

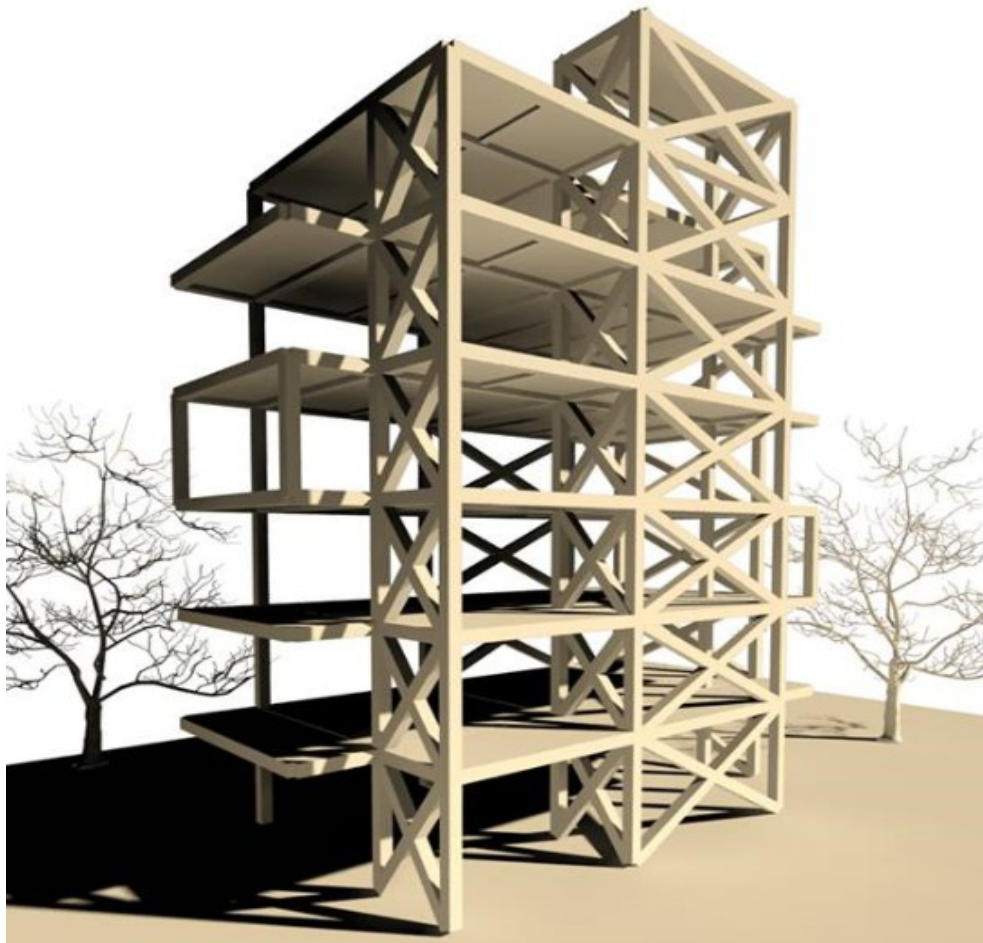


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Μελέτη πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου κατοικιών με συνδέσμους δυσκαμψίας



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Γεώργιος Σ. Μπέκας

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Νοέμβριος 2016

ΕΜΚ ΔΕ 2016/49

Μπέκας Σ. Γεώργιος (2016).
Μελέτη πολυώροφου κτιρίου κατοικιών με συνδέσμους δυσκαμψίας
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2016/49
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Bekas S. Georgios (2016).
Study of a multi-storey steel building of residences with concentric braces
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2016/49
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη.....	2
Abstract.....	3
Ευχαριστίες.....	4
1 Εισαγωγή.....	5
1.1 Αντικείμενο εργασίας.....	5
1.2 Στατικό σύστημα- Περιγραφή του φορέα.....	5
1.3 Υλικά κατασκευής.....	11
1.4 Αναφορά στο πρόγραμμα (Robot Structural Analysis).....	12
2 Δράσεις επί της κατασκευής.....	13
2.1 Μόνιμα Φορτία.....	13
2.2 Κινητά Φορτία.....	13
2.3 Δράσεις χιονιού.....	15
2.4 Δράσεις ανέμου.....	18
2.5 Δράσεις σεισμού.....	35
2.6 Θερμοκρασιακές μεταβολές.....	43
2.7 Συνδυασμοί Φορτίσεων.....	43
3 Ανάλυση, διαστασιολόγηση και έλεγχος μελών.....	48
3.1 Διαστασιολόγηση δαπέδου.....	48
3.2 Διαστασιολόγηση δευτερεύουσων δοκών (διαδοκίδες).....	51
3.3 Διατμητική σύνδεση.....	63
3.4 Διαστασιολόγηση κύριων δοκών.....	66
3.5 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων.....	70
3.6 Διαστασιολόγηση κατακορυφων συνδέσμων δυσκαμψίας.....	79
3.7 Ικανοτικοί έλεγχοι.....	82
3.8 Διαστασιολόγηση κλιμακοστασίου επί της στέγης.....	84
4 Συνδέσεις.....	89
4.1 Εισαγωγή.....	89
4.2 Σύνδεση διαδοκίδας επί κύριας δοκού.....	89
4.3 Σύνδεση κύριας δοκού επί υποστυλώματος.....	91
4.4 Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας - υποστυλώματος.....	93
5 Συμπεράσματα.....	95
6 Βιβλιογραφία.....	96

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2016/49

Μελέτη πολυώροφου κτιρίου κατοικιών με συνδέσμους δυσκαμψίας

Μπέκας Σ. Γ. (Επιβλέπων: Θανόπουλος Π.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη ενός πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου και η διαστασιολόγηση των μελών του. Το κτίριο βρίσκεται στην περιοχή της Αργυρούπολης και προορίζεται για κατοικίες. Τα δάπεδα του κτιρίου αποτελούνται από σύμμικτες πλάκες, οι οποίες είναι διατμητικά συνδεδεμένες με τις διαδοκίδες και προσφέρουν διαφραγματική λειτουργία. Για την εξασφάλιση της αμεταθετότητας των πλαισίων τέθηκαν κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας και κατά τις 2 κύριες διευθύνσεις, ενώ οι συνδέσεις μεταξύ των μελών είναι αρθρωτές.

Η μελέτη του κτιρίου μας έγινε μέσω του προγράμματος Robot Structural Analysis, της Autodesk, και βασίστηκε στους ευρωκώδικες και τον ΕΑΚ 2000.

Αρχικά, παρατίθενται τα φορτία από τα οποία καταπονείται η κατασκευή μας. Τα φορτία βασίστηκαν στις διατάξεις των διάφορων μερών του Ευρωκώδικα 1. Επίσης, παρουσιάζονται οι διάφοροι συνδυασμοί φορτίσεων που χρησιμοποιήθηκαν τόσο για έλεγχο σε ΟΚΑ όσο και σε ΟΚΛ.

Ακολούθως, αναλύθηκαν και διαστασιολογήθηκαν όλα τα μέλη της κατασκευής μας με βάση τον Ευρωκώδικα 3 και τον Ευρωκώδικα 4, για τα σύμμικτα στοιχεία. Η ανάλυση της σύμμικτης πλάκας πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια του προγράμματος Sym Deck Designer, της εταιρίας Έλαστρον, τόσο σε φάση κατασκευής όσο και σε φάση λειτουργίας.

Στη συνέχεια σχεδιάστηκαν ορισμένες από τις συνδέσεις της κατασκευής.

Τέλος, καταγράφονται ορισμένα από τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα του χάλυβα ως φέρων οργανισμός.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔE 2016/49

Design of a multi-storey residential steel building with concentric braces

Bekas S. Georgios (supervised by Thanopoulos P.)

Abstract

The subject of the present thesis is the design of a multi-storey building and the dimensioning of its members. The building is located in the area of Argyroupoli and is intended for residential use. The floors of the building are composed of composite slabs, which act compositely with the secondary beams and act as rigid diaphragms. There are also vertical concentric braces in both main directions in order to minimise the horizontal displacements of each storey. In addition, the connections between the members of the building are bolted.

The design of this building was carried out through the program Robot Structural Analysis, a product of Autodesk, and was based on the existing regulations of eurocodes.

Firstly, the loads of the structure are presented. These loads are based on the regulations of eurocode 1. In addition, the combinations of action for the ultimate and serviceability limit state are also introduced.

Secondly, the analysis and design of all members was performed based on eurocodes 3 and 4, for the composite members. The analysis of the composite slab was held due to the program Sym Deck Designer, of the firm Elastron.

Afterwards, some of the bolt connections between members of the building were designed.

Finally, some of the advantages and disadvantages of steel used in structures are noted.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω το Λέκτορα του Ε.Μ.Π., κ. Παύλο Θανόπουλο, για την ευκαιρία που μου έδωσε να ασχοληθώ ως διπλωματική εργασία με το θέμα της αρεσκείας μου και την ενασχόληση, επίβλεψη και επιστημονική καθοδήγηση που μου παρείχε καθ'όλη τη διάρκεια εκπόνησης της εργασίας αυτής.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένειά μου για την υποστήριξη τους σε όλους τους τομείς καθ'όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

1 Εισαγωγή

1.1 Αντικείμενο της εργασίας

Τις προηγούμενες δεκαετίες το οπλισμένο σκυρόδεμα κυριάρχησε στα συνήθη οικοδομικά έργα ως φέρων οργανισμός. Ωστόσο τα πλεονεκτήματα του δομικού χάλυβα ως υλικό του φέροντος οργανισμού (θα αναλυθούν στη συνέχεια) είναι ιδιαίτερα σημαντικά και για το λόγο αυτό παρατηρείται ολοένα και περισσότερο πλέον στις σύγχρονες κατασκευές. Σκοπός της εργασίας αυτής είναι ο σχεδιασμός ενός μεταλλικού κτιρίου και η διαστασιολόγησή των μελών του. Αξίζει να σημειωθεί ότι το συγκεκριμένο κτίριο είναι ήδη στη φάση κατασκευής, με φέρων οργανισμό οπλισμένο σκυρόδεμα. Βρίσκεται στην περιοχή της Αργυρούπολης (Αττική) και προορίζεται για κατοικίες. Η μελέτη του κτιρίου βασίστηκε στους ισχύοντες κανονισμούς :

Ευρωκώδικας 1 : Βασικές Αρχές Σχεδιασμού και Δράσεις στις κατασκευές

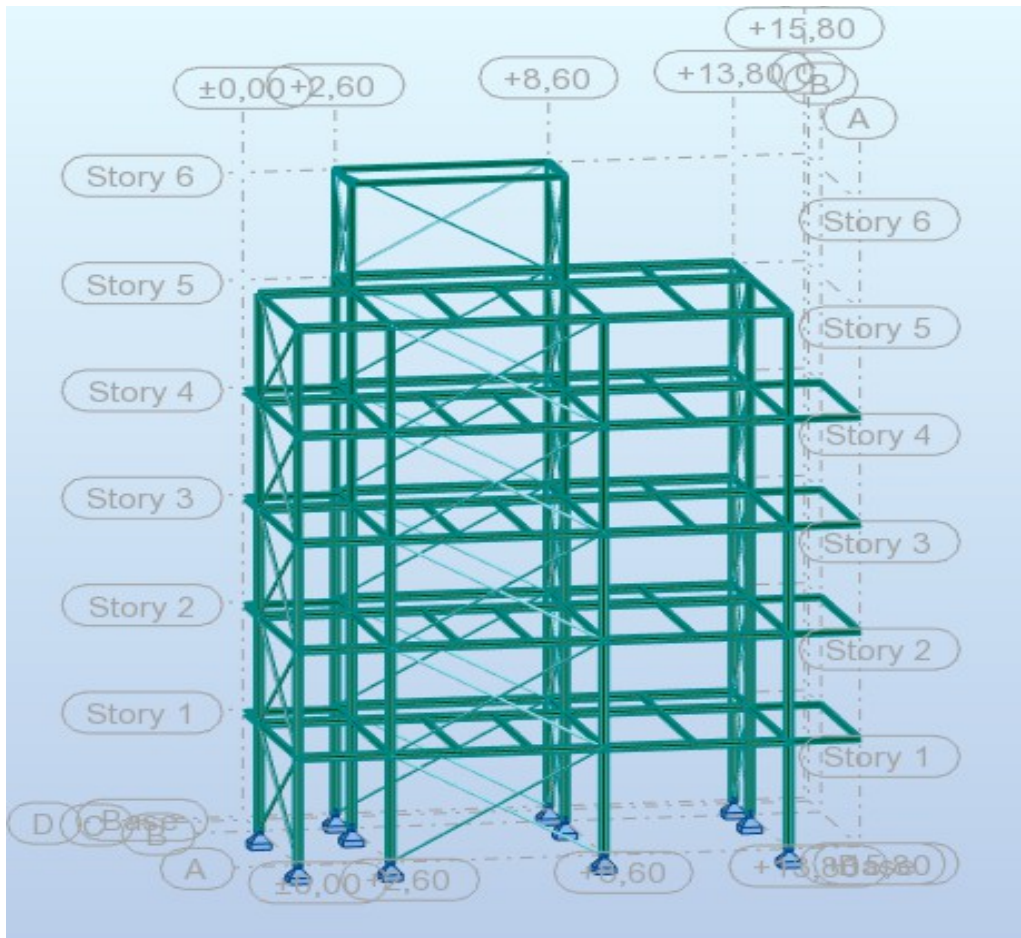
Ευρωκώδικας 3 : Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα

