



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

«Μελέτη δεκαώροφης πολυτελούς ξενοδοχειακής μονάδας»



Μεταπτυχιακή Εργασία

Κατσιμίχα Παναγιώτα

Επιβλέπων: Βάγιας Ιωάννης, Καθηγητής Ε.Μ.Π.
Συνεπιβλέπων: Θανόπουλος Παύλος, Λέκτορας Ε.Μ.Π

Αθήνα, Οκτώβριος 2017
ΕΜΚ ΜΕ 2017/10

Copyright © Παναγιώτα Κατσιμίχα, 2017

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

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

Copyright © Panagiota Katsimicha, 2017

All Rights Reserved

Neither the whole nor any part of this diploma thesis may be copied, stored in a retrieval system, distributed, reproduced, translated, or transmitted for commercial purposes, in any form or by any means now or hereafter known, electronic or mechanical, without the written permission from the author. Reproducing, storing and distributing this thesis for non-profitable, educational or research purposes is allowed, without prejudice to reference to its source and to inclusion of the present text. Any queries in relation to the use of the present thesis for commercial purposes must be addressed to its author. Approval of this diploma thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens (NTUA) does not constitute in any way an acceptance of the views of the author contained herein by the said academic organization (L. 5343/1932, art. 202).

Κατσιμίχα Παναγιώτα (2017)
Μελέτη δεκαώροφης πολυτελούς ξενοδοχειακής μονάδας
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2017/10
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Katsimicha Panagiota (2017)
Design of a ten -storey luxury hotel
Diploma Thesis ΕΜΚ ΜΕ 2017/10
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Περιεχόμενα

| | | |
|----------|---|---------------|
| 1 | ΕΙΣΑΓΩΓΗ | - 11 - |
| 1.1 | ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΕΡΓΑΣΙΑΣ | - 11 - |
| 1.2 | ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΥ ΥΠΟ ΜΕΛΕΤΗ ΕΡΓΟΥ | - 11 - |
| 1.2.1 | Το κτίριο | - 11 - |
| 1.2.2 | Φέρων οργανισμός | - 15 - |
| 1.3 | ΥΛΙΚΑ | - 16 - |
| 1.3.1 | Δομικός Χάλυθας | - 16 - |
| 1.3.2 | Σκυρόδεμα | - 17 - |
| 1.3.3 | Δομικός Χάλυθας | - 17 - |
| 1.3.4 | Διατμητικοί ήλοι | - 17 - |
| 1.4 | ΔΡΑΣΕΙΣ ΕΠΙ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ | - 17 - |
| 1.4.1 | Γενικά | - 17 - |
| 1.4.2 | Μόνιμες δράσεις | - 18 - |
| 1.4.3 | Μεταβλητές δράσεις | - 18 - |
| 1.4.4 | Δράσεις ανέμου | - 19 - |
| 1.4.5 | Φορτίο χιονιού | - 36 - |
| 1.4.6 | Σεισμικές δράσεις | - 36 - |
| 1.5 | ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ | - 37 - |
| 1.5.1 | Οριακή Κατάσταση Αστοχίας | - 37 - |
| 2 | ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ | - 38 - |
| 2.1 | ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΠΛΑΚΩΝ | - 38 - |
| 2.1.1 | Γενικά | - 38 - |
| 2.1.2 | Χαλυβδόφυλλα | - 39 - |
| 2.1.3 | Διαστασιολόγηση Σύμμικτης Πλάκας | - 39 - |
| 2.2 | ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΔΟΚΩΝ | - 42 - |
| 2.2.1 | Έλεγχος δευτερεύουσας δοκού στην φάση κατασκευής | - 42 - |
| 2.2.2 | Έλεγχος δευτερεύουσας δοκού στην φάση λειτουργίας | - 45 - |
| 2.2.3 | Δοκοί κτιρίου | - 47 - |
| 3 | ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΥΨΕΛΩΤΩΝ ΔΟΚΩΝ | - 52 - |
| 3.1 | ΣΤΑΤΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ & ΕΝΤΑΤΙΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΔΟΚΩΝ | - 52 - |
| 3.2 | ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΟΙ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΙ ΔΟΚΩΝ ΜΕ ΜΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΑ ΔΙΑΚΕΝΑ ΚΟΡΜΟΥ | - 53 - |
| 3.3 | ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΓΙΑ ΤΟΝ ΕΛΕΓΧΟ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ ΜΕ ΚΥΚΛΙΚΑ ΔΙΑΚΕΝΑ | - 54 - |
| 3.4 | ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ T | - 55 - |
| 3.5 | Έλεγχος δοκού με κυκλικά διακενα κορμού σε ροπή κάμψης | - 55 - |
| 3.6 | Έλεγχος δοκού με κυκλικά διακενα κορμού σε διατμηση | - 55 - |
| 3.7 | Έλεγχος δοκού με κυκλικά διακενα κορμού σε κάμψη των διατομών T | - 56 - |
| 3.8 | Έλεγχος των συμπαγών τμημάτων του κορμού σε ροπή κάμψης | - 56 - |
| 3.9 | Έλεγχος των συμπαγών τμημάτων του κορμού σε διατμηση | - 56 - |
| 3.10 | Έλεγχος των συμπαγών τμημάτων του κορμού σε λυγισμό | - 57 - |
| 3.11 | Έλεγχος των ακραίων συμπαγών τμημάτων κορμού σε διατμηση | - 58 - |
| 3.12 | Έλεγχος των ακραίων συμπαγών τμημάτων του κορμού σε λυγισμό | - 58 - |
| 4 | ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ | - 58 - |
| 4.1 | ΓΕΝΙΚΑ | - 58 - |
| 4.2 | ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΕΑ ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ | - 59 - |
| 4.2.1 | Κάνναβος σχεδίασης μοντέλου | - 59 - |
| 4.2.2 | Προσομοίωση Δομικών Στοιχείων | - 59 - |
| 4.2.3 | Συνολικός Φορέας | - 60 - |
| 4.2.4 | Προσομοίωση φορτίσεων | - 61 - |
| 4.3 | ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΕΑ | - 63 - |
| 4.3.1 | Διαγράμματα Αξονικών Δυνάμεων | - 64 - |

| | | |
|----------|--|----------------|
| 4.3.2 | Διαγράμματα Τεμνουσών Δυνάμεων | - 65 - |
| 4.3.3 | Διαγράμματα Ροπών Κάμψης | - 66 - |
| 4.4 | ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΕΑ..... | - 67 - |
| 4.4.1 | Επιρροή Φαινομένων 2 ^{ας} Τάξεως..... | - 70 - |
| 4.4.2 | Ικανοτικός Έλεγχος..... | - 72 - |
| 4.4.3 | Έλεγχος Περιορισμού Βλαβών | - 80 - |
| 4.4.4 | Συμπεράσματα Δυναμικής Φασματικής Ανάλυσης..... | - 82 - |
| 5 | ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ | - 82 - |
| 5.1 | ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΙΑΓΩΝΙΑΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΡΑΒΔΟΥ – ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ..... | - 82 - |
| 5.2 | ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΔΟΚΩΝ | - 85 - |
| 5.2.1 | Σύνδεση Κύριας – Δευτερεύουσας Δοκού | - 85 - |
| 5.2.2 | Σύνδεση Κύριων Δοκών – Υποστυλώματος..... | - 91 - |
| 5.2.3 | Σύνδεση Δευτερευουσών Δοκών – Υποστυλώματος..... | - 96 - |
| 5.3 | ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΒΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ | - 100 - |
| 5.3.1 | Έλεγχος και διαστασιολόγηση πλάκας έδρασης υποστυλώματος | - 100 - |
| 5.3.2 | Απαιτούμενη Συγκόλληση | - 101 - |
| 5.3.3 | Έλεγχος Αγκυρίων..... | - 101 - |
| 5.3.4 | Σχέδιο Σύνδεσης Βάσης Υποστυλώματος..... | - 103 - |
| 6 | ΈΛΕΓΧΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΈΝΑΝΤΙ ΠΥΡΚΑΓΙΑΣ | - 104 - |
| 6.1 | ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΣ ΔΕΙΚΤΗΣ ΠΥΡΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ | - 104 - |
| 6.2 | Έλεγχος Μη Μονωμένης Δοκού | - 105 - |
| 6.3 | Μονωση και Έλεγχος Δοκού εναντί πυρκαγιάς | - 107 - |
| 6.4 | Έλεγχος Μη Μονωμένου Υποστυλώματος σε πυρκαγιά | - 108 - |
| 6.5 | Μονωση και έλεγχος Υποστυλώματος εναντί πυροπροστασίας | - 111 - |
| 7 | ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΟΣΤΟΥΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ..... | - 112 - |
| 7.1 | ΚΟΣΤΟΣ ΧΑΛΥΒΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ | - 112 - |
| 7.2 | ΚΟΣΤΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ..... | - 113 - |
| 7.3 | ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΚΟΣΤΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ..... | - 113 - |
| | ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ..... | - 114 - |

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΜΕ 2017/10

Μελέτη δεκαώροφης Πολυτελούς Ξενοδοχειακής Μονάδας
Κατσιμίχα Παναγιώτα (Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί η ανάλυση και ο σχεδιασμός ενός δεκαώροφου πολυτελούς ξενοδοχείου διαφόρων χρήσεων μέσω του προγράμματος Robot Structural Analysis της Autodesk. Στο κτίριο αυτό περιλαμβάνονται ποικίλοι χώροι, όπως αίθουσες συνεδριάσεων, αμφιθέατρο, διοικητικοί χώροι, αίθουσες χορού και γυμναστικής, εστιατόρια και δωμάτια, εξώστες και φυτευτή στέγη. Το κτίριο έχει συνολικό ύψος 40m και βάση 49,00m x 35,00m, είναι μη κανονικό σε κάτοψη, τομή και μορφώνεται από μεταλλικά υποστυλώματα, μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας στις δυο διευθύνσεις, σύμμικτες πλάκες και σύμμικτες δοκούς. Σε συγκεκριμένη θέση του κτιρίου στον 1^ο και 2^ο όροφο βρίσκεται αμφιθέατρο διαστάσεων 13,00x17,70 και ύψους 8,00m, στο οποίο για αρχιτεκτονικούς, αλλά και στατικούς λόγους χρησιμοποιήθηκαν Castellated δοκοί, μήκους L=17,70m, με πολλαπλά κυκλικά διάκενα κορμού. Το κτίριο επιλύεται σε όλες τις πιθανές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας του. Αναλυτικά:

Στο *Πρώτο Κεφάλαιο* γίνεται παρουσίαση όλης της πολυτελούς ξενοδοχειακής μονάδας με τις κατόψεις, τις όψεις του κτιρίου και τις χρήσεις των ορόφων. Επίσης δίνονται τα υλικά που χρησιμοποιούνται για την μελέτη αυτού, των κατακόρυφων και οριζόντιων δράσεων που καταπονούν την κατασκευή με έμφαση στις ανεμοπιέσεις και τις οριακές καταστάσεις κατά τις οποίες θα επιλυθεί ο φορέας.

Στο *Δεύτερο Κεφάλαιο* δίνεται αναλυτικά όλη η διαδικασία διαστασιολόγησης των σύμμικτων στοιχείων που χρησιμοποιήθηκαν, δηλαδή των πλακών και δευτερευουσών και κύριων δοκών του κτιρίου.

Στο *Τρίτο Κεφάλαιο* γίνεται παρουσίαση του προσχεδίου του EN1993-1-13 που αναφέρεται στο σχεδιασμό δοκών με διάκενα κορμού. Αρχικά, γίνεται αναφορά στο πεδίο εφαρμογής των κανονισμών και στους ορισμούς που χρησιμοποιούνται για την ανάλυση των δοκών και στην συνέχεια διαστασιολογείται μια κυψελωτή δοκός, η οποία καλείται α καλύψει το άνοιγμα των 17,70m του αμφιθεάτρου του κτιρίου.

Στο *Τέταρτο Κεφάλαιο* προσομοιώνεται το κτίριο στο Robot Structural Analysis, με χρήση τρισδιάστατου προσομοιώματος με γραμμικά στοιχεία, επιβάλλονται τα οριζόντια και κατακόρυφα φορτία και εκτελείται δυναμική φασματική ανάλυση. Ελέγχονται τα φαινόμενα 2ας τάξεως, γίνεται έλεγχος περιορισμού των βλαβών και βάσει αυτών γίνεται ικανοτικός σχεδιασμός των συνδέσμων δυσκαμψίας και των υποστυλωμάτων.

Στο *Πέμπτο Κεφάλαιο* παρουσιάζονται πέντε ενδεικτικές συνδέσεις της κατασκευής, μεταξύ δοκών – υποστυλωμάτων- συνδέσμων δυσκαμψίας, οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν για την ανάλυση και τον έλεγχο αυτών και τα σχέδια τους.

Στο *Έκτο Κεφάλαιο* γίνεται ο έλεγχος μιας δοκού και ενός υποστυλώματος έναντι πυρκαγιάς σύμφωνα με τον EN1993-1-2 και η ενίσχυση αυτών με πλάκες ορυκτοβάμβακα, ώστε να εμφανίζουν δείκτη πυραντίστασης σύμφωνα με το ΠΔ 71/1988.

Τέλος, στο *Έβδομο Κεφάλαιο* υπολογίζεται το συνολικό κόστος της κατασκευής, λαμβάνοντας υπόψη το ίδιο βάρος των μεταλλικών στοιχείων, του σκυροδέματος των σύμμικτων, αλλά και μια ενδεικτική προσαύξηση λόγω κοχλιών, ελασμάτων κτλ.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ME 2017/10
Design of a ten -storey deluxe hotel
Katsimicha Panagiota (supervised by Vagias I.)

Abstract

The subject of this diploma thesis is the structural analysis and design of a ten- storey deluxe hotel with multiple uses using the program Robot Structural Analysis (Autodesk). The building consists of multiple places, such as meeting rooms, amphitheater, administrative rooms, dancing rooms and gymnastics, restaurants, rooms, balconies and planted roof. The hotel has total height 40m and base 49,00mx35,00m, it's not normal in ground plan and section and consists of metal columns, vertical crosswise braces in both directions, composite slabs and beams. In an area in the first and second floor there is an amphitheater with dimensions 13,00mx17,70m, in which for architectural and structural reasons, Castellated beams were used, with length $L=17,70m$ and multiple circular beam openings. The hotel is analyzed in all probable ultimate limit stations and serviceability performance are also described. Analytically:

In the *First Chapter*, the luxury hotel with its ground planes, section planes and its usages in all stories are presented. Moreover, there are given the materials that are used in the design, the vertical and horizontal loads, giving emphasis in the wind loads and the ultimate states in which the model with analyzed.

In the *Second Chapter*, is given analytically the dimensioning process of composite members, which means the slabs, and building's primary and secondary beams.

In the *Third Chapter* the working draft of EN1993-1-13, "Steel beams with large web openings", is presented. Firstly, the ultimate limit state verifications rules for isolated and closely spaced web openings are described and then the design of a castellated beam in amphitheater with length $l=17,70m$ is examined.

In the *Forth Chapter*, the structure is simulated in Robot Structural Analysis, using three dimensional model with beam elements, imposing horizontal and vertical loads and running elastic dynamic analysis. The phenomenon of secondary levels is checked, the restriction of damage and finally, according to them the competence design of braces and columns is carried out.

In the *Fifth Chapter*, five connections of the building are presented, between beams- columns – braces with their calculations and drawings.

In the *Sixth Chapter*, a beam an a column are check in fire conditions, according to EN1993-1-2 and their protection against fire with mineral wool slabs is followed, so that they obtain fire resistance according to President Order ΠΔ 71/1988.

Finally, in the *Seventh Chapter*, is calculated the total building's cost, taking into account dead load of metal members, the composite slabs' and beams' concrete and an indicative increment due to bolts, plates etc.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά όλους όσους συνέβαλαν με την καθοδήγηση και τις γνώσεις τους στην πραγματοποίηση αυτής της διπλωματικής εργασίας και ιδιαίτερα τον κ. *Βάγια Ιωάννη*, Καθηγητή του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κ. *Θανόπουλο Παύλο*, Λέκτορα του τομέα Δομοστατικής στο Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών της σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου για την εξαιρετική βοήθεια που μου προσέφερε καθ' όλη τη διάρκεια της εργασίας. Οι άμεσες διορθώσεις και οι πολύτιμες συμβουλές του συνέβαλαν σε καθοριστικό βαθμό στη διαμόρφωση της παρούσας εργασίας και για την εμπιστοσύνη που μου έδειξε αναθέτοντάς μου το θέμα αυτό, αλλά και για την καθοδήγησή του στην αποπεράτωση αυτής της προσπάθειας.

Επίσης, θέλω να ευχαριστήσω θερμά τον κ. *Ραυτογιάννη Ιωάννη*, Αναπληρωτή Καθηγητή του τομέα Δομοστατικής του Εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών Ε.Μ.Π. για τη συμμετοχή του στην εξεταστική επιτροπή της διπλωματικής μου εργασίας.

*Κατσιμίχα Παναγιώτα,
Οκτώβριος 2017*

1 Εισαγωγή

1.1 Αντικείμενο Εργασίας

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί η μόρφωση, ανάλυση και διαστασιολόγηση δεκαώροφου μεταλλικού κτιρίου, συνολικού ύψους 40,00m και επιφάνειας 8698m². Το κτίριο αποτελείται από μεταλλικά υποστυλώματα, σύμμικτες πλάκες, σύμμικτες αμφιαρθρωτές δοκούς και μεταλλικούς συνδέσμους δυσκαμψίας στις δυο διευθύνσεις για την παραλαβή των οριζόντιων φορτίων. Όσον αφορά στην κάτοψη δεν εμφανίζει κανονικότητα γεγονός που προσδίδει πρόσθετες στροφές στους ορόφους. Ταυτόχρονα, παρουσιάζει ορισμένες ιδιαιτερότητες ως προς τα ανοίγματα του σε κάποιες θέσεις. Γι' αυτό και διαμορφώθηκαν δοκοί Castellated μεγάλου στατικού ύψους, για να διατηρηθεί η αρχιτεκτονική του μορφή.

Το κτίριο προσομοιώθηκε στο λογισμικό Robot (Autodesk) με ένα τρισδιάστατο προσομοίωμα με γραμμικά στοιχεία κεντροβαρικά συνδεδεμένα μεταξύ τους. Τα μόνιμα και κινητά κατακόρυφα φορτία της κατασκευής επιβλήθηκαν ως γραμμικά ομοιόμορφα κατανεμημένα ανά μέτρο μήκους στις δευτερεύουσες δοκούς ανάλογα με το πλάτος επιρροής τους, ενώ ο άνεμος ο οποίος θεωρήσαμε ότι έχει βασική ταχύτητα τα 27m/s, σε έδαφος κατηγορίας VI επιβλήθηκε στα περιμετρικά – εξωτερικά υποστυλώματα του κτιρίου. Λόγω μη κανονικότητας του φορέα ελήφθησαν υπόψη και οι τέσσερις διευθύνσεις του ανέμου, καθεμία εκ των οποίων εντείνει διαφορετικά τα υποστυλώματα.

Για την ανάλυση και διαστασιολόγηση του κτιρίου χρησιμοποιείται η δυναμική φασματική μέθοδος, με χρήση του φάσματος του EC8 σε όρους επιταχύνσεων συναρτήσεως των ιδιοπεριόδων για σεισμό με επιτάχυνση αναφοράς 0,24g και δείκτη συμπεριφοράς $q=3$. Ελέγχονται τα φαινόμενα 2ας τάξεως, οι διατμητικές παραμορφώσεις των ορόφων και τελικά με προσαυξημένους σεισμικούς συνδυασμούς γίνεται η διαστασιολόγηση των μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας. Τέλος, κάνουμε ικανοτικό έλεγχο των υποστυλωμάτων, βάσει EC8.

Στην συνέχεια, διαμορφώνονται πέντε βασικές συνδέσεις του κτιρίου μεταξύ κύριας – δευτερεύουσας δοκού, κύριων δοκών- υποστύλωμα, δευτερευουσών δοκών- υποστύλωμα και συνδέσμου δυσκαμψίας- υποστύλωμα. Επίσης, διαστασιολογείται και η βάση ενός από τα υποστυλώματα του κτιρίου με αρθρωτή έδραση και χρήση μεταλλικής πλάκας και αγκυρίων.

Τέλος, ελέγχονται δυο βασικά δομικά στοιχεία του κτιρίου, υποστύλωμα και δοκός, έναντι πυρκαγιάς. Προκύπτει ότι επαρκούν, οπότε και ενισχύονται με πλάκες ορυκτοβάμβακα, ώστε να επαρκούν τουλάχιστον 60min, όπως ορίζει ο Κανονισμός (Π.Δ. 71/1988).

1.2 Γενικά στοιχεία του υπό μελέτη έργου

Στο κεφάλαιο αυτό περιγράφεται η δομή του κτιρίου ως προς την αρχιτεκτονική δομή, τον φέροντα οργανισμό, τα υλικά που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή και μόρφωση του.

1.2.1 Το κτίριο

Στα παρακάτω σχήματα παρατίθενται οι κατόψεις του κτιρίου. Διευκρινίζεται ότι οι δυο πρώτοι όροφοι έχουν ίδιο εμβαδόν, αλλά διαφορετικές χρήσεις. Το ίδιο συμβαίνει μεταξύ των ορόφων 3^{ος} – 8^{ος} και 9^{ος} – 10^{ος}. Οι χρήσεις του κτιρίου ανά όροφο είναι οι εξής:

1^{ος} όροφος: αίθουσα αναμονής, W.C. ΑΜΕΑ, χολ, αίθουσα συνεδριάσεων, αίθουσα έκθεσης, αμφιθέατρο, θεατρική σκηνή

2^{ος} όροφος: αίθουσα χορού, αίθουσα συνεδριάσεων, διοικητικοί χώροι, εξώστης, χολ

3^{ος} όροφος & 4^{ος} όροφος: διοικητικοί χώροι, φυτευτή στέγη, εξώστης

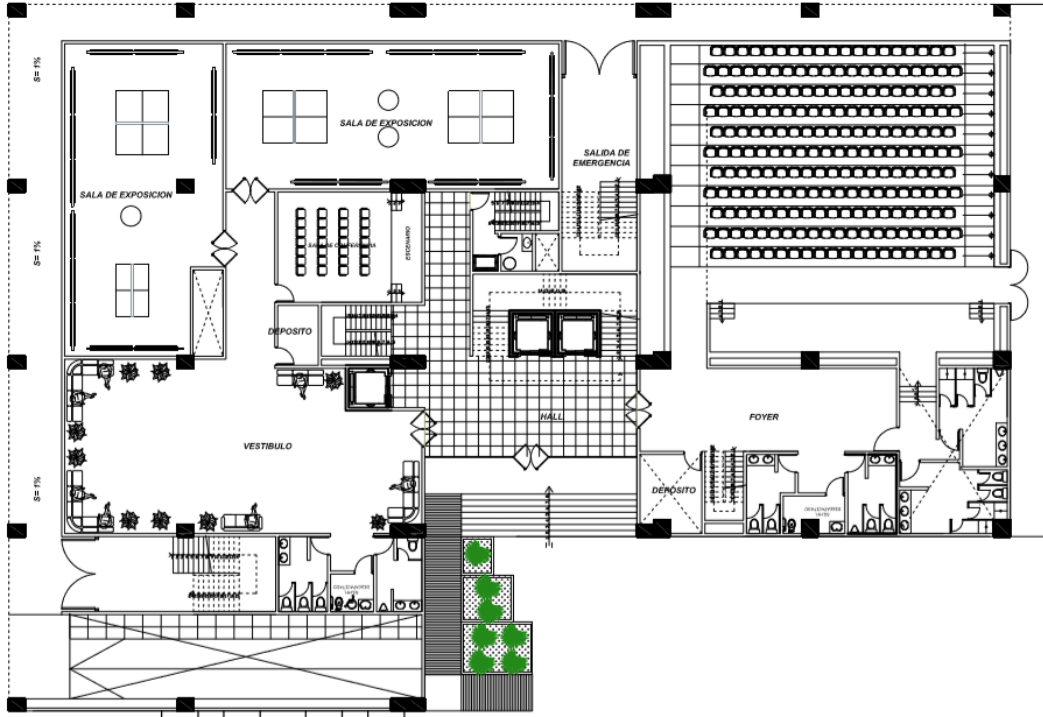
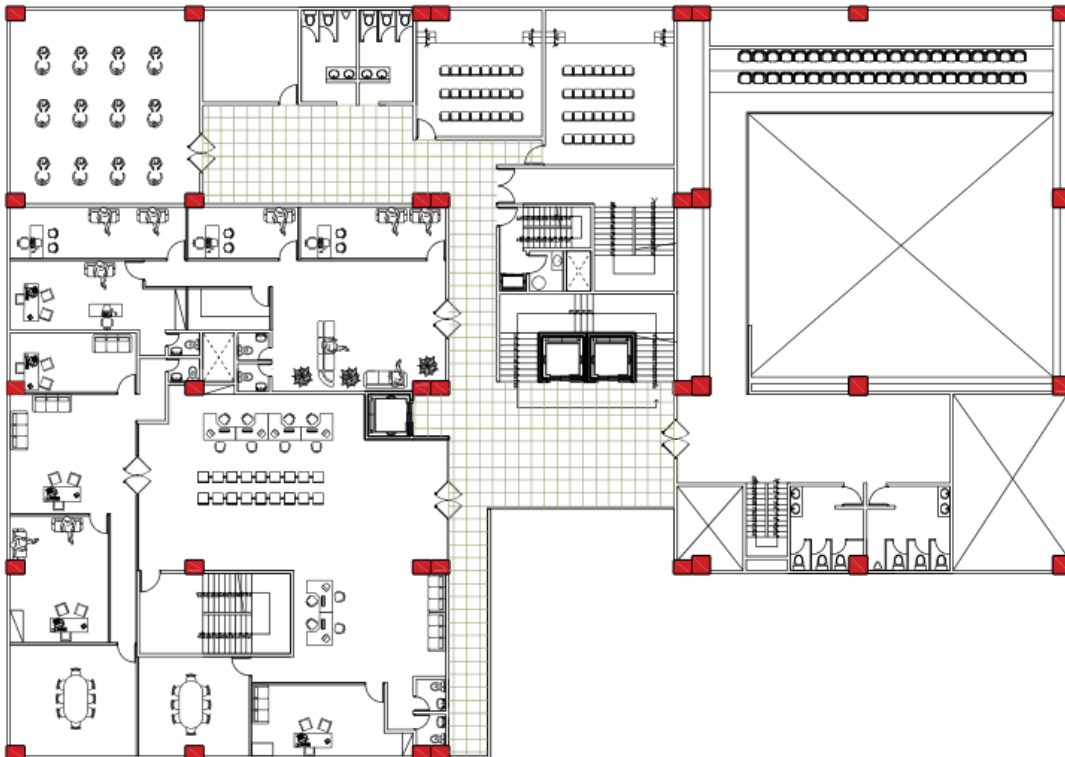
5^{ος} όροφος: Εστιατόριο, κέντρο αισθητικής, τουαλέτες, αίθουσα γυμναστικής, εξώστης

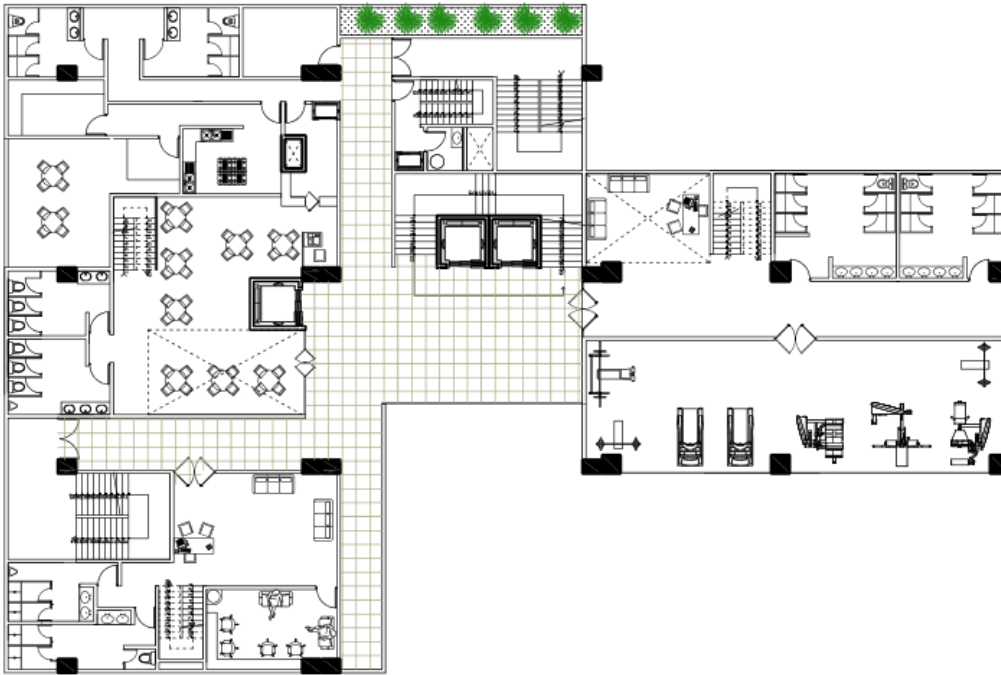
6^{ος}: γυμναστήριο, εστιατόριο, διοικητικός χώρος, εξώστης

7^{ος} όροφος & 8^{ος} όροφος: υπνοδωμάτια ξενοδοχείου, φυτευτή οροφή

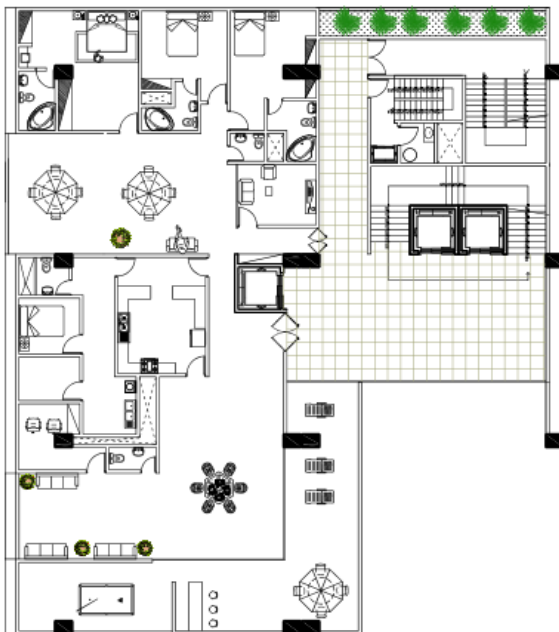
9^{ος} & 10^{ος} όροφος: υπνοδωμάτια ξενοδοχείου, εστιατόριο – μπαρ, φυτευτή οροφή

1.2.1.1 Κατόψεις Κτιρίου

Σχήμα 1.1 Κάτοψη 1^{ου} ορόφουΣχήμα 1.2 Κάτοψη 2^{ου} ορόφου



Σχήμα 1.3 Κάτοψη 3^{ου} - 8^{ου} ορόφου



Σχήμα 1.4 Κάτοψη 9ου & 10ου ορόφου

1.2.1.2 Όψεις Κτιρίου



Σχήμα 1.5 Όψη Κτιρίου_ΥΖ



Σχήμα 1.6 όψη Κτιρίου_ΥΖ



Σχήμα 1.7 Όψη Κτιρίου (πρόσοψη)_XZ



Σχήμα 1.8 Όψη Κτιρίου_XZ (πίσω πλευρά)

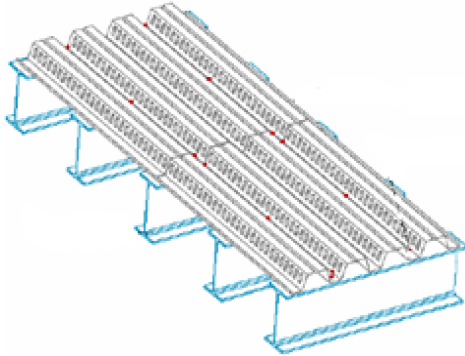
1.2.2 Φέρων οργανισμός

Ο φέρων οργανισμός επιλέγεται μεταλλικός και αρθρωμένος στη βάση του. Αποτελείται από υποστυλώματα πλατύπελμων διατομών HEA, HEB, HEM, κύριες και δευτερεύουσες σύμμικτες δοκούς. Οι δοκοί συντίθενται από σιδηροδοκό πρότυπης διατομής ΙΡΕ και πλάκα από σκυρόδεμα, η οποία αποτελεί το άνω πέλμα της σύμμικτης δοκού. Η συνεργασία δοκού – πέλματος επιτυγχάνεται με την τοποθέτηση διατμητικών ήλων στη επιφάνεια σκυροδέματος – σιδηροδοκού. Η κύρια λειτουργία του συστήματος πλακών – δοκών – υποστυλωμάτων είναι η μεταφορά των κατακόρυφων

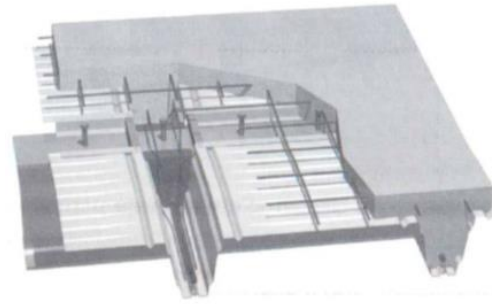
δυνάμεων στη θεμελίωση και κατά επέκταση στο έδαφος. Στην πλευρική ευστάθεια του κτιρίου συνεισφέρουν οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, αλλά και οι πλάκες των ορόφων που λειτουργούν ως διαφράγματα. Τα μεταλλικά στοιχεία συντίθενται από χάλυβα ποιότητας S355, ενώ χρησιμοποιείται σκυρόδεμα C20/25 στα σύμμικτα.

Οι δευτερεύουσες δοκοί, οι οποίες είναι αρθρωμένες στις κύριες δοκούς παραλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία από τις πλάκες και τα μεταφέρουν στις κύριες δοκούς και εκείνες στα υποστυλώματα. Οι συνδέσεις κυρίων δοκών με τα υποστυλώματα διαμορφώνονται στο κτίριο ως αρθρώσεις (συνδέσεις τέμνουσας), ώστε να μην συμμετέχουν στην παραλαβή της σεισμικής δύναμης.

Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλο και έγχυτο σκυρόδεμα. Στο άνω μέρος της πλάκας διατάσσεται οπλισμός, συνήθως πλέγμα, για τον περιορισμό της ρηγμάτωσης και την παραλαβή των αρνητικών ροπών.



Σχήμα 1.9 Σύμμικτη δράση στοιχείων



Σχήμα 1.10 Σύμμικτη πλάκα από χαλυβδόφυλλο και έγχυτο σκυρόδεμα

Το χαλυβδόφυλλο λειτουργεί στη φάση διάστρωσης του σκυροδέματος (φάση σκυροδέτησης) ως μεταλλότυπος και στη φάση λειτουργίας ως συνελκόμενος οπλισμός. Η συνεργασία χαλυβδόφυλλου – σκυροδέματος επιτυγχάνεται με την πρόβλεψη νευρώσεων, εγκοπών ή προεξοχών στο χαλυβδόφυλλο και με διάταξη διατμητικών συνδέσμων (διατμητικών ήλων) στις στηρίξεις των χαλυβδόφυλλων. Στο κατώτερο σημείο των νευρώσεων των χαλυβδόφυλλων και σε μικρή απόσταση από αυτά τοποθετούνται συνήθως ράβδοι οπλισμού, οι οποίες σε περίπτωση πυρκαγιάς και απενεργοποίησης της λειτουργίας του χαλυβδόφυλλου προσφέρουν τον απαιτούμενο οπλισμό στο συγκεκριμένο χρόνο.

1.3 Υλικά

Η κατασκευή συνολικά είναι σύμμικτη με χαλύβδινα υποστυλώματα και συνδέσμους δυσκαμψίας και σύμμικτα δοκάρια και πλάκες. Χρησιμοποιήθηκε χάλυβας S355 και σκυρόδεμα C20/25. Παρακάτω δίνονται τα υλικά αυτά, οι ιδιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά τους.

1.3.1 Δομικός Χάλυβας

Οι ποιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών χαλύβων δίνονται στην ευρωπαϊκή προδιαγραφή EN 10025-2. Σε όλη την κατασκευή χρησιμοποιείται χάλυβας S355. Οι χαρακτηριστικές τιμές του ορίου διαρροής f_y και της εφελκυστικής αντοχής (όριο θραύσης) f_u του δομικού χάλυβα δίνονται στον Πίνακα 1.1 σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 : 2005.

| Ποιότητα κατά EN 10025-2 | Πάχος στοιχείου t | | Πάχος στοιχείου t | |
|--------------------------|-------------------|-------------|-------------------|-------------|
| | t ≤ 40mm | | 40mm < t ≤ 80mm | |
| | f_y (MPa) | f_u (MPa) | f_y (MPa) | f_u (MPa) |
| S355 | 355 | 510 | 335 | 470 |

Πίνακας 1.1 Μηχανικά χαρακτηριστικά δομικού χάλυβα S355

| | |
|-----------------------|--|
| ✚ Μέτρο Ελαστικότητας | $E_s=210\text{GPa}$ |
| ✚ Μέτρο διάτμησης | $G=80\,769\text{MPa}$ |
| ✚ Ειδικό βάρος | $\gamma_a=78,5\text{kN/m}^3$ |
| ✚ Σταθερά Poisson | $\nu_a=0,3$ |
| ✚ Τάση σχεδιασμού | $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M, \gamma_M=1,0$ |

1.3.2 Σκυρόδεμα

Η ποιότητα που χρησιμοποιήθηκε για την σύμμεικτη πλάκα είναι C20/25, 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 για σπλισμένο σκυρόδεμα | $\gamma_c=25\text{kN/m}^3$ |
| ✚ Τάση σχεδιασμού | $f_{cd}=f_{ck} / \gamma_c, \gamma_c=1,5$ |
| ✚ Λόγος Poisson για ελαστικές παραμορφώσεις | $\nu=0,2$ |

Κατά τους υπολογισμούς των αντοχών λαμβάνουμε υπόψη την μείωση της θλιπτικής αντοχής λόγω μακροχρόνιων επιδράσεων της φόρτισης. Έτσι, η οριακή θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος είναι $0,85f_{cd}$.

| Ποιότητα σκυροδέματος | f_{ck} | f_{cm} | f_{ctm} | $f_{ctk,0.05}$ | $f_{ctk,0.95}$ |
|-----------------------|----------|----------|-----------|----------------|----------------|
| C20/25 | 20 | 33 | 2,36 | 1,8 | 3,3 |

Πίνακας 1.2 Τιμές αντοχών σκυροδέματος C20/25

1.3.3 Δομικός Χάλυβας

Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε κατά τον σχεδιασμό των σύμμεικτων δοκών είναι B500C με όριο διαρροής $f_{ys}=500\text{MPa}$. Τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά των χαλύβων σκυροδέματος είναι τα ίδια με αυτά του δομικού χάλυβα.

| |
|--|
| ✚ Τάση σχεδιασμού: $f_{sd} = f_{ys} / \gamma_s, \gamma_s=1,15$ |
|--|

1.3.4 Διατμητικοί ήλοι

Η διατμητική σύνδεση μεταξύ σιδηροδοκού και σκυροδέματος στις σύμμεκτες δοκούς της κατασκευής εξασφαλίζεται μέσω κατάλληλης διάταξης διατμητικών συνδέσμων. Χρησιμοποιήθηκαν διατμητικοί ήλοι κεφαλής TRW Nelson KB ¾"-125 που αποτελούν και τον συνηθέστερο τύπο, με διάμετρο $d=19\text{mm}$ και εφελκυστική αντοχή $f_u=450\text{MPa}$.

1.4 Δράσεις επί της κατασκευής

1.4.1 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:

- I. Μόνιμες δράσεις (G), ίδιο βάρος φορέα, σταθερός εξοπλισμός, επιστρώσεις, έμμεσες δράσεις από συστολή ξήρανσης και διαφορικές καθιζήσεις.

- II. Μεταβλητές δράσεις (Q), επιβαλλόμενα φορτία στα πατώματα, πιέσεις ανέμου, φορτία χιονιού και φορτία από γερανογέφυρες.
- III. Τυχηματικές δράσεις (A), εκρήξεις, πρόσκρουση οχήματος, πυρκαγιά.

1.4.2 Μόνιμες δράσεις

Με τον όρο αυτό νοούνται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν κατά τη διάρκεια μίας δεδομένης περιόδου αναφοράς (διάρκεια ζωής του έργου, π.χ. κτίρια 50 χρόνια) και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους είναι αμελητέα. Αυτά είναι τα ίδια βάρη των φερόντων στοιχείων, επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων, τοίχοι πληρώσεως, ψευδοροφές, επικαλύψεις και επενδύσεις, υδραυλικά και ηλεκτρικά δίκτυα, κλιματιστικά συστήματα. Περιπτώσεις όπου προβλέπονται μελλοντικές τροποποιήσεις στις μόνιμες δράσεις θα πρέπει να λαμβάνονται υπ' όψη στην μελέτη. Τα μόνιμα φορτία που λήφθηκαν στην παρούσα διπλωματική είναι:

1. Ίδιο βάρος φερόντων μεταλλικών στοιχείων
2. Ίδιο βάρος σύμμικτων πλακών $2,85\text{KN/m}^2$
3. Πρόσθετα μόνιμα φορτία $3,50\text{KN/m}^2$

1.4.3 Μεταβλητές δράσεις

Περιλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, αποθηκευμένα αγαθά, οχήματα κλπ. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους γι' αυτό 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 1.3 καθώς τα επιβαλλόμενα φορτία ανά κατηγορία χρήσης φαίνονται στον Πίνακα 1.3.

| Κατηγορία | Συγκεκριμένη Χρήση | Παράδειγμα |
|-----------|--|---|
| A | Χώροι για οικιακές δραστηριότητες | Δωμάτια σε κτίρια κατοικιών και σε σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες. |
| B | Χώροι γραφείων | |
| C | Χώροι συνάθροισης ανθρώπων (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A, B, D) | C1: Χώροι με τραπέζια π.χ. καφενεία, εστιατόρια, σχολικοί χώροι. |
| | | C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα, αίθουσες συνεδριάσεων, χώροι αναμονής. |
| | | C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι κλπ., και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτίρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. |
| | | C4: Χώροι για πιθανές κινητικές δραστηριότητες π.χ. αίθουσες χορού, γυμναστικής και θεατρικές σκηνές. |
| | | C5: Χώροι προοριζόμενοι για μεγάλα πλήθη π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες. |
| D | Χώροι σε εμπορικά καταστήματα | D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης. |
| | | D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα |

Πίνακας 1.3 Κατηγορίες Χρήσης

- ❖ Το συγκεντρωμένο φορτίο Q_k πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ότι δρα μόνο του σε οποιοδήποτε σημείο του χώρου (δάπεδο, εξώστη, κλιμακοστάσιο κλπ.) Στην παρούσα διπλωματική δεν θα ληφθεί υπόψη το συγκεντρωμένο φορτίο Q_k καθώς θεωρήσαμε ότι επιβάλλονται αυξημένα πρόσθετα μόνιμα φορτία ($3,5\text{KN/m}^2$).

- ❖ Όσον αφορά τις στέγες των κτιρίων γίνεται κατηγοριοποίηση βάση της χρήσης τους. Στην περίπτωση μας η στέγη είναι κατηγορίας I, προσβάσιμη για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες A έως D.

Βάσει των παραπάνω σχεδίων, στα οποία φαίνονται οι χώροι και οι χρήσεις του κτιρίου, γίνεται κατηγοριοποίηση των φορτίων. Παρακάτω δίνονται συνοπτικά οι χώροι κάθε ορόφου του κτιρίου με τα επιβαλλόμενα φορτία βάσει του Κανονισμού.

1^{ος} όροφος:

Αίθουσα αναμονής: C2
 W.C. ΑΜΕΑ: A
 Χολ: C1
 Αίθουσα συνεδριάσεων: C2
 Αίθουσα έκθεσης: C3
 Αμφιθέατρο: C2
 Θεατρική σκηνή: C4

2^{ος} όροφος

Αίθουσα χορού: C4
 Αίθουσα συνεδριάσεων: C2
 Διοικητικοί χώροι: B
 Εξώστης: -
 Χολ: C1

3^{ος} όροφος & 4^{ος} όροφος

Διοικητικοί χώροι: B
 Φυτευτή στέγη: Στέγη I
 Εξώστης: -

5^{ος} όροφος

Εστιατόριο: C1
 Κέντρο αισθητικής : C2
 Τουαλέτες: A
 Αίθουσα γυμναστικής: C4
 Εξώστης: -

6^{ος} όροφος

Γυμναστήριο: C4
 Εστιατόριο: C1
 Διοικητικός χώρος: B
 Εξώστης: -

7^{ος} όροφος & 8^{ος} όροφος

Υπνοδωμάτια ξενοδοχείου: A
 Φυτευτή οροφή: I

9^{ος} & 10^{ος} όροφος

Υπνοδωμάτια ξενοδοχείου: A
 Εστιατόριο – μπαρ: C1
 Φυτευτή οροφή: Στέγη I

1.4.4 Δράσεις ανέμου

1.4.4.1 Γενικά

Η επίδραση του ανέμου στην κατασκευή εξαρτάται από το μέγεθος, το σχήμα και τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής. Η απόκριση των κατασκευών πρέπει να υπολογίζεται σύμφωνα με το Κεφάλαιο 5 του EC1 μέρος 1.4. Διακρίνουμε τέσσερις περιπτώσεις φόρτισης για άνεμο κατά X, -X και Y, -Y:

- ❖ Άνεμος_0
- ❖ Άνεμος_90
- ❖ Άνεμος_180
- ❖ Άνεμος_270

Οι δράσεις του ανέμου επί των κατασκευών και δομικών στοιχείων πρέπει να προσδιορίζονται λαμβάνοντας υπόψη τόσο τις εξωτερικές πιέσεις, όσο και τις εσωτερικές. Η πίεση του ανέμου που δρα σε εξωτερικές και εσωτερικές επιφάνειες λαμβάνονται από τις αντίστοιχες εξισώσεις:

$$W_e = q_p(z_e) * C_{pe}$$

$$W_i = q_p(z_i) * C_{pi}$$

Όπου:

$q_p(z)$: πίεση ταχύτητας αιχμής

z_e : Ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση

z_i : Ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση

C_{pe} : συντελεστής πίεσης για την εξωτερική πίεση

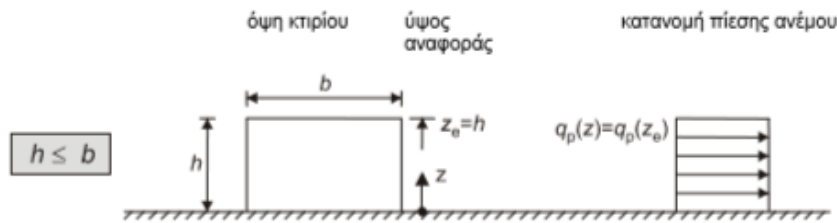
C_{pi} : συντελεστής πίεσης για την εσωτερική πίεση

Η τελική πίεση σε τοίχο, στέγη ή στοιχείο είναι η διαφορά μεταξύ των πιέσεων στις δύο επιφάνειες λαμβάνοντας υπόψη το πρόσημο τους. Πίεση, κατευθυνόμενη προς την επιφάνεια, λαμβάνεται ως θετική, και αναρρόφηση, απομακρυνόμενη από την επιφάνεια, λαμβάνεται ως αρνητική.

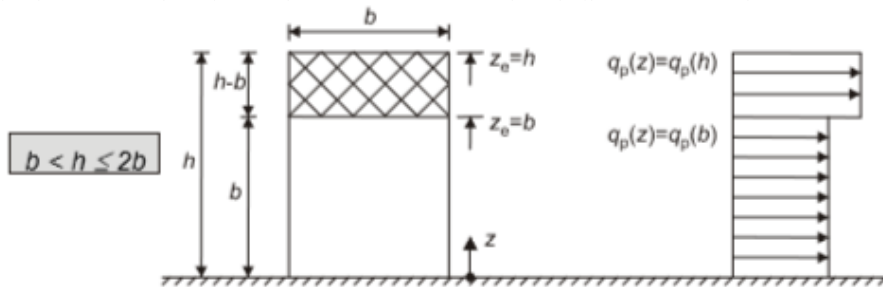
1.4.4.2 Ύψος αναφοράς z_e

Τα ύψη αναφοράς, z_e , για τους προσήνεμους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης (ζώνη D) εξαρτώνται από το λόγο h/b και είναι πάντα τα ανώτερα ύψη των διαφόρων τμημάτων των τοίχων. Διακρίνουμε τις ακόλουθες τρεις περιπτώσεις:

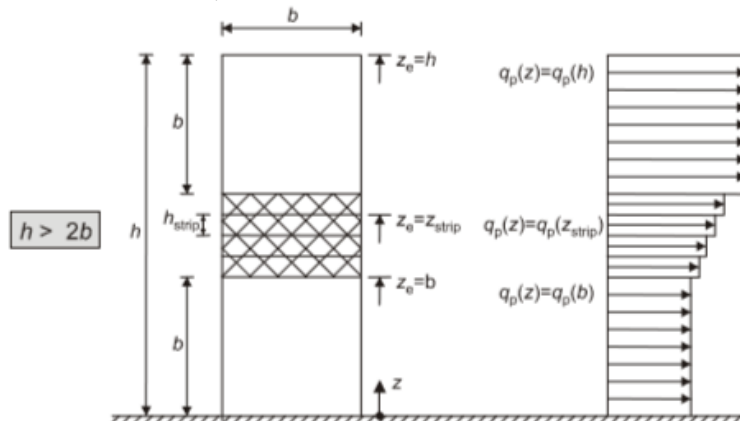
⊕ Κτίριο, του οποίου το ύψος h είναι μικρότερο από b θα πρέπει να λαμβάνεται ως ένα τμήμα.

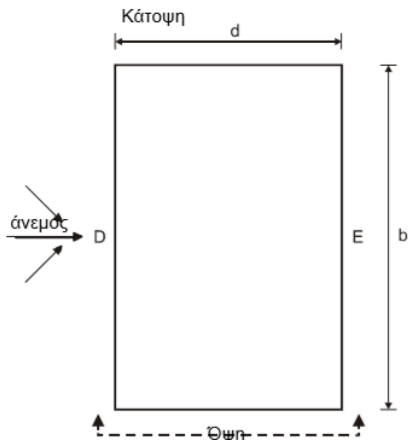


⊕ Κτίριο, του οποίου το ύψος h είναι μεγαλύτερο από b , αλλά μικρότερο από $2b$, μπορεί να λαμβάνεται ως αποτελούμενο από δύο τμήματα: ένα κατώτερο τμήμα εκτεινόμενο από το έδαφος προς τα άνω ύψους ίσου με b και ένα ανώτερο τμήμα αποτελούμενο από το υπόλοιπο.



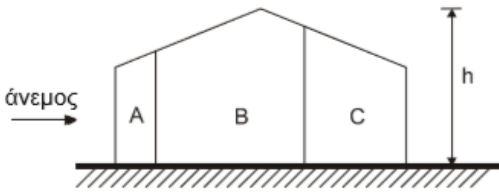
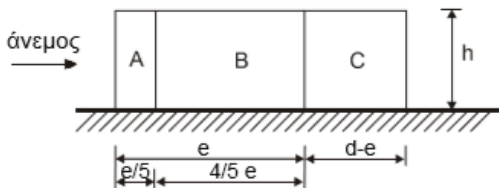
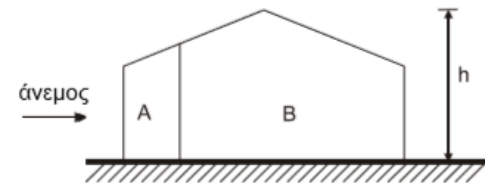
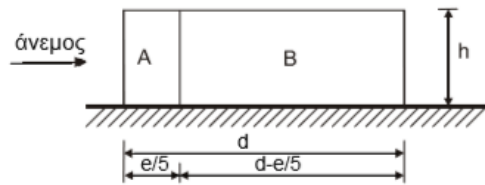
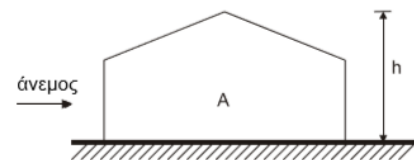
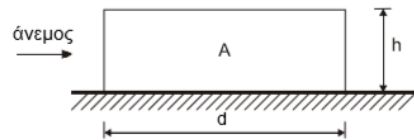
⊕ Κτίριο, του οποίου το ύψος h είναι μεγαλύτερο από $2b$ μπορεί να λαμβάνεται ως αποτελούμενο από πολλά τμήματα: ένα κατώτερο τμήμα εκτεινόμενο από το έδαφος προς τα άνω ύψους ίσου με b , ένα ανώτερο τμήμα εκτεινόμενο από την κορυφή και προς τα κάτω ύψους ίσου με b , και μια μεσαία περιοχή, μεταξύ του ανώτερου και κατώτερου τμήματος, η οποία μπορεί να διαιρεθεί σε οριζόντιες λωρίδες με ύψος h_{strip} όπως φαίνεται στο Σχήμα





Σχήμα 1.11 Υπόμνημα για κατακόρυφους τοίχους

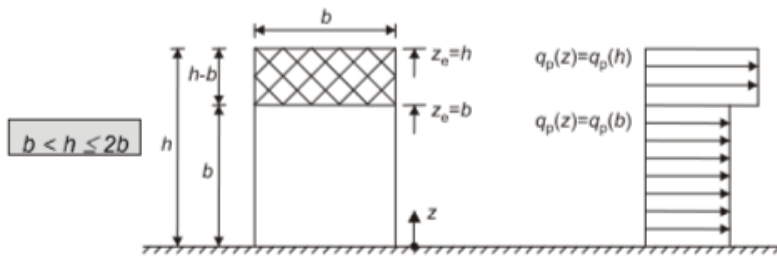
Διευκρινίζεται ότι η διάσταση του κτιρίου b είναι η πλευρά κάθετα στην διεύθυνση του ανέμου, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Για τις δυο διευθύνσεις του ανέμου $(+X, -X)$ και $(+Y, -Y)$. Σύμφωνα με το παρακάτω σχήμα, βρίσκονται οι διαστάσεις d, b , η ποσότητα $e = \min\{b; 2h\}$ και χωρίζεται η κάθε πλευρά του κτιρίου σε ζώνες A, B, C, D, E.

