}^2$ ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο σε επιφάνεια 3x3(m)

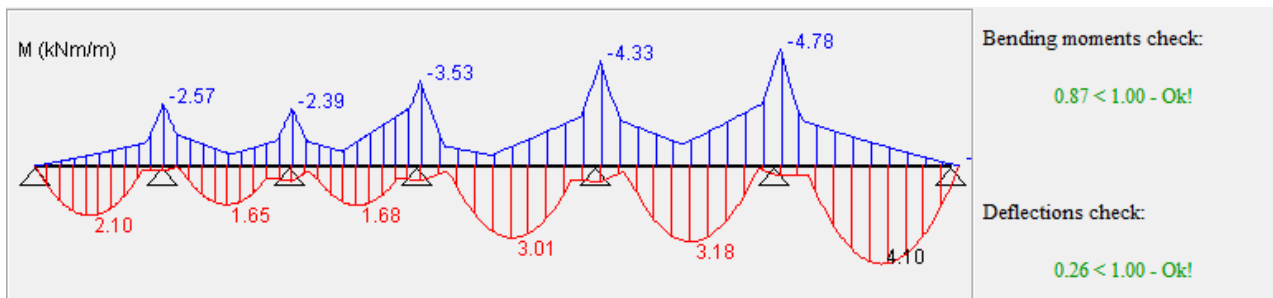
Με τα φορτία αυτά γίνεται η διαστασιολόγηση του χαλυβδόφυλλου στην φάση κατασκευής. Η επιλογή του στατικού συστήματος και η διαστασιολόγηση του χαλυβδόφυλλου γίνεται με βάση τους πίνακες των κατασκευαστών.

Φορτίο σχεδιασμού: $\gamma_G \cdot g_p + (\gamma_C \cdot g_c + 0,75 \cdot \gamma_Q) + \gamma_Q \cdot q_{\text{construction}}$

(3-1)



Εικόνα 3.1 Στατικό σύστημα χαλυβδόφυλλου



Εικόνα 3.2 Διάγραμμα ροπών κάμψης χαλυβδόφυλλου στην φάση κατασκευής

Πραγματοποιούνται δύο έλεγχοι:

- Έλεγχος κάμψης
- Έλεγχος βελών

Και οι δύο έλεγχοι είναι επιτυχείς.

3.3 Έλεγχος πλακών στην φάση λειτουργίας

Σύμφωνα με τις προδιαγραφές του Ευρωκώδικα 4, μέρος 1.1 ισχύουν οι εξής περιορισμοί για τα ελάχιστα πάχη των σύμμικτων πλακών:

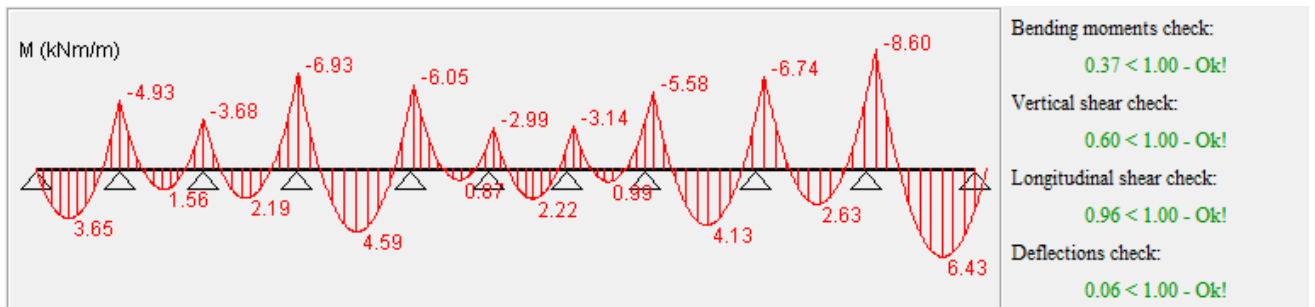
- $\min h = 80\text{mm}$
- $\min h_c = 40\text{mm}$
- Εντός του ύψους h_c του σκυροδέματος πρέπει να τοποθετείται διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός, με ελάχιστο εβδοαδόν $80\text{mm}^2/\text{m}$ ανά κατεύθυνση
- Ελάχιστη απόσταση μεταξύ των ράβδων: $\min\{2h, 350\text{mm}\}$

Αναφέρονται τα φορτία που συμμετέχουν στην φάση λειτουργίας:

1. Ίδιον βάρος χαλυβδόφυλλου
2. Ίδιον βάρος σκυροδέματος
3. Πρόσθετα μόνιμα φορτία $g_{\text{additional}} = 3,50 \text{ kN/m}^2$
4. Κινητά: $q_{\text{live}} = 2,00 \text{ kN/m}^2$

Φορτίο σχεδιασμού πλάκας στην Ο.Κ.Α.: $\gamma_G \cdot (g + g_{\text{additional}}) + \gamma_Q \cdot q_{\text{live}}$

(3-2)



Εικόνα 3.3 Διάγραμμα ροπών κάμψης χαλυβδόφυλλου στην φάση λειτουργίας

Πραγματοποιούνται τέσσερις έλεγχοι:

- Έλεγχος κάμψης
- Έλεγχος εγκάρσιας διάτμησης
- Έλεγχος διαμήκουσ διάτμησης
- Έλεγχος βελών

Και οι τέσσερις έλεγχοι στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας είναι επιτυχείς.

4 Διαστασιολόγηση Σύμμικτων Στοιχείων Κτιρίου

4.1 Διαστασιολόγηση Σύμμικτων Δοκών

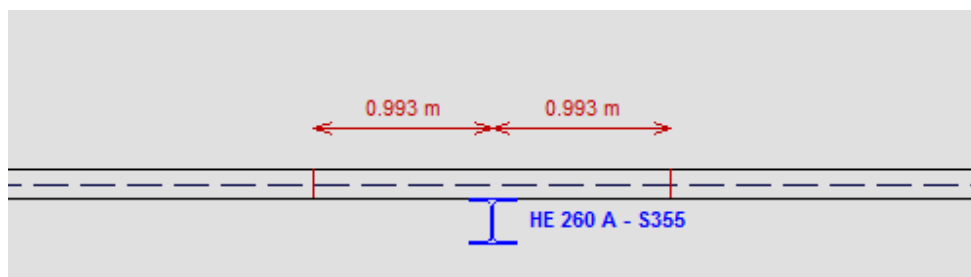
Στο κεφάλαιο αυτό πραγματοποιείται η διαδικασία ελέγχου των δοκών, οι οποίες επιλέγησαν να κατασκευαστούν αμφιέριστες και σύμμικτες. Αυτές οι δοκοί είναι οι διαδοκίδες και οι δευτερεύουσες δοκοί. Παρουσιάζονται θεωρητικά όλοι οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν προκειμένου να γίνει κατανοητός ο τρόπος διαστασιολόγησής τους. Για την επίλυση των δοκών χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα ArcelorMittal Beams Calculator version 3.47 της πολυεθνικής εταιρίας ArcelorMittal.

Επιλύονται τέσσερις (4) χαρακτηριστικές δοκοί – μία κύρια και τρεις δευτερεύουσες, όπως παρουσιάζονται και στα παρακάτω σχήματα, οι οποίες είναι δυσμενέστερες και τοποθετήθηκαν παντού ίδιες. Από την επίλυση προέκυψαν οι εξής δυσμενέστεροι δοκοί:

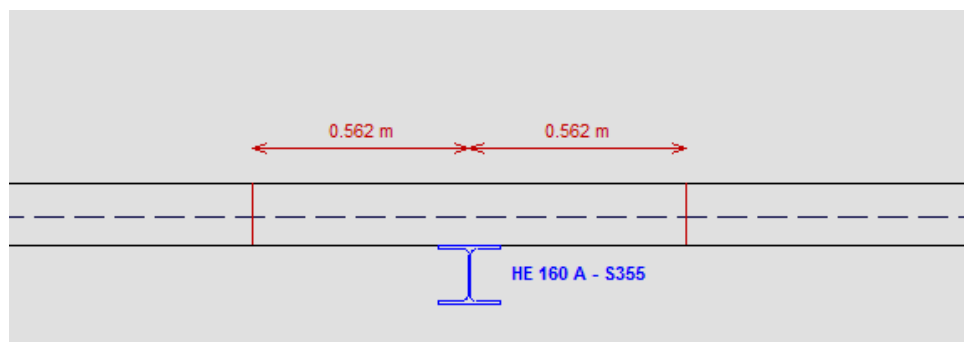
Τύπος δοκού	Διατομή	Μήκος δοκού (m)	Πλάτος επιρροής δοκού (m)
Διαδοκίδα	HEA 260	7,95	1,99
Δευτερεύουσα	HEA 160	5,50	1,12
Δευτερεύουσα	HEA 180	2,35	1,12
Δευτερεύουσα	HEA 220	9,20	2,30

Πίνακας 4.1 Βασικά χαρακτηριστικά των δοκών της κατασκευής

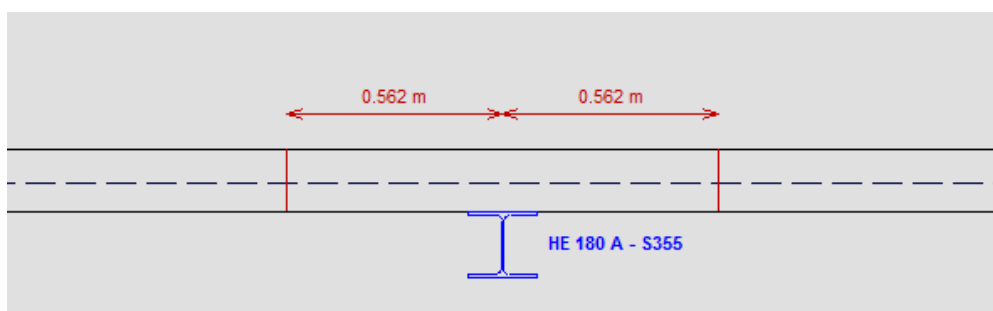
Παρουσιάζονται οι σύμμικτες κύριες και δευτερεύουσες δοκοί HEA 160, HEA 180, HEA 220, HEA 260 όπως μορφώνονται στο πρόγραμμα ArcelorMittalBeamsCalculatorversion 3.47 προκειμένου να διαστασιολογηθούν.



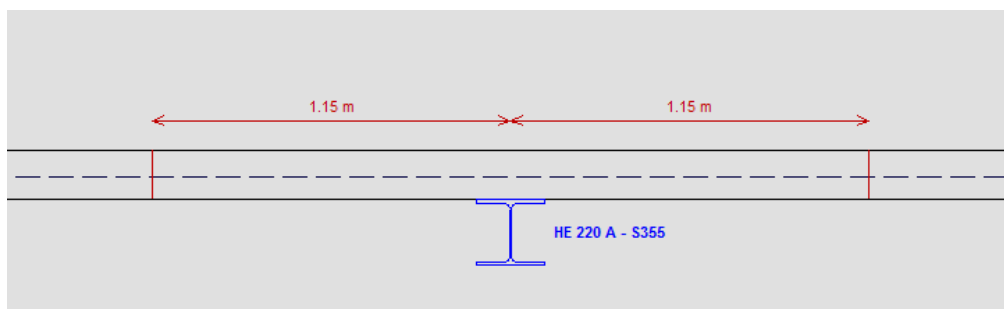
Σχήμα 4.1 Κύρια δοκός HEA 260



Σχήμα 4.2 Δευτερεύουσα δοκός HEA 160



Σχήμα 4.3 Δευτερεύουσα δοκός HEA 180



Σχήμα 4.4 Δευτερεύουσα δοκός HEA 220

4.1.1 Έλεγχος δοκών στην φάση κατασκευής

Στην φάση κατασκευής οι δοκοί ελέγχονται ως μεταλλικές. Οι έλεγχοι αφορούν τόσο την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ο.Κ.Α.), όσο και την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.). Οι έλεγχοι σε Όριακή Κατάσταση Αστοχίας γίνονται σε επίπεδο διατομής και

μέλους, όπως περιγράφεται στην συνέχεια της ενότητας. Στην φάση κατασκευής οι μεταλλικές δοκοί περιλαμβάνουν:

- ✚ Το ίδιο βάρος του ναπού σκυροδέματος ($\gamma_{\text{ναπό_σκυροδέμα}} = 26 \text{ kN/m}^3$)
- ✚ Το ίδιο βάρος της σύμμικτης πλάκας ($\gamma_{\text{σύμμικτη_πλάκα}} = 2,70 \text{ kN/m}^2$)
- ✚ Το ίδιο βάρος των μεταλλικών δοκών
 - i. **HEA 160:** $g = 0,305 \text{ kN/m}$
 - ii. **HEA 180:** $g = 0,356 \text{ kN/m}$
 - iii. **HEA 220:** $g = 0,505 \text{ kN/m}$
 - iv. **HEA 260:** $g = 0,681 \text{ kN/m}$

Ακολουθούν τα βήματα με τα οποία επιλύονται οι δοκοί από το πρόγραμμα:

❖ Κατάταξη διατομής σιδηροδοκού

Η κατάταξη μίας διατομής εξαρτάται από τη σχέση του πλάτους προς το πάχος των τμημάτων της που υπόκεινται σε θλίψη. Οι δοκοί της εργασίας καταπονούνται από εγκάρσια φορτία. Επομένως, για την κατάταξη των διατομών γίνεται έλεγχος του κορμού σε κάμψη και των πελμάτων σε θλίψη.

❖ Έλεγχος σε διάτμηση

Η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης V_{Ed} κάθε διατομής πρέπει να ικανοποιείται από την σχέση:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,00 \quad (4-1)$$

όπου:

$V_{c,Rd}$ είναι η διατμητική αντοχή σχεδιασμού. Για ελαστικό σχεδιασμό, $V_{c,Rd}$ είναι η ελαστική διατμητική αντοχή. Για πλαστικό σχεδιασμό, $V_{c,Rd}$ είναι η πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$.

Για απουσία στρέψης, η πλαστική διατμητική αντοχή υπολογίζεται από τον τύπο:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v * \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} \quad (4-2)$$

Αξίζει να σημειωθεί ότι η επιφάνεια διάτμησης A_v μπορεί να λαμβάνεται για ελατές διατομές I και H, με φορτίο παράλληλο στον κορμό και υπολογίζεται από τον τύπο:

$$A_v = A - 2 * b * t_f + (t_w + 2r) * t_f$$

❖ Έλεγχος σε κάμψη

Η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης M_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιείται από την σχέση:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,00 \quad (4-3)$$

όπου η $M_{c,Rd}$ καθορίζεται από τον παρακάτω τύπο:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1 ή 2} \quad (4-4)$$

❖ Έλεγχος μέλους στην φάση κατασκευής – Πλευρική ευστάθεια

Μία πλευρικά μη προστατευμένη δοκός που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα πρέπει να ελέγχεται έναντι στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού ως εξής:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,00 \quad (4-5)$$

όπου:

M_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής

$M_{b,Rd}$ είναι η ροπή αντοχής σε στρεπτοκαμπτικό (πλευρικό) λυγισμό

Η ροπή αντοχής σε λυγισμό μίας πλευρικά μη προστατευμένης δοκού πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * W_y * \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (4-6)$$

❖ Έλεγχος βελών δοκού στην φάση κατασκευής

Τέλος, πραγματοποιείται και έλεγχος λειτουργικότητας της σιδηροδοκού ελέγχοντας τα μέγιστα βέλη.

4.1.2 Έλεγχος δοκών στην φάση λειτουργίας

Στην φάση λειτουργίας η δοκός είναι πλέον σύμμικτη. Συνεπώς, ελέγχεται μόνο για θετικές ροπές σύμφωνα με την παρακάτω μεθοδολογία. Στην φάση λειτουργίας της η δοκός παραλαμβάνει όλα τα φορτία που παραλάμβανε στην φάση κατασκευής, αλλά προστίθενται ακόμα τα πρόσθετα μόνιμα φορτία, τα οποία θεωρούνται ίσα με 3,50 kN/m².

❖ Κατάταξη διατομής

Όπως και οι χαλύβδινες διατομές, έτσι και οι σύμμικτες δοκοί κατατάσσονται σε κατηγορίες, για λόγους μεθόδου ανάλυσης., ανάλογα με τους λόγους πλάτους προς πάχος (b/t) των θλιβόμενων τοιχωμάτων. Η μέθοδος προσδιορισμού της κατηγορίας της διατομής είναι ανάλογη της μεθόδου για χαλύβδινες διατομές.

❖ Έλεγχος σε κάμψη

Λαμβάνεται ως δεδομένο ότι ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του πάχους της πλάκας σκυροδέματος, που είναι και η συνηθέστερη περίπτωση.

$$\text{Πλαστική ροπή: } M_{pl,Rd}^+ = Z * (Z_a - \frac{Z_0}{2}) = A_a * f_{yd} * (Z_a - \frac{Z_0}{2}) \quad (4-7)$$

❖ Έλεγχος σε διάτμηση

Ακολουθείται η διαδικασία ελέγχου δοκού με συμπαγή κορμό. Οι τέμνουσες παραλαμβάνονται μόνο από τον κορμό της σιδηροδοκού. Η αναπτυσσόμενη οριακή τάση είναι, σύμφωνα με την σχέση VonMises, ίση με:

$$\frac{f_{yk}}{\sqrt{3}} \quad (4-8)$$

Επομένως, η αντοχή σε τέμνουσα είναι ίση με:

$$V_{pl,\alpha,Rd} = A_v * \frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_M} \quad (4-9)$$

όπου:

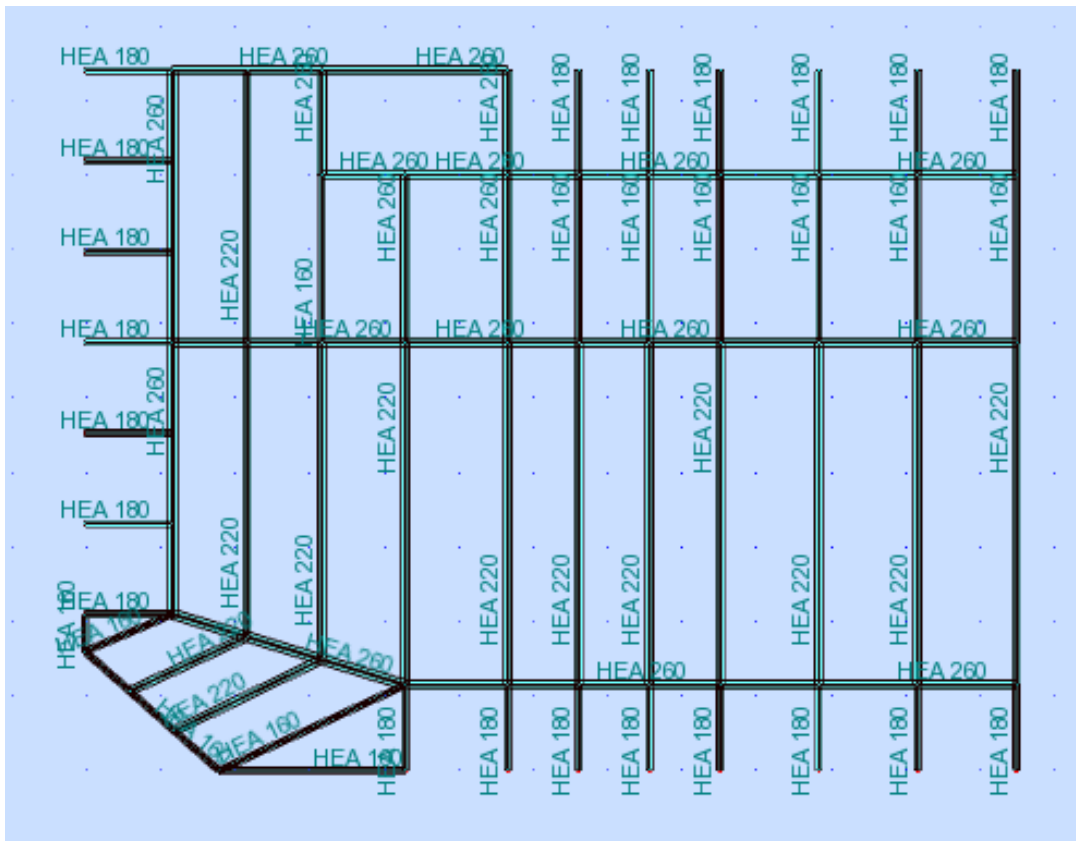
A_v : εμβαδόν του κορμού της διατομής που παραλαμβάνει την τέμνουσα. Το εμβαδόν αυτό προσδιορίζεται προσεγγιστικά

❖ Έλεγχος δοκού σε πλευρική ευστάθεια στην φάση λειτουργίας

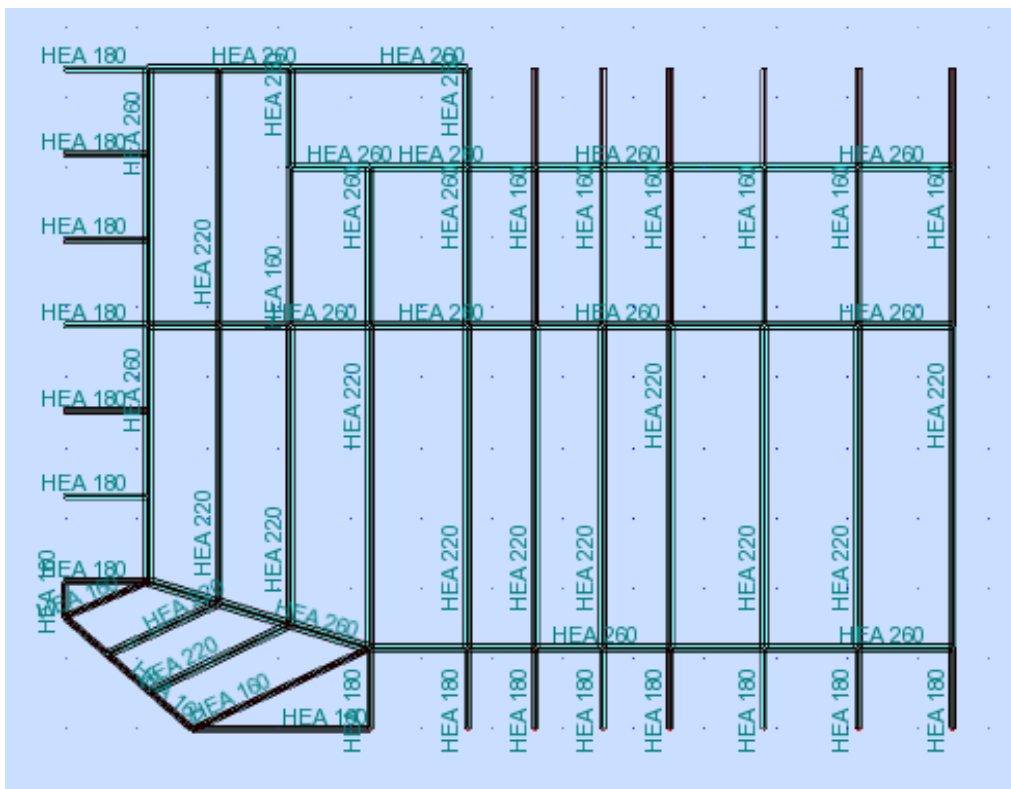
Εφόσον η δοκός είναι παντού αμφιέρειστη με θλιβόμενο το άνω πέλμα, το οποίο εξασφαλίζεται πλευρικά με την βοήθεια της πλάκας, δεν υπάρχει κίνδυνος πλευρικής εκτροπής. Συνεπώς, ο έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό της δοκού είναι περιττός.

4.1.3 Τελικές διατομές Δοκών Κτιρίου

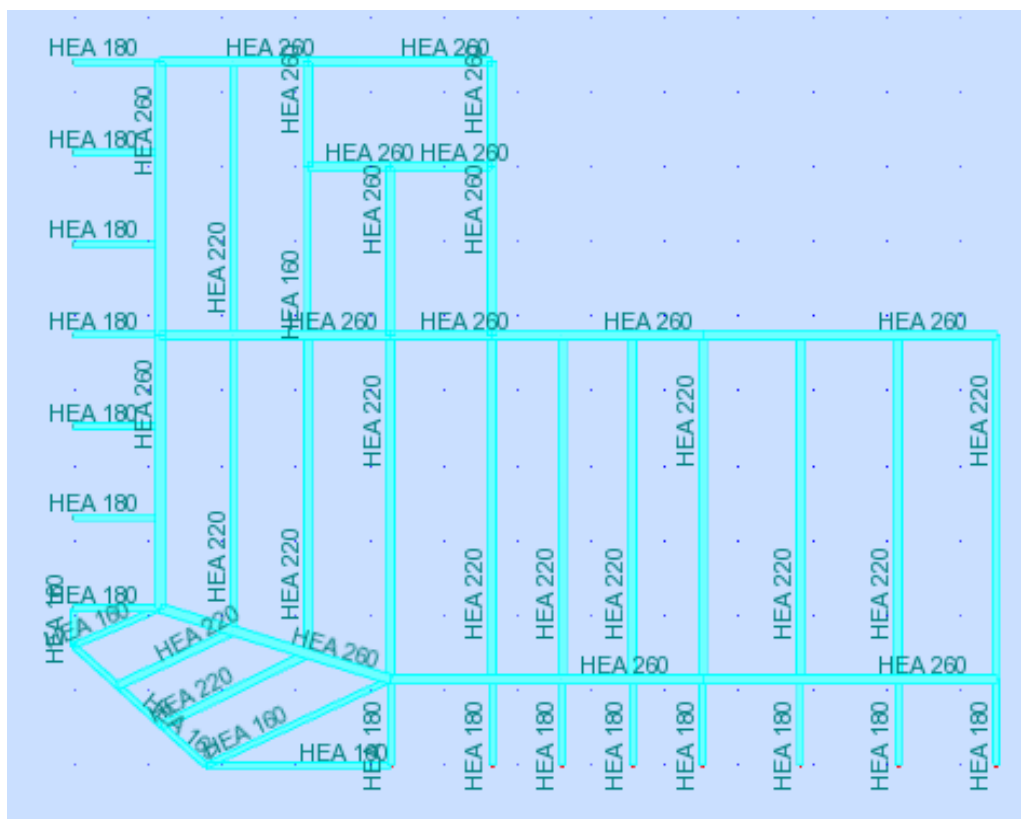
Παρακάτω παρουσιάζονται οι κατόψεις των οχτώ ορόφων του κτιρίου και οι διατομές των δοκών που προέκυψαν από την παραπάνω ανάλυση.



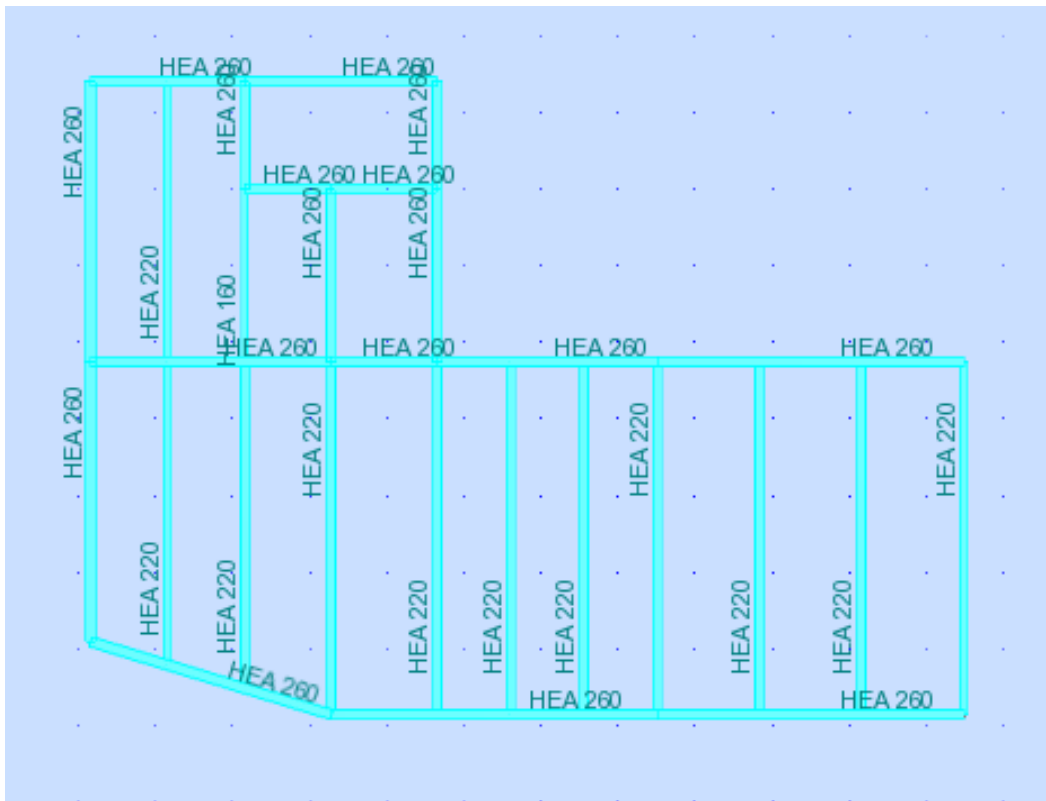
Σχήμα 4.5 Κάτοψη μεταλλικών δοκών – 1^{ος} όροφος



Σχήμα 4.6 Κάτοψη μεταλλικών δοκών – 2^{ος} όροφος



Σχήμα 4.7 Κάτοψη μεταλλικών δοκών – 3^{ος} & 4^{ος} & 5^{ος} όροφος



4.8 Κάτοψη μεταλλικών δοκών – 6^{ος} & 7^{ος} & 8^{ος} όροφος

5 Προσομοίωση Κτιρίου στο Λογισμικό Ανάλυσης

Η στατική και δυναμική ανάλυση του φορέα, καθώς και η διαστασιολόγηση όλων των δομικών στοιχείων του πραγματοποιούνται με χρήση του λογισμικού προγράμματος RobotStructuralAnalysis της Autodesk με χρήση χωρικού προσομοιώματος με γραμμικά στοιχεία τύπου beam elements, τα οποία συνδέονται μεταξύ τους κεντροβαρικά. Πιθανές εκκεντρότητες αμελούνται για λόγους απλότητας του προσομοιώματος. Τα φορτία επιβάλλονται στις δευτερεύουσες δοκούς ως ομοιόμορφα κατανομημένα. Από εκεί μεταφέρονται στις κάθετες δοκούς, στα υποστυλώματα και, εν συνεχεία, με ασφάλεια στο έδαφος. Η σύμμικτη πλάκα εξασφαλίζει διαφραγματική λειτουργία σε κάθε στάθμη, οπότε και προσομοιώνεται η λειτουργία της με κατάλληλο τρόπο, όπως περιγράφεται παρακάτω. Στις ακόλουθες ενότητες δίνονται στο πρόγραμμα όλα τα δεδομένα που απαιτούνται για να πραγματοποιηθούν οι στατικές και δυναμικές αναλύσεις για την διαστασιολόγηση του κτιρίου μελέτης.

5.1 Κάνναβος σχεδίασης μοντέλου

Αρχικά, δημιουργείται στο RobotStructuralAnalysis της Autodesk ένας τρισδιάστατος κάνναβος σχεδίασης του προσομοιώματος. Θεωρείται ως σημείο αναφοράς και αρχή του καννάβου η γραμμή του εδάφους και ως στάθμες ορόφων ορίζονται οι μέσες γραμμές των σύμμικτων πλακών. Έτσι, προκύπτουν οι παρακάτω στάθμες οι οποίες ορίζονται ως εξής:

Geometry → Axis Definition → Structural Axis → Cartesian

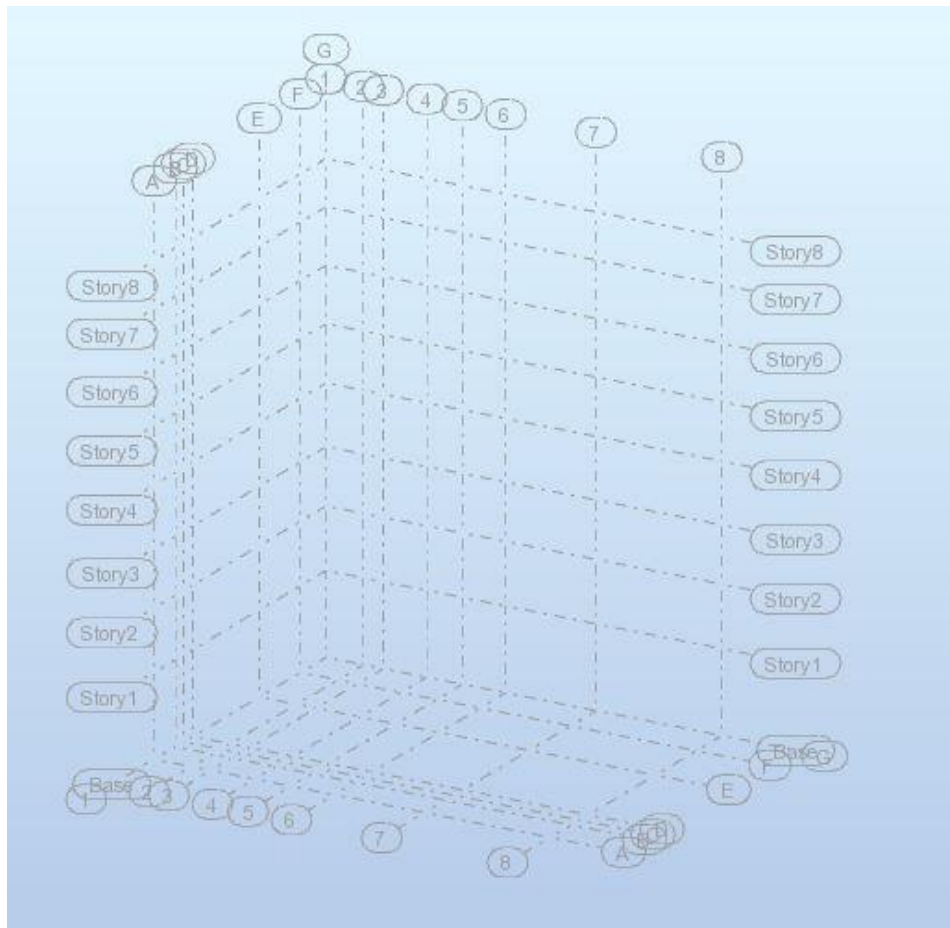
- Στάθμη 1^{ου} ορόφου: +5,05m
- Στάθμη 2^{ου} ορόφου: +8,80m
- Στάθμη 3^{ου} ορόφου: +12,25m
- Στάθμη 4^{ου} ορόφου: +15,95m
- Στάθμη 5^{ου} ορόφου: +19,40m
- Στάθμη 6^{ου} ορόφου: +22,80m
- Στάθμη 7^{ου} ορόφου: +26,20m
- Στάθμη 8^{ου} ορόφου: +29,00m

Άξονας X: 2,35m + 1,25m + 2,75m + 2,25m + 2,75m + 5,70m + 7,95m

Άξονας Y: 2,30m + 0,90m + 1,00m + 7,30m + 4,50m + 2,80m

Άξονας Z: 5,05m + 3,75m + 3,45m + 3,70m + 3,45m + 3,40m + 3,40m + 2,80m

Συνολικά, το κτίριο φτάνει μέχρι την στάθμη των 29,00m. Παρακάτω παρουσιάζεται ο τρισδιάστατος κάνναβος, όπως σχεδιάστηκε στο λογισμικό και χρησιμοποιήθηκε για τον ορισμό των κόμβων και των μελών του φορέα.