Ευρωκώδικας 4 : Σχεδιασμός Σύμμικτων Κατασκευών

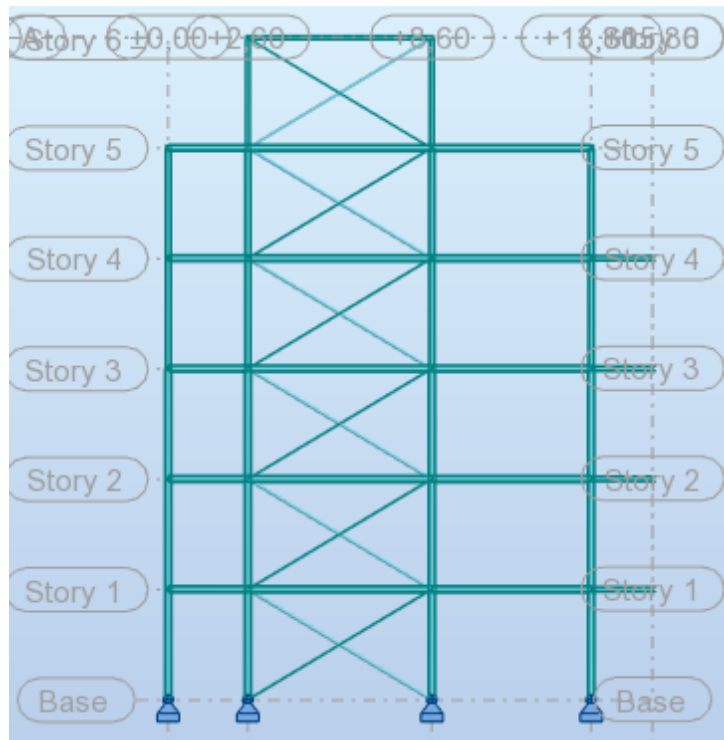
Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ 2000)

1.2 Στατικό σύστημα – Περιγραφή του φορέα

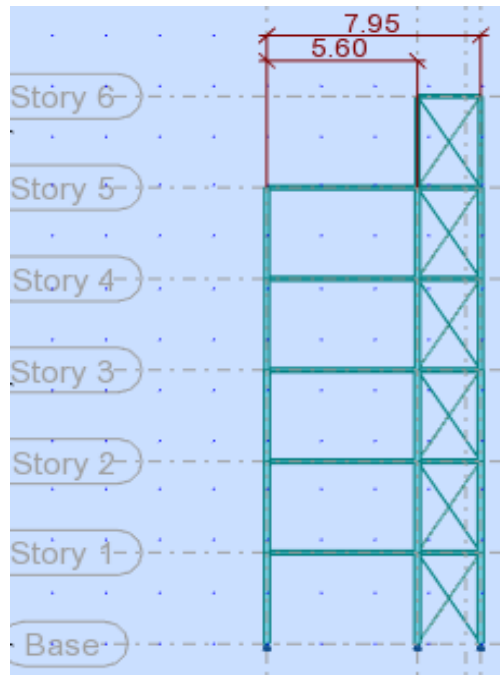
Το εξεταζόμενο κτίριο είναι πολυώροφο (5 ορόφων) με συνολικό ύψος κτιρίου 18 m (3,6 m ανα όροφο). Το ιδιαίτερο χαρακτηριστικό είναι ότι το κλιμακοστάσιο συνεχίζει καθ' ύψος επί της στέγης, με αποτέλεσμα το τελικό ύψος του συνολικού κτιρίου να είναι 21,6 m. Η κάτοψη του κτιρίου σε κάθε όροφο είναι ίδια και απλουστευτικά ορθογωνική, διαστάσεων 13,8m x 7,95m, με μία επίσης ορθογωνική εσοχή στο πάνω αριστερά τμήμα διαστάσεων 2,6m x 2,35m. Επίσης σε όλους τους ορόφους στο σκελετό του κτιρίου (εκτός από τη στέγη) υπάρχουν και 2 μπαλκόνια, το ένα δεξιά (στην κάτοψη) μήκους 5,6m και ανοίγματος 2m και το άλλο πάνω αριστερά (στην κάτοψη) ανοίγματος 1,8m και μήκους 2,6m. Ο φορέας για καλύτερη κατανόηση αναπαρίσταται στις παρακάτω εικόνες:



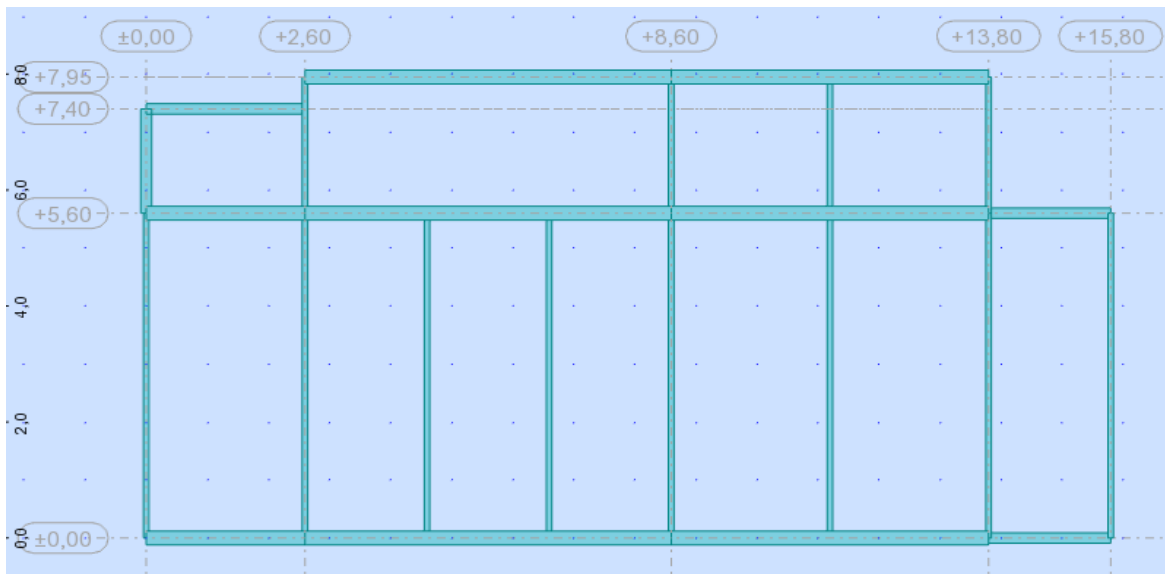
Σχήμα 1.1: Τρισδιάστατη αναπαράσταση κτιρίου



Σχήμα 1.2: Όψη κτιρίου κατά επίπεδο XZ



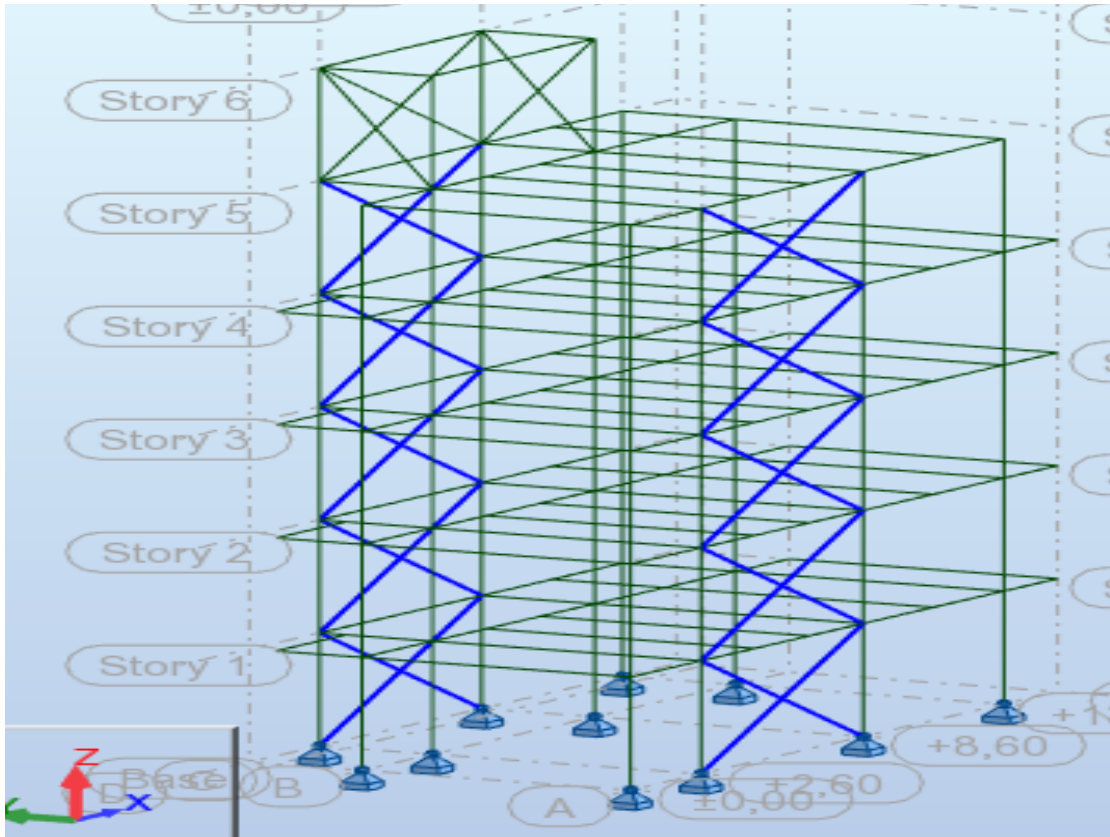
Σχήμα 1.3: Όψη κτιρίου κατά επίπεδο YZ



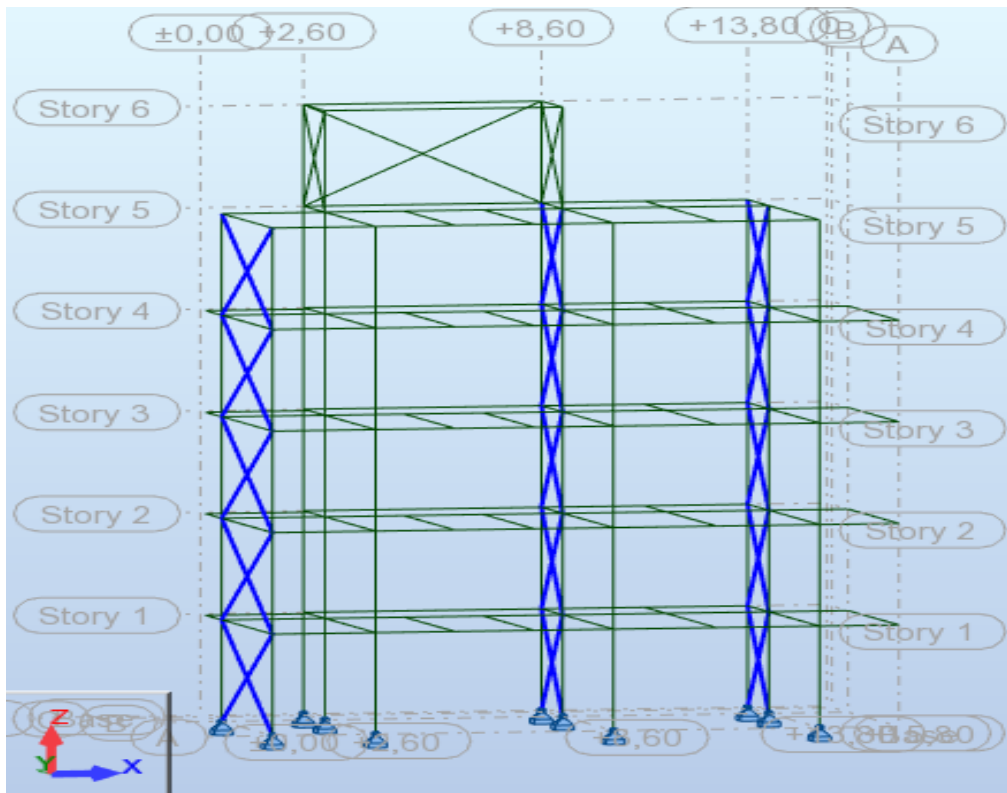
Σχήμα 1.4: Κάτοψη τυπικού ορόφου κτιρίου