Όψη για $e < d$ **Όψη για $e \geq d$** **Όψη για $e \geq 5d$** 

 Ύψος αναφοράς και κατανομή πιέσεων καθ' ύψος του κτιρίου

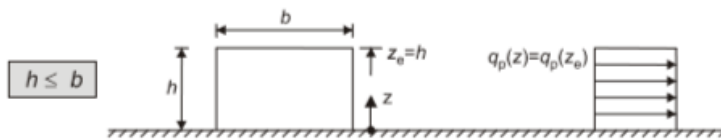
Το κύριο και υψηλότερο τμήμα του κτιρίου που δέχεται ανεμοπίεση είναι αυτό των 40m. Γι' αυτό θα γίνει η κατανομή θεωρώντας σε κάθε διεύθυνση φόρτισης $z_e = h = 40m$. Όσον αφορά την πλευρά b η οποία είναι κάθετη στην διεύθυνση του ανέμου και την κατακόρυφη κατανομή αυτού διακρίνουμε τις εξής περιπτώσεις:

| | | | | |
|---------------|------------|---------|--------------------------|-------------------------|
| 1. Άνεμος_0 | $b=27.95m$ | $h=40m$ | $h > b$ και $b < h < 2b$ | $z_e = h$ και $z_e = b$ |
| 2. Άνεμος_90 | $b=42.50m$ | $h=40m$ | $b > h$ | $z_e = h$ |
| 3. Άνεμος_180 | $b=27.95m$ | $h=40m$ | $h > b$ και $b < h < 2b$ | $z_e = h$ και $z_e = b$ |
| 4. Άνεμος_270 | $b=42.50m$ | $h=40m$ | $b > h$ | $z_e = h$ |



Σχήμα 1.12 Κατανομή Ανέμου καθ' ύψος για Άνεμο_0 και Άνεμο_180

$b=27.95\text{m}$
 $h=40\text{m}$
 $h>b$ και $b<h<2b$
 $z_1=27.95\text{m} \rightarrow q_p(z_1)$
 $z_2=40\text{m} \rightarrow q_p(z_2)$



Σχήμα 1.13 Κατανομή Ανέμου καθ' ύψος για Άνεμο_90 και Άνεμο_270

$b=42.50\text{m}$
 $h=40\text{m}$
 $b>h$
 $z_1=40\text{m} \rightarrow q_p(z_1)$

1.4.4.3 Υπολογισμός Πίεσης ταχύτητας αιχμής

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

$$q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z)$$

✚ Μέση Ταχύτητα Ανέμου $v_m(z)$

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

$$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b$$

v_b

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

Όπου:

$v_{b,0}$ Θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου. **Ορίζεται σε 33m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10km από την ακτή και σε 27m/s για την υπόλοιπη Χώρα.**

$c_r(z)$ Συντελεστής τραχύτητας. $c_r(z) = k_r * \ln \frac{z}{z_0}$ για $z_{min} \leq z \leq z_{max}$

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

z_0 Μήκος Τραχύτητας

z_{min}, z_0 εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους. Προτεινόμενες τιμές δίνονται σ Πίνακα 4.1(EN 1991-1-4.6) για πέντε αντιπροσωπευτικές κατηγορίες εδάφους: πρέπει να λαμβάνεται 200m, εκτός εάν ορίζεται διαφορετικά στο Εθν Προσάρτημα

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

$$k_r = 0,19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,I}}\right)^{0,07}$$

$c_0(z)$ συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους. Δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα

✚ Στροβιλισμός Ανέμου $I_v(z)$

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:

$$l_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) * \ln \frac{z}{z_0}} \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

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

Υπολογισμός ανεμολογικών δεδομένων μελετούμενου κτιρίου

Θεωρούμε ότι το κτίριο που μελετάμε βρίσκεται μέσα σε πόλη. Συνεπώς, επιλέγεται κατηγορία εδάφους IV (περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m. Άρα, προκύπτουν τα εξής:

Δεδομένα:

| | |
|----------------------------|----------------------------------|
| Κατηγορία Εδάφους: IV | EN 1991-1-4.6:2002, Table 4.1 |
| $Z_0 = 1\text{m}$ | EN 1991-1-4.6:2002, Table 4.1 |
| $Z_{min} = 10\text{m}$ | EN 1991-1-4.6:2002, Table 4.1 |
| $Z_{max} = 200\text{m}$ | EN 1991-1-4.6:2002, §4.3.2 (1) |
| $Z_{0,II} = 0.05\text{m}$ | EN 1991-1-4.6:2002, §4.3.2 (1) |
| $V_{b,0} = 27\text{m/s}$ | EN 1991-1-4-2008, National Annex |
| $\rho = 1,25\text{kg/m}^3$ | EN 1991-1-4.:2002, §4.5 (1) |

Βασική Ταχύτητα Ανέμου

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

| | |
|----------------------|---|
| $c_{dir} = 1.00$ | EN 1991-1-4.6:2002, §4.2 (1)P, National Annex |
| $c_{season} = 1.00$ | EN 1991-1-4.6:2002, §4.2 (1)P, National Annex |
| $V_b = 27\text{m/s}$ | Υπολογίστηκε |

Μέση Ταχύτητα Ανέμου

$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b$: εξαρτάται από το z. Διακρίνω περιπτώσεις:

✚ Άνεμος_0 και Άνεμος_180

| | |
|-------------------------------|--|
| $Z_1 = 27.95\text{m}$ | |
| $Z_0 = 1\text{m}$ | EN 1991-1-4.6:2002, Table 4.1 |
| $Z_{0,II} = 0.05\text{m}$ | EN 1991-1-4.6:2002, §4.3.2 (1) |
| $C_0(z_1) = 1.00$ | EN 1991-1-4.6:2002, §4.3.1 (1), National Annex |
| $C_r(z_1) = 0.7803$ | Υπολογίστηκε |
| $V_b = 27\text{m/s}$ | Υπολογίστηκε |
| $V_m(z_1) = 21.068\text{m/s}$ | Υπολογίστηκε |
| $Z_2 = 40.00\text{m}$ | |
| $Z_0 = 1\text{m}$ | EN 1991-1-4.6:2002, Table 4.1 |
| $Z_{0,II} = 0.05\text{m}$ | EN 1991-1-4.6:2002, §4.3.2 (1) |
| $C_0(z_2) = 1.00$ | EN 1991-1-4.6:2002, §4.3.1 (1), National Annex |
| $C_r(z_2) = 0.7803$ | Υπολογίστηκε |
| $V_b = 27\text{m/s}$ | Υπολογίστηκε |
| $V_m(z_2) = 23.336\text{m/s}$ | Υπολογίστηκε |

✚ Άνεμος_90 και Άνεμος_270

| | |
|-------------------------------|--|
| $Z_1 = 40.00\text{m}$ | |
| $Z_0 = 1\text{m}$ | EN 1991-1-4.6:2002, Table 4.1 |
| $Z_{0,II} = 0.05\text{m}$ | EN 1991-1-4.6:2002, §4.3.2 (1) |
| $C_0(z_1) = 1.00$ | EN 1991-1-4.6:2002, §4.3.1 (1), National Annex |
| $C_r(z_1) = 0.7803$ | Υπολογίστηκε |
| $V_b = 27\text{m/s}$ | Υπολογίστηκε |
| $V_m(z_1) = 23.336\text{m/s}$ | Υπολογίστηκε |

Στροβιλισμός Ανέμου: εξαρτάται από το z. Διακρίνω περιπτώσεις:

$$l_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) * \ln \frac{z}{z_0}} \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

✚ Άνεμος_0 και Άνεμος_180

$$Z_1 = 27.95\text{m}$$

| | |
|-----------------------|--|
| $Z_0 = 1\text{m}$ | EN 1991-1-4.6:2002, Table 4.1 |
| $k_1 = 1.00$ | EN 1991-1-4.6:2002, §4.4 (1), National Annex |
| $C_0(z_1) = 1.00$ | EN 1991-1-4.6:2002, §4.3.1 (1), National Annex |
| $l_v(z_1) = 0.300$ | Υπολογίστηκε |
| $Z_2 = 40.00\text{m}$ | |
| $Z_0 = 1\text{m}$ | EN 1991-1-4.6:2002, Table 4.1 |
| $k_1 = 1.00$ | EN 1991-1-4.6:2002, §4.4 (1), National Annex |
| $C_0(z_1) = 1.00$ | EN 1991-1-4.6:2002, §4.3.1 (1), National Annex |
| $l_v(z_1) = 0.271$ | Υπολογίστηκε |

✚ Άνεμος_90 και Άνεμος_270

| | |
|-----------------------|--|
| $Z_1 = 40.00\text{m}$ | |
| $Z_0 = 1\text{m}$ | EN 1991-1-4.6:2002, Table 4.1 |
| $k_1 = 1.00$ | EN 1991-1-4.6:2002, §4.4 (1), National Annex |
| $C_0(z_1) = 1.00$ | EN 1991-1-4.6:2002, §4.3.1 (1), National Annex |
| $l_v(z_1) = 0.271$ | Υπολογίστηκε |

Πίεση Ταχύτητας Αιχμής : Εξαρτάται από το z. Διακρίνω περιπτώσεις:

$$q_p(z) = [1 + 7 * l_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z)$$

✚ Άνεμος_0 και Άνεμος_180

| | |
|---------------------------------|-----------------------------|
| $Z_1 = 27.95\text{m}$ | |
| $\rho = 1,25\text{kg/m}^3$ | EN 1991-1-4.:2002, §4.5 (1) |
| $l_v(z_1) = 0.300$ | Υπολογίστηκε |
| $V_m(z_1) = 21.068\text{m/s}$ | Υπολογίστηκε |
| $q_p(z_1) = 0,859\text{KN/m}^2$ | Υπολογίστηκε |
| $Z_2 = 40\text{m}$ | |
| $\rho = 1,25\text{kg/m}^3$ | EN 1991-1-4.:2002, §4.5 (1) |
| $l_v(z_2) = 0.271$ | Υπολογίστηκε |
| $V_m(z_2) = 23.336\text{m/s}$ | Υπολογίστηκε |
| $q_p(z_2) = 0,986\text{KN/m}^2$ | Υπολογίστηκε |

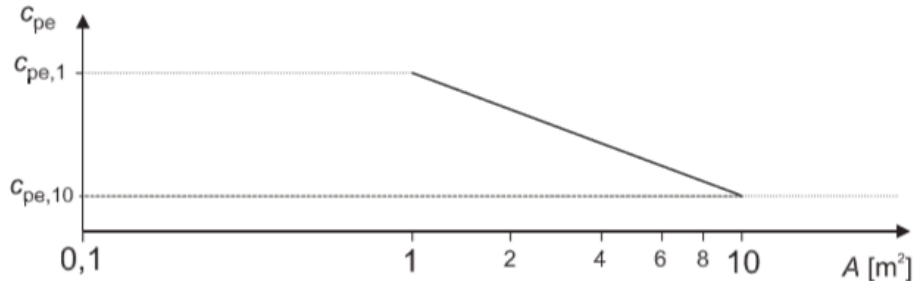
✚ Άνεμος_90 και Άνεμος_270

| | |
|---------------------------------|-----------------------------|
| $Z_1 = 40\text{m}$ | |
| $\rho = 1,25\text{kg/m}^3$ | EN 1991-1-4.:2002, §4.5 (1) |
| $l_v(z_1) = 0.271$ | Υπολογίστηκε |
| $V_m(z_1) = 23.336\text{m/s}$ | Υπολογίστηκε |
| $q_p(z_1) = 0,986\text{KN/m}^2$ | Υπολογίστηκε |

1.4.4.4 Συντελεστές Πίεσης για την εξωτερική Πίεση στα κτίρια C_{pe}

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης C_{pe} για κτίρια και τμήματα κτιρίων εξαρτώνται από το μέγεθος της φορτιζόμενης επιφάνειας A , η οποία είναι η επιφάνεια της κατασκευής που δημιουργεί τη δράση του ανέμου στο υπολογιζόμενο τμήμα. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται παρακάτω ανάλογα με τις φορτιζόμενες επιφάνειες A . Τιμές για το $C_{pe,1}$ προορίζονται για το σχεδιασμό μικρών στοιχείων και στερεώσεων με επιφάνεια του στοιχείου 1m^2 ή μικρότερη όπως στοιχεία επικάλυψης και στέγασης. Τιμές για το $C_{pe,10}$ μπορούν να χρησιμοποιούνται για το σχεδιασμό του συνολικού φέροντα οργανισμού των κτιρίων.

- ❖ Επιφάνειες μεταξύ του 1m^2 και των 10m^2 : Χρησιμοποιείται τα παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 1.14 Προτεινόμενη διαδικασία για τον προσδιορισμό του συντελεστή εξωτερικής πίεσης C_{pe} για κτίρια με φορτιζόμενη επιφάνεια A μεταξύ 1m^2 και 10m^2

- ❖ Επιφάνειες μεγαλύτερες των 10m^2 : Χρησιμοποιούνται οι τιμές του παρακάτω πίνακα ανάλογα με τον λόγο h/d του κτιρίου και την ζώνη.

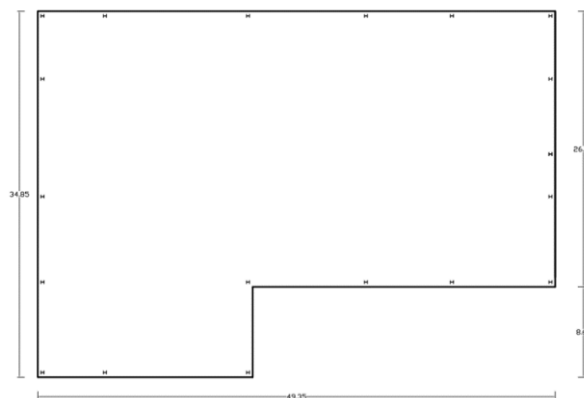
| Ζώνη | A | | B | | C | | D | | E | |
|-------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|
| | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ |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

Πίνακας 1.4 Προτεινόμενες Τιμές Συντελεστών Εξωτερικής Πίεσης για κατακόρυφους Τοίχους Κτιρίων Ορθογωνικής Κάτοψης

Στην περίπτωση μας όλες οι φορτιζόμενες επιφάνειες έχουν εμβαδόν μεγαλύτερο των 10m^2 . Γι' αυτό και χρησιμοποιούμε τον παραπάνω πίνακα για την εκτίμηση των συντελεστών C_{pe} .

Διακρίνουμε ξανά τέσσερις περιπτώσεις φόρτισης ανάλογα με την διεύθυνση του ανέμου και σε κάθε περίπτωση τρεις υποπεριπτώσεις καθεμιά εκ των οποίων αντιστοιχεί σε μια αντιπροσωπευτική κάτοψη του κτιρίου. Δηλαδή:

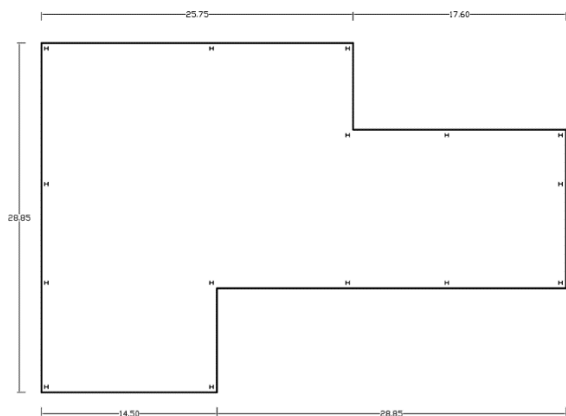
1^η Κάτοψη: 1^{ος} & 2^{ος} όροφος -1^η Κάτοψη



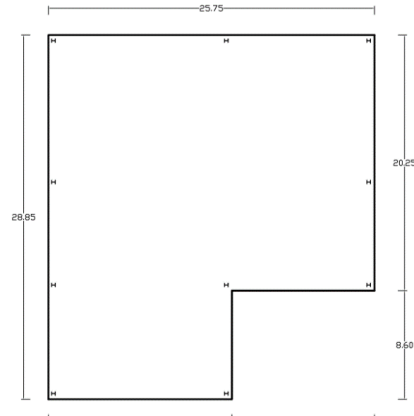
Σχήμα 1.15 Περίγραμμα 1^{ου} & 2^{ου} ορόφου

2^η Κάτοψη: 3^{ος}, 4^{ος}, 5^{ος}, 6^{ος}, 7^{ος} & 8^{ος} όροφος - 2^η Κάτοψη

3^η Κάτοψη: 9^{ος} & 10^{ος} όροφος - 3^η Κάτοψη



Σχήμα 1.16 Περίγραμμα 3^{ου} – 8^{ου} ορόφου



Σχήμα 1.17 Περίγραμμα 9^{ου} & 10^{ου} ορόφου

✚ Άνεμος_0

1^η ΚΑΤΟΨΗ

$e = \min\{b; 2h\} = \min\{33.95; 80\} = 33.95\text{m}$

- $d_1 = 48.45\text{m}$

Ισχύει $e < d_1 \rightarrow$ Χωρίζω σε ζώνες A,B,C

$L_A = e/5 = 6.8\text{m}$

$L_B = (4/5) * e = 27.15\text{m}$

$L_C = d - e = 14.5\text{m}$

- $d_2 = 19.6\text{m}$

Ισχύει $e > d_2 \rightarrow$ Χωρίζω σε ζώνες A,B

$L_A = e/5 = 6.8\text{m}$

$L_B = d_2 - L_A = 12.80\text{m}$

2^η ΚΑΤΟΨΗ

$e = \min\{b; 2h\} = \min\{27.95; 80\} = 27.95\text{m}$

- $d_1 = 24.90\text{m}$

Ισχύει $e > d_1 \rightarrow$ Χωρίζω σε ζώνες A,B

$L_A = e/5 = 5.6\text{m}$

$L_B = d_1 - L_A = 22.35\text{m}$

- $d_2 = 13.65\text{m}$

Ισχύει $e > d_2 \rightarrow$ Χωρίζω σε ζώνες A,B

3^η ΚΑΤΟΨΗ

$e = \min\{b; 2h\} = \min\{27.95; 80\} = 27.95\text{m}$

- $d_1 = 24.90\text{m}$

Ισχύει $e > d_1 \rightarrow$ Χωρίζω σε ζώνες A,B

$L_A = e/5 = 5.6\text{m}$

$L_B = d_1 - L_A = 19.30\text{m}$

✚ Άνεμος_90

1^η ΚΑΤΟΨΗ

$e = \min\{b; 2h\} = \min\{48.45; 80\} = 48.45\text{m}$

- $d_1 = 33.95\text{m}$

Ισχύει $e > d_1 \rightarrow$ Χωρίζω σε ζώνες A,B

$L_A = e/5 = 9.70\text{m}$

- $d_2 = 8.6\text{m}$

Ισχύει $e > d_2 \rightarrow$ Χωρίζω σε ζώνες A,B

$L_A = e/5 = 9.70\text{m} < 8.6 \rightarrow$ όλο Ζώνη A

Για $h/d_2 = 40/19.6 = 2.04$ με γραμμική παρεμβολή βρίσκω τους συντελεστές C_{pe} .

$C_{pe,10}^A = -1.2$

$C_{pe,10}^B = -0.8$

$C_{pe,10}^C = -0.5$

$C_{pe,10}^D = +0.8$

$C_{pe,10}^E = -0.552$

Για $h/d_2 = 40/13.65 = 2.93$ με γραμμική παρεμβολή βρίσκω τους συντελεστές C_{pe} .

$C_{pe,10}^A = -1.2$

$C_{pe,10}^B = -0.8$

$C_{pe,10}^C = -0.5$

$C_{pe,10}^D = +0.8$

$C_{pe,10}^E = -0.597$

Για $h/d_2 = 40/24.90 = 1.61$ με γραμμική παρεμβολή βρίσκω τους συντελεστές C_{pe} .

$C_{pe,10}^A = -1.2$

$C_{pe,10}^B = -0.8$

$C_{pe,10}^C = -0.5$

$C_{pe,10}^D = +0.8$

$C_{pe,10}^E = -0.531$

Για $h/d_2 = 40/8.6 = 4.65$ με γραμμική παρεμβολή βρίσκω τους συντελεστές C_{pe} .

$C_{pe,10}^A = -1.2$

$C_{pe,10}^B = -0.8$

$C_{pe,10}^C = -0.5$

$C_{pe,10}^D = +0.8$

$C_{pe,10}^E = -0.683$

- $d_3=8.6\text{m}$
Ισχύει $e>d_3$ Χωρίζω σε ζώνες Α,Β

2^η ΚΑΤΟΨΗ

$$e = \min\{b; 2h\} = \min\{42.5; 80\} = 42.50\text{m}$$

- $d_1=27.95\text{m}$
Ισχύει $e>d_1 \rightarrow$ Χωρίζω σε ζώνες Α,Β
 $L_A=e/5=8.5\text{m}$
- $d_2=8.60\text{m}=e/5 \rightarrow$ Μόνο ζώνη Α
- $d_3=12.65\text{m}$

3^η ΚΑΤΟΨΗ

$$e = \min\{b; 2h\} = \min\{24.90; 80\} = 24.90\text{m}$$

- $d_1=27.95\text{m}$
Ισχύει $e<d_1 \rightarrow$ Χωρίζω σε ζώνες Α,Β,С
 $L_A=e/5=5.0\text{m}$
 $L_B=(4/5)*e = 19.90\text{m}$
- $d_2=19.35\text{m}$
Ισχύει $e>d_2 \rightarrow$ Χωρίζω σε ζώνες Α,Β

🌪️ Άνεμος 180**1^η ΚΑΤΟΨΗ**

$$e = \min\{b; 2h\} = \min\{33.95; 80\} = 33.95\text{m}$$

- $d_1=48.45\text{m}$
Ισχύει $e<d_1 \rightarrow$ Χωρίζω σε ζώνες Α,Β,С
 $L_A=e/5=6.8\text{m}$
 $L_B=(4/5)*e=27.15\text{m}$
 $L_C=d-e= 14.5\text{m}$
- $d_2=19.6\text{m}$
Ισχύει $e>d_2 \rightarrow$ Χωρίζω σε ζώνες Α,Β
 $L_A=e/5=6.8\text{m}$
 $L_B=d_2- L_A=12.80\text{m}$
- $d_3=28.85\text{m}$
Ισχύει $e>d_3 \rightarrow$ Χωρίζω σε ζώνες Α,Β

2^η ΚΑΤΟΨΗ

$$e = \min\{b; 2h\} = \min\{27.95; 80\} = 27.95\text{m}$$

- $d_1=17.60\text{m}$
Ισχύει $e>d_1 \rightarrow$ Χωρίζω σε ζώνες Α,Β
 $L_A=e/5=5.6\text{m}$
- $d_2=28.85\text{m}$
Ισχύει $e<d_2 \rightarrow$ Χωρίζω σε ζώνες Α,Β,С
 $L_A=e/5=5.6\text{m}$
 $L_B=(4/5)*e=22.35\text{m}$
 $L_C=d-e= 0.90\text{m}$
- $d_3=24.90\text{m}$
Ισχύει $e>d_3 \rightarrow$ Χωρίζω σε ζώνες Α,Β
- $d_4=13.65\text{m}$
Ισχύει $e>d_4 \rightarrow$ Χωρίζω σε ζώνες Α,Β

3^η ΚΑΤΟΨΗ

$$e = \min\{b; 2h\} = \min\{27.95; 80\} = 27.95\text{m}$$

- $d_1=24.90\text{m}$
Ισχύει $e>d_1 \rightarrow$ Χωρίζω σε ζώνες Α,Β
 $L_A=e/5=5.6\text{m}$
 $L_B=d_1-L_A= 19.30\text{m}$

Για $h/d_2=40/12.65=3.16$ με γραμμική παρεμβολή βρίσκω τους συντελεστές C_{pe} .

$$C_{pe,10}^A = -1.2$$

$$C_{pe,10}^B = -0.8$$

$$C_{pe,10}^C = -0.5$$

$$C_{pe,10}^D = +0.8$$

$$C_{pe,10}^E = -0.608$$

Για $h/d_2=40/24.90=1.61$ με γραμμική παρεμβολή βρίσκω τους συντελεστές C_{pe} .

$$C_{pe,10}^A = -1.2$$

$$C_{pe,10}^B = -0.8$$

$$C_{pe,10}^C = -0.5$$

$$C_{pe,10}^D = +0.8$$

$$C_{pe,10}^E = -0.553$$

Για $h/d_2=40/19.6=2.04$ με γραμμική παρεμβολή βρίσκω τους συντελεστές C_{pe} .

$$C_{pe,10}^A = -1.2$$

$$C_{pe,10}^B = -0.8$$

$$C_{pe,10}^C = -0.5$$

$$C_{pe,10}^D = +0.8$$

$$C_{pe,10}^E = -0.552$$

Για $h/d_2=40/13.65=2.93$ με γραμμική παρεμβολή βρίσκω τους συντελεστές C_{pe} .

$$C_{pe,10}^A = -1.2$$

$$C_{pe,10}^B = -0.8$$

$$C_{pe,10}^C = -0.5$$

$$C_{pe,10}^D = +0.8$$

$$C_{pe,10}^E = -0.597$$

Για $h/d_2=40/24.90=1.61$ με γραμμική παρεμβολή βρίσκω τους συντελεστές C_{pe} .

$$C_{pe,10}^A = -1.2$$

$$C_{pe,10}^B = -0.8$$

$$C_{pe,10}^C = -0.5$$

Ανεμος_270

1^η ΚΑΤΟΨΗ

$$e = \min\{b; 2h\} = \min\{48.45; 80\} = 48.45\text{m}$$

- $d_1 = 33.95\text{m}$

Ισχύει $e > d_1 \rightarrow$ Χωρίζω σε ζώνες A,B

$$L_A = e/5 = 9.70\text{m}$$

- $d_2 = 8.6\text{m}$

Ισχύει $e > d_2 \rightarrow$ Χωρίζω σε ζώνες A,B

$$L_A = e/5 = 9.70\text{m} < 8.6 \rightarrow \text{όλο Ζώνη A}$$

- $d_3 = 8.6\text{m}$

Ισχύει $e > d_3$ Χωρίζω σε ζώνες A,B

$$C_{pe,10}^D = +0.8$$

$$C_{pe,10}^E = -0.531$$

Για $h/d_2 = 40/8.6 = 4.65$ με γραμμική παρεμβολή βρίσκω τους συντελεστές C_{pe} .

$$C_{pe,10}^A = -1.2$$

$$C_{pe,10}^B = -0.8$$

$$C_{pe,10}^C = -0.5$$

$$C_{pe,10}^D = +0.8$$

$$C_{pe,10}^E = -0.683$$

2^η ΚΑΤΟΨΗ

$$e = \min\{b; 2h\} = \min\{42.5; 80\} = 42.50\text{m}$$

- $d_1 = 27.95\text{m}$

Ισχύει $e > d_1 \rightarrow$ Χωρίζω σε ζώνες A,B

$$L_A = e/5 = 8.5\text{m}$$

- $d_2 = 8.60\text{m} = e/5 \rightarrow$ Μόνο ζώνη A

- $d_3 = 12.65\text{m}$

Για $h/d_2 = 40/12.65 = 3.16$ με γραμμική παρεμβολή βρίσκω τους συντελεστές C_{pe} .

$$C_{pe,10}^A = -1.2$$

$$C_{pe,10}^B = -0.8$$

$$C_{pe,10}^C = -0.5$$

$$C_{pe,10}^D = +0.8$$

$$C_{pe,10}^E = -0.599$$

3^η ΚΑΤΟΨΗ

$$e = \min\{b; 2h\} = \min\{24.90; 80\} = 24.90\text{m}$$

- $d_1 = 27.95\text{m}$

Ισχύει $e < d_1 \rightarrow$ Χωρίζω σε ζώνες A,B,C

$$L_A = e/5 = 5.0\text{m}$$

$$L_B = (4/5) * e = 19.90\text{m}$$

- $d_2 = 19.35\text{m}$

Ισχύει $e > d_2 \rightarrow$ Χωρίζω σε ζώνες A,B

Για $h/d_2 = 40/24.90 = 1.61$ με γραμμική παρεμβολή βρίσκω τους συντελεστές C_{pe} .

$$C_{pe,10}^A = -1.2$$

$$C_{pe,10}^B = -0.8$$

$$C_{pe,10}^C = -0.5$$

$$C_{pe,10}^D = +0.8$$

$$C_{pe,10}^E = -0.553$$

1.4.4.5 Συντελεστές Πίεσης για την εσωτερική Πίεση στα κτίρια C_{pi}

Γενικά ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης, C_{pi} , εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στη συνολική επιφάνεια του κτιρίου. Όπου δεν είναι δυνατή ή δεν θεωρείται δικαιολογημένη, η εκτίμηση του μ για μια συγκεκριμένη περίπτωση τότε το C_{pi} θα πρέπει να λαμβάνεται ως το πλέον δυσμενές από τα +0,2 και -0,3.

Στην παρούσα εργασία, εφόσον δεν είναι δυνατό να προσδιοριστούν τα ανοίγματα, θα ακολουθήσουμε την τελευταία σημείωση, σύμφωνα με την οποία μπορούμε να λάβουμε δυο περιπτώσεις για $C_{pi} = +0.2$ και $C_{pi} = -0.3$.

1.4.4.6 Υπολογισμός Εξωτερικών Πιέσεων Ανέμου W_e

Η πίεση του ανέμου που δρα σε εξωτερικές επιφάνειες λαμβάνεται από την εξίσωση:

$$W_e = q_p(z_e) * C_{pe}$$

$q_p(z)$: πίεση ταχύτητας αιχμής

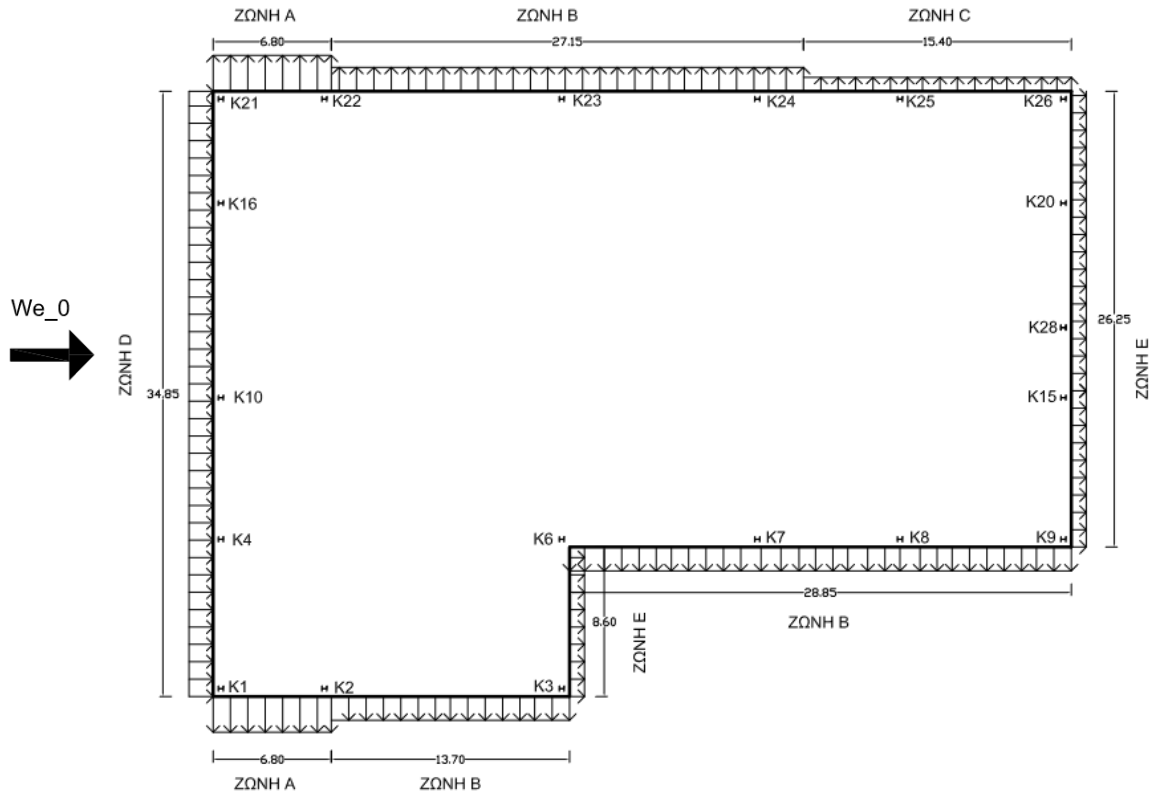
z_e : Ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση

C_{pe} : συντελεστής πίεσης για την εξωτερική πίεση

Ανεμος 0

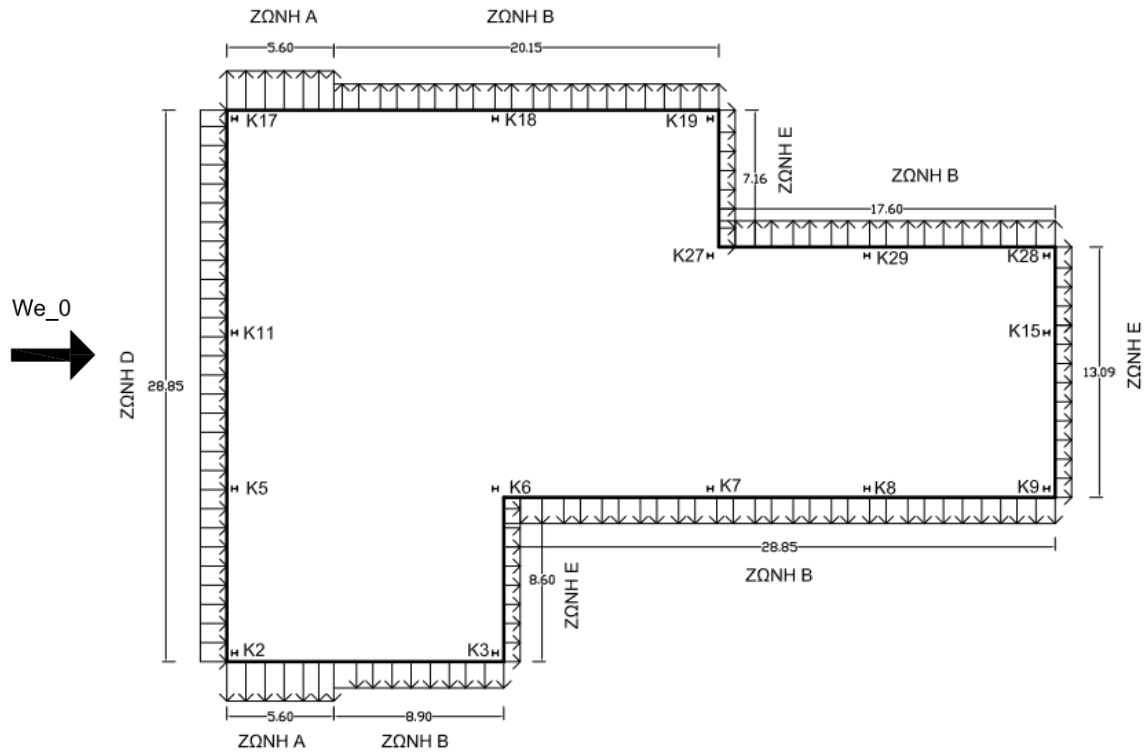
Γι' αυτή την διεύθυνση του ανέμου υπολογίστηκε παραπάνω: $q_p(z_1) = 0,859 \text{KN/m}^2$
 $q_p(z_2) = 0,986 \text{KN/m}^2$

$$\begin{aligned} q_p(z_1) &= 0,859 \text{KN/m}^2 & W_{e_0}^A &= -1.031 \text{KN/m}^2 \\ C_{pe,10}^A &= -1.2 & W_{e_0}^B &= -0.687 \text{KN/m}^2 \\ C_{pe,10}^B &= -0.8 & W_{e_0}^C &= -0.430 \text{KN/m}^2 \\ C_{pe,10}^C &= -0.5 & W_{e_0}^D &= +0.687 \text{KN/m}^2 \\ C_{pe,10}^D &= +0.8 & W_{e_0}^E &= -0.474 \text{KN/m}^2 \\ C_{pe,10}^E &= -0.552 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} q_p(z_1) &= 0,859 \text{KN/m}^2 \\ C_{pe,10}^A &= -1.2 & W_{e_0}^A &= -1.031 \text{KN/m}^2 \\ C_{pe,10}^B &= -0.8 & W_{e_0}^B &= -0.687 \text{KN/m}^2 \\ C_{pe,10}^C &= -0.5 & W_{e_0}^C &= -0.430 \text{KN/m}^2 \\ C_{pe,10}^D &= +0.8 & W_{e_0}^D &= +0.687 \text{KN/m}^2 \\ C_{pe,10}^E &= -0.597 & W_{e_0}^E &= -0.513 \text{KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_p(z_2) &= 0,986 \text{KN/m}^2 \\ C_{pe,10}^A &= -1.2 & W_{e_0}^A &= -1.183 \text{KN/m}^2 \\ C_{pe,10}^B &= -0.8 & W_{e_0}^B &= -0.789 \text{KN/m}^2 \\ C_{pe,10}^C &= -0.5 & W_{e_0}^C &= -0.493 \text{KN/m}^2 \\ C_{pe,10}^D &= +0.8 & W_{e_0}^D &= +0.789 \text{KN/m}^2 \\ C_{pe,10}^E &= -0.597 & W_{e_0}^E &= -0.589 \text{KN/m}^2 \end{aligned}$$



$$q_p(z_2) = 0,986 \text{ kN/m}^2$$

$$C_{pe,10}^A = -1.2$$

$$C_{pe,10}^B = -0.8$$

$$C_{pe,10}^C = -0.5$$

$$C_{pe,10}^D = +0.8$$

$$C_{pe,10}^E = -0.531$$

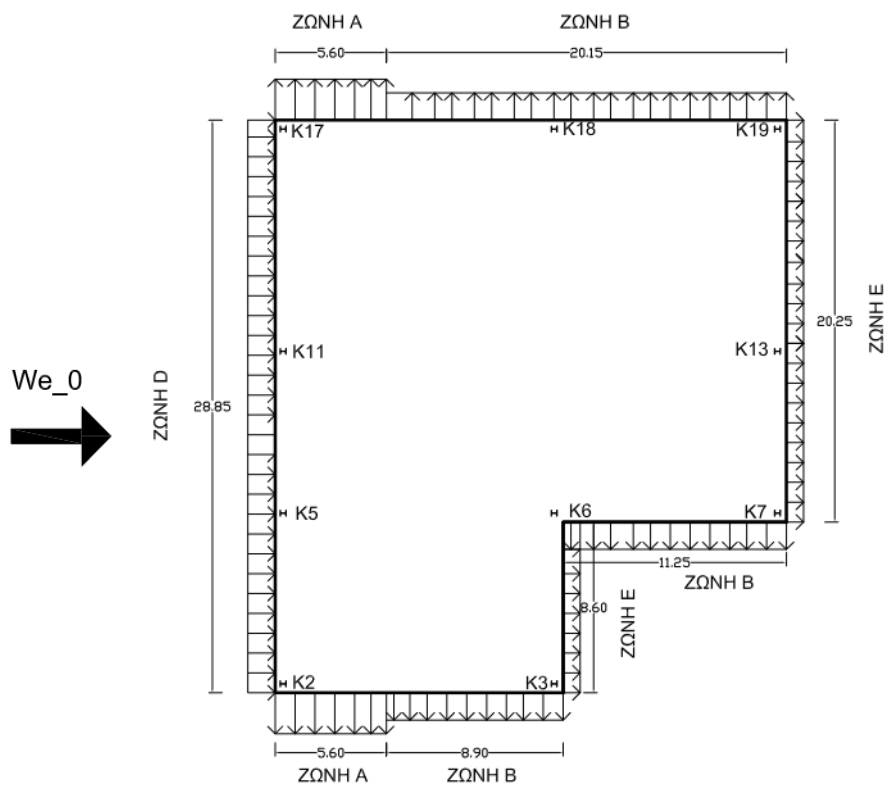
$$W_e^A_0 = -1.183 \text{ kN/m}^2$$

$$W_e^B_0 = -0.789 \text{ kN/m}^2$$

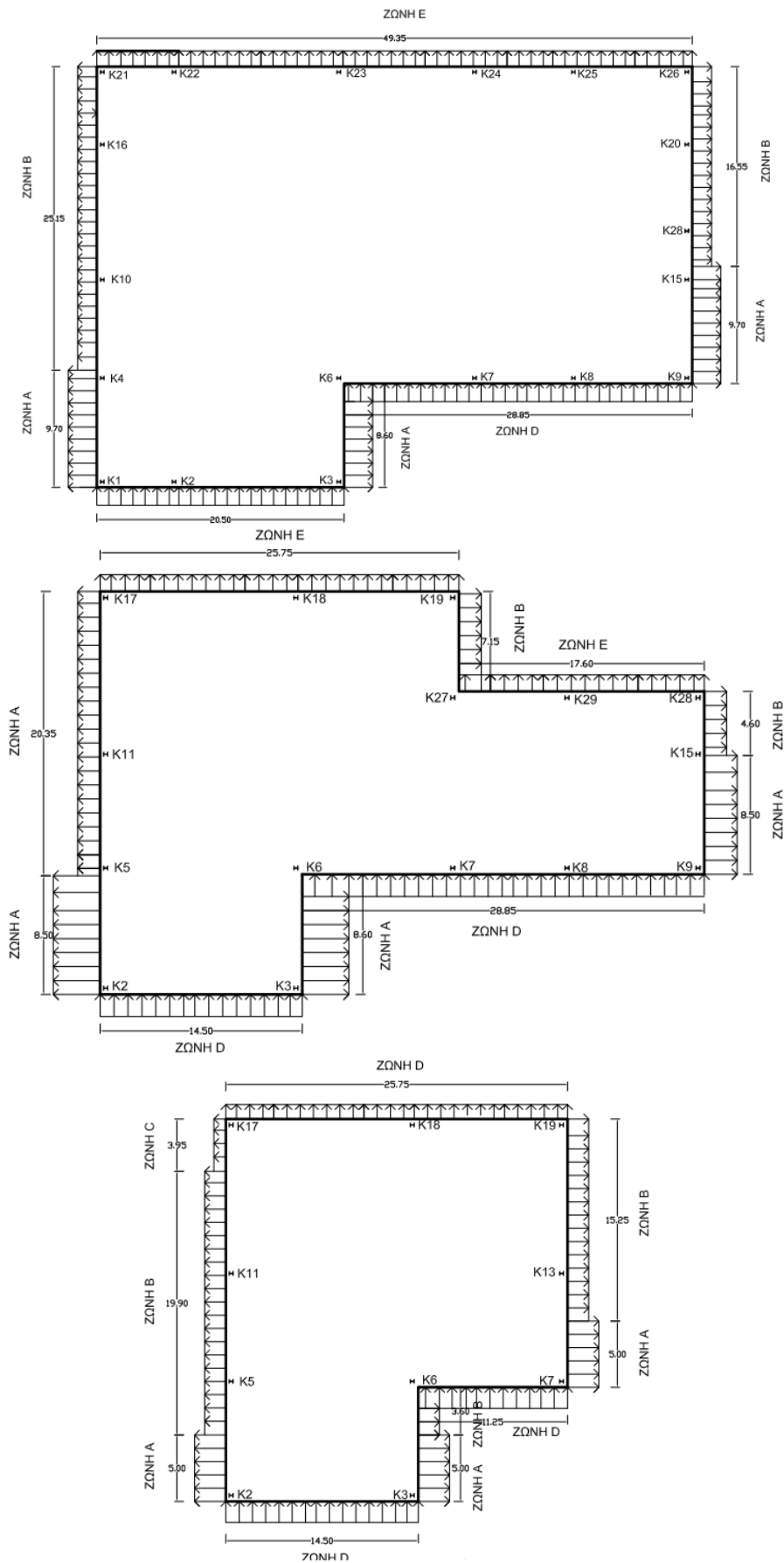
$$W_e^C_0 = -0.493 \text{ kN/m}^2$$

$$W_e^D_0 = +0.789 \text{ kN/m}^2$$

$$W_e^E_0 = -0.524 \text{ kN/m}^2$$

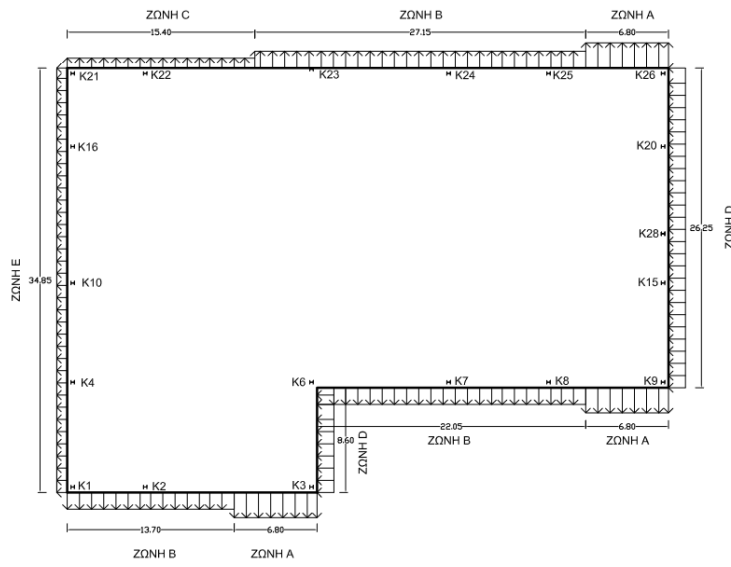


Γ' αυτή την διεύθυνση του ανέμου υπολογίστηκε παραπάνω $q_p(z_1) = 0,986 \text{ kN/m}^2$

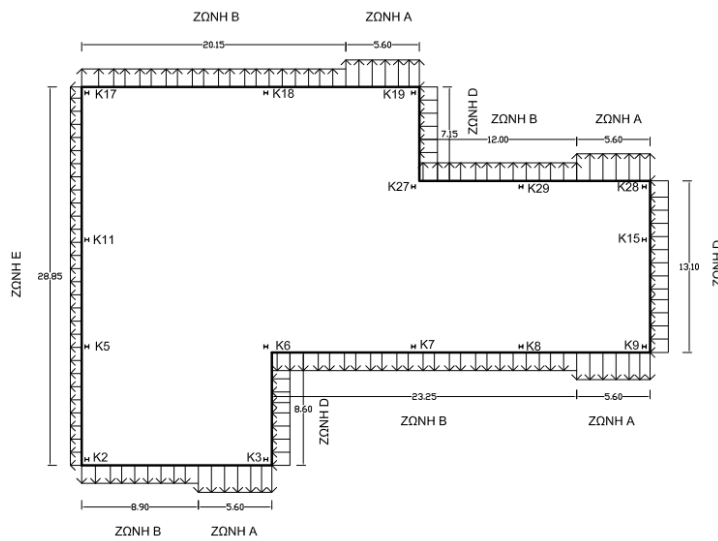


Ανεμος_180

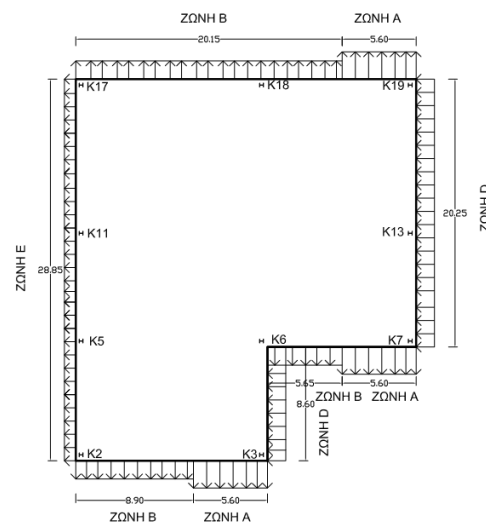
Γι' αυτή την διεύθυνση του ανέμου υπολογίστηκε παραπάνω: $q_p(z_1) = 0,859 \text{KN/m}^2$
 $q_p(z_2) = 0,986 \text{KN/m}^2$



We_180



We_180

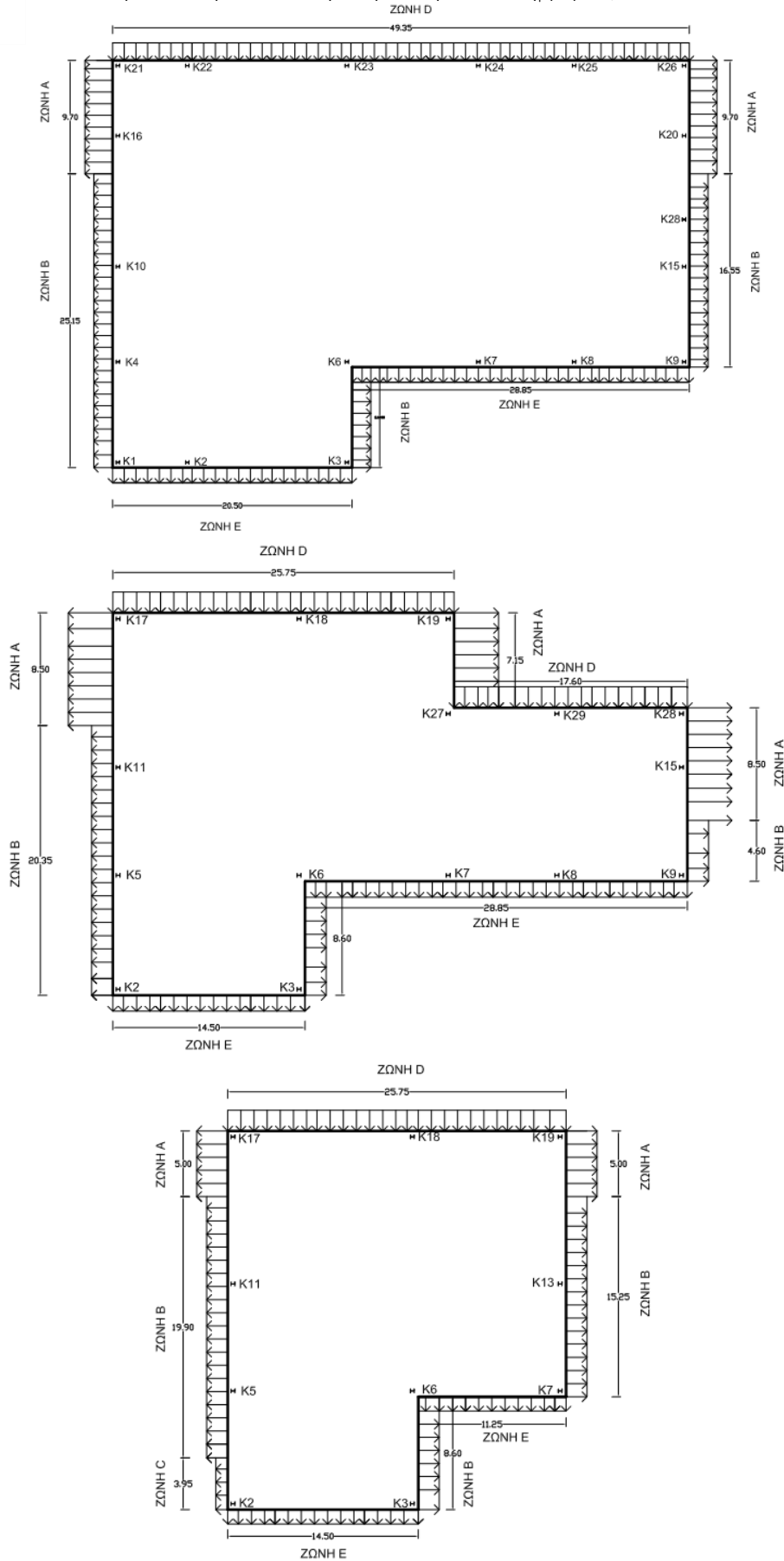


We_180



Ανεμος_270

Γι' αυτή την διεύθυνση του ανέμου υπολογίστηκε παραπάνω $q_p(z_1) = 0,986 \text{ kN/m}^2$



1.4.4.7 Υπολογισμός Εσωτερικών Πιέσεων Ανέμου W_i

Η πίεση του ανέμου που δρα σε εξωτερικές επιφάνειες λαμβάνεται από την εξίσωση:

$$W_i = q_p(z_i) * C_{pi}$$

$q_p(z)$: πίεση ταχύτητας αιχμής

z_i : Ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση

C_{pi} : συντελεστής πίεσης για την εσωτερική πίεση

Σύμφωνα με προηγούμενη παράγραφο λαμβάνουμε δυο περιπτώσεις για $C_{pi}=+0.2=C_{p1}$ και $C_{pi}=-0.3=C_{p2}$

✚ Άνεμος_0 & Άνεμος_180

Γι' αυτές τις διευθύνσεις του ανέμου υπολογίστηκε παραπάνω: $q_p(z_1) = 0,859 \text{KN/m}^2$

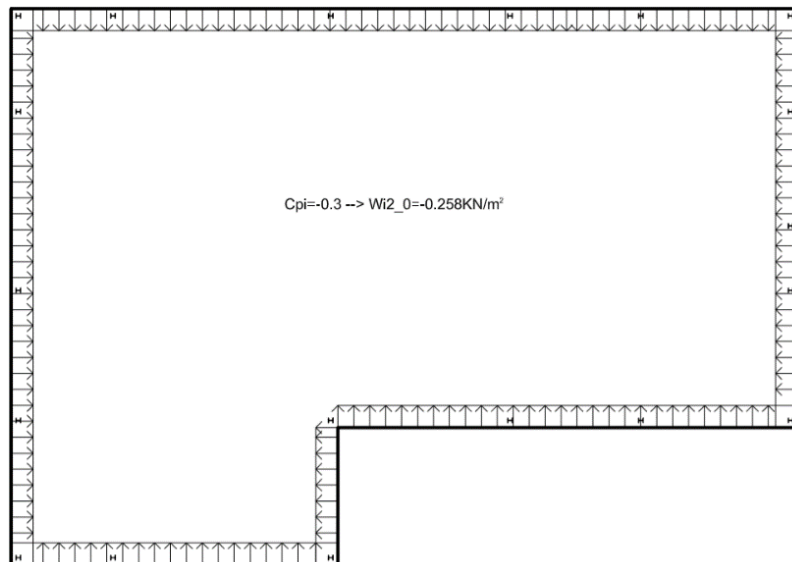
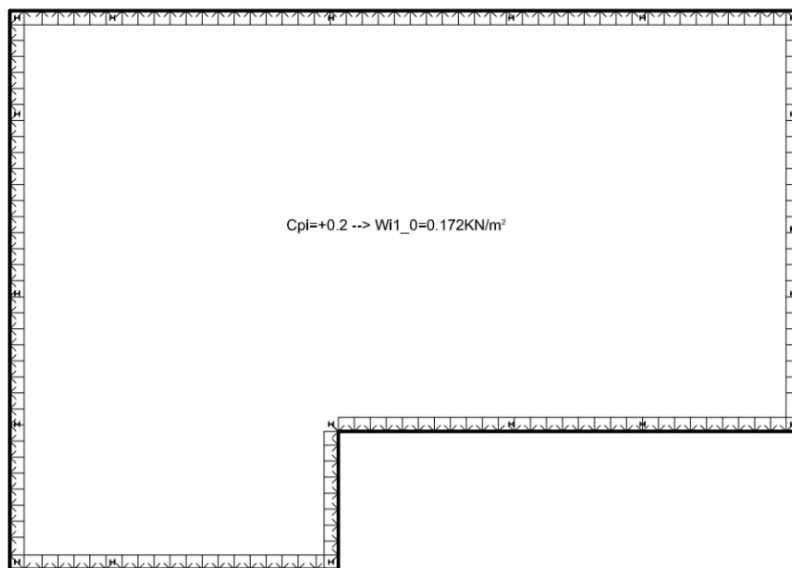
$$q_p(z_2) = 0,986 \text{KN/m}^2$$

1^η ΚΑΤΟΨΗ

Όλη η κάτοψη βρίσκεται σε $Z_1 \leq 27,95 \text{m}$

$$W_{i_01} = 0,172 \text{KN/m}^2$$

$$W_{i_02} = -0,258 \text{KN/m}^2$$



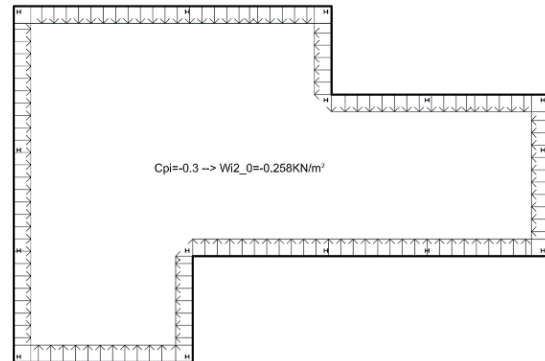
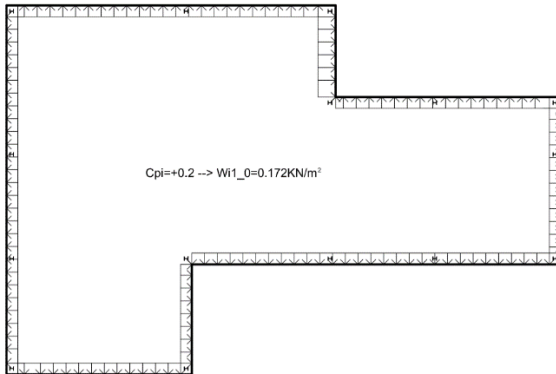
2^η ΚΑΤΟΨΗ

Διακρίνω Z₁, Z₂ διότι η κάτοψη αυτή φτάνει μέχρι το ύψος των 32m στα οποία έχουμε διαφοροποίηση της πίεσης ταχύτητας αιχμής.