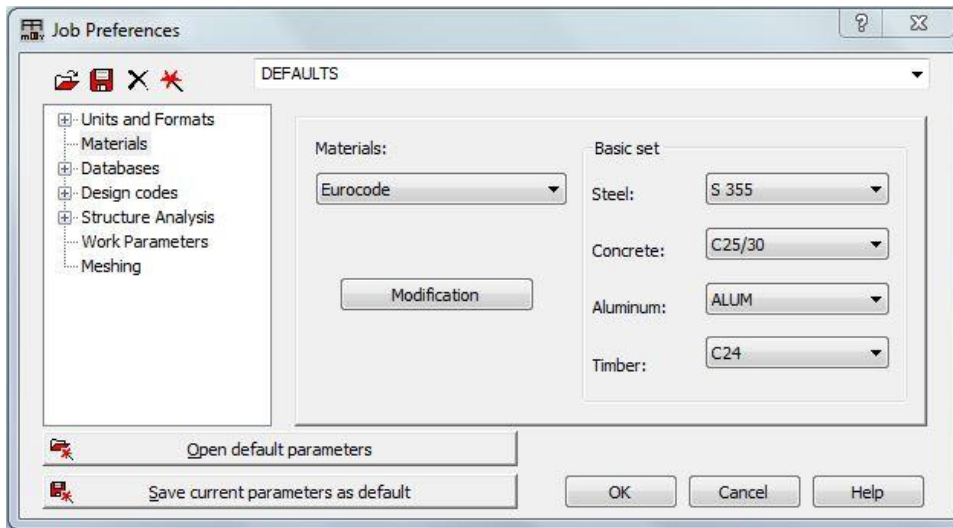


Σχήμα 5.1 Κάνναβος κτιρίου

5.2 Προσομοίωση υλικών

Για την μελέτη και την διαστασιολόγηση του κτιρίου χρησιμοποιείται χάλυβας ποιότητας S355 και σκυρόδεμα ποιότητας C25/30. Τα υλικά αυτά προσομοιώνονται με τις παρακάτω καρτέλες.

Tools → JobPreferences → Unitsand Formats → Materials

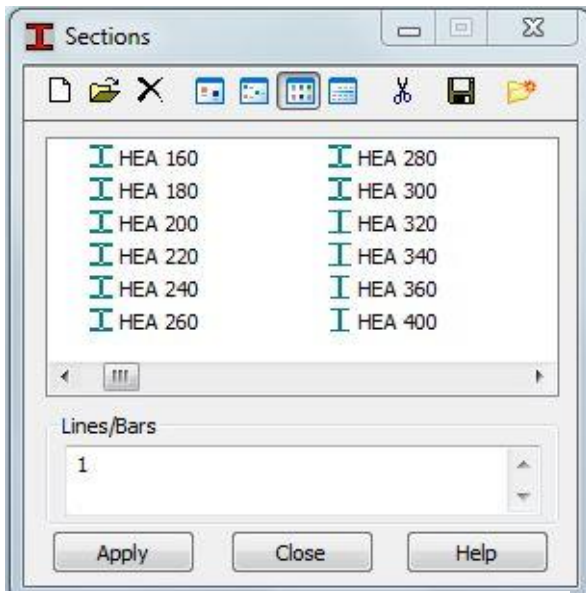


Σχήμα 5.2 Προσομοίωση υλικών

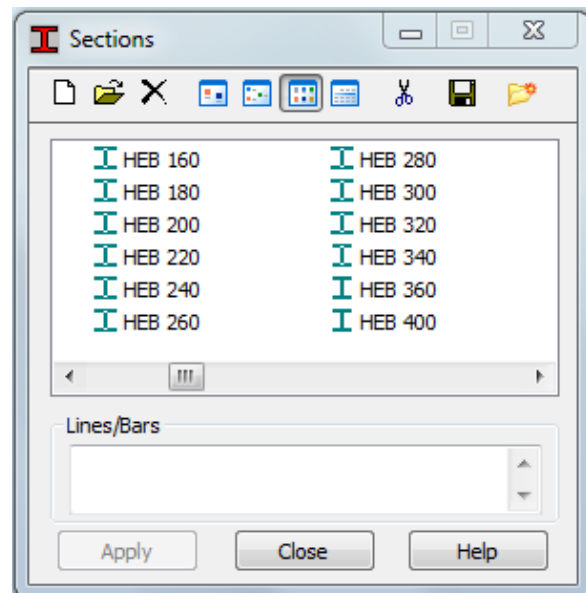
5.3 Προσομοίωση διατομών στοιχείων κτιρίου

Το κτίριο προσομοιώνεται με γραμμικά στοιχεία, οι διατομές των οποίων εισήχθησαν στο αρχείο του προσομοιώματος από την βιβλιοθήκη του προγράμματος. Αρχικά, εισήχθησαν πλατύπελμες διατομές στις δοκούς που υπολογίστηκαν (HEA 160, HEA 180, HEA 220, HEA 260), πλατύπελμες διατομές στα υποστυλώματα (HEA, HEB, HEM) και στους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας κοίλες κυκλικές διατομές, τύπου CHS. Παρατίθεται η βιβλιοθήκη με τις διατομές που χρησιμοποιούνται για την διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων του φορέα.

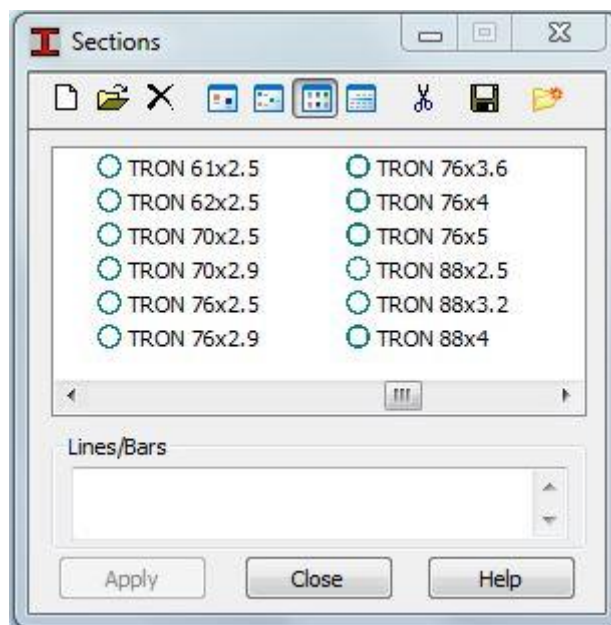
Geometry → Properties → Sections



Σχήμα 5.3 Προσομοίωση διατομών δοκών



Σχήμα 5.4 Προσομοίωση διατομών Υ/Σ



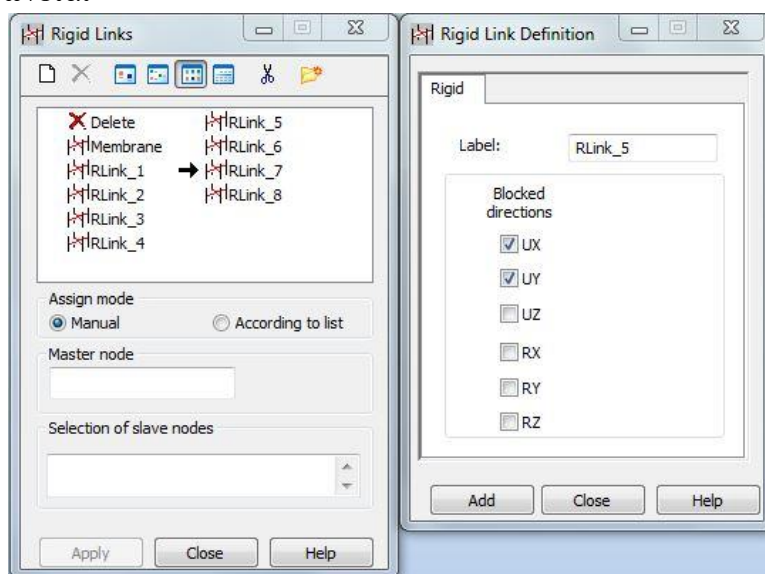
Σχήμα 5.5 Διατομές συνδέσμων δυσκαμψίας

5.4 Προσομοίωση διαφραγμάτων

Σε κάθε όροφο υπάρχει σύμμικτη πλάκα, χωρίς εσοχές, κανονικού σχήματος, με ικανοποιητική δυσκαμψία, ώστε να λειτουργεί ως διάφραγμα. Έτσι, σε κάθε όροφο προσομοιώνεται και ένα διάφραγμα με την εντολή των RigidLinks. Για την δημιουργία τους, δεσμεύονται και ελευθερώνονται οι ακόλουθοι βαθμοί ελευθερίας:

Geometry → **Additional Attributes** → **Rigid Links, Assign Mode** → **Manual**

- ✓ U_x : Δεσμεύεται
- ✓ U_y : Δεσμεύεται
- ✓ U_z : Ελευθερώνεται
- ✓ R_x : Ελευθερώνεται
- ✓ R_y : Ελευθερώνεται



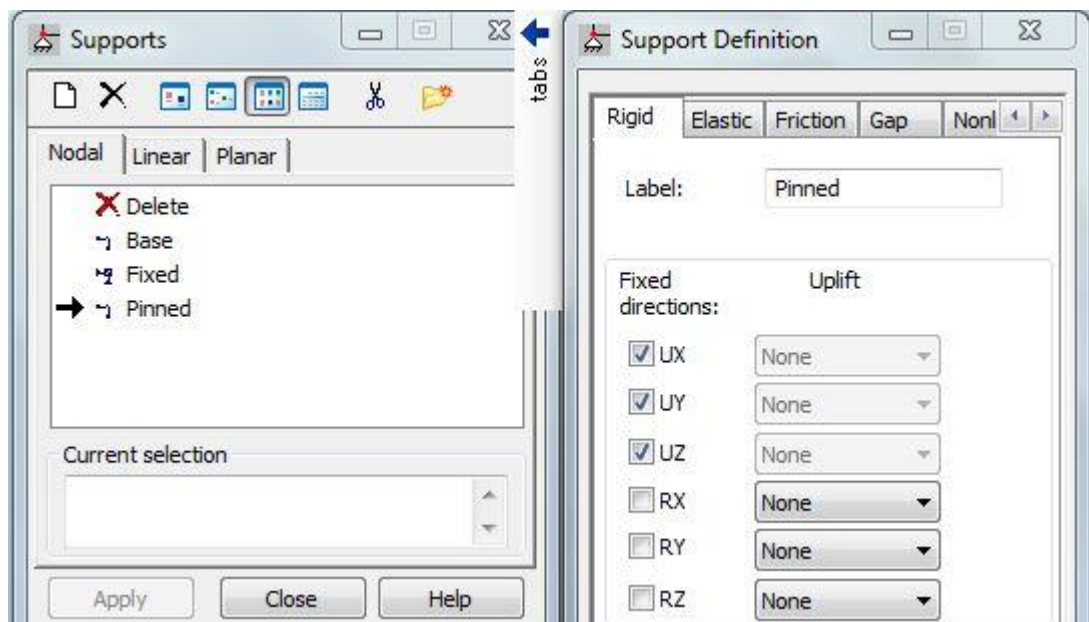
Σχήμα 5.6 Προσομοίωση διαφραγμάτων φορέα

5.5 Προσομοίωση στηρίξεων φορέα

Ο φορέας κατά τις διευθύνσεις X και Y (καθολικό σύστημα αξόνων) λειτουργεί με τους συνδέσμους δυσκαμψίας. Συνεπώς, τα υποστυλώματα αρθρώνονται κατά X και κατά Y. Η στήριξη αυτή δημιουργείται στο λογισμικό προσομοίωσης, επιλέγοντας τις εξής εντολές:

Geometry → Supports → Pinned

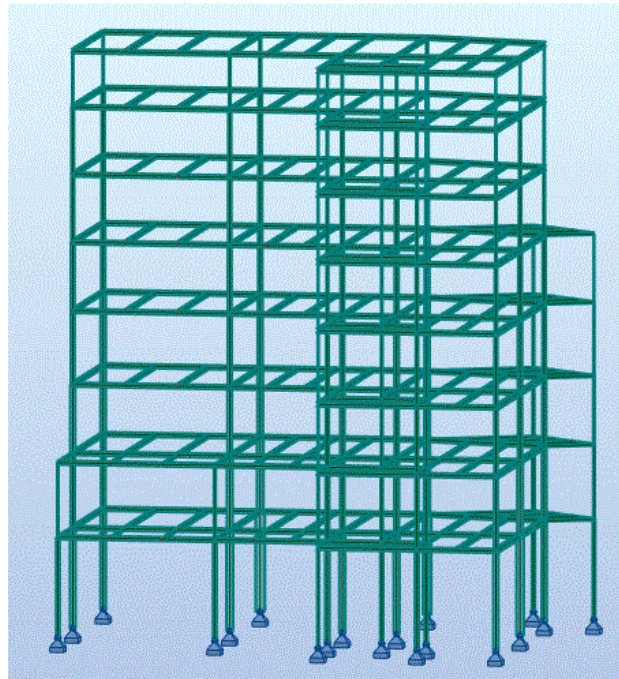
- ✓ U_x : Δεσμεύεται
- ✓ U_y : Δεσμεύεται
- ✓ U_z : Δεσμεύεται
- ✓ R_x : Ελευθερώνεται
- ✓ R_y : Ελευθερώνεται
- ✓ R_z : Ελευθερώνεται



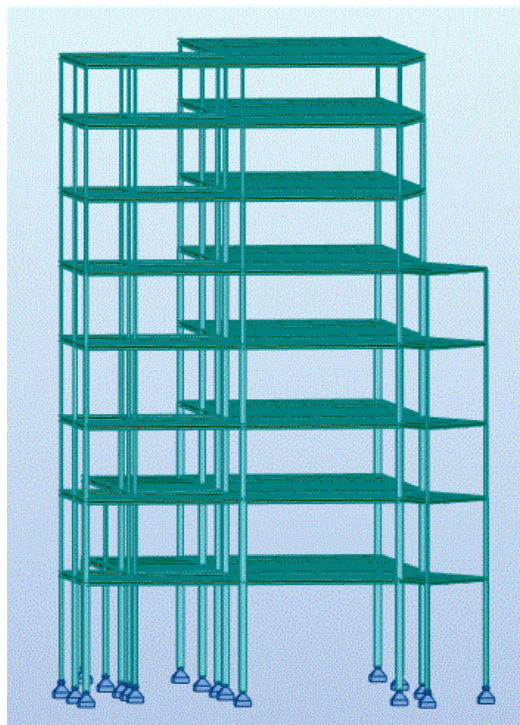
Εικόνα 5.1 Προσομοίωση στηρίξεων φορέα

5.6 Τελικός φορέας

Προσομοιώνοντας όλα τα παραπάνω, προκύπτει ο τελικός φορέας του κτιρίου στο RobotStructuralAnalysis 2017, της Autodesk.



Σχήμα 5.7 Μεταλλικός σκελετός φορέα

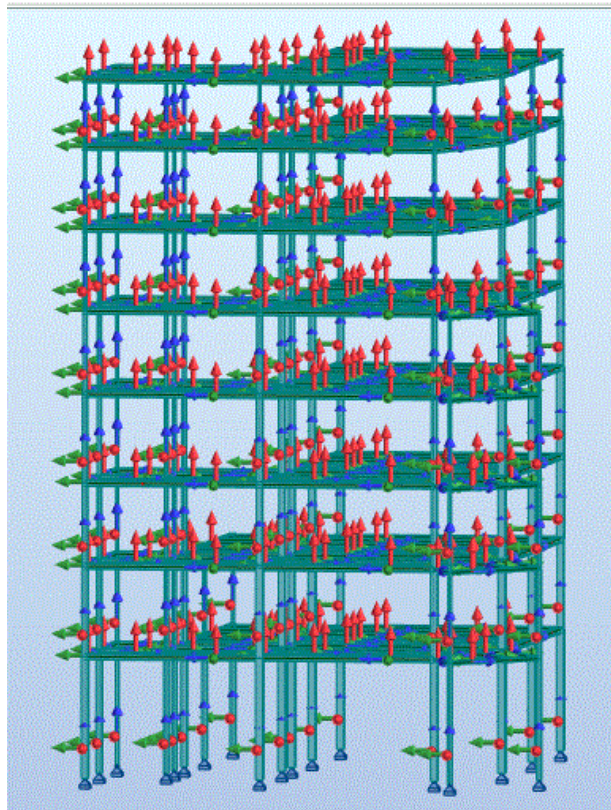


Σχήμα 5.8 Τρισδιάστατη προσομοίωση φορέα

5.7 Τοπικοί άξονες μελών

Στο λογισμικό προσομοίωσης Robot Structural Analysis 2017, της Autodesk ισχύουν τα εξής:

1. Άξονας 1 – Μπλε χρώμα: Διαμήκης άξονας του στοιχείου με φορά προς τον κόμβο πέρατος του στοιχείου.
2. Άξονας 2 – Πράσινο χρώμα: Για τα κατακόρυφα στοιχεία είναι παράλληλος στον καθολικό άξονα Y και για τα οριζόντια είναι εκείνος που ανήκει στο επίπεδο Y-Z.
3. Άξονας 3 – Κόκκινο χρώμα: Είναι εκείνος που προκύπτει με τον κανόνα του δεξιού χεριού με θετική φορά την αντιωρολογιακή.



Σχήμα 5.9 Τοπικοί άξονες μελών φορέα

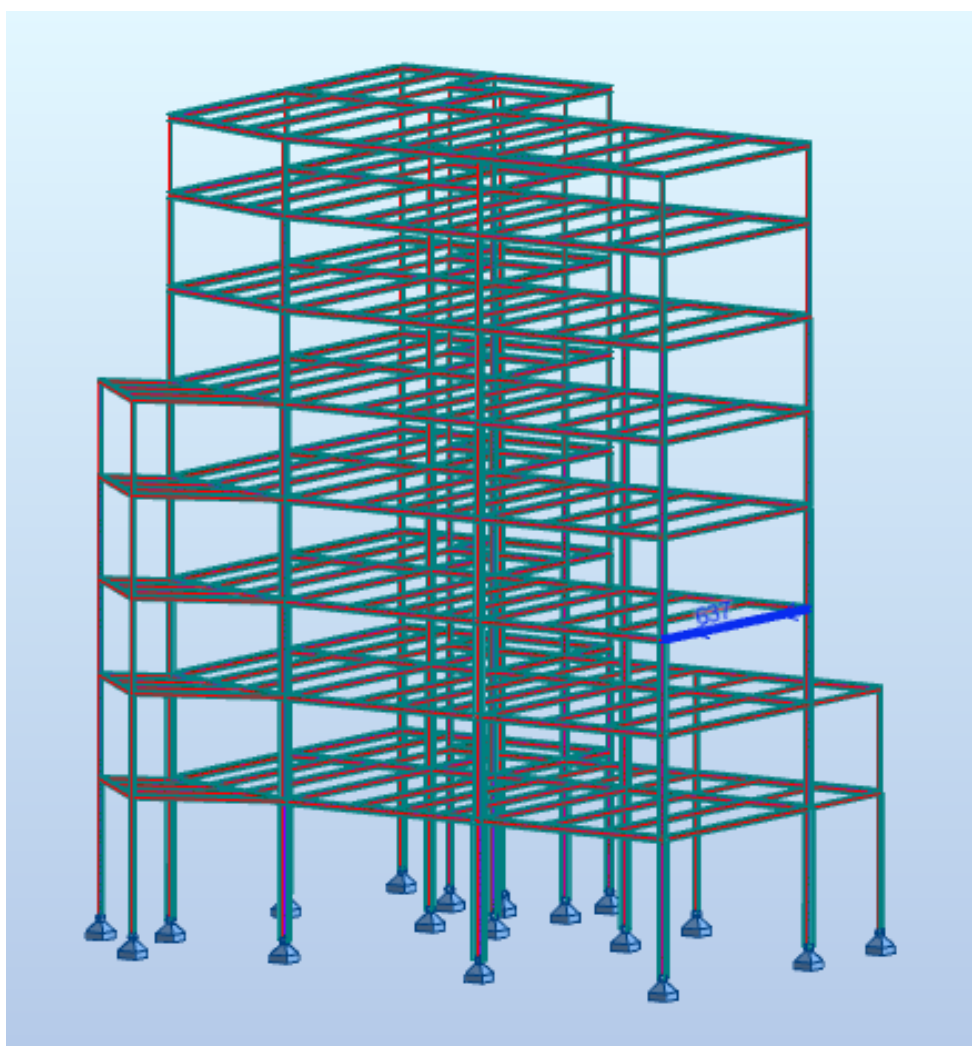
5.8 Προσομοίωση φορτίων

Για να προσομοιωθούν τα φορτία, αρχικά δημιουργήθηκαν οι αντίστοιχες φορτίσεις, όπως απεικονίζονται στις επόμενες φωτογραφίες. Προσομοιώθηκαν όλα τα φορτία ως «μόνιμα» προκειμένου να οριστούν από τον χρήστη οι χαρακτηριστικές τιμές, οι συντελεστές ασφαλείας και οι κατάλληλοι συνδυασμοί φόρτισης.

5.8.1 Ίδιον βάρος φορέα

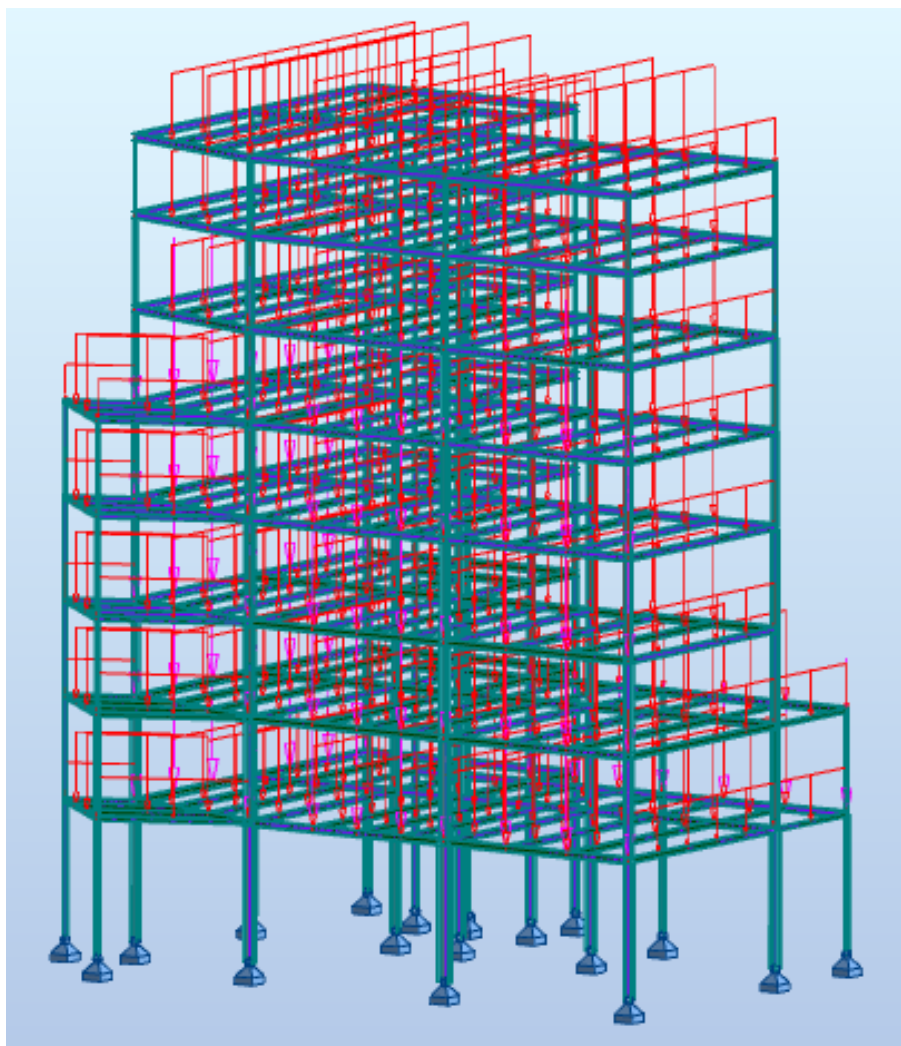
Το ίδιο βάρος του φορέα υπολογίζεται αυτόματα από το λογισμικό προσομοίωσης. Εξαρτάται από τις διατομές με τις οποίες θα διαστασιολογηθούν.

5.8.1.1 *Ίδιον βάρος μεταλλικών στοιχείων φορέα (δοκοί, υποστυλώματα, σύνδεσμοι δισκαμψίας)*



Σχήμα 5.10 Ίδιον βάρος μεταλλικών στοιχείων φορέα

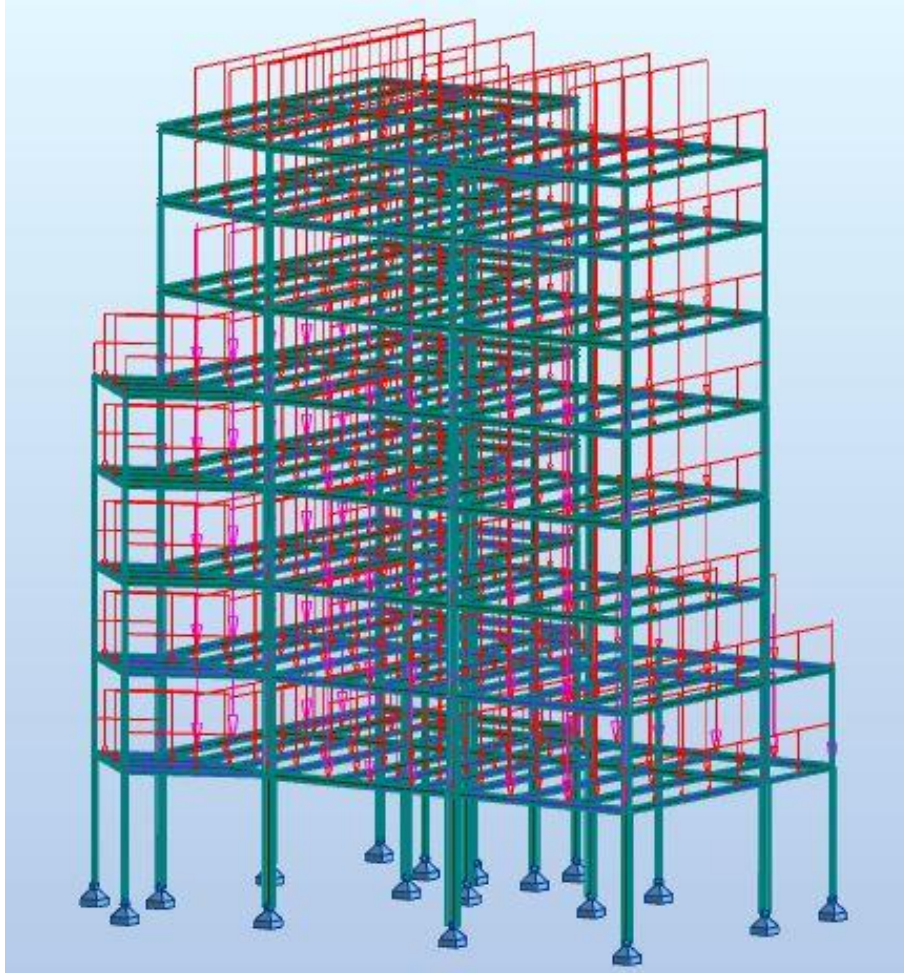
5.8.1.2 Ίδιον βάρος σύμμικτων στοιχείων φορέα (πλάκες)



Σχήμα 5.11 Ίδιον βάρος σύμμικτων στοιχείων φορέα

5.8.2 Πρόσθετα μόνιμα φορτία κατασκευής

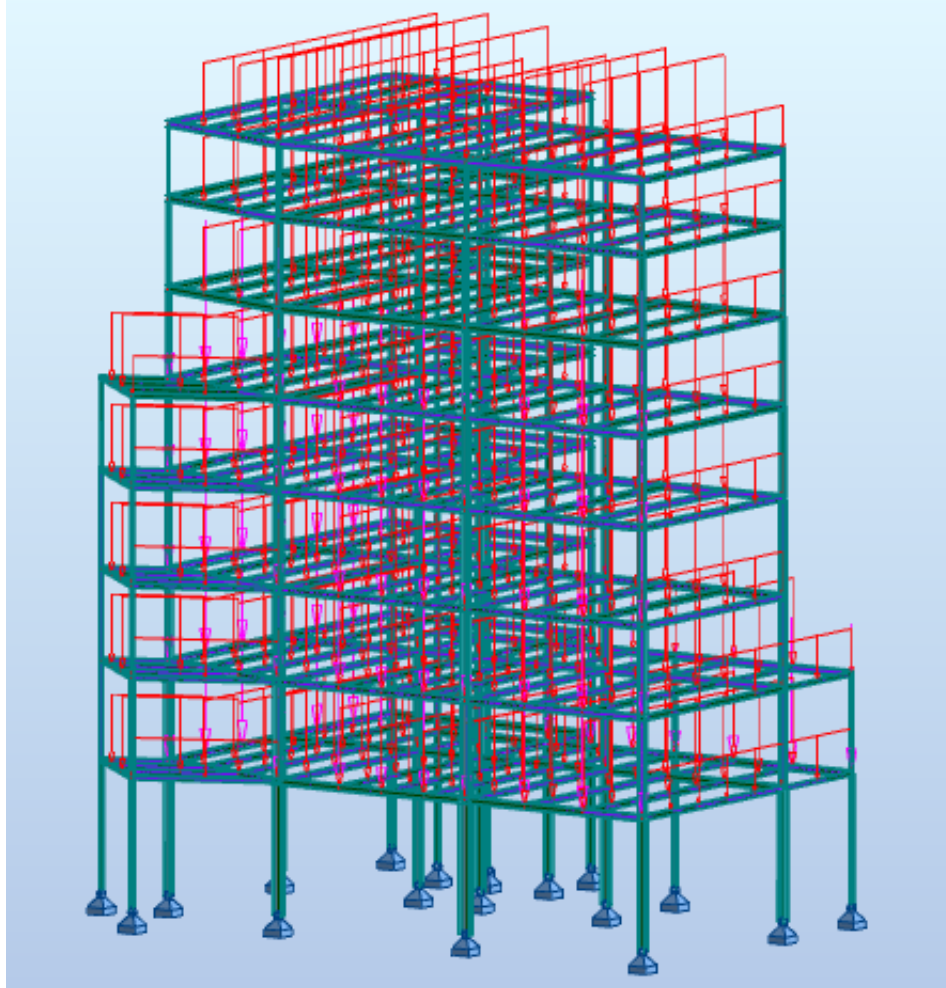
Τα πρόσθετα μόνιμα φορτία της κατασκευής επιβάλλονται στις διαδοκίδες ως γραμμικά ομοιόμορφα κατανεμημένα. Κάθε διαδοκίδα παραλαμβάνει φορτίο ανάλογα με το πλάτος επιρροής της.



Σχήμα 5.12 Πρόσθετα μόνιμα φορτία φορέα

5.8.3 Ωφέλιμα φορτία κατασκευής

Τα ωφέλιμα φορτία της κατασκευής επιβάλλονται στις διαδοκίδες ως γραμμικά ομοιόμορφα κατανεμημένα. Οι διαδοκίδες καταπονούνται από φορτίο που εξαρτάται από το πλάτος επιρροής.



Σχήμα 5.13 Ωφέλιμα φορτία φορέα

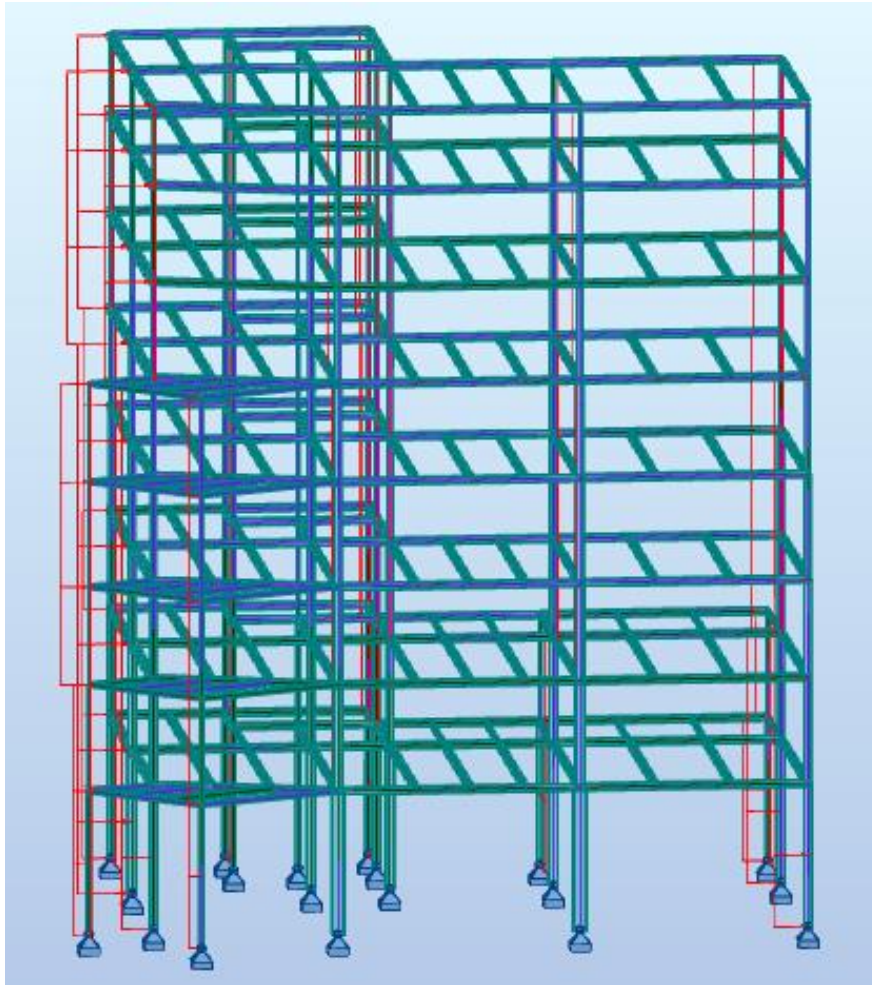
5.8.4 Φορτία ανέμου

Παρουσιάζονται τα φορτία ανέμου (εσωτερικές & εξωτερικές) που ασκούνται στις τέσσερις διευθύνσεις του κτιρίου.