Σχετικά με τα μέλη του φορέα που καλούνται να παραλάβουν τα κατακόρυφα φορτία, το παρόν κτίριο αποτελείται από σύμμικτη πλάκα (τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο και έγχυτο σκυρόδεμα) συνολικού πάχους 15 cm που εδράζεται μέσω διατμητικών ήλων πάνω σε δευτερεύουσες δοκούς (διαδοκίδες) και προσφέρουν διαφραγματική λειτουργία στο οριζόντιο επίπεδο του κάθε ορόφου. Οι διαδοκίδες έχουν τον τοπικό άξονά τους X στον καθολικό άξονα Y και εδράζονται αμφιαρθρωτά στις κύριες δοκούς, που έχουν τη διαμήκη έννοιά τους στον άξονα X. Οι κύριες δοκοί στηρίζονται επίσης αμφιαρθρωτά στα υποστυλώματα που είναι αρθρωμένα στο έδαφος.

Τις οριζόντιες δράσεις στην κατασκευή καλούνται να τις παραλάβουν οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας που έχουν τεθεί, μέσω της αξονικής τους δύναμης.



Σχήμα 1.5: κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας X.

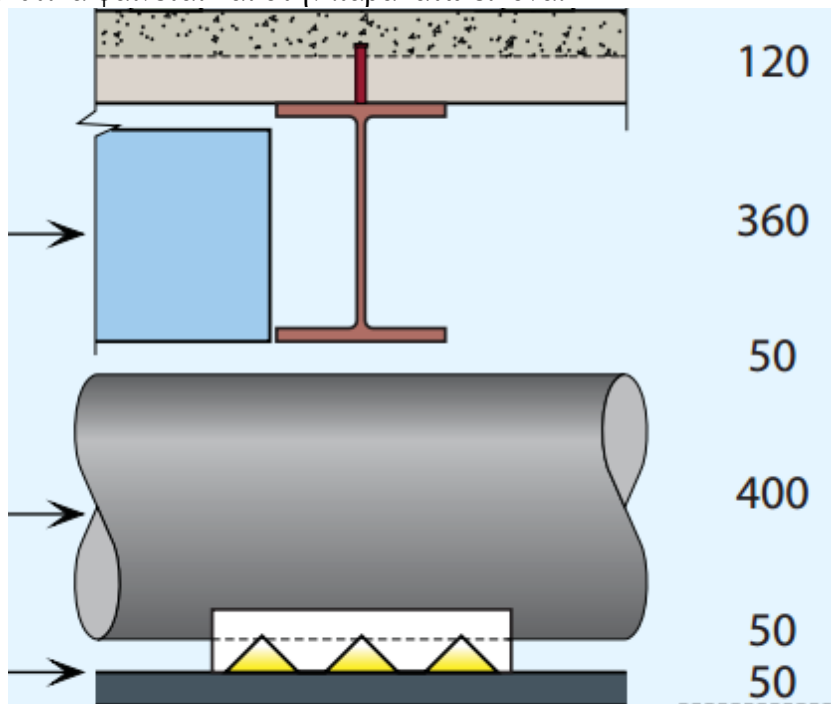


Σχήμα 1.6: κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας Y.

Αναφορικά με το συνολικό στατικό ύψος του κάθε ορόφου για μεταλλικά κτίρια κυμαίνεται από 3,5m έως 4,2m περίπου. Για το λόγο ότι είναι πολυώροφο το κτίριο επιλέχθηκε σχετικά μικρό στατικό ύψος 3,6m. Ωστόσο στα μεταλλικά κτίρια υπάρχει σημαντική διαφορά μεταξύ ολικού ύψους και καθαρού ύψους (δάπεδο-οροφή(ταβάνι)) εξαιτίας των εξής που παρεμβάλλονται ενδιάμεσα:

- πάχος πλάκας
- ύψος διατομής μεταλλικής δοκού
- σωληνώσεις
- ψευδοροφές
- φωτισμοί
- επικαλύψεις

Αναλυτικά φαίνεται και στην παρακάτω εικόνα:

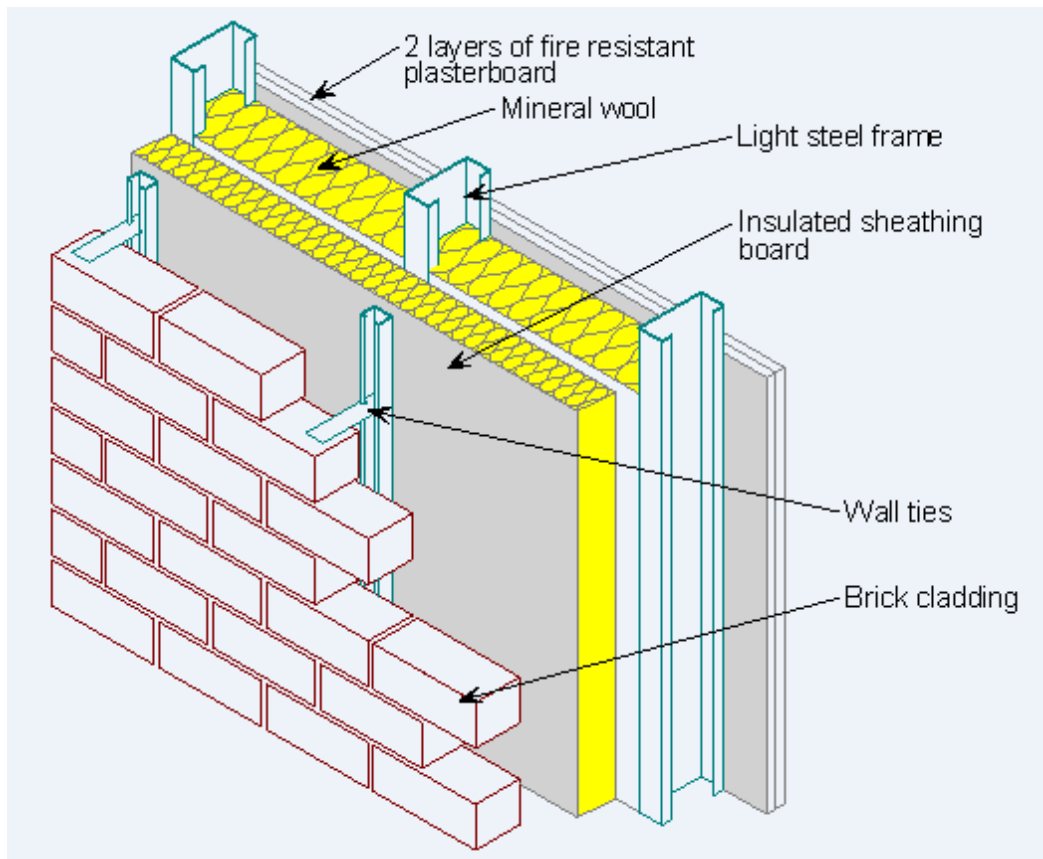


Σχήμα 1.7: Πάχος στοιχείων δαπέδου

Στην κατασκευή μας το χαμένο αυτό ύψος είναι:

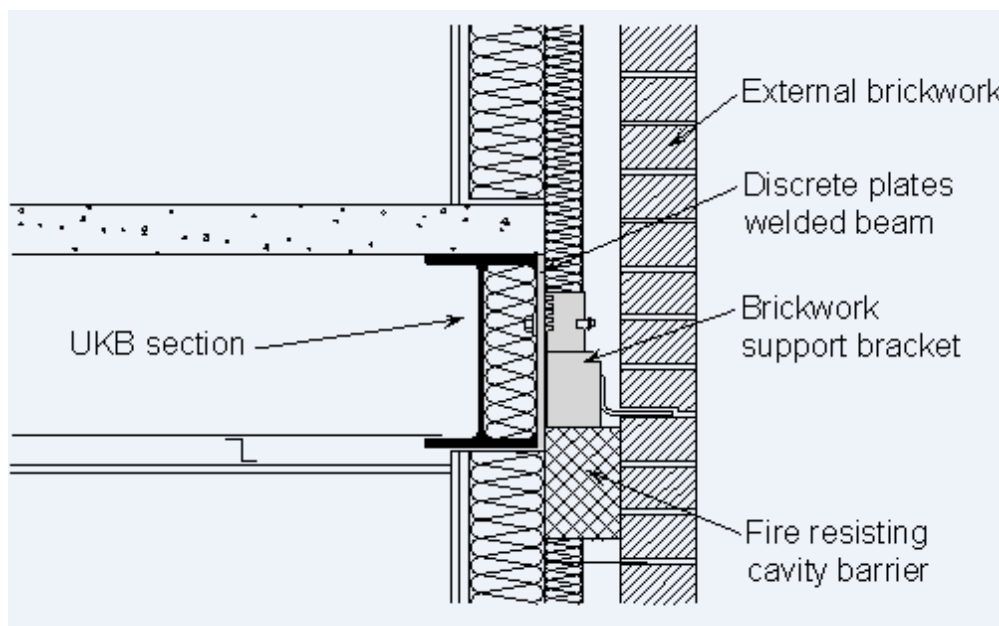
- σύμμικτη πλάκα 150 mm
 - IPE 180 (έχει υπολογισθεί παρακάτω) 180mm
 - (όλα τα υπόλοιπα της εικόνας) ~ 500mm
- Άρα συνολικά ~850mm. Οπότε το καθαρό ύψος είναι $3,6m - 0,85m = 2,75m$

Σχετικά με την τοιχοποιία χρησιμοποιήθηκε πλινθοδομή (brickwork), που συνηθίζεται σε κτίρια προορισμένα για κατοικίες. Αυτού του είδους η τοιχοποιία αποτελείται από την εξωτερική στρώση πλινθοδομής, ένα εσωτερικό πλέγμα ειδικού μονωτικού υλικού και δύο στρώσεις γυψοσανίδας που συμβάλλει και σε πυροπροστασία. Αναλυτικά η δομή της τοιχοποιίας φαίνεται παρακάτω:



Σχήμα 1.8: Εσωτερικά στοιχεία πλινθοδομής

Επίσης στην επόμενη εικόνα αναπαρίστανται η σύνδεση της πλινθοδομής στην παρακείμενη περιμετρική δοκό:



Σχήμα 1.9: Σύνδεσμολογία πλινθοδομής ως τοιχοποιία επί της δοκού

1.3 Υλικά κατασκευής

A) Δομικός χάλυβας S235 :
χρησιμοποιήθηκε για όλα τα μεταλλικά στοιχεία της κατασκευής μας.