A) Μέχρι το ύψος των Z₁=27,95m

$$W_{i_01} = 0,172\text{KN/m}^2$$

$$W_{i_02} = -0,258\text{KN/m}^2$$

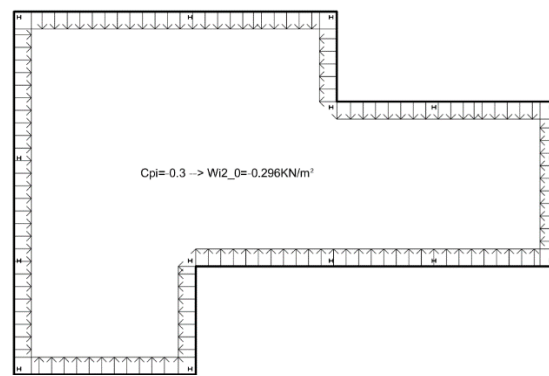
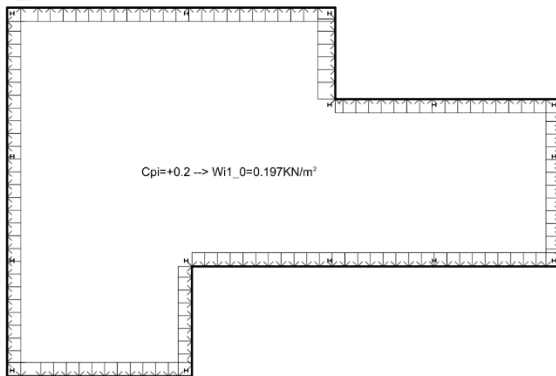


B) Μέχρι το ύψος των Z₂=32m

$$q_p(z_2) = 0,986\text{KN/m}^2$$

$$W_{i_01} = 0.197\text{KN/m}^2$$

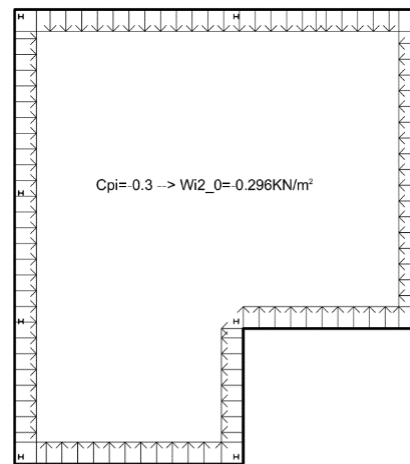
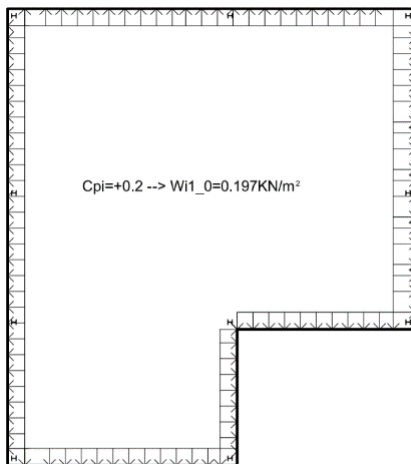
$$W_{i_02} = -0.296\text{KN/m}^2$$

**3^η ΚΑΤΟΨΗ**

Όλη η κάτοψη βρίσκεται σε Z₂≤40m και Z₂≥27,95m

$$W_{i_01} = 0.197\text{KN/m}^2$$

$$W_{i_02} = -0.296\text{KN/m}^2$$



✚ Άνεμος_90 & Άνεμος_270

Γι' αυτές τις διευθύνσεις του ανέμου υπολογίστηκε παραπάνω $q_p(z_1) = 0,986 \text{ kN/m}^2$

1^η, 2^η & 3^η ΚΑΤΟΨΗ

$$q_p(z_1) = 0,986 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{i_01} = 0,197 \text{ kN/m}^2$$

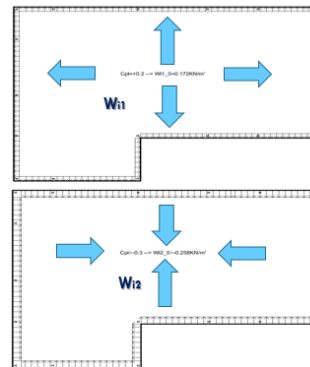
$$W_{i_02} = -0,296 \text{ kN/m}^2$$

1.4.4.8 Υπολογισμός Τελικών Πιέσεων Ανέμου W_{tot}

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

$$W_{tot} = W_e - W_i$$

- 1) $W_{1_0} = W_{e_0} - W_{i1_0}$
- 2) $W_{2_0} = W_{e_0} - W_{i2_0}$
- 3) $W_{1_90} = W_{e_90} - W_{i1_90}$
- 4) $W_{2_90} = W_{e_90} - W_{i2_90}$
- 5) $W_{1_180} = W_{e_180} - W_{i1_180}$
- 6) $W_{2_180} = W_{e_180} - W_{i2_180}$
- 7) $W_{1_270} = W_{e_270} - W_{i1_270}$
- 8) $W_{2_270} = W_{e_270} - W_{i2_270}$



1.4.5 Φορτίο χιονιού

Τα φορτία του χιονιού προσδιορίζονται με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα EN 1991-1-3. Θεωρούνται ως στατικά και κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις (όπως αυτές ορίζονται στον EN 1991-1-3). Σε ειδικές περιπτώσεις όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές, οι οποίες δε μπορούν να αξιοποιηθούν μέσω των συνθηκών στατικών μεθόδων της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου του χιονιού, οι ακραίες τιμές μπορεί να θεωρηθούν ως ακραίες τυχηματικές δράσεις.

Για την κατασκευή μας θεωρήθηκε ότι το κινητό φορτίο της στέγης που είναι προσβάσιμη για χρήση υπερκαλύπτει το φορτίο χιονιού.

1.4.6 Σεισμικές δράσεις

Κατά την διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές χωρίς αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορεί να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες. Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται 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.

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, κυρίως μέσω της πλαστικής 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 εφεξής "φάσμα σχεδιασμού". Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q .

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 αναφοράς.

| Στατικός Τύπος | Κατηγορία Πλαστιμότητας | |
|--|--------------------------|----------------------|
| | ΚΠΜ | ΚΠΥ |
| α) Πλαίσια παραλαβής ροπών | 4 | $5\alpha_u/\alpha_1$ |
| β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V | 4 | 4 |
| | 2 | 2,5 |
| γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους | 4 | $5\alpha_u/\alpha_1$ |
| δ) Ανεστραμμένο εκκρεμές | 2 | $2\alpha_u/\alpha_1$ |
| ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα | Βλέπε Κεφάλαιο 5 του EC8 | |
| στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα | 4 | $4\alpha_u/\alpha_1$ |
| ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις | | |
| Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο | 2 | 2 |
| Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα | Βλέπε Κεφάλαιο 7 του EC8 | |
| Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών) | 4 | $5\alpha_u/\alpha_1$ |

Πίνακας 1.5 Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη

- ✓ Η κατασκευή μας θεωρούμε ότι βρίσκεται σε σεισμική ζώνη II (0,24g) και ανήκει στην κατηγορία συνήθους σπουδαιότητας II, έτσι έχουμε εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού $a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I = 0,24g \cdot 1,00 = 0,24g$.
- ✓ Για το κτίριο 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 $q=4$ (μέγιστη τιμή) Εμείς επιλέγουμε $q=3$. Επίσης, το κτίριο αποτελεί κοχλιωτή κατασκευή. Θα θεωρήσουμε ότι το ζ είναι $\zeta=5\%$.

1.5 Οριακές Καταστάσεις Κατασκευής

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

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας (Ultimate Limit States-ULS, πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κλπ), που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματος αυτού.
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Serviceability Limit States-SLS, μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κλπ), που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού.

1.5.1 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:

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


| Δράσεις | Ψ_0 | Ψ_2 |
|---|----------|----------|
| Επιβαλλόμενα Φορτία - Κατηγορία Β: Ξενοδοχεία | 0,7 | 0,6 |
| Φορτία ανέμου σε κτήρια | 0,6 | 0 |

Πίνακας 1.6 Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ


Επειδή έχουμε δυο κινητά διακρίνουμε δυο περιπτώσεις:

 Βασικός Συνδυασμός με βασικό μεταβλητό τα ωφέλιμα LIVE:

- 1) $1.35 * (DEAD+ADL) + 1.50 * LIVE + 1.50 * 0.60 * W1_0$
- 2) $1.35 * (DEAD+ADL) + 1.50 * LIVE + 1.50 * 0.60 * W2_0$
- 3) $1.35 * (DEAD+ADL) + 1.50 * LIVE + 1.50 * 0.60 * W1_90$
- 4) $1.35 * (DEAD+ADL) + 1.50 * LIVE + 1.50 * 0.60 * W2_90$
- 5) $1.35 * (DEAD+ADL) + 1.50 * LIVE + 1.50 * 0.60 * W1_180$
- 6) $1.35 * (DEAD+ADL) + 1.50 * LIVE + 1.50 * 0.60 * W2_180$
- 7) $1.35 * (DEAD+ADL) + 1.50 * LIVE + 1.50 * 0.60 * W1_270$
- 8) $1.35 * (DEAD+ADL) + 1.50 * LIVE + 1.50 * 0.60 * W2_270$

 Βασικός Συνδυασμός με βασικό μεταβλητό τον άνεμο:

- 9) $1,35 * (DEAD+ADL) + 1.50 * 0.70 * LIVE + 1.50 * W1_0$
- 10) $1,35 * (DEAD+ADL) + 1.50 * 0.70 * LIVE + 1.50 * W2_0$
- 11) $1,35 * (DEAD+ADL) + 1.50 * 0.70 * LIVE + 1.50 * W1_90$
- 12) $1,35 * (DEAD+ADL) + 1.50 * 0.70 * LIVE + 1.50 * W2_90$
- 13) $1,35 * (DEAD+ADL) + 1.50 * 0.70 * LIVE + 1.50 * W1_180$
- 14) $1,35 * (DEAD+ADL) + 1.50 * 0.70 * LIVE + 1.50 * W2_180$
- 15) $1,35 * (DEAD+ADL) + 1.50 * 0.70 * LIVE + 1.50 * W1_270$
- 16) $1,35 * (DEAD+ADL) + 1.50 * 0.70 * LIVE + 1.50 * W2_270$

 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 ποσοστά 100% και 30%.






- 17) $1.00 * (DEAD + ADL) + 0.60 * LIVE + RSP_X + 0.30 * RSP_Y$
- 18) $1.00 * (DEAD + ADL) + 0.60 * LIVE + 0.30 * RSP_X + RSP_Y$

2 Διαστασιολόγηση Σύμμικτων Στοιχείων

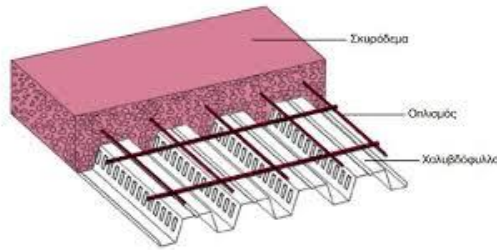
2.1 Διαστασιολόγηση Σύμμικτων Πλακών

2.1.1 Γενικά

Τα τελευταία χρόνια η χρήση σύμμικτων πλακών έχει γίνει πολύ δημοφιλής και έχει συμβάλει στην αύξηση της χρήσης μεταλλικών κατασκευών σε οικοδομικά έργα. Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Τα χαλυβδόφυλλα χρησιμεύουν στην φάση κατασκευής ως τύπος για το έγχυτο σκυρόδεμα και ως οπλισμός της πλάκας στην φάση λειτουργίας. Ταυτόχρονα, στην πλάκα σκυροδέματος προβλέπεται ελαφρύς οπλισμός. Τα κυριότερα πλεονεκτήματα των σύμμικτων πλακών σε σχέση με τις συνήθεις πλάκες Ω.Σ. είναι:

-  Μικρότεροι χρόνοι κατασκευής
-  Αποφυγή χρήσης ξυλοτύπου
-  Επίτευξη μεγαλύτερων ανοιγμάτων
-  Επίτευξη μικρότερων στατικών υψών
-  Αυξημένη αντοχή έναντι πυρκαγιάς

Οι σύμμικτες πλάκες υποβάλλονται σε φόρτια κάθετα και παράλληλα στο επίπεδό τους. Στην πρώτη περίπτωση λειτουργούν ως πλάκες και στη δεύτερη ως διαφράγματα. Για φορτία κάθετα λειτουργούν ως διέριστες πλάκες. Από στατική άποψη, λοιπόν, συμπεριφέρονται ως δοκοί των οποίων υπολογίζονται οι αντοχές σε κάμψη και διάτμηση και η μεταφορά της διαμήκους διάτμησης εφόσον πρόκειται για σύμμικτα στοιχεία.



Σχήμα 2.1 Διάταξη σύμμικτης πλάκας

2.1.2 Χαλυβδόφυλλα

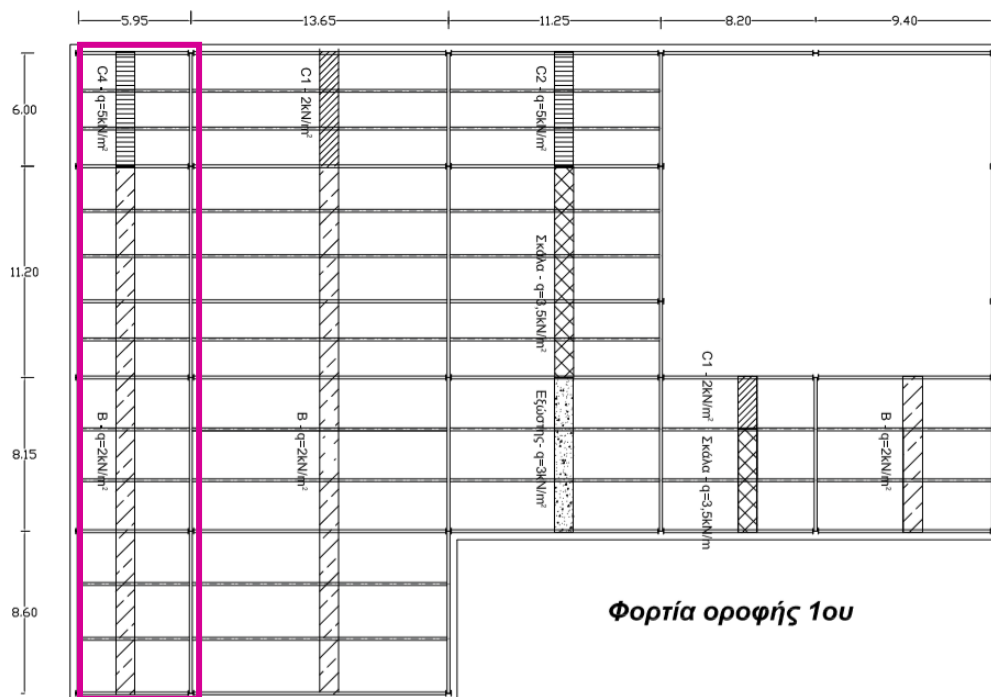
2.1.2.1 Γενικά

Τα χαλυβδόφυλλα προέρχονται από εν ψυχρώ εξέλαση ταινιών χάλυβα και αποτελούν ένα βασικό συστατικό στοιχείο των πλακών. Ικανοποιούν μια σειρά από απαιτήσεις, όπως:

- ⊕ Χρησιμοποιούν σαν επιφάνεια εργασίας, τύπος για την πλάκα και παραλαμβάνουν τα φορτία διάστρωσης
- ⊕ Λειτουργούν ως διαφράγματα και ευσταθοποιούν τις σιδηροδοκούς έναντι πλευρικού λυγισμού στην φάση κατασκευής το έργο
- ⊕ Εξασφαλίζουν τη λειτουργία μιας συνεχούς δοκού με το μεγάλο μήκος τους
- ⊕ Δημιουργούν σύμμικτη δράση με την πλάκα και παραλαμβάνουν από κοινού τα ωφέλιμα φορτία
- ⊕ Χρησιμοποιούν για την ανάρτηση διαφόρων στοιχείων

2.1.3 Διαστασιολόγηση Σύμμικτης Πλάκας

Επελέγη να χρησιμοποιηθούν συνεχή χαλυβδόφυλλα, έτσι ώστε στην φάση κατασκευής να παρέχουν καλύτερη πλευρική εξασφάλιση στις σιδηροδοκούς. Επειδή τα κινητά φορτία των ορόφων μεταβάλλονται, ανάλογα με την χρήση που γίνεται σε κάθε χώρο του ξενοδοχείου ήταν απαραίτητο να γίνουν κατάλληλες τομές, θεωρώντας πλάκες- λωρίδες πλάτους 1m, ανάλογα με τα φορτία που δέχεται καθεμιά. Συγκεκριμένα, σε κάθε όροφο έγιναν πέντε διαμήκεις τομές, καθεμιά εκ των οποίων επιλύθηκε σε υπολογιστικό φύλλο και έτσι, προέκυψαν οι απαιτούμενοι οπλισμοί των στηρίξεων, των ανοιγμάτων, το πάχος του χαλυβδόφυλλου και της πλάκας.



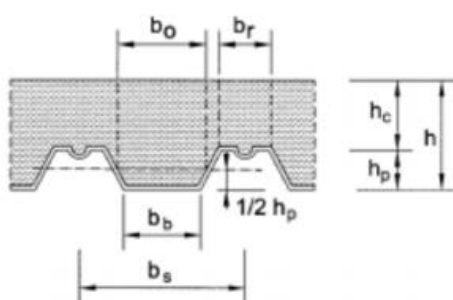
Επιλύοντας, όλες τις πλάκες των ορόφων, καθεμιά με τα φορτία της, προκύπτει ότι απαιτούνται τα παρακάτω. Για ευνόητους λόγους επελέγησαν τα ελάχιστα μεγέθη και ο έλεγχος έδειξε ότι επαρκούν. Μάλιστα, καλύπτουν όλους τους ελέγχους σε κάθε τομή και περιοχή του κτιρίου. Παρακάτω ακολουθεί όλη η διαστασιολόγηση της σύμμικτης πλάκας στην θέση της τομής A-A της οροφής του ισογείου. Αρχικά, ελέγχεται το χαλυβδόφυλλο στην φάση κατασκευής και έπειτα, η σύμμικτη πλάκα στην φάση λειτουργίας.

- ✓ Πάχος πλάκας $h_{\text{πλ}}=15\text{cm}$
- ✓ Πάχος χαλυβδόφυλλου $t_p=1,25\text{mm}$
- ✓ Οπλισμοί Στήριξεων $\Phi 8/20$ ($=A_{s,\text{min}}=0,2\%$ αποφυγή ρηγματώσης)
- ✓ Οπλισμοί Ανοιγμάτων $\Phi 6/25$ ($=A_{s,\text{min}}=0,1\%$ αποφυγή ρηγματώσης)
- ✓ Επικάλυψη οπλισμών $c=30\text{mm}$

Παρακάτω δίνεται αναλυτικά ο υπολογισμός μιας εκ των συμμικτων πλακών, η οποία βρίσκεται στην οροφή του 1^{ου} ορόφου. Με τον ίδιο τρόπο υπολογίστηκαν και οι υπόλοιπες πλάκες, οπότε δεν παρατίθεται ο έλεγχος τους.

2.1.3.1 Χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73

Επιλέγεται χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73, το οποίο είναι ένα γαλβανισμένο προφίλ τραπεζοειδούς σχήματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή σύμμικτων πλακών μεγάλων ανοιγμάτων. Επίσης μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως αμιγώς μεταλλικός φορέας ικανός να καλύψει μεγάλα ανοίγματα. Το άνω πέλαμα του χαλυβδόφυλλου είναι ενισχυμένο έναντι τοπικού λυγισμού με μια ενδιάμεση ενίσχυση στο μέσο του. Στον κορμό υπάρχουν ειδικές νευρώσεις μήκους 40 mm, τα οποία προσδίδουν την επιπλέον συνάφεια που απαιτείται μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος ούτως ώστε να μεταφέρονται οι δυνάμεις διαμήκους διάτμησης που αναπτύσσονται μεταξύ των δύο υλικών.



Επιλέγουμε χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 με:

- ✚ $h_p=73\text{mm}$
- ✚ $b_p=50\text{mm}$
- ✚ $b_0=92\text{mm}$
- ✚ $b_s=187,5\text{mm}$
- ✚ $t_p=1,25\text{mm}$

Σχήμα 2.2 Χαρακτηριστικά σύμμικτων πλακών

2.1.3.2 Έλεγχος χαλυβδόφυλλου στην Φάση Κατασκευής

Ο έλεγχος του χαλυβδόφυλλου στην φάση κατασκευής γίνεται με βάση τον Ευρωκώδικα 3, Μέρος 1.3 περί λεπτότοιχων διατομών ψυχρής διαμόρφωσης. Στην παρούσα διπλωματική, ο έλεγχος έγινε στο SymDeck Designer, όπου και προέκυψε επάρκεια του χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73.

2.1.3.3 Έλεγχος Σύμμικτων Πλακών στην Φάση Λειτουργίας

Φορτία Σχεδιασμού

Ίδιον Βάρος χαλυβδόφυλλου $g_p=0,125\text{KN/m}^2$

Ίδιον βάρος σκυροδέματος $g_c=(25/26)*g_{c,\text{φάση κατασκευής}}=3,38\text{KN/m}^2$

Πρόσθετα μόνιμα $g_{\text{ADL}}=3,50\text{KN/m}^2$

Κινητά $q=5,00\text{kN/m}^2$

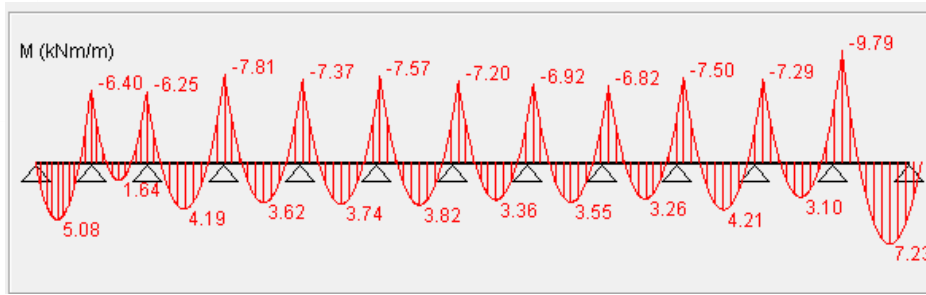
Φορτίο Σχεδιασμού πλάκας στην ΟΚΑ: $q_{\text{Ed}}=1,35*g+1,50*q=16,96\text{kN/m}^2$

Εντατικά Μεγέθη Σύμμικτης Πλάκας

Μέγιστη Ροπή Στήριξης: $M_{\text{στήριξης}}=7,23\text{KNm}$

Μέγιστη Ροπή Ανοιγματος $M_{\text{ανοίγματος}}=7,23\text{KNm}$

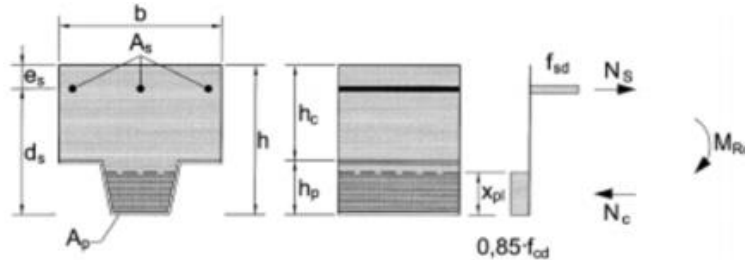
Μέγιστη Τέμνουσα $Q=19,74\text{KN}$



Σχήμα 2.3 Διάγραμμα καμπτικών ροπών σύμμικτης πλάκας – Τομή Α-Α, 1^{ος} όροφος

Έλεγχος αντοχής έναντι αρνητικών ροπών κάμψης – Έλεγχος στήριξης

Η διατομή μπορεί να προσομοιωθεί ως μια διατομή ωπλισμένου σκυροδέματος αποτελούμενη από τον σιδηροπλισμό της πλάκας και το σκυρόδεμα, όπου προσεγγιστικά η συμμετοχή του χαλυβδόφυλλου αγνοείται. Μέσω του ελέγχου σε ροπή κάμψης της στήριξης εξετάζουμε την επάρκεια των οπλισμών της στήριξης. (Φ8/20)



Σχήμα 2.4 Κατανομή Τάσεων στην διατομή σύμμικτης πλάκας για αρνητικές ροπές

Εφελκυστική Δύναμη: $N_s = A_s * f_{sd} = 109,27 \text{ KN}$

Ουδέτερος Άξονας: $x_{pl} = \frac{N_s}{b_p * 0,85 * f_{cd}} = 1,93 \text{ cm}$

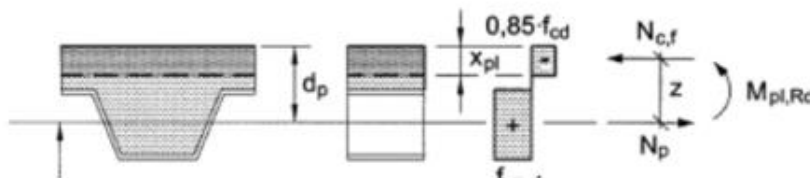
Πλαστική Ροπή: $M_{pl}^- = N_s * \left(h - e_s - \frac{x_{pl}}{2} \right) = 12,06 \text{ KN} * \text{m/m}$

Έλεγχος επάρκειας οπλισμών στήριξης $M_{σπ\eta\rho\iota\epsilon\iota\varsigma} = 9,79 \text{ KNm} < M_{pl}^- = 12,06 \text{ KN} * \text{m}$

Άρα, οι οπλισμοί στην στήριξη **Φ8/20 επαρκούν**.

Έλεγχος αντοχής έναντι θετικών ροπών κάμψης – Έλεγχος ανοίγματος

Η παραλαβή των θετικών ροπών κάμψης γίνεται μέσω της θλίψης του σκυροδέματος και εφελκυσμού του χαλυβδόφυλλου. Η σχετική πλαστική ροπή αντοχής βρίσκεται εξετάζοντας ένα φάνωμα χαλυβδόφυλλου πλάτους b στην οριακή κατάσταση. Μ' αυτόν τον έλεγχο ελέγχουμε την επάρκεια του χαλυβδόφυλλου. Έστω ουδέτερος άξονας πάνω από το χαλυβδόφυλλο. Τότε:



Σχήμα 2.5 Κατανομή Τάσεων Σύμμικτης Πλάκας για Θετικές Ροπές

Εφελκυστική Δύναμη: $N_p = A_p * f_{yp,d} = 464,87 \text{ KN/m}$

Θέση ουδέτερου Άξονα: $x_{pl} = \frac{A_p * f_{yp,d}}{b * 0,85 * f_{cd}} = 4,10 \text{ cm}$

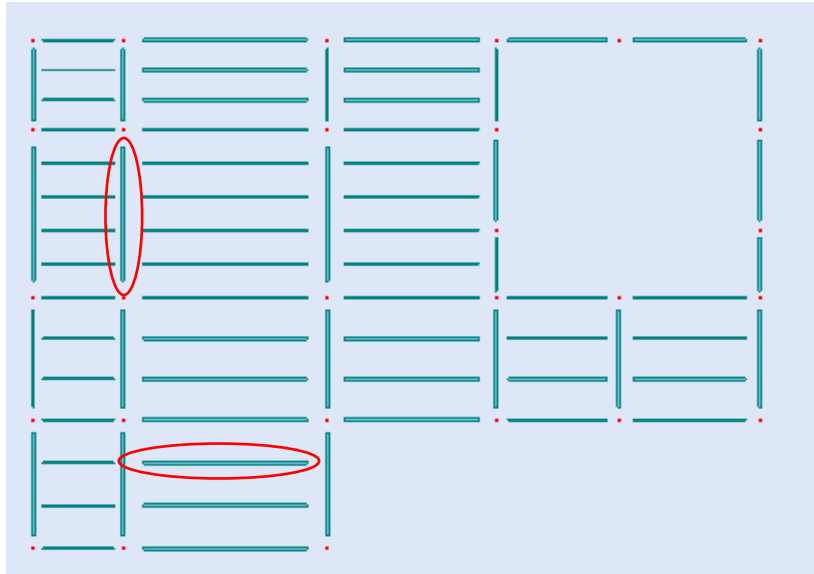
Πλαστική Ροπή Αντοχής: $M_{pl}^+ = N_p * \left(d_p - \frac{x_{pl}}{2} \right) = 40,89 \text{ KNm/m}$

Έλεγχος επάρκειας χαλυβδόφυλλου $M_{\text{ανοίγματος}} = 7,23 \text{ KNm} < M_{pl}^+ = 40,89 \text{ KNm/m}$

Άρα, το πάχος του χαλυβδόφυλλου επαρκεί.

2.2 Διαστασιολόγηση Σύμμικτων Δοκών

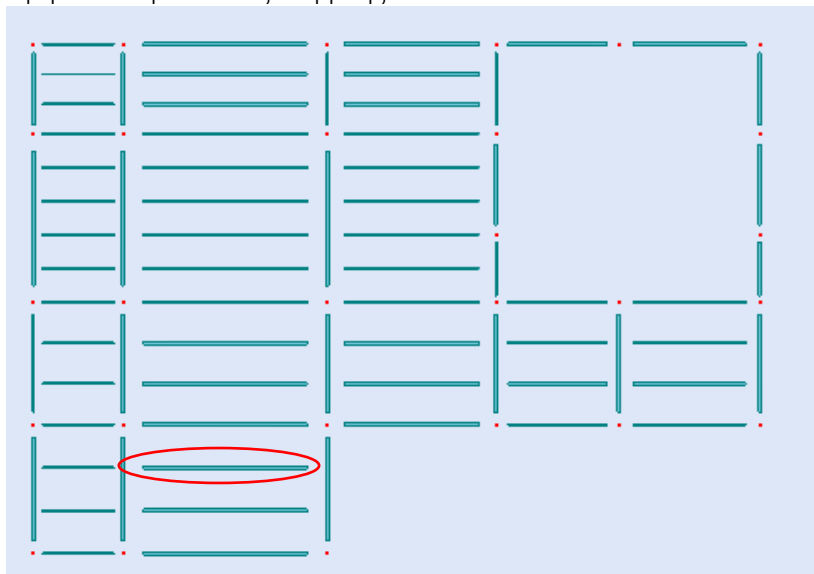
Οι δοκοί του κτιρίου, τόσο οι κύριες όσο και οι δευτερεύουσες, έχουν επιλεγεί να είναι σύμμικτες και αμφιέριστες. Μετά από ελέγχους βρέθηκε ότι στη φάση κατασκευής, κατά την οποία οι δοκοί δουλεύουν ως σιδηροδοκοί, κινδυνεύουν έναντι πλευρικού λυγισμού. Για τον λόγο αυτό και για λόγους οικονομίας αποφασίστηκε να γίνει προσωρινή πλευρική εξασφάλιση στα μισά του μήκους των μελών. Οπότε στην φάση κατασκευής οι δοκοί αντιμετωπίζονται ως **συνεχείς δυο ανοιγμάτων** και στην φάση λειτουργίας ως **αμφιέριστες**. Ενδεικτικά παρατίθεται αναλυτικά ο έλεγχος μιας κύριας και μιας δευτερεύουσας δοκού της οροφής του ισογείου, προκειμένου να γίνει κατανοητός ο τρόπος διαστασιολόγησης τους. Στη συνέχεια παρατίθενται σχέδια, στα οποία φαίνονται οι δοκοί όλων των ορόφων της κατασκευής.



Σχήμα 2.6 Σημειούμενες δοκοί που θα ελεγχθούν

2.2.1 Έλεγχος δευτερεύουσας δοκού στην φάση κατασκευής

Επιλέγεται να ελεγχθεί η δοκός Δ28, η οποία φαίνεται στο σχήμα. Η δοκός έχει μήκος 13,65m. Προκύπτει διατομή ΙΡΕ500 με πλάτος επιρροής $b=2.85\text{m}$.



Σχήμα 2.7 Δευτερεύουσα δοκός προς έλεγχο

2.2.1.1 Κατάταξη διατομής σιδηροδοκού

Η κατάταξη μιας διατομής εξαρτάται από τη σχέση πλάτους προς πάχος των τμημάτων της που υπόκεινται σε θλίψη. Ανάλογα με την ένταση του στοιχείου, γίνεται κατάταξη των επιμέρους τμημάτων για να αποφασιστεί ένα θα γίνει ελαστική ή πλαστική ανάλυση του μέλους. Συγκεκριμένα, οι δοκοί μας υπόκεινται σε εγκάρσια φορτία. Γι' αυτό ελέγχονται σε κάμψη και διάτμηση. Ειδικότερα κατά την κατάταξη της διατομής, ελέγχουμε τον κορμό σε κάμψη και το πέλμα σε θλίψη. Από τον έλεγχο προκύπτει διατομή κατηγορίας 1. Οπότε θα γίνουν πλαστικοί έλεγχοι παρακάτω.

2.2.1.2 Ένταση σιδηροδοκού στην φάση κατασκευής

Όσον αφορά τα φορτία της δοκού, παραλαμβάνει το ίδιο βάρος της, το ίδιο βάρος του χαλυβδόφυλλου, τα φορτία του νωπού σκυροδέματος της πλάκας και τα φορτία διάστρωσης του σκυροδέματος. (τα τελευταία αμελούνται)

✚ Μόνιμα

a) Ίδιον βάρος δοκού $g_s = A_s * \gamma_s$

b) Ίδιον βάρος σκυροδέματος $g_c = 2.74 \text{ kN/m}^2$ (προηγούμενο κεφάλαιο)

c) Ίδιον βάρος χαλυβδόφυλλου $g_p = 0,125 \text{ kN/m}^2$ (προηγούμενο κεφάλαιο)

✚ Κινητά $q = 2 \text{ kN/m}^2$

Φορτίο σχεδιασμού στην ΟΚΑ: $q_{Ed} = 1.35 * g + 1.50 * q$

Επιλύεται ως συνεχής δοκός δυο (2) ανοιγμάτων με μέγιστα εντατικά μεγέθη:

$$V_{Ed} = \frac{5 * q_{Ed} * l}{8}$$

$$M_{Ed} = 0.07 * q_{Ed} * l^2$$

| | | | |
|------------|---|----------|-------------------|
| g_p | = | 0,125 | KN/m ² |
| g_c | = | 2,74 | KN/m ² |
| g_s | = | 0,91 | KN/m |
| $b_{επιρ}$ | = | 2,85 | m |
| q_{Ed} | = | 0,122 | KN/cm |
| V_{Ed} | = | 104,48 | KN |
| M_{Ed} | = | 15973,37 | KNcm |

2.2.1.3 Έλεγχος διατομής δοκού στην φάση κατασκευής - Αντοχή

Οι έλεγχοι αφορούν την αντοχή των μελών σε κάμψη και διάτμηση

✚ Έλεγχος σε Διάτμηση

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

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad \text{όπου:} \quad V_{pl,Rd} = \frac{A_v * \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{pl,Rd} = 1227,09 \quad \text{KN}$$

Έλεγχος : ok

Βαθμός Εκμετάλλευσης : 0,09

Εφόσον η δοκός είναι αμφιέρειστη και δεν συνυπάρχουν τα μέγιστα δεν χρειάζεται έλεγχος απομείωσης ροπής λόγω τέμνουσας.

✚ Έλεγχος σε κάμψη

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

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

$$M_{pl,Rd} = 77887,00 \quad \text{KNcm}$$

Έλεγχος : ok

Βαθμός Εκμετάλλευσης : 0,21

2.2.1.4 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:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{όπου: } M_{b,Rd} = \chi_{LT} * W_y * \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

M_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής

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

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

$$\begin{aligned} L_T &= 682,5 && \text{cm} \\ z_a &= 25 && \text{cm} \\ z_s &= 0 && \text{cm} \\ z_g &= 25 && \text{cm} \\ z_j &= 0 && \text{cm} \\ k &= 1 && \text{Στρεπτική στήριξη} \\ k_w &= 1 && \text{Στρέβλωση} \\ C_1 &= 1 && \text{Συντελεστής } [M], k \\ C_2 &= 0 \\ C_3 &= 1 \\ M_{cr} &= 34885,97 && \text{KNcm} \\ \lambda_{LT} &= 1,49 \\ h/b &= 2,50 \\ \text{καμπύλη λυγ} &: b \\ a_{LT} &= 0,34 \\ \Phi_{LT} &= 1,84 \\ \chi_{LT} &= 0,344 \\ M_{b,Rd} &= 26822,66 && \text{KNcm} \end{aligned}$$

Έλεγχος : ok

Βαθμός Εκμετάλλευσης : 0,60

Ο έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό στη φάση κατασκευής ικανοποιείται.

2.2.1.5 Έλεγχος βελών δοκού στην φάση κατασκευής

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

$$w_{max} = \frac{q_{Ed} * l^2}{192,8 * E_s * I_y}$$

$$w_{max,επιτρεπόμενο} = \frac{l}{250}$$

$$q_{Ed} = 1.00 * g + 1.00 * q$$

$$q_{Ed} = 0,091 \quad \text{KN/cm}$$

$$w_{max} = 1,61 \quad \text{cm}$$

$$w_{επιτρ} = 5,46 \quad \text{cm}$$

Έλεγχος : ok

Βαθμός Εκμετάλλευσης : 0,30

Εφόσον ικανοποιούνται οι έλεγχοι στην φάση κατασκευής προχωράμε στον έλεγχο της φάσης λειτουργίας της δοκού.

2.2.2 Έλεγχος δευτερεύουσας δοκού στην φάση λειτουργίας

Στην φάση λειτουργίας η δοκός είναι πλέον σύμμικτη και αμφιέριστη. Οπότε, ελέγχεται μόνο για θετικές ροπές σύμφωνα με την παρακάτω μεθοδολογία.

2.2.2.1 Δεδομένα

Για τον έλεγχο της σύμμικτης δοκού χρειαζόμαστε τα παρακάτω μεγέθη:

$$\oplus \text{ Συνεργαζόμενο πλάτος } b = \frac{l_1 + l_2}{4}$$

$$\oplus \text{ Πάχος πλάκας χωρίς το χαλυβδόφυλλο } h_c = h_{tot} - h_p$$

$$b = 142,5 \text{ cm}$$

$$h_p = 73 \text{ mm}$$

$$h_{tot} = 150 \text{ mm}$$

$$h_c = 77 \text{ mm}$$

2.2.2.2 Κατάταξη διατομής

Όπως και οι χαλύβδινες διατομές έτσι και οι σύμμικτες δοκοί κατατάσσονται για λόγους μεθόδου ανάλυσης σε κατηγορίες, 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.

1. Πέλμα - Διατμητικά συνδεδεμένο με πλάκα

Είδος πλάκας : Σύμμικτη

$$e_{Tmax} = 117,2 \text{ mm}$$

$$e_{Lmax} = 800,00 \text{ mm}$$

Θλιβόμενο Πέλμα : 1

2. Κορμός ~ O.A.

$$c = 426$$

$$c/t_w = 41,76$$

Κορμός : 1

Διατομή : 1

Ανάλυση : πλαστική

2.2.2.3 Έλεγχος ελαστικής / πλαστικής ανάλυσης

Σύμφωνα με την πλαστική θεώρηση, ένα εντατικό μέγεθος κατανέμεται στα επιμέρους στοιχεία της διατομής ανάλογα με την αντοχή τους. Συνεπώς για τον προσδιορισμό των πλαστικών ροπών της διατομής θεωρούμε ότι οι τάσεις των υλικών είναι ίσες με τις οριακές τιμές τους. Δηλαδή:

| | |
|------------------------|--|
| Σκυρόδεμα σε θλίψη | $0,85 * f_{cd} = 0,85 * f_{cd} / \gamma_c$ |
| Σκυρόδεμα σε εφελκυσμό | $f_{td} = 0$ |
| Δομικός χάλυβας | $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M = f_{yk} / 1,0$ |
| Χάλυβας σκυροδέματος | $f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s = f_{sk} / 1,15$ |

Η συμβολή του σπλισμού της πλάκας λαμβάνεται υπόψη με την προσαύξηση του πλάτους της πλάκας κατά τον μεγεθυντικό συντελεστή:

$$1 + \rho_s * \left(\frac{f_{sd}}{0,85 * f_{cd}} - 1 \right) \text{ όπου } \rho_s = \frac{A_s}{A_c}$$

Προσαύξηση bπλάκας για να ληφθεί υπόψη σπλισμός πλάκας

$$\text{συντ. προσαύξησης} = 1,43$$

$$b_{\text{πλακας}} = 203,40 \text{ cm}$$

Έτσι, ενώ το πλάτος της πλάκας είναι $b=142.5\text{cm}$, με την προσαύξηση προκύπτει $b=203,40\text{cm}$. Η εφαρμογή πλαστική ανάλυσης προϋποθέτει την ύπαρξη ελάχιστου ποσοστού οπλισμού στην πλάκα σκυροδέματος, ως εξής:

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_c} \geq \rho_{s,min} = \delta * \frac{f_y}{235} * \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} * \sqrt{k_c}$$

Ελέγχεται, λοιπόν, εάν ικανοποιείται η προϋπόθεση εφαρμογής πλαστικής ανάλυσης.

Προϋπόθεση εφαρμογής πλαστικής ανάλυσης

| | | | |
|----------------|---|---------|---------------|
| A_s | = | 12,55 | cm^2 |
| A_c | = | 1097,25 | cm^2 |
| ρ_s | = | 0,0114 | |
| z_0 | = | 161,89 | cm |
| z | = | 158,04 | cm |
| k_c | = | 1 | |
| δ | = | 1,1 | |
| f_{ctm} | = | 2 | |
| $\rho_{s,min}$ | = | 0,0066 | |

Προϋπόθεση πλαστικής = ικανοποιείται

2.2.2.4 Φορτία δοκού στην φάση λειτουργίας

Στην φάση λειτουργίας της η δοκός παραλαμβάνει όλα τα φορτία που παραλάμβανε στην φάση κατασκευής, αλλά προστίθενται ακόμα τα πρόσθετα μόνιμα, τα οποία θεωρήσαμε ίσα με $3,5\text{kN/m}^2$. Επιλύουμε την δοκό ως αμφιέριστη με ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο, αλλά ταυτόχρονα προσθέτουμε και τα αποτελέσματα της προσωρινής στήριξης του μέσου στην φάση κατασκευής. Έτσι έχουμε:

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} * l^8}{8} + \frac{V_{Ed,κατασκευής} * l}{4}$$

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} * l}{2} + \frac{V_{Ed,κατασκευής}}{2}$$

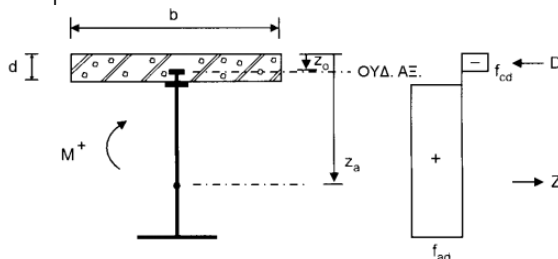
V_{Ed} = Αντίδραση δοκού στην θέση της προσωρινής στήριξης στην φάση κατασκευής

| | | | |
|----------|---|-----------|----------------|
| $g_{πρ}$ | = | 0,100 | KN/cm |
| q_{Ed} | = | 0,343 | KN/cm |
| V_{Ed} | = | 286,09 | KN |
| M_{Ed} | = | 115455,25 | KNcm |

2.2.2.5 Έλεγχος αντοχής δοκού σε κάμψη και διάτμηση – Αντοχή

Έλεγχος σε Κάμψη

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



Σχήμα 2.8 Κατανομή Τάσεων σε διατομή με συμπαγή πλάκα για θετικές ροπές . Ουδέτερος άξονας στην πλάκα

Υπολογίζουμε:

$$\text{Θλιπτική Δύναμη } D = b * z_0 * 0.85 * f_{cd}$$

Εφελκυστική Δύναμη $Z = A_a * f_{yd}$

Θέση ουδέτερου άξονα από την συνθήκη $D=Z \rightarrow z_0 = \frac{A_a * f_{yd}}{b * 0.85 * f_{cd}}$

Πλαστική Ροπή $M_{pl,Rd}^+ = Z * \left(z_a - \frac{z_0}{2}\right) = A_a * f_{yd} * \left(z_a - \frac{z_0}{2}\right)$

Έστω Ο.Α. εντός πλάκας σκυροδέματος

$$z_a = 32,7 \quad \text{cm}$$

$$b_{f0} = 20 \quad \text{cm}$$

$$Z = 4100,25 \quad \text{KN}$$

$$z_0 = 2,54 \quad \text{cm}$$

Έλεγχος : ok

$$M_{pl,Rd} = 128873,21 \quad \text{KNcm}$$

Έλεγχος επάρκειας σύμμικτης δοκού

Έλεγχος = ok

Βαθμός Εκμετάλλευσης = 0,9

Η υπόθεση που κάναμε ήταν σωστή και προχωράμε στον έλεγχο σε διάτμηση.

Έλεγχος σε Διάτμηση

Ακολουθείται η διαδικασία ελέγχου δοκού με συμπαγή κορμό. Οι τέμνουσες παραλαμβάνονται μόνο από τον κορμό της σιδηροδοκού. Οπότε η αντοχή σε τέμνουσα είναι ίση με:

$$V_{pl,a,Rd} = A_v * \frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_M}$$

Υπολογισμός Πλαστικής Τέμνουσας Αντοχής $V_{pl,Rd}^+$

$$h_w / t_w = 45,9$$

έλεγχος προυπ. = OK

$$V_{pl,Rd} = 1227,09 \quad \text{KN}$$

Έλεγχος : ok

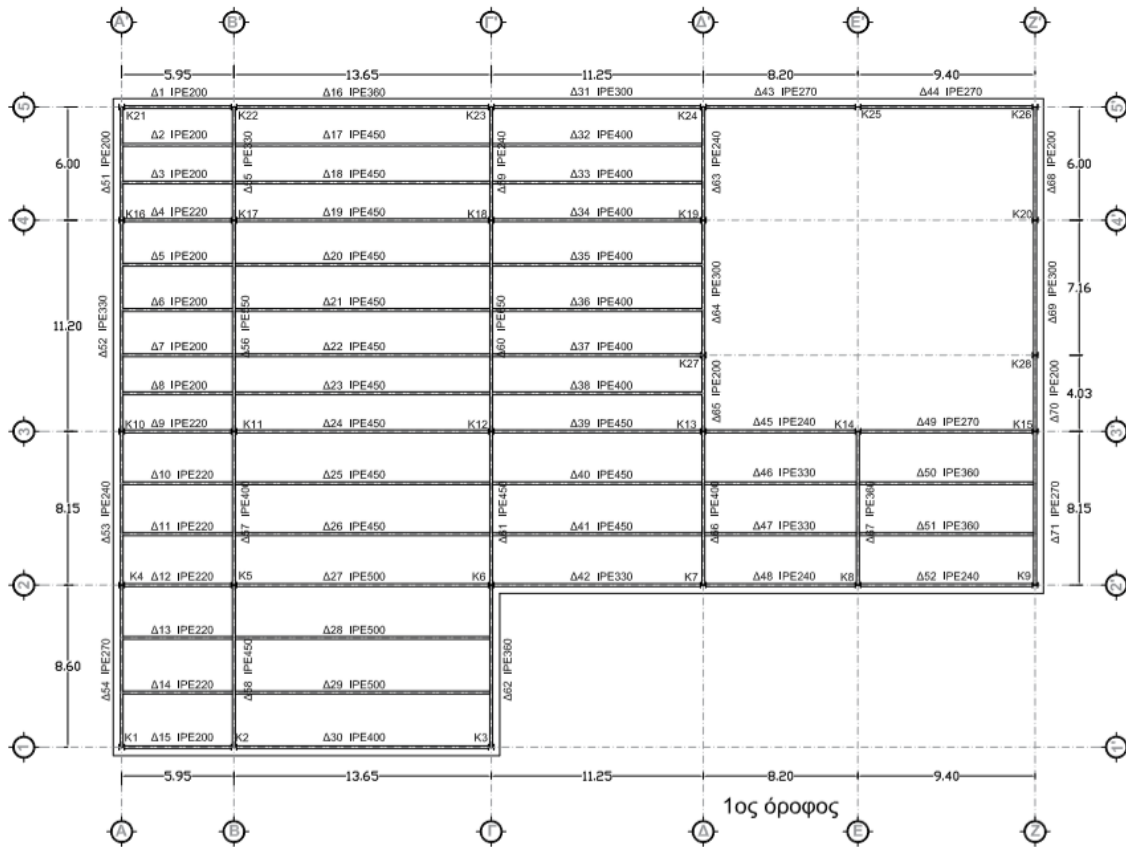
Βαθμός Εκμετάλλευσης : 0,23

2.2.2.6 Έλεγχος δοκού σε πλευρική ευστάθεια στην φάση λειτουργίας

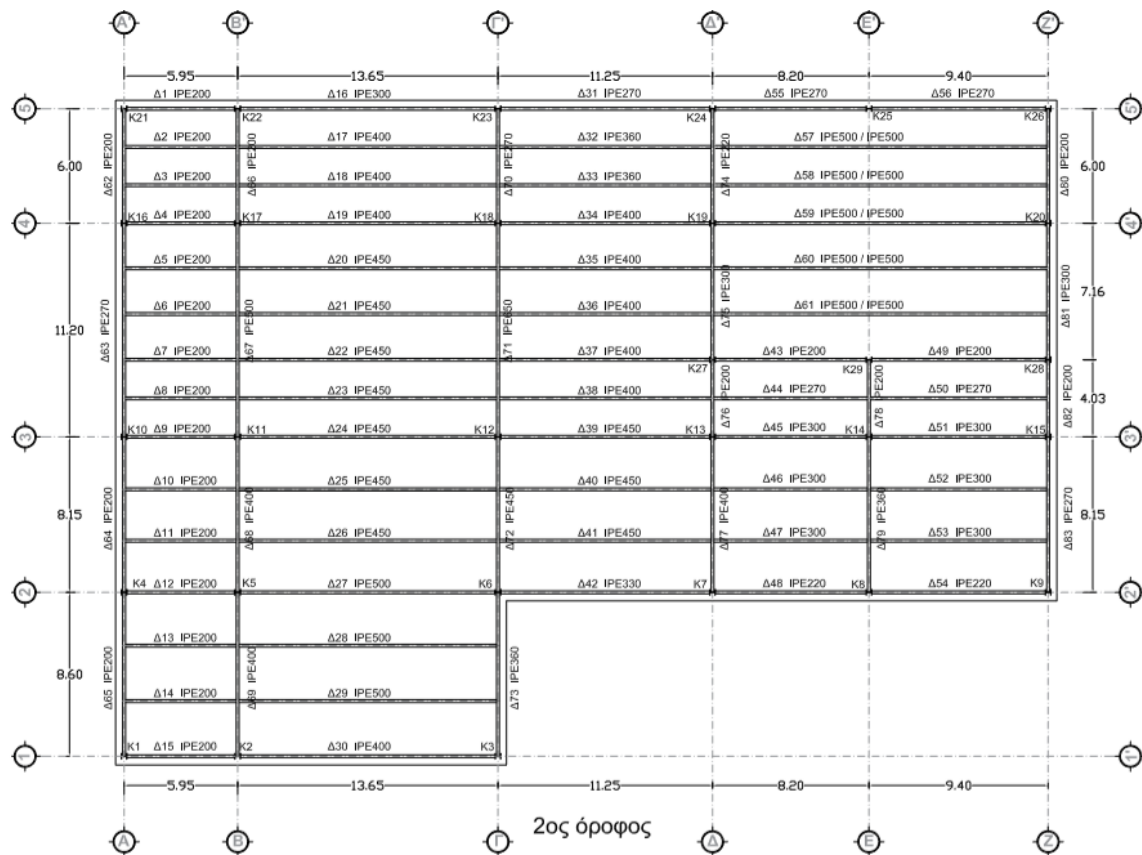
Εφόσον η δοκός είναι παντού αμφιέριστη με θλιβόμενο το άνω πέλμα, το οποίο εξασφαλίζεται πλευρικά με την βοήθεια της πλάκας, δεν υπάρχει κίνδυνος πλευρικής εκτροπής. Άρα, περιττεύει ο έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό της δοκού.

2.2.3 Δοκοί κτιρίου

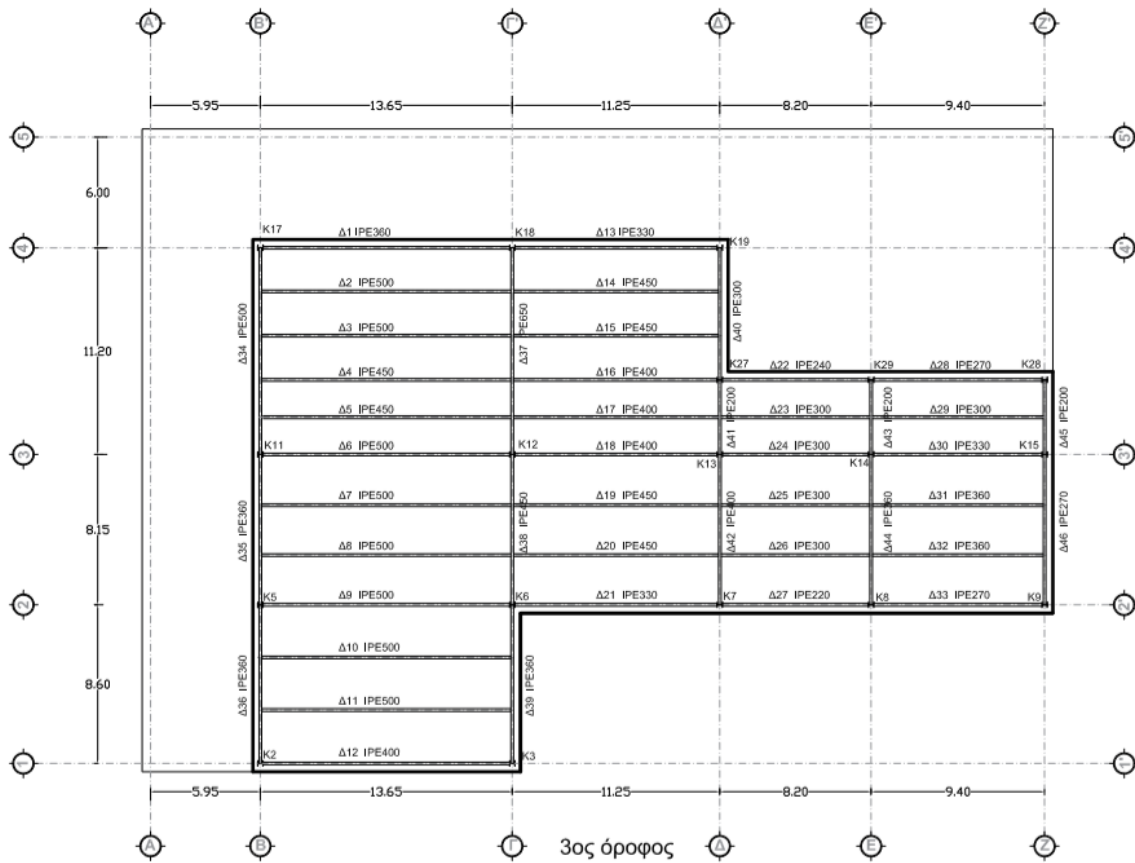
Οι παραπάνω διαδικασίες εφαρμόζονται για όλες τις δοκούς του κτιρίου και τελικά προκύπτουν οι διατομές που φαίνονται στις παρακάτω κατόψεις.