5.8.4.1 Εξωτερικές Πίεσεις

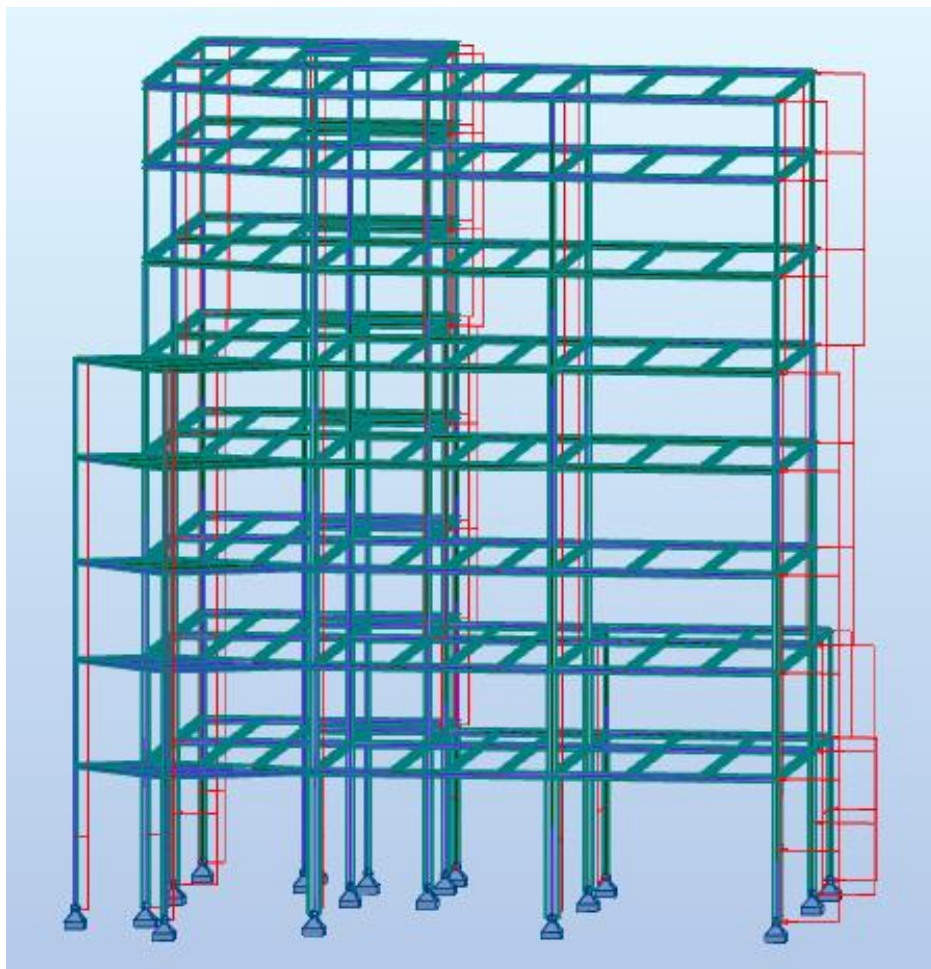
❖ Άνεμος +X (Άνεμος 0°)

Εξωτερική πίεση $W_{e,0}$



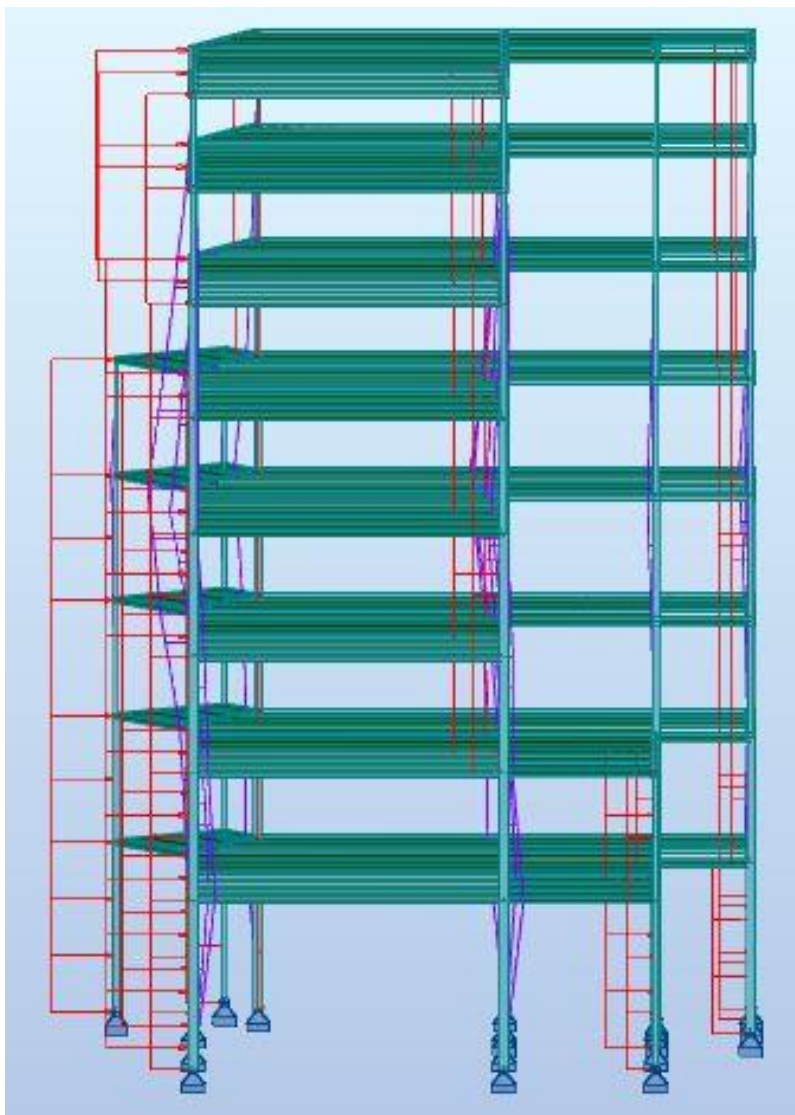
Σχήμα 5.14 Εξωτερική πίεση του ανέμου στην διεύθυνση +X

❖ Άνεμος -X (Άνεμος 180°)
Εξωτερική πίεση $W_{e, 180}$



Σχήμα 5.15 Εξωτερική πίεση του ανέμου στην διεύθυνση -X

❖ Άνεμος +Y (Άνεμος 90°)
Εξωτερική πίεση $W_{e, 90}$



Σχήμα 5.16 Εξωτερική πίεση του ανέμου στην διεύθυνση +Y

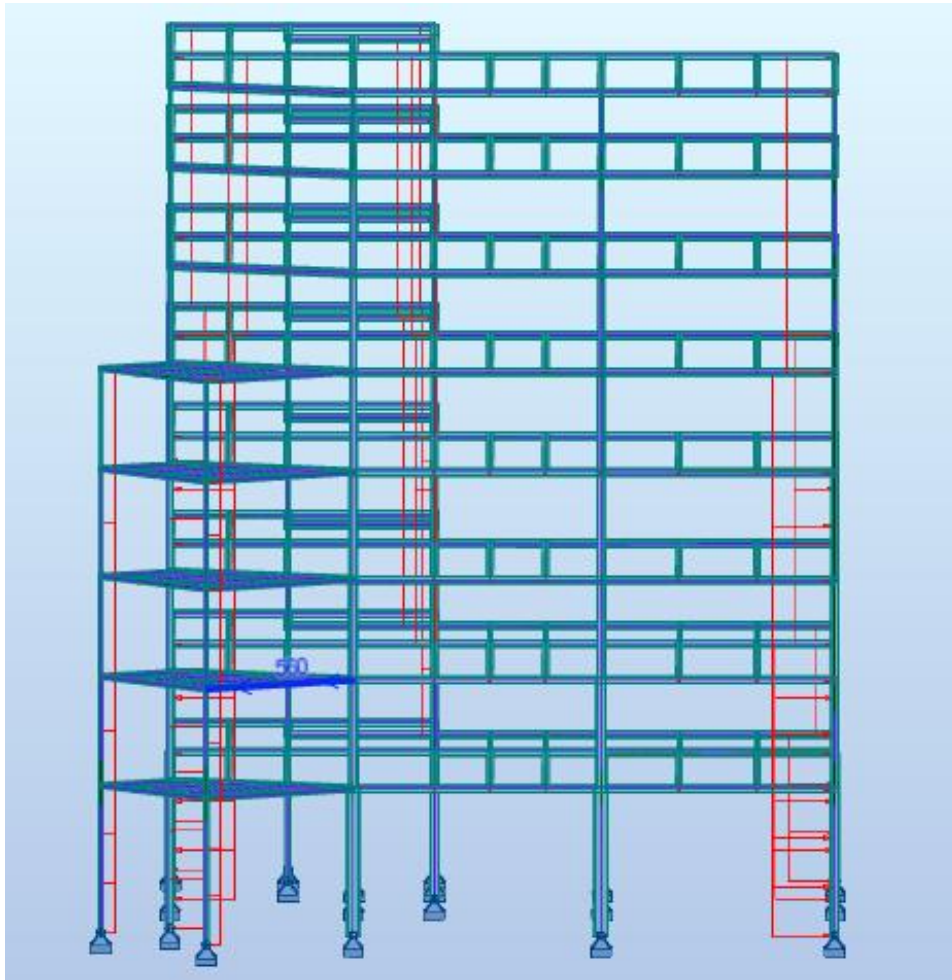
❖ Άνεμος -Υ (Άνεμος 270°)
Εξωτερική πίεση $W_{e, 270}$



Σχήμα 5.17 Εξωτερική πίεση του ανέμου στην διεύθυνση -Υ

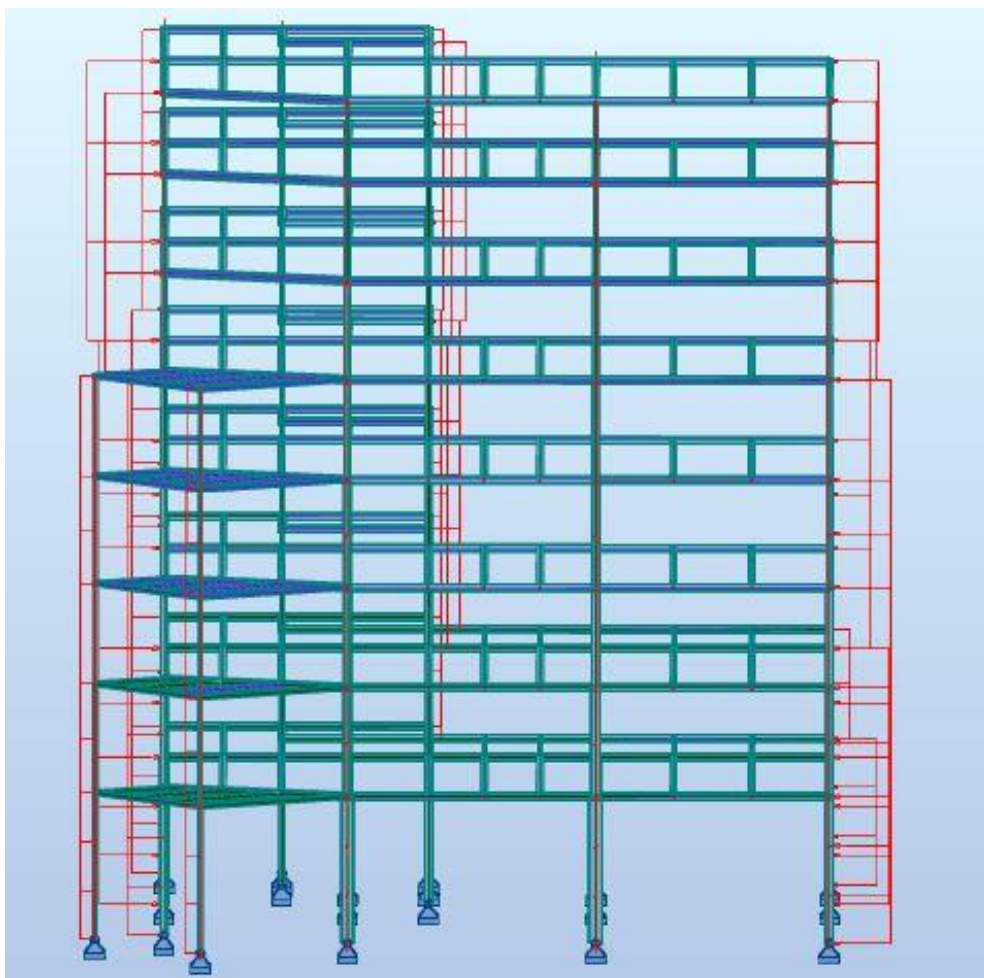
5.8.4.2 Εσωτερικές Πίεσεις

- ❖ Εσωτερική πίεση $W_{i_{0,+0,20}}$ και $W_{i_{180,+0,20}}$ ($C_{pi} = 0,20$)



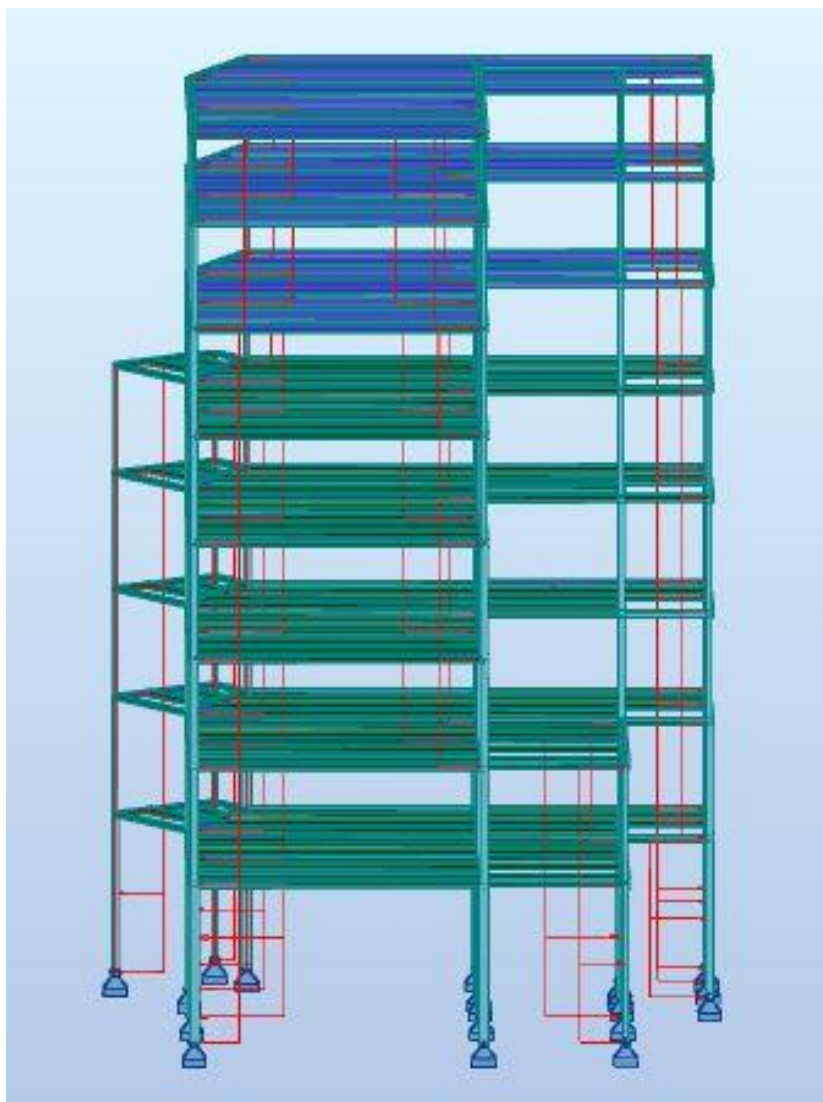
Σχήμα 5.18 Εσωτερική πίεση – από μέσα προς τα έξω – για άνεμο +X & -X

❖ Εσωτερική πίεση $W_{i_{0,-0,30}}$ και $W_{i_{180,-0,30}}$ ($C_{pi} = -0,30$)



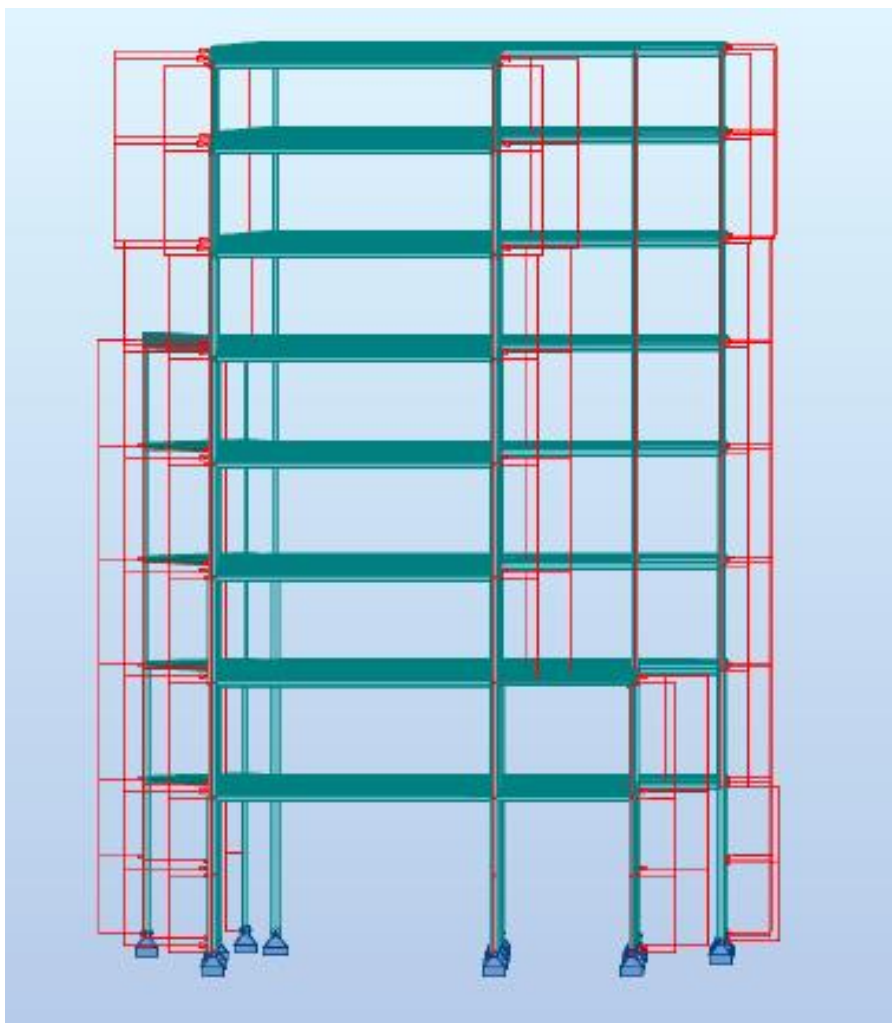
Σχήμα 5.19 Εσωτερική πίεση – από έξω προς τα μέσα – για άνεμο +X & -X

❖ Εσωτερική πίεση $W_{i_{90_{+0,20}}}$ και $W_{i_{270_{+0,20}}$ ($C_{pi} = 0,20$)



Σχήμα 5.20 Εσωτερική πίεση – από μέσα προς τα έξω – για άνεμο +Y & -Y

❖ Εσωτερική πίεση $W_{i_{90_{-0,30}}}$ και $W_{i_{270_{-0,30}}$ ($C_{pi} = -0,30$)

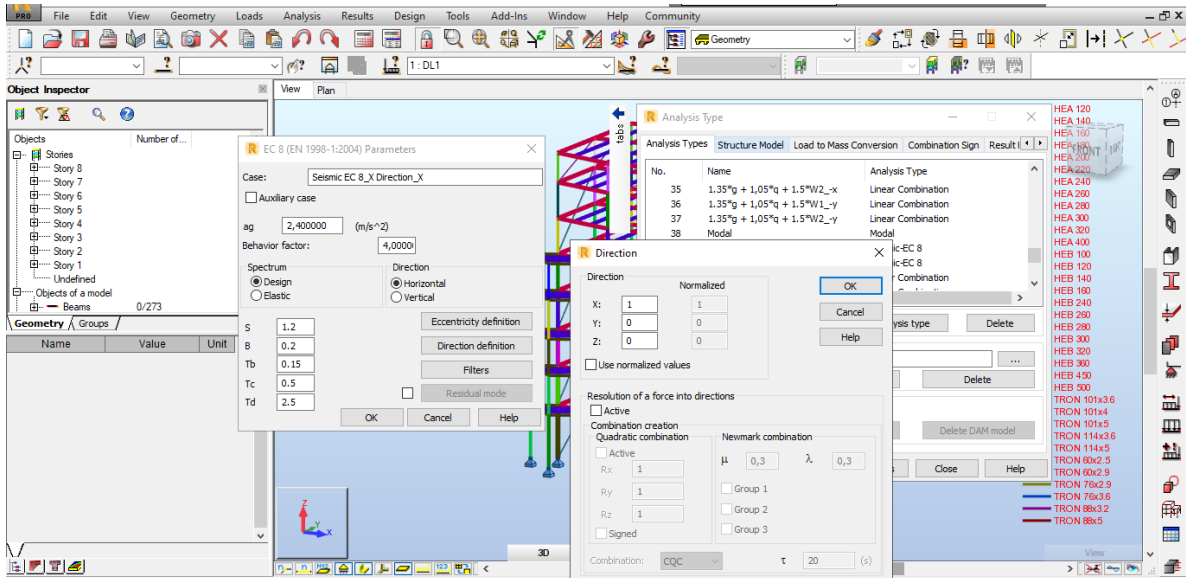


Σχήμα 5.21 Εσωτερική πίεση – από έξω προς τα μέσα – για άνεμο +Y & -Y

5.8.5 Φάσμα σεισμού

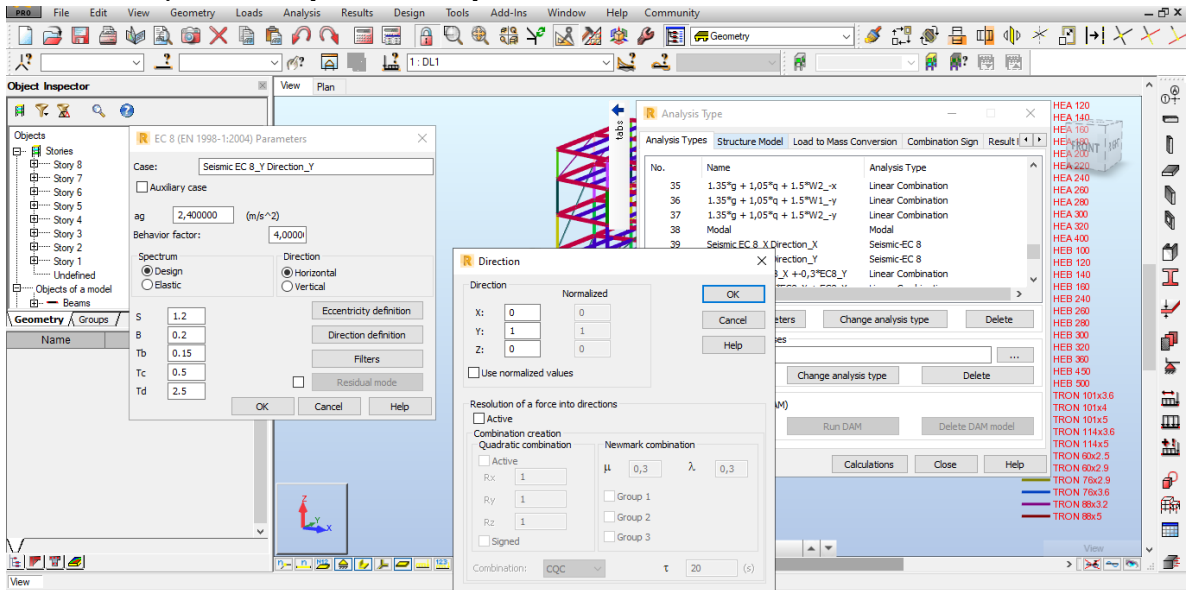
Θα πραγματοποιηθεί, σε επόμενο κεφάλαιο, η δυναμική φασματική ανάλυση. Απαιτείται, λοιπόν, η εισαγωγή του φάσματος του ευρωκώδικα 8 (EC8) κατά τις διευθύνσεις X και Y, καθώς και όλων των παραμέτρων που απαιτούνται και προαναφέρθηκαν παραπάνω σχετικά με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας, την κατηγορία εδάφους και τον δείκτη συμπεριφοράς.

❖ Φάσμα κατά την διεύθυνση X



Εικόνα 5.2 Φάσμα σεισμού κατά την διεύθυνση X

❖ Φάσμα κατά την διεύθυνση Y



Εικόνα 5.3 Φάσμα σεισμού κατά την διεύθυνση Y

5.9 Ταλαντούμενη μάζα

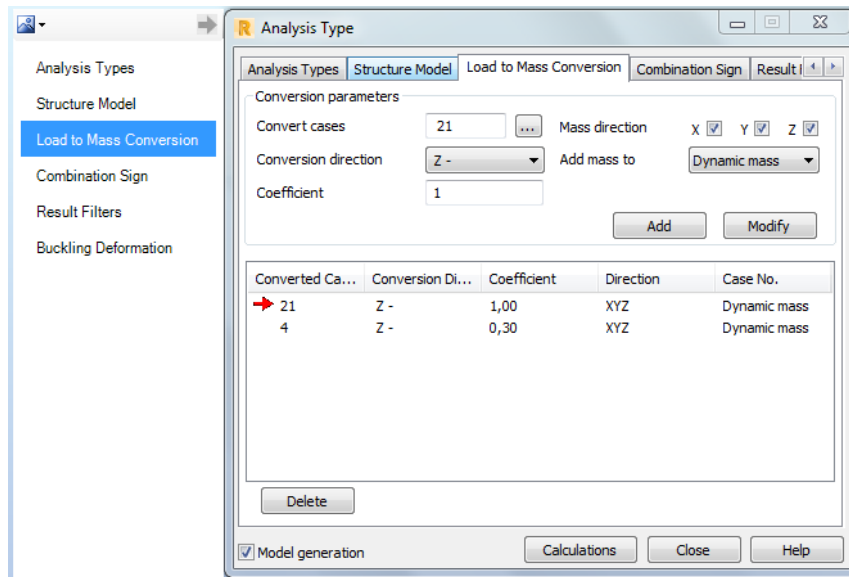
Στην σεισμική κατάσταση θεωρείται ότι ταλαντώνεται ένα ποσοστό της μάζας το οποίο προκύπτει από τα φορτία της κατασκευής. Ισούται με:

$$g + \psi_2 * q \quad (5-1)$$

όπου:

q : ωφέλιμα φορτία δαπέδων

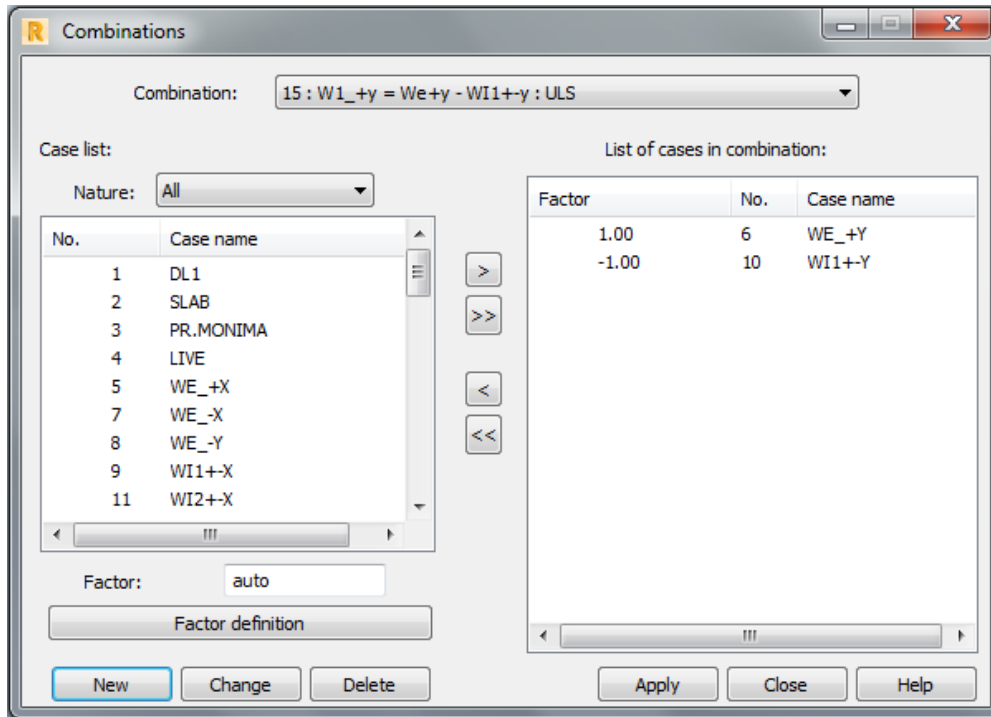
ψ_2 : ποσοστό κινητών φορτίων που συμμετέχουν στην ταλάντωση του κτιρίου την στιγμή του σεισμού, εξαρτάται από την χρήση του κτιρίου και στην περίπτωση μας είναι ίσο με 0,30



Εικόνα 5.4 Προσομοίωση ταλαντούμενης μάζας

5.10 Προσομοίωση συνδυασμών φόρτισης

Οι συνδυασμοί φόρτισης δημιουργούνται χειροκίνητα στο πρόγραμμα. Έχουν αναφερθεί και υπολογιστεί στο δεύτερο κεφάλαιο (Δράσεις επί της κατασκευής) και ορίζονται σύμφωνα με την παρακάτω καρτέλα.



Εικόνα 5.5 Προσομοίωση συνδυασμών φόρτισης

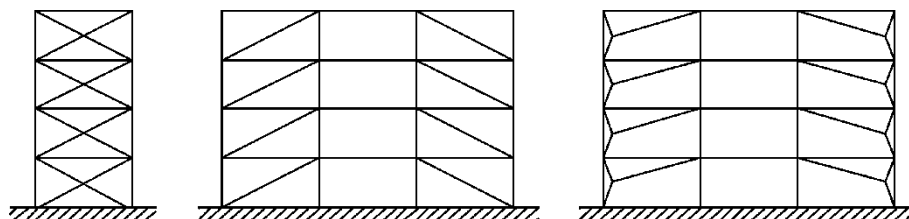
6 Προκαταρκτική Ανάλυση Φορέα

Αφού ολοκληρωθεί η προσομοίωση της κατασκευής στο πρόγραμμα, πραγματοποιείται στατική ανάλυση, προκειμένου να προσδιοριστούν τα εντατικά μεγέθη των δομικών στοιχείων του φορέα και να εξεταστούν ποιοτικά τα αποτελέσματα. Η διαστασιολόγηση των δοκών, οι οποίες έχουν προβλεφθεί να παραλαμβάνουν μόνο κατακόρυφα φορτία, έχει πραγματοποιηθεί στο τέταρτο κεφάλαιο (Διαστασιολόγηση σύμμικτων πλακών). Επομένως, η συμμετοχή των σύμμικτων δοκών στον φορέα αφορά μόνο την μεταβίβαση των φορτίων από εκείνες στα υποστυλώματα και δεν εμπλέκονται στην τελική διαστασιολόγηση του κτιρίου. Επιπλέον, στο κεφάλαιο αυτό δεν θα πραγματοποιηθεί έλεγχος βελών, διότι αυτό αφορά τις δοκούς και συνέβη κατά την διαστασιολόγησή τους στο τέταρτο κεφάλαιο.

6.1 Σύστημα Παραλαβής Οριζόντιων Φορτίων

6.1.1 Γενικά

Για να εξεταστεί η στατική συμπεριφορά του κτιρίου και στην συνέχεια η δυναμική, πρέπει να επιλεγεί και να τοποθετηθεί σύστημα παραλαβής οριζόντιων φορτίων. Λόγω μεγάλης ευκαμψίας της κατασκευής και μεγάλης στρεπτικής ευαισθησίας επελέγησαν πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα, στα οποία οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται κυρίως από μέλη τα οποία καταπονούνται από αξονικές δυνάμεις.