χαρακτηριστικά δομικού χάλυβα S235 :

Τα χαρακτηριστικά του χάλυβα που χρησιμοποιήσαμε παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.1., σύμφωνα με τον EN 1993-1-1.

Πίνακας 1.1: Ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής f_y και της εφελκυστικής αντοχής f_u του χάλυβα S235.

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
EN 10025-2	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
S 235	235	360	215	360

Οι τιμές σχεδιασμού για τους κύριους συντελεστές υλικού των δομικών χαλύβων, οι οποίοι χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς είναι οι εξής:

- μέτρο ελαστικότητας : $E= 210$ GPa
- λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή: $\nu=0.3$
- ειδικό βάρος: $\gamma= 78,5$ KN/m³
- μέτρο διάτμησης: $G=81.000$ MPa
- συντελεστής θερμικής διαστολής: $\alpha T=12 \cdot 10^{-6}$ (/C)

B) Σκυρόδεμα C25/30

Στη σύμμικτη πλάκα έχει χρησιμοποιηθεί σκυρόδεμα κατηγορίας C25/30, που έχει ως χαρακτηριστικές τιμές:

- μέτρο ελαστικότητας: $E=30,5$ GPa
- σταθερά Poisson: $\nu=0,2$
- ειδικό βάρος: $\gamma=25$ kN/m³ (οπλισμένο σκυρόδεμα)
- χαρακτηριστική αντοχή: $f_{ck}= 25$ MPa

C) χάλυβας οπλισμού B500C

χρησιμοποιήθηκε για τον οπλισμό των πλακών. χαρακτηριστικές τιμές:

- χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής: $f_{yk} = 500$ MPa
- μέτρο Ελαστικότητας: $E=210$ GPa
- λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή: $\nu=0,3$
- ειδικό βάρος: $\gamma=78,5$ kN/m³

1.4 Αναφορά στο στατικό πρόγραμμα

Το πρόγραμμα προσομοίωσης που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση του φορέα και το λεπτομερή έλεγχο των μελών είναι το Robot Structural Analysis, της Autodesk. Συγκεκριμένα στο πρόγραμμα εισήχθη ο φορέας μόνο με τα μεταλλικά στοιχεία, χωρίς τη σύμμικτη πλάκα η οποία αναλύθηκε στο αντίστοιχο software της εταιρίας έλαστρον Symdeck Designer. Για το λόγο αυτό οι δευτερεύουσες δοκοί ελέχθησαν με υπολογισμούς στο χέρι (είναι σύμμικτες δοκοί και όχι αμιγώς χαλύβδινες). Η προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας που προσφέρει η πλάκα στο οριζόντιο επίπεδο έγινε με την επιλογή του προγράμματος rigid links (ενώθηκαν όλοι οι κόμβοι του κάθε ορόφου). Για αμφιαρθρωτά μέλη της κατασκευής χρησιμοποιήθηκε η επιλογή releases και χαρακτηρίστηκαν ως pinned-pinned, δημιουργώντας έτσι αρθρώσεις στα άκρα τους. Τα I.B. των στοιχείων υπολογίστηκαν αυτόματα από το πρόγραμμα ως το πρώτο μόνιμο(νεκρό) φορτίο. Τα επιφανειακά φορτία περάστηκαν στο πρόγραμμα αφού δημιουργήθηκαν επιφάνειες μέσω της επιλογής claddings. Σχετικά με τους συνδέσμους δυσκαμψίας τέθηκαν ως truss bars ώστε από το πρόγραμμα να δέχονται μόνο αξονικές δυνάμεις. Τέλος, η πλέον ευεργετική επιλογή του προγράμματος είναι η δυνατότητα που δίνεται στο χρήστη, έπειτα από το χαρακτηρισμό των εκάστοτε μελών, να γνωρίζει ποιά διατομή από κάθε σειρά διατομών είναι κατάλληλη για το κάθε μέλος.

2 Δράσεις επί της κατασκευής

Οι δράσεις επί της κατασκευής βασίστηκαν στον ευρωκώδικα EN 1991-1. Συγκεκριμένα: Ευρωκώδικας 1: Βασικές Αρχές Σχεδιασμού και Δράσεις στις Κατασκευές

2.1 Μόνιμα φορτία

Τα φορτία που λήφθηκαν υπόψη ως μόνιμα είναι τα εξής:

- I.B. μεταλλικών δοκών (αυτόματα από το πρόγραμμα)
- I.B. σύμμικτης πλάκας = 2,7 kPa (υπολογισμένο απευθείας από το Symdeck Designer)
- πρόσθετα μόνιμα (επικαλύψεις, ψευδοροφές, services) = 0,7 kPa
- I.B. τοιχοποιίας = 11,23 kN/m (στις περιμετρικές δοκούς)
- I.B. μπαλκονόπορτας = 4 KN/m
- I.B. πάνελ (στην οροφή του κλιμακοστασίου επί της στέγης) = 0,15 KPa

Να σημειωθεί ότι για εξωτερική τοιχοποιία χρησιμοποιήθηκε πλινθοδομή (προορίζεται για κατοικίες). Σχετικά με το βάρος της πλινθοδομής βασισθήκαμε στα παρακάτω:

Πίνακας 2.1: Ίδια βαρη-φορτία συστατικών της πλινθοδομής.

EXTERNAL CAVITY WALLS:		γ [kN/m ³]	Load [kN/m ²]
103 mm	London stock brickwork	19.00	1.948
75 mm	Rockwool	0.40	0.030
100 mm	Lightweight blockwork	10.00	1.000
13 mm	Plaster	11.00	0.138
		Total [kN/m ²]:	3.12

Οπότε για ύψος ορόφου 3,6m υπολογίζεται γραμμικό φορτίο ανά μέτρο δοκού ίσο με $3,12 \text{ kN/m} \times 3,6\text{m} = 11,23 \text{ kN/m}$ για κάθε περιμετρική δοκό που στηρίζει καθ' ύψος της πλινθοδομή ως εξωτερική τοιχοποιία.

2.2 Κινητά φορτία

Στην κατηγορία κινητά ή μεταβλητά φορτία περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού κλπ. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβής η τιμή και η θέση τους γι' αυτό προσδιορίζονται στατιστικά και οι δε τιμές τους δίνονται από κανονισμούς. Οι μεταβλητές δράσεις, λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανεμημένες και θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι ενδεχόμενες φορτικές καταστάσεις (δυσμενείς φορτίσεις) και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους.

Η κατασκευή μας είναι κατά τον EN 1991-1-1, πίνακας 6.1 κατηγορίας A : Χώροι διαμονής (κτήρια κατοικιών – σπίτια) :

Πίνακας 2.2: Κατηγορίες χρήσης

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κτήρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.

Ο Ευρωκώδικας 1 (σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα) για την κατηγορία A δίνει για τα ωφέλιμα φορτία τις παρακάτω τιμές:

-Δάπεδα και βατές στέγες : $q_k = 2 \text{ kN/m}^2$

-Σκάλες : $q_k = 3,5 \text{ kN/m}^2$

-Μπαλκόνια : $q_k = 5 \text{ kN/m}^2$

-μη βατές στέγες : $q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$

Πίνακας 2.3: Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα, μπαλκόνια και σκάλες κτιρίων

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία A και Κατηγορία B		
- Δάπεδα	2,0	2,0
- Σκάλες	3,5	2,0
- Μπαλκόνια	5,0	3,0

Πίνακας 2.4: Επιβαλλόμενα φορτία σε στέγες

Στέγη	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία H	0,5	1,0

Επίσης ως κινητό φορτίο χρησιμοποιήθηκε και επιπλέον φορτίο που λαμβάνει υπόψη τα οποιαδήποτε εσωτερικά ενδιάμεσα χωρίσματα στους ορόφους. Στο κτίριο μας λήφθηκε το φορτίο αυτό ως $q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$, σύμφωνα με τον σημείωση 6.2.(8) του EN 1991-1-1:

Πίνακας 2.5: Ισοδύναμο φορτίο χωρισμάτων επί των δαπέδων

- για μετακινήσιμα χωρίσματα με ίδιον βάρος $\leq 1,0 \text{ kN/m}$ μήκους τοίχου:
 $q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$
- για μετακινήσιμα χωρίσματα με ίδιον βάρος $\leq 2,0 \text{ kN/m}$ μήκους τοίχου:
 $q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$
- για μετακινήσιμα χωρίσματα με ίδιον βάρος $\leq 3,0 \text{ kN/m}$ μήκους τοίχου:
 $q_k = 1,2 \text{ kN/m}^2$

2.3 Δράσεις χιονιού

Τα φορτία του χιονιού προσδιορίζονται με βάση τις διατάξεις το Ευρωκώδικα EN 1991-1-3. Θεωρούνται ως στατικά και κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις (όπως αυτές ορίζονται στον EN 1991-1-3). Οι δράσεις χιονιού για το κτίριό μας ενδιαφέρει κυρίως για την περίπτωση των φορτίων χιονιού επί της στέγης (EN 1991-1-3, κεφάλαιο 5). Ο EN 1991-1-3 προσδιορίζει τα φορτία χιονιού σε περιοχές με υψόμετρο μικρότερο από 1500m. Το κτίριό μας βρίσκεται στην περιοχή της Αργυρούπολης, στην οποία σύμφωνα με την εφαρμογή της Google Maps τα υψόμετρα κυμαίνονται περίπου 60~120m.

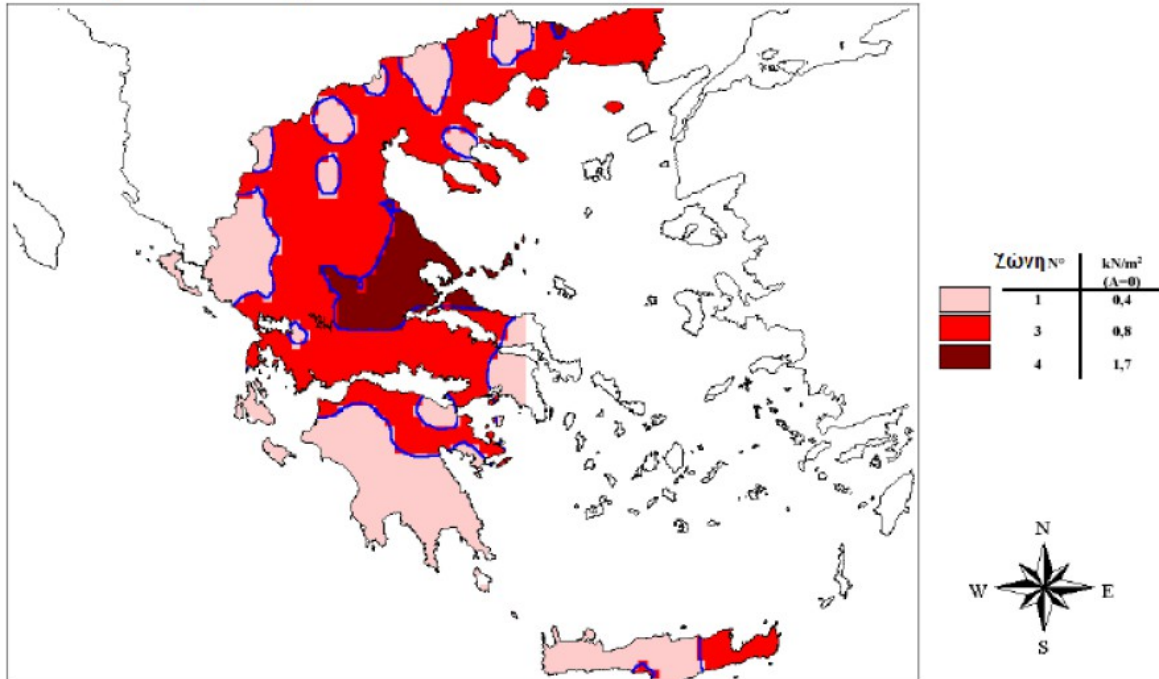


Σχήμα 2.1: Υψομετρική θέση της περιοχής της Αργυρούπολης μέσω της εφαρμογής Google Maps

Αρα θα θεωρήσουμε ότι το κτίριό μας βρίσκεται σε υψόμετρο 100m (η παράγραφος μελετά τα υψόμετρα ανά εκατοντάδες μέτρα).