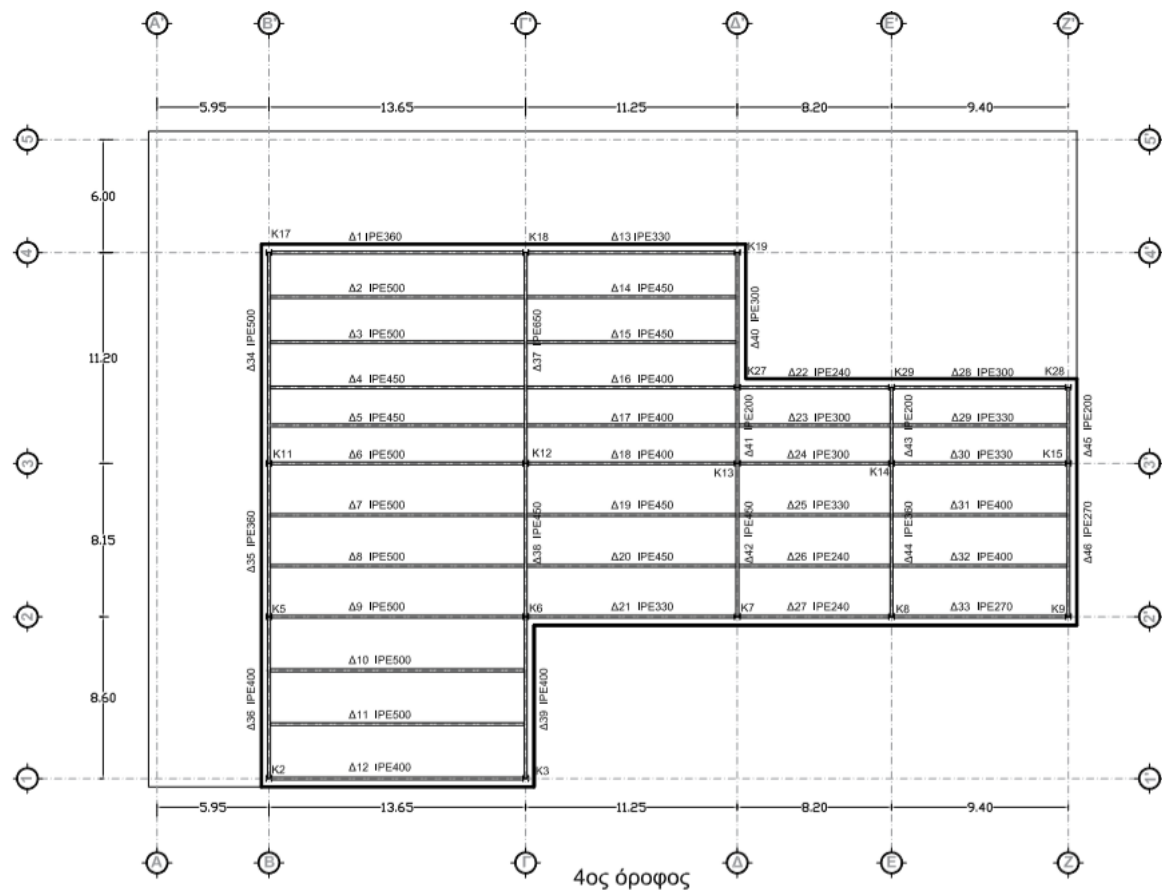
Σχήμα 2.9 Δοκοί οροφής 1^{ου} ορόφου



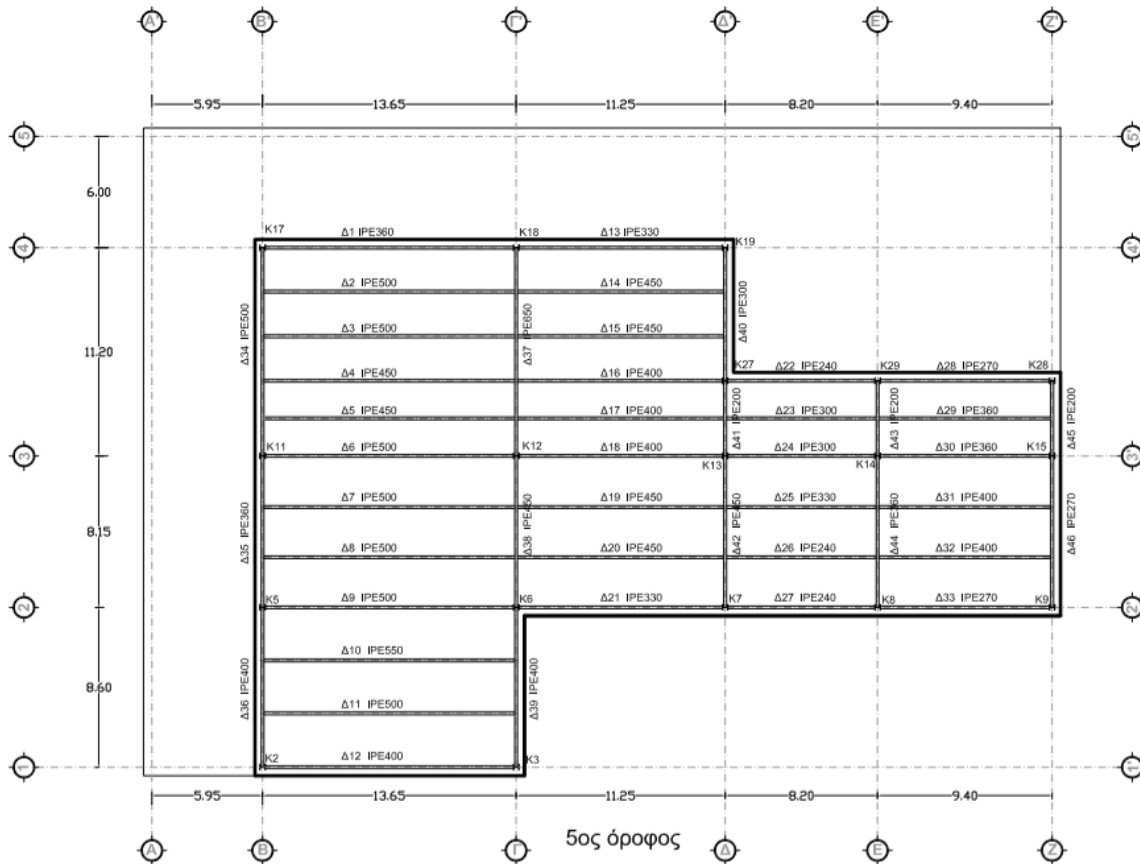
Σχήμα 2.10 Δοκοί οροφής 2^{ου} ορόφου



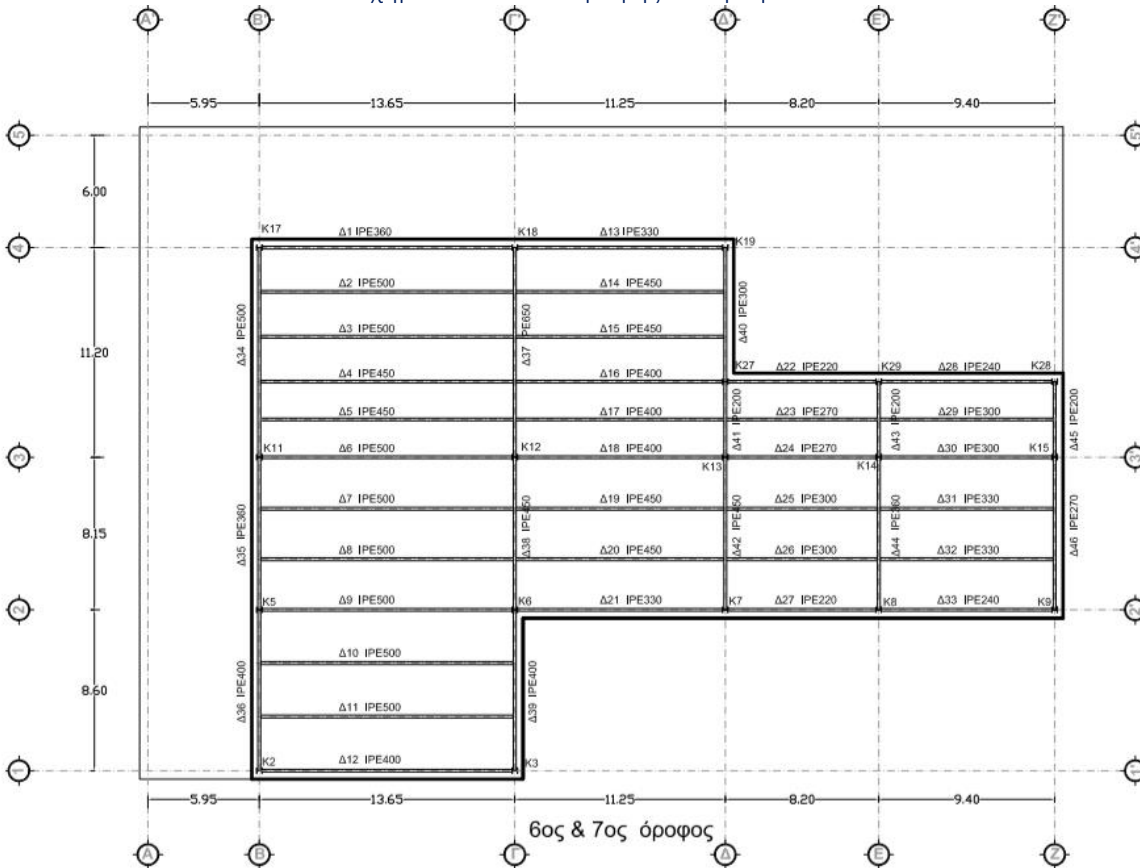
Σχήμα 2.11 Δοκοί οροφής 3^{ου} ορόφου



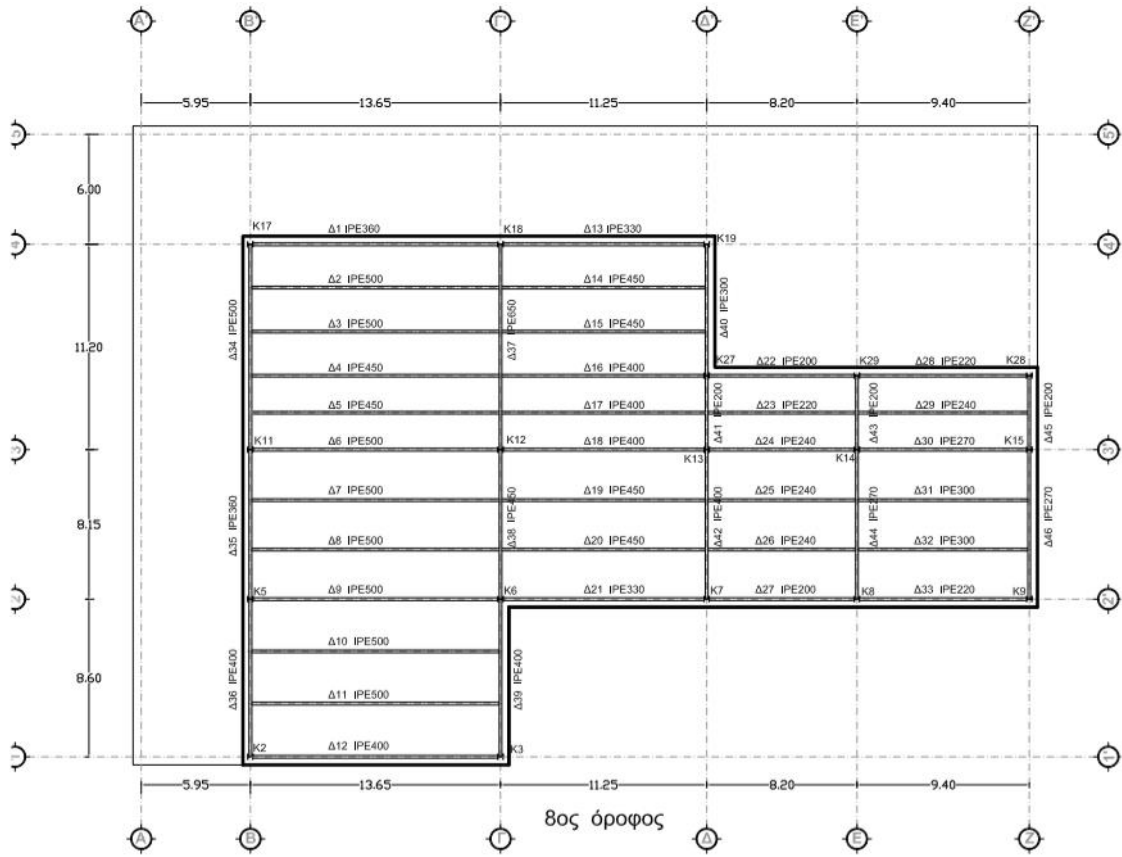
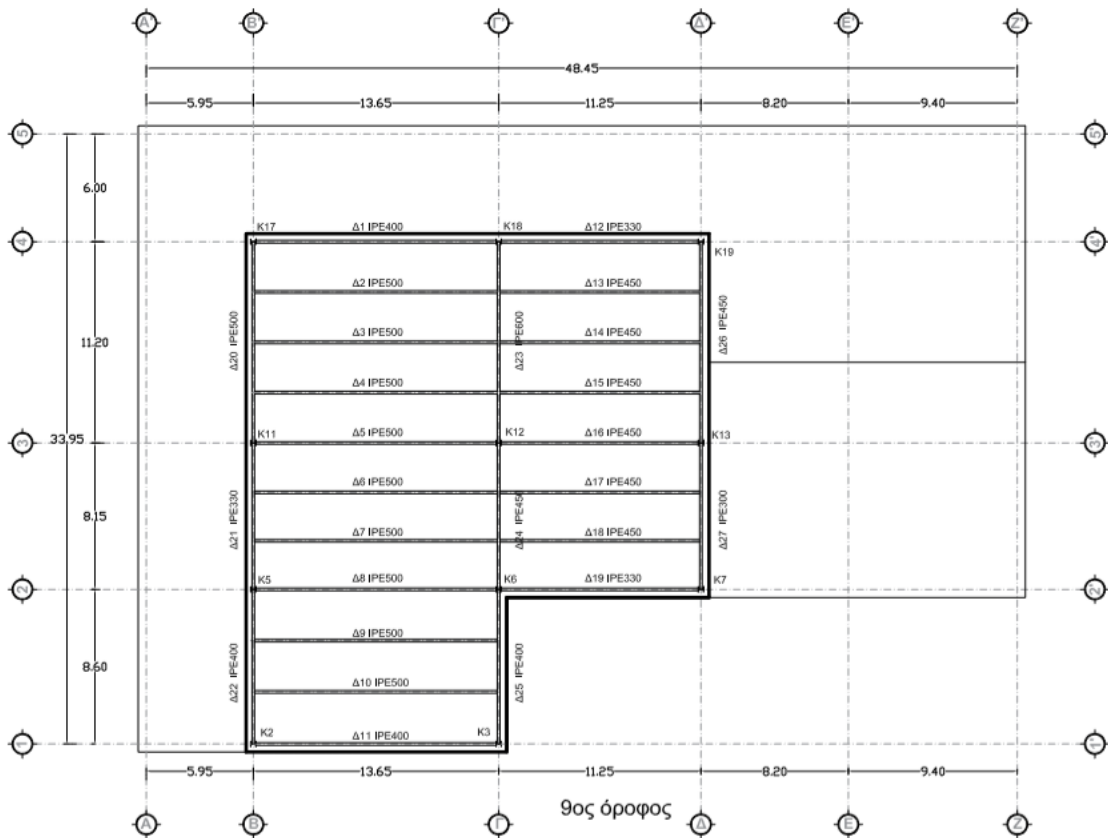
Σχήμα 2.12 Δοκοί οροφής 4^{ου} ορόφου

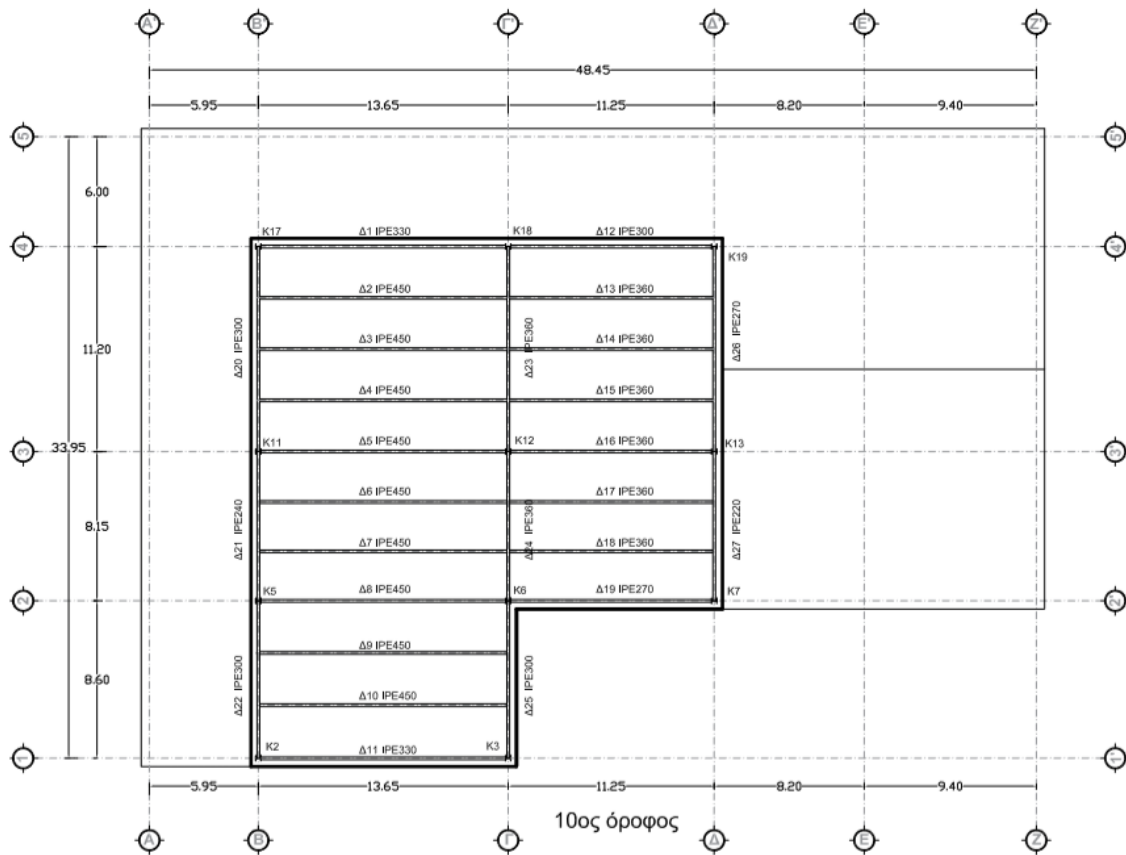


Σχήμα 2.13 Δοκοί οροφής 5^{ου} ορόφου



Σχήμα 2.14 Δοκοί οροφής 6^{ου} & 7^{ου} ορόφου

Σχήμα 2.15 Δοκοί οροφής 8^{ου} ορόφουΣχήμα 2.16 Δοκοί οροφής 9^{ου} ορόφου



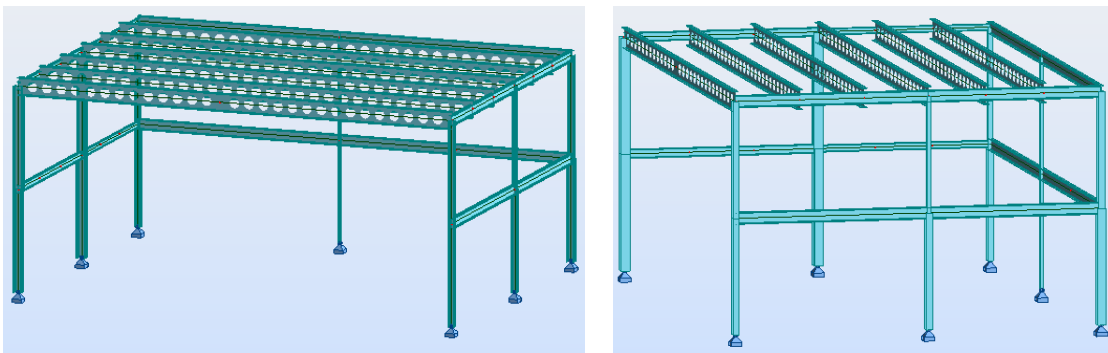
Σχήμα 2.17 Δοκοί οροφής 10^{ου} ορόφου

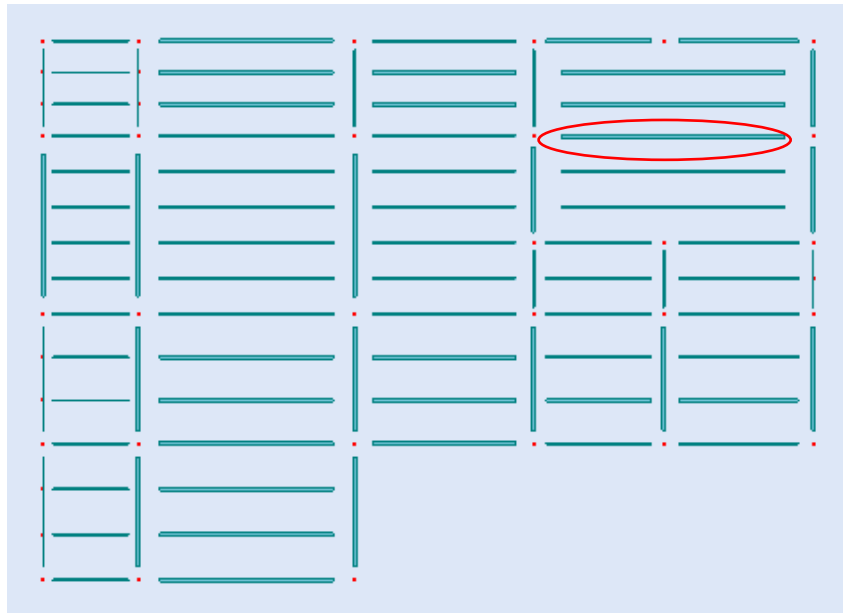
3 Διαστασιολόγηση κυψελωτών δοκών

Η πολυτελής ξενοδοχειακή μονάδα περιλαμβάνει αμφιθέατρο πλάτους 17,70m X13,00m. Επελέγη να χρησιμοποιηθούν κυψελωτές αμφιέριστες δοκοί να καλύψουν το άνοιγμα των L=17,70m. Επιλύεται, λοιπόν, δοκός σύμφωνα με το Προσχέδιο EN1993-1-13. Δίνονται αναλυτικά όλοι οι έλεγχοι που έγιναν σε υπολογιστικό φύλλο.

3.1 Στατικό σύστημα & εντατική κατάσταση δοκών

Η δοκός που μελετάται είναι αμφιέριστη και πλευρικά εξασφαλισμένη στη συναρμογή κορμού και με το άνω και κάτω πέλμα σε όλο της το μήκος, με μήκος ανοίγματος L = 17,70m και πλάτος επιρροής φορτίων 3,00m (επιλύεται η δυσμενέστερη).





Σχήμα 3.1 Μελετούμενη Κυψελωτή Δοκός

Η δοκός θεωρείται ότι λειτουργεί χωρίς την συνεισφορά του σκυροδέματος, ως χαλύβδινη με άνω και κάτω διατομή IPE500. Ο χάλυβας της δοκού είναι ποιότητας S355 με ελαστικό-πλαστικό, γραμμικώς κρατυνόμενο νόμο υλικού και τα χαρακτηριστικά του παρατίθενται στον Πίνακα. Έχουμε, λοιπόν:

| | | | |
|---|---|-------------|-------------------|
| g_{DEAD} | = | 1,06 | KN/m |
| g_{ADL} | = | 2,87 | KN/m ² |
| q | = | 2,00 | KN/m ² |
| $b_{επιρροής}$ | = | 3,00 | m |
| $\gamma_G \cdot g_{tot} + \gamma_q \cdot q$ | = | 22,03 | KN/m |
| Στατικό σύστημα | = | Αμφιέρειστο | |
| Μήκος ανοίγματος L | = | 17,7 | m |
| Μέγιστη ροπή M_{Ed} | = | 862,63 | KNm |
| Μέγιστη τέμνουσα Q_{Ed} | = | 194,94 | KN |
| Αξονική δύναμη N_{Ed} | = | 1324,63 | KN |

3.2 Γεωμετρικοί Περιορισμοί Δοκών με μη ενισχυμένα διάκενα Κορμού

Η δοκός έχει πολλαπλά κυκλικά διάκενα κορμού σε όλο το μήκος και η διατομή της αποτελείται από δύο διατομές IPE500 συνολικού ύψους $h=685\text{mm}$, καθαρού ύψους κορμού $h_w=653\text{mm}$, πάχος κορμού $t_w=10,2\text{mm}$, πάχος πελμάτων $t_f=16\text{mm}$, πλάτος πελμάτων $b=200\text{mm}$. Ο σχεδιασμός της διατομής της δοκού πραγματοποιήθηκε με χρήση υπολογιστικού φύλλου, σύμφωνα με το προσχέδιο του EC3 και ελέγχθηκε στο εμπορικό πρόγραμμα ACB+ (ArcelorMittal Castellated Beams with circular openings). Επιλέγονται τα παρακάτω χαρακτηριστικά της δοκού και ελέγχονται οι γεωμετρικοί περιορισμοί του Κανονισμού:

- ❖ Διάκενα διαμέτρου $h_0=390\text{mm}$
- ❖ Απόσταση γειτονικών διακένων: $s_0=200\text{mm}$
- ❖ Απόσταση ακραίου διακένου $s_e=400\text{mm}$

| | | | |
|----------------------------|---|--------|---------|
| Είδος διατομής | : | IPE | |
| Διατομή | : | IPE500 | πρότυπη |
| Συνολικό ύψος διατομής h | = | 685 | mm |
| Ύψος κορμού διατομής h_w | = | 653 | mm |
| Πλάτος διατομής b | = | 200 | mm |
| Πάχος κορμού t_w | = | 10,2 | mm |

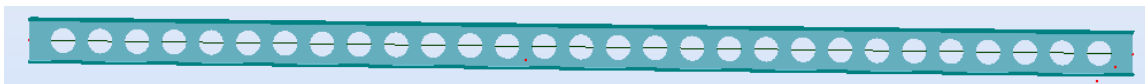
| | | | |
|--------------------------------------|---|-------|-----------------|
| Πάχος πέλματος t_f | = | 16 | mm |
| Ακτίνα συναρμογής r | = | 21 | mm |
| Εμβαδόν διατομής A | = | 134,4 | cm ² |
| Διάμετρος οπής h_o | = | 390 | mm |
| Απόσταση γειτονικών διάκενων s_o | = | 200 | mm |
| Απόσταση end web - posts s_e | = | 400 | mm |
| Απόσταση κέντρων γειτονικών οπών s | = | 590 | mm |
| Ροπή αδράνειας I_y | = | 99210 | cm ² |
| Ροπή αδράνειας I_z | = | 2142 | cm ² |

Οι γεωμετρικοί κανονισμοί που παρουσιάζονται παρακάτω μπορούν να χρησιμοποιούνται ως γενικός οδηγός για το σχεδιασμό δοκών με διάκενα κορμού αλλά δεν πρέπει να αποκλείουν τους ελέγχους σχεδιασμού. Ειδικά για τα κυκλικά διάκενα ισχύουν οι παρακάτω κανόνες:

- ✓ $h_o \leq 0,75 \cdot h$ Γενικός κανόνας
- ✓ d_t και $d_b \geq r + 10 \text{ mm}$ αλλά $\geq 30 \text{ mm}$ όπου r : ακτίνα συναρμογής ή το $1,4 \cdot$ πάχος συγκόλλησης
Απαίτηση κατασκευής
- ✓ $s_o \geq 0,1 \cdot h_o$ Για χαλύβδινες δοκούς, αλλά το όριο είναι ευρύτερο για δοκούς που σχεδιάζονται ως σύμμικτες.

Έλεγχος γεωμετρικών περιορισμών (κυκλικά διάκενα)

- i) $h_o \leq 0,8h$: ok
- ii) $s_o \geq 0,1h_o$: ok
- iii) $d_t, d_b \geq \max((r+10\text{mm}); 30\text{mm})$: ok



Σχήμα 3.2 Δοκός Castellated, $l=17.70\text{m}$

3.3 Γεωμετρικά Δεδομένα για τον έλεγχο της δοκού με κυκλικά διάκενα

Ύψος ισοδύναμου ορθογωνίου διάκενου $d_{\text{eff}} = 0,9 \cdot h_o$

Μήκος ισοδύναμου ορθογωνίου διάκενου $l_{\text{eff}} = 0,45 \cdot h_o$

Εμβαδόν διατομής T $A_T = (A - h_{e0} \cdot t_w) / 2$

Ύψος διατομής T $h_T = (h - h_{e0}) / 2$

Ύψος κορμού διατομής T $h_{w,T} = d_t = d_b = h_T - t_f$

Ύψος ελαστικού άξονα διατομής T από εξωτερική ίνα $z_{\text{el}} = \frac{b_f \cdot \frac{t_f^2}{2} + \left(t_f + \frac{h_{w,T}}{2}\right) \cdot h_{w,T} \cdot t_w}{A_T}$

Ενεργό ύψος μεταξύ ουδ. αξόνων διατομών T $h_{\text{eff}} = h - 2 \cdot z_{\text{el}}$

Ενεργό μήκος διατομής T σ' ένα διάκενο $l_t = 0,7 \cdot h_o$

| | | | | |
|---|---|--------|-----------------|-----------------------|
| Ύψος ισοδύναμου ορθογωνίου διάκενου d_{eff} | = | 351 | mm | EN1993-1-13 Table 3.1 |
| Μήκος ισοδύναμου ορθογωνίου διάκενου l_{eff} | = | 175,5 | mm | EN1993-1-13 Table 3.1 |
| Εμβαδόν διατομής T A_T | = | 49,30 | cm ² | |
| Ύψος διατομής T h_T | = | 167,0 | mm | |
| Ύψος κορμού διατομής T $h_{w,T}$ | = | 151,0 | mm | |
| Ύψος ελαστικού άξονα διατομής T από εξωτερική ίνα z_{el} | = | 33,78 | mm | |
| Ενεργό ύψος μεταξύ ουδ. αξόνων διατομών T h_{eff} | = | 617,44 | mm | |
| Ενεργό μήκος διατομής T σ' ένα διάκενο l_t | = | 273 | mm | EN1993-1-13 Table 3.2 |

3.4 Κατάταξη Διατομών T

Η κατηγοριοποίηση των πελμάτων ή του πλήρη κορμού μπορεί να γίνει σύμφωνα με τον EN1993-1-1.

i. Πέλαμα - Θλίψη

| | | |
|---------------------|---|-------|
| c | = | 147,8 |
| c/tf | = | 9,24 |
| έλεγχος κατηγορία 1 | : | Όχι 1 |
| έλεγχος κατηγορία 2 | : | 2 |

ii. Άνω διατομή T

| | | | |
|--|---|---------------|----|
| l _t | = | 273 | mm |
| 32ε _t w | = | 265,56 | mm |
| έλεγχος l _t <32ε _t w | = | άλλο κριτήριο | |
| έλεγχος κατηγορία 2 | : | 2 | |

iii. Κάτω διατομή T

| | | | |
|----------------------------|---|---------|-----------------|
| N _{bT,Ed,max} | = | 1324,63 | KN |
| A _{w,bT} | = | 1540,2 | mm ² |
| έλεγχος κατηγορία 2 | : | 2 | |
| Συνολικά διατομή κατηγορία | : | 2 | |

3.5 Έλεγχος δοκού με κυκλικά διάκενα κορμού σε ροπή κάμψης

Η αντοχή σε εφελκυστική δύναμη της κάτω διατομής T δίνεται από τη σχέση:

$$N_{b,T,Rd} = \frac{A_{b,T}}{\gamma_{M0}}$$

Ο πλαστικός ουδέτερος άξονας βρίσκεται στην άνω διατομή T και γι' αυτό η πλαστική αντοχή σε κάμψη δίνεται από την σχέση:

| | | |
|---|---|-------------|
| $M_{b,T,Rd} = N_{b,T,Rd} * h_{eff}$ | | |
| Αντοχή σε εφελκυστική δύναμη κάτω T N _{bT,Rd} | = | 1750,11 KN |
| Πλαστική ροπή αντοχής σε κάμψη M _{c,Rd} | = | 1080,59 KNm |
| Έλεγχος σε όρους ροπών M _{Ed} /M _{c,Rd} | = | 0,80 |
| Έλεγχος σε όρους ροπών N _{bT,Ed} /N _{bT,Rd} | = | 0,76 |

3.6 Έλεγχος δοκού με κυκλικά διάκενα κορμού σε διάτμηση

Ο έλεγχος γίνεται στο πλησιέστερο διάκενο στη στήριξη, το οποίο είναι και το δυσμενέστερο με διατμητική δύναμη V_{Ed} = 194.94kN και M_{Ed} ≈ 0. Η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση ισούται με το άθροισμα των αντοχών των άνω και κάτω διατομών T και δίνεται από τη σχέση:

$$V_{Rd} = V_{t,Rd} + V_{b,Rd}$$

Η πλαστική αντοχή των διατομών T δίνεται από τη σχέση:

$$V_{b,Rd} = V_{t,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v * \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}}$$

| | | | |
|---|---|--------|-----------------|
| A _{T,vpl} | = | 4731 | mm ² |
| A _v | = | 1948,6 | mm ² |
| V _{pl,Rd} | = | 399,38 | KN |
| V _{Rd} | = | 798,77 | KN |
| Έλεγχος κορμού σε διάτμηση V _{Ed} /V _{Rd} | = | 0,24 | |

3.7 Έλεγχος δοκού με κυκλικά διάκενα κορμού σε κάμψη των διατομών T

Θεωρείται ότι το 50% της διατμητικής δύναμης V_{Ed} μοιράζεται σε κάθε διατομή T. Εφόσον η διατμητική δύναμη σε κάθε διατομή T ($194,94/2 = 97,47\text{kN}$) είναι λιγότερη από το $0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 199,69\text{kN}$, το πάχος του κορμού δεν απαιτείται να απομειωθεί όταν προσδιορίζεται η πλαστική αντοχή σε κάμψη και η αξονική αντοχή. Για διατομή Κατηγορίας 2, η πλαστική αντοχή σε κάμψη μίας μη ενισχυμένης διατομής T, με την απουσία αξονικής δύναμης και διάτμησης, δίνεται από τη σχέση:

$$M_{pl,Rd} = \frac{A_{w,T} * f_y}{\gamma_{M0}} * (0,5h_{w,T} + t_f - z_{pl}) + \frac{A_f * f_y}{\gamma_{M0}} * (0,5t_f - z_{pl} + \frac{z_{pl}^2}{t_f})$$

Το ύψος του πλαστικού ουδέτερου άξονα της διατομής T_a από την εξωτερική ίνα του πέλματος δίνεται από τη σχέση:

$$z_{pl} = \frac{A_f + A_{w,T}}{2b_f}$$

Η πλαστική αντοχή σε κάμψη της κάτω διατομής T μειώνεται λόγω της παρουσίας αξονικής εφελκυστικής δύναμης, σύμφωνα με τη σχέση:

$$M_{b,T,N,Rd} = M_{pl,N,Rd} = M_{pl,Rd} * \left\{ 1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right\}$$

Η πλαστική αντοχή σε κάμψη της άνω διατομής T δεν απομειώνεται λόγω της παρουσίας αξονικής δύναμης και έτσι: $M_{t,T,N,Rd} = M_{pl,Rd}$

Ο έλεγχος για την επάρκεια της αντοχής σε κάμψη Vierendeel είναι:

$$\frac{V_{Ed} * l_e}{2 * M_{b,T,N,Rd} + 2 * M_{t,T,N,Rd}} \leq 1$$

$$z_{pl} = 11,85 \text{ mm}$$

$$M_{pl,Rd} = 49,15 \text{ KNm}$$

$$M_{bT,N,Rd} = 20,99 \text{ KNm}$$

$$\text{Έλεγχος διατομών T σε κάμψη Vierendeel} = 0,24$$

3.8 Έλεγχος των συμπαγών τμημάτων του κορμού σε ροπή κάμψης

Η αντοχή σε κάμψη των συμπαγών τμημάτων του κορμού (στη μέση του ύψους ανάμεσα σε δύο γειτονικά κυκλικά διάκενα) δίνεται από τη σχέση:

$$M_{wp,Rd} = \frac{s_0^2 * t_w * f_y}{6}$$

Η ροπή κάμψης των συμπαγών τμημάτων του κορμού ισούται με μηδέν, $M_{wp,Ed} = 0$. Έτσι, δεν απαιτείται ο έλεγχος επάρκειας αντοχής σε κάμψη στο συμπαγές τμήμα του κορμού για δοκούς με κυκλικά διάκενα κορμού.

$$\text{Ροπή συμπαγών τμημάτων κορμού } M_{wp,Ed} = 0,00 \text{ KNm}$$

$$\text{Αντοχή σε κάμψη συμπαγών τμημάτων κορμού } M_{wp,Rd} = 24,14 \text{ KNm}$$

$$\text{Έλεγχος συμπαγών τμημάτων κορμού σε κάμψη} = 0,00$$

3.9 Έλεγχος των συμπαγών τμημάτων του κορμού σε διάτμηση

Η μέγιστη διατμητική δύναμη του συμπαγούς τμήματος του κορμού δεν ισούται με τη μέγιστη της δοκού, αλλά με αυτή που αναπτύσσεται στο συμπαγές τμήμα του κορμού ανάμεσα στο 1ο και 2ο διάκενο.

$$V_{Ed} = V_{max} - q_d * (s_e + h_0 + \frac{s_0}{2})$$

Η οριζόντια διατμητική δύναμη του συμπαγούς τμήματος του κορμού ισούται με το μέγιστο των:

$$V_{wp,Ed,1} = \frac{V_{Ed} * s}{h_{eff} + z_{el}}$$

$$V_{wp,Ed,2} = \frac{V_{Ed} * s}{h_{eff}}$$

$$V_{wp,Ed} = \max\{V_{wp,Ed,1}; V_{wp,Ed,2}\}$$

Η θλιπτική τάση που ενεργεί στο συμπαγές τμήμα του κορμού οφείλεται σε αυτή την οριζόντια διατμητική δύναμη:

$$\sigma_{wp,Ed} = \frac{V_{wp,Ed}}{s_0 * t_w}$$

Ο έλεγχος επάρκειας του συμπαγούς τμήματος του κορμού σε διάτμηση είναι:

$$\sigma_{wp,Ed} < 0.577 * f_y$$

| | | | |
|--|---|-----------|-------------------|
| V_{Ed} | = | 175,34 | KN |
| $V_{wp,Ed,1}$ | = | 158,86 | KN |
| $V_{wp,Ed,2}$ | = | 167,55 | KN |
| $V_{wp,Ed}$ | = | 167,55 | KN |
| $\sigma_{wp,Ed}$ | = | 82130,67 | KN/m ² |
| $0,577 * f_y$ | = | 204835,00 | KN/m ² |
| Έλεγχος συμπαγών τμημάτων κορμού σε διάτμηση | = | 0,40 | |

3.10 Έλεγχος των συμπαγών τμημάτων του κορμού σε λυγισμό

Η αντοχή σε θλιπτική τάση $\sigma_{b,wp,Rd}$ ισούται με $\frac{\chi_{wp} * f_y}{\gamma_{M1}}$. Για τον υπολογισμό του μειωτικού συντελεστή χ_{wp} του συμπαγούς τμήματος του κορμού πρέπει να προσδιοριστεί η ανηγμένη λυγηρότητα της διατομής. Για πολλαπλά κυκλικά διάκενα η ανηγμένη λυγηρότητα ισούται με:

$$\bar{\lambda} = \frac{1,75 * \{s_{0,eff}^2 + h_0^2\}}{t_w} * \frac{1}{\lambda_1}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$s_{0,eff} = s_0$$

Για πρότυπες ελατές διατομές η καμπύλη λυγισμού είναι η b με συντελεστή ατελειών $\alpha = 0.34$. Σύμφωνα με τον EN1993-1-1 §6.3.1:

$$\Phi = 0,5 * \{1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2\}$$

$$\chi_{wp} = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\sigma_{b,wp,Rd} = \frac{\chi_{wp} * f_y}{\gamma_{M1}}$$

Ο έλεγχος επάρκειας του συμπαγούς τμήματος του κορμού σε λυγισμό είναι: $\frac{\sigma_{wp,Ed}}{\sigma_{b,wp,Rd}} < 1$

| | | | |
|---|---|-----------|-------------------|
| λ_1 | = | 76,41 | |
| $s_{0,eff}$ | = | 200 | |
| $\bar{\lambda}$ | = | 0,984 | |
| α | = | 0,34 | |
| Φ | = | 1,12 | |
| χ_{wp} | = | 0,61 | |
| $\sigma_{b,wp,Rd}$ | = | 215527,24 | KN/m ² |
| Έλεγχος συμπαγών τμημάτων κορμού σε λυγισμό | = | 0,38 | |

3.11 Έλεγχος των ακραίων συμπαγών τμημάτων κορμού σε διάτμηση

Η μέγιστη διατμητική δύναμη του ακραίου συμπαγούς τμήματος του κορμού ισούται με τη μέγιστη διατμητική δύναμη της δοκού, στη στήριξη, $V_{Ed} = 194.94\text{kN}$. Η οριζόντια διατμητική δύναμη του ακραίου συμπαγούς τμήματος του κορμού ισούται με το μέγιστο παρακάτω:

$$V_{wp,Ed,1} = \frac{V_{Ed} * S}{h_{eff} + z_{el}}$$

$$V_{wp,Ed,2} = \frac{V_{Ed} * S}{h_{eff}}$$

$$V_{wp,Ed} = \max\{V_{wp,Ed,1}; V_{wp,Ed,2}\}$$

| | | | |
|--|---|-----------|-------------------|
| V_{Ed} | = | 194,94 | KN |
| $V_{wp,Ed,1}$ | = | 176,62 | KN |
| $V_{wp,Ed,2}$ | = | 186,28 | KN |
| $V_{wp,Ed}$ | = | 186,28 | KN |
| $\sigma_{wp,Ed}$ | = | 45656,81 | KN/m ² |
| $0,577 * f_y$ | = | 204835,00 | KN/m ² |
| Έλεγχος συμπαγών τμημάτων κορμού σε διάτμηση | = | 0,22 | |

3.12 Έλεγχος των ακραίων συμπαγών τμημάτων του κορμού σε λυγισμό

Η αντοχή σε θλιπτική τάση $\sigma_{b,wp,Rd}$ ισούται με $\frac{\chi_{wp} * f_y}{\gamma_{M1}}$. Για τον υπολογισμό του μειωτικού συντελεστή χ_{wp} του συμπαγούς τμήματος του κορμού πρέπει να προσδιοριστεί η ανηγμένη λυγηρότητα της διατομής.

| | | | |
|---|---|-----------|-------------------|
| λ_1 | = | 76,41 | |
| $s_{0,eff}$ | = | 400 | |
| $\bar{\lambda}$ | = | 1,254 | |
| α | = | 0,34 | |
| Φ | = | 1,47 | |
| χ_{wp} | = | 0,45 | |
| $\sigma_{b,wp,Rd}$ | = | 159568,18 | KN/m ² |
| Έλεγχος συμπαγών τμημάτων κορμού σε λυγισμό | = | 0,29 | |

4 Ανάλυση και Διαστασιολόγηση Κτιρίου

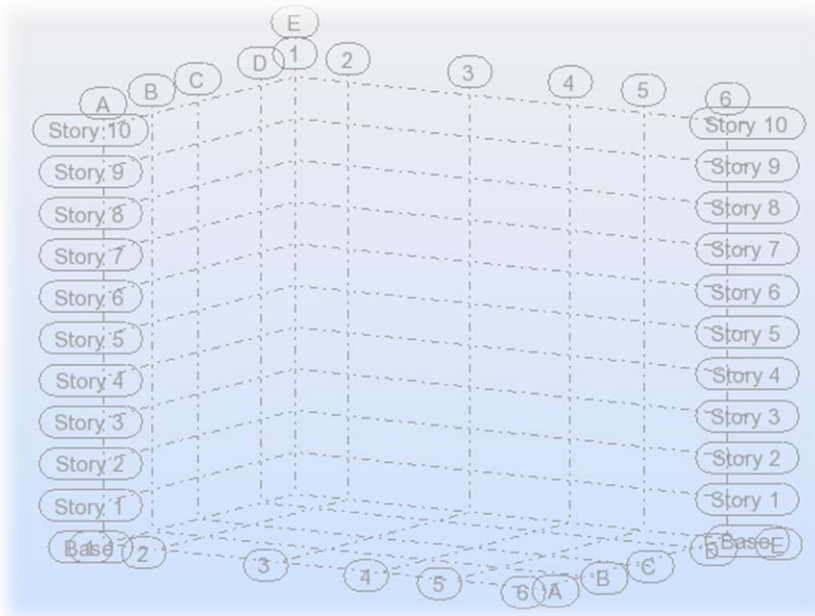
4.1 Γενικά

Για την ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα χρησιμοποιείται ένα τρισδιάστατο χωρικό προσομοίωμα με γραμμικά στοιχεία (frame elements), τα οποία συνδέονται μεταξύ τους μέσω των κόμβων. Επιλέγεται, για λόγους απλότητας του υπολογιστικού προσομοιώματος, τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής να επιβληθούν στις δοκούς ως ομοιόμορφα κατανεμημένα. Σε κάθε στάθμη ορόφου, εφόσον υπάρχει πλάκα σκυροδέματος, θεωρούμε ότι υπάρχει διαφραγματική λειτουργία η οποία και προσομοιώνεται με τον ανάλογο τρόπο. Η παραπάνω ακριβής προσομοίωση δίνει τη δυνατότητα ακριβούς υπολογισμού των ακριβών εντατικών μεγεθών και παραμορφώσεων.

4.2 Προσομοίωση Φορέα στο Λογισμικό

4.2.1 Κάνναβος σχεδίασης μοντέλου

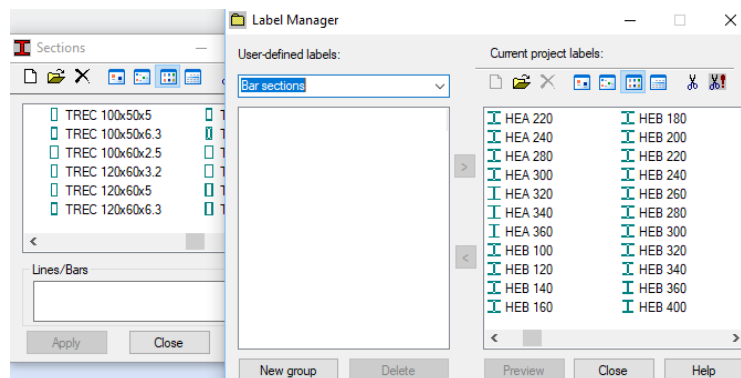
Αρχικά, δημιουργείται στο λογισμικό προσομοίωσης ένας τρισδιάστατος κάνναβος. Σημειώνονται στην κάτοψη κάθε ορόφου τα κέντρα βάρους των υποστυλωμάτων και τα θεωρητικά μήκη των δοκών. Από την τομή αυτών δημιουργείται ο κάνναβος (coordinate system) πάνω στον οποίο σχεδιάζονται οι κόμβοι (joints). Ενώνοντας τους κόμβους κατάλληλα σχεδιάζονται τα υποστυλώματα και οι δοκοί ως γραμμικά στοιχεία. Έχουν χρησιμοποιηθεί ως στάθμες των ορόφων οι μέσες γραμμές των πλακών. Με αρχικό σημείο αναφοράς τη γραμμή εδάφους, η στάθμη του 1^{ου} ορόφου βρίσκεται στο +4,00m, του 2^{ου} στο +8,00m κ.ο.κ και συνολικά το κτίριο φτάνει στην στάθμη των +40,00m, στην οποία βρίσκεται η οροφή του κτιρίου. Η κατασκευή συνολικά έχει μοντελοποιηθεί με 1594 κόμβους που συνδέονται μεταξύ τους με 1514 ραβδωτά στοιχεία.



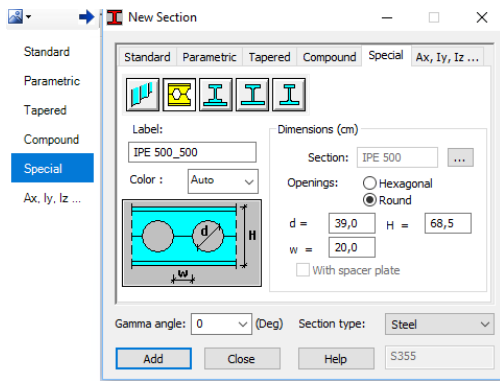
Σχήμα 4.1 Τρισδιάστατος Κάνναβος Κτιρίου

4.2.2 Προσομοίωση Δομικών Στοιχείων

Η προσομοίωση των υποστυλωμάτων και δοκών έγινε με γραμμικά στοιχεία τύπου frame sections, των οποίων οι διατομές εισήχθησαν στο λογισμικό μέσω της βιβλιοθήκης του. Αρχικά, εισήχθησαν όλες οι διατομές των δοκών που έχουν υπολογιστεί (IPE), οι πιθανές διατομές των υποστυλωμάτων τύπου HEA, HEB, HEM και των χιαστί τύπου CHS, RHS και SHS. Στην συνέχεια, μετά από την διαστασιολόγηση προέκυψαν οι τελικές διατομές, οι οποίες και παρουσιάζονται στο τέλος της εργασίας.



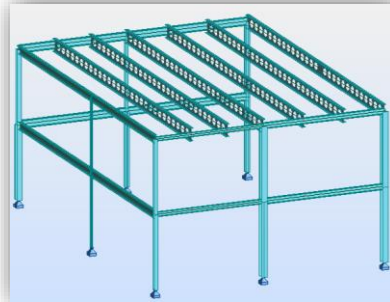
Σχήμα 4.2 Διατομές Κτιρίου στο Robot



Σχήμα 4.3 Εισαγωγή Κυψελωτής Δοκού IPE500_500

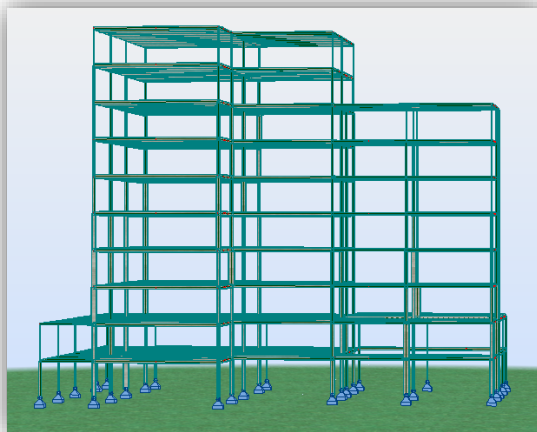
Οι κυψελωτές δοκοί εισάγονται από την βιβλιοθήκη του λογισμικού δίνοντας τα χαρακτηριστικά της, όπως υπολογίστηκαν παραπάνω στην ανάλυση κυψελωτών δοκών:

- ⊕ Διάμετρος οπής $d=39\text{cm}$
- ⊕ Απόσταση οπών $w=20\text{cm}$
- ⊕ Συνολικό ύψος δοκού $H=68.5\text{cm}$

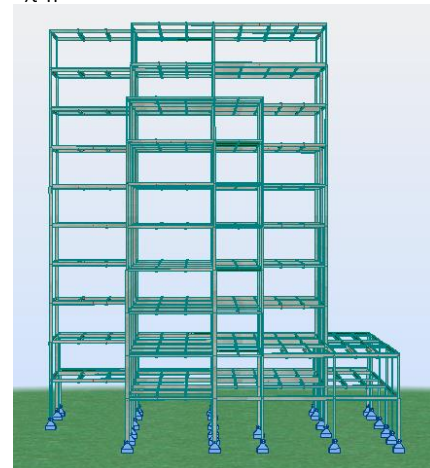


4.2.3 Συνολικός Φορέας

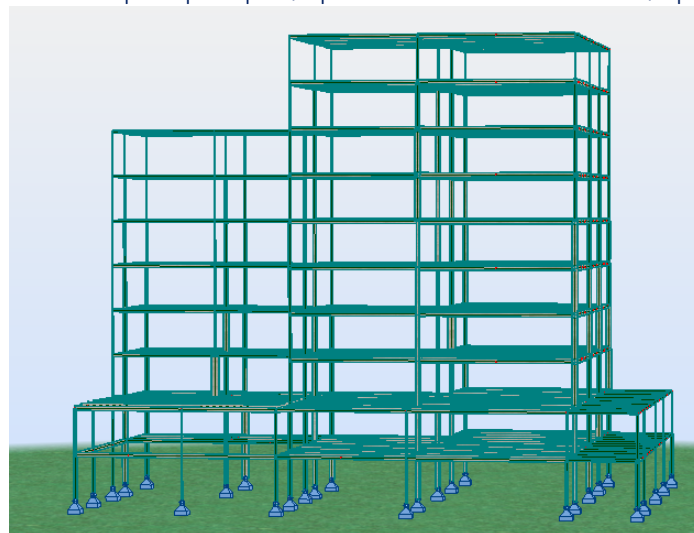
Τελικά, προκύπτει ο τρισδιάστατος φορέας των παρακάτω σχημάτων.



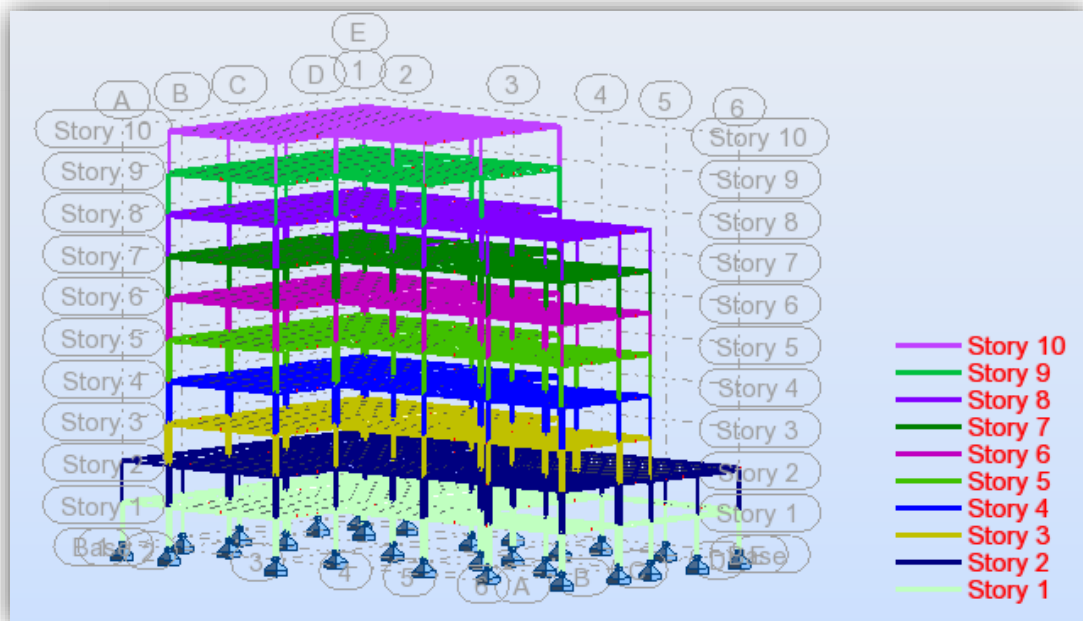
Σχήμα 4.4 Τρισδιάστατο Προσομοίωμα Φορέα



Σχήμα 4.5 Τρισδιάστατο Προσομοίωμα Φορέα



Σχήμα 4.6 Τρισδιάστατο Προσομοίωμα Φορέα



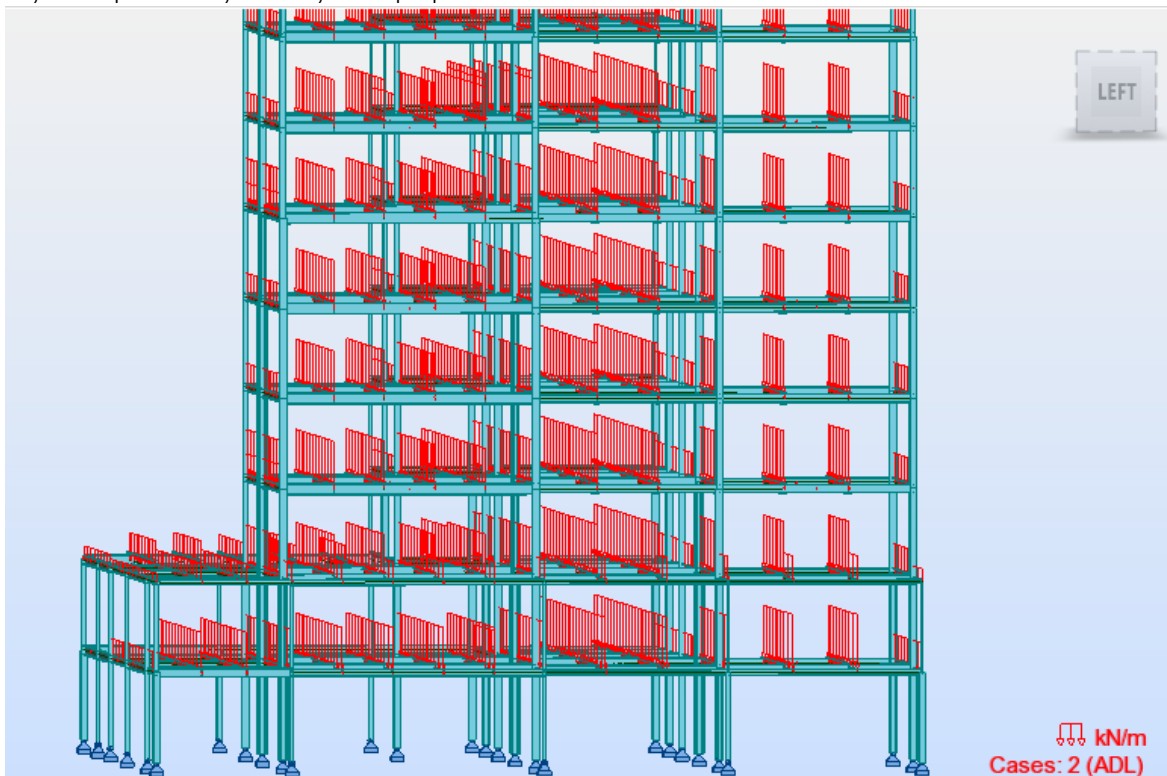
Σχήμα 4.7 Τρισδιάστατη Εικόνα φορέα - Stories

4.2.4 Προσομοίωση φορτίσεων

Παρακάτω φαίνονται όλες οι φορτίσεις που προσομοιώθηκαν στο λογισμικό ανάλυσης του κτιρίου.