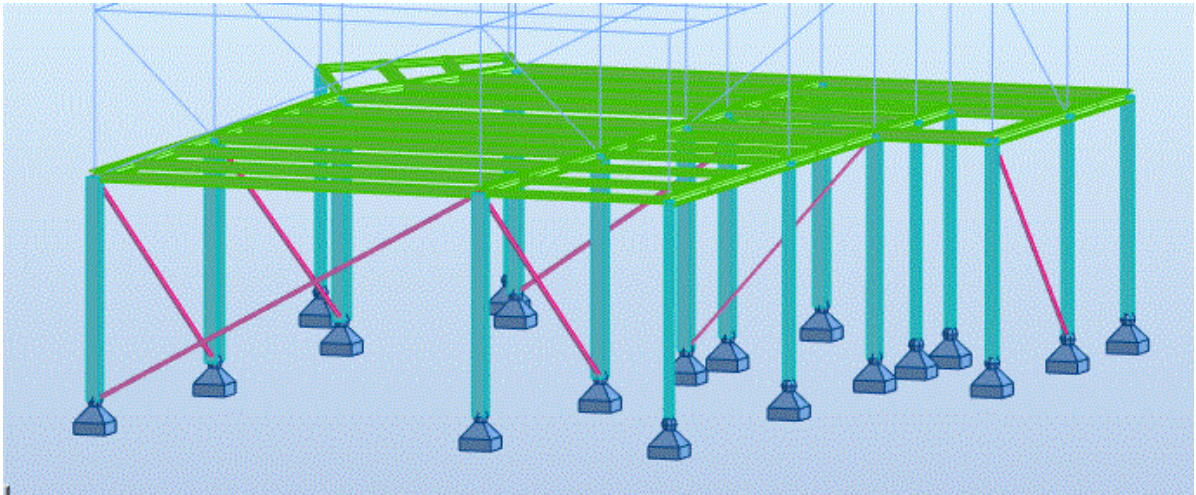


Σχήμα 6.1 Συστήματα Παραλαβής Οριζόντιων Φορτίων

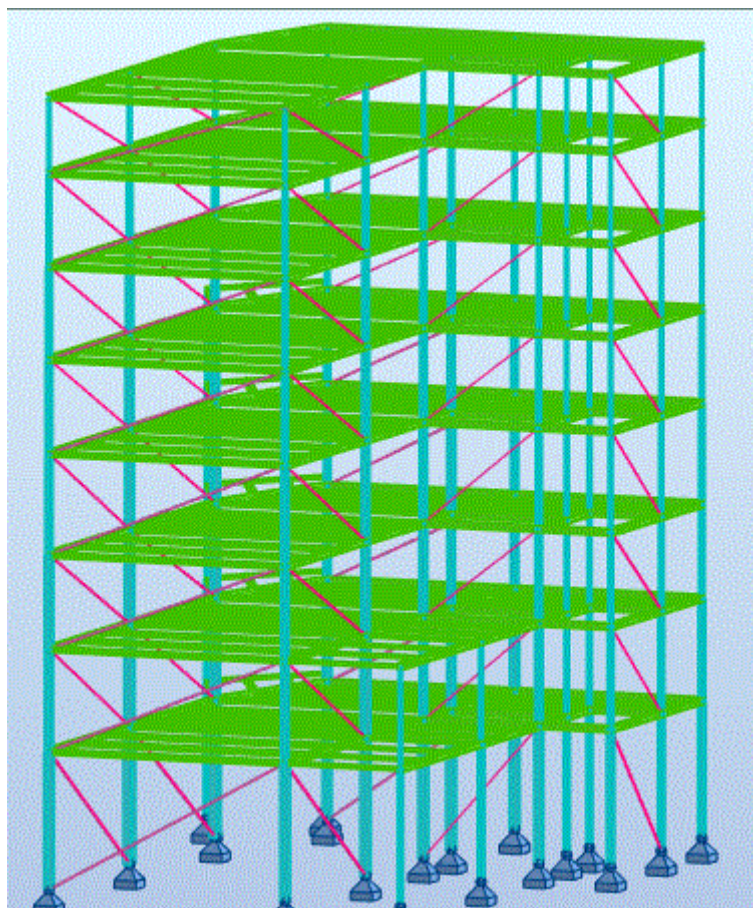
Στην περίπτωση πλαισίων με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα οι ζώνες απόδοσης ενέργειας πρέπει να βρίσκονται κυρίως στις εφελκόμενες διαγώνιους. Συνεπώς, θεωρούμε ενεργές τις εφελκόμενες διαγώνιους μόνο, αμελώντας τις διαγώνιους σε θλίψη. Γι' αυτό τον λόγο χρησιμοποιούμε τέσσερα προσομοιώματα σε καθένα εκ των οποίων, για διαφορετική διεύθυνση σεισμού, ενεργοποιούνται μόνο οι εφελκόμενες ράβδοι.

6.1.2 Εναλλακτικές θέσεις χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας

Έγιναν διάφορες επιλύσεις του φορέα, για να βρεθεί η βέλτιστη διάταξη των συνδέσμων δυσκαμψίας. Αυτό διότι εξαρχής το κτίριο παρουσίαζε έντονη στρεπτική συμπεριφορά με αποτέλεσμα τις αυξημένες μετακινήσεις και διατμητικές παραμορφώσεις των ορόφων. Ταυτόχρονα, προέκυπταν αυξημένες διατομές στα υποστυλώματα και συνολικά διαμορφωνόταν αντιοικονομική κατασκευή. Παρακάτω παρουσιάζονται ενδεικτικά δυο εναλλακτικές θέσεις των συνδέσμων, καθεμιά εκ των οποίων τροποποιούσε διαφορετικά την συμπεριφορά του κτιρίου. Επίσης, δίνονται τα δυναμικά χαρακτηριστικά και οι διατμητικές παραμορφώσεις των ορόφων του κτιρίου.



Σχήμα 6.2 Πρώτη εναλλακτική θέση συνδέσμων δυσκαμψίας



6.3 Δεύτερη εναλλακτική θέση συνδέσμων δυσκαμψίας

Dynamic Analysis Results - Cases: 38 39 41

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)
38/ 1	0,50	2,02	57,00	20,12
38/ 2	0,51	1,96	78,92	75,62
38/ 3	0,74	1,36	79,96	76,41
38/ 4	1,34	0,75	87,94	79,65
38/ 5	1,35	0,74	88,32	86,34
38/ 6	1,36	0,74	94,19	93,72

Πίνακας 6.1 Δυναμικά χαρακτηριστικά και διατημητικές παραμορφώσεις ορόφων

6.1.3 Τελική θέση συνδέσμων δυσκαμψίας

Μετά από αρκετές δοκιμαστικές επιλύσεις του φορέα για τις παραπάνω διάφορες θέσεις των συνδέσμων δυσκαμψίας, καταλήξαμε στον παρακάτω φορέα. Με την συγκεκριμένη διάταξη αυτών καταφέραμε να μειώσουμε τις στροφές των ορόφων, αλλά και να εκμεταλλευτούμε σε μεγάλο βαθμό τις διατομές των συνδέσμων, άρα και των υποστρωμάτων. Έτσι, βελτιστοποιήθηκε η δυναμική συμπεριφορά του κτιρίου, πράγμα που επαληθεύεται και από τον ικανοτικό έλεγχο που ακολουθεί. Παρακάτω δίνεται χαρακτηριστικά η εικόνα της δυναμικής συμπεριφοράς του κτιρίου μέσω την ιδιομορφικής

ανάλυσης του. Αξίζει να σημειωθεί ότι καταφέραμε να δώσουμε στο κτίριο αρκετά μεταφορική συμπεριφορά, πράγμα που γίνεται αντιληπτό από τις δρώσες ιδιομορφικές μάζες, οι οποίες φτάνουν στην τάξη του 80% ήδη στις δυο πρώτες ιδιομορφές.

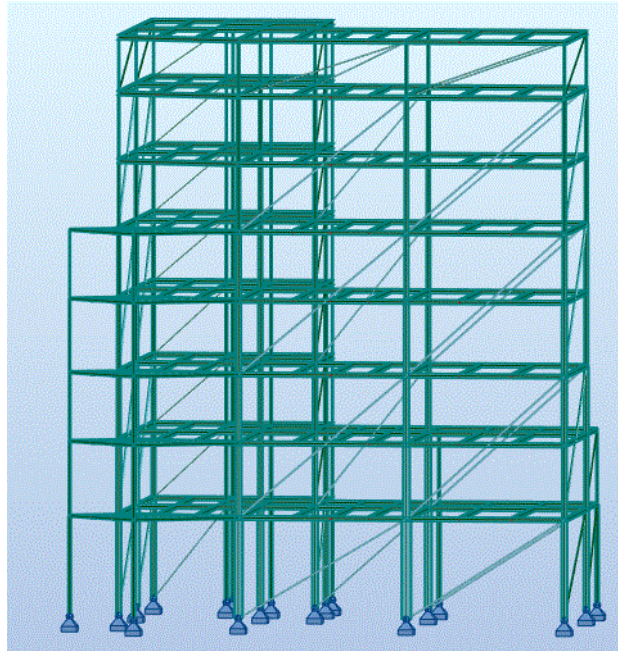
Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)
38/ 1	0,53	1,88	0,05	80,39
38/ 2	0,57	1,75	83,32	80,47
38/ 3	0,77	1,30	83,70	81,79
38/ 4	1,34	0,74	83,78	91,78
38/ 5	1,35	0,74	83,79	94,14
38/ 6	1,36	0,73	83,79	94,14
38/ 7	1,36	0,73	83,79	94,14
38/ 8	1,36	0,73	83,79	94,14
38/ 9	1,36	0,73	83,79	94,14
38/ 10	1,41	0,71	89,13	94,42
38/ 11	1,58	0,63	95,07	94,45

Πίνακας 6.2 Αποτελέσματα ικανοτικού ελέγχου του κτιρίου

6.1.4 Προσομοιώματα Φορέα Ανάλυσης

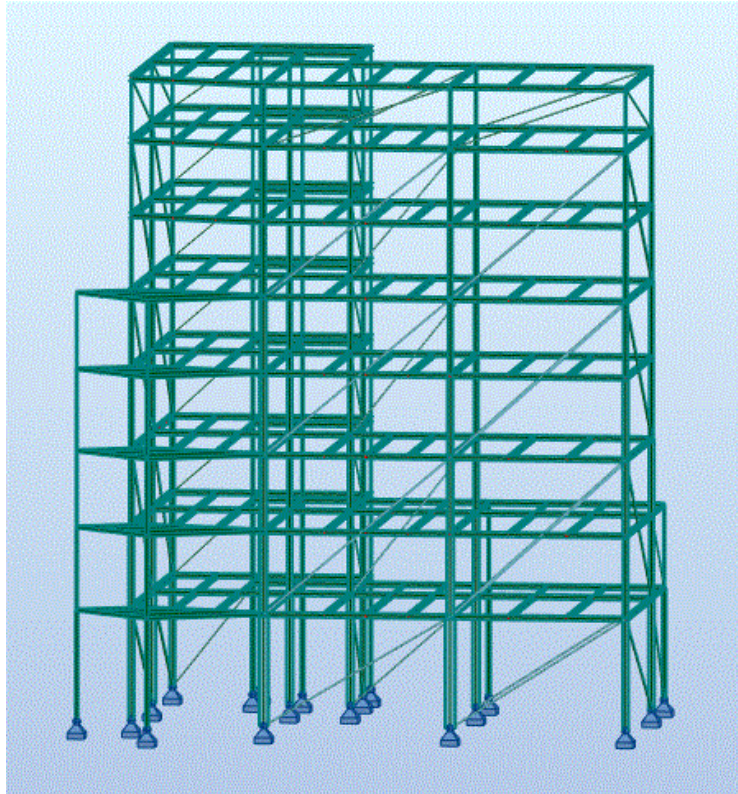
Δημιουργούνται τέσσερα διαφορετικά προσομοιώματα, στα οποία κάθε φορά εφελκύεται άλλος συνδυασμός ράβδων και από όλα αυτά κρατάμε ως τελικές διατομές τις δυσμενέστερες όλων, από όλες τις αναλύσεις. Έγιναν διάφορες δοκιμές ως προς την θέση των χιαστί συνδέσμων. Η τελική επιλογή αυτών προέκυψε βάσει του κριτηρίου μείωσης των στροφών του κτιρίου. Επειδή είναι μη κανονικό σε όψη και τομή, δεν καταφέραμε να εξαλείψουμε την στρόφη αυτού, παρά μόνο να την μειώσουμε όσο ήταν δυνατό.

1. +X+Y



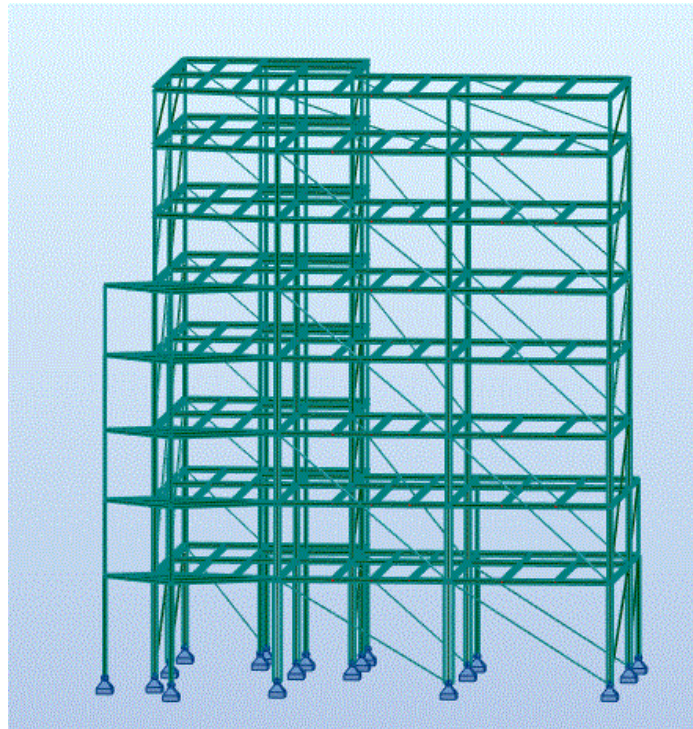
6.4 Σχήμα Διάταξη χιαστί με κατεύθυνση +X & +Y

2. $+X-Y$



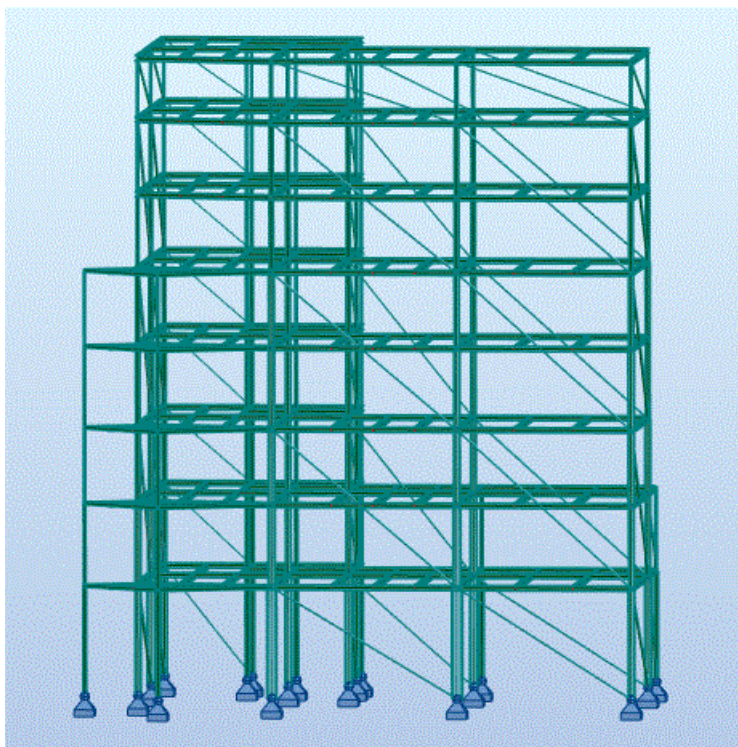
Σχήμα 6.5 Διάταξη χιαστί με κατεύθυνση $+X$ & $-Y$

3. $-X+Y$



Σχήμα 6.6 Διάταξη χιαστί με κατεύθυνση $-X$ & $+Y$

4. -X-Y



Σχήμα 6.7 Διάταξη χιαστί με κατεύθυνση -X & -Y

6.2 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών φορέα

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται, ενδεικτικά, ορισμένα βασικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών για τον συνδυασμό φόρτισης:

$$1,00*\text{Μόνιμα} + 0,30*\text{Ωφέλιμα} + 1,00*E_x + 0,30*E_y \quad (6-1)$$

Όσον αφορά την διαστασιολογηση του φορέα ελήφθησαν υπόψη όλοι οι παραπάνω συνδυασμοί, σεισμικοί και μη.

Από τον πίνακα αποτελεσμάτων του προγράμματος λαμβάνονται τα μέγιστα εντατικά μεγέθη του φορέα. **Tables** → **Forces** → **Global Extremes**

	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
MAX	5047,57	28,09	247,25	0,01	20,03	43,38
Bar	21	21	33	380	12	163
Node	36	37	35	206	19	98
Case	22 (C)	32 (C)	22 (C)	47 (C) (CQC)	37 (C)	48 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-402,52	-30,11	-354,69	-0,00	-126,81	-19,12
Bar	993	21	733	231	156	301
Node	160	37	271	30	99	162
Case	32 (C)	35 (C)	22 (C)	32 (C)	47 (C) (CQC)	32 (C)
Mode						

Πίνακας 6.3 Μέγιστα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στον φορέα (από όλα τα φορτία και τους συνδυασμούς τους)

6.2.1.1 Μέγιστη αξονική θλιπτική δύναμη

Η μέγιστη αξονική εφελκυστική δύναμη που αναπτύσσεται στον φορέα είναι:

Εντατικό μέγεθος: $F_{x,max} = -5.047,57\text{kN}$

Μέλος που την δέχεται: **21** (υποστύλωμα ισογείου)

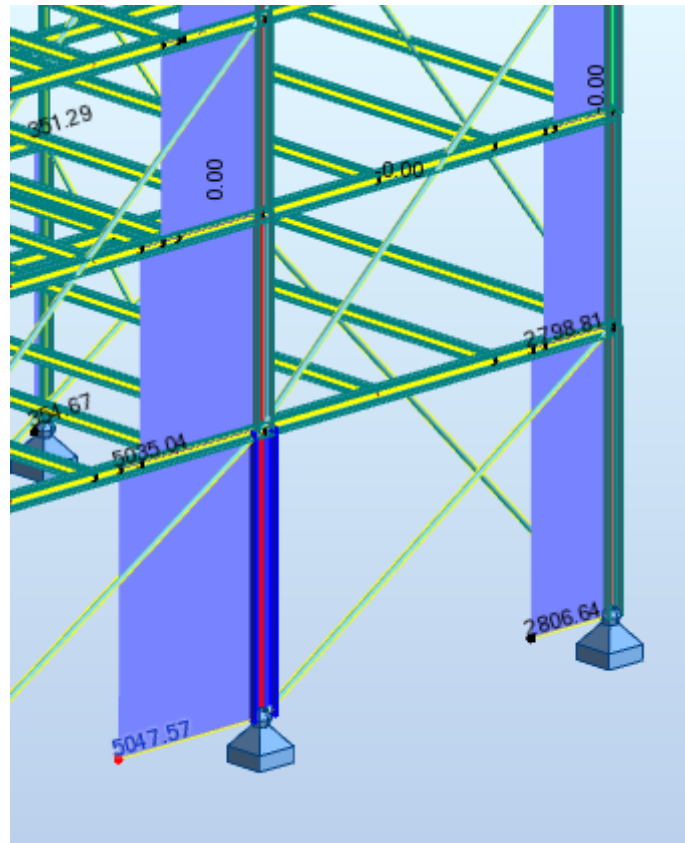
Διατομή: **HEB 500**

Κόμβος ανάπτυξης εντατικού μεγέθους: **36** (κάτω άκρο υποστυλώματος)

($x=17,05\text{m}$, $y=2,30\text{m}$, $z=0,00$)

Συνδυασμός φόρτισης που δίνει το δυσμενές εντατικό μέγεθος:

$1,35 \cdot G_{total} + 1,50 \cdot LIVE + 0,90 \cdot W_{total} (+X +0,20)$



Εικόνα 6.1 Διάγραμμα μέγιστης αξονικής θλιπτικής δύναμης

6.2.1.2 Μέγιστη αξονική εφελκυστική δύναμη

Η μέγιστη αξονική θλιπτική δύναμη που αναπτύσσεται στον φορέα είναι:

Εντατικό μέγεθος: $F_{x,min} = 402,52\text{kN}$

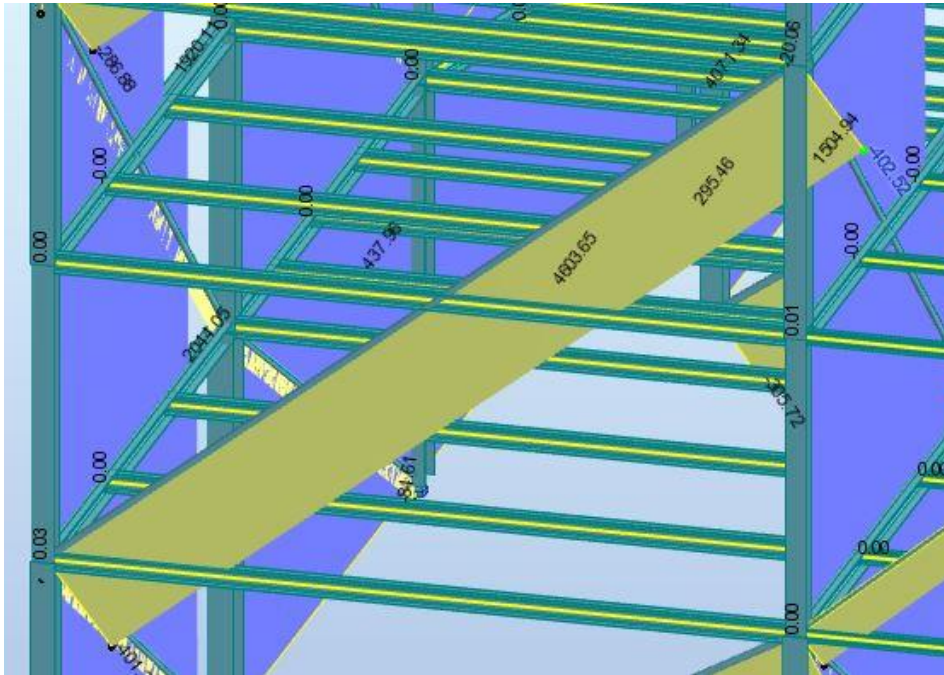
Μέλος που την δέχεται: **993** (σύνδεσμος δυσκαμψίας που συνδέει 1^ο και 3^ο όροφο)

Διατομή: **CHS 101x5**

Κόμβος ανάπτυξης εντατικού μεγέθους: **160** (άνω πλευρά συνδέσμου δυσκαμψίας)
($x=25,00\text{m}$, $y=11,50\text{m}$, $z=12,25\text{m}$)

Συνδυασμός φόρτισης που δίνει το δυσμενές εντατικό μέγεθος:

$1,35 * G_{total} + 1,50 * LIVE + 1,50 * W_{total} (+Y +0,20)$



Εικόνα 6.2 Διάγραμμα μέγιστης αξονικής εφελκυστικής δύναμης

6.2.2 Διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων [V_z]

Η μέγιστη τέμνουσα δύναμη κατά τον άξονα που αναπτύσσεται στον φορέα είναι:

Εντατικό μέγεθος: $V_z = -354,69$ kN

Μέλος που την δέχεται: 733 (δοκός πέμπτου ορόφου)

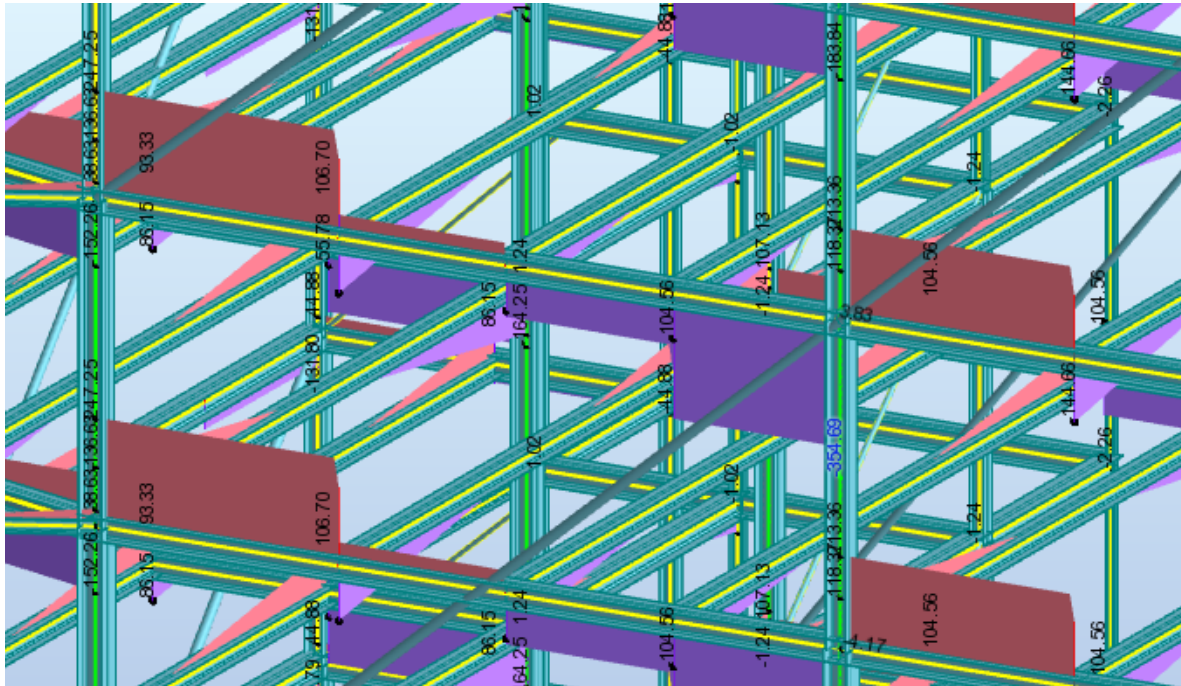
Διατομή: HEA 260

Κόμβος ανάπτυξης εντατικού μεγέθους: 271 (δεξί άκρο δοκού)

($x=17,05$ m, $y=2,30$ m, $z=19,40$ m)

Συνδυασμός φόρτισης που δίνει το δυσμενές εντατικό μέγεθος:

$1,35 * G_{total} + 1,50 * LIVE + 0,90 * W_{total} (+X +0,20)$



Εικόνα 6.3 Διάγραμμα μέγιστης τέμνουσας δύναμης κατά z

6.2.3 Διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων [V_y]

Η μέγιστη τέμνουσα δύναμη κατά τον άξονα που αναπτύσσεται στον φορέα είναι:

Εντατικό μέγεθος: $V_y = -30,11\text{kN}$

Μέλος που την δέχεται: 21 (υποστυλώμαισογείου)

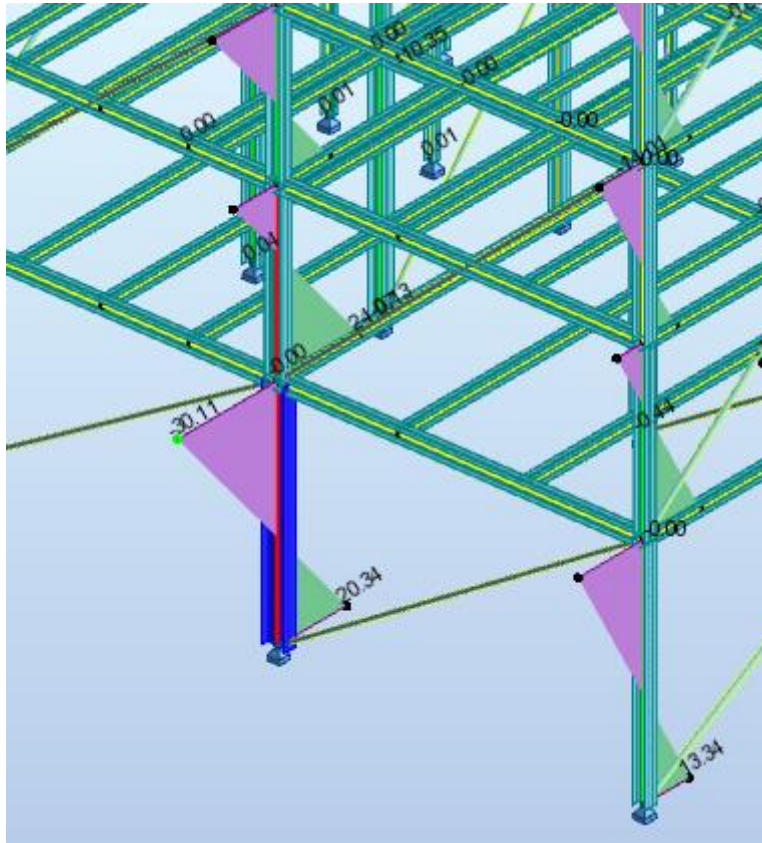
Διατομή: **HEB 550**

Κόμβος ανάπτυξης εντατικού μεγέθους: 37 (άνω άκρο υποστυλώματος)

($x=17,05\text{m}$, $y=2,30\text{m}$, $z=5,05\text{m}$)

Συνδυασμός φόρτισης που δίνει το δυσμενές εντατικό μέγεθος:

$1,35 \cdot G_{\text{total}} + 1,50 \cdot \text{LIVE} + 0,90 \cdot W_{\text{total}} (-X-0,30)$



Εικόνα 6.4 Διάγραμμα μέγιστης τέμνουσας δύναμης κατά y

6.2.4 Διαγράμματα ροπών κάμψης [M_y]

Η μέγιστη ροπή κάμψης κατά τον άξονα που αναπτύσσεται στον φορέα είναι:

Εντατικό μέγεθος: $M_y = -126,81 \text{ kN}$

Μέλος που την δέχεται: **156** (δοκός πρώτου ορόφου)

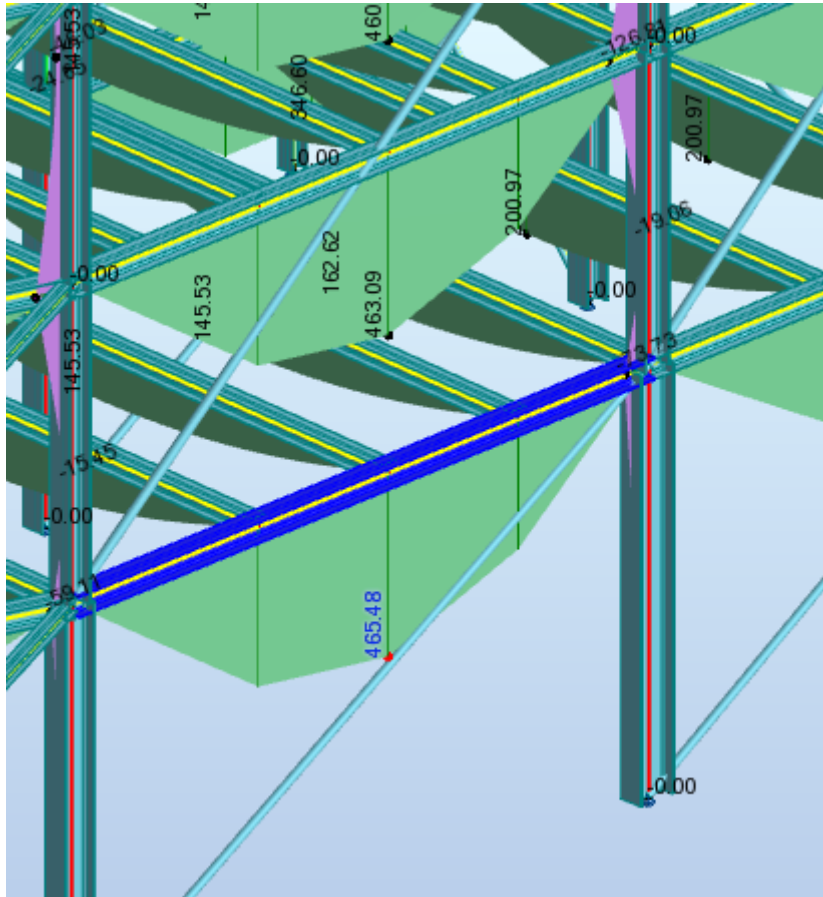
Διατομή: **HEA 260**

Κόμβος ανάπτυξης εντατικού μεγέθους: **99** (άνω άκρο υποστυλώματος)

($x=17,05\text{m}$, $y=2,30\text{m}$, $z=8,80\text{m}$)

Συνδυασμός φόρτισης που δίνει το δυσμενές εντατικό μέγεθος:

$1,35 \cdot G_{\text{total}} + 1,50 \cdot \text{LIVE} + 0,90 \cdot W_{\text{total}} (+X+0,30)$



Εικόνα 6.5 Διάγραμμα μέγιστης ροπής κάμψης κατά y

6.2.5 Διαγράμματα ροπών κάμψης [M_z]

Η μέγιστη ροπή κάμψης κατά τον άξονα z που αναπτύσσεται στον φορέα είναι:

Εντατικό μέγεθος: $M_z = 43,38\text{kN}$

Μέλος που την δέχεται: **163**(υποστυλώμα πρώτου ορόφου)

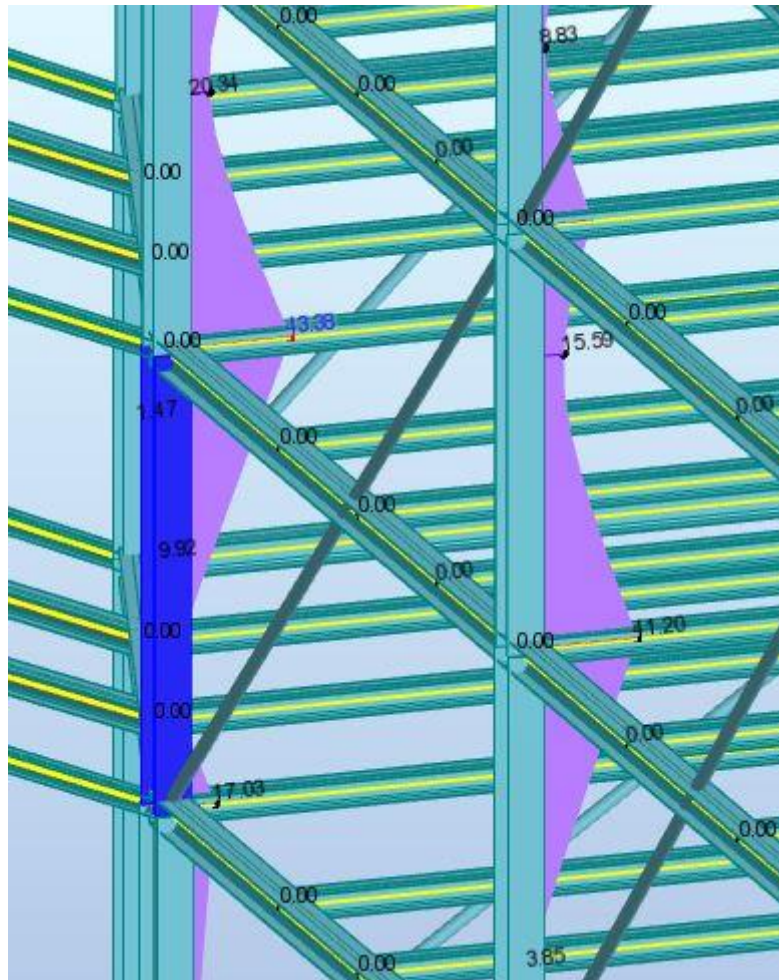
Διατομή: **HEB320**

Κόμβος ανάπτυξης εντατικού μεγέθους: **98** (άνω άκρο υποστυλώματος)

($x=8,60\text{m}$, $y=2,30\text{m}$, $z=8,80\text{m}$)

Συνδυασμός φόρτισης που δίνει το δυσμενές εντατικό μέγεθος:

$1,35 \cdot G_{\text{total}} + 1,05 \cdot \text{LIVE} + 1,50 \cdot W_{\text{total}} (+X+0,20)$



Εικόνα 6.6 Διάγραμμα μέγιστης ροπής κάμψης κατά z

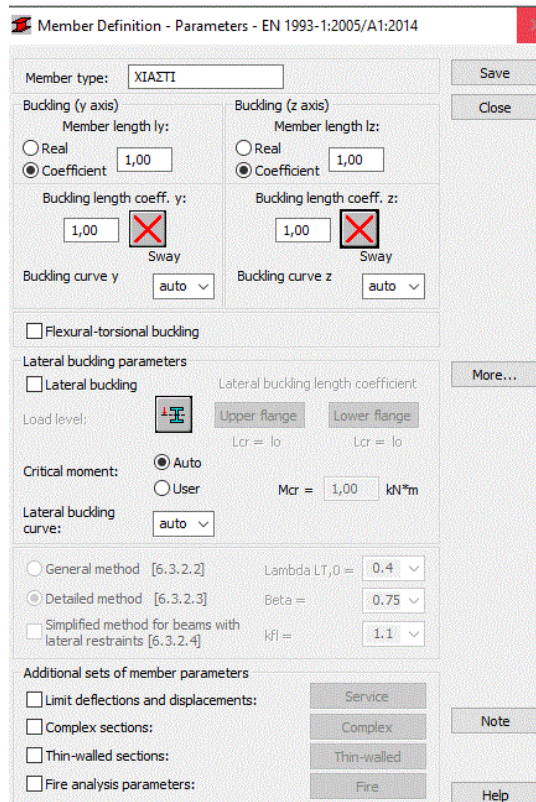
6.3 Προδιαστασιολόγηση φορέα

Μετά την προσομοίωση του φορέα και την μόρφωση όλων των διαγραμμάτων εντατικών μεγεθών, πραγματοποιήθηκε μία προδιαστασιολόγηση του φορέα για όλους τους δυνατούς συνδυασμούς φόρτισης. Γι' αυτό τον λόγο, απαιτείται η προσομοίωση της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων του κτιρίου. Αυτό επιτυγχάνεται με τον προσδιορισμό των μηκών λυγισμού των μελών και τα φαινόμενα στα οποία πρέπει να ελεγχθεί το καθένα (εφελκυσμός, καμπτικός λυγισμός, πλευρικός και στρεπτοκαμπτικός λυγισμός).