Έπειτα η κατασκευή μας βρίσκεται στο νομό Αττικής, η οποία όπως φαίνεται και παρακάτω χαρακτηρίζεται ως -Ζώνη Ι- .

Ελλάς: Φορτίο χιονιού για A=0



Σχήμα 2.13: Χάρτης διαχωρισμού της ελληνικής επικράτειας σε ζώνες ανάλογα με το φορτίο χιονιού για υψόμετρο A=0m.

Οπότε λαμβάνουμε χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού επί του εδάφους: $S_k=0,4$ kN/m².

Σύμφωνα με τις άνω διατάξεις για την Ελλάδα, η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στην τοποθεσία της κατασκευής μας είναι:

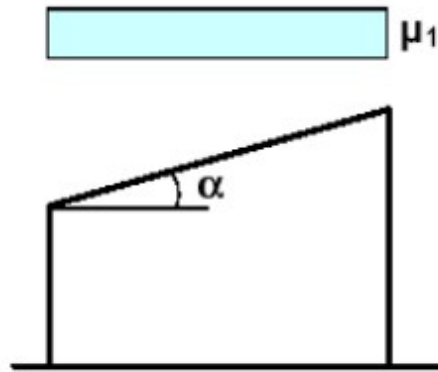
$$s_k = s_{k,0} \cdot (1 + A/917)^2 \quad (2.1)$$

όπου $s_{k,0}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας. Στην περίπτωση μας είναι $S_k = 0,4048$ kN/m² .

Πίνακας 2.6: Συντελεστής φορτίου σχήματος χιονιού

Κλίση στέγης	0° ≤ α ≤ 30°	30° < α < 60°	α ≥ 60°
μ ₁	0,8	0,8 (60-α)/30	0,0
μ ₂	0,8 + 0,8 α/30	1,6	--

Στην κατασκευή μας έχουμε μονοκλινή-επίπεδη (α=0), οπότε ισχύει: $\mu_1=0,8$.



Σχήμα 2.14: Συντελεστής φορτίου σχήματος χιονιού – μονοκλινής στέγη

Το φορτίο του χιονιού στη στέγη της κατασκευής είναι το εξής, σύμφωνα με τη σχέση:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (2.2)$$

όπου:

μ_i : ο συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού

C_e : συντελεστής έκθεσης

C_t : θερμικός συντελεστής

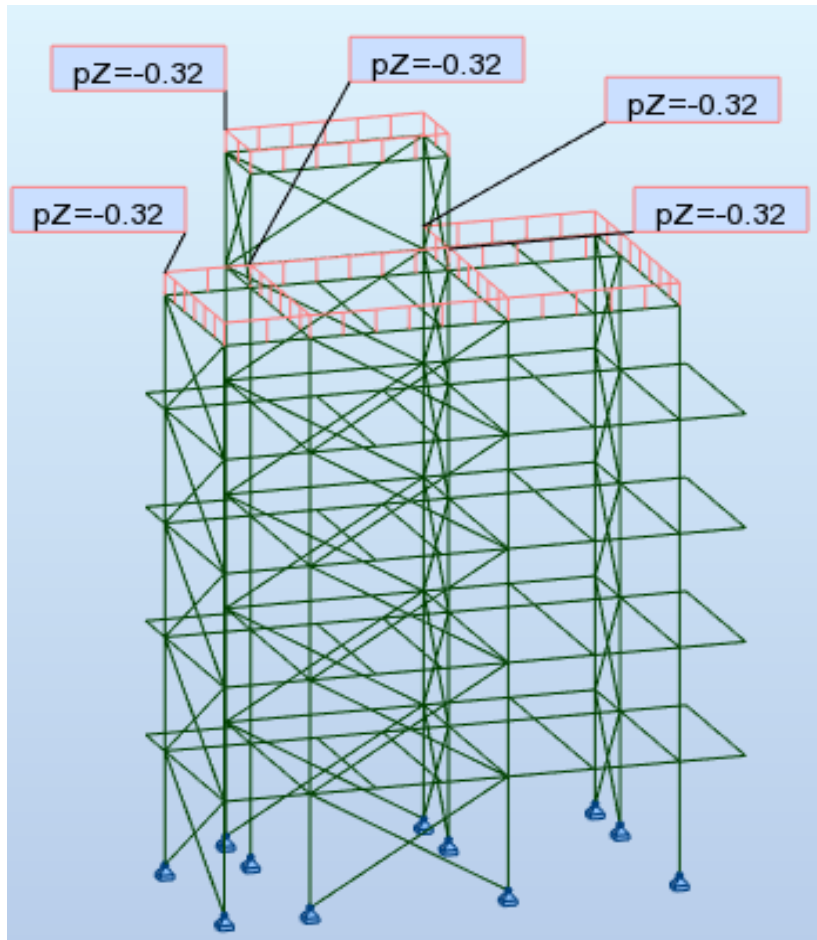
s_k : χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού επί εδάφους

Πίνακας 2.7: Συνιστώμενες τιμές του C_e για διάφορα τοπογραφικά χαρακτηριστικά

Τοπογραφικά Χαρακτηριστικά	C_e
Εκτεθειμένο ^α	0,8
Κανονικό ^β	1,0
Προφυλαγμένο ^γ	1,2

όπου οι συντελεστές C_e και ο C_t λαμβάνονται ίσοι με τη μονάδα.

Επομένως το φορτίο του χιονιού στη στέγη της κατασκευής μας είναι: $S=0,324 \text{ kPa}$



Σχήμα 2.15: Απεικόνιση των φορτίσεων του χιονιού επί της κατασκευής στο Robot.

2.4 Δράσεις ανέμου

2.4.1 Γενικές αρχές-πίεση αιχμής

Οι δράσεις του ανέμου επί της κατασκευής βασίστηκαν στις διατάξεις του EN 1991-1-4. Οι δράσεις ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις και σε πολλές μεταλλικές κατασκευές αποτελούν τη βασική φόρτιση σχεδιασμού. Σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1991-1-1 ως δράση του ανέμου επί των κατασκευών θεωρείται η πίεση που αναπτύσσεται από την ανάσχεση της ροής του ανέμου. Από τις αναπτυσσόμενες πιέσεις προκύπτουν δυνάμεις κάθετες προς την προσβαλλόμενη επιφάνεια. Η δράση του ανέμου σε μία κατασκευή προσδιορίζεται από την πίεση αιχμής και από τους κατάλληλους αεροδυναμικούς συντελεστές. Η πίεση αιχμής q_p προσδιορίζεται από τη θεμελιώδη βασική ταχύτητα του ανέμου, $v_{b,0}$, η οποία δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα, τη διεύθυνση του θεωρούμενου ανέμου (επικρατούντες άνεμοι), το συντελεστή διεύθυνσης c_{dir} , την εποχή του έτους (εποχικοί άνεμοι), εποχικός συντελεστής, c_{season} , την τοπογραφία της ευρύτερης περιοχής, συντελεστής ανάγλυφου $c_o(z)$, την τραχύτητα του περιβάλλοντος εδάφους, συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$, το ύψος, z , του σημείου από το έδαφος, την πυκνότητα του αέρα και την ένταση των στροβιλισμών.

Ανάλογα με τον τύπο της κατασκευής οι αεροδυναμικοί συντελεστές διακρίνονται : σε συντελεστές εξωτερικής πίεσης, c_{pe} (οι οποίοι ανάλογα με την προσβαλλόμενη επιφάνεια διακρίνονται περαιτέρω σε καθολικούς συντελεστές εξωτερικής πίεσης, $c_{pe,10}$,

και σε τοπικούς συντελεστές εξωτερικής πίεσης, $c_{pe,1}$), σε συντελεστές εσωτερικής πίεσης, c_{pi} , σε συντελεστές τελικής πίεσης $c_{p,nei}$, σε συντελεστές τριβής c_{fr} , σε συντελεστές δυνάμεως c_f .

→ Βασική ταχύτητα ανέμου:

$$V_b = C_{dir} C_{season} V_{b,o} \quad (2.3)$$

(εξίσωση (4.1), παράγραφος 4.2, EN 1991-1-4).

Θεωρούμε $V_{b,o}=27$ m/s (απόσταση περιοχής στην οποία βρίσκεται το κτίριο μικρότερη από 10km από τη θάλασσα), $C_{dir}=1.0$, $C_{season}=1.0$. Οπότε προκύπτει $V_b=27$ m/s.

→ Βασική ανεμοπίεση:

$$q_b=0,5 \cdot \rho \cdot V_b^2 \quad (2.4)$$

όπου $\rho=\rho_{air}=1,25$ kg/m³. Προκύπτει $q_b=0,68$ kN/m².

→ Μέση ταχύτητα ανέμου:

$$V_m(z)=C_r(z) \cdot C_o(z) \cdot V_b \quad (2.5)$$

όπου:

$$C_r(z)=k_r \cdot \ln(z/z_o), \text{ για } z_{min} < z < z_{max} \quad (2.6)$$

$$k_r=0,19 \cdot (z_o/z_o,II)^{0,07} \quad (2.7)$$

Σύμφωνα με τον πίνακα 2.8, βρισκόμαστε στην περιοχή IV (εντός αστικού κέντρου), άρα ισχύει $Z_o=1$ και $Z_{min}=10$.

Πίνακας 2.8: Κατηγορίες εδάφους και παράμετροι εδάφους

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

Προκύπτει ότι $K_r=0,2343$ και άρα $C_r(z)=0,72$.

$C_o(z)=1$ (δεν έχουμε περαιτέρω στοιχεία για το ανάγλυφο του εδάφους, το οποίο λαμβάνεται υπόψη στη βασική ταχύτητα ανέμου)

Άρα τελικά προκύπτει $V_{m(z)}=23,76$ m/s.

→ Ένταση στροβιλισμού:

$$I_v(z) = \sigma_v / V_{m(z)} = kl / [\sigma_o(z) \cdot \ln(z/z_o)], \text{ για } z_{min} < z < z_{max} \quad (2.8)$$

όπου:

kl : συντελεστής στροβιλισμού. Σύμφωνα με το εθνικό παράρτημα η προτεινόμενη τιμή είναι 1.

σ_o : συντελεστής ανάγλυφου εδάφους

z_o : μήκος τραχύτητας

$Z_{min} < Z < Z_{max}$: $I_v(z)=0,325$.