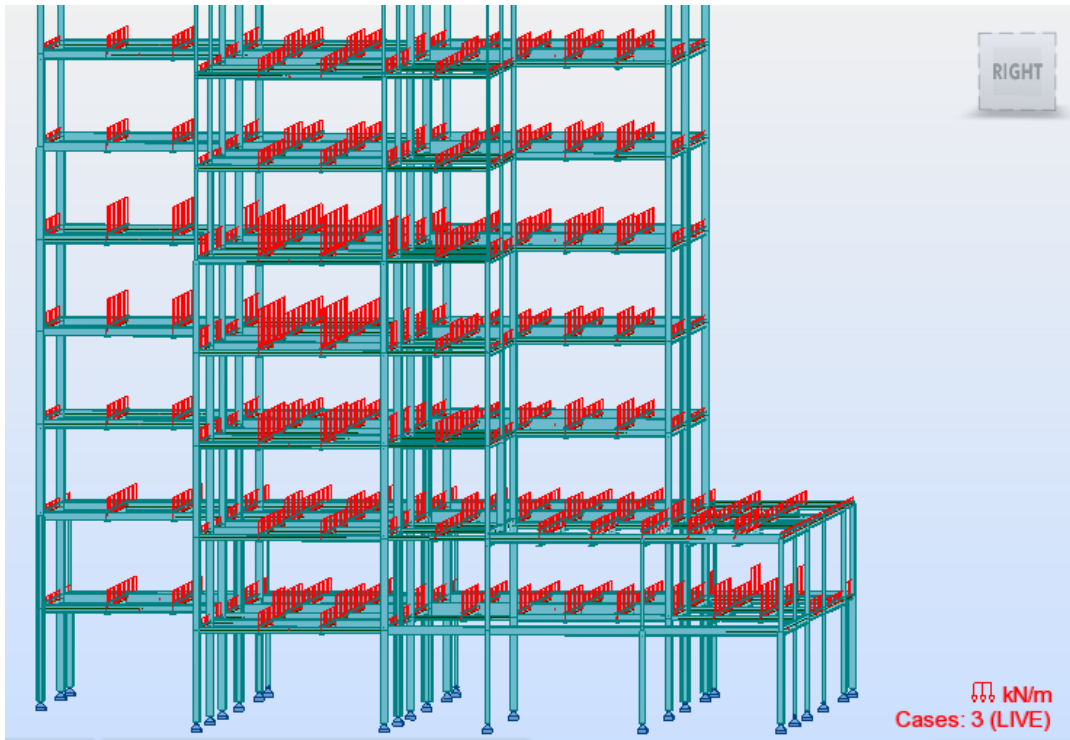
4.2.4.1 Πρόσθετα Μόνιμα Φορτία Κατασκευής

Τα πρόσθετα μόνιμα φορτία της κατασκευής επιβάλλονται ως γραμμικά ομοιόμορφα κατανεμημένα στις δευτερεύουσες δοκούς των ορόφων.



Σχήμα 4.8 Πρόσθετα Μόνιμα Φορτία Κτιρίου _ Όψη YZ

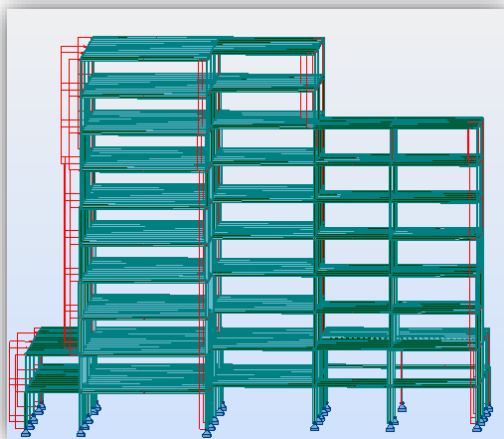
4.2.4.2 Ωφέλιμα Φορτία Κατασκευής



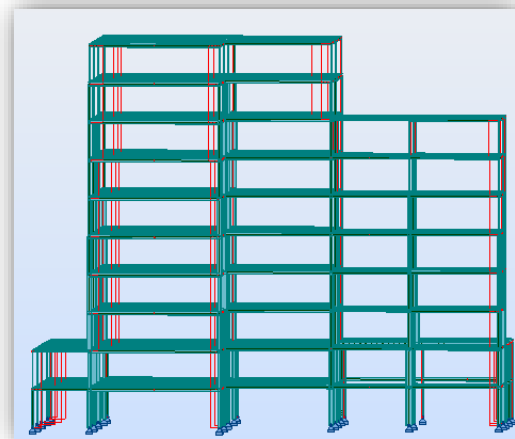
Σχήμα 4.9 Ωφέλιμα Φορτία Κτιρίου _ Όψη YZ

4.2.4.3 Πιέσεις Ανέμου

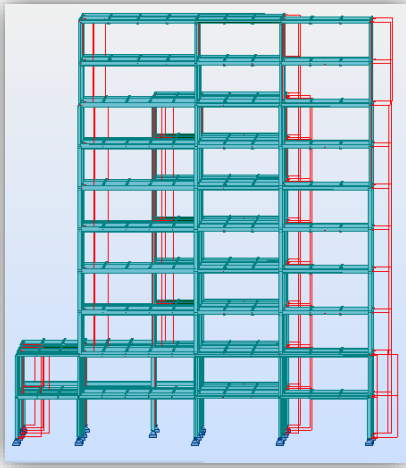
Παρακάτω φαίνονται οι πιέσεις του ανέμου (εσωτερικές & εξωτερικές) στις τέσσερις διευθύνσεις.



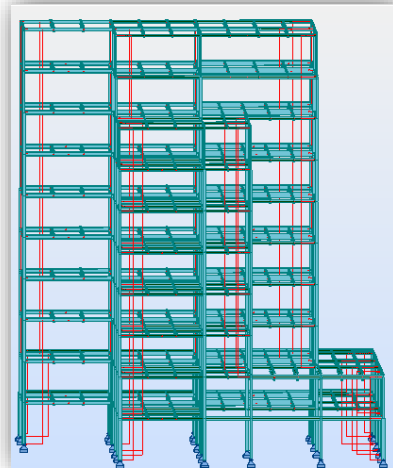
Σχήμα 4.10 Εξωτερική Πίεση Ανέμου_X



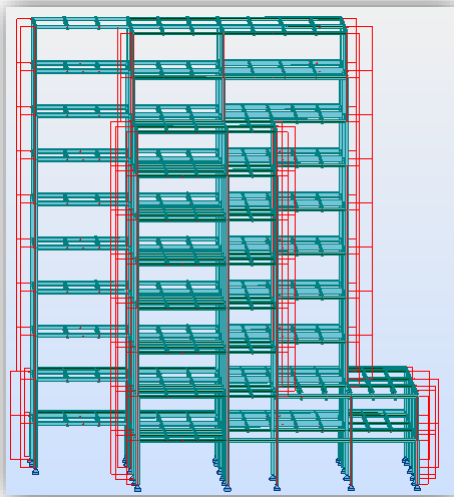
Σχήμα 4.11 Εσωτερική Πίεση_1 Ανέμου_X & -X



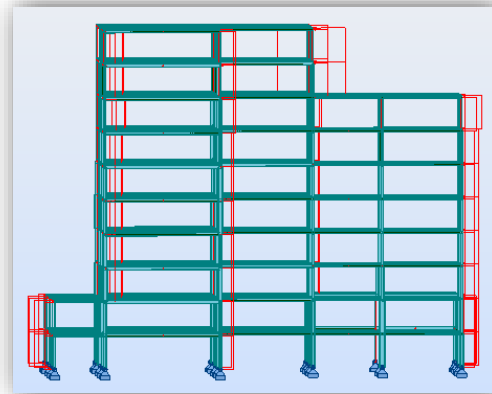
Σχήμα 4.12 Εξωτερική Πίεση Ανέμου_Y



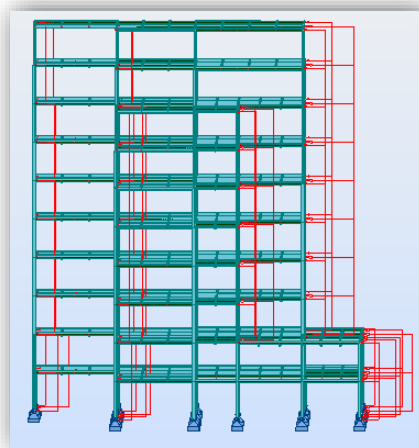
Σχήμα 4.13 Εσωτερική Πίεση_1 Ανέμου_Y & -Y



Σχήμα 4.14 Εσωτερική Πίεση_2 Ανέμου_Y & -Y



Σχήμα 4.15 Εξωτερική Πίεση Ανέμου_-X



Σχήμα 4.16 Εξωτερική Πίεση Ανέμου_-Y

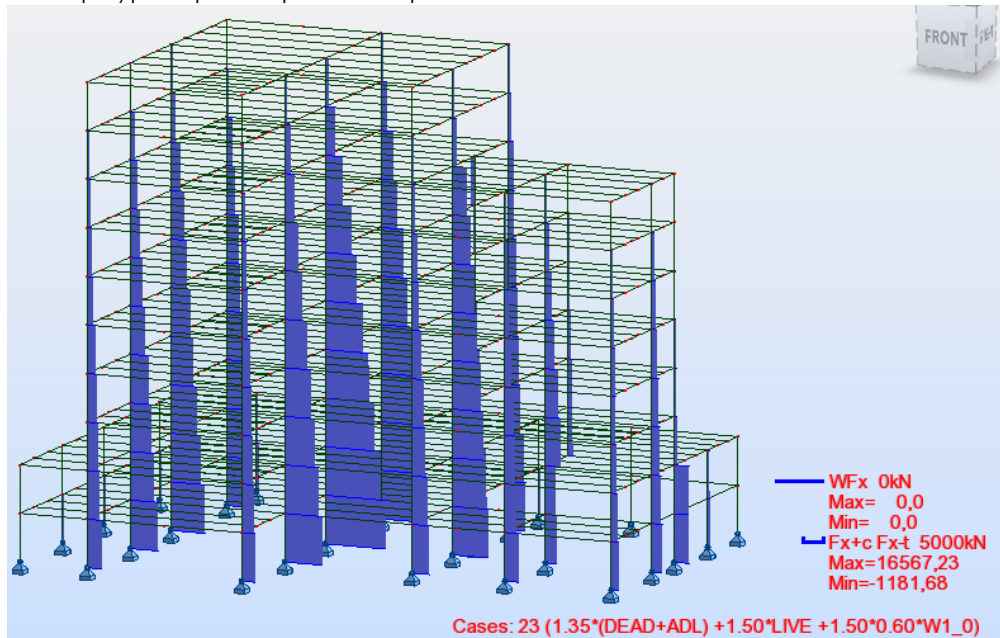
4.3 Στατική Ανάλυση Φορέα

Αφού μορφώθηκε το προσομοίωμα, αποτελούμενο από δοκούς και υποστυλώματα, τα οποία συμμετέχουν στην παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων, τρέχουμε την στατική ανάλυση

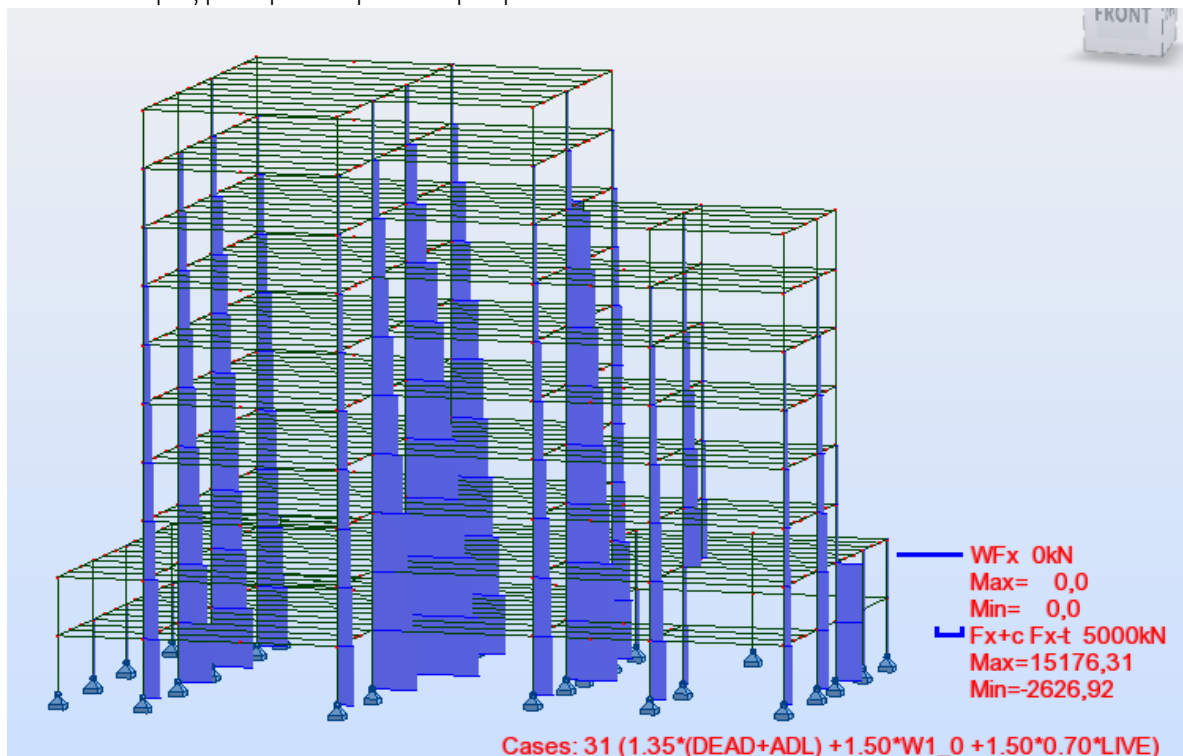
προκειμένου να πάρουμε την ένταση των στοιχείων και να δούμε ποιοτικά τα αποτελέσματα. Σύμφωνα με τα παραπάνω κεφάλαια έχει γίνει η διαστασιολόγηση των δοκών, οι οποίες έχει προβλεφθεί να παραλαμβάνουν μόνο κατακόρυφα φορτία. Συνεπώς δεν θα συμμετέχουν στην διαστασιολόγηση του φορέα παρά μόνο στην μεταβίβαση των φορτίων από εκείνες στα υποστυλώματα. Γι' αυτό τον λόγο δεν ελέγχουμε βέλη στην φάση αυτή.

4.3.1 Διαγράμματα Αξονικών Δυνάμεων

🌸 Συνδυασμός με κύριο κινητό τον άνεμο

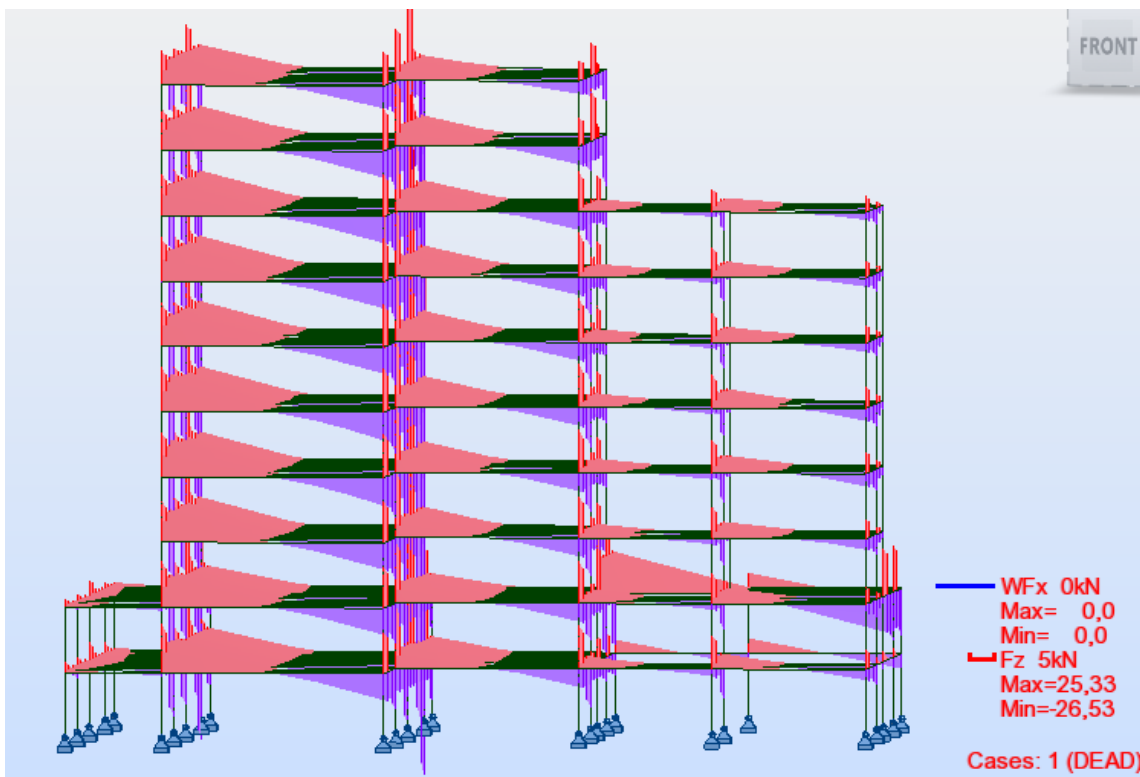
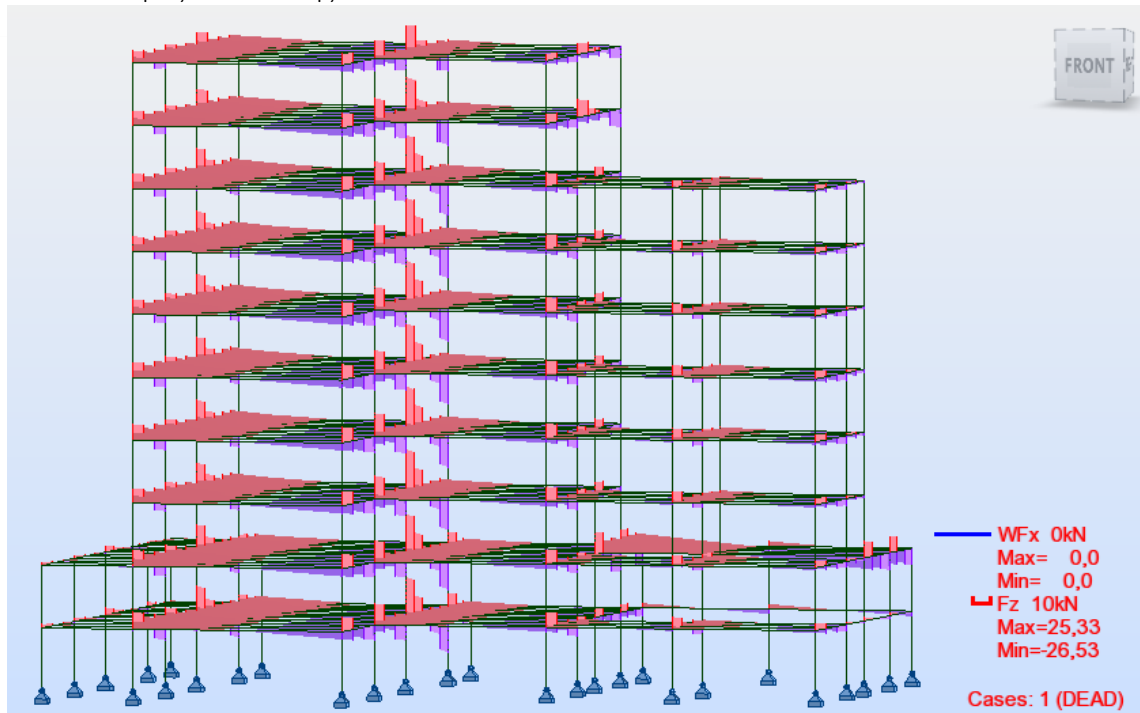


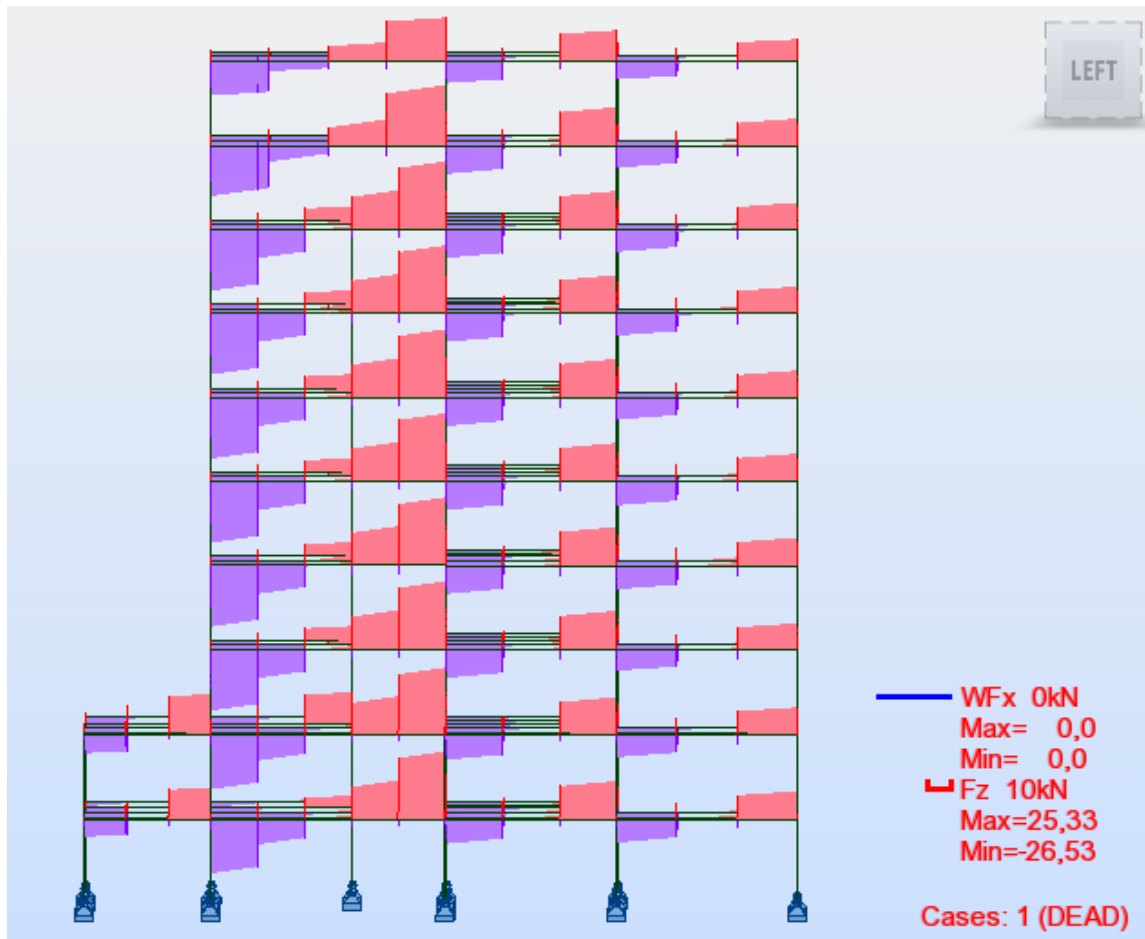
🌸 Συνδυασμός με κύριο κινητό τα ωφέλιμα δαπέδων



4.3.2 Διαγράμματα Τεμνουσών Δυνάμεων

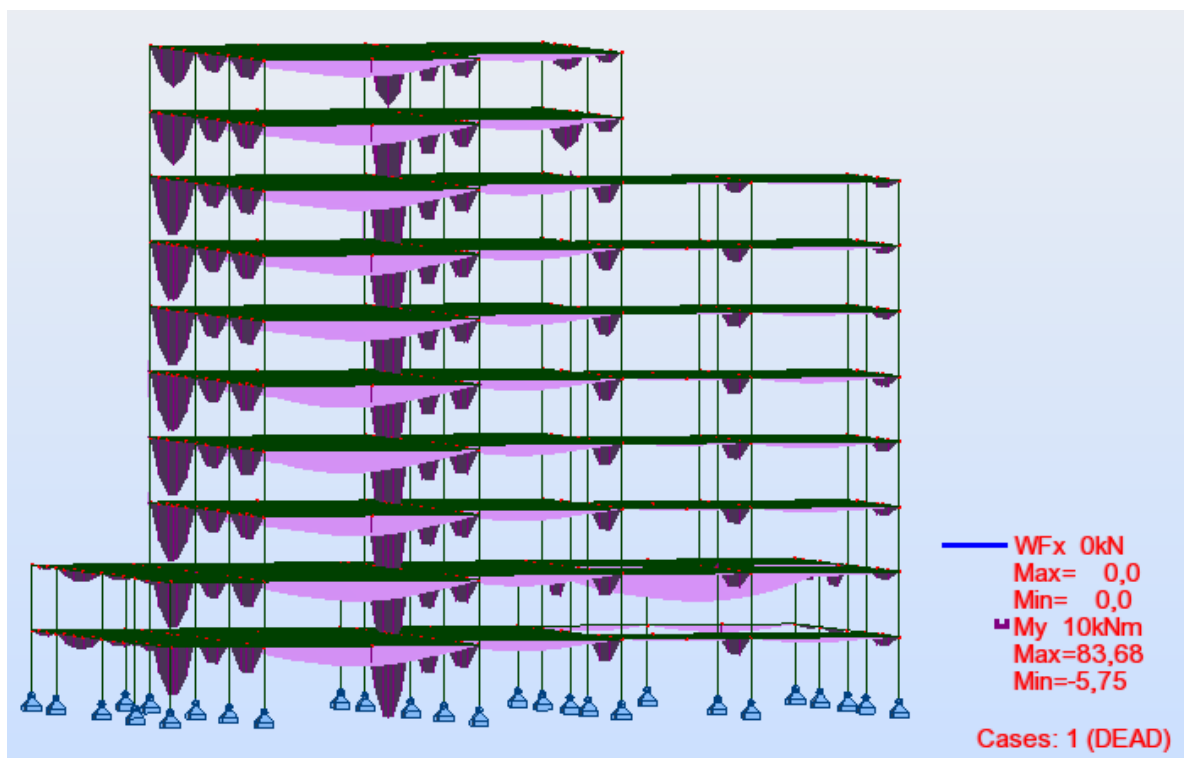
🌸 Ίδιον Βάρος Κατασκευής

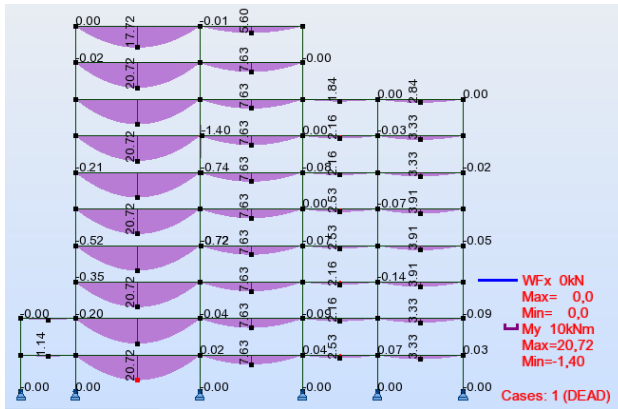
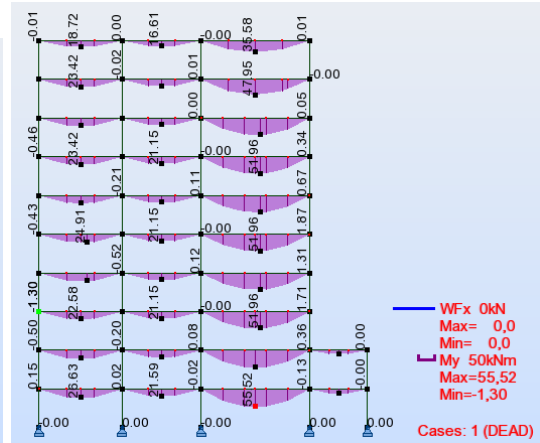




4.3.3 Διαγράμματα Ροπών Κάμψης

🌸 Ίδιον βάρος κατασκευής

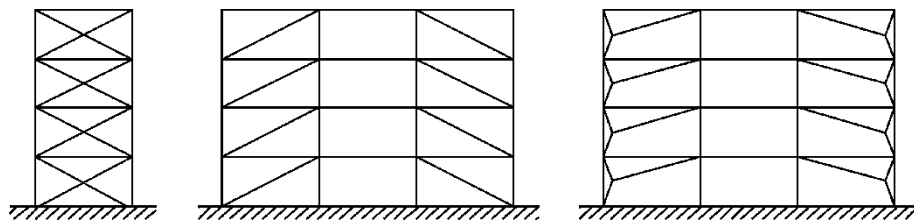


Σχήμα 4.17 Διάγραμμα $[M_y]$ – Όψη XZΣχήμα 4.18 Διάγραμμα $[M_y]$ – Όψη YZ

4.4 Δυναμική φασματική Ανάλυση Φορέα

Για να γίνει η δυναμική φασματική ανάλυση του κτιρίου επιβάλλεται να επιλεγεί σύστημα παραλαβής του σεισμού. Τα κτήρια από χάλυβα κατατάσσονται σε έναν από τους ακόλουθους τύπους στατικών συστημάτων, ανάλογα με τη συμπεριφορά του κυρίως αντισεισμικού τους φορέα υπό σεισμικές δράσεις.

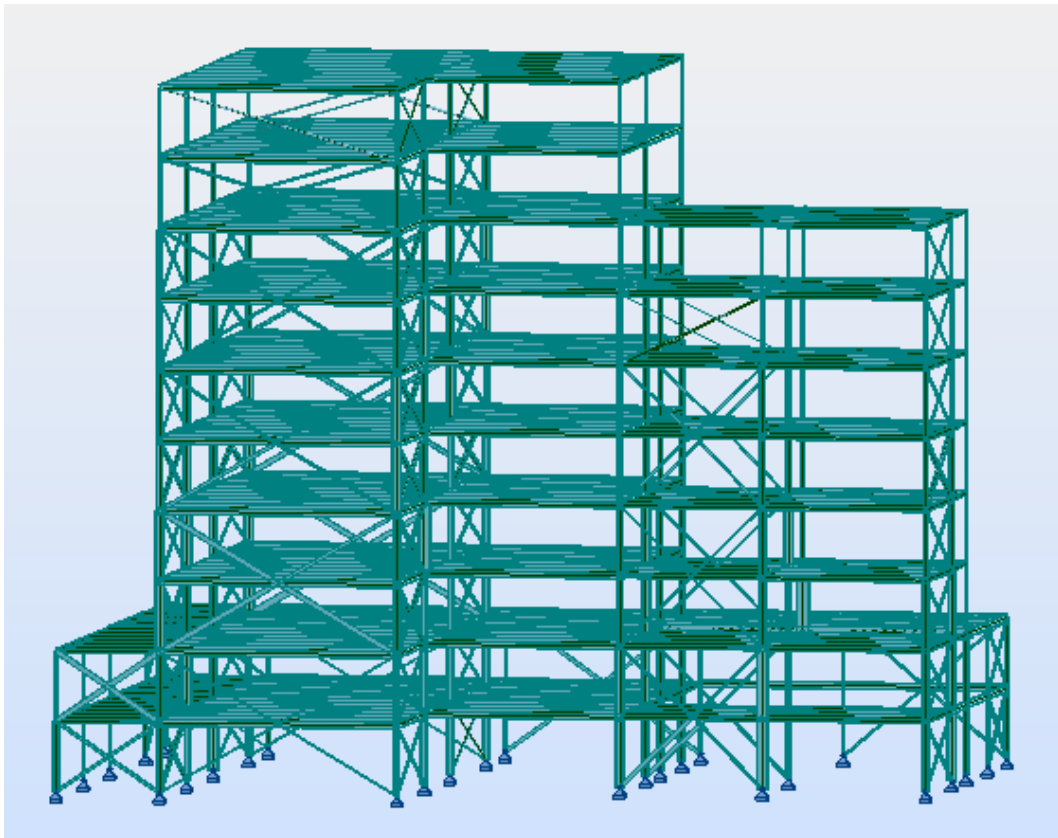
- ✚ Τα πλαίσια παραλαβής ροπών, είναι εκείνα στα οποία οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται κυρίως από μέλη τα οποία δρουν κατά καμπτικό κυρίως τρόπο.
- ✚ Τα πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα, είναι εκείνα στα οποία οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται κυρίως από μέλη τα οποία καταπονούνται από αξονικές δυνάμεις.
- ✚ Τα πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους, είναι εκείνα στα οποία οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται κυρίως από αξονικά φορτιζόμενα μέλη, και στα οποία η εκκεντρότητα της διάταξης είναι τέτοια ώστε η ενέργεια να μπορεί να αποσβένεται σε σεισμικούς συνδέσμους είτε μέσω ανακυκλικής κάμψης είτε μέσω ανακυκλικής τέμνουσας.



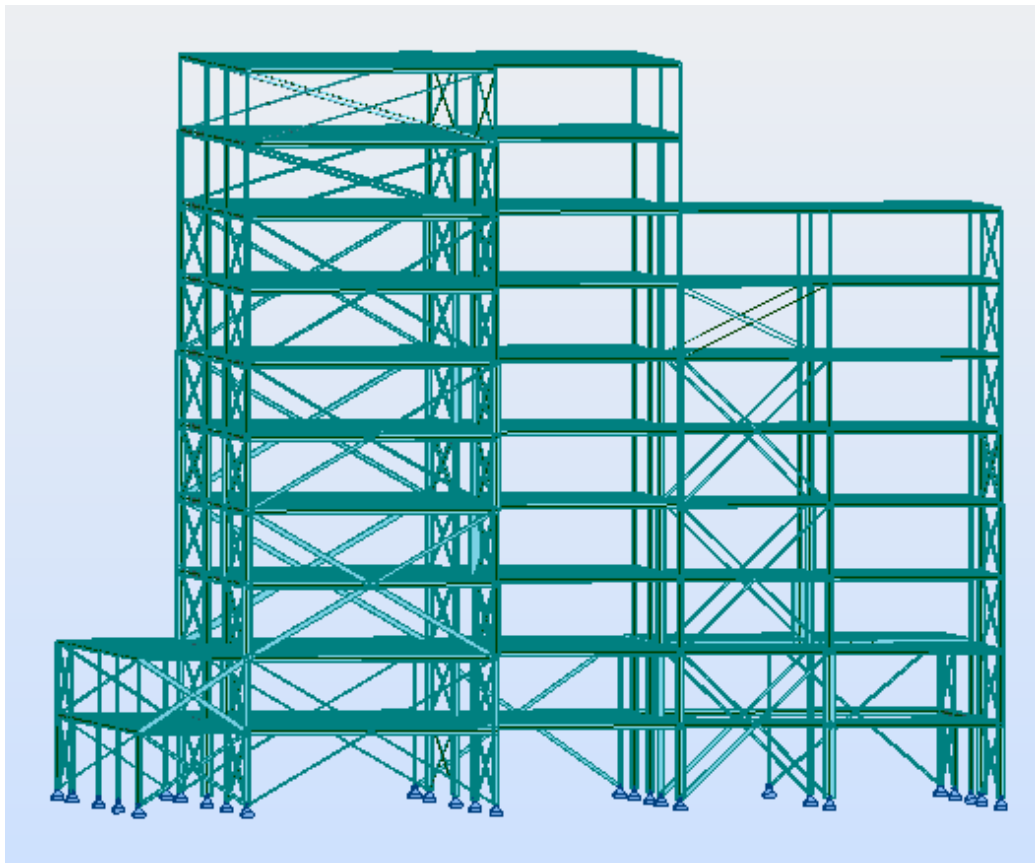
Σχήμα 4.19 Συστήματα Παραλαβής Οριζόντιων Φορτίων

Η κατασκευή μας ανήκει στην περίπτωση πλαισίων με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα. Επελέγη αυτό το σύστημα λόγω της μεγάλης ευκαμψίας του κτιρίου. 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 στροφή αυτού, παρά μόνο να την μειώσουμε όσο μπορούσαμε. Ταυτόχρονα, επειδή είναι ψηλό κτίριο και πολύ εύκαμπτο, τοποθετήθηκαν αρκετά χιαστί, ώστε να αποφύγουμε την ανάλυση 2^{ας} τάξεως. Ο συντελεστής ευαισθησίας θ προέκυπτε σχεδόν 0,2, όριο που ορίζει ο κανονισμός για ανάλυση 2^{ας} τάξεως. Τελικά, τοποθετώντας αρκετά χιαστί μειώνονται πολύ οι μετακινήσεις των ορόφων, οι συντελεστές ευαισθησίας των ορόφων και δεν απαιτείται ανάλυση 2ας τάξεως. Ωστόσο, η κατασκευή συνολικά έχει μεγάλη υπεραντοχή, αφού εκμεταλλευόμαστε κάθε διατομή στο μισό της, όπως θα δειχτεί και παρακάτω.

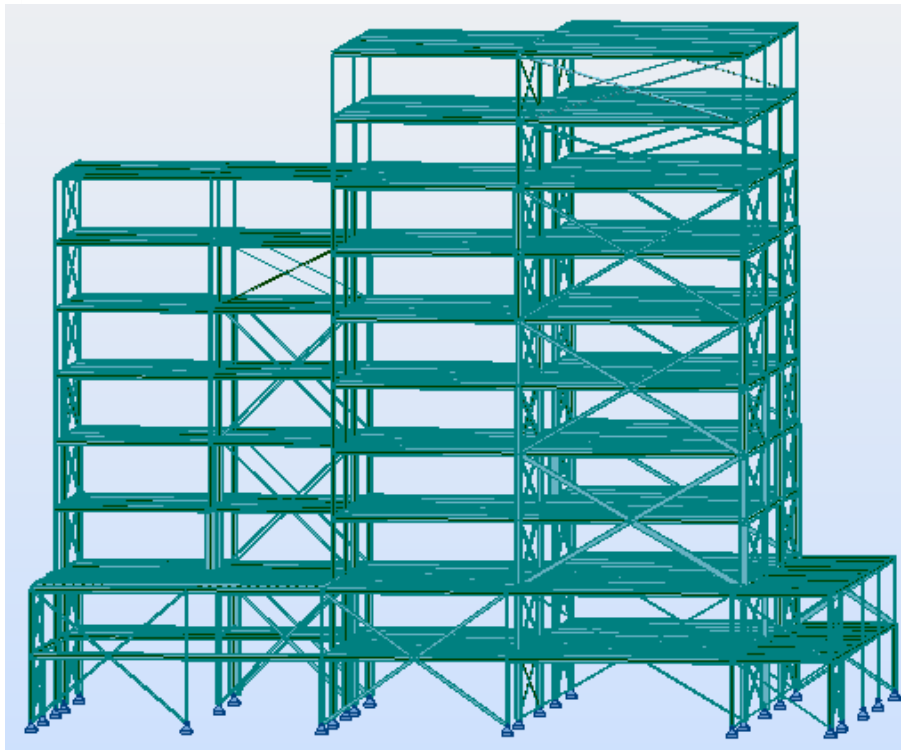
Παρακάτω φαίνονται οι θέσεις των συνδέσμων δυσκαμψίας του κτιρίου.



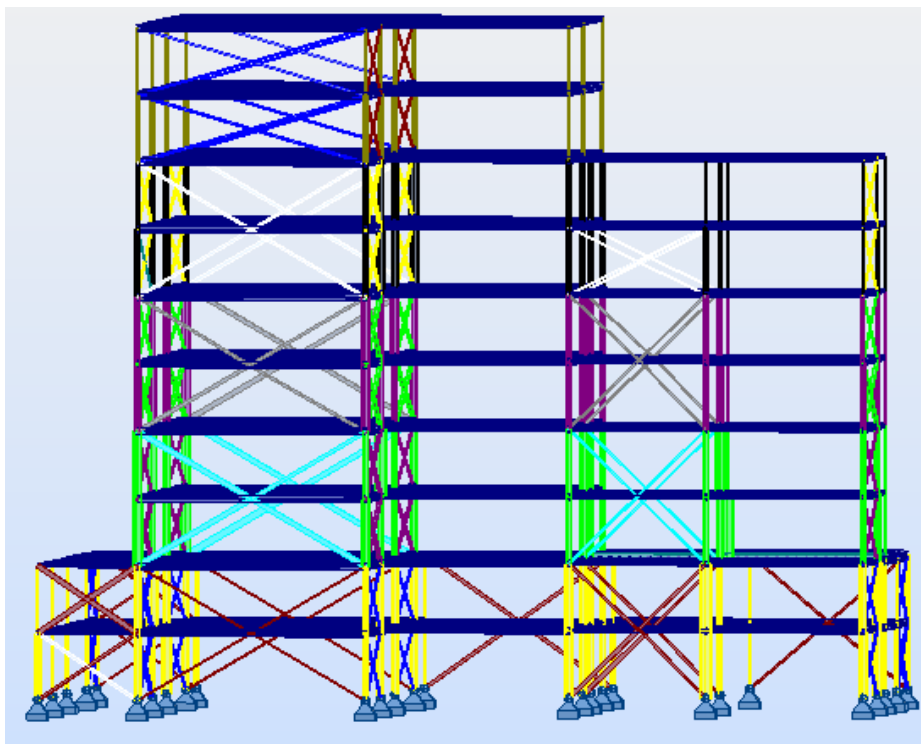
Σχήμα 4.20 Τελικός Φορέας με Χιαστί Συνδέσμους



Σχήμα 4.21 Τελικός Φορέας με Χιαστί Συνδέσμους



Σχήμα 4.22 Τελικός Φορέας με Χιαστί Συνδέσμους



Σχήμα 4.23 Τελικός Φορέας με Χιαστί Συνδέσμους

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. Για παράδειγμα, όταν έρθει ο σεισμός +X+Y εφελκούνται οι διαγώνιες του σχήματος κατά X και Y αντίστοιχα.

4.4.1 Επιρροή Φαινομένων 2^{ας} Τάξεως

4.4.1.1 Γενικά

Σύμφωνα με τον EN 1993-1-1:2005, (§5.2.1 Επιδράσεις παραμορφωμένης γεωμετρίας φορέα) ανάλυση 1ης τάξης μπορεί να χρησιμοποιείται με την προϋπόθεση ότι η αύξηση των σχετικών εντατικών μεγεθών ή οποιαδήποτε άλλη αλλαγή της συμπεριφοράς του φορέα, που οφείλεται σε παραμορφώσεις, μπορεί να αμεληθεί. Η απαίτηση αυτή μπορεί να θεωρηθεί ότι ικανοποιείται, εάν ισχύει το παρακάτω κριτήριο:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \text{ για ελαστική ανάλυση}$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \text{ για πλαστική ανάλυση}$$

Όπου:

- α_{cr} συντελεστής με τον οποίο θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί η φόρτιση σχεδιασμού, ώστε να προκληθεί καθολική ελαστική αστάθεια
 F_{Ed} το φορτίο σχεδιασμού του φορέα
 F_{cr} το ελαστικό οριακό φορτίο λυγισμού για καθολική αστάθεια, που βασίζεται στις αρχικές ελαστικές δυσκαμψίες

Για πολυώροφα πλαίσια, οι επιρροές 2ας τάξης λόγω πλευρικής μετάθεσης υπολογίζονται αυξάνοντας τα οριζόντια φορτία H_{Ed} (π.χ. άνεμο) και τα ισοδύναμα φορτία ϕV_{Ed} λόγω ατελειών, καθώς και άλλες πιθανές επιρροές λόγω μετάθεσης σύμφωνα με τη θεωρία πρώτης τάξης, μέσω του μεγεθυντικού συντελεστή $\frac{1}{1-\frac{1}{\alpha_{cr}}}$ υπό την προϋπόθεση ότι $\alpha_{cr} \geq 3$.

4.4.1.2 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 .

$$\theta = \frac{P_{tot} * d_r}{V_{tot} * h}$$

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 $\alpha_{cr} = \frac{1}{1-\theta}$
- ✚ Εάν $0,2 < \theta < 0,3$ θα πρέπει να γίνει ανάλυση 2ας τάξης

4.4.1.3 Υπολογισμός συντελεστή θ κτιρίου στις 2 διευθύνσεις
 Διεύθυνση _X

| ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ΟΡΟΦΟΣ | Ύψος (cm) | dr UX (cm) | γ | Έλεγχος μετακινήσεων | $V_{tot,x}$ (KN) | P_{tot} (kN) | θ | Φαινόμενα 2ας τάξης |
|------------------|-----------|------------|----------|----------------------|------------------|----------------|----------|---------------------|
| 47 (C) (CQC)/1 | 400 | 2,0 | 0,25% | ok | 3846,72 | -73306,55 | 0,10 | 1/1- θ |
| 47 (C) (CQC)/2 | 400 | 1,8 | 0,23% | ok | 3765,39 | -63807,69 | 0,08 | 1/1- θ |
| 47 (C) (CQC)/3 | 400 | 2,0 | 0,25% | ok | 3604,55 | -54331,81 | 0,08 | 1/1- θ |
| 47 (C) (CQC)/4 | 400 | 2,4 | 0,30% | ok | 3409,7 | -46939,93 | 0,08 | 1/1- θ |
| 47 (C) (CQC)/5 | 400 | 3,3 | 0,41% | ok | 3136,41 | -39685,18 | 0,10 | 1/1- θ |
| 47 (C) (CQC)/6 | 400 | 1,5 | 0,19% | ok | 2749,04 | -32304,68 | 0,04 | 1/1- θ |
| 47 (C) (CQC)/7 | 400 | 2,6 | 0,33% | ok | 2264,35 | -24451,79 | 0,07 | 1/1- θ |
| 47 (C) (CQC)/8 | 400 | 2,3 | 0,29% | ok | 1673,8 | -16526,88 | 0,06 | 1/1- θ |
| 47 (C) (CQC)/9 | 400 | 4,7 | 0,59% | ok | 936,67 | -8029,2 | 0,10 | 1/1- θ |
| 47 (C) (CQC)/10 | 400 | 4,5 | 0,56% | ok | 375,62 | -2854,08 | 0,09 | 1/1- θ |

Πίνακας 4.1 Συντελεστές ευαισθησίας Ορόφων– Διεύθυνση_X

Στην Διεύθυνση_X προέκυψε $\theta_{max}=0,10 \rightarrow \alpha_{cr,x} = \frac{1}{1-\theta_{max,x}} = 1,12$

Άρα, πολλαπλασιάζουμε τον σεισμό κατά X με τον συντελεστή $\alpha_{cr,x} = 1,12$

 Διεύθυνση _Y

| ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ΟΡΟΦΟΣ | Ύψος (cm) | dr UY (cm) | γ | Έλεγχος μετακινήσεων | $V_{tot,y}$ (KN) | P_{tot} (kN) | θ | Φαινόμενα 2ας τάξης |
|------------------|-----------|------------|----------|----------------------|------------------|----------------|----------|---------------------|
| 48 (C) (CQC)/1 | 400 | 3,1 | 0,39% | ok | 2826 | -73314,3 | 0,20 | 1/1- θ |
| 48 (C) (CQC)/2 | 400 | 1,4 | 0,18% | ok | 2758,09 | -63814,5 | 0,08 | 1/1- θ |
| 48 (C) (CQC)/3 | 400 | 3,3 | 0,41% | ok | 2629,57 | -54337,8 | 0,17 | 1/1- θ |
| 48 (C) (CQC)/4 | 400 | 1,4 | 0,18% | ok | 2493,26 | -46944,9 | 0,07 | 1/1- θ |
| 48 (C) (CQC)/5 | 400 | 4,7 | 0,59% | ok | 2294,43 | -39688,5 | 0,20 | 1/1- θ |
| 48 (C) (CQC)/6 | 400 | 1,6 | 0,20% | ok | 2029,68 | -32304,5 | 0,06 | 1/1- θ |
| 48 (C) (CQC)/7 | 400 | 5,4 | 0,68% | ok | 1664,41 | -24450,5 | 0,20 | 1/1- θ |
| 48 (C) (CQC)/8 | 400 | 1,4 | 0,18% | ok | 1228,93 | -16522,7 | 0,05 | 1/1- θ |
| 48 (C) (CQC)/9 | 400 | 4,3 | 0,54% | ok | 668,79 | -8027,28 | 0,13 | 1/1- θ |
| 48 (C) (CQC)/10 | 400 | 3,7 | 0,46% | ok | 262,76 | -2853,67 | 0,10 | 1/1- θ |

Πίνακας 4.2 Συντελεστές ευαισθησίας Ορόφων– Διεύθυνση_Y

Στην Διεύθυνση_Y προέκυψε $\theta_{max}=0,20 \rightarrow \alpha_{cr,y} = \frac{1}{1-\theta_{max,y}} = 1,26$

Άρα, πολλαπλασιάζουμε τον σεισμό κατά Y με τον συντελεστή $\alpha_{cr,y} = 1,26$

Συνοπτικά, μετατρέπονται οι σεισμικοί συνδυασμοί ως εξής:

 ΣΕΙΣΜΟΣ X

$$1.00*(DEAD+ADL)+0.60*LIVE+1.00*RSP_X+0.30*RSP_Y$$

$$\rightarrow 1.00*(DEAD+ADL)+0.60*LIVE+1.00*\alpha_{cr,x}*RSP_X+0.30*\alpha_{cr,y}*RSP_Y$$

$$\rightarrow 1.00*(DEAD+ADL)+0.60*LIVE+1.00*1.12*RSP_X+0.30*1.26*RSP_Y$$

$$\underline{1.00*(DEAD+ADL)+0.60*LIVE+1.12*RSP_X+0.378*RSP_Y}$$

 ΣΕΙΣΜΟΣ Y

$$1.00*(DEAD+ADL)+0.60*LIVE+0.30*RSP_X+1.00*RSP_Y$$

$$\rightarrow 1.00*(DEAD+ADL)+0.60*LIVE+0.30*\alpha_{cr,x}*RSP_X+1.00*\alpha_{cr,y}*RSP_Y$$

$$\rightarrow 1.00*(DEAD+ADL)+0.60*LIVE+0.30*1.12*RSP_X+1.00*1.26*RSP_Y$$

$$\underline{1.00*(DEAD+ADL)+0.60*LIVE+0.34*RSP_X+1.26*RSP_Y}$$

Μ' αυτούς τους επαυξημένους σεισμούς θα γίνει η διαστασιολόγηση των χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας.

4.4.2 Ικανοτικός Έλεγχος

4.4.2.1 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. Παραδείγματα ψαθυρών μορφών αστοχίας σε μεταλλικές κατασκευές είναι:

- ⊕ Διάτμηση Κορμού Κοχλίας
- ⊕ Θραύση απομειωμένης διατομής εφελκόμενου μέλους
- ⊕ Ελαστικός Λυγισμός (καμπτικός, τοπικός, πλευρικός)

Οι αστοχίες αυτές πρέπει να αποφεύγονται σε θέσεις όπου επιδιώκεται απορρόφηση σεισμικής ενέργειας μέσω πλαστικών παραμορφώσεων.

4.4.2.2 Απαιτήσεις Κανονισμού στην Διαστασιολόγηση Διαγώνιων μελών

Σε πλαίσια με χ διαγώνιους συνδέσμους, η αδιάστατη λυγνότητα $\bar{\lambda}$, όπως ορίζεται στο EN 1993-1-1:2004 θα πρέπει να περιορίζεται σε:

$$1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$$

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.
- ✓ Σε φορείς που διαθέτουν έως και δύο ορόφους, δεν εφαρμόζονται περιορισμοί στο $\bar{\lambda}$
- ✓ Η αντοχή διαρροής $N_{pl,Rd}$ της συνολικής διατομής των διαγωνίων θα πρέπει να είναι τέτοια ώστε:

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

- ✓ 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:

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

Θεωρούμε ότι στην σεισμική κατάσταση ενεργοποιούνται και παραλαμβάνουν τον σεισμό μόνο οι ράβδοι που εφελκούνται (οι θλιβόμενες αστοχούν πρόωρα και δεν συμμετέχουν στην παραλαβή της σεισμικής δύναμης). Γι' αυτό δημιουργούνται τέσσερα (4) προσομοιώματα σε κάθε ένα εκ των οποίων τοποθετούνται μόνοι οι εφελκόμενες ράβδοι +X, -X, +Y, -Y. Από αυτά τα τέσσερα προσομοιώματα κρατάμε τα δυσμενέστερα αποτελέσματα για τα χιαστί και τα υποστυλώματα.

Σύμφωνα με τα παραπάνω ελέγχεται το κάθε προσομοίωμα και καταλήγουμε στις παρακάτω διατομές, οι οποίες ικανοποιούν όλες τις παραπάνω απαιτήσεις σχεδιασμού. Ως προς το είδος των διατομών επιλέξαμε κοίλες διατομές τετραγωνικές, ορθογωνικές και στις περιοχές του φορέα με μικρές απαιτήσεις αντοχής κοίλες κυκλικές διατομές.