6.3.1 Συμπεριφορά δομικών μελών

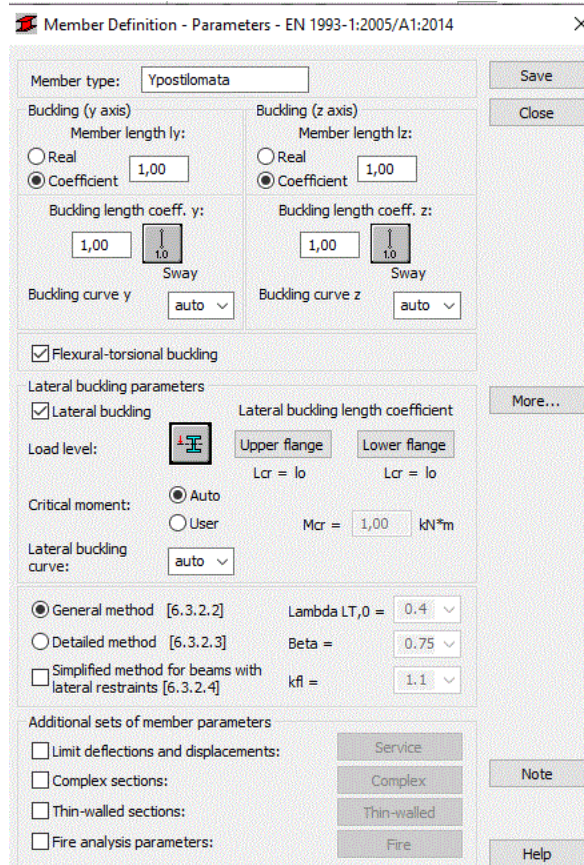
Για να γίνει η διαστασιολόγηση της κατασκευής στο λογισμικό προσομοίωσης ορίζουμε την συμπεριφορά των δομικών στοιχείων με τον παρακάτω τρόπο. Πηγαίνοντας στο παράθυρο σχεδιασμού (Steel/ Aluminum Design) δημιουργούμε MemberTypes για:

- ✓ Τους συνδέσμους δυσκαμψίας, τα οποία μόνο θα εφελκύνονται



Εικόνα 6.7 Προσδιορισμός μηκών λυγισμού κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

- ✓ Τα υποστρώματα, τα οποία συμμετέχουν σε μεταθετά πλαίσια και είναι ελεύθερα να μετατεθούν πλευρικά. Συγκεκριμένα:
 - Συμμετέχουν σε μεταθετά πλαίσια x, y
 - Μήκος λυγισμού $L_{cr}=l$
 - Καμπύλες λυγισμού: πρόγραμμα (αυτόματα)



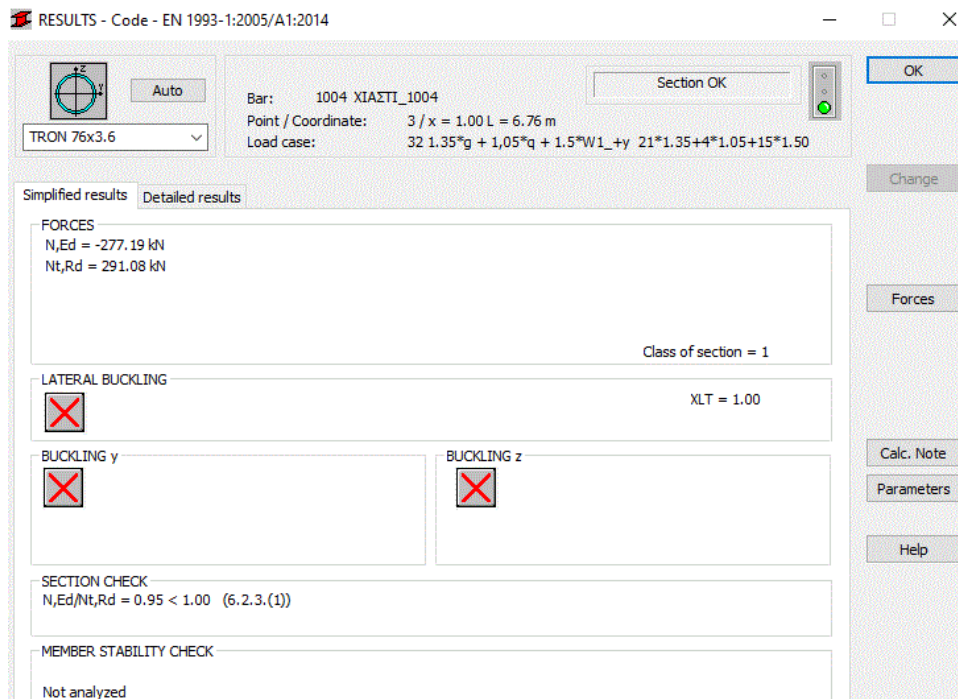
Εικόνα 6.8 Προσδιορισμός μηκών λυγισμού υποστυλωμάτων

6.3.2 Διαστασιολόγηση τυπικών διατομών υποστυλώματος και συνδέσμων δυσκαμψίας

Παρακάτω δίνεται συνοπτικά η διαστασιολόγηση ενός υποστυλώματος και ενός χιαστί συνδέσμου δυσκαμψίας έναντι στατικών φορτίων (μόνιμα, ωφέλιμα δαπέδων και άνεμος), για να γίνει κατανοητός ο τρόπος ελέγχου και διαστασιολόγησης όλων των αντίστοιχων δομικών μελών στο λογισμικό προσομοίωσης. Σ' αυτό το σημείο αξίζει να σημειωθεί ότι στο Robot Structural Analysis δεν πραγματοποιείται ικανοτικός έλεγχος και γι' αυτό το λόγο ακολουθεί αναλυτικά σε επόμενο κεφάλαιο.

6.3.2.1 Διαστασιολόγηση Συνδέσμων Δυσκαμψίας

Στην παράγραφο αυτή παρουσιάζεται ο έλεγχος ενός χιαστί συνδέσμου δυσκαμψίας. Όπως έχει προαναφερθεί, οι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας ελέγχονται και διαστασιολογούνται σε εφελκυσμό. Γι' αυτό και δεν ακολουθεί παρακάτω έλεγχος μέλους από το λογισμικό ανάλυσης.



Εικόνα 6.9 Αποτελέσματα διαστασιολόγησης κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

6.3.2 Διαστασιολόγηση Υποστυλώματος

Στην παραγραφο αυτή παρουσιάζεται η διαστασιολόγηση ενός υποστυλώματος με τον μεγαλύτερο λόγο έντασης προς αντοχή. Όπως φαίνεται παρακάτω γίνονται όλοι οι απαιτούμενοι έλεγχοι διατομής σε διάτμηση, κάμψη, αξονική δύναμη, συνδυασμένη φόρτιση και έπειτα ελέγχους μέλους σε καμπτικό, πλευρικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

RESULTS - Code - EN 1993-1:2005/A1:2014

Bar: 450 Column_450
Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m
Load case: 37 1.35*g + 1.05*q + 1.5*W2_-y 21*1.35+4*1.05+20*1.50

HEA 140

Section OK

OK

Change

Simplified results Detailed results

FORCES

$N_{y,Ed} = 321.16 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 6.96 \text{ kN}^*\text{m}$	$M_{z,Ed} = 2.90 \text{ kN}^*\text{m}$	$V_{y,Ed} = 4.17 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 1115.27 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 6.96 \text{ kN}^*\text{m}$	$M_{z,Ed,max} = 2.90 \text{ kN}^*\text{m}$	$V_{y,c,Rd} = 540.19 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 450.97 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 61.59 \text{ kN}^*\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 30.12 \text{ kN}^*\text{m}$	$V_{z,Ed} = -12.04 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 49.91 \text{ kN}^*\text{m}$	$M_{N,z,Rd} = 30.01 \text{ kN}^*\text{m}$	$V_{z,c,Rd} = 207.49 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 46.56 \text{ kN}^*\text{m}$		

Class of section = 1

LATERAL BUCKLING

$z = 0.00$	$M_{cr} = 82.13 \text{ kN}^*\text{m}$	Curve,LT - a	$X_{LT} = 0.76$
$L_{cr,upp} = 3.40 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 0.87$	$\phi_{LT} = 0.94$	

BUCKLING y

$L_y = 3.40 \text{ m}$	$Lam_y = 0.78$
$L_{cr,y} = 3.40 \text{ m}$	$X_y = 0.74$
$Lam_y = 59.29$	$k_{zy} = 1.03$

BUCKLING z

$L_z = 3.40 \text{ m}$	$Lam_z = 1.26$
$L_{cr,z} = 3.40 \text{ m}$	$X_z = 0.40$
$Lam_z = 96.58$	$k_{zz} = 1.30$

SECTION CHECK

$N_{y,Ed}/N_{c,Rd} = 0.29 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.06 < 1.00$ (6.2.6.(1))

MEMBER STABILITY CHECK

$Lam_y = 59.29 < Lam_{,max} = 210.00$ $Lam_z = 96.58 < Lam_{,max} = 210.00$ STABLE
 $N_{y,Ed}/(X_z * N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.99 < 1.00$ (6.3.3.(4))

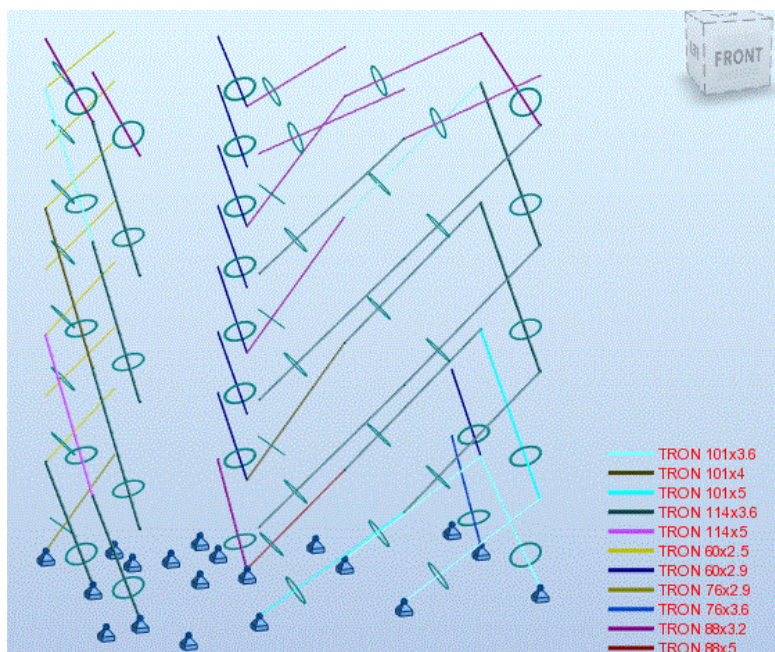
Forces
Detailed
Calc. Note
Parameters
Help

Εικόνα 6.10 Αποτελέσματα διαστασιολόγησης υποστυλωμάτων

6.3.3 Τελικές διατομές συνδέσμων δυσκαμψίας και υποστυλωμάτων στατικής ανάλυσης

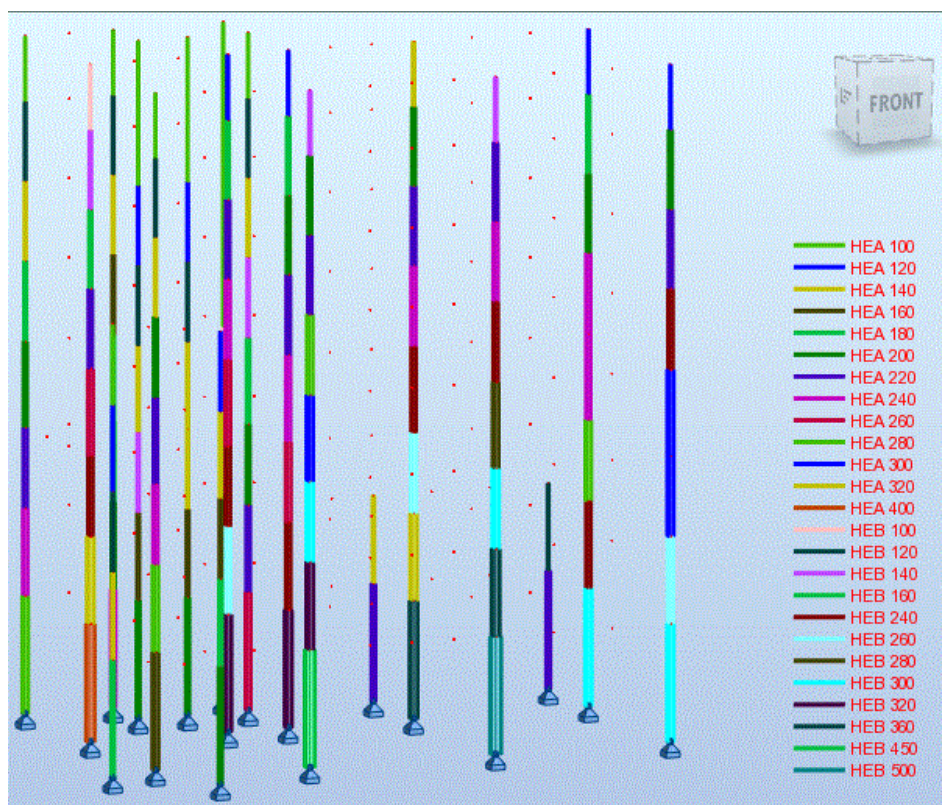
Μετά την παραπάνω διαδικασία διαστασιολόγησης προκύπτουν οι παρακάτω διατομές χιαστί συνδέσμων και υποστυλωμάτων. Επελέγησαν να τοποθετηθούν διατομές διπλών ταυ στα υποστυλώματα (HEA, HEB) και κοίλες κυκλικές στους συνδέσμους (CHS).

6.3.4.1 Διατομές συνδέσμων δυσκαμψίας κτιρίου



Εικόνα 6.11 Διατομές συνδέσμων δυσκαμψίας κτιρίου

6.3.4.2 Διατομές υποστλωμάτων κτιρίου



Εικόνα 6.12 Διατομές υποστλωμάτων κτιρίου

6.4 Συμπεράσματα Στατικής Ανάλυσης

Από την στατική ανάλυση του κτιρίου προέκυψαν κάποιες αρχικές διατομές υποστυλωμάτων και συνδέσμων δυσκαμψίας, προκειμένου να προχωρήσουμε στην δυναμική φασματική ανάλυση αυτού. Για να βελτιστοποιηθεί η συμπεριφορά του κτιρίου, αλλά και ελαχιστοποιηθεί το κόστος της, ελέγχθηκαν αρκετές θέσεις χιαστί, γιατί το κτίριο είναι μη κανονικό σε κάτοψη και όψη, πράγμα που δυσχεραίνει την συνολική εικόνα του. Γενικά, παρατηρήθηκε ότι σε άλλα στοιχεία ήταν δυσμενής συνδυασμός κάποιος με βασικό κινητό τον άνεμο και σε άλλα ήταν συνδυασμός με δυσμενή τα ωφέλιμα. Στην συνέχεια, θα ελεγχθεί αν τελικά είναι δυσμενής ο σεισμός και αν καλύπτονται οι απαιτήσεις του περιορισμού βλαβών, σχετικά με τις μετακινήσεις λόγω οριζόντιων φορτίων.

7 Δυναμική Φασματική Ανάλυση Κτιρίου

Με δεδομένες πλέον διατομές διαγώνιων μελών και υποστυλωμάτων προχωράμε στην πλήρη δυναμική ανάλυση του κτιρίου. Επειδή είναι μεταλλικός ο φορέας, είναι υποχρεωτικό να ελεγχθεί αρχικά η σπουδαιότητα των φαινομένων δευτέρας τάξης. Στην συνέχεια ακολουθεί ικανοτικός έλεγχος και καταλήγουμε στις διατομές που θα τοποθετηθούν στο κτίριο.

7.1 Επιρροή Φαινομένων 2^{ας} Τάξεως

7.1.1 Συντελεστής Ευαισθησίας Σχετικής Μετακίνησης Ορόφου θ

Οι διατομές των δοκών και των υποστυλωμάτων του συστήματος δεν μπορούν να υπολογιστούν μονάχα βάση κριτηρίων αντοχής. Οι παραμορφώσεις πρέπει να είναι ελεγχόμενες, έτσι ώστε να περιοριστούν όσο το δυνατόν γίνεται τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως. Αυτό γίνεται υπολογίζοντας το συντελεστή ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου θ .

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \quad (7-1)$$

Όπου:

- θ συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου
- P_{tot} συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων
- d_r τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου
- V_{tot} συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου
- h ύψος του ορόφου

Ανάλογα με την τιμή του συντελεστή θ , ελέγχουμε αν θα πρέπει να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα 2ας τάξεως. Έτσι:

- Εάν $\theta \leq 0,1$ τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως μπορούν να αμεληθούν
- Εάν $0,1 < \theta \leq 0,2$, τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις με συντελεστή ίσο με $\alpha_{cr} = \frac{1}{1-\theta}$ (7-2)
- Εάν $0,2 < \theta < 0,3$ θα πρέπει να γίνει ανάλυση 2ας τάξης

7.1.2 Υπολογισμός συντελεστών ευαισθησίας κτιρίου

7.1.2.1 Διεύθυνση X

Στην Διεύθυνση X προέκυψε $\theta_{max} = 0,157 \rightarrow \alpha_{cr,x} = \frac{1}{1-\theta_{max,x}} = 1,187$

Θα πρέπει να πολλαπλασιάζουμε τον σεισμό κατά X με τον συντελεστή $\alpha_{cr,x} = 1,187$

όροφος	H (cm)	dr UX (cm)	UX crit	γ	Έλεγχος Μετακινήσεων	Vtot,x	Ptot	θ
1	505	4,2	7,58	0,41	<0,75% ok	1129,97	-20196	0,15
2	375	3,2	5,63	0,43	<0,75% ok	1016,46	-16691	0,14
3	345	3,4	5,18	0,49	<0,75% ok	904,42	-13570	0,15
4	370	4,4	5,55	0,59	<0,75% ok	811,69	-10869	0,16
5	345	2,4	5,18	0,35	<0,75% ok	671,91	-8176	0,08
6	340	3,7	5,10	0,54	<0,75% ok	530,59	-5488	0,11
7	340	1,1	5,10	0,16	<0,75% ok	413,08	-3651	0,03
8	280	2,2	4,20	0,39	<0,75% ok	249,44	-1821	0,06
							θmax	0,157
							acr,x	1,187

Πίνακας 7.1 Συντελεστές ευαισθησίας Ορόφων– Διεύθυνση_X

7.1.2.2 Διεύθυνση_Y

Στην Διεύθυνση_Y προέκυψε $\theta_{max} = 0,165 \rightarrow \alpha_{cr,y} = \frac{1}{1-\theta_{max,y}} = 1,198$

Θα πρέπει να πολλαπλασιάσουμε τον σεισμό κατά Y με τον συντελεστή $\alpha_{cr,y} = 1,198$

όροφος	H (cm)	dr UX (cm)	UX crit	γ	Έλεγχος Μετακινήσεων	Vtot,x	Ptot	θ
1	505	4,1	7,58	0,41	<0,75% ok	1014,5	-20196	0,16
2	375	3,1	5,63	0,41	<0,75% ok	890,16	-16691	0,16
3	345	3,2	5,18	0,46	<0,75% ok	762,66	-13570	0,17
4	370	3,7	5,55	0,50	<0,75% ok	670,53	-10869	0,16
5	345	2,8	5,18	0,41	<0,75% ok	585,42	-8176	0,11
6	340	3,3	5,10	0,49	<0,75% ok	506,31	-5488	0,11
7	340	2,9	5,10	0,43	<0,75% ok	411,51	-3651	0,08
8	280	2,8	4,20	0,50	<0,75% ok	245,6	-1821	0,07
							θmax	0,165
							acr,y	1,198

Πίνακας 7.2 Συντελεστές ευαισθησίας Ορόφων– Διεύθυνση_Y

7.1.3 Σεισμικοί συνδυασμοί ελέγχου των διαγώνιων μελών

Οι σεισμικοί συνδυασμοί με τους οποίους θα πραγματοποιηθεί η διαστασιολόγηση των χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας είναι οι παρακάτω:

1. ΣΕΙΣΜΟΣ X

$$1.00*(\text{μόνιμα})+ 0.30*LIVE+ 1.00*EX +0.30*EY$$

$$1.00*(\text{μόνιμα})+ 0.30*LIVE+ 1.00*\alpha_{cr,x} *EX +0.30*\alpha_{cr,y} *EY$$

$$1.00*(\text{μόνιμα})+ 0.30*LIVE+ 1.00*1.187*EX +0.30*1.198*EY$$

$$\underline{1.00*(\text{μόνιμα})+ 0.30*LIVE+ 1.19*EX +0.36*EY}$$

2. ΣΕΙΣΜΟΣ Y

$$1.00*(\text{μόνιμα})+ 0.30*LIVE+ 0.30*EX +1.00*EY$$

$$1.00*(\text{μόνιμα})+ 0.30*LIVE+ 0.30*\alpha_{cr,x} *EX +1.00*\alpha_{cr,y} *EY$$

$$1.00*(\text{μόνιμα})+ 0.30*LIVE+ 0.30*1,187*EX +1.00*1.198*EY$$

$$\underline{1.00*(\text{μόνιμα})+ 0.30*LIVE+ 0.36*RSP X+1.20*RSP Y}$$

Άρα, τελικά ο σχεδιασμός των διαγώνιων μελών του κτιρίου γίνεται με τους παρακάτω συνδυασμούς φόρτισης.

$$\underline{1.00*(\text{μόνιμα})+ 0.30*LIVE+ 1.19*EX +0.36*EY}$$

$$\underline{1.00*(\text{μόνιμα})+ 0.30*LIVE+ 0.36*RSP X+1.20*RSP Y}$$

7.2 Ικανοτικός Σχεδιασμός

7.2.1 Γενικά

Ο ικανοτικός σχεδιασμός επιδιώκει να εξασφαλιστεί στη κατασκευή η ικανότητα για τη μεγαλύτερη δυνατή απορρόφηση ενέργειας χωρίς ολική ή μερική αστοχία. Βασίζεται στην ιεράρχηση βλαβών και εξασφάλιση εκδήλωσής τους με την επιθυμητή σειρά, κατανομή των βλαβών σε όσο το δυνατόν περισσότερα δομικά στοιχεία καθώς και στη χρήση αποθεμάτων αντοχής της κατασκευής προκειμένου να αποφευχθεί ψαθυρή αστοχία. Ακόμα, οι αστοχίες πρέπει να αποφεύγονται σε θέσεις όπου επιδιώκεται απορρόφηση σεισμικής ενέργειας μέσω πλαστικών παραμορφώσεων.

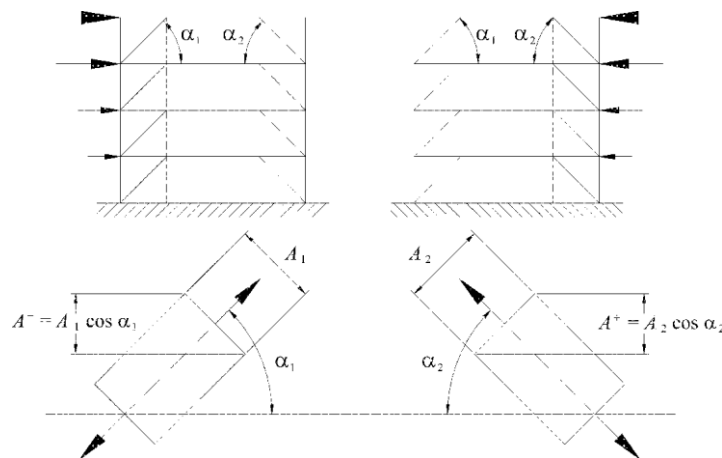
7.2.2 Κριτήρια σχεδιασμού πλαισίων με συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα

Σ' αυτό το σύστημα τα φορτία βαρύτητας παραλαμβάνονται μόνο από τις δοκούς και τα υποστρώματα χωρίς να λαμβάνονται υπόψη τα μέλη των συνδέσμων. Λαμβάνονται υπόψη σε μια ελαστική ανάλυση του φορέα για τη σεισμική δράση μόνο οι εφελκόμενοι διαγώνιοι. Τα πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα πρέπει να σχεδιάζονται έτσι ώστε η διαρροή των εφελκόμενων διαγωνίων να πραγματοποιείται πριν από στην αστοχία των συνδέσεων και πριν από την διαρροή ή τον λυγισμό των δοκών ή των υποστρωμάτων. Τα διαγώνια στοιχεία των συνδέσμων τοποθετούνται κατά τέτοιο τρόπο ώστε ο φορέας να επιδεικνύει παρεμφερή χαρακτηριστικά καμπτικής παραμόρφωσης σε κάθε όροφο κάτω από τις εναλλασσόμενες κατευθύνσεις καταπόνησης. Προς τούτο, θα πρέπει να

ικανοποιείται ο ακόλουθος κανόνας για κάθε όροφο:
$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05 \quad (7-3)$$

όπου:

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



Σχήμα 7.1 Παράδειγμα εφαρμογής παραπάνω κριτηρίου

7.2.3 Ικανοτικός Σχεδιασμός Διαγώνιων Μελών

Αρχικά ελέγχονται και διαστασιολογούνται τα θυσιάσιμα μέλη που είναι στο συγκεκριμένο κτίριο είναι οι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.

7.2.3.1 Απαιτήσεις Κανονισμού στην Διαστασιολόγηση Διαγώνιων μελών

Όπως ορίζεται στο EN 1993-1-1:2004, σε πλαίσια με X διαγώνιους συνδέσμους, η αδιάστατη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$, θα πρέπει να περιορίζεται σε:

$$1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0 \quad (7-4)$$

Συγκεκριμένα:

- ✓ Το όριο του 1,3 ορίζεται για να αποφεύγεται η προ του λυγισμού (όταν τόσο οι θλιβόμενοι όσο και οι εφελκόμενοι διαγώνιοι είναι ενεργές) υπερφόρτωση των υποστυλωμάτων πέρα από τα εντατικά μεγέθη που λαμβάνονται από μια ανάλυση στο οριακό στάδιο αστοχίας, όπου λαμβάνεται ως ενεργή μόνο η εφελκόμενη διαγώνιος.
- ✓ Η αντοχή διαρροής $N_{pl,Rd}$ της συνολικής διατομής των διαγωνίων θα πρέπει να είναι τέτοια ώστε:

$$N_{pl,Rd} \geq N_{Ed} \quad (7-5)$$

- ✓ Προκειμένου να ικανοποιείται μια ομοιογενής πλαστική συμπεριφορά των διαγωνίων, θα πρέπει να ελέγχεται ότι η μέγιστη υπεραντοχή Ω , όπως ορίζεται παρακάτω, δεν διαφέρει από την ελάχιστη τιμή Ω κατά περισσότερο από 25%. Δηλαδή:

$$\frac{\Omega_{max} - \Omega_{min}}{\Omega_{min}} \leq 0,25 \quad (7-6)$$

7.2.3.2 Διαστασιολόγηση Διαγωνίων Μελών Κτιρίου

Παρακάτω δίνονται τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης των διαγωνίων στις δυο (2) διευθύνσεις.

✚ Διαγωνίοι ράβδοι στην διεύθυνση_X

	ΣΤΟΙΧΕΙΑ	i_y/z	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΜΗΚΟΣ L	Lcr (m)	Ανηγγμένη λ	N_{Ed}/N_{Rd}	Ω_i
1ος	1040	2,58	CHS 76,1x3,2	6,44	3,22	1,63	0,85	1,2
	1036	3,42	CHS 101,6x5	9,84	4,92	1,88	0,78	1,3
	4	2,97	CHS 88,9x5	7,62	3,81	1,68	0,84	1,2
	36	3,45	CHS 101,6x4	9,42	4,71	1,79	0,8	1,3
	978	3,45	CHS 101,6x4	9,42	4,71	1,79	0,83	1,2
2ος-3ος	1041	2,02	CHS 60,3x3,2	5,48	2,74	1,78	0,82	1,2
	1042	2,02	CHS 60,3x3,2	5,28	2,64	1,71	0,8	1,3
	1037	3,90	CHS 114,3x4	11,1	5,55	1,86	0,73	1,4
	999	3,45	CHS 101,6x4	9,18	4,59	1,74	0,8	1,3
	53	3,90	CHS 114,3x4	10,73	5,37	1,80	0,75	1,3
4ος-5ος	996	3,90	CHS 114,3x4	10,73	5,37	1,80	0,78	1,3
	1043	2,02	CHS 60,3x3,2	5,45	2,73	1,77	0,78	1,3
	1044	2,02	CHS 60,3x3,2	5,28	2,64	1,71	0,74	1,4
	1038	3,90	CHS 114,3x4	11,07	5,54	1,86	0,72	1,4
	1000	3,03	CHS 88,9x3,2	9,14	4,57	1,97	0,76	1,3
6ος-7ος	61	3,90	CHS 114,3x4	10,69	5,35	1,79	0,72	1,4
	997	3,90	CHS 114,3x4	10,69	5,35	1,79	0,75	1,3
	1045	2,02	CHS 60,3x3,2	5,25	2,63	1,70	0,73	1,4
	1046	2,02	CHS 60,3x3,2	5,25	2,63	1,70	0,69	1,4
	1039	3,90	CHS 114,3x4	10,85	5,43	1,82	0,7	1,4
	1001	3,03	CHS 88,9x3,2	8,87	4,44	1,92	0,7	1,4
	63	3,90	CHS 114,3x4	10,46	5,23	1,76	0,69	1,4
998	3,45	CHS 101,6x4	10,46	5,23	1,98	0,71	1,4	
							Ω_{min}	1,18
							Ω_{max}	1,45
							0,232	<0,25

Πίνακας 7.3 Διατομές & Λόγοι Υπεραντοχής Ράβδων κατά X

Τελικά, σε όλο το κτίριο στην διεύθυνση X έχουμε τους ακραίους συντελεστές υπεραντοχής:

$$\Omega_{min}=1,18$$

$$\Omega_{max}=1,45$$

$$\frac{\Omega_{max} - \Omega_{min}}{\Omega_{min}} = 0,232 \leq 0,25$$

✚ Διαγώνιοι ράβδοι στην διεύθυνση_Y

	ΣΤΟΙΧΕΙΑ	i _y /i _z	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΜΗΚΟΣ L	L _{cr} (m)	Ανηγγμένη λ	N _{Ed} /N _{Rd}	Ω _i
1ος	929	3,45	CHS 101,6x4	10,49	5,25	1,99	0,87	1,15
	1004	2,58	CHS 76,1x3,2	6,76	3,38	1,71	0,89	1,12
	1010	3,03	CHS 88,9x3,2	6,76	3,38	1,46	0,77	1,30
	1048	3,9	CHS 114,3x4	8,88	4,44	1,49	0,75	1,33
	60	3,9	CHS 114,3x4	8,88	4,44	1,49	0,73	1,37
2ος-3ος	993	3,87	CHS 114,3x5	11,68	5,84	1,97	0,84	1,19
	1005	2,02	CHS 60,3x3,2	5,86	2,93	1,90	0,75	1,33
	1011	2,02	CHS 60,3x3,2	5,86	2,93	1,90	0,75	1,33
	1012	2,02	CHS 60,3x3,2	5,67	2,84	1,84	0,76	1,32
	1049	3,9	CHS 114,3x4	10,25	5,13	1,72	0,725	1,38
	62	3,87	CHS 114,3x5	10,25	5,13	1,73	0,85	1,18
4ος-5ος	994	3,9	CHS 114,3x4	11,65	5,83	1,95	0,9	1,11
	1013	2,02	CHS 60,3x3,2	5,83	2,92	1,89	0,78	1,28
	1014	2,02	CHS 60,3x3,2	5,67	2,84	1,84	0,74	1,35
	1050	3,9	CHS 114,3x4	10,22	5,11	1,71	0,725	1,38
	64	3,45	CHS 101,6x4	10,22	5,11	1,94	0,8	1,25
6ος-7ος	995	3,9	CHS 114,3x4	11,44	5,72	1,92	0,83	1,20
	1015	2,02	CHS 60,3x3,2	5,64	2,82	1,83	0,76	1,32
	1016	2,02	CHS 60,3x3,2	5,64	2,82	1,83	0,725	1,38
	1051	3,9	CHS 114,3x4	9,98	4,99	1,67	0,75	1,33
	66	3,45	CHS 101,6x4	9,98	4,99	1,89	0,79	1,27
							Ω _{min}	1,11
							Ω _{max}	1,38
							0,24	0,25

Πίνακας 7.4 Διατομές & Λόγοι Υπεραντοχής Ράβδων κατά Y

Τελικά, σε όλο το κτίριο στην διεύθυνση Y έχουμε τους ακραίους συντελεστές υπεραντοχής:

$$\Omega_{\min}=1,11$$

$$\Omega_{\max}=1,38$$

$$\frac{\Omega_{\max} - \Omega_{\min}}{\Omega_{\min}} = 0,24 \leq 0,25$$

7.2.4 Ικανοτικός σχεδιασμός υποστυλωμάτων

7.2.4.1 Απαιτήσεις Κανονισμού στην Διαστασιολόγηση των Υποστυλωμάτων

Τα υποστυλώματα θα πρέπει αν πληρούν την ακόλουθη απαίτηση ελάχιστης αντοχής:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1.10 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E} \quad (7-7)$$

όπου:

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$: αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό του υποστυλώματος σύμφωνα με το EN 1993, η οποία λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση της αντοχής σε λυγισμό με την ροπή κάμψης M_{Ed} , τη ροπή σχεδιασμού στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

$N_{Ed,G}$: αξονική δύναμη στην δοκό ή το υποστυλώμα που οφείλεται σε μη-σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό των δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

$N_{Ed,E}$:	αξονική δύναμη στη δοκό ή το υποστυλώμα που οφείλεται στην σεισμική δράση σχεδιασμού
γ_{ov} :	συντελεστής υπεραντοχής
Ω	ελάχιστη τιμή του $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$ για όλες τις διαγώνιους του πλαισιακού συστήματος συνδέσεων Όπου: $N_{pl,Rd,i}$:αντοχή σχεδιασμού της διαγώνιου i , $N_{Ed,i}$:τιμή σχεδιασμού της αξονικής δύναμης στην ίδια διαγώνιο i στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Σύμφωνα με τα παραπάνω η διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων γίνεται αυξάνοντας την σεισμική ένταση κατά την ποσότητα $A=1,1*\gamma*\Omega_{min}$ σε κάθε διεύθυνση.