→ Πίεση ταχύτητας αιχμής:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 1/2 \cdot \rho \cdot (V_{m(z)})^2 \quad (2.9)$$

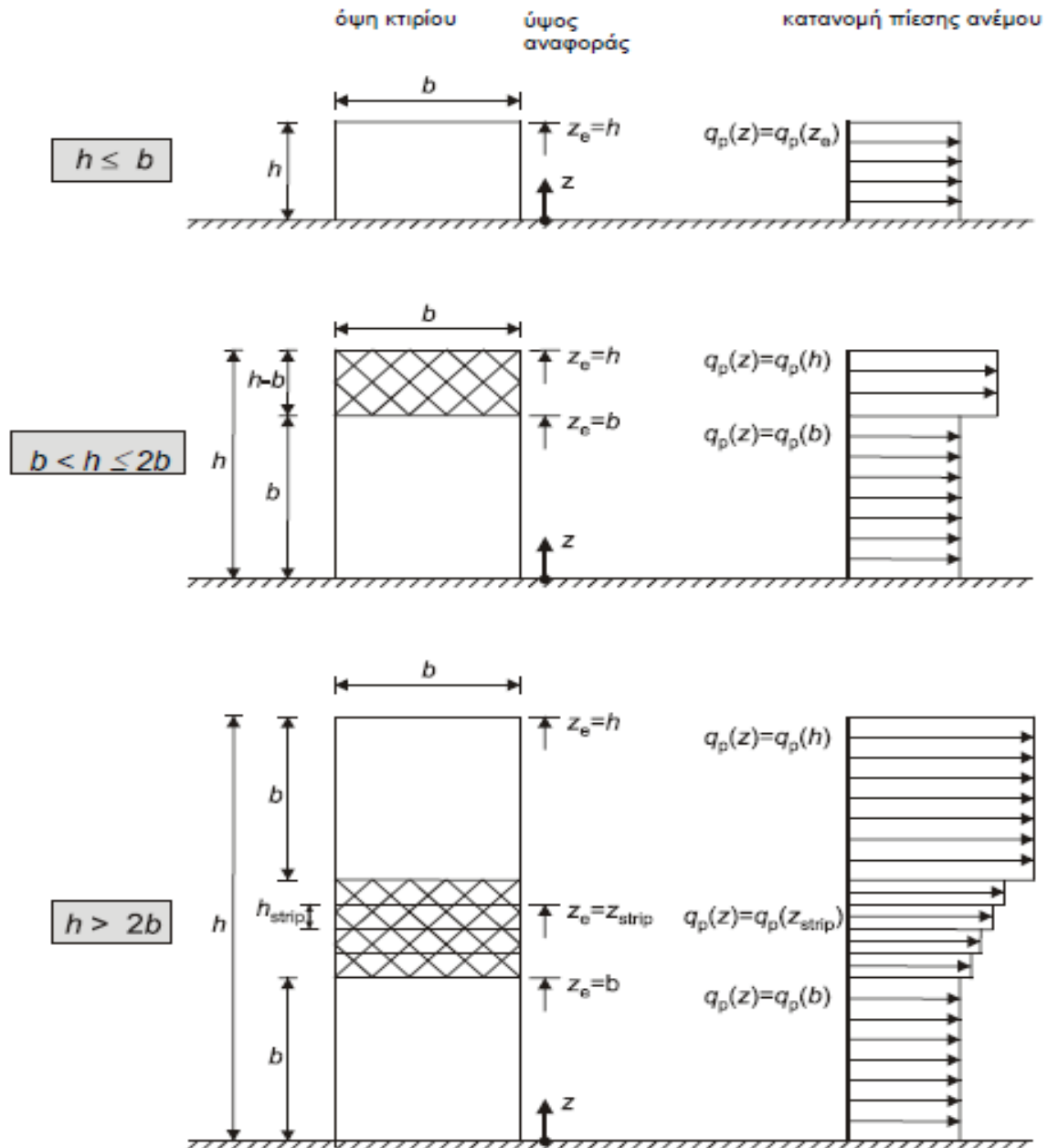
προκύπτει $q_p(z)=1,16$ kN/m².

2.4.2 Εξωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων τοίχων:

· Στην κατασκευή αναλύθηκαν 2 διευθύνσεις ανέμου:

Άνεμος X ($\theta=180$) και άνεμος Y ($\theta=90$).

Γενικά για τις πιέσεις στους κατακόρυφους τοίχους των κτιρίων ισχύουν τα εξής:

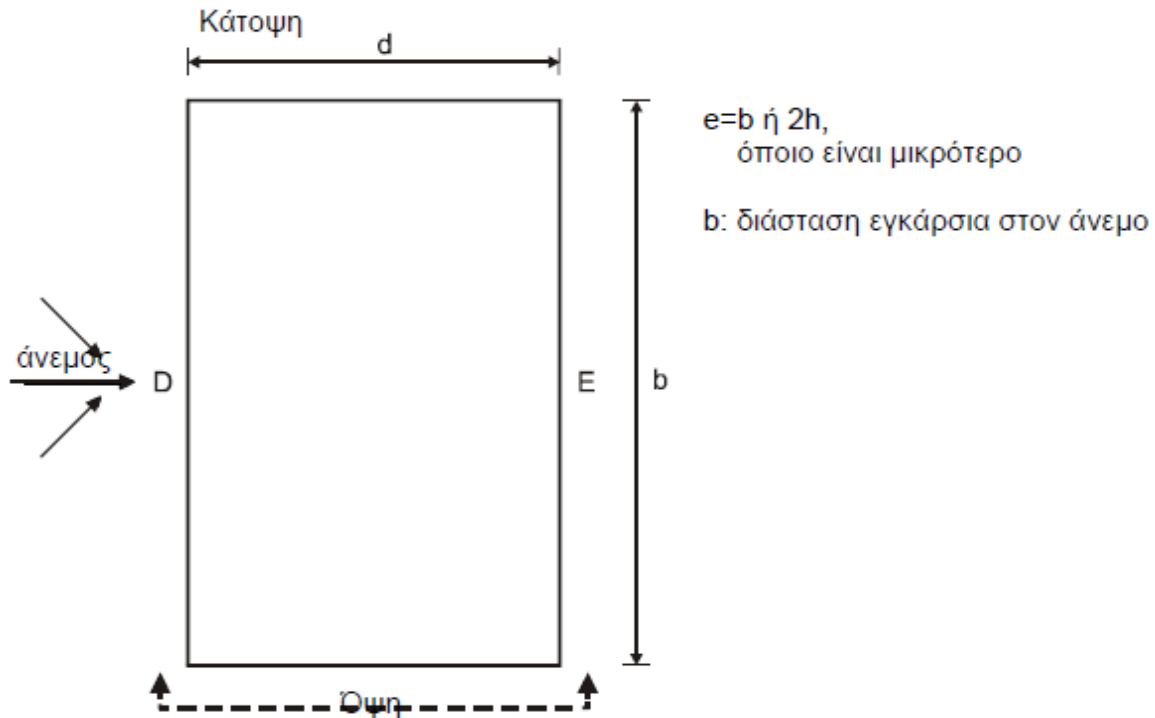


Σχήμα 2.16: Ύψη αναφοράς για $h > 2 \cdot b$

όπου $h=18\text{m}$, $b=13,8\text{m}$ για άνεμο Y, $b=7,95\text{m}$ για άνεμο στη διεύθυνση X.

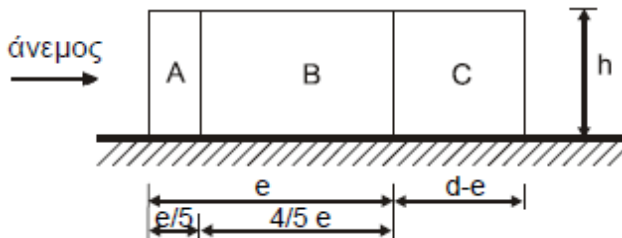
Τα στοιχεία αυτά μας παραπέμπουν σε διαβάθμιση των ασκούμενων πιέσεων στο κτίριο καθ' ύψος. Ωστόσο λόγω απλούστευσης και υπέρ της ασφαλείας θα προτιμήσουμε να θέσουμε την πίεση αιχμής αυτούσια σε όλο το ύψος του κτιρίου.

Σχετικά με τις φορτίσεις των τοιχωμάτων, παράλληλων στη διεύθυνση του ανέμου, από τις δράσεις του ανέμου ισχύουν, σύμφωνα με το Σχήμα 7.5 (EN 1991-1-4), τα εξής:



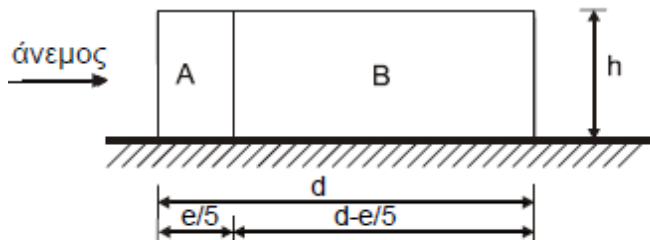
Σχήμα 2.17: Καθορισμός μεγεθών b και d , καθώς και των ζωνών D και E , ανάλογα με τη διεύθυνση του ανέμου

Όψη για $e < d$



Σχήμα 2.18: Καθορισμός ζωνών A, B και C, για $e < d$

Όψη για $e \geq d$



Σχήμα 2.19: Καθορισμός ζωνών A, B, για $e > d$

2.4.3 Άνεμος X ($\theta=180$):

Σημειώνεται ότι όλες οι επιφάνειες των κατακόρυφων τοίχων χωρισμένοι σε ζώνες είναι σε εμβαδόν μεγαλύτερες των 10 m^2 . Επομένως στους επόμενους υπολογισμούς θα λάβουμε υπόψη για συντελεστές εξωτερικών πιέσεων $C_{pe,i}=C_{pe,10,i}$.

$e = \min(b; 2h) = 7,95\text{m}$. Άρα $e < d$, επομένως χωρίζω τον τοίχο μου σε 3 ζώνες (A,B,C).

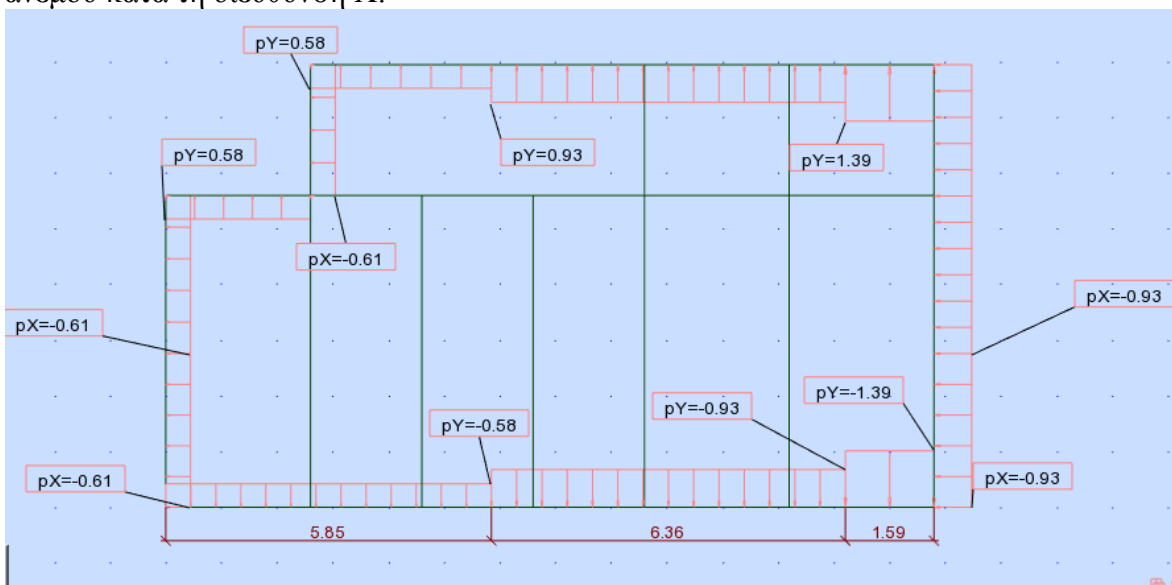
- Ζώνη A:
Μήκος : $e/5 = 1,59\text{m}$
 $h/d = 1,30$, άρα $C_{pe} = C_{pe,10} = -1,2$. Επομένως $W_e = C_{pe} \cdot Q_p = -1,39\text{ kPa}$.
- Ζώνη B:
Μήκος : $4e/5 = 6,36\text{m}$
 $h/d = 1,30$, άρα $C_{pe} = C_{pe,10} = -0,8$. Επομένως $W_e = C_{pe} \cdot Q_p = -0,93\text{ kPa}$.
- Ζώνη C:
Μήκος : $d - e = 5,85\text{m}$
 $h/d = 1,30$, άρα $C_{pe} = C_{pe,10} = -0,5$. Επομένως $W_e = C_{pe} \cdot Q_p = -0,58\text{ kPa}$.
- Ζώνη D:
Μήκος : το μήκος όλης της προσήνεμης πλευράς
 $h/d = 1,30$, άρα $C_{pe} = C_{pe,10} = +0,8$. Επομένως $W_e = C_{pe} \cdot Q_p = +0,93\text{ kPa}$.
- Ζώνη E:
 $h/d = 1,30$, άρα $C_{pe} = C_{pe,10} = -0,525$. Επομένως $W_e = C_{pe} \cdot Q_p = -0,61\text{ kPa}$.