Σεισμικοί συνδυασμοί φόρτισης:

$$1.00*(DEAD+ADL)+ 0.60*LIVE+ 1.12*RSP_X + 0.378*RSP_Y$$

$$1.00*(DEAD+ADL)+ 0.60*LIVE+ 0.34*RSP_X + 1.26*RSP_Y$$

4.4.2.3 Διαστασιολόγηση Διαγώνιων Μελών Κτιρίου

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

 Ράβδοι Διεύθυνση_X

| ΟΡΟΦΟΣ: 1ος & 2ος | | | | | | | | | |
|-------------------|----------------|----------------|---------|--------------|------------|----------------|--------------|-----------------|------------|
| ΣΤΟΙΧΕΙΟ | i_y/i_z (cm) | ΔΙΑΤΟΜΗ | ΜΗΚΟΣ L | L_{cr} (m) | Ανηγγμνη λ | i (cm) λ=1,3 | i (cm) λ=2 | N_{Ed}/N_{Rd} | Ω_i |
| 170 | 3,1 | SHS 80X5 | 7,91 | 3,96 | 1,7 | 3,98 | 2,59 | 0,42 | 2,38 |
| 177 | 2,6 | CHS 33X3.2 | 7,91 | 3,96 | 2,0 | 3,98 | 2,59 | 0,4 | 2,50 |
| 214 | 6,8 | SHS 180X10 | 7,17 | 7,17 | 1,4 | 7,22 | 4,69 | 0,49 | 2,04 |
| 552 | 3,7 | SHS 100X8 | 7,91 | 3,96 | 1,4 | 3,98 | 2,59 | 0,43 | 2,33 |
| 564 | 2,7 | SHS 70X4 | 7,91 | 3,96 | 1,9 | 3,98 | 2,59 | 0,40 | 2,50 |
| 579 | 5,3 | SHS 140X8 | 6,17 | 6,17 | 1,5 | 6,21 | 4,04 | 0,44 | 2,27 |
| 581 | 5,3 | SHS 140X8 | 6,17 | 6,17 | 1,5 | 6,21 | 4,04 | 0,44 | 2,27 |
| 583 | 6,1 | RHS 200X150X5 | 6,9 | 6,90 | 1,5 | 6,95 | 4,52 | 0,41 | 2,44 |
| 584 | 7,2 | RHS 300X200X12 | 7,17 | 7,17 | 1,3 | 7,22 | 4,69 | 0,47 | 2,13 |
| 585 | 3,4 | SHS 90X7.1 | 6,9 | 3,45 | 1,3 | 3,47 | 2,26 | 0,45 | 2,22 |
| 586 | 2,3 | SHS 60X4 | 7,17 | 3,59 | 2,0 | 3,61 | 2,35 | 0,41 | 2,44 |
| 588 | 3,2 | RHS 120X80X5 | 7,17 | 3,59 | 1,5 | 3,61 | 2,35 | 0,42 | 2,38 |
| 1607 | 4 | RHS 250X100X12 | 5,73 | 5,73 | 1,9 | 5,77 | 3,75 | 0,40 | 2,50 |
| 1608 | 5,5 | SHS 150X12 | 5,73 | 5,73 | 1,4 | 5,77 | 3,75 | 0,44 | 2,27 |
| 1617 | 5,7 | SHS 200X12 | 5,73 | 5,73 | 1,3 | 5,77 | 3,75 | 0,47 | 2,13 |
| 1619 | 5,7 | SHS 200X12 | 5,73 | 5,73 | 1,3 | 5,77 | 3,75 | 0,44 | 2,27 |
| | | | | | | | | 0,49 | 2,50 |
| | | | | | | | | 0,40 | 2,04 |

Πίνακας 4.3 Διατομές & Λόγοι Υπεραντοχής Ράβδων 1^{ου} & 2^{ου} ορόφου_X

| ΟΡΟΦΟΣ: 3ος & 4ος | | | | | | | | | |
|-------------------|----------------|----------------|---------|--------------|------------|----------------|--------------|-----------------|------------|
| ΣΤΟΙΧΕΙΟ | i_y/i_z (cm) | ΔΙΑΤΟΜΗ | ΜΗΚΟΣ L | L_{cr} (m) | Ανηγγμνη λ | i (cm) λ=1,3 | i (cm) λ=2 | N_{Ed}/N_{Rd} | Ω_i |
| 166 | 4 | RHS 300X100X12 | 7,91 | 3,96 | 1,3 | 3,98 | 2,59 | 0,43 | 2,33 |
| 176 | 5,8 | RHS 200X150X12 | 7,91 | 7,91 | 1,8 | 7,96 | 5,18 | 0,42 | 2,38 |
| 218 | 8,3 | RHS 400X200X12 | 7,91 | 7,91 | 1,2 | 7,96 | 5,18 | 0,45 | 2,22 |
| 542 | 8 | RHS 300X200X12 | 7,91 | 7,91 | 1,3 | 7,96 | 5,18 | 0,44 | 2,27 |
| 1611 | 5,3 | SHS 140X8 | 5,73 | 5,73 | 1,4 | 5,77 | 3,75 | 0,42 | 2,38 |
| 1612 | 3,7 | SHS 100X10 | 5,73 | 5,73 | 2,0 | 5,77 | 3,75 | 0,41 | 2,44 |
| 1620 | 5,8 | RHS 200X150X12 | 5,73 | 5,73 | 1,3 | 5,77 | 3,75 | 0,42 | 2,38 |
| 1622 | 5,5 | SHS 150X12 | 5,73 | 5,73 | 1,4 | 5,77 | 3,75 | 0,43 | 2,33 |
| | | | | | | | | 0,45 | 2,44 |
| | | | | | | | | 0,41 | 2,22 |

Πίνακας 4.4 Διατομές & Λόγοι Υπεραντοχής Ράβδων 3^{ου} & 4^{ου} ορόφου_X

| ΟΡΟΦΟΣ: 5ος & 6ος | | | | | | | | | |
|-------------------|----------------|----------------|---------|--------------|------------|----------------|--------------|-----------------|------------|
| ΣΤΟΙΧΕΙΟ | i_y/i_z (cm) | ΔΙΑΤΟΜΗ | ΜΗΚΟΣ L | L_{cr} (m) | Ανηγγμνη λ | i (cm) λ=1,3 | i (cm) λ=2 | N_{Ed}/N_{Rd} | Ω_i |
| 215 | 5,8 | RHS 200X150X12 | 7,91 | 7,91 | 1,8 | 7,96 | 5,18 | 0,48 | 2,08 |
| 522 | 5,5 | SHS 150X12 | 7,91 | 7,91 | 1,9 | 7,96 | 5,18 | 0,47 | 2,13 |
| 566 | 8 | RHS 300X200X12 | 7,91 | 7,91 | 1,3 | 7,96 | 5,18 | 0,5 | 2,00 |
| 573 | 7,9 | SHS 250X12 | 7,91 | 7,91 | 1,3 | 7,96 | 5,18 | 0,46 | 2,17 |
| 1542 | 5,1 | SHS 135X7.1 | 5,73 | 5,73 | 1,5 | 5,77 | 3,75 | 0,42 | 2,38 |
| 1543 | 4,6 | SHS 120X6.3 | 5,73 | 5,73 | 1,6 | 5,77 | 3,75 | 0,42 | 2,38 |
| 1549 | 5,3 | SHS 140X8 | 5,73 | 5,73 | 1,4 | 5,77 | 3,75 | 0,41 | 2,44 |
| 1550 | 3,7 | SHS 100X8 | 5,73 | 5,73 | 2,0 | 5,77 | 3,75 | 0,41 | 2,44 |
| | | | | | | | | 0,5 | 2,44 |
| | | | | | | | | 0,41 | 2,00 |

Πίνακας 4.5 Διατομές & Λόγοι Υπεραντοχής Ράβδων 5^{ου} & 6^{ου} ορόφου_X

| ΟΡΟΦΟΣ: 7ος & 8ος | | | | | | | | | |
|-------------------|----------------|--------------|---------|--------------|------------|----------------|--------------|-----------------|------------|
| ΣΤΟΙΧΕΙΟ | i_y/i_z (cm) | ΔΙΑΤΟΜΗ | ΜΗΚΟΣ L | L_{cr} (m) | Ανηγγμνη λ | i (cm) λ=1,3 | i (cm) λ=2 | N_{Ed}/N_{Rd} | Ω_i |
| 543 | 5,5 | SHS 150X12 | 7,91 | 7,91 | 1,9 | 7,96 | 5,18 | 0,49 | 2,04 |
| 550 | 5,6 | SHS 150X10 | 7,91 | 7,91 | 1,8 | 7,96 | 5,18 | 0,46 | 2,17 |
| 575 | 7,6 | SHS 200X12 | 7,91 | 7,91 | 1,4 | 7,96 | 5,18 | 0,49 | 2,04 |
| 577 | 7,7 | SHS 200X10 | 7,91 | 7,91 | 1,3 | 7,96 | 5,18 | 0,50 | 2,00 |
| 1625 | 2 | CHS 60X2.5 | 5,73 | 2,87 | 1,9 | 2,88 | 1,87 | 0,42 | 2,38 |
| 1627 | 2,4 | RHS 120X60X5 | 5,73 | 2,87 | 1,6 | 2,88 | 1,87 | 0,40 | 2,50 |
| | | | | | | | | 0,50 | 2,50 |
| | | | | | | | | 0,40 | 2,00 |

Πίνακας 4.6 Διατομές & Λόγοι Υπεραντοχής Ράβδων 7^{ου} & 8^{ου} ορόφου_X

| ΟΡΟΦΟΣ: 9ος & 10ος | | | | | | | | | |
|--------------------|----------------|---------------|---------|--------------|---------------------|------------------------|----------------------|-----------------|------------|
| ΣΤΟΙΧΕΙΟ | i_y/i_z (cm) | ΔΙΑΤΟΜΗ | ΜΗΚΟΣ L | L_{cr} (m) | Ανηγγμενη λ | i (cm) $\lambda=1,3$ | i (cm) $\lambda=2$ | N_{Ed}/N_{Rd} | Ω_i |
| 1536 | 5,3 | SHS 135X5 | 14,12 | 7,06 | 1,7 | 7,11 | 4,62 | 0,50 | 2,00 |
| 1537 | 4,9 | CHS 139.7X2.5 | 14,12 | 7,06 | 1,9 | 7,11 | 4,62 | 0,46 | 2,17 |
| 1555 | 4,6 | SHS 120X8 | 14,12 | 7,06 | 2,0 | 7,11 | 4,62 | 0,44 | 2,27 |
| 1556 | 5,8 | CHS 168.3X3 | 14,12 | 7,06 | 1,6 | 7,11 | 4,62 | 0,42 | 2,38 |
| | | | | | | | | 0,50 | 2,38 |
| | | | | | | | | 0,42 | 2,00 |

Πίνακας 4.7 Διατομές & Λόγοι Υπεραντοχής Ράβδων 9^{ου} & 10^{ου} ορόφου_X

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

$$\Omega_{min}=2,00$$

$$\Omega_{max}=2,50$$

$$\frac{\Omega_{max} - \Omega_{min}}{\Omega_{min}} = 0,25 \leq 0,25 \rightarrow OK!$$



Ράβδοι Διεύθυνση_Y

| ΟΡΟΦΟΣ: 1ος & 2ος | | | | | | | | | |
|-------------------|----------------|-----------------|---------|--------------|---------------------|------------------------|----------------------|-----------------|------------|
| ΣΤΟΙΧΕΙΟ | i_y/i_z (cm) | ΔΙΑΤΟΜΗ | ΜΗΚΟΣ L | L_{cr} (m) | Ανηγγμενη λ | i (cm) $\lambda=1,3$ | i (cm) $\lambda=2$ | N_{Ed}/N_{Rd} | Ω_i |
| 590 | 5,6 | SHS 150X10 | 7,21 | 7,21 | 1,7 | 7,26 | 4,72 | 0,50 | 2,00 |
| 592 | 5,3 | SHS 135X5 | 7,21 | 7,21 | 1,8 | 7,26 | 4,72 | 0,49 | 2,04 |
| 601 | 5,6 | SHS 150X10 | 7,21 | 7,21 | 1,7 | 7,26 | 4,72 | 0,46 | 2,17 |
| 603 | 3,7 | SHS 100X8 | 7,21 | 3,61 | 1,3 | 3,63 | 2,36 | 0,47 | 2,13 |
| 1557 | 7,0 | SHS 180X8 | 9,48 | 9,48 | 1,8 | 9,54 | 6,20 | 0,49 | 2,04 |
| 1558 | 6,8 | SHS 180X10 | 9,48 | 9,48 | 1,8 | 9,54 | 6,20 | 0,50 | 2,00 |
| 1567 | 3,5 | RHS 160X90X7.1 | 9,48 | 4,74 | 1,8 | 4,77 | 3,10 | 0,46 | 2,17 |
| 1568 | 3,5 | RHS 160X90X7.1 | 9,48 | 4,74 | 1,8 | 4,77 | 3,10 | 0,45 | 2,22 |
| 1577 | 3,9 | RHS 150X100X7.1 | 9,08 | 4,54 | 1,5 | 4,57 | 2,97 | 0,44 | 2,27 |
| 1578 | 3,4 | SHS 90X7.1 | 9,08 | 4,54 | 1,7 | 4,57 | 2,97 | 0,42 | 2,38 |
| 1587 | 3,8 | SHS 100X7.1 | 11,89 | 5,95 | 2,0 | 5,98 | 3,89 | 0,40 | 2,50 |
| 1588 | 5,0 | RHS 140X80X7.1 | 11,89 | 5,95 | 1,6 | 5,98 | 3,89 | 0,43 | 2,33 |
| 1597 | 4,0 | CHS 114.3X2 | 11,89 | 5,95 | 1,9 | 5,98 | 3,89 | 0,40 | 2,50 |
| 1598 | 3,9 | SHS 100X4 | 11,89 | 5,95 | 2,0 | 5,98 | 3,89 | 0,41 | 2,44 |
| | | | | | | | | 0,50 | 2,50 |
| | | | | | | | | 0,40 | 2,00 |

Πίνακας 4.8 Διατομές & Λόγοι Υπεραντοχής Ράβδων 1^{ου} & 2^{ου} ορόφου_Y

| ΟΡΟΦΟΣ: 3ος & 4ος | | | | | | | | | |
|-------------------|----------------|-----------------|---------|--------------|---------------------|------------------------|----------------------|-----------------|------------|
| ΣΤΟΙΧΕΙΟ | i_y/i_z (cm) | ΔΙΑΤΟΜΗ | ΜΗΚΟΣ L | L_{cr} (m) | Ανηγγμενη λ | i (cm) $\lambda=1,3$ | i (cm) $\lambda=2$ | N_{Ed}/N_{Rd} | Ω_i |
| 1559 | 7,1 | SHS 180X6.3 | 9,48 | 9,48 | 1,7 | 9,54 | 6,20 | 0,46 | 2,17 |
| 1560 | 3,7 | SHS 100X10 | 9,48 | 4,74 | 1,7 | 4,77 | 3,10 | 0,49 | 2,04 |
| 1569 | 7,6 | SHS 200X12 | 9,48 | 9,48 | 1,6 | 9,54 | 6,20 | 0,44 | 2,27 |
| 1570 | 6,8 | SHS 180X10 | 9,48 | 9,48 | 1,8 | 9,54 | 6,20 | 0,50 | 2,00 |
| 1579 | 3,7 | SHS 100X10 | 9,08 | 4,54 | 1,6 | 4,57 | 2,97 | 0,41 | 2,44 |
| 1580 | 3,5 | RHS 160X90X7.1 | 9,08 | 4,54 | 1,7 | 4,57 | 2,97 | 0,50 | 2,00 |
| 1589 | 4,6 | SHS 120X6.3 | 11,89 | 5,95 | 1,7 | 5,98 | 3,89 | 0,40 | 2,50 |
| 1590 | 3,8 | SHS 100X7.1 | 11,89 | 5,95 | 2,0 | 5,98 | 3,89 | 0,43 | 2,33 |
| 1599 | 5,7 | SHS 150X8 | 11,89 | 5,95 | 1,4 | 5,98 | 3,89 | 0,41 | 2,44 |
| 1600 | 3,9 | RHS 150X100X7.1 | 11,89 | 5,95 | 2,0 | 5,98 | 3,89 | 0,47 | 2,13 |
| | | | | | | | | 0,50 | 2,50 |
| | | | | | | | | 0,40 | 2,00 |

Πίνακας 4.9 Διατομές & Λόγοι Υπεραντοχής Ράβδων 3^{ου} & 4^{ου} ορόφου_Y

| ΟΡΟΦΟΣ: 5ος & 6ος | | | | | | | | | |
|-------------------|----------------|----------------|---------|--------------|------------|----------------|--------------|-----------------|------------|
| ΣΤΟΙΧΕΙΟ | i_y/i_z (cm) | ΔΙΑΤΟΜΗ | ΜΗΚΟΣ L | L_{cr} (m) | Ανηγγμνη λ | i (cm) λ=1,3 | i (cm) λ=2 | N_{Ed}/N_{Rd} | Ω_i |
| 1561 | 7,1 | SHS 180X6.3 | 9,48 | 9,48 | 1,7 | 9,54 | 6,20 | 0,49 | 2,04 |
| 1562 | 3,7 | SHS 100X10 | 9,48 | 4,74 | 1,7 | 4,77 | 3,10 | 0,48 | 2,08 |
| 1571 | 7,9 | SHS 200X5 | 9,48 | 9,48 | 1,6 | 9,54 | 6,20 | 0,49 | 2,04 |
| 1572 | 7,9 | SHS 200X5 | 9,48 | 9,48 | 1,6 | 9,54 | 6,20 | 0,49 | 2,04 |
| 1581 | 7,9 | SHS 200X5 | 9,08 | 9,08 | 1,5 | 9,14 | 5,94 | 0,45 | 2,22 |
| 1582 | 3,2 | RHS 140X80X6.3 | 9,08 | 4,54 | 1,9 | 4,57 | 2,97 | 0,47 | 2,13 |
| 1591 | 7,9 | SHS 200X5 | 11,89 | 11,89 | 2,0 | 11,97 | 7,78 | 0,43 | 2,33 |
| 1592 | 3,9 | SHS 100X5 | 11,89 | 5,95 | 2,0 | 5,98 | 3,89 | 0,44 | 2,27 |
| 1601 | 7,9 | SHS 200X5 | 11,89 | 11,89 | 2,0 | 11,97 | 7,78 | 0,46 | 2,17 |
| 1602 | 5,7 | SHS 150X8 | 11,89 | 5,95 | 1,4 | 5,98 | 3,89 | 0,50 | 2,00 |
| | | | | | | | | 0,50 | 2,33 |
| | | | | | | | | 0,43 | 2,00 |

Πίνακας 4.10 Διατομές & Λόγοι Υπεραντοχής Ράβδων 5^{ου} & 6^{ου} ορόφου_Υ

| ΟΡΟΦΟΣ: 7ος & 8ος | | | | | | | | | |
|-------------------|----------------|-----------------|---------|--------------|------------|----------------|--------------|-----------------|------------|
| ΣΤΟΙΧΕΙΟ | i_y/i_z (cm) | ΔΙΑΤΟΜΗ | ΜΗΚΟΣ L | L_{cr} (m) | Ανηγγμνη λ | i (cm) λ=1,3 | i (cm) λ=2 | N_{Ed}/N_{Rd} | Ω_i |
| 1563 | 3,7 | SHS 100X8 | 9,48 | 4,74 | 1,7 | 4,77 | 3,10 | 0,49 | 2,04 |
| 1564 | 3,8 | SHS 100X6.3 | 9,48 | 4,74 | 1,6 | 4,77 | 3,10 | 0,44 | 2,27 |
| 1573 | 4,0 | RHS 200X100X8 | 9,48 | 4,74 | 1,6 | 4,77 | 3,10 | 0,47 | 2,13 |
| 1574 | 7,0 | SHS 180X8 | 9,48 | 9,48 | 1,8 | 9,54 | 6,20 | 0,46 | 2,17 |
| 1585 | 3,1 | SHS 80X5 | 9,08 | 4,54 | 1,9 | 4,57 | 2,97 | 0,45 | 2,22 |
| 1593 | 4,1 | RHS 150X100X3.2 | 9,08 | 4,54 | 1,4 | 4,57 | 2,97 | 0,42 | 2,38 |
| 1603 | 4,6 | SHS 120X8 | 11,89 | 5,95 | 1,7 | 5,98 | 3,89 | 0,48 | 2,08 |
| 1604 | 4,6 | SHS 120X7.1 | 11,89 | 5,95 | 1,7 | 5,98 | 3,89 | 0,47 | 2,13 |
| | | | | | | | | 0,49 | 2,38 |
| | | | | | | | | 0,42 | 2,04 |

Πίνακας 4.11 Διατομές & Λόγοι Υπεραντοχής Ράβδων 7^{ου} & 8^{ου} ορόφου_Υ

| ΟΡΟΦΟΣ: 9ος & 10ος | | | | | | | | | |
|--------------------|----------------|---------------|---------|--------------|------------|----------------|--------------|-----------------|------------|
| ΣΤΟΙΧΕΙΟ | i_y/i_z (cm) | ΔΙΑΤΟΜΗ | ΜΗΚΟΣ L | L_{cr} (m) | Ανηγγμνη λ | i (cm) λ=1,3 | i (cm) λ=2 | N_{Ed}/N_{Rd} | Ω_i |
| 1575 | 3,7 | SHS 100X10 | 9,48 | 4,74 | 1,7 | 4,77 | 3,10 | 0,47 | 2,13 |
| 1576 | 3,1 | CHS 88X5 | 9,48 | 4,74 | 2,0 | 4,77 | 3,10 | 0,46 | 2,17 |
| 1605 | 3,9 | SHS 100X5 | 11,89 | 5,95 | 2,0 | 5,98 | 3,89 | 0,47 | 2,13 |
| 1606 | 4,0 | CHS 114.3X2.5 | 11,89 | 5,95 | 1,9 | 5,98 | 3,89 | 0,44 | 2,27 |
| | | | | | | | | 0,47 | 2,27 |
| | | | | | | | | 0,44 | 2,13 |

Πίνακας 4.12 Διατομές & Λόγοι Υπεραντοχής Ράβδων 9^{ου} & 10^{ου} ορόφου_Υ

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

$$\Omega_{\min}=2,00$$

$$\Omega_{\max}=2,50$$

$$\frac{\Omega_{\max} - \Omega_{\min}}{\Omega_{\min}} = 0,25 \leq 0,25 \rightarrow OK!$$

Διευκρινίζεται ότι απαιτήσαμε η υπεραντοχή να κυμαίνεται στο 2,00-2,50 διότι η κατασκευή ήταν εξαρχής πολύ εύκαμπτη, με αποτέλεσμα να απαιτείται οριακά ανάλυση 2^{ας} τάξεως ($\theta_{cr}=0,20$). Τοποθετώντας διατομές αρκετά μεγαλύτερες από τις απαιτούμενες, ως προς την αντοχή, μειώσαμε την ευκαμψία της κατασκευής και έτσι δεν απαιτήθηκε τελικά ανάλυση 2^{ας} τάξεως.

4.4.2.4 Απαιτήσεις Κανονισμού στην Διαστασιολόγηση των Υποστυλωμάτων

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

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

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 υποστυλωμα 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 υποστυλωμα 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 συνδέσμων
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.

Σε πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους στα οποία οι εφελκόμενοι και θλιβόμενοι διαγώνιοι δεν τέμνονται (π.χ. οι διαγώνιοι του Σχήματος 6.12), ο σχεδιασμός θα πρέπει να λαμβάνει υπόψη τις εφελκυστικές και θλιπτικές δυνάμεις, οι οποίες αναπτύσσονται στα υποστυλώματα που είναι προσκείμενα στις θλιβόμενες διαγώνιους λόγω θλιπτικών δυνάμεων στις διαγώνιους αυτές, οι οποίες ισούνται με την αντοχή σχεδιασμού τους σε λυγισμό.

Σύμφωνα με τα παραπάνω για να διαστασιολογήσουμε τα υποστυλώματα θα πρέπει να αυξήσουμε την ένταση των σεισμών κατά την ποσότητα $A=1,1*\gamma*\Omega_{min}$ σε κάθε διεύθυνση.

Διεύθυνση_X: $\Omega_{min}=2.00 \rightarrow A_x=1.1*1.25*2.00=2.75$

Διεύθυνση_Y: $\Omega_{min}=2.00 \rightarrow A_y=1.1*1.25*2.00=2.75$

Είχαμε πριν την επαύξηση τους σεισμικούς συνδυασμούς:

X: $1.00*(DEAD+ADL)+ 0.60*LIVE+ 1.12*RSP_X+0.378*RSP_Y$

Y: $1.00*(DEAD+ADL)+ 0.60*LIVE+ 0.34*RSP_X+1.26*RSP_Y$

Οπότε, μετά την αύξηση έχουμε:

 ΣΕΙΣΜΟΣ_X

$1.00*(DEAD+ADL)+ 0.60*LIVE+ 1.12*A_x*RSP_X+0.378*A_y*RSP_Y$

$1.00*(DEAD+ADL)+ 0.60*LIVE+ 1.12*2.75*RSP_X+0.378*2.75*RSP_Y$

$1.00*(DEAD+ADL)+ 0.60*LIVE+ 3,08*RSP_X+1,04*RSP_Y$

 ΣΕΙΣΜΟΣ_Y

$1.00*(DEAD+ADL)+ 0.60*LIVE+ 0.34*A_x*RSP_X+1.26*A_y*RSP_Y$

$1.00*(DEAD+ADL)+ 0.60*LIVE+ 0.34*2.75*RSP_X+1.26*2.75*RSP_Y$

$1.00*(DEAD+ADL)+ 0.60*LIVE+ 0,94*RSP_X+3,47*RSP_Y$

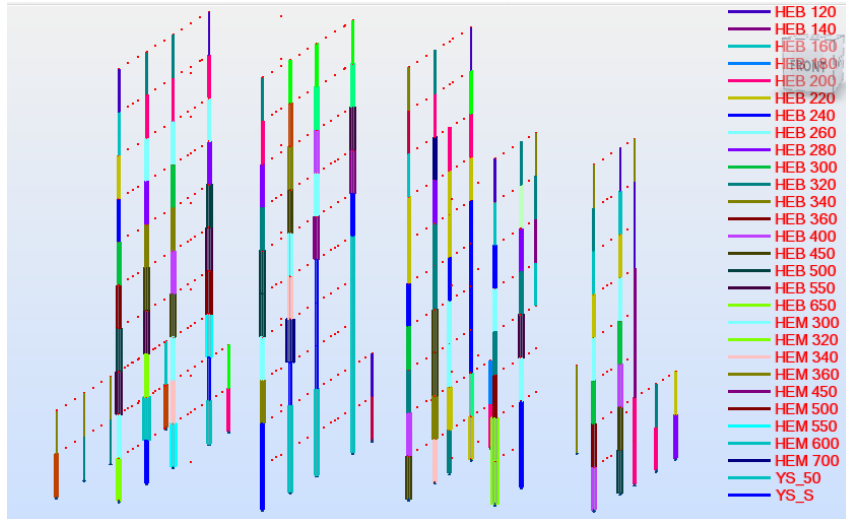
4.4.2.5 Διαστασιολόγηση Υποστυλωμάτων Κτιρίου

Συνοπτικά, έχουμε καταλήξει στους συνδυασμούς με βάση τους οποίους θα γίνει η διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων.

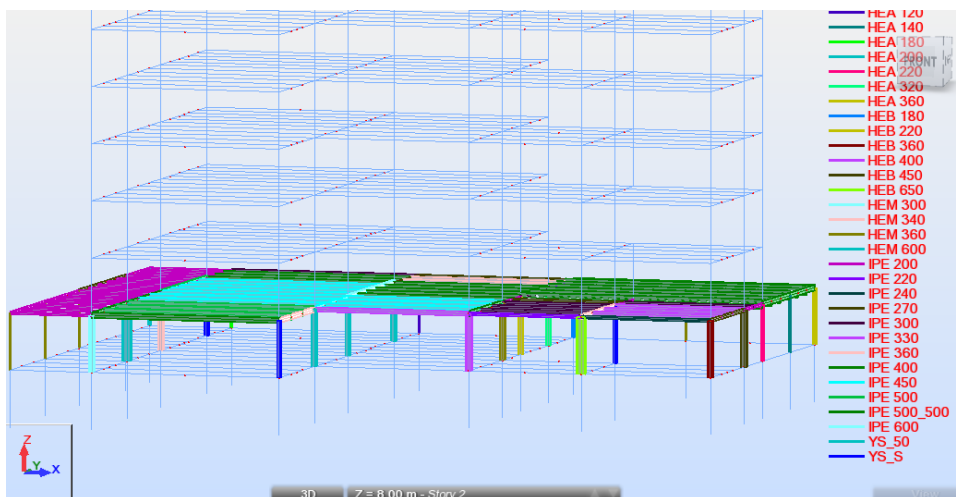
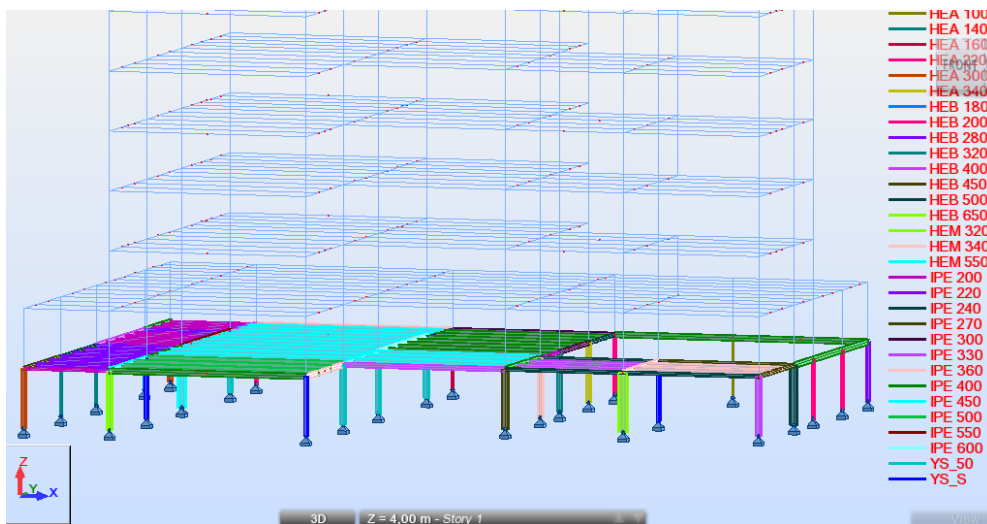
X: $1.00*(DEAD+ADL)+ 0.60*LIVE+ 3,08*RSP_X+1,04*RSP_Y$

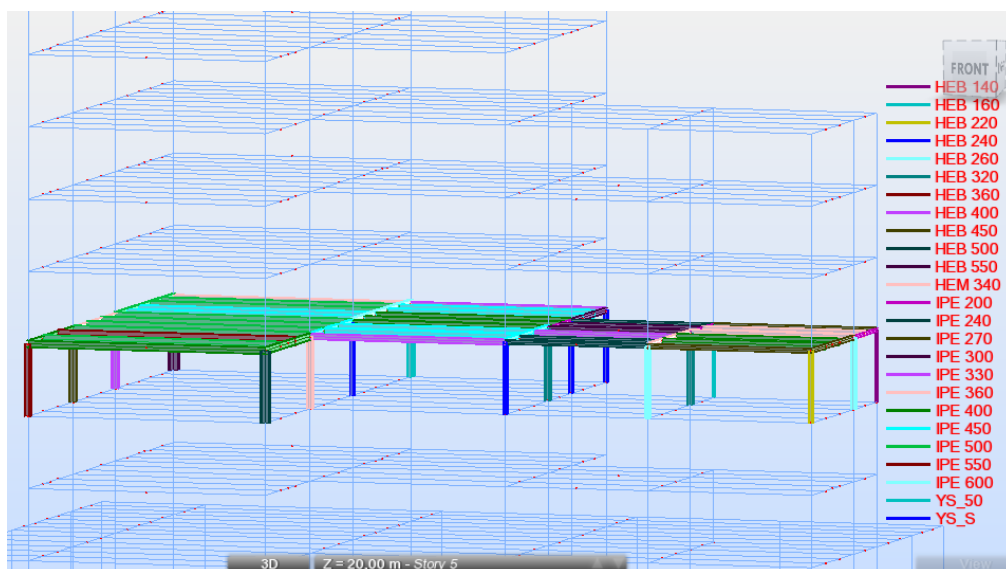
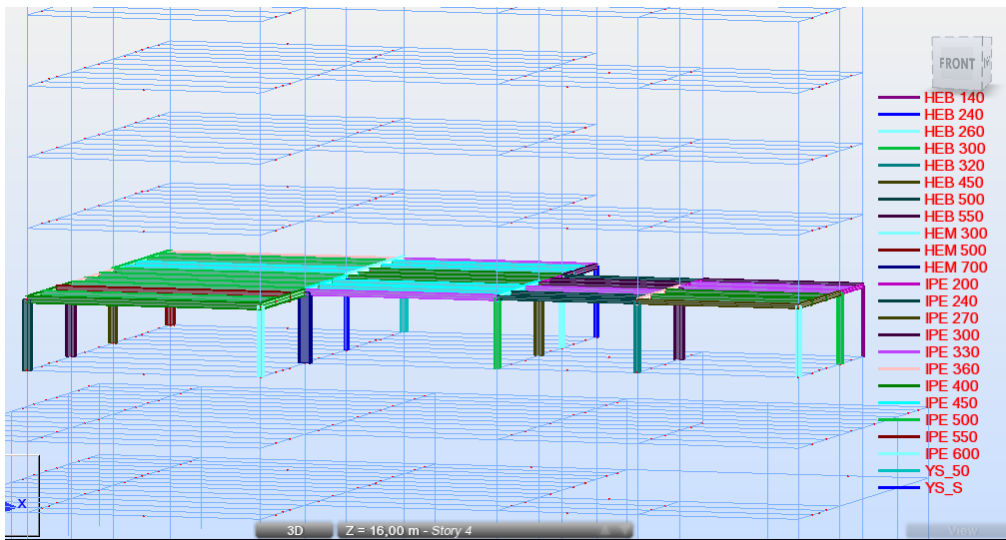
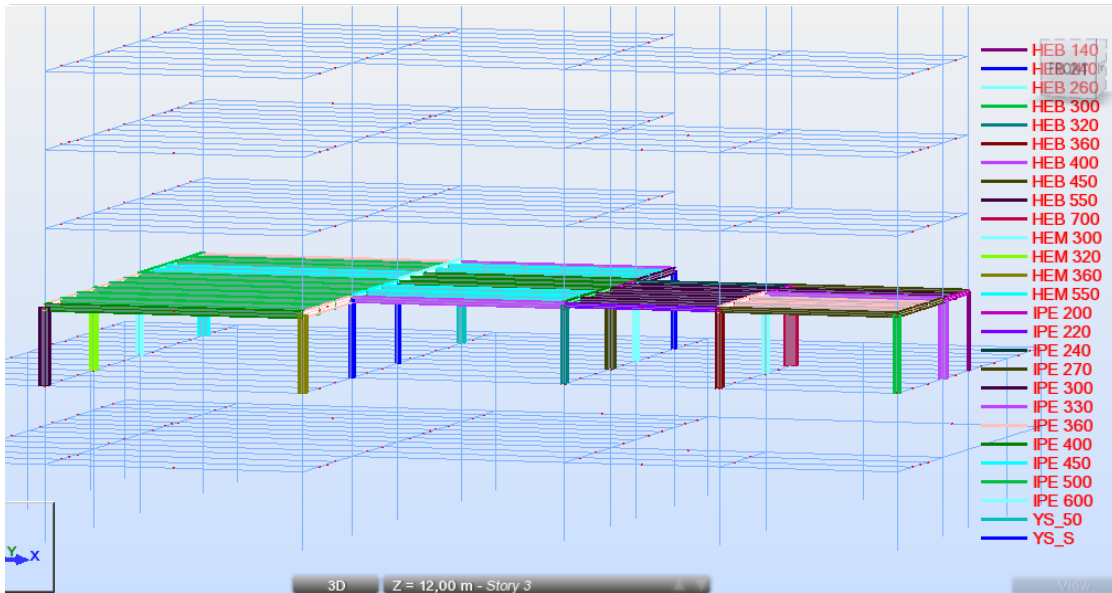
Y: $1.00*(DEAD+ADL)+ 0.60*LIVE+ 0,94*RSP_X+3,47*RSP_Y$

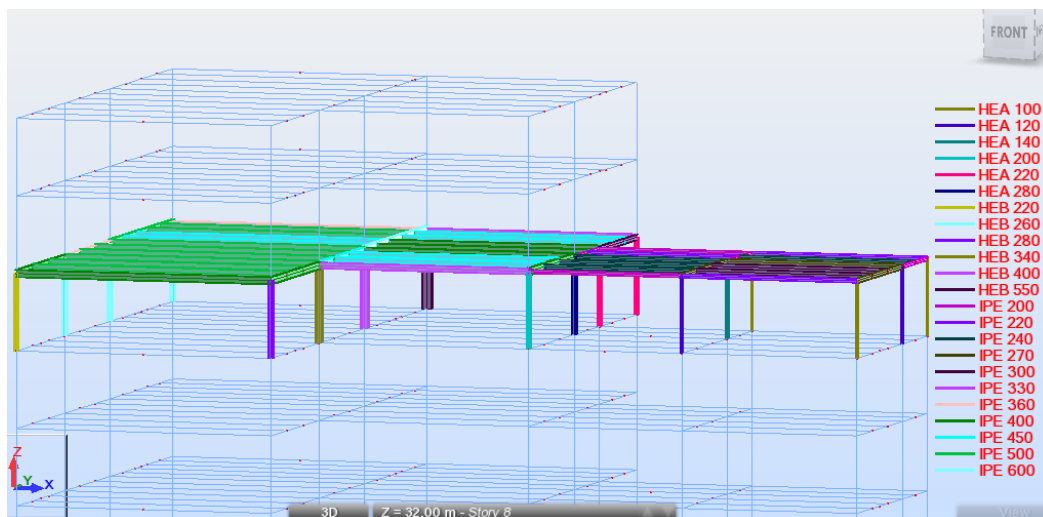
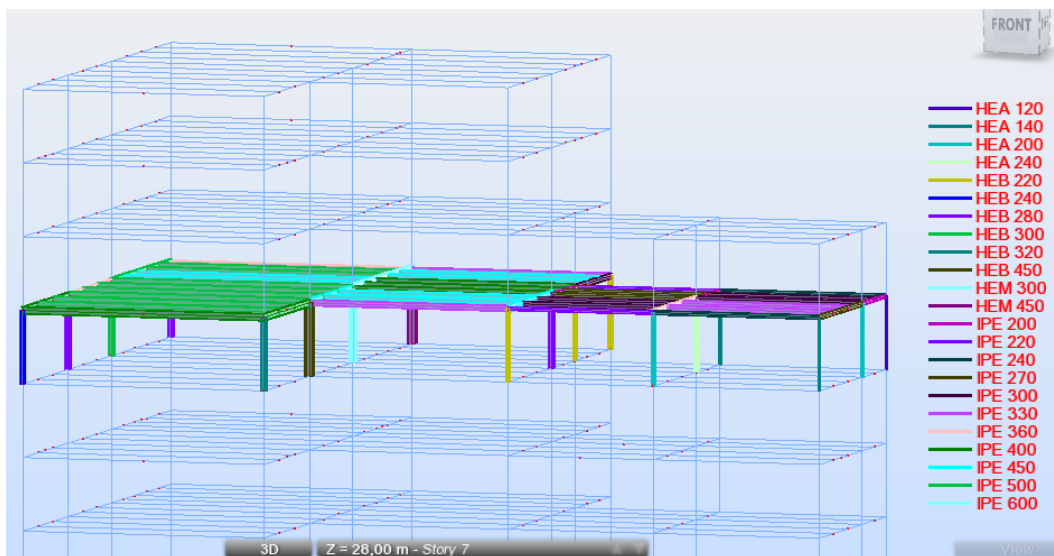
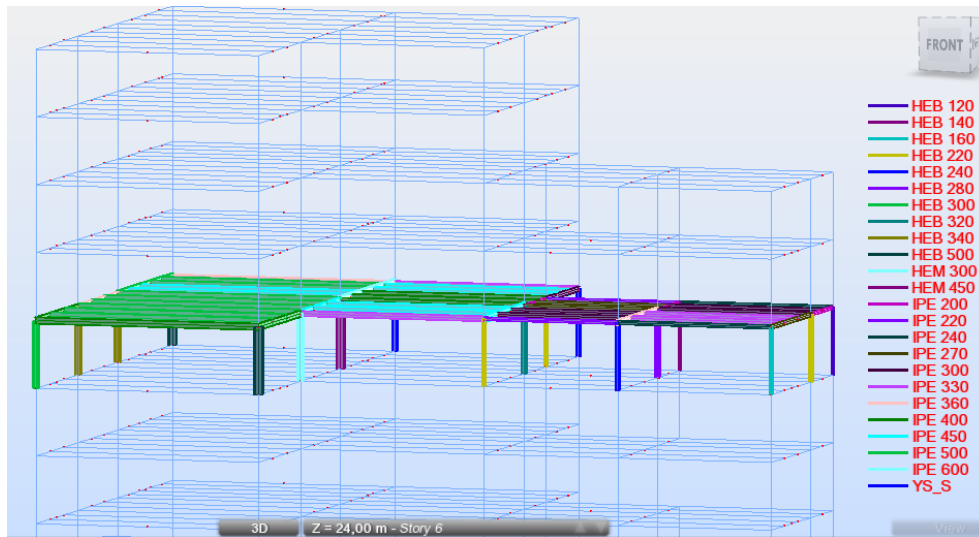
Τελικά προέκυψαν τα υποστυλώματα που φαίνονται παρακάτω.

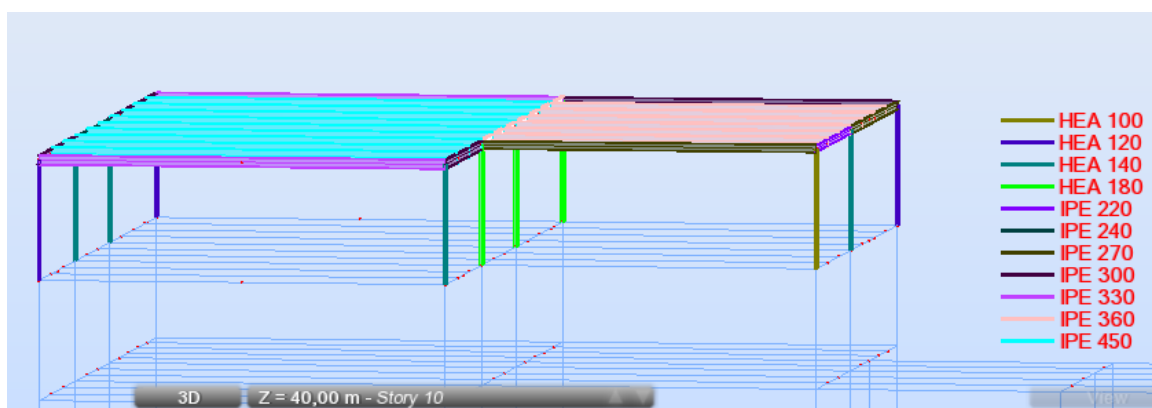
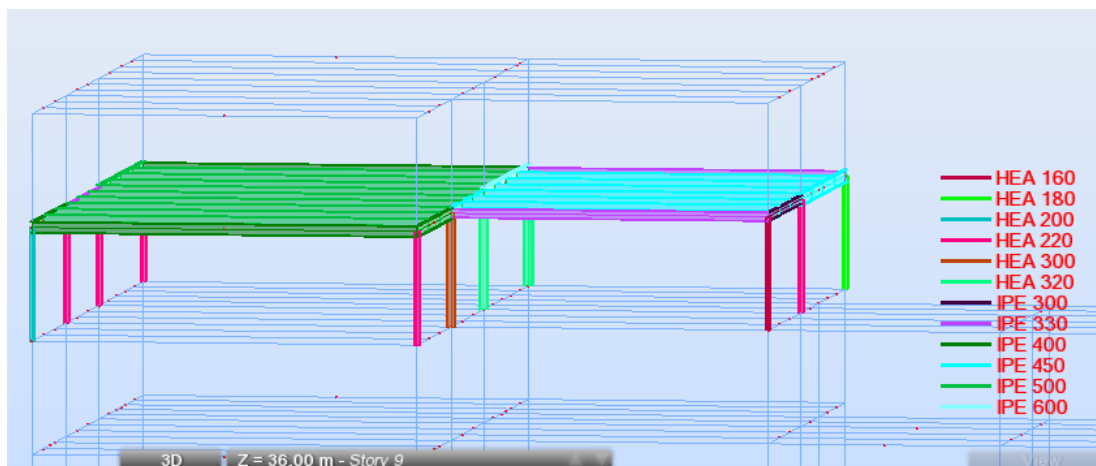


Σχήμα 4.24 Διατομές Υποστυλωμάτων κτιρίου









4.4.3 Έλεγχος Περιορισμού Βλαβών

4.4.3.1 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:

$$\gamma = \frac{d_r * v}{h} \leq 0.50\% = \gamma_{max}$$

β) για κτίρια με πλαστικά μη-φέροντα στοιχεία:

$$\gamma = \frac{d_r * v}{h} \leq 0.75\% = \gamma_{max}$$

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:

$$\gamma = \frac{d_r * v}{h} \leq 1.00\% = \gamma_{max}$$

Όπου:

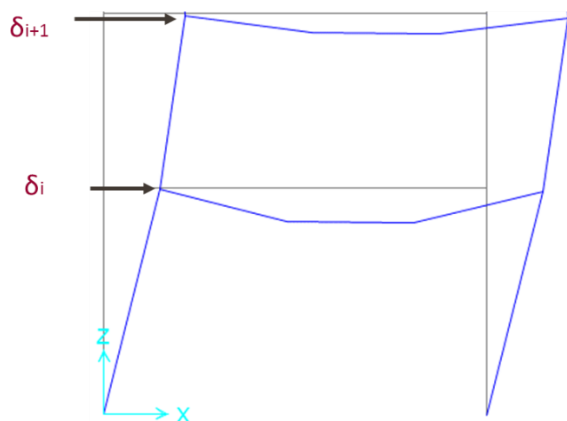
d_r είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής παραμόρφωσης ορόφου

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.

4.4.3.2 Περιορισμός Σχετικής Παραμόρφωσης Ορόφων Κτιρίου

Το κτίριο που μελετάται είναι με πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία. Οπότε η μέγιστη διατμητική παραμόρφωση πρέπει να είναι μικρότερη από 0,75%, σύμφωνα με τα παραπάνω.



$$\gamma = \frac{d_r * \nu}{h} \leq 0.75\% = \gamma_{max}$$

Μετά την διαστασιολόγηση όλων των φερόντων δομικών στοιχείων υπολογίζονται οι μετακινήσεις των ορόφων και τα αντίστοιχα drift για όλους τους συνδυασμούς φόρτισης.

Δυσμενέστεροι όλων είναι οι δυο τελευταίοι συνδυασμοί με τους αυξημένους σεισμούς λόγω φαινομένων 2^{ος} τάξεως.

✚ Διεύθυνση_X

| ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ X | | | | | | |
|-------------|-----------------------------|---------------------------|---------|--------|----------|---------|
| ΟΡΟΦΟΣ | $\delta_{i+1,elastic}$ (cm) | $\delta_{i,elastic}$ (cm) | dr (cm) | h (cm) | γ | ΕΛΕΓΧΟΣ |
| 1ος | 2,6 | 0,0 | 2,6 | 400 | 0,33% | OK |
| 2ος | 4,6 | 2,6 | 2,0 | 400 | 0,25% | OK |
| 3ος | 7,2 | 4,6 | 2,6 | 400 | 0,33% | OK |
| 4ος | 9,7 | 7,2 | 2,5 | 400 | 0,31% | OK |
| 5ος | 12,9 | 9,7 | 3,2 | 400 | 0,40% | OK |
| 6ος | 15,4 | 12,9 | 2,5 | 400 | 0,31% | OK |
| 7ος | 19,0 | 15,4 | 3,6 | 400 | 0,45% | OK |
| 8ος | 21,7 | 19,0 | 2,7 | 400 | 0,34% | OK |
| 9ος | 26,0 | 21,7 | 4,3 | 400 | 0,54% | OK |
| 10ος | 30,2 | 26,0 | 4,2 | 400 | 0,53% | OK |

Πίνακας 4.13 Διατμητικές Παραμορφώσεις Ορόφων_X

✚ Διεύθυνση_Y

| ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y | | | | | | |
|-------------|-----------------------------|---------------------------|---------|--------|----------|---------|
| ΟΡΟΦΟΣ | $\delta_{i+1,elastic}$ (cm) | $\delta_{i,elastic}$ (cm) | dr (cm) | h (cm) | γ | ΕΛΕΓΧΟΣ |
| 1ος | 3,5 | 0,0 | 3,5 | 400 | 0,44% | OK |
| 2ος | 5,5 | 3,5 | 2,0 | 400 | 0,25% | OK |
| 3ος | 10,5 | 5,5 | 5,0 | 400 | 0,63% | OK |
| 4ος | 12,2 | 10,5 | 1,7 | 400 | 0,21% | OK |
| 5ος | 17,9 | 12,2 | 5,7 | 400 | 0,71% | OK |
| 6ος | 19,6 | 17,9 | 1,7 | 400 | 0,21% | OK |
| 7ος | 25,3 | 19,6 | 5,7 | 400 | 0,71% | OK |
| 8ος | 27,3 | 25,3 | 2,0 | 400 | 0,25% | OK |
| 9ος | 32,2 | 27,3 | 4,9 | 400 | 0,61% | OK |
| 10ος | 36,3 | 32,2 | 4,1 | 400 | 0,51% | OK |

Πίνακας 4.14 Διατμητικές Παραμορφώσεις Ορόφων_Y

4.4.3.3 Συμπεράσματα ελέγχου περιορισμού των βλαβών

Στους παραπάνω πίνακες βλέπουμε τις μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις των ορόφων ανά διεύθυνση. Παρατηρούμε ότι μετά την διαστασιολόγηση όλων των μελών του κτιρίου σε όλους τους ορόφους 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.

4.4.4 Συμπεράσματα Δυναμικής Φασματικής Ανάλυσης

Βάσει των ελέγχων φαινομένων 2^{ας} τάξεως και τον περιορισμό των βλαβών έγινε η διαστασιολόγηση των στοιχείων που παραλαμβάνουν τα οριζόντια φορτία (σύνδεσμοι δυσκαμψίας & υποστυλώματα). Όπως ήταν αναμενόμενο η κατασκευή αποδείχτηκε αρκετά εύκαμπτη γεγονός που συνετέλεσε στο να τοποθετήσουμε αρκετά μεγαλύτερες διατομές στους μεταλλικούς χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας απ' ότι απαιτούν οι έλεγχοι σε αντοχή. Ταυτόχρονα, αυτό προκάλεσε αυξημένες απαιτήσεις στα υποστυλώματα, τα οποία διαστασιολογήθηκαν για αρκετά αυξημένους ικανοτικούς σεισμούς. 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* ($q=\mu=3$), ικανοποιητική για την ζώνη στην οποία βρίσκεται.

5 Συνδέσεις

Στο κεφάλαιο αυτό δίνεται η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος πέντε (5) ενδεικτικών συνδέσεων του κτιρίου. Αναλυτικά, διαμορφώνονται οι εξής συνδέσεις:

- I. Σύνδεση Διαγώνιου Συνδέσμου Δυσκαμψίας με Υποσύλωμα
- II. Σύνδεση Κύριων με Δευτερεύουσες δοκούς
- III. Σύνδεση Κύριων δοκών με Υποσύλωμα
- IV. Σύνδεση Δευτερευουσών δοκών & Υποστυλώματος
- V. Διαμόρφωση Βάσης Έδρασης Υποστυλώματος

Γ' αυτές τις συνδέσεις δίνονται παρακάτω αναλυτικά όλοι οι απαιτούμενοι έλεγχοι σε υπολογιστικά φύλλα Excel και στη συνέχεια τα σχέδια με τις διαστάσεις και τις λεπτομέρειες τους.

5.1 Σύνδεση Διαγώνιας Μεταλλικής Ράβδου – Υποστυλώματος

Στο κεφάλαιο αυτό θα γίνει διαστασιολόγηση συνδέσεων διαγώνιου μεταλλικού συνδέσμου δυσκαμψίας SHS180X10 με υποσύλωμα HEM320. Επιλέγεται κοχλίωση κατηγορίας B με προεντεταμένους κοχλίες 6M30, ποιότητας 10.9 και συγκόλληση πάχους $a=10\text{mm}$ και μήκος 300mm. Όλη η σύνδεση ελέγχεται με την ικανοτική δύναμη της ράβδου, σύμφωνα με τα παρακάτω. Υπενθυμίζεται ότι ο χάλυβας της διατομών είναι S355 με τάση διαρροής $f_y=355\text{MPa}$ και τάση αστοχίας $f_u=510\text{MPa}$.

5.1.1.1 Δεδομένα

Παρακάτω δίνεται η διαστασιολόγηση της σύνδεσης διαγώνιας ράβδου με υποσύλωμα. Η σύνδεση αφορά την διαγώνιο_214 στο λογισμικό προσομοίωσης στο ισόγειο του κτιρίου, η οποία είναι κοίλη τετραγωνική SHS180X10. Παρακάτω δίνονται τα χαρακτηριστικά της.