Διεύθυνση_X: $\Omega_{min}=1,18 \rightarrow A_x=1,1*1,25*1,18=1,62$

Διεύθυνση_Y: $\Omega_{min}=1,11 \rightarrow A_y=1,1*1,25*1,11=1,53$

Μετά την παραπάνω προσαύξηση έχουμε:

❖ ΣΕΙΣΜΟΣ_X

$1.00*(\mu\acute{o}\nu\iota\mu\alpha) + 0.30*κ\iota\eta\eta\tau\acute{\alpha} + 1.19*A_x*E_x + 0.36*A_y*E_y$

$1.00*(\mu\acute{o}\nu\iota\mu\alpha) + 0.30*κ\iota\eta\eta\tau\acute{\alpha} + 1.19*1.62*E_x + 0.36*1.53*E_y$

$1.00*(\mu\acute{o}\nu\iota\mu\alpha) + 0.30*κ\iota\eta\eta\tau\acute{\alpha} + 1.93*E_x + 0.55*E_y$

❖ ΣΕΙΣΜΟΣ_Y

$1.00*(\mu\acute{o}\nu\iota\mu\alpha) + 0.30*κ\iota\eta\eta\tau\acute{\alpha} + 0.36*A_x*E_x + 1.20*A_y*E_y$

$1.00*(\mu\acute{o}\nu\iota\mu\alpha) + 0.30*κ\iota\eta\eta\tau\acute{\alpha} + 0.36*1.62*E_x + 1.20*1.53*E_y$

$1.00*(\mu\acute{o}\nu\iota\mu\alpha) + 0.30*κ\iota\eta\eta\tau\acute{\alpha} + 0.58*E_x + 1.83*E_y$

Άρα, τελικά ο σχεδιασμός των υποστυλωμάτων του κτιρίου γίνεται με τους παρακάτω συνδυασμούς φόρτισης.

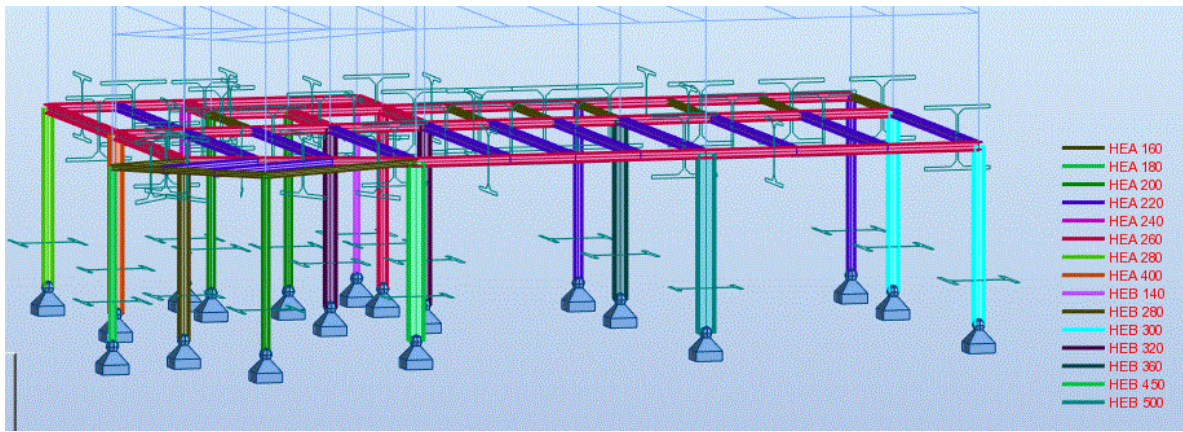
Διεύθυνση X: $1.00*(\mu\acute{o}\nu\iota\mu\alpha) + 0.30*κ\iota\eta\eta\tau\acute{\alpha} + 1.93*E_x + 0.55*E_y$

Διεύθυνση Y: $1.00*(\mu\acute{o}\nu\iota\mu\alpha) + 0.30*κ\iota\eta\eta\tau\acute{\alpha} + 0.58*E_x + 1.83*E_y$

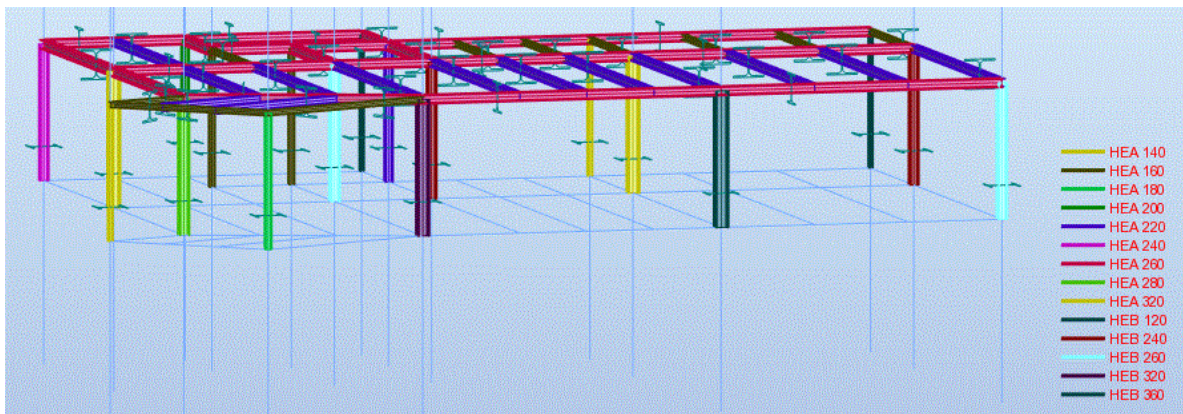
7.2.4.2 Διαστασιολόγηση Υποστυλωμάτων Κτιρίου

Συνοπτικά, επιλέγονται οι συνδυασμοί με βάση τους οποίους θα γίνει η διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων.

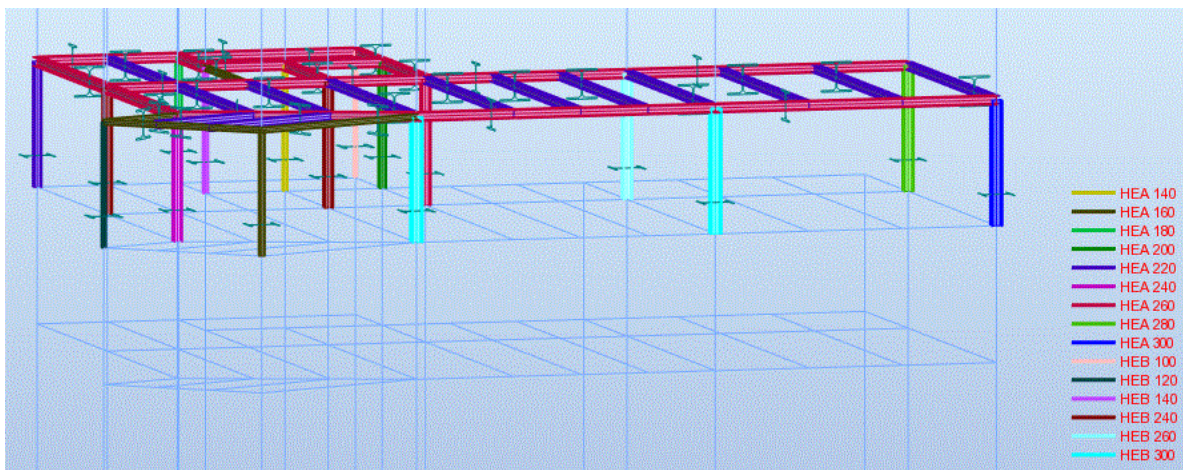
Τελικά προέκυψαν τα υποστυλώματα που φαίνονται παρακάτω.



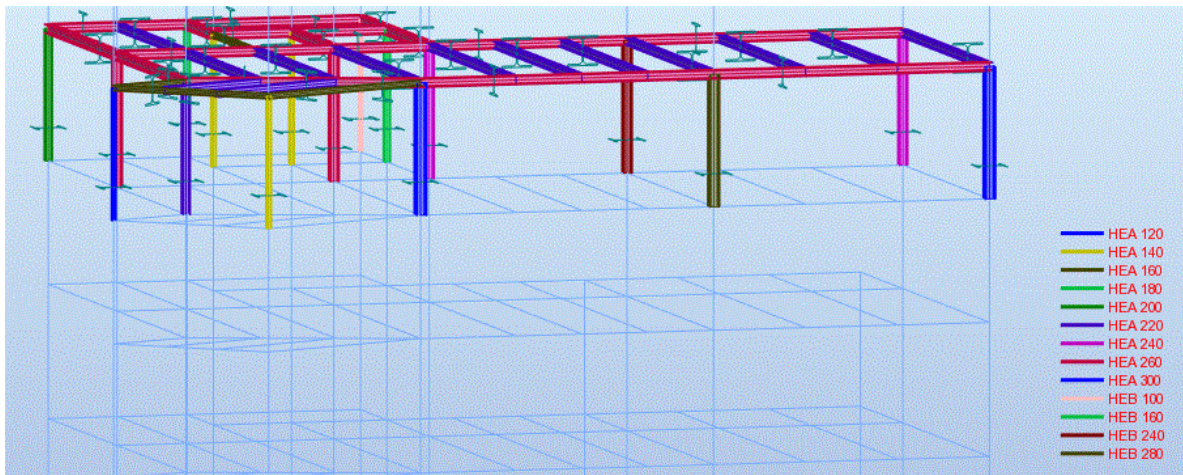
Εικόνα 7.1 Υποστυλώματα ισογείου



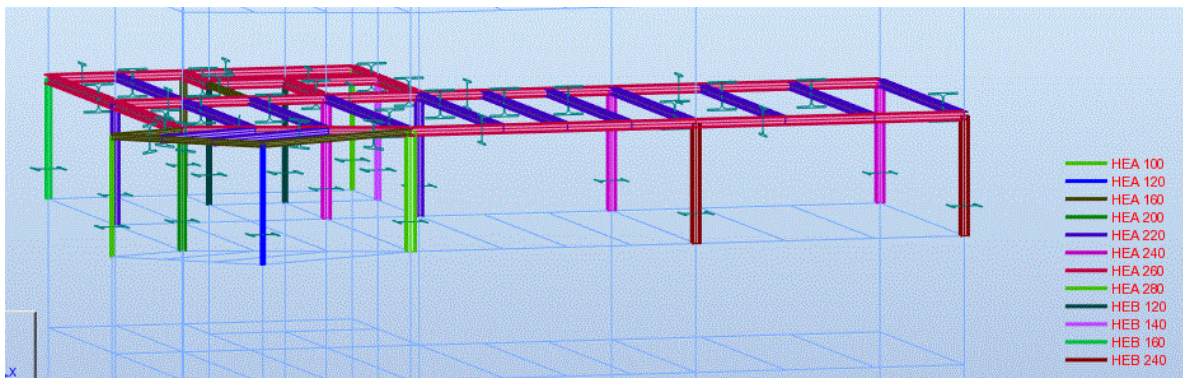
Εικόνα 7.2 Υποστυλώματα 1^{ου} ορόφου



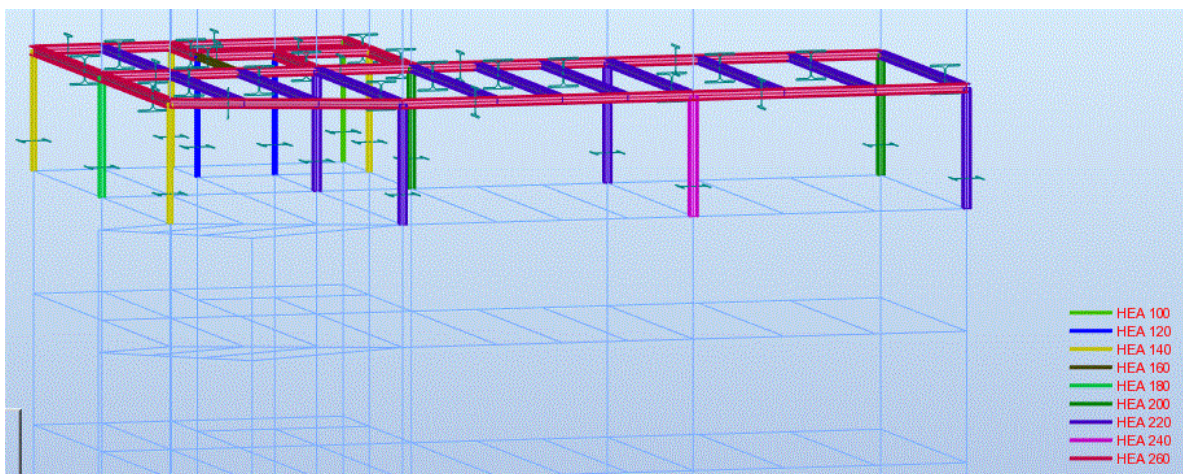
7.3 Υποστυλώματα 2^{ου} ορόφου



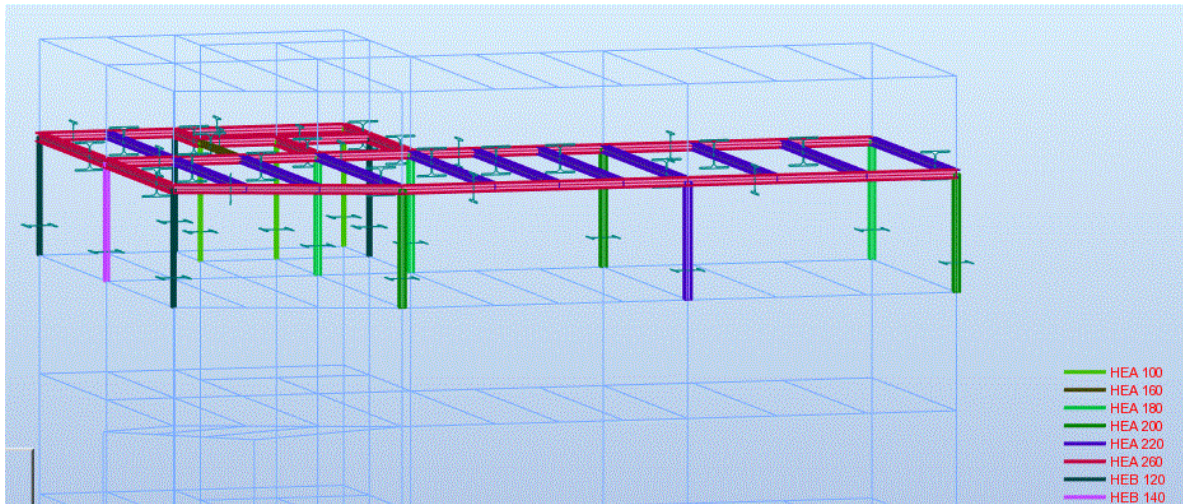
Εικόνα 7.4 Υποστυλώματα 3^{ου} ορόφου



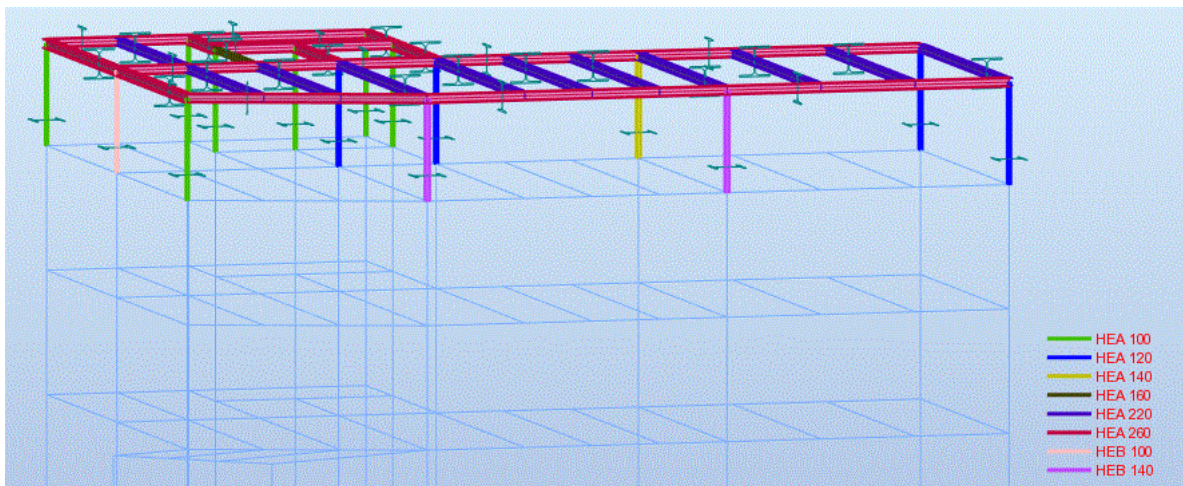
Εικόνα 7.5 Υποστυλώματα 4^{ου} ορόφου



Εικόνα 7.6 Υποστυλώματα 5^{ου} ορόφου



Εικόνα 7.7 Υποστυλώματα 6^{ου} ορόφου



Εικόνα 7.8 Υποστυλώματα 7^{ου} ορόφου

7.3 Έλεγχος Περιορισμού Βλαβών

7.3.1 Γενικά

Η "απαίτηση περιορισμού βλαβών" θεωρείται ότι ικανοποιείται, εάν, υπό σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από την σεισμική δράση σχεδιασμού που αντιστοιχεί στη "απαίτηση μη-κατάρρευσης", οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων πρέπει να περιορίζονται ανάλογα με το είδος του κτιρίου, σύμφωνα με τα παρακάτω:

α) για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό συνδεδεμένα με τον φορέα:

$$\gamma = \frac{d_r * \nu}{h} \leq 0,50\% = \gamma_{max} \quad (7-8)$$

β) για κτίρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία:

$$\gamma = \frac{d_r * \nu}{h} \leq 0.75\% = \gamma_{max} \quad (7-9)$$

γ) για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία αγκυρωμένα με τέτοιο τρόπο ώστε να μην επηρεάζονται από τις παραμορφώσεις του φορέα, ή για κτίρια που δεν έχουν μη-φέροντα στοιχεία:

$$\gamma = \frac{d_r * \nu}{h} \leq 1.00\% = \gamma_{max} \quad (7-10)$$

όπου:

d_r είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής παραμόρφωσης ορόφου

h είναι το ύψος του ορόφου

ν είναι συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών. Οι συνιστώμενες τιμές του ν είναι 0.4 για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV και $\nu = 0.5$ για τις κατηγορίες σπουδαιότητας I και II. Αυτές ορίζει και το Εθνικό Προσάρτημα.

7.3.2 Διατμητικές Παραμορφώσεις Ορόφων Κτιρίου

Το εξεταζόμενο κτίριο είναι με πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία. Γι' αυτό και η μέγιστη διατμητική παραμόρφωση πρέπει να είναι μικρότερη ή και οριακά ίση με 0,75%. Αφού ολοκληρώθηκε η διαστασιολόγηση όλων των δομικών μελών, υπολογίζονται πάλι οι διατμητικές παραμορφώσεις των ορόφων για να ελέγξουμε εάν είναι εντός των επιτρεπόμενων ορίων. Δυσμενέστεροι συνδυασμοί φόρτισης για τον έλεγχο των μετακινήσεων βρέθηκαν οι σεισμικοί με μόνη προσάυξηση για τα φαινόμενα δευτέρας τάξης.

✚ Διεύθυνση_X

Όροφος	Η ορόφου (cm)	dr UX (cm)	γ	Έλεγχος Μετακινήσεων
1	505	6,0	0,59	<0,75% ok
2	375	4,8	0,64	<0,75% ok
3	345	3,5	0,51	<0,75% ok
4	370	4,5	0,61	<0,75% ok
5	345	2,5	0,36	<0,75% ok
6	340	4,1	0,60	<0,75% ok
7	340	0,4	0,06	<0,75% ok
8	280	1,3	0,23	<0,75% ok

Πίνακας 7.5 Διατμητικές Παραμορφώσεις Ορόφων _ X

✚ Διεύθυνση_Y

Όροφος	Η ορόφου (cm)	dr UX (cm)	γ	Έλεγχος Μετακινήσεων
1	505	6,1	0,60	<0,75% ok
2	375	4,6	0,61	<0,75% ok
3	345	3,3	0,48	<0,75% ok
4	370	5,5	0,74	<0,75% ok
5	345	2,1	0,30	<0,75% ok
6	340	4,6	0,68	<0,75% ok
7	340	0,8	0,12	<0,75% ok
8	280	1,8	0,32	<0,75% ok

Πίνακας 7.6 Διατμητικές Παραμορφώσεις Ορόφων _ Y

7.3.3 Συμπεράσματα

Παραπάνω υπολογίστηκαν οι διατμητικές παραμορφώσεις όλων των ορόφων στις δυο διευθύνσεις ξεχωριστά. Παρατηρούμε ότι μετά την διαστασιολόγηση όλων των μελών του κτιρίου εμφανίζεται διατμητική παραμόρφωση μικρότερη της μέγιστης που ορίζει ο Κανονισμός. Όσον αφορά τις δυο διευθύνσεις της κατασκευής, επισημαίνεται ότι η διεύθυνση Y είναι πιο εύκαμπτη, γεγονός που ήταν εμφανές από την αρχή και στον έλεγχο των φαινομένων 2^{ας} τάξεως.

7.4 Συμπεράσματα Δυναμικής Φασματικής Ανάλυσης

Από τον έλεγχο των φαινομένων δευτέρας τάξης και τον ικανοτικό σχεδιασμό, προέκυψαν οι τελικές διατομές των στοιχείων που θα παραλάβουν και οριζόντια δυναμικά φορτία. Όπως ήταν αναμενόμενο η κατασκευή αποδείχτηκε αρκετά εύκαμπτη, γεγονός που οδήγησε σε αρκετές επαναλήψεις ελέγχων και πολλές δοκιμές διαφορετικών θέσεων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας. Συγκριτικά με την στατική ανάλυση, η δυναμική ανάλυση απαίτησε σε κάποια υποστυλώματα μεγαλύτερη διατομή, ενώ σε άλλα ήταν δυσμενής ο άνεμος. Τέλος, όπως παρουσιάζεται και παρακάτω, αυξημένες εντάσεις λόγω ικανοτικών μεγεθών θα έχουν και οι συνδέσεις απορρόφησης ενέργειας. Στόχος ήταν εξ' αρχής να οδηγήσουμε την αστοχία στους χιαστί συνδέσμους και έπειτα στα υποστυλώματα και τις συνδέσεις. Αυτό επιτυγχάνεται και τελικά προκύπτει μια κατασκευή με υψηλή αντοχή, *δυσκαμψία* τόση όση απαιτείται ώστε να μην χρειάζεται ανάλυση 2^{ας} τάξης και μέση *πλαστιμότητα* ($q=\mu=4$), ικανοποιητική για την ζώνη στην οποία βρίσκεται.

8 Συνδέσεις μελών κτιρίου

Στο κεφάλαιο αυτό δίνεται η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος έξι (6) ενδεικτικών συνδέσεων του κτιρίου. Αναλυτικά, διαμορφώνονται οι εξής συνδέσεις:

- I. Σύνδεση υποστυλώματος – κύριας δοκού
- II. Σύνδεση υποστυλώματος – δευτερεύουσας δοκού
- III. Σύνδεση κύριας δοκού – δευτερεύουσας δοκού
- IV. Σύνδεση κύριας δοκού με δύο διαδοκίδες
- V. Σύνδεση υποστυλώματος – χιαστί συνδέσμου δυσκαμψίας
- VI. Διαμόρφωση βάσης έδρασης

Γι' αυτές τις συνδέσεις δίνονται παρακάτω συνοπτικά τα σχέδια με τις διαστάσεις και τις λεπτομέρειες τους.

8.1 Σύνδεση υποστυλώματος – κύριας δοκού

Μελετάται η σύνδεση ενός υποστυλώματος με μία κύρια δοκό. Επελέγη να διαμορφωθεί η σύνδεση αυτή με χρήση γωνιακού ελάσματος που κοχλιώνεται στο πέλμα του υποστυλώματος και συγκολλάται στον κορμό της κύριας δοκού.

Πρόκειται για απλή σύνδεση διάτμησης, διότι οι δοκοί είναι αμφιέρειστες και στα άκρα τους αναπτύσσεται μόνο η τέμνουσα λόγω κατακόρυφων φορτίων (ΟΚΑ). Το εντατικό μέγεθος που χρησιμοποιείται είναι το εξής: $V_{Ed} = 145,22\text{kN}$

8.1.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά σύνδεσης

Συνδεόμενα μέλη

Υποστύλωμα: HEB 300 → μέλος: 22

Κύρια δοκός: HEA 260 → μέλος: 34

Γωνιακό έλασμα

Τύπος ελάσματος: L100x10

Μήκος ελάσματος: $l_a=140\text{mm}$

Συγκόλληση ελάσματος στην κύρια δοκό

Πάχος συγκόλλησης: $a_{ab}=5\text{mm}$

Κοχλίωση ελάσματος στο υποστύλωμα

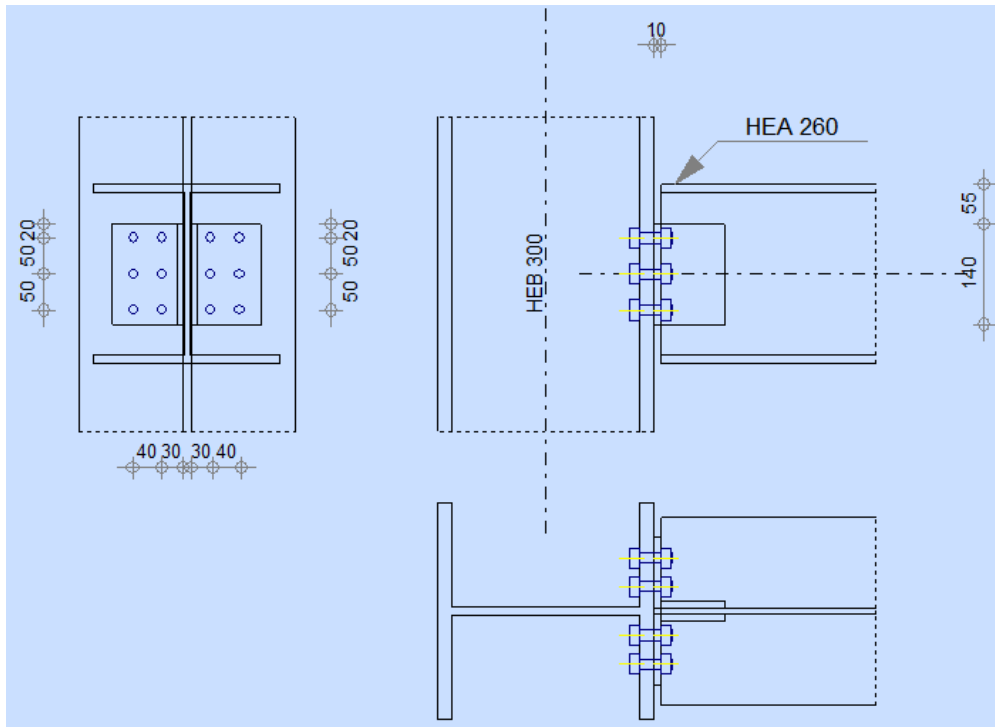
Κοχλίες M14, ποιότητας 6.8

Αριθμός οριζόντιων σειρών: 3

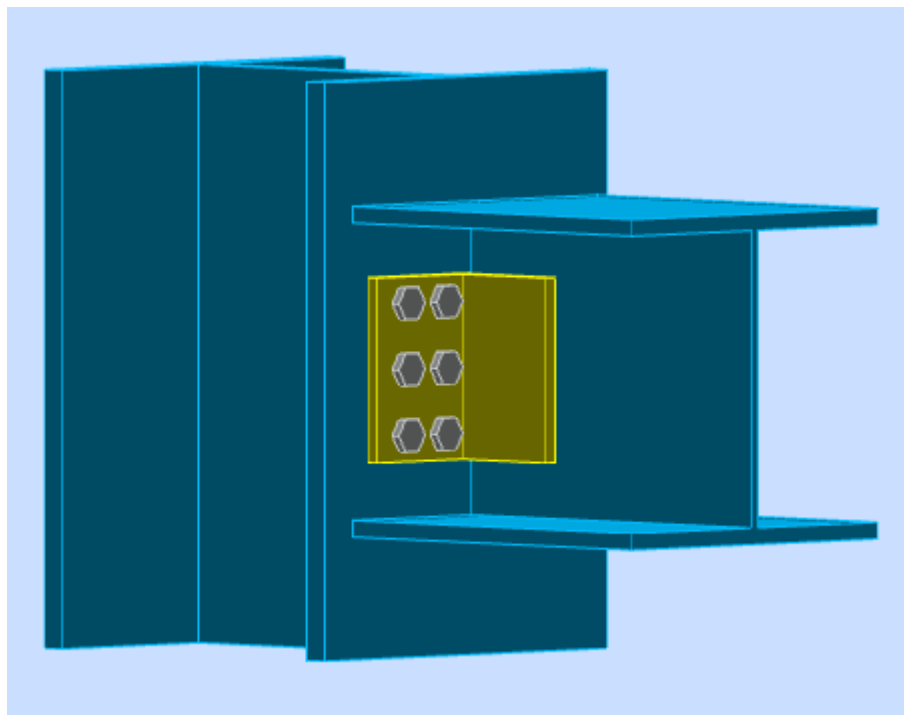
Αριθμός κατακόρυφων σειρών: 2

Αποστάσεις κοχλιών: $e_1=20\text{mm}$, $e_2=30\text{mm}$, $p_1=50\text{mm}$, $p_2=40\text{mm}$

8.1.2 Σχέδιο σύνδεσης υποστρώματος με την κύρια δοκό



Σχήμα 8.1 Διαστάσεις σύνδεσης υποστρώματος με την κύρια δοκό



Σχήμα 8.2 Σύνδεση υποστρώματος με την κυρια δοκό

8.2 Σύνδεση υποστυλώματος – δευτερεύουσας δοκού

Μελετάται η σύνδεση ενός υποστυλώματος με μία δευτερεύουσα δοκό. Επελέγη να διαμορφωθεί η σύνδεση αυτή με χρήση δύο γωνιακών ελασμάτων που κοχλιώνονται στον κορμό του υποστυλώματος και συγκολλούνται στον κορμό της δευτερεύουσας δοκού.