Οι συντελεστές $C_{pe,i}$ λήφθηκαν σύμφωνα με τον πίνακα 7.1 του EN 1991-1-4 :

Πίνακας 2.9: Τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης C_{pe} σε κατακόρυφους τοίχους

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	

Παρακάτω φαίνονται αναλυτικά σε κάτοψη οι φορτίσεις λόγω των δράσεων του ανέμου κατά τη διεύθυνση X:



Σχήμα 2.20: Απεικόνιση φορτίσεων λόγω του ανέμου X επί της κατασκευής στο Robot

2.4.4 Άνεμος Y ($\theta=90$):

$e=\min(b;2h)=13,80\text{m}$. Άρα $e>d=7,95\text{m}$ ($e<5d$), επομένως χωρίζω τον τοίχο μου σε 2 ζώνες (A,B).

- Ζώνη A:

Μήκος : $e/5=2,76\text{m}$

$h/d=2,26$, άρα $C_{pe}=C_{pe,10}=-1,2$. Επομένως $W_e=C_{pe}\cdot Q_p=-1,39\text{ kPa}$.

- Ζώνη B:

Μήκος : $d-e/5=5,19\text{m}$

$h/d=2,26$, άρα $C_{pe}=C_{pe,10}=-0,8$. Επομένως $W_e=C_{pe}\cdot Q_p=-0,93\text{ KPa}$.

- Ζώνη D:

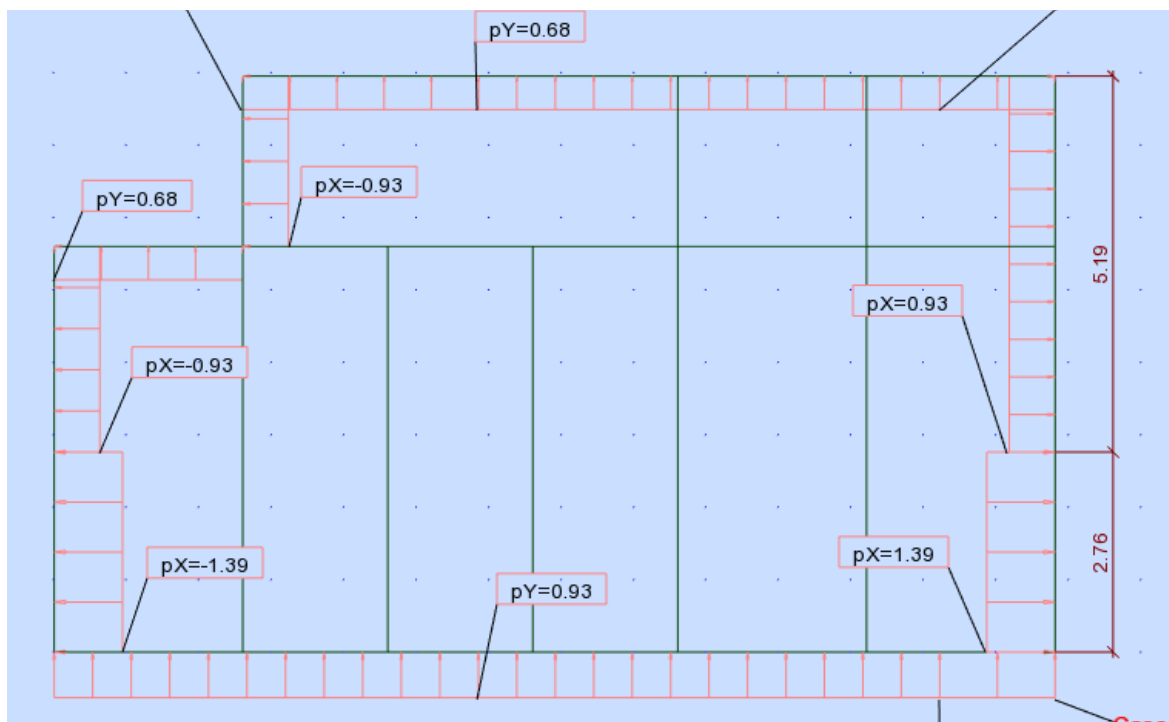
Μήκος : το μήκος όλης της προσήνεμης πλευράς

$h/d=2,26$, άρα $C_{pe}=C_{pe,10}=+0,8$. Επομένως $W_e=C_{pe}\cdot Q_p=+0,93\text{ kPa}$.

- Ζώνη E:

$h/d=2,26$, άρα $C_{pe}=C_{pe,10}=-0,563$. Επομένως $W_e=C_{pe}\cdot Q_p=-0,68\text{ KPa}$.

Παρατίθεται η αναπαράσταση των φορτίσεων των κατακόρυφων τοίχων σε επίπεδο XY(κάτοψη) λόγω της ανεμοπίεσης κατά τον άξονα Y ($\theta=90$):



Σχήμα 2.21: Απεικόνιση φορτίσεων λόγω του ανέμου Y επί της κατασκευής στο Robot

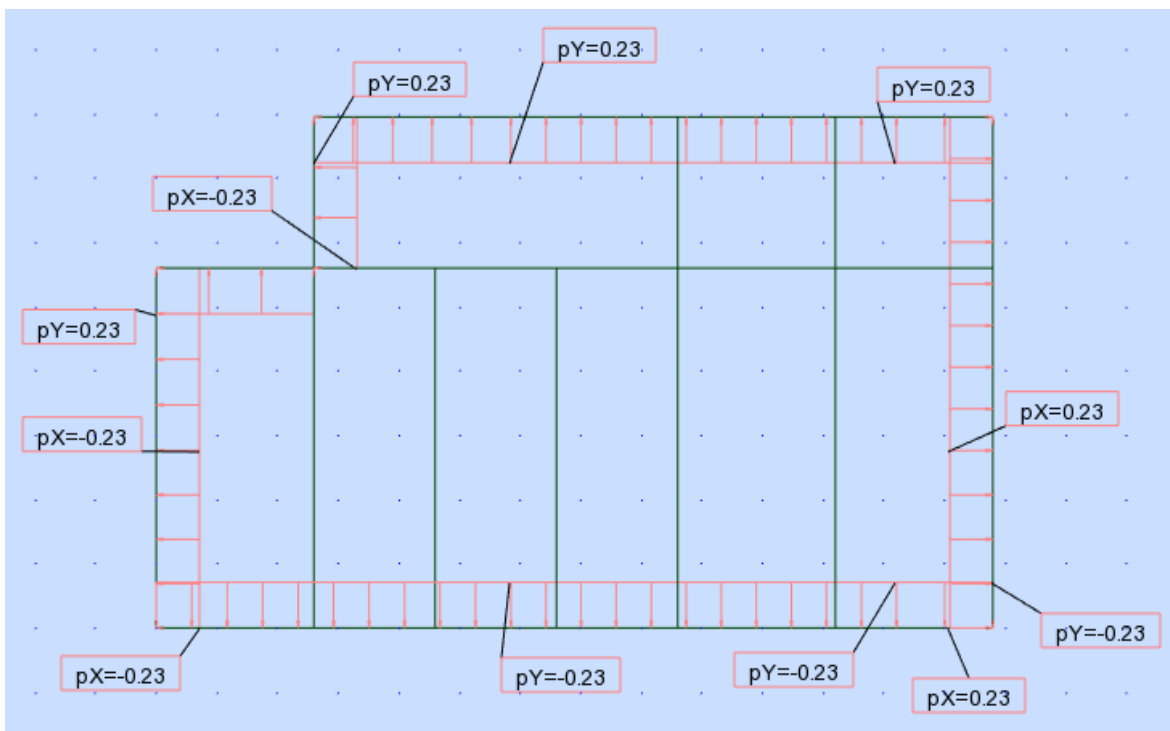
2.4.5 Εσωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων τοίχων:

Θεωρώ αμελητέα τα ανοίγματα σε σχέση με την ολική επιφάνεια του κτιρίου. Συνεπώς δεν μπορεί να θεωρηθεί επαρκής η εκτίμηση του συντελεστή μ (λόγος ανοιγμάτων). Από τις κανονιστικές διατάξεις προτείνεται να λαμβάνονται και οι δύο περιπτώσεις φορτίσεως ($c_{pi} = +0.2$ και $c_{pi} = -0.3$) εφόσον δεν υπάρχει δεσπόζουσα πλευρά ανοιγμάτων της κατασκευής και να συνδυάζονται με τις εξωτερικές πιέσεις.

- Άνεμος X ($\theta=180$):
για $C_{pi}=+0,2$, $W_{pi}=+0,23$ kPa
για $C_{pi}=-0,3$, $W_{pi}=-0,35$ kPa
- Άνεμος Y ($\theta=90$):
για $C_{pi}=+0,2$, $W_{pi}=+0,23$ kPa
για $C_{pi}=-0,3$, $W_{pi}=-0,35$ kPa

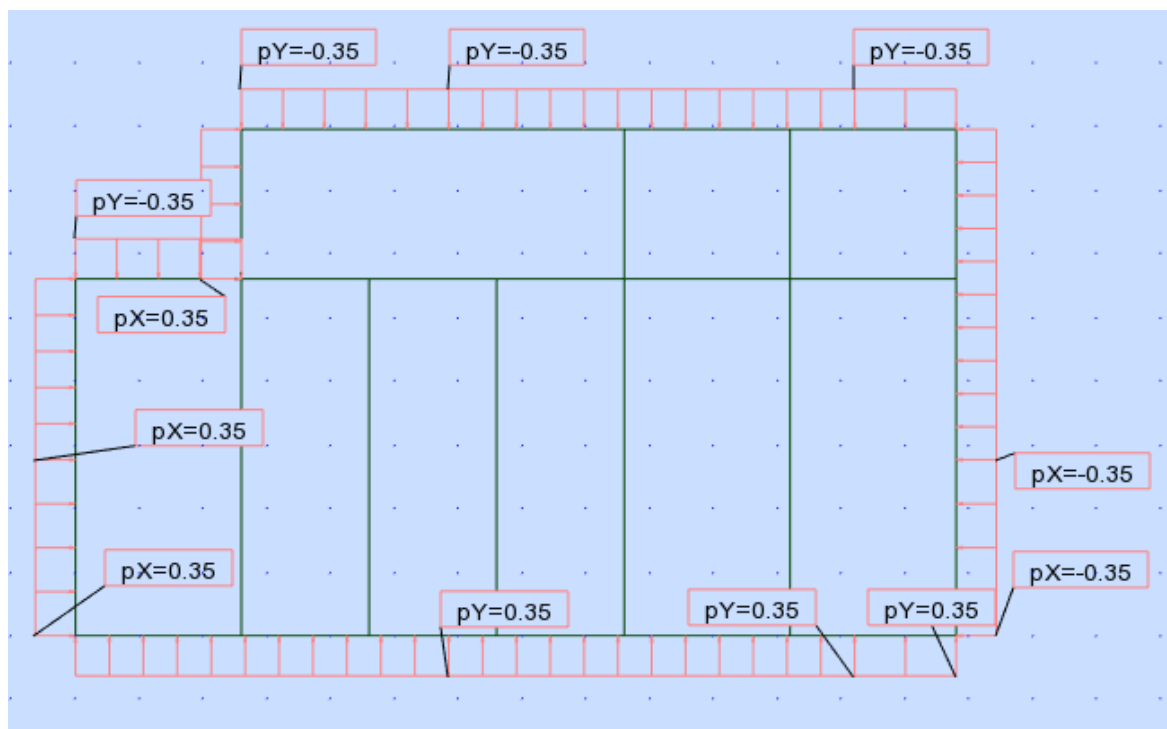
Παρατίθενται οι εξωτερικές πιέσεις στους κατακόρυφους τοίχους (σε κάτοψη) για τις δύο διευθύνσεις ανέμου (άνεμος X , άνεμος Y) :

- $C_{pi}=+0,2$, $W_{pi}=+0,23$ kPa :



Σχήμα 2.22: Απεικόνιση θετικών εσωτερικών πιέσεων λόγω του ανέμου επί της κατασκευής στο Robot