Επιλέγεται σύνδεση κατηγορίας C. Από την δυναμική φασματική ανάλυση πρόκυψε η δύναμη που καταπονεί την ράβδο ίση με $N_{Ed}=1104\text{kN}$. Ωστόσο, σύμφωνα με την παραπάνω παράγραφο, η σύνδεση πρέπει να διαστασιολογηθεί για την ικανοτική δύναμη που ισούται με:

$$N_{Ed} = 1,1 * \gamma_{ov} * R_{fy}$$

Όπου:

R_{fy} = N_{pl} διαγώνιου

γ_{ov} = συντελεστής ίσος με 1,25

Οι έλεγχοι που πρέπει να γίνουν για μια σύνδεση κατηγορίας C είναι:

- Έλεγχος κοχλιών σε ολίσθηση στην ΟΚΑ
- Έλεγχος κοχλιών σε διάτμηση

- Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας

Ο πρώτος έλεγχος δίνει πολύ μεγάλο αριθμό κοχλιών. Γι' αυτό επιλέγεται να διαστασιολογηθεί όλη η σύνδεση με την ικανοτική δύναμη (διάτμηση & άντυγας) και έπειτα να γίνει ο έλεγχος σε ολίσθηση στην σεισμική κατάσταση, δηλαδή ότι η αντοχή των κοχλιών σε ολίσθηση υπερβαίνει την δύναμη που καταπονεί την διαγώνιο υπό τον σεισμικό συνδυασμό $g+\psi_2*q+1.00*RSP_X+0.30*RSP_Y$ (διαγώνιος_X).

| | | | |
|--|---|---------|----|
| Δρώσα τέμνουσα Q_{ed} | = | 1104,00 | KN |
| Πλαστική Αντοχή Διαγωνίου $N_{pl,Rd}$ | = | 2304,31 | KN |
| Δρώσα τέμνουσα ικανοτική Q_{ed} | = | 3168,42 | KN |

5.1.1.2 Διαστασιολόγηση Συγκόλλησης

| | | | |
|---|---|---------|--------------------|
| Πάχος συγκόλλησης a | = | 10 | mm |
| Ραφές m | = | 4 | mm |
| Μήκος Συγκόλλησης $l_{συγκ}$ | = | 300 | mm |
| Συντελεστής β_w | = | 0,9 | |
| Αντοχή Συγκόλλησης $f_{w,d}$ | = | 26,17 | KN/cm ² |
| Αντοχή Συγκόλλησης $F_{w,Rd}$ | = | 3140,79 | KN |
| Έλεγχος αντοχής συγκόλλησης $F_{Ed}/F_{w,Rd}$ | : | 1,0 | ratio |
| Έλεγχος | = | ok | |

5.1.1.3 Επιλογή Αποστάσεων

| | | | |
|-----------|---|-----|----|
| e1 | = | 90 | mm |
| p1 | = | 110 | mm |
| e2 | = | 80 | mm |
| p2 | = | 100 | mm |

5.1.1.4 Έλεγχος σε διάτμηση

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

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v * f_{ub} * A}{\gamma_{M2}}$$

A: επιφάνεια ενεργού διατομής του κοχλίου

α_v : Συντελεστής ανάλογα με το επίπεδο διάτμησης σε σχέση με το σπείρωμα του κοχλίου

❖ όταν το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλίου :

○ για κατηγορίες 4.6, 5.6 και 8.8: $\alpha_v = 0,6$

○ για κατηγορίες 4.8, 5.8, 6.8 και 10.9: $\alpha_v = 0,5$

❖ όταν το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από την πλήρη διατομή του κοχλίου: $\alpha_v = 0,6$

| | | | |
|---|---|---------|-------|
| Μήκος Λεπίδας $l_{λεπίδας}$ | = | 400 | mm |
| Μειωτικός Συντελ. Μήκους κοχλίωσης $B_{L,f}$ | = | 1,00 | |
| Αριθμός κοχλιών m | = | 6 | |
| Διάταξη Κοχλιών ανά σειρά | : | 2 | |
| Επίπεδα Διάτμησης n | = | 2 | |
| Αντοχή Κοχλιών σε Διάτμηση $F_{v,Rd}$ | = | 4072,32 | KN |
| Έλεγχος αντοχής κοχλίου σε διάτμηση $F_{Ed}/F_{v,Rd}$ | = | 0,78 | ratio |
| Έλεγχος | = | ok | |

5.1.1.5 Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 * a_b * f_u * d * t}{\gamma_{M2}}$$

Όπου:

a_b το μικρότερο από a_d ή $\frac{f_{ub}}{f_u}$ ή 1,00

Κατά τη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου:

- για τελευταία σειρά κοχλιών: $\alpha_d = \frac{e_1}{3 \cdot d_0}$, για εσωτερικούς κοχλίες: $\alpha_d = \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}$

- για πλευρικά ακραίους κοχλίες: k_1 το μικρότερο $2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7$ ή 2,5

- για εσωτερικούς κοχλίες: k_1 το μικρότερο $1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7$ ή 2,5

| | | | |
|---|---|--------|--------|
| Συντελεστής k_1 | = | 2,50 | factor |
| Συντελεστής α_d | = | 0,86 | factor |
| Συντελεστής α_b | = | 0,86 | factor |
| Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας $F_{b,Rd}$ | = | 3162,0 | KN |
| Έλεγχος αντοχής ελάσματος σε σύνθλιψη άντυγας $N_{Ed}/N_{t,Rd}$ | = | 1,00 | ratio |
| Έλεγχος | = | ok | |

5.1.1.6 Έλεγχος κοχλιών σε ολίσθηση στην ΟΚΑ

Η αντοχή σχεδιασμού σε ολίσθηση ενός προεντεταμένου κοχλία κατηγορίας 8.8 ή 10.9 πρέπει να λαμβάνεται ίση με:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot \eta \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,C}$$

Όπου:

k_s δίνεται στον Πίνακα

η είναι ο αριθμός των επιφανειών τριβής

μ είναι ο συντελεστής ολίσθησης, ο οποίος μπορεί να προσδιοριστεί είτε μέσω δοκιμών της επιφάνειας τριβής ή από τις τιμές του Πίνακα

Για τις κατηγορίες κοχλιών 8.8 και 10.9 η δύναμη προέντασης ίση με $F_{p,C} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$

| | | | |
|--|---|---------|-------|
| Αριθμός κοχλιών m | = | 6 | |
| Διάταξη Κοχλιών ανά σειρά | : | 2 | |
| Επίπεδα Διάτμησης n | = | 2 | |
| Συντελεστής k_s | = | 1,00 | |
| Συντελεστής ολίσθησης μ | = | 0,50 | |
| Δύναμη προέντασης κοχλία $F_{p,C}$ | = | 392,70 | KN |
| Αντοχή Κοχλία σε Ολίσθηση $F_{s,Rd}$ | = | 2142,00 | KN |
| Έλεγχος αντοχής κοχλία σε ολίσθηση $F_{Ed}/F_{s,Rd}$ | = | 0,52 | ratio |
| Έλεγχος | = | ok | |

5.1.1.7 Έλεγχος πλάστιμης Αστοχίας

Για να έχουμε πλάστιμη αστοχία στην σύνδεση θα πρέπει η αστοχία σε σύνθλιψη άντυγας να προηγείται της αστοχίας σε διάτμηση και αυτό διότι η αστοχία σε διάτμηση είναι ψαθυρή ενώ σε άντυγα πλάστιμη. Έτσι, θεωρούμε ότι πρέπει να ικανοποιείται η σχέση:

$$F_{v,Rd} \geq 1,20 \cdot F_{b,Rd}$$

| | | | |
|---|---|---------|----|
| Αντοχή Κοχλιών σε Διάτμηση $F_{v,Rd}$ | = | 4072,32 | KN |
| Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας $F_{b,Rd}$ αυξημένη κατά 20% | = | 3794,4 | KN |
| Έλεγχος κοχλίωσης $F_{v,Ed}/1,2 \cdot F_{b,Rd}$ | = | 1,07 | |
| Έλεγχος $F_{v,Rd} > 1,20 \cdot F_{b,Rd}$ | = | ok | |

5.1.1.8 Έλεγχος λεπίδας σύνδεσης

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

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

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

α) την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής $N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$

β) την οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλιών $N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$

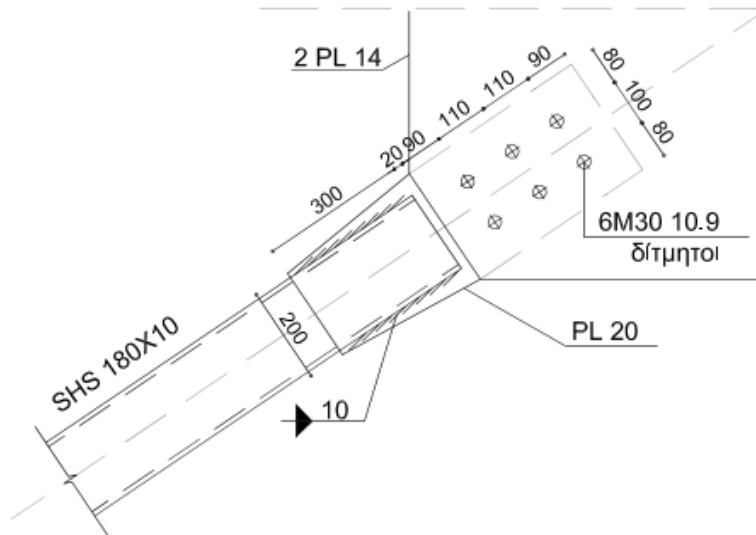
Στην περίπτωση μας, όπου απαιτείται ικανοτικός σχεδιασμός, η πλαστική αντοχή σχεδιασμού $N_{pl,Rd}$ πρέπει να είναι μικρότερη από την οριακή αντοχή της καθαρής διατομής στις οπές κοχλιών $N_{u,Rd}$

Σε συνδέσεις κατηγορίας C, η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό $N_{t,Rd}$ της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλιών πρέπει να λαμβάνεται ως $N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M0}}$

| | | | |
|--|---|---------|-----------------|
| Απομειωμένη διατομή A_{net} | = | 38,8 | cm ² |
| Αντοχή διατομής σε θραύση $N_{u,Rd}$ | = | 1978,80 | KN |
| Αντοχή διατομής σε διαρροή $N_{pl,Rd}$ | = | 1476,80 | KN |
| Αντοχή διατομής σε εφελκυσμό N_{Rd} | = | 1476,80 | KN |
| Έλεγχος αντοχής λεπίδας σε εφελκυσμό N_{Ed}/N_{Rd} | = | 0,75 | ratio |
| Έλεγχος κριτηρίου πλαστιμότητας $N_{u,Rd} > N_{pl,Rd}$ | : | ok | |

5.1.1.9 Σχέδιο Σύνδεσης

Παρακάτω ακολουθεί το σχέδιο της σύνδεσης του υποστυλώματος με τον χιαστί σύνδεσμο.



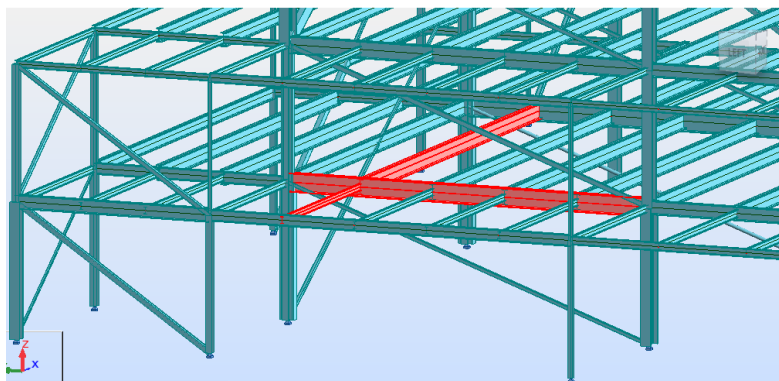
Σχήμα 5.1 Σύνδεση Χιαστί Μεταλλικού Συνδέσμου Δυσκαμψίας με Υποστύλωμα

5.2 Συνδέσεις δοκών

Οι συνδέσεις των δοκών είναι απλές συνδέσεις διάτμησης, εφόσον οι δοκοί είναι αμφιέριστες και στα άκρα τους υπάρχει μόνο η τέμνουσα λόγω κατακόρυφων φορτίων (ΟΚΑ). Επιλέγονται, λοιπόν, απλές κοχλιώσεις τύπου Α, με απλούς κοχλίες, οι διάμετροι των οποίων μεταβάλλονται ανάλογα με την ένταση της κοχλίωσης που ελέγχεται. Υπενθυμίζεται ότι ο χάλυβας της διατομών είναι S355 με τάση διαρροής $f_y=355\text{MPa}$ και τάση αστοχίας $f_u=510\text{MPa}$.

5.2.1 Σύνδεση Κύριας – Δευτερεύουσας Δοκού

Η σύνδεση αυτή αφορά τις δοκούς Β92 – Β96 (δευτερεύουσες) με την δοκό Β54 (κύρια) της οροφής ισογείου (κάτοψη ΧΥ).



Σχήμα 5.2 Εξεταζόμενες συνδέσεις δοκών ισογείου

Οι δοκοί είναι:

✚ Δευτερεύουσα αριστερά: IPE200

✚ Δευτερεύουσα δεξιά: IPE450

Η διαστασιολόγηση έγινε σύμφωνα με το εγχειρίδιο «P358 Joints in steel construction: Simple joints to Eurocode 3».

5.2.1.1 Δεδομένα Σύνδεσης (αριστερά)

Από την στατική ανάλυση πρόκυψε η τέμνουσα που αναπτύσσεται στα άκρα ίση με $V_{Ed}=94,82\text{KN}$. Όσον αφορά τους κοχλίες επιλέγονται 2M16, ποιότητας 8.8 και λεπίδα #150.90.6.

✚ Έλεγχος Κοχλίωσης Δευτερεύουσας Δοκού- IPE200

5.2.1.2 Συνιστώμενη Γεωμετρία Σύνδεσης

Υπάρχουν κάποιες παράμετροι βάσει των οποίων επιλέγονται τα στοιχεία σύνδεσης και η γεωμετρία αυτής.

⊕ Η λεπίδα Σύνδεσης πρέπει να τοποθετείται ψηλά στον κορμό, ούτως ώστε να παρέχεται προστασία στην δοκό έναντι πλευρικού λυγισμού. (positional restraint)

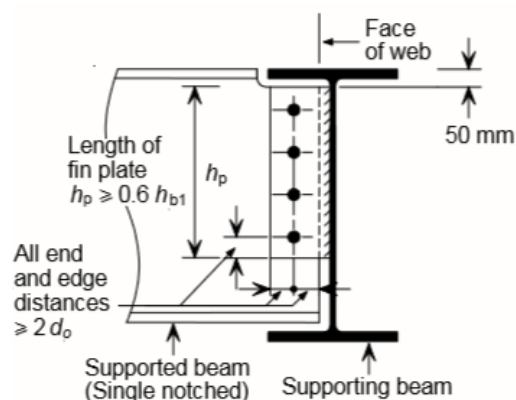
⊕ Ύψος λεπίδας σύνδεσης $h_p \geq 0.6 * h_{b1}$ για στρεπτική εξασφάλιση

⊕ Πάχος Λεπίδας $t_p \geq 0.42 * d$ για χάλυβα S355

⊕ Γενικά, χρησιμοποιούνται κοχλίες M20 ποιότητας 8.8 (μη προεντεταμένοι)

⊕ Αποστάσεις $e_1, e_2 > 2 * d_0$

⊕ Ύψος εγκοπής $d_{nt}=50\text{mm}$



Ειδικά όταν έχουμε συνδεόμενη δοκό με ύψος $h_b < 610\text{mm}$ και μια στήλη κοχλιών προτείνεται κενό $g_h=10\text{mm}$.

| | | | |
|---------------------------------------|---|-----|----|
| Ύψος λεπίδας $h_p > 0,60h_{b1}$ | : | ok | |
| Πάχος λεπίδας $t_p <= 0,42d$ για S355 | : | ok | |
| Κενό δοκών g_h | = | 10 | mm |
| Ύψος εγκοπής d_{nt} | = | 30 | mm |
| Μήκος εγκοπής l_{nt} | = | 100 | mm |

5.2.1.3 Επιλογή Αποστάσεων

$e_1 = 40$ mm

$p_1 = 80$ mm

$$e_2 = 40 \text{ mm}$$

5.2.1.4 Εντατικά Μεγέθη Κοχλίωσης

Θεωρούμε ότι η άρθρωση βρίσκεται ακριβώς στην θέση της συγκόλλησης. Γι' αυτό οι κοχλίες καταπονούνται από τέμνουσα δύναμη και στρεπτική ροπή. (έκκεντρη κοχλίωση)

$$F_{Ed,y} = \frac{M_{Ed}}{I_p} * z_i$$

$$F_{Ed,z} = \frac{M_{Ed}}{I_p} * y_i + \frac{V_{Ed}}{n}$$

$$I_p = I_y + I_z$$

$$\text{Τέμνουσα } V_{Ed} = 94,82 \text{ KN}$$

$$\text{Ροπή στρέψης } M_{w,Ed} = 474,10 \text{ KN*cm}$$

$$\text{Αριθμός κοχλιών } m = 2$$

$$\text{Συντεταγμένη Ακραίου σημείου συγκόλλησης } Z_{max} = 8 \text{ cm}$$

$$\text{Πολική ροπή αδράνειας κοχλίωσης } I_p = 64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Τέμνουσα ακραίου σημείου } F_{Ed,y} = 59,26 \text{ KN}$$

$$\text{Τέμνουσα ακραίου σημείου } F_{Ed,z} = 47,41 \text{ KN}$$

$$\text{Συνισταμένη διατμητική δύναμη Κοχλία } F_{Ed} = 75,89 \text{ KN}$$

5.2.1.5 Έλεγχος κοχλιών σε διάτμηση

$$\text{Αριθμός κοχλιών } m = 1$$

$$\text{Επίπεδα Διάτμησης } n = 2$$

$$\text{Αντοχή Κοχλία σε Διάτμηση } F_{v,Rd} = 154,37 \text{ KN}$$

$$\text{Έλεγχος αντοχής κοχλία σε διάτμηση } F_{Ed}/F_{v,Rd} = 0,49 \text{ ratio}$$

$$\text{Έλεγχος} = \text{ok}$$

5.2.1.6 Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας

Κατά_Z

$$\text{Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας } F_{b,Rd} = 102,76 \text{ KN}$$

$$\text{Έλεγχος αντοχής ελάσματος σε σύνθλιψη άντυγας } F_{Ed,z}/F_{b,Rd} = 0,46 \text{ ratio}$$

$$\text{Έλεγχος} = \text{ok}$$

Κατά_Y

$$\text{Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας } F_{b,Rd} = 102,76 \text{ KN}$$

$$\text{Έλεγχος αντοχής ελάσματος σε σύνθλιψη άντυγας } F_{Ed,z}/F_{b,Rd} = 0,46 \text{ ratio}$$

$$\text{Έλεγχος} = \text{ok}$$

5.2.1.7 Έλεγχος Λεπίδας Σύνδεσης

Η λεπίδα υφίσταται διάτμηση, κάμψη και πλευρικό λυγισμό. Ελέγχεται σύμφωνα με τον παρακάτω τρόπο.

✚ Διάτμηση Λεπίδας Σύνδεσης

Βασική απαίτηση είναι:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,min}$$

Όπου:

$V_{Rd,min}$: Αντοχή της λεπίδας σύνδεσης σε διάτμηση υπολογιζόμενη ως εξής:

$$V_{Rd,min} = \min\{V_{Rd,g}; V_{Rd,n}; V_{Rd,b}\}$$

$V_{Rd,g}$: αντοχή της πλήρους διατομής της λεπίδας. Υπολογίζεται από την σχέση:

$$V_{Rd,g} = \frac{h_p * t_p * f_{yp}}{1,27 * \sqrt{3} * \gamma_{M0}}$$

$V_{Rd,n}$: αντοχή της απομειωμένης διατομής της λεπίδας. Υπολογίζεται από την σχέση:

$$V_{Rd,n} = \frac{A_{v,net} * f_{up}}{\sqrt{3} * \gamma_{M2}}$$

$V_{Rd,b}$: αντοχή του τμήματος της λεπίδας. Υπολογίζεται από την σχέση:

$$V_{Rd,g} = \frac{0,5 * f_{up} * A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_{yp} * A_{nv}}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}}$$

| Πλήρης Διατομή Λεπίδας | | |
|--|---|----------------------|
| Υψος h_p | = | 160 mm |
| Πάχος t_p | = | 6 mm |
| Αντοχή διάτμηση- πλήρους $V_{Rd,g}$ | = | 154,9 KN |
| Απομειωμένη Διατομή Λεπίδας | | |
| Αριθμός στηλών κοχλιών n_1 | = | 2 |
| Απομειωμένη διατομή $A_{v,net}$ | = | 7,44 cm ² |
| Αντοχή διάτμηση- απομειωμένη $V_{Rd,n}$ | = | 199,15 KN |
| Block | | |
| Απομειωμένη διατομή - εφελκυσμό A_{nt} | = | 1,86 cm ² |
| Απομειωμένη Διατομή - διάτμηση A_{nv} | = | 5,58 cm ² |
| Αντοχή διάτμηση τμήματος $V_{Rd,b}$ | = | 152,31 KN |
| Τελική αντοχή διάτμηση $V_{Rd,min}$ | = | 152,3 KN |
| $F_{Ed}/F_{V,Rd}$ | = | 0,31 |
| Έλεγχος | = | ok |

✚ Κάμψη Λεπίδας Σύνδεσης

Βασική απαίτηση είναι:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

✚ Εάν $h_p \geq 2,73 * z \rightarrow V_{Rd} = \infty$

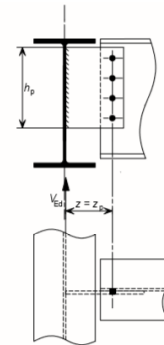
✚ Αλλιώς $V_{Rd} = \frac{W_{el,p} * f_{yp}}{z * \gamma_{M0}}$

b. Bending

| | | |
|-----------|---|------------|
| z_p | = | 50 mm |
| h_p/z_p | = | 3,20 ratio |
| V_{Rd} | = | infinity |

Άρα

$$V_{Rd} = \infty$$



✚ Λυγισμός Λεπίδας Σύνδεσης

Βασική απαίτηση είναι:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

V_{Rd} : Καθορίζεται από τις διαστάσεις της λεπίδας.

⊕ Για $z_p > \frac{t_p}{0,15}$ (long fin plate) ισχύει:

$$V_{Rd} = \min\left\{\frac{W_{el,p}}{z} * \frac{\chi_{LT} * f_{yp}}{0,6 * \gamma_{M1}}; \frac{W_{el,p}}{z} * \frac{f_{yp}}{\gamma_{M0}}\right\}$$

⊕ Για $z_p < \frac{t_p}{0,15}$ (short fin plate) ισχύει:

$$V_{Rd} = \frac{W_{el,p}}{z} * \frac{f_{yp}}{\gamma_{M0}}$$

$W_{el,p}$: ροπή αντίστασης λεπίδας $W_{el,p} = \frac{t_p \cdot h_p^2}{6}$

χ_{LT} : μειωτικός συντελεστής. Προκύπτει από τον παρακάτω πίνακα βάσει της ανηγμένης λυγηρότητας

| | | | |
|------------------------------------|---|--------|-----------------|
| long/short fin plate | : | long | |
| Ροπή αντίστασης λεπίδας $W_{el,p}$ | = | 25,60 | cm ³ |
| ανηγμένη λυγηρότητα λ_{LT} | = | 0,394 | |
| μειωτικός συντελεστής χ_{LT} | = | 0,96 | |
| V_{Rd} | = | 181,76 | KN |
| $F_{Ed}/F_{V,Rd}$ | = | 0,26 | |
| Έλεγχος | = | ok | |

5.2.1.8 Έλεγχος Κορμού Συνδεόμενης Δοκού

Ο κορμός της δοκού στην θέση της κοχλίωσης υφίσταται διάτμηση και κάμψη. Ελέγχεται σύμφωνα με τον ίδιο τρόπο.

✚ Διάτμηση κορμού δοκού

| Gross Section | | | |
|--|---|--------|-----------------|
| εμβαδόν A_{Tee} | = | 7,30 | cm ² |
| Πλήρης διατομή δοκού A_v | = | 21,18 | cm ² |
| Αντοχή διάτμηση- πλήρους $V_{Rd,g}$ | = | 434,2 | KN |
| Net Section | | | |
| Αριθμός κοχλιών n_1 | = | 2 | |
| Απομειωμένη διατομή $A_{v,net}$ | = | 19,168 | cm ² |
| Αντοχή διάτμηση- απομειωμένη $V_{Rd,n}$ | = | 513,09 | KN |
| Block tearing | | | |
| Απομειωμένη διατομή - εφελκυσμό A_{nt} | = | 1,74 | cm ² |
| Απομειωμένη Διατομή - διάτμηση A_{nv} | = | 5,21 | cm ² |
| Αντοχή διάτμηση τμήματος $V_{Rd,b}$ | = | 146,99 | KN |
| Τελική αντοχή διάτμηση $V_{Rd,min}$ | = | 146,99 | KN |
| $F_{Ed}/F_{V,Rd}$ | = | 0,65 | |
| Έλεγχος | = | ok | |

✚ Αλληλεπίδραση Κάμψης Διάτμησης στον κορμό της δοκού

Στην περίπτωση που ισχύει $z_p < \frac{t_p}{0,15}$ (short fin plate) δεν χρειάζεται να γίνει αυτός ο έλεγχος.

Ωστόσο, για λόγους πληρότητας θα τον κάνουμε.

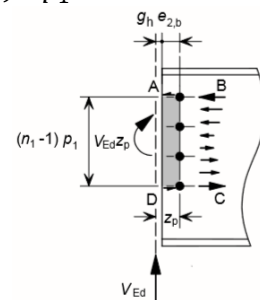
Βασική απαίτηση είναι:

$$V_{Ed} * z_p \leq M_{c,BC,Rd} + V_{pl,AB,Rd} * (n_1 - 1) * p_1$$

$$V_{pl,AB,Rd} = \frac{t_{w,b1} * e_{2,b} * f_{y,b1}}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}}$$

$$V_{pl,BC,Rd} = \frac{t_{w,b1} * (n_1 - 1) * p_1 * f_{y,b1}}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}}$$

$$V_{BC,Ed} = V_{Ed} * \frac{(n_1 - 1) * p_1}{h_{b1}}$$



$M_{c,BC,Rd}$ ροπή αντίστασης τμήματος BC.

✚ Για χαμηλά επίπεδα διάτμησης, δηλαδή $V_{BC,Ed} \leq 0,5 * V_{pl,BC,Rd}$ τότε:

$$M_{c,BC,Rd} = \frac{f_{y,b1} * t_{w,b1}}{6 * \gamma_{M0}} * ((n_1 - 1) * p_1)^2$$

⊕ Για υψηλά επίπεδα διάτμησης, δηλαδή $V_{BC,Ed} > 0,5 * V_{pl,BC,Rd}$ τότε:

$$M_{c,BC,Rd} = \frac{f_{y,b1} * t_{w,b1}}{6 * \gamma_{M0}} * ((n_1 - 1) * p_1)^2 * \left[1 - \left(\frac{2 * V_{BC,Ed}}{V_{pl,BC,Rd}} - 1 \right)^2 \right]$$

| | | | |
|----------------------|---|--------|-------|
| long/short fin plate | : | long | |
| $V_{pl,AB,Rd}$ | = | 91,8 | KN |
| $V_{BC,Ed}$ | = | 37,928 | KN |
| $V_{pl,BC,Rd}$ | = | 91,82 | KN |
| Low/ Hight Shear | : | low | |
| M_{Ed} | = | 237,05 | KN*cm |
| $M_{c,BC,Rd}$ | = | 212,05 | KN*cm |
| M_{Rd} | = | 295,88 | KN*cm |
| $F_{Ed}/F_{V,Rd}$ | = | 0,80 | |
| Έλεγχος | = | ok | |

5.2.1.9 Έλεγχος στην θέση της εγκοπής

Βασική απαίτηση είναι:

$$V_{Ed} * (g_h + l_n) \leq M_{v,N,Rd}$$

$M_{v,N,Rd}$: αντοχή σε κάμψη της εγκοπής παρουσία τέμνουσας. Ισχύει:

⊕ Εάν $V_{Ed} \leq 0.5 * V_{pl,N,Rd}$ τότε $M_{v,N,Rd} = \frac{f_{y,b1} * W_{el,N}}{\gamma_{M0}}$

⊕ Εάν $V_{Ed} > 0.5 * V_{pl,N,Rd}$ τότε $M_{v,N,Rd} = \frac{f_{y,b1} * W_{el,N}}{\gamma_{M0}} * \left[1 - \left(\frac{2 * V_{Ed}}{V_{pl,N,Rd}} - 1 \right)^2 \right]$

Όπου: $V_{pl,N,Rd} = \frac{A_{v,N} * f_{y,b1}}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}}$

| | | | |
|--------------------------------|---|---------|-----------------|
| Εμβαδόν στην εγκοπή $A_{v,N}$ | = | 21,18 | cm ² |
| Αντοχή $V_{pl,N,Rd}$ | = | 434,19 | KN |
| Low/ Hight Shear | = | low | |
| Ροπή αντίστασης Tee $W_{el,N}$ | = | 97,15 | cm ³ |
| Αντοχή $M_{v,N,Rd}$ | = | 3448,83 | KN*cm |
| M_{Ed} | = | 1043,02 | KN*cm |
| $M_{Ed}/M_{v,N,Rd}$ | = | 0,3 | |
| Έλεγχος | = | ok | |

5.2.1.10 Έλεγχος τοπικής ευστάθειας δοκού στην θέση εγκοπής

Όταν η δοκός είναι εξασφαλισμένη έναντι πλευρικού λυγισμού και ισχύουν οι παρακάτω περιορισμοί, τότε θεωρούμε ότι και η εγκοπή είναι ευσταθής. Περιορισμοί:

⊕ $d_{nt} \leq \frac{h_{b1}}{2}$

⊕ $l_n \leq h_{b1}$ για $\frac{h_{b1}}{t_{w,b1}} \leq 48$ και χάλυβα S355

Λόγος πρέπει $d_{nt} \leq 0,5 * h_{b1}$: ok

Λόγος πρέπει $l_{nt} \leq h_{b1}$: ok

5.2.1.11 Έλεγχος Συγκόλλησης

| | | | |
|--|---|-----|--------|
| Πάχος συγκόλλησης αν | = | 3 | mm |
| Μήκος Κατακόρυφης Συγκόλλησης $l_{συγκ,V}$ | = | 160 | mm |
| Συντελεστής β _w | = | 0,9 | factor |

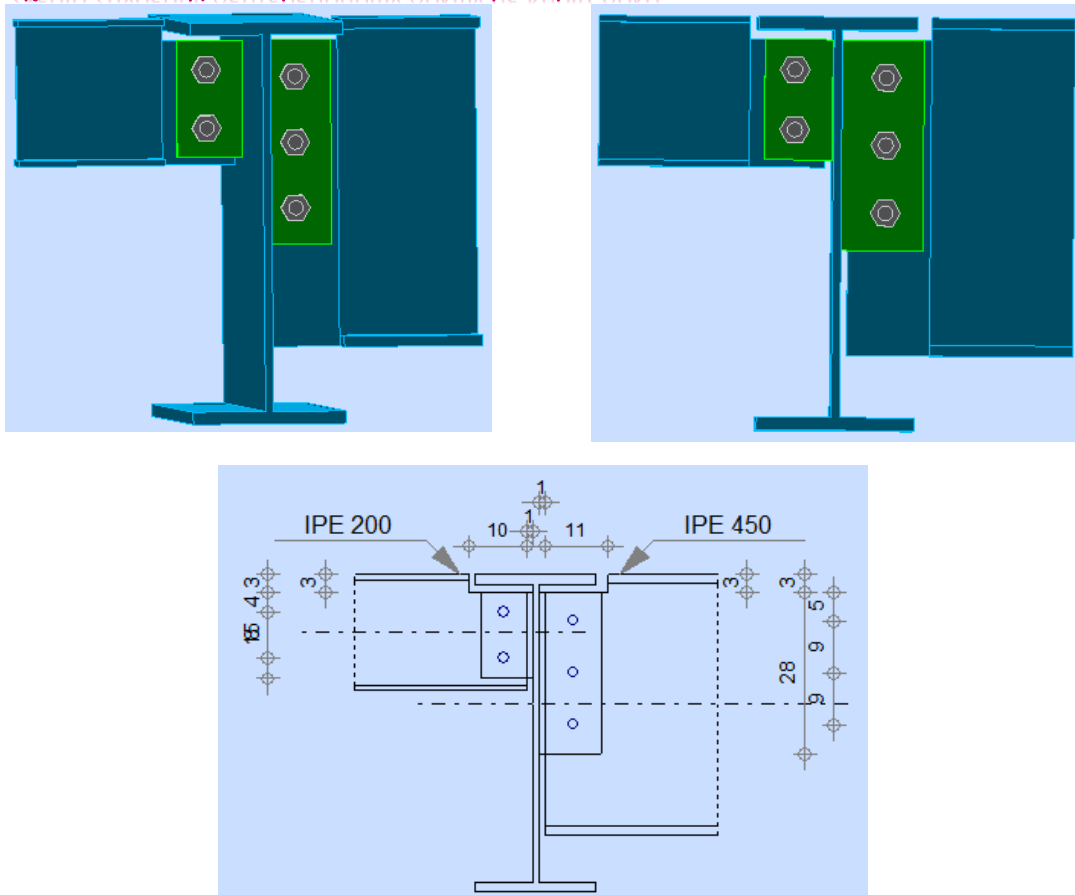
| | | | |
|---|---|--------|--------------------|
| Αντοχή Συγκόλλησης f_{wd} | = | 26,17 | KN/cm ² |
| Αντοχή συγκόλλησης $F_{w,Rd}$ | = | 177,67 | KN/cm ² |
| Τέμνουσα V_{Ed} | = | 47,41 | KN |
| Έλεγχος αντοχής συγκόλλησης σε διάτμηση $F_{Ed}/F_{w,Rd}$ | : | 0,27 | ratio |
| Έλεγχος | = | ok | |

✚ Έλεγχος Κοχλίωσης Δευτερεύουσας Δοκού- IPE450

Με τον ίδιο τρόπο ελέγχεται και η κοχλίωση από την άλλη πλευρά της κύριας δοκού. Οπότε παρατίθεται μόνο τα αποτελέσματα και όχι οι σχέσεις υπολογισμού. Επιλέγονται:

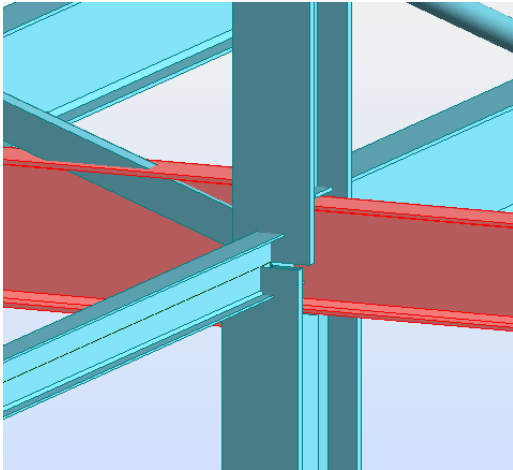
- Δρώσα τέμνουσα $V_{Ed}=225,80\text{kN}$
- 3M20, ποιότητας 8.8
- Λεπίδα #280.110.8

✚ Σχέδιο Σύνδεσης Δευτερευουσών Δοκών με Κύρια Δοκό



5.2.2 Σύνδεση Κύριων Δοκών – Υποστυλώματος

Η σύνδεση αυτή αφορά τις δοκούς B52 – B54 με το υποστυλωμα C14 της οροφής ισογείου, στην διεύθυνση Y (όψη YZ). Όπως φαίνεται και στην εικόνα, η σύνδεση αυτή αφορά τον τρόπο ένωσης των δοκών με τον κορμό του υποστυλώματος.



Δοκός αριστερά: B52- IPE400
 Δοκός δεξιά: B54 – IPE550
 Υποστύλωμα C14 – HEM550

Και οι δυο δοκοί θα συνδεθούν με το υποστύλωμα με δυο γωνιακά τύπου L260.140.10 τα οποία θα κοχλιωθούν τόσο στον κορμό του υποστυλώματος, όσο και στους κορμούς της δοκού.

✚ Σύνδεση Δοκού B52 - IPE400

5.2.2.1 Δεδομένα Σύνδεσης

Επιλέγεται σύνδεση κατηγορίας A. Από την στατική ανάλυση πρόκυψε η τέμνουσα που αναπτύσσεται στα άκρα ίση με $V_{Ed}=274,00\text{KN}$ στην δοκό IPE400. Όσον αφορά τους κοχλίες επιλέγονται 4M20, ποιότητας 5.6 για την σύνδεση του γωνιακού στην δοκό.

5.2.2.2 Επιλογή Αποστάσεων

$$\begin{aligned} e_1 &= 40 \text{ mm} \\ p_1 &= 60 \text{ mm} \\ e_2 &= 60 \text{ mm} \end{aligned}$$

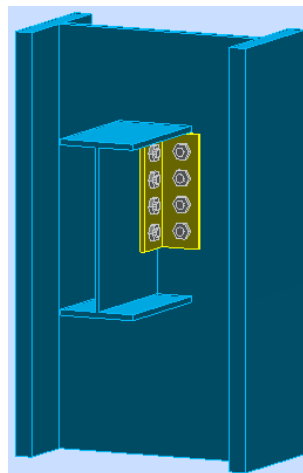
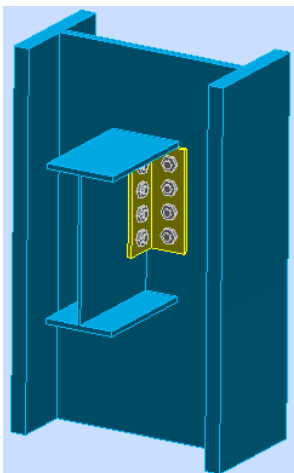
5.2.2.3 Έλεγχος σε διάτμηση

| | | | |
|--|---|--------|-------|
| Αριθμός κοχλιών m | = | 4 | |
| Επίπεδα Διάτμησης n | = | 2 | |
| Αντοχή Κοχλία σε Διάτμηση $F_{v,Rd}$ | = | 602,88 | KN |
| Έλεγχος αντοχής κοχλία σε διάτμηση $F_{Ed}/F_{v,Rd}$ | = | 0,45 | ratio |
| Έλεγχος | = | ok | |

5.2.2.4 Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυνας

| | | | |
|---|---|--------|-------|
| Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας $F_{b,Rd}$ | = | 360,35 | KN |
| Έλεγχος αντοχής ελάσματος σε σύνθλιψη άντυνας $N_{Ed}/N_{t,Rd}$ | = | 0,76 | ratio |
| Έλεγχος | = | ok | |

5.2.2.5 Σχέδιο Σύνδεσης



✚ Σύνδεση Δοκού B54 – IPE550

5.2.2.6 Δεδομένα Σύνδεσης

Επιλέγεται σύνδεση κατηγορίας A. Από την στατική ανάλυση πρόκυψε η τέμνουσα που αναπτύσσεται στα άκρα ίση με $V_{Ed}=407,26\text{KN}$, η οποία είναι διατομή IPE550. Όσον αφορά τους κοχλίες επιλέγονται 4M20, ποιότητας 5.6 για την σύνδεση του γωνιακό στην δοκό.

5.2.2.7 Επιλογή Αποστάσεων

$$e_1 = 40 \text{ mm}$$

$$p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$e_2 = 60 \text{ mm}$$

5.2.2.8 Έλεγχος σε διάτμηση

$$\text{Αριθμός κοχλιών } m = 4$$

$$\text{Επίπεδα Διάτμησης } n = 2$$

$$\text{Αντοχή Κοχλία σε Διάτμηση } F_{v,Rd} = 602,88 \text{ KN}$$

$$\text{Έλεγχος αντοχής κοχλία σε διάτμηση } F_{Ed}/F_{v,Rd} = 0,68 \text{ ratio}$$

$$\text{Έλεγχος} = \text{ok}$$

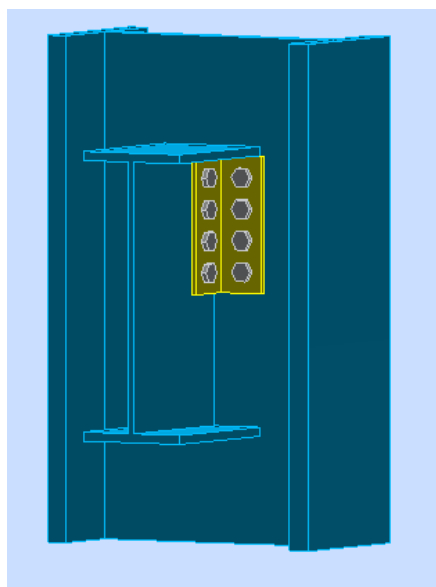
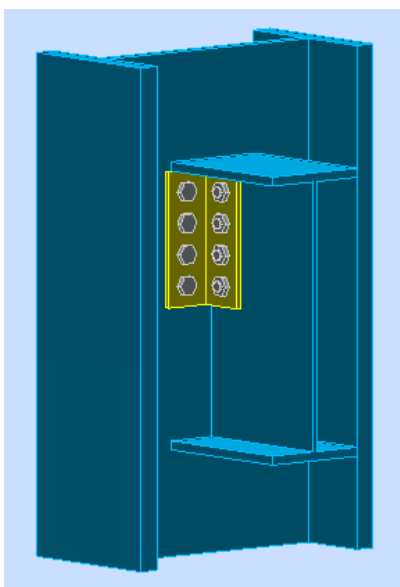
5.2.2.9 Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας

$$\text{Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας } F_{b,Rd} = 419,01 \text{ KN}$$

$$\text{Έλεγχος αντοχής ελάσματος σε σύνθλιψη άντυγας } N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0,97 \text{ ratio}$$

$$\text{Έλεγχος} = \text{ok}$$

5.2.2.10 Σχέδιο Σύνδεσης



✚ Σύνδεση Δοκού B54, B52 – Υποσύλωμα HEM550

5.2.2.11 Δεδομένα Σύνδεσης

Επιλέγεται σύνδεση κατηγορίας A. Από την στατική ανάλυση πρόκυψε η τέμνουσα που αναπτύσσεται στα άκρα ίση με $V_{Ed}=681,26\text{KN}$. Όσον αφορά τους κοχλίες επιλέγονται 8M20, ποιότητας 5.6.

5.2.2.12 Εντατικά Μεγέθη Έκκεντρης Κοχλίωσης

Οι τέμνουσες δυνάμεις θεωρούμε ότι ασκούνται στους κοχλίες των δοκών. Συνεπώς, μεταφερόμενες στις κοχλιώσεις του υποστυλώματος δημιουργούν και μια στρεπτική ροπή εκεί $M_{t,Ed}$. Ακόμη, επειδή λύνουμε τον δυσμενέστερο κοχλία έχουμε την ένταση ως εξής:

$$F_{Ed,y} = \frac{M_{Ed}}{I_p} * z_i$$

$$F_{Ed,z} = \frac{M_{Ed}}{I_p} * y_i + \frac{V_{Ed}}{n}$$

$$I_p = I_y + I_z$$

| | | | |
|--|---|---------|-----------------|
| Τέμνουσα V_{Ed} | = | 340,63 | KN |
| Ροπή στρέψης $M_{w,Ed}$ | = | 2190,25 | KN*cm |
| Αριθμός κοχλιών m | = | 4 | |
| Συντεταγμένη Ακραίου σημείου συγκόλλησης Z_{max} | = | 9 | cm |
| Πολική ροπή αδράνειας κοχλίωσης I_p | = | 243 | cm ² |
| Τέμνουσα ακραίου σημείου $F_{Ed,y}$ | = | 81,12 | KN |
| Τέμνουσα ακραίου σημείου $F_{Ed,z}$ | = | 85,16 | KN |
| Συνισταμένη διατμητική δύναμη Κοχλία F_{Ed} | = | 117,61 | KN |

5.2.2.13 Επιλογή Αποστάσεων

$$e_1 = 40 \text{ mm}$$

$$p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$e_2 = 60 \text{ mm}$$

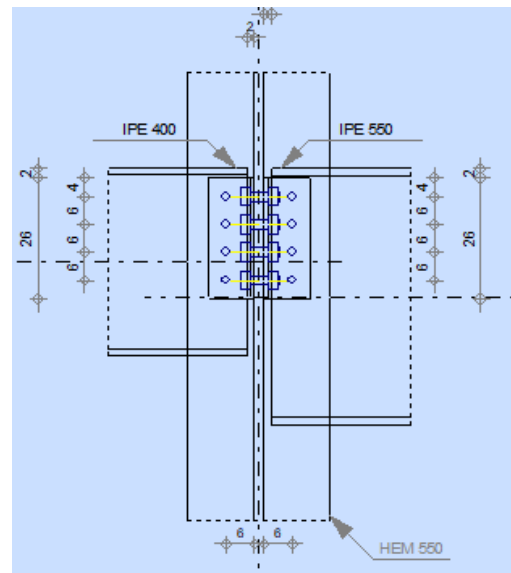
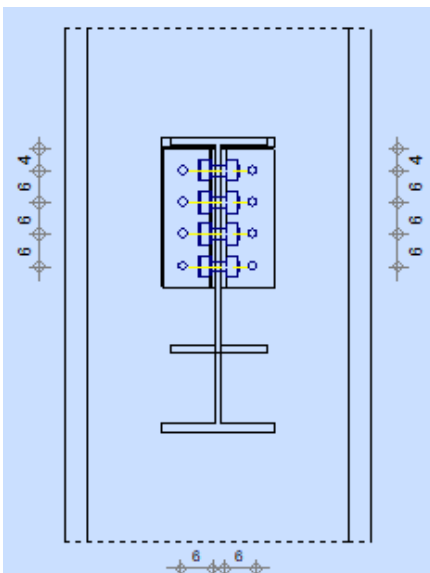
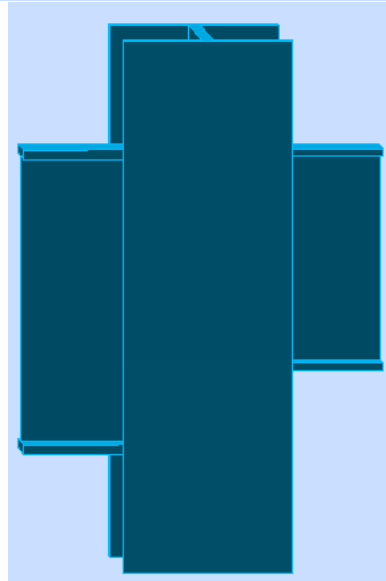
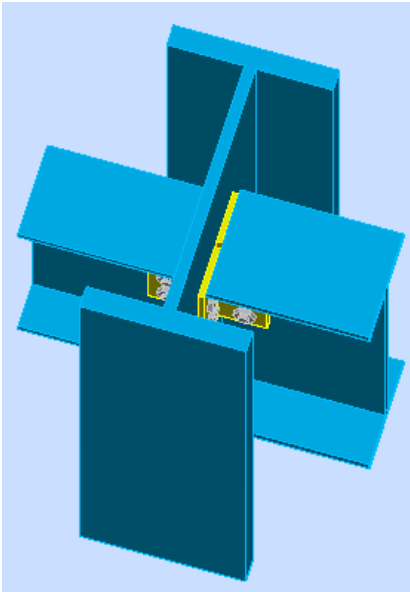
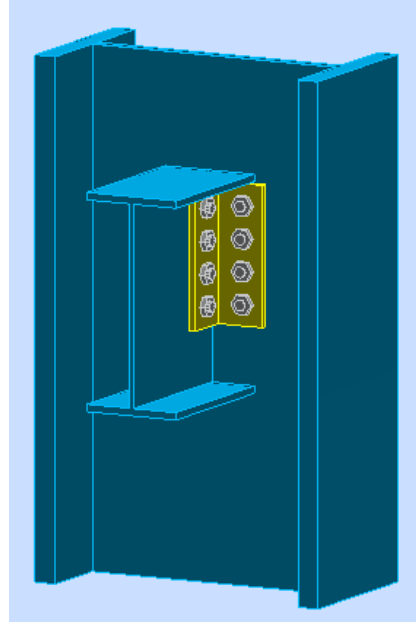
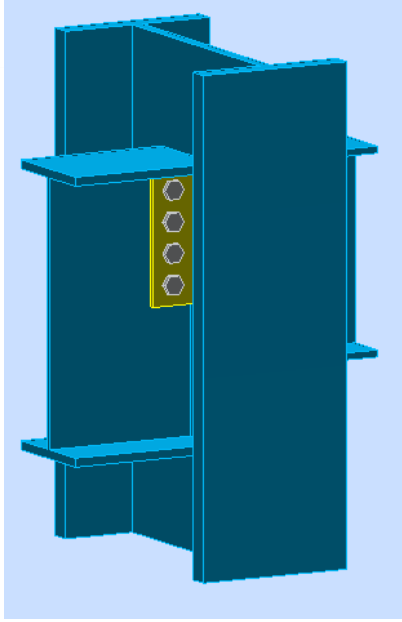
5.2.2.14 Έλεγχος σε διάτμηση

| | | | |
|--|---|--------|-------|
| Αριθμός κοχλιών m | = | 1 | |
| Επίπεδα Διάτμησης n | = | 2 | |
| Αντοχή Κοχλία σε Διάτμηση $F_{v,Rd}$ | = | 150,72 | KN |
| Έλεγχος αντοχής κοχλία σε διάτμηση $F_{Ed}/F_{v,Rd}$ | = | 0,78 | ratio |
| Έλεγχος | = | ok | |

5.2.2.15 Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας

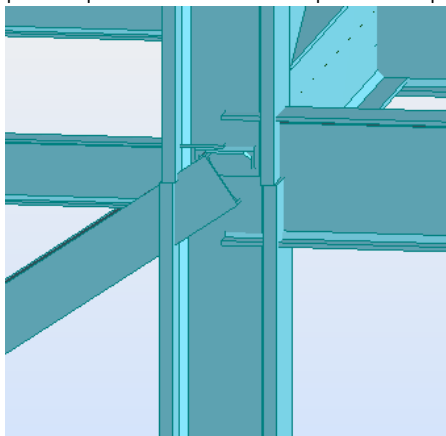
| | | | |
|---|---|--------|-------|
| e_1 | = | 60 | mm |
| p_1 | = | 60 | mm |
| e_2 | = | 40 | mm |
| Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας $F_{b,Rd}$ | = | 200,00 | KN |
| Έλεγχος αντοχής ελάσματος σε σύνθλιψη άντυγας $F_{Ed,z}/F_{b,Rd}$ | = | 0,41 | ratio |
| Έλεγχος | = | ok | |
| e_1 | = | 40 | mm |
| e_2 | = | 60 | mm |
| Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας $F_{b,Rd}$ | = | 200,00 | KN |
| Έλεγχος αντοχής ελάσματος σε σύνθλιψη άντυγας $F_{Ed,z}/F_{b,Rd}$ | = | 0,43 | ratio |
| Έλεγχος | = | ok | |

5.2.2.16 Σχέδιο Σύνδεσης



5.2.3 Σύνδεση Δευτερευουσών Δοκών – Υποστυλώματος

Η σύνδεση αυτή αφορά τις δοκούς B31 – B32 με το υποστύλωμα C2 της οροφής ισογείου, στην διεύθυνση X (όψη XZ). Όπως φαίνεται και στην εικόνα, η σύνδεση αυτή αφορά τον τρόπο ένωσης των δοκών με τα πέλματα ενός υποστυλώματος. Για λόγους πληρότητας της εργασίας επιλέγεται να χρησιμοποιηθούν σε κάθε πλευρά του κόμβου διαφορετικοί τρόποι σύνδεσης.



Δοκός αριστερά: B31- IPE200

Δοκός δεξιά: B32 – IPE400

Υποστύλωμα C2 – HEM320

- ⊕ Η δοκός B31 θα συνδεθεί με το υποστύλωμα με μια λεπίδα, η οποία θα είναι συγκολλημένη στο πέλμα του C2 και θα κοχλιωθεί στην δοκό.
- ⊕ Η δοκός B32 θα συνδεθεί με το υποστύλωμα με ένα γωνιακό τύπου L, το οποίο θα είναι συγκολλημένο στο πέλμα του C2 και θα κοχλιωθεί στην δοκό.

✚ Σύνδεση Δοκού B31 – IPE200

5.2.3.1 Δεδομένα Σύνδεσης

Από την στατική ανάλυση πρόκυψε η τέμνουσα που αναπτύσσεται στα άκρα ίση με $V_{Ed}=60.85\text{KN}$.

Οι έλεγχοι που πρέπει να γίνουν για μια σύνδεση κατηγορίας B είναι:

- Έλεγχος κοχλιών σε διάτμηση
- Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας

Θεωρούμε ότι η άρθρωση βρίσκεται στην θέση των κοχλιών. Όσον αφορά τους κοχλίες επιλέγονται 3M12, ποιότητας 4.6. Επιλέγεται λεπίδα σύνδεσης #150.50.10 και συγκόλληση πάχους $a=4\text{mm}$ και μήκους $l=150\text{mm}$.

5.2.3.2 Επιλογή Αποστάσεων

$$e1 = 35 \text{ mm}$$

$$p1 = 40 \text{ mm}$$

$$e2 = 30 \text{ mm}$$

5.2.3.3 Έλεγχος σε διάτμηση

| | | | |
|--|---|-------|-------|
| Αριθμός κοχλιών m | = | 3 | |
| Επίπεδα Διάτμησης n | = | 1 | |
| Αντοχή Κοχλία σε Διάτμηση $F_{v,Rd}$ | = | 65,09 | KN |
| Έλεγχος αντοχής κοχλία σε διάτμηση $F_{Ed}/F_{v,Rd}$ | = | 0,93 | ratio |
| Έλεγχος | = | ok | |

5.2.3.4 Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας

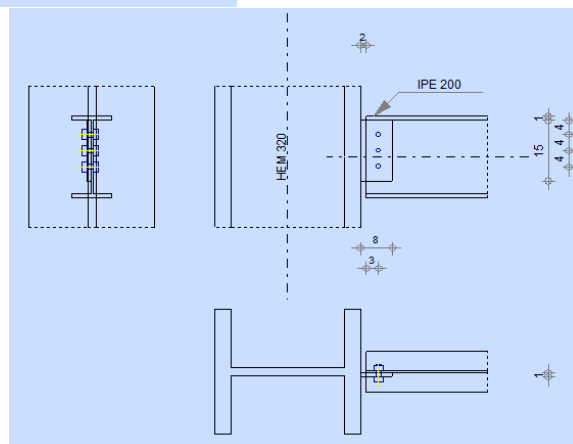
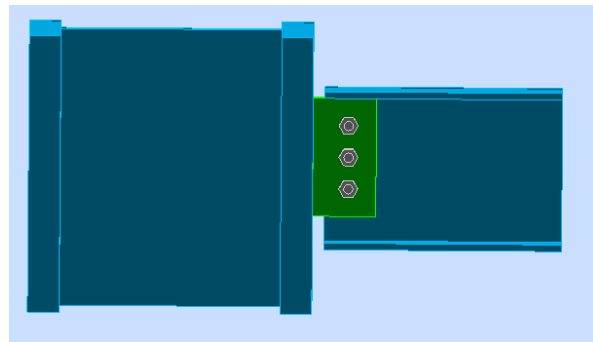
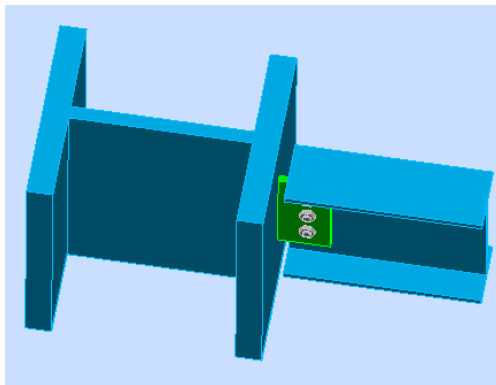
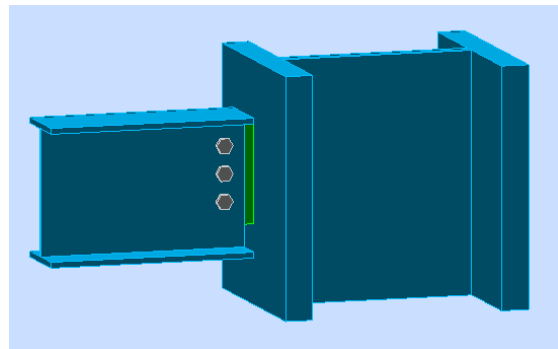
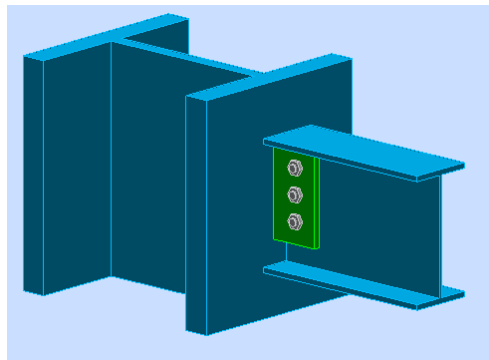
| | | | |
|---|---|-------|-------|
| Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας $F_{b,Rd}$ | = | 97,66 | KN |
| Έλεγχος αντοχής ελάσματος σε σύνθλιψη άντυγας $N_{Ed}/N_{t,Rd}$ | = | 0,62 | ratio |
| Έλεγχος | = | ok | |

5.2.3.5 Διαστασιολόγηση Συγκόλλησης

| | | | |
|--|---|---------|-----------------|
| Πάχος συγκόλλησης a_n | = | 4 | mm |
| Κατακόρυφες Ραφές mn | = | 2 | mm |
| Μήκος Κατακόρυφης Συγκόλλησης $l_{συγκ,V}$ | = | 150 | mm |
| Ροπή αδράνειας συγκόλλησης I_y | = | 2863,78 | cm ⁴ |

| | | | |
|---|---|--------|--------------------|
| Εμβαδόν συγκόλλησης A_{wz} | = | 8,49 | cm ² |
| Τέμνουσα V_{Ed} | = | 60,85 | KN |
| Ροπή κάμψης $M_{b,Ed}$ | = | 304,25 | KN*cm |
| Ακραίο σημείο συγκόλλησης Z_{max} | = | 7,5 | cm |
| Ορθή Τάση ακραίου σημείου $\sigma_{Ed,y}$ | = | 0,80 | KN/cm ² |
| Διατμητική Τάση ακραίου σημείου $\tau_{Ed,z}$ | = | 7,17 | KN/cm ² |
| Συνολική Τάση $\tau_{Ed,tot}$ | = | 7,22 | KN/cm ² |
| Συντελεστής β_w | = | 0,9 | |
| Αντοχή Συγκόλλησης $f_{w,d}$ | = | 26,17 | KN/cm ² |
| Έλεγχος αντοχής συγκόλλησης σε διάτμηση $\tau_{Ed}/\tau_{w,Rd}$ | : | 0,28 | ratio |
| Έλεγχος | = | ok | |

5.2.3.6 Σχέδιο Σύνδεσης



✚ Σύνδεση Δοκού B32 – IPE400

5.2.3.7 Δεδομένα Σύνδεσης

Από την στατική ανάλυση πρόκυψε η τέμνουσα που αναπτύσσεται στα άκρα ίση με $V_{Ed}=146,18\text{KN}$ και διατομή IPE400.

Οι έλεγχοι που πρέπει να γίνουν για μια σύνδεση κατηγορίας B είναι:

- Έλεγχος κοχλιών σε διάτμηση
- Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυνας

Όσον αφορά τους κοχλίες επιλέγονται 4M12, ποιότητας 4.6. Επιλέγεται γωνιακό L100.260.10.