Πρόκειται για απλή σύνδεση διάτμησης, διότι οι δοκοί είναι αμφιέριστες και στα άκρα τους αναπτύσσεται μόνο η τέμνουσα λόγω κατακόρυφων φορτίων (ΟΚΑ). Το εντατικό μέγεθος που χρησιμοποιείται είναι το εξής: $V_{Ed} = 73,96 \text{ kN}$

8.2.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά σύνδεσης

Συνδεόμενα μέλη

Υποστύλωμα: HEB 300 → μέλος: 22

Δευτερεύουσα δοκός: HEA 220 → μέλος: 57

Γωνιακό έλασμα

Τύπος ελάσματος: L100x10

Μήκος ελάσματος: $l_a = 130 \text{ mm}$

Συγκόλληση ελάσματος στην δευτερεύουσα δοκό

Πάχος συγκόλλησης: $a_{ab} = 5 \text{ mm}$

Κοχλίωση ελάσματος στο υποστύλωμα

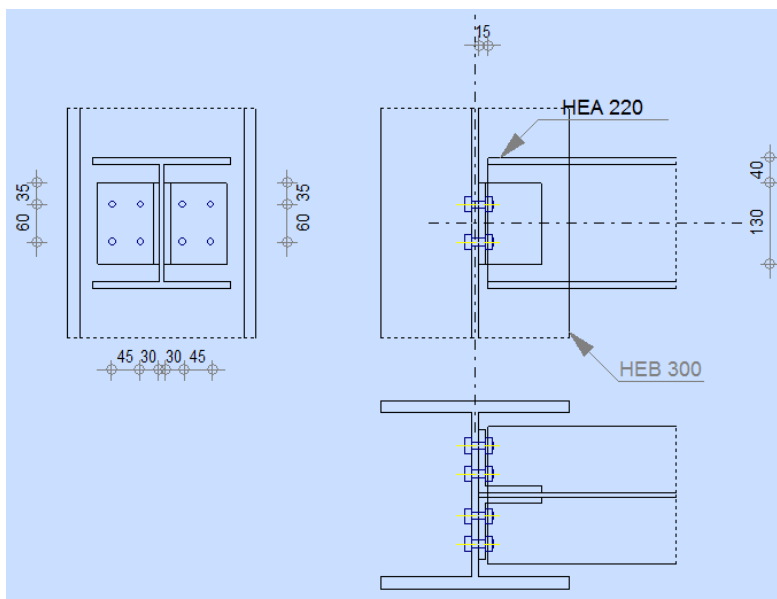
Κοχλίες M12, ποιότητας 6.8

Αριθμός οριζόντιων σειρών: 2

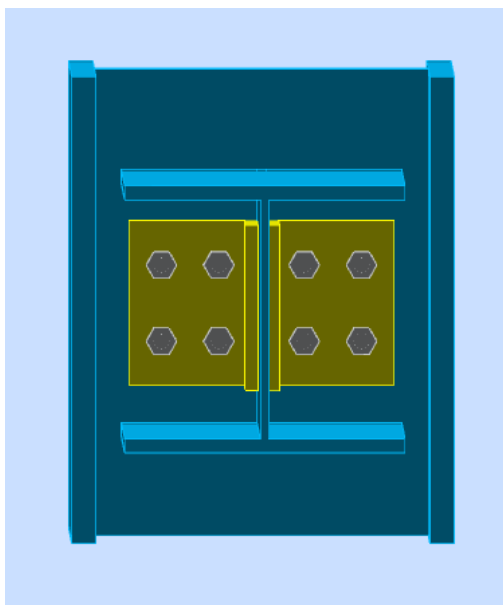
Αριθμός κατακόρυφων σειρών: 2

Αποστάσεις κοχλιών: $e_1 = 35 \text{ mm}$, $e_2 = 30 \text{ mm}$, $p_1 = 60 \text{ mm}$, $p_2 = 45 \text{ mm}$

8.2.2 Σχέδιο σύνδεσης υποστυλώματος με την δευτερεύουσα δοκό



Σχήμα 8.3 Διαστάσεις σύνδεσης υποστυλώματος με την κύρια δοκό



Σχήμα 8.4 Σύνδεση υποστυλώματος με την δευτερεύουσα δοκό

8.3 Σύνδεση κύριας – δευτερεύουσας δοκού (διαδοκίδας)

Πρόκειται για την σύνδεση μίας κύριας δοκού με μία δευτερεύουσα δοκό, στην οποία εμφανίζονται τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη.

Συνδεόμενα μέλη

Κύρια δοκός: HEA 260 → μέλος: 884

Δευτερεύουσα δοκός: HEA 220 → μέλος: 906

Εντατικά μεγέθη

Τέμνουσα δύναμη: $V_{Ed} = 144,72 \text{ kN}$

- ✓ Για την σύνδεση χρησιμοποιούνται **πλάκες** και από τις δύο πλευρές της **σύνδεσης**, διαστάσεων **150x100x5**
- ✓ Επιλέγεται **απλή κοιλίωση τύπου Α**.
- ✓ Η σύνδεση διαμορφώνεται με απλούς **δίτημτους κοιλίες 6M14, 6.8**.
- ✓ Χρήση περιμετρικής συγκόλλησης πάχους **$a=6\text{mm}$** .

8.3.1 Έλεγχος κοιλίωσης

Ο έλεγχος των κοιλιών της πλάκας πραγματοποιείται για τέμνουσα δύναμη $V_{Ed} = 144,72 \text{ kN}$.

8.3.1.1 Έλεγχος κοιλιών σε διάτμηση

Η αντοχή σχεδιασμού των κοιλιών ή των ήλων που υπόκεινται σε διάτμηση δίνεται από τον τύπο:

$$F_{v,Rd} = \frac{n \cdot \alpha_v \cdot A \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} \cdot m \quad (8-1)$$

Χρησιμοποιούνται 6 δίτημοι κοχλίες $m=6$, $n=2$ και πραγματοποιείται ο έλεγχος των κοχλίων σε διάτμηση. $F_{v,Rd} = 88,67 \text{ kN} \leq V_{Ed} = 144,2 \text{ kN}$

8.3.1.2 Επιλογή αποστάσεων

Σύμφωνα με τον ισχύοντα κανονισμό πρέπει:

- $e_{1,\min} = 21,60\text{mm} \leq e_1 \leq e_{1,\max} = 64\text{mm}$
- $p_{1,\min} = 39,60\text{mm} \leq p_1 \leq p_{1,\max} = 84\text{mm}$
- $p_{2,\min} = 39,60\text{mm} \leq p_2 \leq p_{2,\max} = 84\text{mm}$

Επιλέγεται:

$$e_1 = 25\text{mm}$$

$$e_2 = 0$$

$$p_1 = 50\text{mm}$$

$$p_2 = 45\text{mm}$$

Οι αποστάσεις αυτές βρίσκονται εντός των ορίων

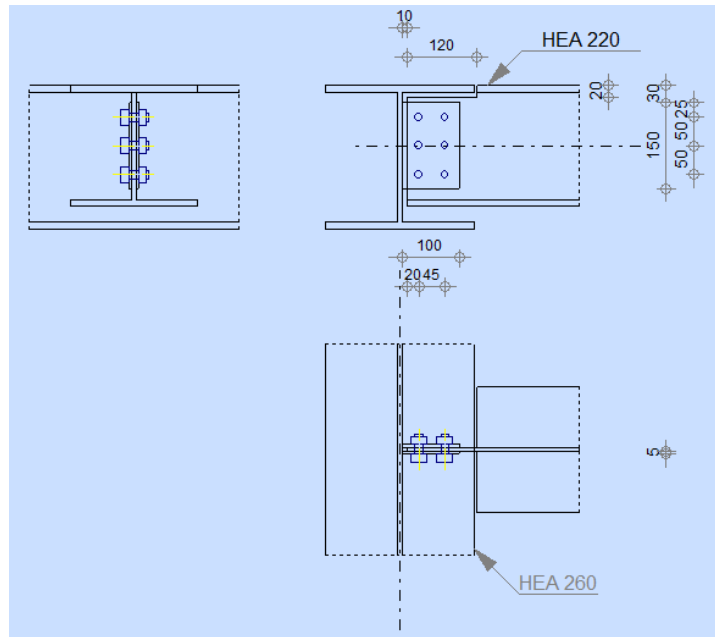
8.3.1.3 Έλεγχος σε σύνθλιψη άντογας

Η αντοχή σε σύνθλιψη άντογας δίνεται από την σχέση:

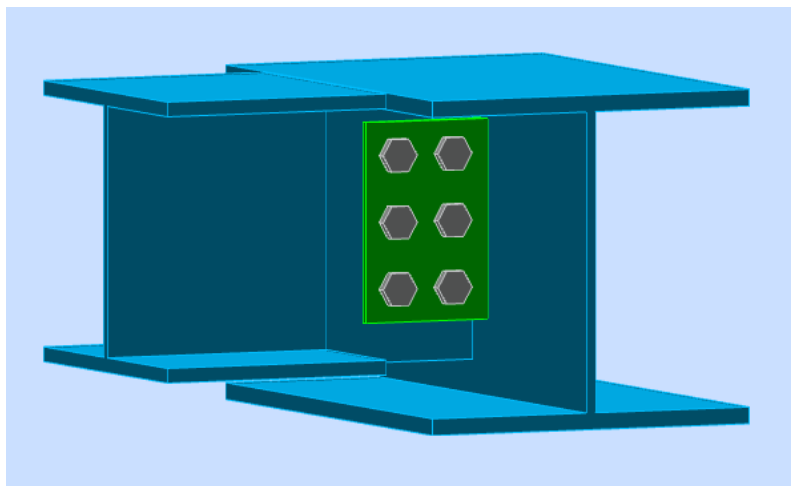
$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 * \alpha_b * f_u * d * t_{min} * m}{\gamma_{M2}} \quad (8-2)$$

- Κοχλίες που εδράζονται στην πλάκα: $F_{b,Rd,plate,x} = 76,22\text{kN} < F_{Ed} = 144,20\text{kN}$
 $F_{b,Rd,plate,z} = 76,22 \text{ kN} < F_{Ed} = 144,20 \text{ kN}$
- Κοχλίες που εδράζονται στην δοκό: $F_{b,Rd,beam,x} = 42,68\text{kN} < F_{Ed} = 144,20 \text{ kN}$
 $F_{b,Rd,beam,z} = 60,75\text{kN} < F_{Ed} = 144,20 \text{ kN}$

8.3.2 Σχέδιο σύνδεσης κύριας δοκού – δευτερεύουσας δοκού



Σχήμα 8.5 Διαστάσεις σύνδεσης κύριας δοκού με την δευτερεύουσα δοκό



Σχήμα 8.6 Σύνδεση κύριας δοκού με δευτερεύουσα δοκό

8.4 Σύνδεση κύριας δοκού με διαδοκίδες

Εφόσον οι διαδοκίδες είναι αμφιέριστες και στα άκρα τους αναπτύσσεται μόνο τέμνουσα δύναμη λόγω των κατακόρυφων φορτίων που την καταπονούν (Ο.Κ.Α.), η σύνδεσή της με την κύρια δοκό είναι απλή σύνδεση διάτμησης. Ο έλεγχος και ο σχεδιασμός της σύνδεσης πραγματοποιείται στο RobotStructuralAnalysis για λόγους εξοικονόμησης χρόνου και καλύτερου οπτικού αποτελέσματος.

Συνδεόμενα μέλη

Κύρια δοκός: HEA 260 → μέλος: 885

Δεξιά διαδοκίδα: HEA 220 → μέλος: 902

Αριστερή διαδοκίδα: HEA 160 → μέλος: 895

Εντατικά μεγέθη

Τέμνουσα δύναμη: $V_{Ed} = 162,59 \text{ kN}$

- ✓ Για την σύνδεση χρησιμοποιούνται γωνιακά στοιχεία **L120x100x10**
- ✓ Επιλέγεται απλή κοχλίωση **τύπου Α**.
- ✓ Η σύνδεση διαμορφώνεται με απλούς δίτητους κοχλίες **6M16, 6.8**.
- ✓ Χρήση περιμετρικής συγκόλλησης πάχους **$a=5\text{mm}$**

8.4.1 Έλεγχος κοχλίωσης γωνιακού ελάσματος

Η κοχλίωση ελέγχεται με μοναδικό εντατικό μέγεθος την τέμνουσα που αναπτύσσεται στο δεξί άκρο της αμφιέριστης δοκού $V_{Ed,z} = 162,59 \text{ kN}$, διότι λαμβάνεται ως δεδομένο ότι η στήριξη βρίσκεται στο κέντρο βάρους της κοχλίωσης.

8.4.1.1 Έλεγχος κοχλιών σε διάτμηση

Η αντοχή σχεδιασμού των κοχλιών ή των ήλων που υπόκεινται σε διάτμηση δίνεται από τον τύπο:

$$F_{v,Rd} = \frac{n \cdot \alpha_v \cdot A \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} \cdot m \quad (8-3)$$

Χρησιμοποιούνται 6 δίτητοι κοχλίες $m=6$, $n=2$ και πραγματοποιείται ο έλεγχος των κοχλιών σε διάτμηση. $F_{v,Rd} = 57,91 \text{ kN} < F_{Ed} = 162,59 \text{ kN}$

8.4.1.2 Επιλογή αποστάσεων

Σύμφωνα με τον ισχύοντα κανονισμό πρέπει:

- $e_{1,\min} = 18,60\text{mm} \leq e_1 \leq e_{1,\max} = 64\text{mm}$
- $e_{2,\min} = 18,60\text{mm} \leq e_2 \leq e_{2,\max} = 64\text{mm}$
- $p_{1,\min} = 39,60\text{mm} \leq p_1 \leq p_{1,\max} = 84\text{mm}$
- $p_{2,\min} = 39,60\text{mm} \leq p_2 \leq p_{2,\max} = 84\text{mm}$

Επιλέγεται:

$$e_1 = 20\text{mm}$$

$$e_2 = 30\text{mm}$$

$$p_1 = 40\text{mm}$$

$$p_2 = 45\text{mm}$$

Οι αποστάσεις αυτές βρίσκονται εντός των ορίων

8.4.1.3 Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυνας

Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας δίνεται από την σχέση:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_{\min}}{\gamma_{M2}} \cdot m \quad (8-4)$$

- Δεξιά πλευρά κοχλίωσης: $F_{b,Rd,right,x} = 40,97 \text{ kN} < F_{Ed,right} = 162,59 \text{ kN}$
 $F_{b,Rd,right,z} = 41,81 \text{ kN} < F_{Ed,right} = 162,59 \text{ kN}$
- Αριστερή πλευρά κοχλίωσης: $F_{b,Rd,right,x} = 40,15 \text{ kN} < F_{Ed,right} = 162,59 \text{ kN}$
 $F_{b,Rd,right,z} = 41,81 \text{ kN} < F_{Ed,right} = 162,59 \text{ kN}$

8.4.2 Έλεγχος συγκόλλησης γωνιακού ελάσματος

Η συγκολληση δέχεται τα παρακάτω εντατικά μεγέθη, τα οποία προκύπτουν από την μεταφορά της τέμνουσας από το κέντρο βάρους της κοχλίωσης, στο κέντρο βάρους της συγκόλλησης.

Υπάρχει ταυτόχρονη δράση τέμνουσας δύναμης, ροπής κάμψης και στρέψης. Γι' αυτό τον λόγο ο έλεγχος θα γίνει κατά VonMises. Πρέπει:

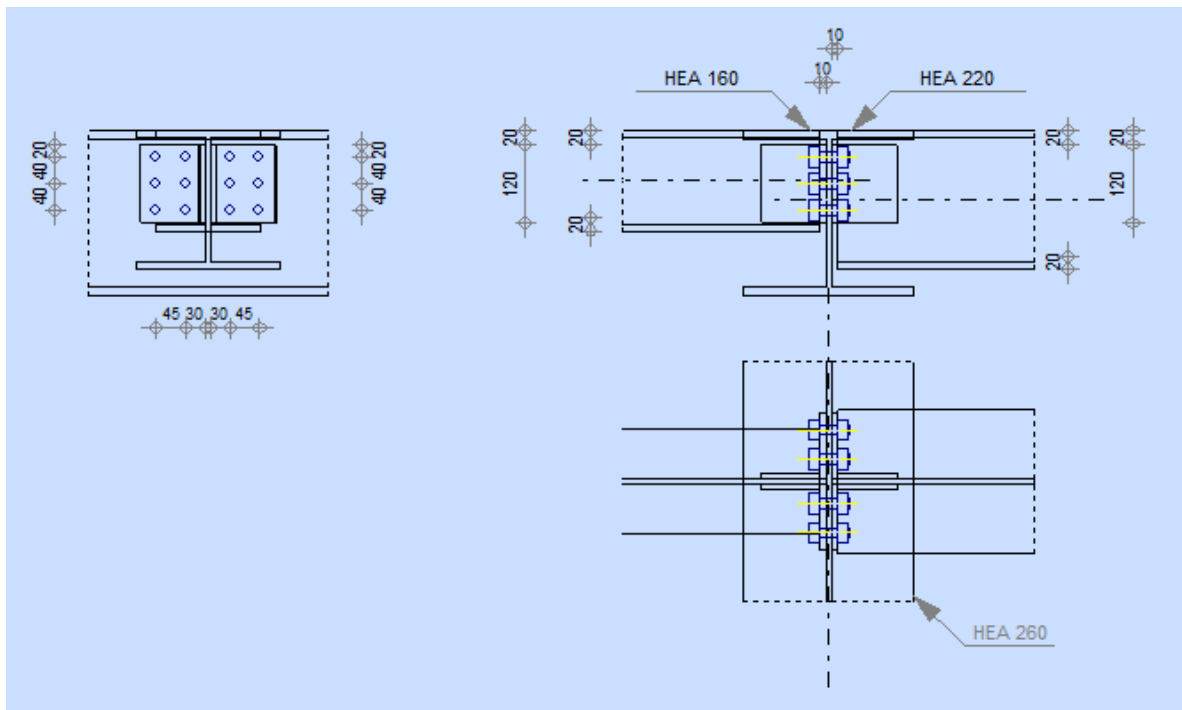
$$\sigma_{tot} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3 * (\tau_{xz}^2 + \tau_{xy}^2)} \leq f_{vw,d} \quad (8-5)$$

όπου:

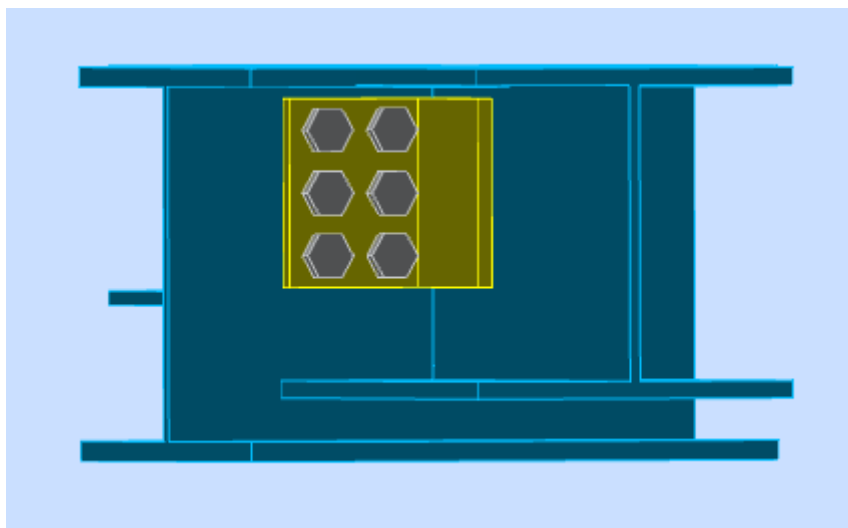
$f_{vw,d}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση της συγκόλλησης και ισούται με

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}} = 251,47 \text{ kN/cm}^2 \quad (8-6)$$

8.4.3 Σχέδιο σύνδεσης κύριας δοκού με διαδοκίδες



Σχήμα 8.7 Διαστάσεις σύνδεσης κύριας δοκού με δύο διαδοκίδες



Σχήμα 8.8 Σύνδεση κύριας δοκού με δύο διαδοκίδες

8.5 Σύνδεση υποστυλώματος – χιαστί συνδέσμου δυσκαμψίας

Στην παράγραφο αυτή γίνεται η μελέτη ενός διαγώνιου **μεταλλικού συνδέσμου δυσκαμψίας CHS 101.6x4** (μέλος 36) με **υποστύλωμα HEB 300** (μέλος 22). Στο υποστύλωμα συνδέεται και μία δοκός HEA 260 (μέλος 34). Επιλέγεται κοχλίωση **κατηγορίας C**, ανθεκτική σε ολίσθηση στην Ο.Κ.Α., με **προεντεταμένους κοχλίες 6M22, ποιότητας 8.8** και συγκόλληση πάχους 3mm και μήκους 200mm.

Επιπλέον, επιλέγεται 1 κομβοέλασμα PL12 και 2 λεπίδες σύνδεσης 2#PL6. Η σύνδεση ελέγχεται ικανοτικά με δύναμη:

$$N_{Ed} = 1,10 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{fy} \quad (8-7)$$

όπου:

- $R_{fy} = N_{pl, \text{διαγώνια}} = 436,65 \text{ kN}$
- $\gamma_{ov} = 1,25$

Προκύπτει δρώσα ικανοτική δύναμη $N_{Ed} = 600,40 \text{ kN}$

8.5.1 Έλεγχος κοχλιών σε ολίσθηση

Ο αριθμός των κοχλιών υπολογίστηκε από τον έλεγχο αυτών σε ολίσθηση. Η αντοχή σχεδιασμού σε ολίσθηση ενός προεντεταμένου κοχλία κατηγορίας 8.8 ή 10.9 λαμβάνεται ίση με:

$$F_{s,Rd} = m \cdot \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,c} \quad (8-8)$$

όπου:

- $m=6$ (αριθμός κοχλιών)
- $k_s = 1$ (μία κανονική οπή)
- $n=2$ (δίτητοι κοχλίες)
- $\mu=0,50$
- $\gamma_{M3}=1,25$
- $A_s = 3,03 \text{ cm}^2$ (εμβαδόν σπειρώματος κοχλία)
- $f_{ub} = 80 \text{ kN/cm}^2$ (αντοχή χάλυβα κοχλία)
- $F_{p,c} = 0,70 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 169,68 \text{ kN}$ (δύναμη προέντασης κοχλία)

Προκύπτει ότι: $F_{s,Rd} = 814,46 \text{ kN} > N_{Ed} = 600,40 \text{ kN}$

8.5.2 Επιλογή αποστάσεων

Ελάχιστες αποστάσεις

- $\min e_1 = 1,20 \cdot d_0 = 28,80 \text{ mm}$
- $\min e_2 = 1,20 \cdot d_0 = 28,80 \text{ mm}$
- $\min p_1 = 2,20 \cdot d_0 = 52,80 \text{ mm}$
- $\min p_2 = 2,40 \cdot d_0 = 57,60 \text{ mm}$

Μέγιστες αποστάσεις

- $\max e_1 = 4 \cdot t + 40 = 88 \text{ mm}$
- $\max e_2 = 4 \cdot t + 40 = 88 \text{ mm}$
- $\max p_1 = 14 \cdot t = 168 \text{ mm}$
- $\max p_2 = 14 \cdot t = 168 \text{ mm}$

Επιλέγεται: $e_1 = 50 \text{ mm}$, $e_2 = 50 \text{ mm}$, $p_1 = 70 \text{ mm}$, $p_2 = 70 \text{ mm}$

8.5.3 Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας

Ο έλεγχος αντοχής σε σύνθλιψη άντυγας πραγματοποιείται σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_{\min} \cdot m}{\gamma_{M2}} \quad (8-9)$$

όπου:

- $k_1 = \min \left\{ 2,80 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,70 ; 2,50 \right\} = 2,383$
- $\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_0}, \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = 0,694$
- $f_u = 51 \text{ kN/cm}^2$
- $d = 2,20 \text{ cm}$
- $t_{\min} = 2 \cdot 0,60 \text{ cm} = 1,20 \text{ cm}$
- $\gamma_{M2} = 1,25$
- $m = 6$ κοχλίες

Συνεπώς, $F_{b,Rd} = 1068,81 \text{ kN} > N_{Ed} = 600,40 \text{ kN}$

8.5.4 Έλεγχος κοχλιών σε διάτμηση

Η αντοχή σχεδιασμού ενός μεμονωμένου κοχλία ή ήλου που υπόκειται σε διάτμηση δίνεται από την σχέση:

$$F_{v,Rd} = m \cdot n \cdot \frac{a_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \quad (8-10)$$

Χρησιμοποιούνται 6 δίτμητοι κοχλίες $m=8$, $n=2$ και προκύπτει:

Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση: $F_{v,Rd} = 1751,04 \text{ kN} > 1,20 \cdot F_{b,Rd} = 1282,57 \text{ kN}$

8.5.5 Έλεγχος πλάστιμης αστοχίας

Για να αστοχεί η σύνδεση πλάστιμα θα πρέπει η αστοχία σε σύνθλιψη άντυγας να προηγείται της αστοχίας σε διάτμηση και αυτό συμβαίνει, διότι η αστοχία σε διάτμηση είναι ψαθυρή, ενώ σε άντυγα πλάστιμη. Έτσι, θεωρούμε ότι πρέπει να ικανοποιείται η σχέση: $F_{v,Rd} \geq 1,20 * F_{b,Rd}$

Πράγματι, $F_{v,Rd} = 1751,04 \text{ kN} \geq 1282,57 \text{ kN}$ –ικανοποιείται ο έλεγχος

8.5.6 Διαστασιολόγηση λεπίδας σύνδεσης

Η λεπίδα σύνδεσης του χιαστί συνδέσμου δυσκαμψίας και του υποστυλώματος εφελκύεται. Οπότε, θα υπολογιστούν οι διαστάσεις της, το πάχος και πλάτος b , με βάση τον έλεγχο της διατομής σε εφελκυσμό.

Επελεγή πλάτος $b = 2 * e_2 + p_2 = 170 \text{ mm}$ και $t = 12 \text{ mm}$

Η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \leq 1,00 \quad (8-11)$$

Ειδικά σε συνδέσεις κατηγορίας Cη αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό $N_{t,Rd}$ της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλιών πρέπει να λαμβάνεται ως $N_{net,Rd}$, όπου:

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} * f_u}{\gamma_{M0}} \quad (8-12)$$

Απομειωμένη διατομή: $A_{net} = 14,64 \text{ cm}^2$

Αντοχή διατομής σε εφελκυσμό $N_{net,Rd} = 746,64 \text{ kN} < N_{Ed} = 600,40 \text{ kN}$

8.5.7 Διαστασιολόγηση συγκόλλησης

Στην εργασία επελέγησαν εξωραφές. Θα πρέπει σύμφωνα με τον κανονισμό να ισχύουν οι παρακάτω κατασκευαστικές διατάξεις:

✚ Ελάχιστο πάχος εξωραφών: 3 mm

✚ Μέγιστο πάχος εξωραφών: $0,70 * t$, όπου t το ελάχιστο πάχος των συνδεόμενων στοιχείων.

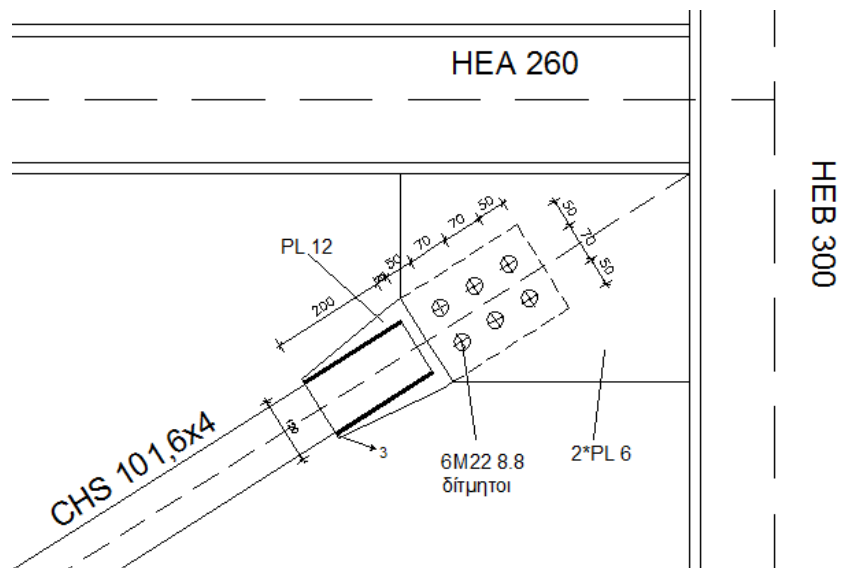
Ως προς την αστοχία πρέπει: $F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd}$ (8-13)

Επιλέγονται τεσσερις (4) ραφές με πάχος $a = 4 \text{ mm}$ και μήκος (8-14)

$F_{w,Rd} = 4 * I * a * f_{vw,d} = 628,08 \text{ kN} > N_{Ed} = 600,40 \text{ kN}$ (8-15)

8.5.8 Σχέδιο σύνδεσης υποστυλώματος – χιαστί συνδέσμου δυσκαμψίας

Ακολουθεί το σχέδιο της σύνδεσης του υποστυλώματος με τον χιαστί σύνδεσμο, όπως αυτός σχεδιάστηκε στο Autocad.



Σχήμα 8.9 Σύνδεση υποστυλώματος – χιαστί συνδέσμου δυσκαμψίας

8.6 Διαμόρφωση βάσης έδρασης

Πραγματοποιείται σύνδεση του υποστυλώματος με το έδαφος (θεμελίωση). Έχει επιλεγεί και υπολογιστεί η βάση του υποστυλώματος, ώστε να συμπεριφέρεται αρθρωτά στις διευθύνσεις Χ και Υ. Αναπτύσσονται τα εξής εντατικά μεγέθη:

- $N_{Ed} = -2912,16 \text{ kN}$
- $V_{y,Ed} = 1,35 \text{ kN}$
- $V_{z,Ed} = 5,24 \text{ kN}$

8.6.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά σύνδεσης

Διατομή υποστυλώματος: **HEB 300** – μέλος: 22

Ύψος υποστυλώματος: **5,05m**

Πλάκα έδρασης

$l_{pd} = 540\text{mm}$

$b_{pd} = 500\text{mm}$

$t_{pd} = 25\text{mm}$

Αγκύρια

Αγκύρια M20, κατηγορίας B, ποιότητας 8.8

Αριθμός οριζόντιων σειρών: 2

Αριθμός κατακόρυφων σειρών: 2

Απόσταση οριζόντιων σειρών: 90mm

Απόσταση κατακόρυφων σειρών: 90mm

$L_1 = 60\text{mm}$

$L_2 = 640\text{mm}$

$L_3 = 120\text{mm}$

Πλάκα αγκυρίων στην επιφάνεια της θεμελίωσης:

$l_{ap} = 100\text{mm}$, $b_{ap} = 100\text{mm}$, $t_{ap} = 10\text{mm}$

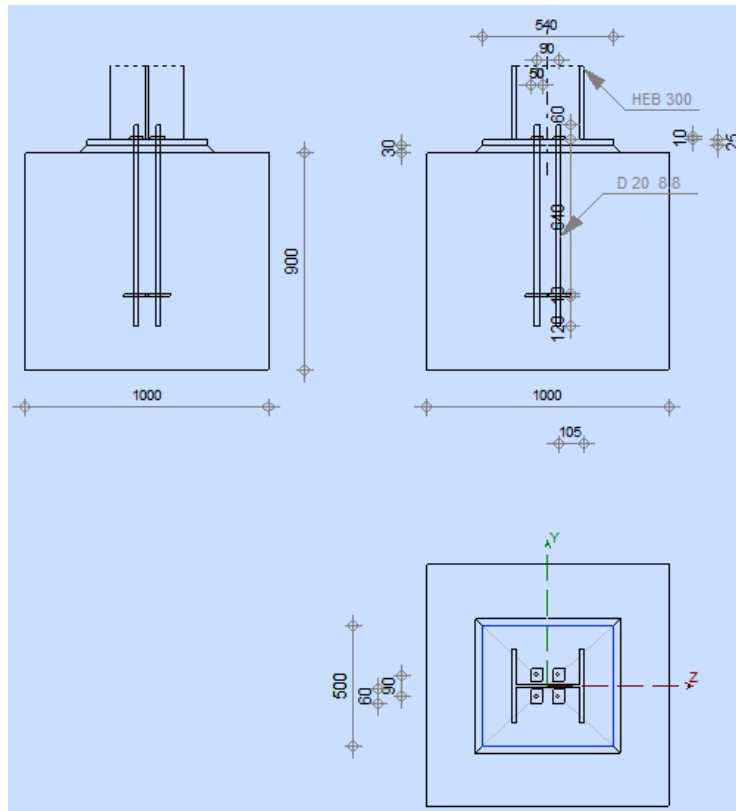
Πλάκα αγκυρίων εντός της πλάκας σκυροδέματος:

$l_{wd} = 50\text{mm}$, $b_{wp} = 60\text{mm}$, $t_{wd} = 10\text{mm}$

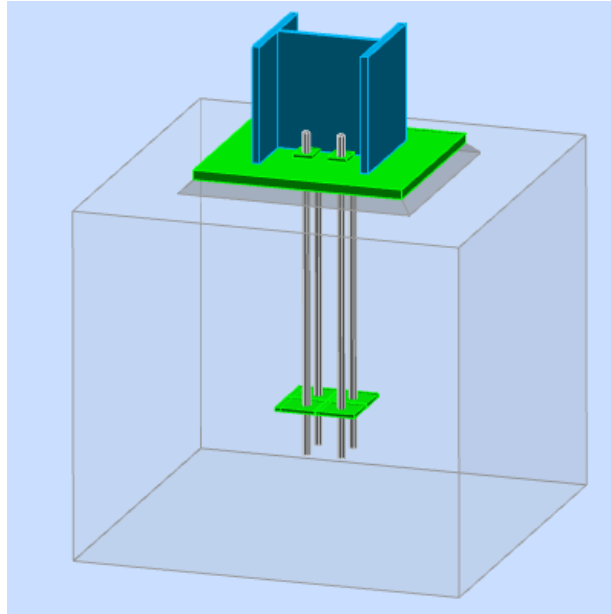
Πλάκα θεμελίωσης: $L = 1000\text{mm}$, $B = 1000\text{mm}$, $H = 900\text{mm}$, $t_g = 30\text{mm}$

Πάχη συγκόλλησης: $\alpha_p = 10\text{mm}$

8.6.2 Σχέδιο βάσης έδρασης υποστυλώματος



Σχήμα 8.10 Διαστάσεις θεμελίωσης υποστυλώματος



Σχήμα 8.11 Τρισδιάστατη απεικόνιση της σύνδεσης θεμελίωσης

9 Έλεγχος Βασικών Μελών σε Πυρκαγιά

Στο κεφάλαιο αυτό πραγματοποιείται ο έλεγχος βασικών δομικών στοιχείων του φορέα σε πυρκαγιά, σύμφωνα με τον EN 1993-1-2, με βάση την αντοχή των μελών. Αναλυτικότερα, ελέγχεται μία δοκός, ένα υποστύλωμα και ένας σύνδεσμος δυσκαμψίας. Παρουσιάζεται, αρχικά, ο έλεγχος τους ως μη μονωμένα μέλη και, στη συνέχεια, προτείνονται μέτρα προστασίας τους και υπολογίζεται η αντοχή τους ως προστατευμένα.

9.1 Απαιτούμενος Δείκτης Πυραντίστασης

Ως δείκτης πυραντίστασης ορίζεται το χρονικό διάστημα από την έναρξη της φωτιάς μέχρι την αστοχία της κατασκευής. Ο κατ' ελάχιστο απαιτούμενος δείκτης πυραντίστασης ορίζεται, γενικώς, στους κτιριοδομικούς κανονισμούς ανάλογα με το είδος, το μέγεθος και την χρήση του κτιρίου. Στην Ελλάδα εφαρμόζονται οι προβλέψεις του Π.Δ. 71/1988.