5.2.3.8 Επιλογή Αποστάσεων

$$e1 = 40 \text{ mm}$$

$$p1 = 60 \text{ mm}$$

$$e2 = 40 \text{ mm}$$

5.2.3.9 Έλεγχος σε διάτμηση

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

| | | | |
|--------------------------------------|---|--------|-------|
| Αριθμός κοχλιών m | = | 4 | |
| Επίπεδα Διάτμησης n | = | 2 | |
| Αντοχή Κοχλία σε Διάτμηση $F_{v,Rd}$ | = | 173,57 | KN |
| Έλεγχος αντοχής κοχλία σε διάτμηση | | | |
| $F_{Ed}/F_{v,Rd}$ | = | 0,84 | ratio |
| Έλεγχος | = | ok | |

5.2.3.10 Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυνας

| | | | |
|---|---|--------|-------|
| Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας $F_{b,Rd}$ | = | 330,24 | KN |
| Έλεγχος αντοχής ελάσματος σε σύνθλιψη άντυνας | | | |
| $N_{Ed}/N_{t,Rd}$ | = | 0,44 | ratio |
| Έλεγχος | = | ok | |

5.2.3.11 Διαστασιολόγηση Συγκόλλησης

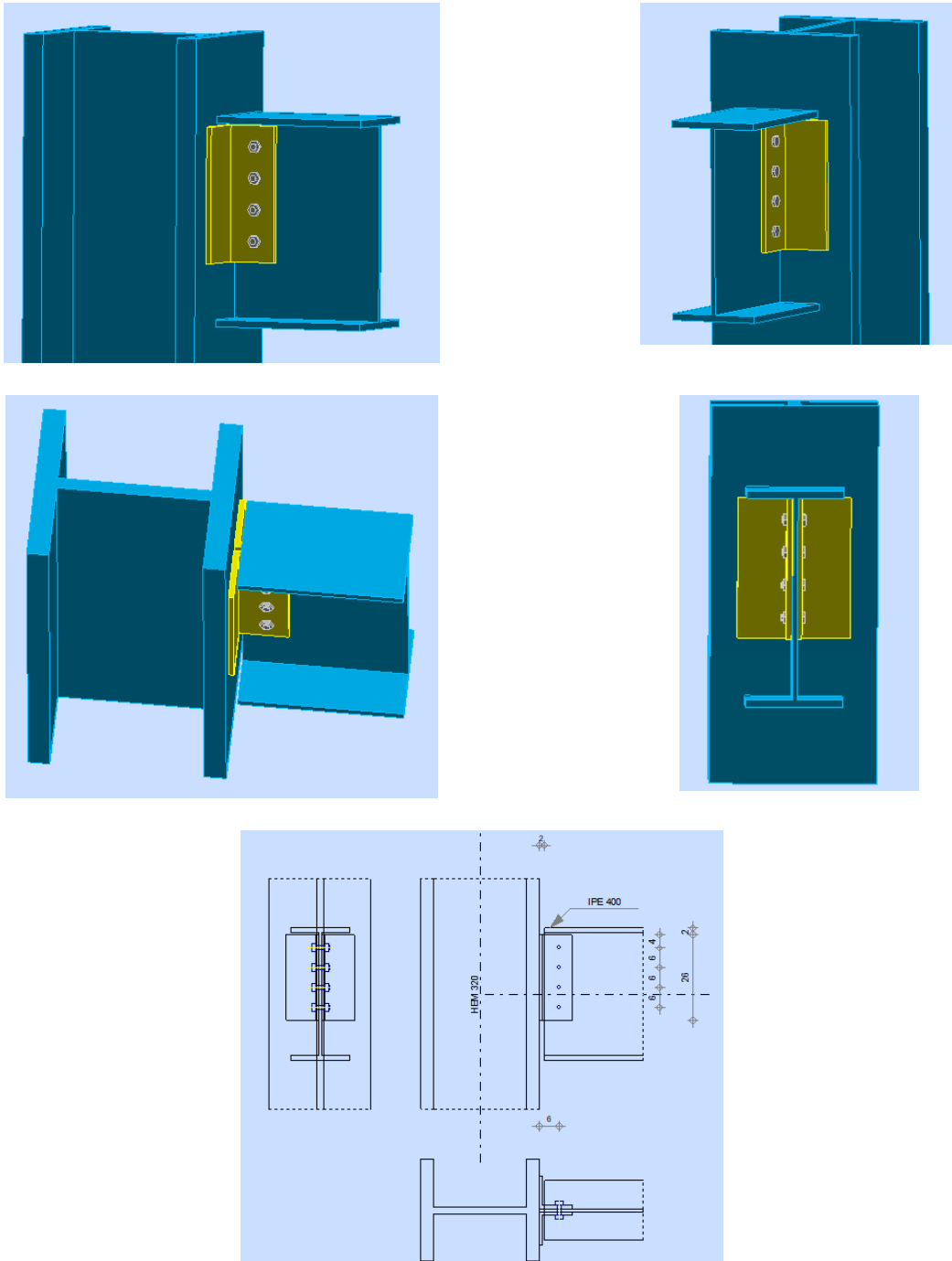
| | | | |
|--|---|---------|-----------------|
| Πάχος συγκόλλησης a_v | = | 3 | mm |
| Πάχος συγκόλλησης a_H | = | 3 | mm |
| Κατακόρυφες Ραφές m_v | = | 1 | mm |
| Οριζόντιες Ραφές m_H | = | 2 | mm |
| Μήκος Κατακόρυφης Συγκόλλησης $l_{συγκ,V}$ | = | 260 | mm |
| Μήκος Οριζόντιας Συγκόλλησης $l_{συγκ,H}$ | = | 100 | mm |
| Κέντρο βάρους συγκόλλησης e_x | = | 21,74 | mm |
| Ροπή αδράνειας συγκόλλησης I_y | = | 1453,42 | cm ⁴ |
| Ροπή αδράνειας συγκόλλησης I_z | = | 575,65 | cm ⁴ |
| Πολική Ροπή αδράνειας συγκόλλησης I_p | = | 2029,07 | cm ⁴ |

| | | | |
|--|---|--------|-------|
| Τέμνουσα V_{Ed} | = | 73,09 | KN |
| Ροπή κάμψης $M_{b,Ed}$ | = | 438,54 | KN*cm |
| Ροπή στρέψης $M_{w,Ed}$ | = | 158,89 | KN*cm |
| Συντεταγμένη Ακραίου σημείου συγκόλλησης Z_{max} | = | 13 | cm |
| Συντεταγμένη Ακραίου σημείου συγκόλλησης Y_{max} | = | 7,83 | cm |

$$\begin{aligned} \text{Διατμητική Τάση ακραίου σημείου } \tau_{Ed,y} &= 1,02 \text{ KN/cm}^2 \\ \text{Διατμητική Τάση ακραίου σημείου } \tau_{Ed,z} &= 9,98 \text{ KN/cm}^2 \\ \text{Ορθή Τάση ακραίου σημείου } \sigma_{Ed,z} &= 3,92 \text{ KN/cm}^2 \\ \text{Συνολική Τάση } \tau_{Ed,tot} &= 11,68 \text{ KN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Συντελεστής } \beta_w &= 0,9 \\ \text{Αντοχή Συγκόλλησης } f_{wd} &= 26,17 \text{ KN/cm}^2 \\ \text{Έλεγχος αντοχής συγκόλλησης σε διάτμηση } \tau_{Ed}/\tau_{w,Rd} &: 0,45 \text{ ratio} \\ \text{Έλεγχος} &= \text{ok} \end{aligned}$$

5.2.3.12 Σχέδιο Σύνδεσης



5.3 Διαμόρφωση Βάσης Υποστυλώματος

Έχει επιλεγεί να διαμορφωθεί αρθρωτή έδραση του υποστυλώματος και συνεπώς, η βάση πρέπει να παραλάβει κάποια τέμνουσα και αξονική θλιπτική δύναμη. Η βάση αυτή διαμορφώνεται από την μεταλλική πλάκα έδρασης, μια στρώση σκυροδέματος καθαριότητας, τα ακύρια και φυσικά την βάση του υποστυλώματος, το θεμέλιο δηλαδή. Ενδεικτικά ελέγχονται τα εξής μέρη:

5.3.1 Έλεγχος και διαστασιολόγηση πλάκας έδρασης υποστυλώματος

Η αντοχή σχεδιασμού $N_{j,Rd}$ μιας συμμετρικής πλάκας έδρασης υποστυλώματος, που υπόκειται σε μία αξονική θλιπτική δύναμη κεντρικά εφαρμοζόμενη, μπορεί να προσδιορίζεται αθροίζοντας τη μεμονωμένη αντοχή σχεδιασμού $F_{c,Rd}$ των τριών βραχέων του (δύο βραχέα του κάτω από τα πέλματα του υποστυλώματος και ένα βραχύ του κάτω από τον κορμό του υποστυλώματος). Τα τρία βραχέα του δεν πρέπει να υπερκαλύπτονται. Η αντοχή σχεδιασμού καθενός από τα βραχέα του πρέπει να υπολογίζεται χρησιμοποιώντας τη μέθοδο που δίνεται στην §6.2.5.

5.3.1.1 Υπολογισμός Απαιτούμενων διαστάσεων πλάκας έδρασης

Ακολουθούμε τις παρακάτω κατασκευαστικές διατάξεις, οι οποίες αναφέρονται στο βιβλίο « Joints in Steel Construction : Simple Joints to Eurocode 3», οι οποίες αποτελούν απλοποιημένη εφαρμογή των παραπάνω.

Πρέπει να ικανοποιείται η παρακάτω σχέση:

$$A_p \geq A_{req}$$

Όπου:

A_p εμβαδόν μεταλλικής πλάκας έδρασης.

Είναι ίση με $h_p * b_p$ για ορθογωνικές πλάκες

A_{req} απαιτούμενο εμβαδόν πλάκας έδρασης. Ορίζεται ως ο λόγος $\frac{N_{Ed}}{f_{jd}}$

Όπου:

$$f_{jd} = \beta_j * \alpha * f_{cd}$$

β_j συντελεστής ίσος με 2/3

α συντελεστής που μπορεί να ληφθεί ίσος με 1,50 όταν οι διαστάσεις του θεμελίου είναι άγνωστες

$$f_{cd} = a_{cc} * \frac{f_{cd}}{\gamma_c}$$

Προκύπτει πλάκα έδρασης #650.700.70

5.3.1.2 Υπολογισμός πλάτους σύνθλιψης

Στο παρακάτω σχήμα ορίζεται η ενεργός επιφάνεια για την οποία πρέπει να ισχύει:

$$A_{eff} \geq A_{req}$$

A_{req} απαιτούμενο εμβαδόν πλάκας έδρασης. Ορίζεται ως ο λόγος $\frac{N_{Ed}}{f_{jd}}$

A_{eff} ενεργός επιφάνεια και ίση με $4 * c^2 + P_{col} * c + A_{col}$ για διατομές I, H

P_{col} περίμετρος διατομής υποστυλώματος

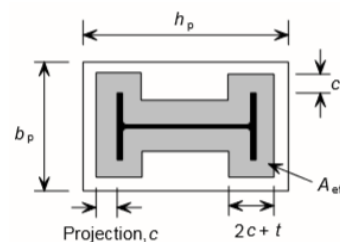
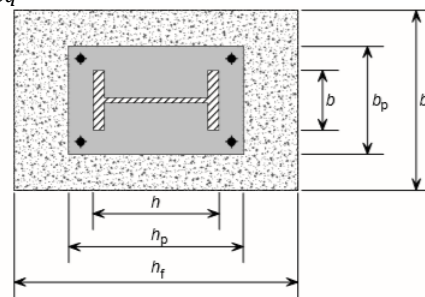
A_{col} εμβαδόν διατομής υποστυλώματος

c πλάτος σύνθλιψης όπου:

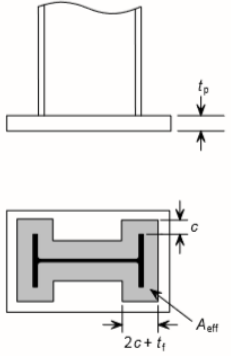
$$c_{max} = t * \sqrt{\frac{f_y}{3 * f_j * \gamma_{M0}}}$$

$$c_{min} = \frac{h - 2 * t_f}{2}$$

Προκύπτει $c=170\text{mm}$.



5.3.1.3 Υπολογισμός Απαιτούμενου Πάχους Ελάσματος Βάσης



Όσον αφορά το πάχος του ελάσματος της λεπίδας της βάσης, πρέπει να ισχύουν τα παρακάτω:

$$t_p \geq t_{p,min}$$

Όπου:

$$t_{p,min} = c * \sqrt{\frac{3 * f_{jd} * \gamma_{M0}}{f_{yp}}}$$

Όπου:

f_{jd} έλεγχος 1

c έλεγχος 2

f_{yp} τάση διαρροής χάλυβα ελάσματος

Προκύπτει πάχος Ελάσματος $t=70\text{mm}$

5.3.2 Απαιτούμενη Συγκόλληση

Έχουμε ταυτόχρονα δράση αξονικής και τέμνουσας δύναμης. Γι' αυτό ο έλεγχος θα γίνει κατά Von Mises. Πρέπει:

$$\sigma_{tot} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3 * \tau_{yz}^2} \leq f_{vw,d}$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w * \gamma_{M2}}$$

Θα γίνει έλεγχος σε δυο ακραία σημεία. Το ένα βρίσκεται στο πέλμα του υποστυλώματος και το άλλο στον κορμό, στην ακραία θέση από το κέντρο βάρους της συγκόλλησης.

Προκύπτει πάχος συγκόλλησης $a=14\text{mm}$ περιμετρικά του υποστυλώματος.

| | | |
|-------------------|---|---------|
| Τέμνουσα V_{Ed} | = | 53 kN |
| Αξονική N_{Ed} | = | 7742 kN |

Σημείο (1)

| | | |
|--|---|--------------------------|
| Συντεταγμένη Ακραίου σημείου συγκόλλησης $Z_{max,1}$ | = | 17,95 cm |
| Ορθή τάση $\sigma(N)$ | = | 34,92 kN/cm ² |
| Έλεγχος αντοχής συγκόλλησης σε διάτμηση $\sigma_{Ed}/f_{w,Rd}$ | : | 0,95 |
| Έλεγχος | = | ok |

Σημείο (2)

| | | |
|--|---|--------------------------|
| Συντεταγμένη Ακραίου σημείου συγκόλλησης $Z_{max,2}$ | = | 11,25 cm |
| Εμβαδόν Συγκόλλησης A_{vzw} | = | 64 cm ² |
| Ορθή τάση σημείου $\sigma(N)$ | = | 34,92 kN/cm ² |
| Διατμητική Τάση σημείου $\tau_{Ed,z}$ | = | 0,82 kN/cm ² |
| Συνολική τάση σημείου (2) σ_{tot} | = | 34,94 kN/cm ² |
| Έλεγχος αντοχής συγκόλλησης σε διάτμηση $\sigma_{Ed}/f_{w,Rd}$ | = | 0,95 |
| Έλεγχος | = | ok |

5.3.3 Έλεγχος Αγκυρίων

Οι διαστάσεις και τα απαιτούμενα στοιχεία σύνδεσης ορίστηκαν βάσει του εγχειριδίου και των παραπάνω. Στη συνέχεια, εισήχθη η σύνδεση στο λογισμικό προσομοίωσης, όπου και ελέγχθηκε. Παρακάτω δίνονται όλοι οι έλεγχοι του προγράμματος.

5.3.3.1 Διάτμηση Αγκυρίων

Σύμφωνα με τον EN 1992-4-2 για να ελέγχει ένα αγκύριο σε διάτμηση, πρέπει να βρεθεί εάν αυτό έχει μοχλοβραχίονα ή όχι. Αυτό ελέγχεται με τον EN1992-4-1, § 5.2.3.3. Στην περίπτωση μας υπολογίζεται η αντοχή του αγκυρίου σε διάτμηση με μοχλοβραχίονα (EN 1992-4-2 § 6.3.3.2). Πρέπει:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$$

γ_{Ms} : Συντελεστής ασφάλειας χάλυβα υπό διάτμηση. (EN1992-4-1, § 4.4.3.1.1). Προκύπτει 1,50

$V_{Rk,s}$: Χαρακτηριστική Αντοχή αγκυρίου σε διάτμηση. Δίνεται από την σχέση:

$$V_{Rk,s} = \frac{a_M * M_{Rk,s}}{l}$$

$M_{Rk,s}$: Χαρακτηριστική Αντοχή αγκυρίου σε κάμψη. Δίνεται από την σχέση:

$$M_{Rk,s} = M_{Rk}^0 * \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}}\right)$$

$M_{Rk}^0 = W_{el} * f_y$ αγκυρίου

$N_{Rd,s}$: αντοχή αγκυρίου σε εφελκυσμό

N_{Ed} : δρώσα εφελκυστική δύναμη αγκυρίου

l μοχλοβραχίονας (EN1992-4-1, § 5.2.3.4)

a_M : Συντελεστής εξαρτώμενος από την δυνατότητα στροφής του αγκυρίου. (EN1992-4-1, § 5.2.3.4)

| 1. Steel failure (DD CEN/TS 1992-4-2:2009 § 6.3.3) | | |
|---|---|---|
| i. Steel failure of fastener without lever arm (DD CEN/TS 1992-4-2:2009 § 6.3.3.1) | | |
| tgrout≤d/2 | : | no |
| l≥0,5*tanchor plate | : | yes |
| lever arm | : | with lever arm |
| k2 | = | 0,8 |
| | | Factor taking into account the ductility of group of fasteners for steel failure under shear load |
| $V_{Rk,s}$ | = | 251.327 N |
| | | Characteristic resistance of an anchor in case of steel failure |
| ii. Steel failure of fastener with lever arm (DD CEN/TS 1992-4-2:2009 § 6.3.3.2) | | |
| a3 | = | 10 mm |
| e1 | = | 65 mm |
| α_M | = | 2,00 |
| | | Factor for the degree of restraint of the anchor at the side of the fixture |
| l | = | 75 mm |
| | | Level arm of shear loads |
| $M_{Rk,s}^0$ | = | 848230 Nm |
| | | Characteristic bending resistance of an individual anchor |
| $M_{Rk,s}$ | = | 848230 Nm |
| | | bending resistance of an individual anchor |
| $V_{Rk,s}$ | = | 22619 N |
| | | Characteristic resistance of an anchor in case of steel failure |
| $V_{Rk,s}/\gamma_{Ms}$ | = | 15080 N |
| | | Design resistance of an anchor in case of steel failure |
| check | = | ok |

5.3.3.2 Αστοχία Αποκόλλησης Σκυροδέματος (Concrete Pry – out failure)

Ο έλεγχος γίνεται σύμφωνα με τον EN 1992-4-2 § 6.3.4. Πρέπει:

$$V_{Ed} \leq V_{Rk,cp} = k_3 * N_{Rk,c}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 * \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} * \psi_{s,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{u,cr}$$

3. Concrete Pry-out failure (DD CEN/TS 1992-4-2:2009 § 6.3.4)

| | | |
|----------------------------|-------------|---|
| k_3 | = 1,50 | Factor for concrete pry-out failure under shear loading. In case of supplementary reinforcement it must be multiplied with 0.75 |
| $\psi_{ec,N, shear}$ | = 1,00 | Factor for use in concrete pry-out failure to account for the eccentricity of the resultant shear force to the centre of gravity of |
| $V_{Rk, cp}$ | = 419.880 N | Shear resistance to pry-out |
| $V_{Rk, cp} / \gamma_{Mc}$ | = 279.920 N | Design resistance of group of anchors in case of steel failure |
| check | = ok | |

5.3.3.3 Αστοχία Άκρης Σκυροδέματος (Concrete Edge Failure)

Πρέπει να ικανοποιείται η παρακάτω ανίσωση:

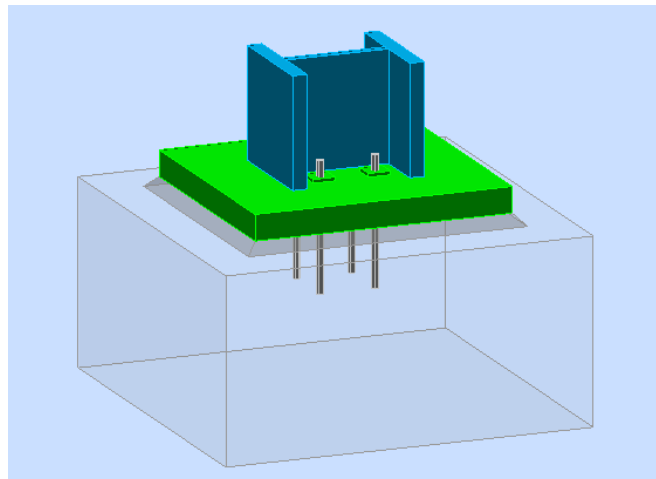
$$V_{Ed} \leq V_{Rk, c}$$

$$V_{Rk, c} = V_{Rk, c}^0 * \frac{A_{c, V}}{A_{c, V}^0} * \psi_{s, V} * \psi_{re, N} * \psi_{ec, V} * \psi_{h, V} * \psi_{a, V}$$

$V_{Rk, c}^0$: χαρακτηριστική αντοχή ενός αγκυρίου στην άκρη

2. Concrete edge failure (DD CEN/TS 1992-4-2:2009 § 6.3.5.2)

| | | |
|----------------------------|--------------------------|---|
| c_1 | = 275 mm | |
| l_f | = 160 mm | Effective length of anchor under shear loading. For bolts of uniform cross-section over their lengths the value of hef has to be |
| α | = 0,076 | Angle between the reinforcement and the direction of the load |
| β | = 0,059 | Factor for concrete edge failure verification acc to ETAG 001, Annex C § 5.2.3.4 |
| $V_{Rk, c}^0$ | = 75.327 N | Initial value of the characteristic resistance of an anchor placed in cracked or non-cracked concrete and loaded perpendicular to the Area of concrete cone of an individual anchor at the lateral concrete surface not affected by edges parallel to the assumed |
| $A_{c, v}^0$ | = 340313 mm ² | Actual area of concrete cone of anchorage at the lateral concrete surface for edge failure acc to ETAG 001, Annex C § 5.2.3.4 |
| $A_{c, v}$ | = 372281 mm ² | Factor that takes account of the disturbance of the distribution of stresses in the concrete |
| $\psi_{s, v}$ | = 0,88 | Factor that takes account of the fact that the shear resistance does not decrease proportionally to |
| $\psi_{h, v}$ | = 1,00 | Eccentricity of the shear force |
| e_v | = 0 mm | Factor that takes account of a group effect when different shear loads are acting on the individual anchors of a group |
| $\psi_{ec, v}$ | = 1,00 | Angle of shear force |
| α_v | = 0° | Factor that takes account of the angle α_v between the load applied, V_{Sd} , and the direction perpendicular to the free edge of |
| $\psi_{a, v}$ | = 1,00 | Factor that takes account of the effect of the type of reinforcement used in cracked concrete |
| $\psi_{re, v}$ | = 1,40 | Shear resistance to pry-out |
| $V_{Rk, cp}$ | = 101.310 N | Design resistance of an anchor in case of steel failure |
| $V_{Rk, cp} / \gamma_{Mc}$ | = 67.540 N | |
| check | = ok | |

5.3.4 Σχέδιο Σύνδεσης Βάσης Υποστυλώματος

■ Έλεγχος μονωμένης δοκού $t_{\text{απαιτούμενο}}=110\text{min}$

■ Έλεγχος μονωμένου υποστυλώματος $t_{\text{απαιτούμενο}}=120\text{min}$

6.2 Έλεγχος Μη μονωμένης Δοκού

Ελέγχεται μια δευτερεύουσα δοκός ΙΡΕ450, μήκους $l=13,65\text{m}$ με τα στατικά φορτία υπό τον κατάλληλο συνδυασμό σε πυρκαγιά:

$$g + \psi_1 * q = g + 0.5 * q$$

Η δοκός ελέγχεται στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας κατά την φάση λειτουργίας, Σ' αυτήν δουλεύει ως σύμμικτη, μη μονωμένη στις τρεις πλευρές της. Ακολουθούν έλεγχοι σε επίπεδο διατομής. Δεν τίθεται θέμα πλευρικής αστάθειας αφού προστατεύεται πλευρικά από την πλάκα σκυροδέματος.

$$\begin{aligned} \text{Φορτίο Σχεδιασμού } q_{Ed} &= 10,15 \\ \text{Τέμνουσα δύναμη } V_{Ed} &= 69,27 \text{ KN} \\ \text{Ροπή κάμψης } M_{y,Ed} &= 236,40 \text{ KN*m} \end{aligned}$$

6.2.1.1 Κρίσιμη θερμοκρασία λόγω κάμψης

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

$$M_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta} * M_{Rd} * \left[\frac{\gamma_{M1}}{\gamma_{M,fi}} \right] / (\kappa_1 * \kappa_2)$$

Εξισώνοντας την ροπή κάμψης λόγω έντασης με την ροπή αντοχής προκύπτει ο μειωτικός συντελεστής ορίου διαρροής σε θερμοκρασία θ_a η οποία πραγματοποιείται τη χρονική στιγμή t .

$$\begin{aligned} \text{Συντελεστής Προσαρμογής } \kappa_1 &= 0,7 \text{ factor} \\ \text{Συντελεστής Προσαρμογής } \kappa_2 &= 1,0 \text{ factor} \\ \text{Συντελεστής Υλικού } \gamma_{M1} &= 1,00 \text{ factor} \\ \text{Συντελεστής Υλικού } \gamma_{M,fi} &= 1,00 \text{ factor} \\ \text{Πλαστική Ροπή αντοχής } M_{pl,Rd} &= 604,21 \text{ KN*m} \\ \text{Ροπή αντοχής (συνθήκες φωτιάς) } M_{fi,t,Rd} &= 236,40 \text{ KN*m} \\ \text{Μειωτικός Συντ. } k_{y\theta} &= 0,274 \text{ factor} \\ \text{Κρίσιμη τιμή τάσης διαρροής } f_{y\theta} &= 9,72 \text{ KN/cm}^2 \\ \text{Κρίσιμη θερμοκρασία } \theta_{a,cr} &= 681,7 \text{ }^\circ\text{C} \end{aligned}$$

Στην συνέχεια, για τον συγκεκριμένο μειωτικό συντελεστή και βάσει του παρακάτω πίνακα προκύπτει η θερμοκρασία $\theta_{a,cr}$.

Υπολογισμός μειωτικών συντελεστών
ιδιοτήτων χάλυβα- ΚΑΜΨΗ

| θ_a | $k_{y,\theta}$ |
|--------------|----------------|
| 600 | 0,47 |
| 681,7 | 0,274 |
| 700 | 0,23 |

6.2.1.2 Κρίσιμη θερμοκρασία λόγω διάτμησης

Η αντοχή διατομών κατηγορίας 1 ή 2 έναντι τέμνουσας δίνεται από την σχέση:

$$V_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta,web} * V_{Rd} * \left[\frac{\gamma_{M1}}{\gamma_{M,fi}} \right]$$

Εξισώνοντας την τέμνουσα έντασης με την τέμνουσα αντοχής προκύπτει ο μειωτικός συντελεστής ορίου διαρροής σε θερμοκρασία θ_a η οποία πραγματοποιείται τη χρονική στιγμή t .

$$\begin{aligned} \text{Συντελεστής Υλικού } \gamma_{M1} &= 1,00 \text{ factor} \\ \text{Συντελεστής Υλικού } \gamma_{M,fi} &= 1,00 \text{ factor} \end{aligned}$$

| | | | |
|--|---|--------|--------------------|
| Πλαστική αντοχή σε τέμνουσα $V_{pl,Rd}$ | = | 1042,2 | KN |
| Αντοχή σε τέμνουσα (συνθήκες φωτιάς) $V_{fi,t,Rd}$ | = | 69,27 | KN |
| Μειωτικός Συντ. $k_{y\theta}$ | = | 0,07 | factor |
| Κρίσιμη τιμή τάσης διαρροής $f_{y\theta}$ | = | 2,36 | KN/cm ² |
| Κρίσιμη θερμοκρασία $\theta_{a,cr}$ | = | 887,1 | °C |

Στην συνέχεια, για τον συγκεκριμένο μειωτικό συντελεστή και βάσει του παραπάνω πίνακα προκύπτει η θερμοκρασία $\theta_{a,cr}$.

*Υπολογισμός μειωτικών συντελεστών
ιδιοτήτων χάλυβα - ΔΙΑΤΜΗΣΗ*

| θ_a | $k_{y,\theta}$ |
|--------------|----------------|
| 800 | 0,11 |
| 887,1 | 0,07 |
| 900 | 0,06 |

6.2.1.3 Διατιθέμενος Δείκτης Πυραντίστασης

Ανάμεσα στα δυο φαινόμενα (κάμψη και διάτμηση) θεωρούμε δυσμενέστερο αυτό που δίνει την ελάχιστη κρίσιμη θερμοκρασία. Με βάση αυτήν θα ελέγξουμε την δοκό. Οπότε, από τα προηγούμενα κρατάμε:

| | | | |
|---|---|-------|--------|
| Κρίσιμη τιμή τάσης διαρροής $f_{y\theta}$ | = | 0,274 | factor |
| Κρίσιμη θερμοκρασία $\theta_{a,cr}$ | = | 681,7 | °C |

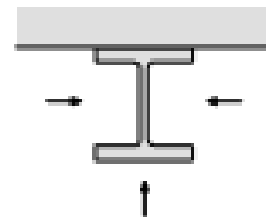
Για τον υπολογισμό του διατιθέμενου δείκτη πυραντίστασης υπολογίζουμε τα παρακάτω:

📌 Συντελεστής Διατομής

Για ανοικτή διατομή εκτεθειμένη σε πυρκαγιά και από τις τρεις πλευρές ισχύει:

$$\frac{A_m}{V} = \frac{\text{περίμετρος}}{\text{εμβαδόν διατομής}}$$

| | | | |
|------------------------------|---|--------|-----------------|
| Περίμετρος Διατομής A_m | = | 141,51 | cm |
| Εμβαδόν διατομής V | = | 98,82 | cm ² |
| Συντελεστής διατομής A_m/V | = | 143,2 | m ⁻¹ |



📌 Διατιθέμενος δείκτης Πυραντίστασης $t_{dia\theta}$.

Για το συγκεκριμένο συντελεστή σχήματος της διατομής της δοκού και στην κρίσιμη θερμοκρασία που βρέθηκε παραπάνω στην κάμψη (δυσμενέστερη) υπολογίζουμε με διπλή γραμμική παρεμβολή τον απαιτούμενο δείκτη πυραντίστασης της δοκού.

*Προσδιορισμός Θερμοκρασιών σε
δεδομένη A_m/V*

t=15min

| | | | |
|------------|-----|--------------|-----|
| A_m/V | 100 | 143,2 | 150 |
| θ_a | 514 | 598,7 | 612 |

t=30min

| | | | |
|------------|-----|--------------|-----|
| A_m/V | 100 | 143,2 | 150 |
| θ_a | 781 | 809,5 | 814 |

Διατιθέμενος δείκτης πυραντίστασης $t_{dia\theta}$ = **21** min

Απαιτούμενος Δείκτης Πυραντίστασης $t_{\text{απαιτ}}$ = 60 min
 Αξιολόγηση διατιθέμενου δείκτη πυραντίστασης = **problem**

Από τα παραπάνω προκύπτει διατιθέμενος δείκτης πυραντίστασης ίσος με 21min << 60min του κανονισμού. Οπότε κρίνεται αναγκαία η ενίσχυση της δοκού.

6.3 Μόνωση και Έλεγχος Δοκού έναντι πυρκαγιάς

6.3.1.1 Μόνωση δοκού με πλάκες ορυκτοβάμβακα

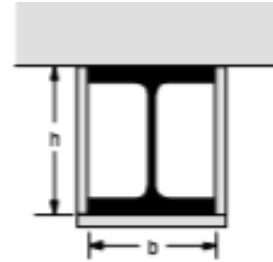
Επιλέγεται ως πρώτος τρόπος μόνωσης της δοκού με πλάκες ορυκτοβάμβακα πάχους 25mm και συντελεστή θερμικής αγωγιμότητας $\lambda=0,25 \text{ W/m}^{\circ}\text{C}$.

Συντελεστής διατομής μονωμένης δοκού με πλάκες ορυκτοβάμβακα

Ως μονωμένη πλέον η δοκός με πλάκες στις τρεις πλευρές της, αλλάζει ο συντελεστής διατομής, όπως φαίνεται παρακάτω.

$$\frac{A_m}{V} = \frac{\text{περίμετρος}}{\text{εμβαδόν διατομής}}$$

Περίμετρος Διατομής A_m = 109,00 cm
 Εμβαδόν διατομής V = 98,82 cm²
 Συντελεστής διατομής A_m/V = 110,3 m⁻¹



Διατιθέμενος δείκτης Πυραντίστασης $t_{\text{διαθ}}$

Για το συγκεκριμένο συντελεστή σχήματος της διατομής της δοκού και στην κρίσιμη θερμοκρασία που βρέθηκε παραπάνω στην κάμψη (δυσμενέστερη) υπολογίζουμε με διπλή γραμμική παρεμβολή τον απαιτούμενο δείκτη πυραντίστασης της δοκού.

| | t=105min | | |
|-------------------|----------|-------|-----|
| A_m/V | 100 | 110,3 | 150 |
| θ_{α} | 649 | 672,3 | 762 |

| | t=120min | | |
|-------------------|----------|-------|-----|
| A_m/V | 100 | 110,3 | 150 |
| θ_{α} | 700 | 722,7 | 810 |

| $t_{\text{διαθ}}$ | $\theta_{\alpha,cr}$ |
|-------------------|----------------------|
| 105 | 672,3 |
| 107,8 | 681,7 |
| 120 | 722,7 |

Προκύπτει, λοιπόν, διαθέσιμος δείκτης πυραντίστασης ίσος με 108min > 60min.

Διατιθέμενος δείκτης πυραντίστασης $t_{\text{διαθ}}$ = 108 min
 Απαιτούμενος Δείκτης Πυραντίστασης $t_{\text{απαιτ}}$ = 60 min
 Αξιολόγηση διατιθέμενου δείκτη πυραντίστασης = **ok**

6.3.1.2 Μόνωση δοκού με εκτοξευόμενο επίχρισμα

Στην συνέχεια, κάνουμε μόνωση με εκτοξευόμενο επίχρισμα. Η διαστασιολόγηση γίνεται με χρήση του πίνακα παραπάνω με βάση τον συντελεστή διατομής μη μονωμένης δοκού.

| $t_{\text{διαθ}}=90\text{min}$ | $t_{\text{διαθ}}=120\text{min}$ |
|--------------------------------|---------------------------------|
| A_m/V πάχος d(mm) | A_m/V πάχος d(mm) |

| | |
|--------------|-------------|
| 130 | 22,0 |
| 143,2 | 23,3 |
| 150 | 24,0 |

| | |
|--------------|-------------|
| 130 | 32,0 |
| 143,2 | 34,0 |
| 150 | 35,0 |

Με διπλή γραμμική παρεμβολή προκύπτει απαιτούμενη στρώση επιχρίσματος $d > 29.6 \text{ mm}$. Επιλέγεται, λοιπόν, να τοποθετήσουμε στρώση των 30 mm .

| | | | |
|-------------------|------|------|------|
| τ _{διαθ} | 90 | 108 | 120 |
| πάχος d(mm) | 23,3 | 29,6 | 34,0 |

| | | | |
|---|---|-------|-----------------|
| Συντελεστής διατομής A_m/V | = | 143,2 | m^{-1} |
| Απαιτούμενος Δείκτης Πυραντίστασης $t_{\text{απαιτ}}$ | = | 108 | min |
| Απαιτούμενο πάχος επιχρίσματος $d_{\text{επιχρ}}$ | > | 29,6 | mm |
| Πάχος επιχρίσματος $d_{\text{επιχρ}}$ | = | 30 | mm |

6.4 Έλεγχος Μη μονωμένου Υποστυλώματος σε πυρκαγιά

Αρχικά, γίνεται έλεγχος ενός υποστυλώματος ΗΕΒ450 στο ισόγειο του κτιρίου. Η διατομή αυτή έχει προκύψει από όλους τους παραπάνω ελέγχους υπό στατικά και δυναμικά φορτία και ελέγχεται εάν καλύπτει και όλους απαιτούμενες ελέγχους σε συνθήκες πυρκαγιάς.

6.4.1.1 Προσδιορισμός φορτίων που συνυπάρχουν με την φωτιά

Υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη αυτού υπό τον συνδυασμό:

$$g + \psi_1 * q = g + 0.5 * q$$

6.4.1.2 Ένταση Υποστυλώματος σε συνθήκες πυρκαγιάς

Από την επίλυση του φορέα για τον παραπάνω συνδυασμό φορτίων προκύπτουν τα εντατικά μεγέθη του υποστυλώματος.

| | | | |
|--------------------------------|---|---------|-------|
| Δρώσα αξονική δύναμη N_{ed} | = | 3212,03 | KN |
| Δρώσα τέμνουσα δύναμη V_{ed} | = | 29,35 | KN |
| Δρώσα ροπή κάμψης $M_{y,ed}$ | = | 7754,00 | KN*cm |
| Δρώσα ροπή κάμψης $M_{z,ed}$ | = | 49,00 | KN*cm |

6.4.1.3 Χαρακτηριστικά μη μονωμένου Μέλους

Για να γίνουν οι έλεγχοι σε πυρκαγιά πρέπει να υπολογιστούν τα χαρακτηριστικά του μη μονωμένου μέλους και οι μειωτικοί συντελεστές του ορίου διαρροής στην κρίσιμη θερμοκρασία, η οποία πραγματοποιείται την χρονική στιγμή t .

Συντελεστής Διατομής

Για ανοικτή διατομή εκτεθειμένη σε πυρκαγιά και από τις τέσσερις πλευρές ισχύει:

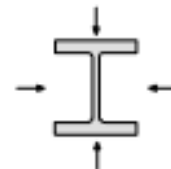
$$\frac{A_m}{V} = \frac{\text{περίμετρος}}{\text{εμβαδόν διατομής}}$$

2. Χαρακτηριστικά Μη μονωμένου μέλους

| | | | |
|------------------------------|---|--------|-----------------|
| Περίμετρος Διατομής A_m | = | 202,56 | cm |
| Εμβαδόν διατομής V | = | 218 | cm^2 |
| Συντελεστής διατομής A_m/V | = | 92,9 | m^{-1} |


Θερμοκρασία Μέλους θ_a την χρονική στιγμή $t=t_{\text{απαιτ}}$.

Για το συγκεκριμένο συντελεστή σχήματος της διατομής του υποστυλώματος υπολογίζουμε με διπλή γραμμική παρεμβολή την θερμοκρασία του μέλους την χρονική στιγμή που αντιστοιχεί στον απαιτούμενο δείκτη πυραντίστασης $t=60 \text{ min}$ όσο δηλαδή απαιτείται να αντέχει το υποστυλωμα. Για τον υπολογισμό χρησιμοποιείται ο πίνακας του ECCS με την μεταβολή θερμοκρασίας μη μονωμένου μέλους για διάφορες τιμές του συντελεστή διατομής που παρατίθεται παρακάτω.



Υπολογισμός θερμοκρασίας μέλους
Για χρόνο $t=60\text{min}$ από πγκ 7 (ECCS)

| | | | |
|------------|-----|--------------|-----|
| A_m/V | 50 | 92,9 | 100 |
| θ_a | 897 | 925,3 | 930 |

 Μειωτικοί συντελεστές τάσης διαρροής στην θερμοκρασία θ_a
Υπολογίζουμε από τον παρακάτω πίνακα με γραμμική παρεμβολή τους μειωτικούς συντελεστές της τάσης διαρροής του μέλους συναρτήσει της θερμοκρασίας του (που υπολογίστηκε παραπάνω).

Υπολογισμός μειωτικών συντελεστών ιδιοτήτων χάλυβα

| θ_a | $k_{y,\theta}$ | $k_{p,\theta}$ | $k_{E,\theta}$ |
|------------|----------------|----------------|----------------|
| 900 | 0,06 | 0,0375 | 0,0675 |
| 925,3 | 0,055 | 0,034 | 0,062 |
| 1000 | 0,04 | 0,025 | 0,045 |

Τελικά, προέκυψαν οι συντελεστές:

| | | | |
|-------------------------------|---|--------------|--------|
| Θερμοκρασία μέλους θ_a | = | 925,3 | °C |
| Μειωτικός Συντ. $k_{y\theta}$ | = | 0,055 | factor |
| Μειωτικός Συντ. $k_{p\theta}$ | = | 0,034 | factor |
| Μειωτικός Συντ. $k_{E\theta}$ | = | 0,062 | factor |


6.4.1.4 Έλεγχος σε τέμνουσα

Η αντοχή διατομών κατηγορίας 1 ή 2 έναντι τέμνουσας δίνεται από την σχέση:

$$V_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta,web} * V_{Rd} * \left[\frac{\gamma_{M1}}{\gamma_{M,fi}} \right]$$


| | | | |
|---|---|----------------|-----------------|
| Μειωτικός Συντ. $k_{y\theta,web}$ | = | 0,055 | |
| Εμβαδόν κορμού A_{wz} | = | 79,66 | cm ² |
| Αντοχή σε συνήθης θερμ. V_{Rd} | = | 1632,71 | KN |
| Αντοχή σε κατάσταση πυρκαγιάς $V_{fi,t,Rd}$ | = | 89,69 | KN |
| Έλεγχος αντοχής σε διάτμηση V_{Ed}/V_{Rd} | : | 0,33 | ratio |
| Έλεγχος | = | ok | |

6.4.1.5 Έλεγχος σε αξονική και κάμψη

 Αντοχή σε κάμψη

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

$$M_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta} * M_{Rd} * \left[\frac{\gamma_{M1}}{\gamma_{M,fi}} \right] / (\kappa_1 * \kappa_2)$$

 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 θ_a προσδιορίζεται από την σχέση:

$$N_{b,fi,t,Rd} = \frac{\chi_{fi} * A * k_{y,\theta} * f_y}{\gamma_{M,fi}}$$

χ_{fi} είναι ο μειωτικός συντελεστής για καμπτικό λυγισμό στην κατάσταση σχεδιασμού πυρκαγιάς. Λαμβάνεται ως η μικρότερη από τις τιμές $\chi_{y,fi}$ και $\chi_{z,fi}$ που προσδιορίζονται σύμφωνα με τη σχέση:
 $k_{y,\theta}$: Μειωτικός συντελεστής για την τάση διαρροής του χάλυβα σε θερμοκρασία θ_a , που πραγματοποιείται τη χρονική στιγμή t

$k_{E,\theta}$: Μειωτικός συντελεστής για την κλίση της γραμμικής ελαστικής περιοχής του διαγράμματος τάσεων – παραμορφώσεων που αντιστοιχεί σε θερμοκρασία θ_a , πραγματοποιούμενη σε χρόνο t

Το μήκος λυγισμού l_{fi} στην περίπτωση ενός αμετάθετου πλαισίου στο οποίο κάθε όροφος περιλαμβάνει ένα χωριστό πυροδιαμέρισμα με επαρκή αντοχή σε πυρκαγιά, το μήκος λυγισμού l_{fi} ενός συνεχούς υποστυλώματος σε ένα ενδιάμεσο όροφο μπορεί να λαμβάνεται ως $l_{fi} = 0,5L$ και στον ανώτερο όροφο ως $l_{fi} = 0,7L$, όπου L το ύψος του αντίστοιχου ορόφου.

 Αντοχή μελών κατηγορίας 1,2 ή 3 από κάμψη και θλίψη

Η αντοχή σχεδιασμού $R_{fi,t,d}$ έναντι λυγισμού τη χρονική στιγμή t για ένα μέλος που υπόκειται σε συνδυασμένη κάμψη και αξονική θλίψη θα ελέγχεται με την ικανοποίηση των παρακάτω σχέσεων προκειμένου για μέλος με διατομή κατηγορίας 1 ή 2.

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} * A * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y * M_{y,fi,Ed}}{W_{pl,y} * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y * M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} * A * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT} * M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} * W_{pl,y} * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z * M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1$$

| | |
|--|------------------|
| Ανηγγμένη λυγηρότητα συνήθης κατάσταση λ _{LT} | = 0,36 |
| Ανηγγμένη λυγηρότητα κατάσταση πυρκαγιάς λ _{LT,θ,com} | = 0,339 |
| Συντελεστής α | = 0,529 |
| Συντελεστής Φ _{LT,θ,com} | = 0,647 |
| Μειωτ.Συντ. για πλευρικό λυγισμό χ _{LT,fi} | = 0,834 |
| Ανηγγμένη λυγηρότητα συνήθης κατάσταση λ _y | = 0,27 |
| Ανηγγμένη λυγηρότητα συνήθης κατάσταση λ _z | = 0,71 |
| Ανηγγμένη λυγηρότητα κατάσταση πυρκαγιάς λ _{y,θ} | = 0,255 |
| Ανηγγμένη λυγηρότητα κατάσταση πυρκαγιάς λ _{z,θ} | = 0,669 |
| Συντελεστής Φ _{y,θ} | = 0,600 |
| Συντελεστής Φ _{z,θ} | = 0,901 |
| Μειωτικός .Συντ. Για καμπτικό λυγισμό χ _{y,fi} | = 0,875 |
| Μειωτικός .Συντ. Για καμπτικό λυγισμό χ _{z,fi} | = 0,739 |
| Μειωτικός .Συντ. Για καμπτικό λυγισμό χ _{min,fi} | = 0,739 |
| Συντελεστής k _y | = -7,63 |
| Συντελεστής k _z | = -9,23 |
| Ροπή κορυφής M ₁ | = -77,54 |
| Ροπή πόδα M ₂ | = 39,88 |
| Λόγος ροπών Ψ | = -1,94 |
| Συντελεστής ισοδ. Ομοιομ. Ροπής β _{M,ψ} | = 3,16 |
| Συντελεστής μ _{LT} | = 0,17 |
| Συντελεστής k _{LT} | = -0,71 |
| Έλεγχος σχέσης 4.21α | = 2,41 |
| Έλεγχος σχέσης 4.21b | = 9,18 |
| Έλεγχος επάρκειας πυραντίστασης ΥΣ | = problem |

6.5 Μόνωση και έλεγχος Υποστυλώματος έναντι πυροπροστασίας

Εφόσον διαπιστώθηκε ανεπάρκεια του υποστυλώματος σε κατάσταση πυρκαγιάς αποφασίστηκε η ενίσχυση και προστασία αυτού με χρήση πλακών ορυκτοβάμβακα πάχους $d=50\text{mm}$ και συντελεστή θερμικής αγωγιμότητας $\lambda=0,25\text{W/m}^{\circ}\text{C}$. Η επιλογή αυτή έγινε και για λόγους αρχιτεκτονικούς, ούτως ώστε να καλυφθούν τα υποστυλώματα.

Όσον αφορά τον απαιτούμενο δείκτη πυραντίστασης, ο οποίος ορίζεται στα 60min βάσει του Κανονισμού, κρίθηκε απαραίτητο να αυξηθεί για λόγους μεγαλύτερης ασφάλειας. Έτσι, ορίσαμε αυξημένο δείκτη πυραντίστασης κατά 1h και επιλύουμε το υποσύλωμα μονωμένο για $t_{\text{απαιτ}}=120\text{min}$ πλέον.

$$\begin{aligned} \text{Πάχος μονωτικού } d &= 50 \text{ mm} \\ \text{Συντελεστής θερμ. αγωγιμότητας } \lambda &= 0,25 \text{ W/m}^{\circ}\text{C} \\ \text{Λόγος } d/\lambda &= 0,20 \text{ m}^2\text{/W} \end{aligned}$$

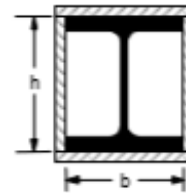
Επαναλαμβάνεται η ίδια διαδικασία με αυτή που ακολουθήσαμε για μη μονωμένο μέλος με τις εξής διαφορές:

Συντελεστής Διατομής

Ο συντελεστής διατομής αλλάζει λίγο λόγω της ύπαρξης των πλακών γύρω από το υποσύλωμα. Θεωρούμε την περίπτωση εγκλιβωτισμένης διατομής ενιαίου πάχους.

$$\frac{A_m}{V} = \frac{\text{περίμετρος}}{\text{εμβαδόν διατομής}} = \frac{2 * (b + h)}{\text{εμβαδόν διατομής}}$$

$$\begin{aligned} \text{Περίμετρος Διατομής } A_m &= 150,00 \text{ cm} \\ \text{Εμβαδόν διατομής } V &= 218,00 \text{ cm}^2 \\ \text{Συντελεστής διατομής } A_m/V &= 68,8 \text{ m}^{-1} \end{aligned}$$



Θερμοκρασία μονωμένου μέλους

Επίσης, όσον αφορά την θερμοκρασία του μέλους στην χρονική στιγμή ίση με τον απαιτούμενο δείκτη πυραντίστασης, χρησιμοποιούμε τους πίνακες του ECCS για $d/\lambda=0,20$. Με τον ίδιο τρόπο (γραμμική παρεμβολή) υπολογίζεται η θερμοκρασία του μέλους. Τελικά προκύπτει την χρονική στιγμή $t=120\text{min}$ $\theta_a=394,5^{\circ}\text{C}$.

Υπολογισμός θερμοκρασίας μέλους

Για χρόνο $t=120\text{min}$

| | | | |
|------------|-----|-------|-----|
| A_m/V | 50 | 68,8 | 100 |
| θ_a | 326 | 394,5 | 508 |

Μειωτικοί συντελεστές τάσης διαρροής στην θερμοκρασία θ_a

Τέλος, υπολογίζονται και οι μειωτικοί συντελεστές της τάσης διαρροής οι οποίοι θα χρησιμοποιηθούν στις σχέσεις ελέγχου του μέλους.

Υπολογισμός μειωτικών συντελεστών ιδιοτήτων χάλυβα

| θ_a | $k_{y,\theta}$ | $k_{r,\theta}$ | $k_{E,\theta}$ |
|------------|----------------|----------------|----------------|
| 300 | 1 | 0,613 | 0,8 |
| 394,5 | 1,000 | 0,431 | 0,706 |
| 400 | 1 | 0,42 | 0,7 |

Τελικά, προκύπτουν για:

$$\begin{aligned} \text{Θερμοκρασία μέλους } \theta_a &= 394,5 \text{ }^{\circ}\text{C} \\ \text{Μειωτικός Συντ. } k_{y\theta} &= 1,000 \text{ factor} \\ \text{Μειωτικός Συντ. } k_{r\theta} &= 0,431 \text{ factor} \end{aligned}$$

Μειωτικός Συντ. κ_{εθ} = 0,706 factor

Υπολογίζονται πάλι οι παρακάτω σχέσεις για το υποστύλωμα και προκύπτει επάρκεια του υποστυλώματος σε πυρκαγιά.

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} * A * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y * M_{y,fi,Ed}}{W_{pl,y} * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y * M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} * A * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT} * M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} * W_{pl,y} * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z * M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} * k_{y,\theta} * \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1$$

7 Υπολογισμός Κόστους κατασκευής

Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται μια προσέγγιση όσον αφορά το οικονομικό κομμάτι του κτιρίου. Υπολογίζονται τα ίδια βάρη της κατασκευής και με μια προσεγγιστική τιμή ανά μονάδα βάρους προκύπτει το συνολικό κόστος του δεκαώροφου κτιρίου.

7.1 Κόστος χάλυβα Κατασκευής

Αρχικά υπολογίζουμε το κόστος του χάλυβα θεωρώντας ένα μέσο κόστος ανά Kg ίσο με 1,70€. Ταυτόχρονα τρέχουμε στο λογισμικό ανάλυσης τον φορέα ως μόνο υπό το ίδιο βάρος του και διαβάζουμε τις αντιδράσεις στήριξης στον άξονα Z. Έτσι, προκύπτει το βάρος του χάλυβα της κατασκευής. Είναι:

| Όροφος | Επιφάνεια (m ²) | Μάζα (kg) | Μάζα (kg) ΥΣ-ΔΟΚΟΙ | Μάζα (kg) ΧΙΑΣΤΙ_Χ+Υ | Μάζα (kg) ΟΛΙΚΗ |
|--------|-----------------------------|-----------|-----------------------|-------------------------|------------------------|
| 1ος | 1365,77 | 67690,21 | 64117,55 | 3572,66 | 71262,87 |
| 2ος | 1365,77 | 72859,05 | 69436,12 | 3422,93 | 76281,98 |
| 3ος | 794,63 | 50914,68 | 47151,24 | 3763,44 | 54678,12 |
| 4ος | 794,63 | 48809,38 | 45693,23 | 3116,15 | 51925,53 |
| 5ος | 794,63 | 46804,02 | 43733,48 | 3070,54 | 49874,56 |
| 6ος | 794,63 | 43275,41 | 40633,38 | 2642,03 | 45917,44 |
| 7ος | 794,63 | 39048,92 | 36854,18 | 2194,74 | 41243,66 |
| 8ος | 794,63 | 38150,39 | 36503,87 | 1646,52 | 39796,91 |
| 9ος | 599,21 | 28771,64 | 27653,53 | 1118,11 | 29889,75 |
| 10ος | 599,21 | 20383,53 | 19911,92 | 471,61 | 20855,14 |
| Σύνολο | 8697,73 | 456707,23 | 431688,5 | 25018,73 | 481725,96 |
| | | | | | 55,39kg/m ² |

Ακόμη, θεωρούμε ένα 15% πρόσθετο κόστος που σχετίζεται με τα ελάσματα, τους κοχλίες και ότι άλλο είναι απαραίτητο για τις συνδέσεις. Έτσι, προσαυξάνεται το κόστος ως εξής:

$$W_{tot} = 55,39 \text{ kg/m}^2 + 15\% * 55,39 \text{ kg/m}^2 = 63,69 \text{ kg/m}^2$$

Συνολικό βάρος χάλυβα 63,69kg/m²

Κόστος χάλυβα/kg=1,70€/kg

Προσαυξημένο βάρος χάλυβα=553.985kg

| ΧΑΛΥΒΑΣ | | | |
|-----------------------|---|---------|-------------------|
| Επιφάνεια | = | 8697,73 | m ² |
| Μάζα συνολική (kg) | = | 481726 | kg |
| Προσαύξηση 15% | = | 553985 | kg |
| βάρος χάλυβα | = | 55,39 | kg/m ² |
| Βάρος χάλυβα αυξημένο | = | 63,69 | kg/m ² |
| κόστος Kg χάλυβα | = | 1,70 | €/kg |
| Συνολικό Κόστος | = | 941774 | € |

Συνολικό Κόστος Χάλυβα: K_s=941.774€

7.2 Κόστος σκυροδέματος Κατασκευής

Υπολογίζεται ο όγκος του σκυροδέματος θεωρώντας πάχος πλάκας 15cm, όσο υπολογίστηκε στο κεφάλαιο 2 για την σύμμικτη πλάκα, και συνολική επιφάνεια πλάκα ίση με 8697,73m². Ακόμη, θεωρούμε ένα κόστος αγοράς, διάστρωσης, ξυλοτύπων κτλ. ίσο με 200€/m³. Προκύπτει:

Όγκος σκυροδέματος : V=1304,7m³

Κόστος σκυροδέματος/m³=200€/m³

| ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ | | | |
|------------------------------------|---|---------|------------------|
| Επιφάνεια | = | 8697,73 | m ² |
| Πάχος πλάκας | = | 0,15 | m |
| Συνολικός όγκος πλάκας | = | 1304,7 | m ³ |
| Κόστος σκυροδέματος/m ³ | = | 200 | €/m ³ |
| Συνολικό Κόστος Σκυροδέματος | = | 260.932 | € |

Συνολικό κόστος Σκυροδέματος K_b=260.932€

7.3 Συνολικό Κόστος κατασκευής

Αθροίζοντας τα δυο παραπάνω κόστη προκύπτει το συνολικό κόστος το οποίο ανέρχεται στις 1.202.706€.

Βιβλιογραφία

- 1) Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- 2) Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- 3) Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2004). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- 4) Βάγιας Ι. (2003). «Σιδηρές κατασκευές, ανάλυση και διαστασιολόγηση, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- 5) Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- 6) EN1990, Eurocode 0: «Basis of structural design», CEN, 2002
- 7) EN1991-1-1, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-1: General actions», CEN, 2004
- 8) EN1991-1-2, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-3: Fire Loads», CEN, 2004
- 9) EN1991-1-3, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-3: Snow loads», CEN, 2004
- 10) EN1991-1-4, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-4: Wind actions», CEN, 2004
- 11) EN1992-4-1, Eurocode 2: «Design of fastenings for use in concrete, General»
- 12) EN1992-4-2, Eurocode 2: «Design of fastenings for use in concrete, Headed Fasteners»
- 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) EN1994-1-1, Eurocode 4: «Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings», CEN, 2004
- 18) EN1998-1, Eurocode 8: «Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings», CEN, 2004
- 19) Κανονισμός Πυροπροστασίας Κτιρίων (Π.Δ. 71/88)
- 20) The Steel Construction Institute, «Joints in steel construction: simple Joints to Eurocode 3», Publication P358
- 21) Καρύδη Π. Γ. «Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας», Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, Αθήνα 1996.
- 22) Παπασταματίου Δ., Ψυχάρης Ι. «Βοηθητικές σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας», Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, Αθήνα 2001.
- 23) Έλαστρον Α.Ε.Β.Ε. – «Τεχνικό εγχειρίδιο χαλυβδόφυλλου Symdeck 73 (www.elastron.gr)».
- 24) Έλαστρον Α.Ε.Β.Ε. – «Εγχειρίδιο χρήσης SymDeck Designer».
- 25) Δημήτριος Κ. Αναστασίου, «Ανάλυση και διαστασιολόγηση προστατευτικού μεταλλικού στεγάστρου για το τέμενος Βαγιαζήτ Α΄ στο Διδυμότειχο Έβρου», Αθήνα 2016.
- 26) Ντάσκα Άννα Θ., «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Πενταόροφου μεταλλικού κτιρίου με συνδέσμους δυσκαμψίας», Αθήνα 2015.
- 27) Αντωνία Νούσιου, «Κανονιστική και Αριθμητική Διερεύνηση Χαλύβδινων Δοκών με Κυκλικά Διάκενα», Αθήνα 2016.