Στο εξεταζόμενο κτίριο, το οποίο χρησιμοποιείται ως γραφειακές εγκαταστάσεις, ο κανονισμός ορίζει ως απαιτούμενο δείκτη πυραντίστασης τα 60 min. Αυτό είναι το χρονικό διάστημα που μεσολαβεί από την έναρξη της πυρκαγιάς έως την αστοχία της μεταλλικής κατασκευής, εξαιτίας της. Σε αυτόν τον χρόνο πρέπει να έχει εκκενωθεί το κτίριο, προκειμένου να μην κινδυνεύσει η σωματική ακεραιότητα των ανθρώπων που βρίσκονται εντός ή να απειληθεί η ζωή τους.

Συμπερασματικά οι έλεγχοι πραγματοποιούνται για τα εξής:

- Έλεγχος μη μονωμένων μελών $t_{\text{απαιτούμενο}} = 60 \text{ min}$
- Έλεγχος μονωμένης δοκού $t_{\text{απαιτούμενο}} = 60 \text{ min}$
- Έλεγχος μονωμένου υποστυλώματος $t_{\text{απαιτούμενο}} = 60 \text{ min}$

9.2 Έλεγχος Μη Μονωμένων Μελών σε Πυρκαγιά

9.2.1 Έλεγχος μη μονωμένης Δοκού σε πυρκαγιά

Η δοκός που επιλέγεται να ελεγχθεί είναι δευτερεύουσα, διατομή τύπου HEA 220, μήκους $l=9,20 \text{ m}$ με τα στατικά φορτία υπό τον συνδυασμό σε πυρκαγιά:

όπου:

- $\psi_1 = 0,5$
 - $g + \psi_1 * q$
- (9-1)

Αρχικά η δοκός ελέγχεται στην ΟΚΑ, κατά την φάση λειτουργίας ως σύμμικτη, μη μονωμένη στις τρεις πλευρές της. Αναλυτικά, έχουμε:

- Φορτίο Σχεδιασμού $q_{Ed} = 20,07 \text{ kN/m}$
- Τέμνουσα δύναμη $V_{Ed} = 92,23 \text{ kN}$
- Ροπή κάμψης $M_{y,Ed} = 212,29 \text{ kN/m}$

9.2.1.1 Υπολογισμός Κρίσιμης Θερμοκρασίας λόγω κάμψης

Η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη $M_{fi,\theta,Rd}$, διατομών κατηγορίας 1 ή 2, με ομοιόμορφη θερμοκρασία προσδιορίζεται από την σχέση:

$$M_{fi,t,Rd} = k_{y\theta} * M_{Rd} * \left[\frac{\gamma_{M1}}{\gamma_{M,fi}} \right] / [k_1 * k_2] \quad (9-2)$$

Για να υπολογιστεί ο μειωτικός συντελεστής ορίου διαρροής σε θερμοκρασία $\theta_{a,cr}$ η οποία πραγματοποιείται τη χρονική στιγμή t , εξισώνεται η δρώσα ροπή κάμψης με την ροπή αντοχής. Έτσι, προκύπτουν τα εξής:

- ✚ Συντελεστής Προσαρμογής $k_1 = 0,70$
- ✚ Συντελεστής Προσαρμογής $k_2 = 1,0$
- ✚ Συντελεστής Υλικού $\gamma_{M1} = 1,0$
- ✚ Συντελεστής Υλικού $\gamma_{M,fi} = 1,0$
- ✚ Πλαστική Ροπή αντοχής $M_{pl,Rd} = 166,32 \text{ kN/m}$
- ✚ Ροπή αντοχής (συνθήκες φωτιάς) $M_{fi,t,Rd} = 212,29 \text{ kN/m}$
- ✚ Μειωτικός Συντελεστής $k_{y\theta} = 0.893$
- ✚ Κρίσιμη τιμή τάσης διαρροής $f_{y\theta} = 31,72 \text{ kN/cm}^2$

θ_a	$k_{y,\theta}$
400	1
x	0,893
500	0,78

$\theta_a =$	448,40
--------------	--------

Πίνακας 9.1 Προσδιορισμός θερμοκρασίας $\theta_{a,cr}$ συναρτήσεως του μειωτικού συντελεστή $k_{y,\theta}$ [1]

Επομένως, η κρίσιμη θερμοκρασία είναι $\theta_{a,cr} = 448,40^\circ\text{C}$, με τιμή του μειωτικού συντελεστή $k_{y\theta} = 0,893$.

9.2.1.2 Υπολογισμός Κρίσιμης Θερμοκρασίας λόγω διάτμησης

Με την επίλυση της παρακάτω σχέσης προκύπτει ο μειωτικός συντελεστής $k_{y,\theta,web}$.

- $V_{fi,Rd} = k_{y,\theta,web} * V_{Rd} * \gamma_{M1} / \gamma_{M,fi}$ (9-3)
- $V_{pl,Rd} = 423,7 \text{ kN}$
- $V_{fi,Rd} = 92,29 \text{ kN}$

Με την με χρήση του μειωτικού συντελεστή $k_{y,\theta,web}$ και εφαρμόζοντας γραμμική παρεμβολή όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα, προκύπτει η κρίσιμη θερμοκρασία $\theta_{a,cr}$ καθώς και την κρίσιμη τιμή τάσης διαρροής $f_{y\theta}$.

θ_{α}	$k_{y,\theta}$
600	0,47
x	0,22
800	0,11

$\theta_{\alpha=}$	740,10
--------------------	--------

Πίνακας 9.2 Προσδιορισμός θερμοκρασίας $\theta_{a,cr}$ συναρτήσεως του μειωτικού συντελεστή $k_{y,\theta}$ [2]

$$f_{y,\theta} = k_{y\theta} * f_y = 0.22 * 355 = 73.7 \text{ kN/cm}^2 \quad (9-4)$$

Επομένως, η κρίσιμη θερμοκρασία είναι $\theta_{a,cr} = 740,1^{\circ}\text{C}$, με την τιμή της κρίσιμης τάσης διαρροής να ισούται με $f_{y,\theta} = 73.7 \text{ kN/cm}^2$.

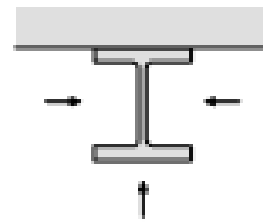
9.2.1.3 Διατιθέμενος δείκτης πυραντίστασης

Ανάμεσα στα 2 παραπάνω φαινόμενα κρίσιμο είναι αυτό που έχει ως αποτέλεσμα την μικρότερη θερμοκρασία. Στην συγκεκριμένη περίπτωση προκύπτει από την κάμψη και έχει τις ακόλουθες τιμές.

- ✚ $\theta_{a,cr} = 448,4^{\circ}\text{C}$
- ✚ $k_{y\theta} = 0.893$
- ✚ $f_{y\theta} = 31,72 \text{ kN/cm}^2$

Συντελεστής Διατομής: Ανοιχτή διατομή, εκτεθειμένη σε πυρκαγιά από 3 πλευρές

- ✓ $A_m = 103.51 \text{ cm}$
- ✓ $V = 64.34 \text{ cm}^2$
- ✓ $A_m/V = \text{περίμετρος} / \text{εμβαδόν διατομής} = 160,9 \text{ m}$
- ✓ $150 \text{ m}^{-1} < A_m/V = 160.9 \text{ m}^{-1} < 200 \text{ m}^{-1}$
- ✓ $20^{\circ}\text{C} < \theta_{a,cr} = 448,4^{\circ}\text{C} < 739^{\circ}\text{C}$



Εικόνα 9.1 Ανοιχτή διατομή, εκτεθειμένη σε πυρκαγιά από 3 πλευρές

Επομένως, με την χρήση διπλής γραμμικής παρεμβολής ο διατιθέμενος δείκτης πυραντίστασης είναι : $t_{\delta_{ia\theta}} = 10,7 \text{ min}$.

9.2.1.4 Έλεγχος Επάρκειας Δοκού

Από τα παραπάνω προκύπτει διατιθέμενος δείκτης πυραντίστασης δεν επαρκεί, επομένως η δοκός πρέπει να ενισχυθεί .

$$t_{\delta_{ia\theta}} = 10,7 \text{ min} < t_{\alpha\pi\alpha\iota\tau} = 60 \text{ min} \quad (9-5)$$

9.2.2 Έλεγχος Μη μονωμένου Συνδέσμου Δυσκαμψίας σε Πυρκαγιά

Στην παράγραφο αυτή δίνεται ο έλεγχος του μέλους 36, συνδέσμου δυσκαμψίας CHS 101,6x4, το οποίο βρίσκεται στο ισόγειο του κτιρίου. Υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη που απαιτούνται σε συνθήκες πυρκαγιάς, με τον συνδυασμό:

- $\psi_1 = 0,5$
- $g + \psi_1 * q$ (9-6)

Από την στατική ανάλυση του φορέα για τον παραπάνω συνδυασμό φορτίων προκύπτει το εντατικό μέγεθος του συνδέσμου δυσκαμψιάς.

Δρώσα αξονική δύναμη $N_{Ed} = 2,51 \text{ kN}$

Επιλύοντας τις παρακάτω σχέσεις προκύπτει ο συντελεστής μειωτικός συντελεστής $k_{y,\theta}$.

$$\begin{aligned}
 & \text{✚ } N_{fi,Rd} = k_{y\theta} * N_{Rd} * \gamma_{M1} / \gamma_{MA} & (9-7) \\
 & \text{✚ } N_{Rd} = N_{pl,Rd} = 436,65 \text{ kN} \\
 & \text{✚ } N_{fi,Rd} = 2,51 \text{ kN} \\
 & \text{✚ } k_{y\theta} = 0,0057
 \end{aligned}$$

Η κρίσιμη τάση διαρροής $f_{y,\theta} = k_{y\theta} * f_y = 2,04 \text{ kN/cm}^2$

Η κρίσιμη θερμοκρασία υπολογίζεται με την χρήση γραμμικής παρεμβολής από τον παρακάτω πίνακα.

θ_α	$k_{y,\theta}$
1100	0,02
x	0,0057
1200	0

Πίνακας 9.3 Προσδιορισμός θερμοκρασίας $\theta_{\alpha,cr}$ συναρτήσεως του μειωτικού συντελεστή $k_{y,\theta}$ [3]

Κρίσιμη θερμοκρασία : $\theta_\alpha = 1.171,50 \text{ }^\circ\text{C}$

Ο συντελεστής διατομής για κυκλικές διατομές ορίζεται: $A_m/V = 1/t = 250 \text{ m}^{-1}$ (9-8)

Επομένως, διατιθέμενος χρόνος πυραντίστασης $t_{δια\theta}$ για $A_m/V = 250 \text{ m}^{-1}$ και $\theta_\alpha = 1,171,5^\circ\text{C}$ είναι :

$$t_{δια\theta} = 90 \text{ min} > t_{\alpha\text{παιτ.}} = 60 \text{ min} \quad (9-9)$$

Άρα, δεν χρειάζεται μόνωση ο σύνδεσμος δυσκαμψιάς.

9.2.3 Έλεγχος Μη μονωμένου Υποστυλώματος σε πυρκαγιά

Στην παράγραφο αυτή πραγματοποιείται ο έλεγχος του μέλους 22, υποστυλώματος διατομής HEB 300 και μήκους $l=5,05\text{m}$, το οποίο βρίσκεται στο ισόγειο του κτιρίου. Υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη που απαιτούνται σε συνθήκες πυρκαγιάς, με τον συνδυασμό:

- $g + \psi_1 * q$ (9-10)
- $\psi_1 = 0,5$

Από την στατική ανάλυση του φορέα για τον παραπάνω συνδυασμό φορτίων προκύπτουν τα παρακάτω εντατικά μεγέθη του υποστυλώματος.

- Δρώσα αξονική δύναμη $N_{Ed} = -1645,77\text{kN}$
- Δρώσα τέμνουσα δύναμη $V_{Ed,z} = 0,03 \text{ kN}$

- Δράσα τέμνουσα δύναμη $V_{Ed,y} = -0,19 \text{ kN}$
- Δράσα ροπή κάμψης $M_{y,Ed} = -0,06 \text{ kNm}$
- Δράσα ροπή κάμψης $M_{z,Ed} = 0,48 \text{ kNm}$

Χαρακτηριστικά μη μονωμένου μέλους

Υπολογίζονται τα χαρακτηριστικά του μη μονωμένου μέλους και οι μειωτικοί συντελεστές του ορίου διαρροής στην κρίσιμη θερμοκρασία, η οποία πραγματοποιείται την χρονική στιγμή t .

Ο συντελεστής διατομής για ανοικτή διατομή εκτεθειμένη σε πυρκαγιά και από τις τέσσερις πλευρές ισχύει:

- $A_m/V = \text{περίμετρος} / \text{εμβαδόν διατομής}$ (9–11)
- Περίμετρος Διατομής $A_m = 173,16 \text{ mm}$
- Εμβαδόν διατομής $V = 149,10 \text{ mm}^2$

Επομένως :

$$\text{Συντελεστής διατομής: } A_m/V = 116,1 \text{ m}^{-1} \quad (9-10)$$

Η θερμοκρασία μέλους $\theta_{a,cr}$, υπολογίζεται με γραμμική παρεμβολή από τον παρακάτω πίνακα. Απαιτούμενο χρόνο πυραντίστασης θεωρείται $t_{απαιτ} = 60 \text{ min}$

θ_a	A_m/V
930	100
x	116,1
936	150

Πίνακας 9.4 Προσδιορισμός θερμοκρασίας $\theta_{a,cr}$ συναρτήσει του λόγου A_m/V

$$\theta_{a,crit} = 931,9 \text{ }^\circ\text{C}$$

Στην συνέχεια, υπολογίζουμε τους μειωτικούς συντελεστές της τάσης διαρροής του μέλους. Δηλαδή:

- ✚ $k_{y,\theta} = 0.054$
- ✚ $k_{p,\theta} = 0.034$
- ✚ $k_{E,\theta} = 0.060$

9.2.3.1 Έλεγχος σε τέμνουσα

Η αντοχή διατομών κατηγορίας 1 ή 2 έναντι τέμνουσας υπολογίζεται από την επίλυση των παρακάτω σχέσεων:

- ✚ $k_{y\theta} = 0.054$
- ✚ $A_{vz} = 47,43 \text{ mm}^2$
- ✚ $V_{Ed} = 8.293 \text{ kN}$
- ✚ $V_{Rd} = 972,12 \text{ kN}$
- ✚ $V_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta} * V_{Rd} * [\gamma_{M1}] * \gamma_{M,fi} = 52,12 \text{ kN}$ (9–11)

$$\text{Ικανοποιείται ο έλεγχος σε διάτμηση καθώς : } V_{fi,t,Rd} > V_{Rd} \quad (9-12)$$

9.2.3.2 Έλεγχος επάρκειας Υποστυλώματος σε θλίψη και κάμψη

1. Αντοχή σε κάμψη

Η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη $M_{fi,\theta,Rd}$ διατομών κατηγορίας 1 ή 2 με ομοιόμορφη θερμοκρασία $\theta_{a,cr}$ υπολογίζεται από την σχέση:

$$M_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta} * M_{Rd} * [\gamma_{M1}/\gamma_{M,fi}] / (k_1 * k_2) \quad (9-13)$$

Αντοχή θλιβόμενων μελών κατηγορίας 1, 2 ή 3

Η αντοχή σχεδιασμού έναντι λυγισμού $N_{b,fi,t,Rd}$ τη χρονική στιγμή t ενός θλιβόμενου μέλους με διατομή κατηγορίας 1, 2 ή 3 και ομοιόμορφη θερμοκρασία $\theta_{a,cr}$ προσδιορίζεται από την σχέση:

$$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} * A * k_{y,\theta} * f_y / \gamma_{M,fi} \quad (9-14)$$

2. Αντοχή σε κάμψη και θλίψη

Για να εξεταστεί η επάρκεια του υποστυλώματος στον συνδυασμό κάμψης και αξονικής υπολογίστηκαν οι παρακάτω μεταβλητές :

- ✚ Ανηγμένη λυγηρότητα συνήθης κατάσταση $\lambda_{LT} = 0,51$
- ✚ Ανηγμένη λυγηρότητα κατάσταση πυρκαγιάς $\lambda_{LT,\theta,com} = 0,481$
- ✚ Συντελεστής $\alpha = 0,529$
- ✚ Συντελεστής $\Phi_{LT,\theta,com} = 0,743$
- ✚ Μειωτικός συντελεστής για πλευρικό λυγισμό $X_{LT,fi} = 0,764$
- ✚ Ανηγμένη λυγηρότητα συνήθης κατάσταση $\lambda_y = 0,51$
- ✚ Ανηγμένη λυγηρότητα συνήθης κατάσταση $\lambda_z = 0,87$
- ✚ Ανηγμένη λυγηρότητα κατάσταση πυρκαγιάς $\lambda_{y,\theta} = 0,481$
- ✚ Ανηγμένη λυγηρότητα κατάσταση πυρκαγιάς $\lambda_{z,\theta} = 0,82$
- ✚ Συντελεστής $\Phi_{y,\theta} = 0,743$
- ✚ Συντελεστής $\Phi_{z,\theta} = 1,053$
- ✚ Μειωτικός συντελεστής για καμπτικό λυγισμό $X_{y,fi} = 0,764$
- ✚ Μειωτικός συντελεστής για καμπτικό λυγισμό $X_{z,fi} = 0,697$
- ✚ Μειωτικός συντελεστής για καμπτικό λυγισμό $X_{min,fi} = 0,697$
- ✚ Συντελεστής $k_y = -6,59$
- ✚ Συντελεστής $k_z = -7,32$
- ✚ Ροπή κορυφής $M_1 = 0$
- ✚ Ροπή πόδα $M_2 = 0,13$
- ✚ Λόγος ροπών $\Psi = 0$
- ✚ Συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής $\beta_{M,\psi} = 1,8$
- ✚ Συντελεστής $\mu_{LT} = 0,07$
- ✚ Συντελεστής $k_{LT} = 0,41$

Έλεγχος επάρκειας πυραντίστασης υποστυλώματος :

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} * A * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y * M_{y,fi,Ed}}{W_{pl,y} * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y * M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} > 1 \quad (9-15)$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} * A * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT} * M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} * W_{pl,y} * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y * M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} > 1 \quad (9-16)$$

Το υποστύλωμα χρειάζεται να μονωθεί καθώς οι δυο παραπάνω σχέσεις , δεν ικανοποιούνται.

9.3 Μόνωση και Έλεγχος Μελών σε Πυρκαγιά

Στην προηγούμενη παράγραφο πραγματοποιήθηκε ο έλεγχος των δομικών στοιχείων σε πυρκαγιά και προέκυψε ότι χρήζουν ενίσχυσης η δοκός και το υποστύλωμα. Στην παρούσα παράγραφο, θα πραγματοποιηθεί η μόνωσή τους με διάφορες μεθόδους.

9.3.1 Μόνωση δοκού με πλάκες ορυκτοβάμβακα

Για τον έλεγχο και την μόνωση της δοκού με πλάκες ορυκτοβάμβακα, καθώς και τον υπολογισμό του πάχους , χρησιμοποιήθηκαν οι ακόλουθες μεταβλητές:

- $A_m = 64 \text{ cm}$
- $V = 64.34 \text{ cm}^2$
- $A_m/V = 99,5 \text{ m}^{-1}$ (9-17)

- ✓ Πάχος μονωτικού υλικού $d = 25 \text{ mm}$
- ✓ Συντελεστής θερμικής αγωγιμότητας $\lambda = 0.25 \text{ W/m}^{\circ}\text{C}$
- ✓ Λόγος $d/\lambda = 0,1 \text{ m}^2 \cdot \text{C/W}$ (9-18)

Ακόμα, ορίζεται χρόνος $t_{\delta i a \theta} = 60 \text{ min}$ για την δοκό με διατομή τύπου HEA 220 και μήκους $l=9,20 \text{ m}$

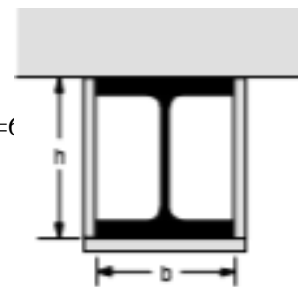
Με την χρήση γραμμικών παρεμβολών και των παρακάτω πινάκων υπολογίζονται οι κρίσιμες θερμοκρασίες $\theta_{a,cr}$ για τον συντελεστή διατομής που υπολογίστηκε προηγουμένως:

t=60min			
A_m/V	50	99,5	100
θ_a	281	443,3	445

Πίνακας 9.5 Τιμές του λόγου A_m/V και θ_a για $t_{\delta i a \theta} = t$

t=75min			
A_m/V	50	99,5	100
θ_a	342	521,1	523

Πίνακας 9.6 Τιμές του λόγου A_m/V και θ_a για $t_{\delta i a \theta} = 75 \text{ min}$



Εικόνα 9.2 :ένισχυση δοκού με πλάκα ορυκτοβάμβακα

Με βάση τα προηγούμενα αποτελέσματα, ο διαθέσιμος χρόνος $t_{\text{διαθ}}$, υπολογίζεται με γραμμική παρεμβολή ως :

$t_{\text{διαθ}}$	A_m/V
60	443,3
x	448,4
75	521,1

Πίνακας 9.7 Προσδιορισμός διαθέσιμου χρόνου πυραντίστασης $t_{\text{διαθ}}$ συναρτήσει του λόγου A_m/V

$$t_{\text{διαθ}} = 61 \text{ min}$$

Συνεπώς, για πάχος $d=25\text{mm}$, ο χρόνος που υπολογίζεται είναι εντός των επιτρεπόμενων ορίων.

$$(t_{\text{διαθ}} > 60\text{min}) \quad (9-19)$$

9.3.2 Μόνωση δοκού με εκτοξευόμενο επίχρισμα

Ο συντελεστής διατομής ισούται με:

$$A_m/V = 160.9 \text{ m}^{-1} \quad (9-20)$$

Ορίζεται χρόνος $t_{\text{διαθ}} = 60\text{min}$ για την δοκό με διατομή τύπου HEA 220 και μήκους $l = 9,20\text{m}$.

Ισχύει ότι :

$$150 \text{ m}^{-1} < A_m/V = 160.9 \text{ m}^{-1} < 170 \text{ m}^{-1} \quad (9-21)$$

Με την χρήση γραμμικής παρεμβολής προκύπτει ότι το πάχος του εκτοξευόμενου επιχρίσματος θα πρέπει να είναι $d \geq 14,5 \text{ mm}$

Για τον λόγο αυτό επιλέγεται πάχος $d=15\text{mm}$, έτσι ο διατιθέμενος χρόνος που ορίσαμε εξασφαλίζεται. ($t_{\text{διαθ}} > 60\text{min}$) (9-22)

9.3.3 Μόνωση δοκού με διογκούμενο χρώμα

Όπως υπολογίστηκε προηγουμένως ο συντελεστής διατομής είναι:

$$A_m/V = 160.9 \text{ m}^{-1} \quad (9-23)$$

Ορίζω χρόνο $t_{\text{διαθ}} = 60\text{min}$ για την δοκό με διατομή τύπου HEA 220 και μήκους $l=9,20\text{m}$.

Ισχύει ότι :

$$\begin{aligned} & \color{red}{\oplus} \color{blue}{\oplus} \color{green}{\oplus} 150 < A_m/V = 160.9 \text{ m}^{-1} < 170 \quad (9-24) \\ & \color{red}{\oplus} \color{blue}{\oplus} \color{green}{\oplus} \text{Θεωρητική καλυπτικότητα} = 0,94\text{m}^2 \\ & \color{red}{\oplus} \color{blue}{\oplus} \color{green}{\oplus} \text{Λίτρο χρώματος /m}^2 = 1,12 \text{ lt/m}^2 \\ & \color{red}{\oplus} \color{blue}{\oplus} \color{green}{\oplus} \text{Αριθμός στρώσεων} = 1 \end{aligned}$$

Με την χρήση γραμμικής παρεμβολής προκύπτει ότι το πάχος του διογκούμενου χρώματος θα πρέπει να είναι $t=0,72\text{mm}$, ενώ το πάχος του υγρού χρώματος θα πρέπει να είναι $t=1,06\text{mm}$.

9.3.4 Μόνωση Υποστυλώματος σε Πυρκαγιά

Για τον έλεγχο και την μόνωση του υποστυλώματος με πλάκες ορυκτοβάμβακα, καθώς και τον υπολογισμό του πάχους, χρησιμοποιήθηκαν οι ακόλουθες μεταβλητές :

$$\begin{aligned} & A_m = 120\text{cm} \\ & V = 149,10\text{cm}^2 \\ & A_m/V = 80,50\text{m}^{-1} \end{aligned} \quad (9-25)$$

$$\begin{aligned} & \text{Πάχος μονωτικού υλικού } d = 50 \text{ mm} \\ & \text{Συντ. θερμικής αγωγιμότητας } \lambda = 0.25 \text{ W/m}^{\circ}\text{C} \\ & \text{Λόγος } d/\lambda = 0,2 \text{ m}^2\text{ }^{\circ}\text{C/W} \end{aligned} \quad (9-26)$$

Επιπλέον, ορίζεται χρόνος $t_{\text{δια}\theta} = 60\text{min}$ για το υποστύλωμα HEB 300. Με χρήση γραμμικής παρεμβολής και των παρακάτω πινάκων, υπολογίζεται η κρίσιμη θερμοκρασία θ_a , καθώς και οι μειωτικοί συντελεστές των ιδιοτήτων του χάλυβα $k_{y\theta}$, $k_{p\theta}$, $k_{E\theta}$.

t=60min			
A_m/V	50	80,5	100
θ_a	281	443,3	445

Πίνακας 9.8 Τιμές του λόγου A_m/V και θ_a για $t_{\text{δια}\theta}=60\text{min}$

θ_a	$k_{y\theta}$	$k_{p\theta}$	$k_{E\theta}$
200	1	80,5	0,9
245,9	1	0,718	0,854
300	1	0,0613	0,8

Πίνακας 9.9 Προσδιορισμός μειωτικών συντελεστών $k_{y\theta}$, $k_{p\theta}$, $k_{E\theta}$

9.3.4.1 Έλεγχος επάρκειας Μονωμένου Υποστυλώματος σε αξονική και κάμψη

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} * A * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y * M_{y,fi,Ed}}{W_{pl,y} * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y * M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} > 1 \quad (9-27)$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} * A * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT} * M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} * W_{pl,y} * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y * M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} > 1 \quad (9-28)$$

Υπολογίζονται ξανά οι παραπάνω σχέσεις για την επάρκεια του υποστυλώματος και προκύπτει ότι επαρκεί το πάχος της μόνωσης $d=50\text{mm}$.

10 Κόστος κατασκευής

Στο κεφάλαιο αυτό προσδιορίζεται το συνολικό βάρος του φορέα και, με μία προσεγγιστική τιμή ανά μονάδα βάρους, υπολογίζεται το κόστος της κατασκευής.

10.1 Μάζα κατασκευής

Πραγματοποιείται στατική ανάλυση του φορέα με φορτίο το ίδιο βάρος του. Λαμβάνονται οι αντιδράσεις στήριξης στον άξονα Z. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης καταγράφονται στον ακόλουθο πίνακα.

ΌΡΟΦΟΣ	ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ (m ²)	ΜΑΖΑ (kg)	ΠΡΟΒΟΛΟΙ (kg)	ΟΛΙΚΗ ΜΑΖΑ (kg)
1 ^{ος}	480,00	26.490,00	2.059,00	28.549,00
2 ^{ος}	480,00	17.560,00	1.420,00	18.980,00
3 ^{ος}	441,78	16.624,00	1.420,00	18.044,00
4 ^{ος}	380,35	14.630,00	1.420,00	16.050,00
5 ^{ος}	380,35	15.376,00	1.420,00	16.796,00
6 ^{ος}	286,15	12.662,00	0,00	12.662,00
7 ^{ος}	286,15	13.213,00	0,00	13.213,00
8 ^{ος}	286,15	11.736,00	0,00	11.736,00
Σύνολο	3.020,93	128.291,00	7.739,000	136.030,00

Πίνακας 10.1 Επιφάνεια και μάζα ορόφων κατασκευής

10.2 Κόστος χάλυβα κατασκευής

Διαιρώντας τη συνολική μάζα $m=136.030$ kg με την συνολική επιφάνεια του κτιρίου, η οποία είναι $A=3.020,93$ m², προκύπτει το βάρος του χάλυβα της κατασκευής ανηγμένο ανά τετραγωνικό μέτρο. Έχουμε λοιπόν:

$$W = 45,03 \text{ kg/m}^2$$

Επιπλέον, προσαυξάνεται η μάζα και, συνεπώς, το βάρος του χάλυβα κατά ένα ποσοστό της τάξης του 15%, εξαιτίας των ελασμάτων, των κοχλιών και όλων των υπόλοιπων στοιχείων που είναι απαραίτητα για τις συνδέσεις. Η μάζα προσαυξάνεται με τιμή:

$$m=156.434,50 \text{ kg.}$$

Το βάρος προσαυξάνεται με τιμή:

$$W_{\text{total}} = 51,78 \text{ kg/m}^2$$

Λαμβάνεται ένα μέσο κόστος χάλυβα ανα kg ίσο με 2,00€.

Συνολικό κόστος χάλυβα: $K_s = 312.869\text{€}$

10.3 Κόστος σκυροδέματος

Στη συνέχεια, προσδιορίζεται το βάρος του σκυροδέματος προκειμένου να υπολογιστεί το κόστος του. Η πλάκα υπολογίστηκε με πάχος 11cm και η συνολική της επιφάνεια είναι $A_c = 3.020,93 \text{ m}^2$. Συνεπώς, ο συνολικός όγκος του σκυροδέματος είναι $V_c = 332,30 \text{ m}^3$.

Λαμβάνεται ένα κόστος σκυροδέματος ίσο με 250€/m^3 .

Συνολικό κόστος σκυροδέματος: $K_c = 83.075\text{€}$

10.4 Συνολικό κόστος κατασκευής

Το συνολικό κόστος της κατασκευής προκύπτει από το άθροισμα του κόστους του χάλυβα και του σκυροδέματος που προσδιορίστηκαν στις δύο παραπάνω παραγράφους.

Συνολικό κόστος κατασκευής: $K_{\text{total}} = K_c + K_s = 395.944\text{€} \rightarrow \underline{K_{\text{total}} = 395.944\text{€}}$ (10 –1)

11 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2005, Αθήνα
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2005, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2004, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι., «Σιδηρές κατασκευές, ανάλυση και διαστασιολόγηση, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2003, Αθήνα.
5. Καρύδη Π. Γ. «Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας», Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, 1996, Αθήνα
6. Παπασταματίου Δ., Ψυχάρης Ι. «Βοηθητικές σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας», Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, 2001, Αθήνα
7. Κανονισμός Πυροπροστασίας Κτιρίων (Π.Δ. 71/88)
8. EN1990, Eurocode 0: «Basis of structural design», CEN, 2002
9. EN1991-1-1, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-1: General actions», CEN, 2004
10. EN1991-1-2, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-3: Fire Loads», CEN, 2004
11. EN1991-1-3, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-3: Snow loads», CEN, 2004
12. EN1991-1-4, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-4: Wind actions», CEN, 2004
13. EN1993-1-1, Eurocode 3: «Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings», CEN, 2005
14. EN1993-1-2, Eurocode 3: «Design of steel structures, Part 1-2: Structural Fire Design»
15. EN1993-1-8, Eurocode 3: «Design of steel structures, Part 1-8: Design of joints», CEN, 2005
16. EN1993-1-13, Eurocode 3: “Steel beams with large web openings”, working draft March 2016.
17. EN1998-1, Eurocode 8: «Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings», CEN, 2004
18. The Steel Construction Institute, «Joints in steel construction: simple Joints to Eurocode 3», Publication P358
19. Autodesk Robot Structural Analysis Professional Training Manual, 2017
20. Γεώργιος Γρυπαίος, διπλωματική εργασία, «Στατική μελέτη σύμμικτου τετραώροφου κτιρίου γραφείων», 2020, Αθήνα
21. Οικονομάκη Ε. Μ., διπλωματική εργασία, «Σχεδιασμός και σεισμική αποτίμηση αρχέτυπου 6-ώροφου μεταλλικού κτιρίου βάσει Ευρωκωδίκων», 2020, Αθήνα
22. Χατζηδάκης Γιώργος, διπλωματική εργασία, «Σχεδιασμός 3όροφης ξενοδοχειακής μονάδας με μεταλλικό φέροντα οργανισμό», 2020, Αθήνα
23. Βάγιας Δημήτριος, διπλωματική εργασία, «Σχεδιασμός και διερεύνηση της συμπεριφοράς 3οροφου μεταλλικού κτηρίου», 2019, Αθήνα

24. Μανιάτης Ιωάννης, διπλωματική εργασία, «Σχεδιασμός επταώροφου ξενοδοχείου με φέροντα οργανισμό από χάλυβα», 2019, Αθηνά
25. Κρατημένος Παναγιώτης, διπλωματική εργασία, «Μελέτη Πολυώροφου Μεταλλικού Κτιρίου Γραφείων», 2018, Αθήνα
26. Μαρία – Κυριακή Τσαγκαροπούλου & Μαρία Τζιβιέρη, διπλωματική εργασία, «Σχεδιασμός Μεταλλικών Κατασκευών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3», 2017, Αθήνα
27. Δημήτριος Κ. Αναστασίου, «Ανάλυση και διαστασιολόγηση προστατευτικού μεταλλικού στεγάστρου για το τέμενος Βαγιαζήτ Α΄ στο Διδυμότειχο Έβρου», 2016, Αθήνα
28. Παράλαιμος Σ.Δ., μεταπτυχιακή εργασία, «Σχεδιασμός και αποτίμηση εξάωροφου κτιρίου από χάλυβα», 2020, Αθήνα
29. Γκιώνης Χρήστος, μεταπτυχιακή εργασία, «Μελέτη 7όροφου κτιρίου από χάλυβα», 2020, Αθήνα
30. Κατσιμίχα Παναγιώτα, μεταπτυχιακή εργασία, «Μελέτη 10οροφης πολυτελούς ξενοδοχειακής μονάδας», 2017, Αθήνα
31. Autodesk Robot Structural Analysis Professional Training Manual, 2017
32. Έλαστρον Α.Ε.Β.Ε. – «Τεχνικό εγχειρίδιο χαλυβδόφυλλων Symdeck 73 (www.elastron.gr)»
33. Έλαστρον Α.Ε.Β.Ε. – «Εγχειρίδιο χρήσης Symdeck Designer»
34. ArcelorMittal S.A. «Εγχειρίδιο χρήσης ArcelorMittal Beams Calculator, version 3.51»