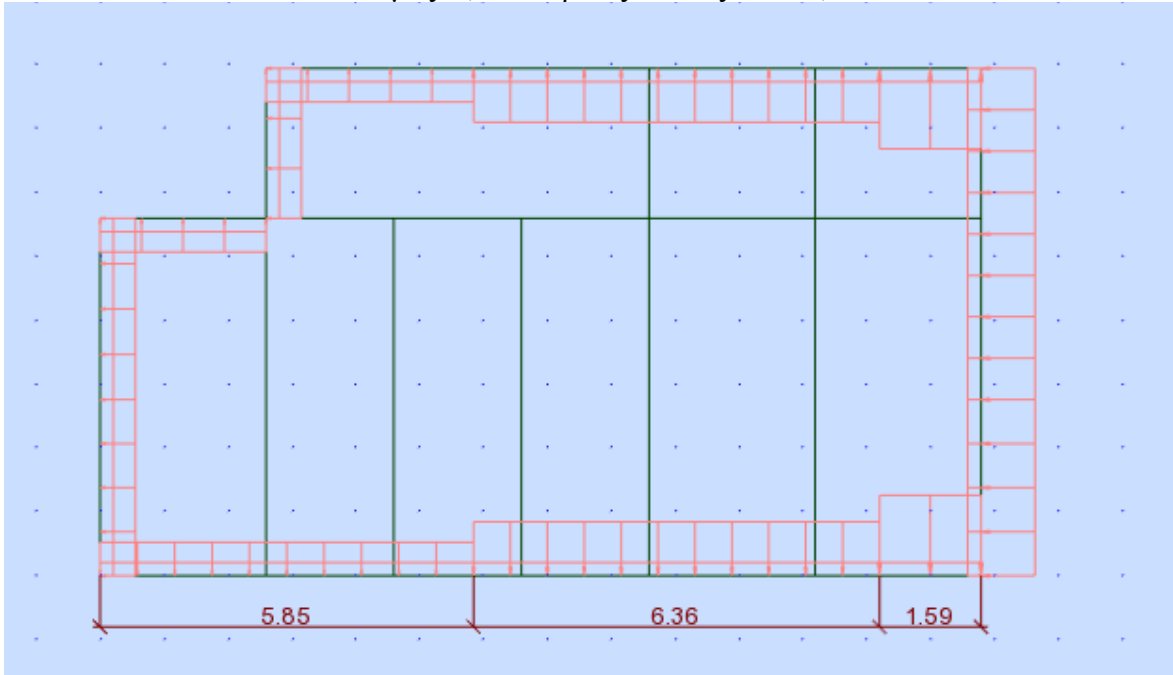
- $C_{pi}=-0,3$, $W_{pi}=-0,35\text{kPa}$:



Σχήμα 2.23: Απεικόνιση αρνητικών εσωτερικών πιέσεων λόγω του ανέμου επί της κατασκευής στο Robot

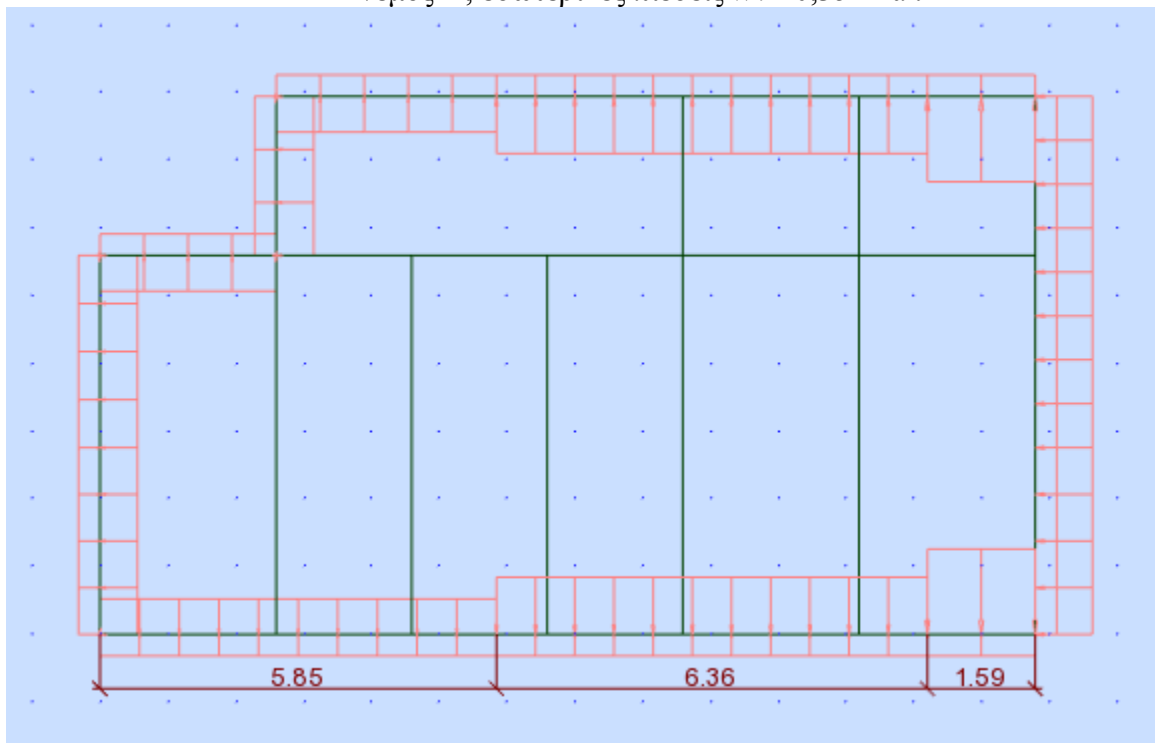
Παρακάτω αναπαρίστανται ποιοτικά όλοι οι συνδυασμοί εσωτερικών και εξωτερικών πιέσεων τόσο για τις 2 διευθύνσεις ανέμου (X και Y) όσο και για τις 2 περιπτώσεις εσωτερικών πιέσεων ($C_{pi}=+0,2$, $C_{pi}=-0,3$) :

➤ Άνεμος X, εσωτερικές πιέσεις $W_i=+0,23$ kPa :



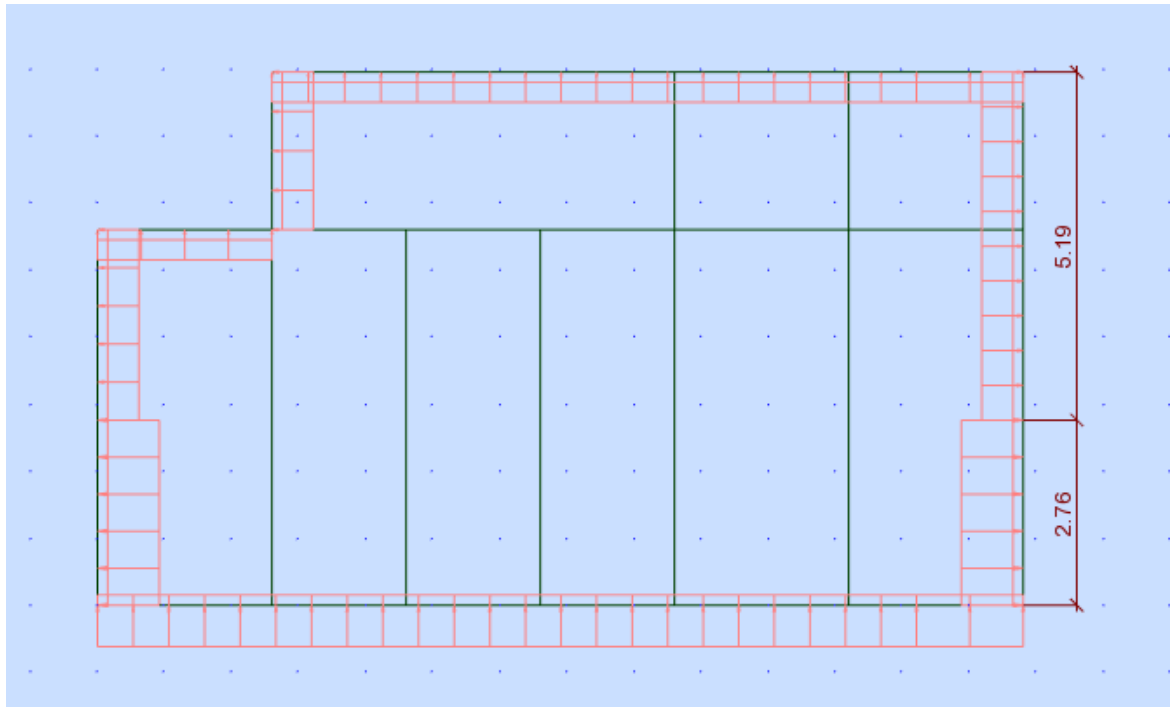
Σχήμα 2.24: Απεικόνιση φορτίσεων λόγω του ανέμου X και θετικών εσωτερικών πιέσεων επί της κατασκευής στο Robot

➤ Άνεμος X, εσωτερικές πιέσεις $W_i=-0,35$ kPa :



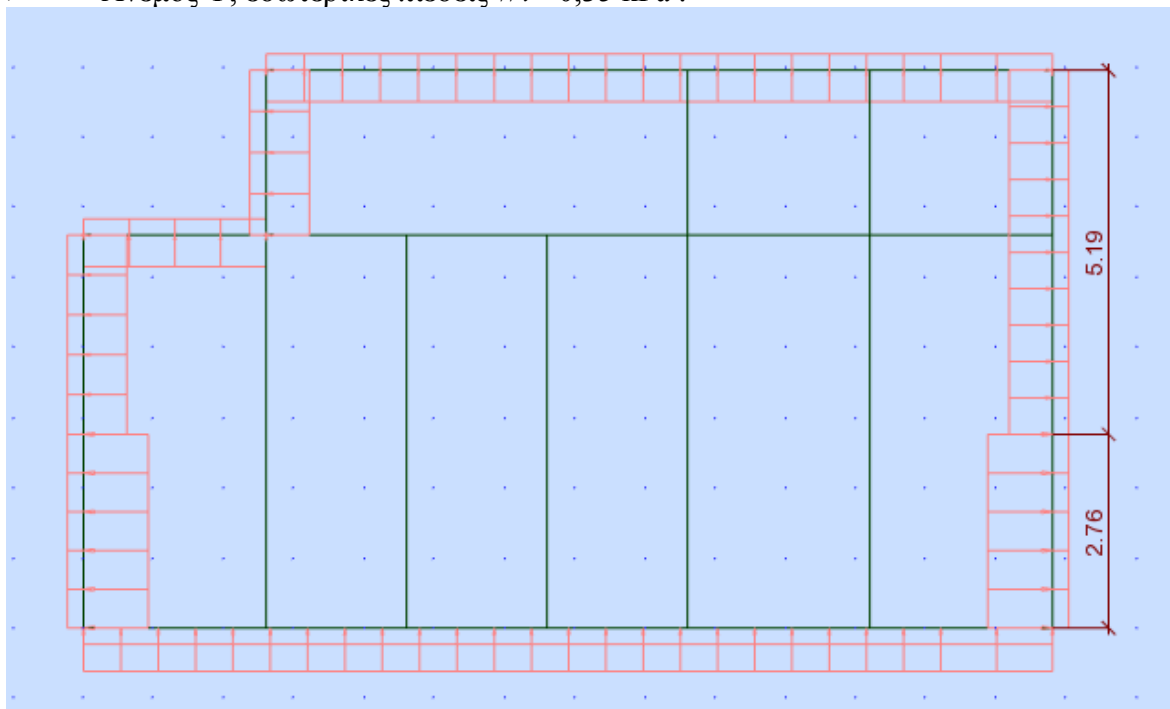
Σχήμα 2.25: Απεικόνιση φορτίσεων λόγω του ανέμου X και αρνητικών εσωτερικών πιέσεων επί της κατασκευής στο Robot

➤ Άνεμος Y, εσωτερικές πιέσεις $W_i=+0,23$ kPa :



Σχήμα 2.26: Απεικόνιση φορτίσεων λόγω του ανέμου Y και θετικών εσωτερικών πιέσεων επί της κατασκευής στο Robot

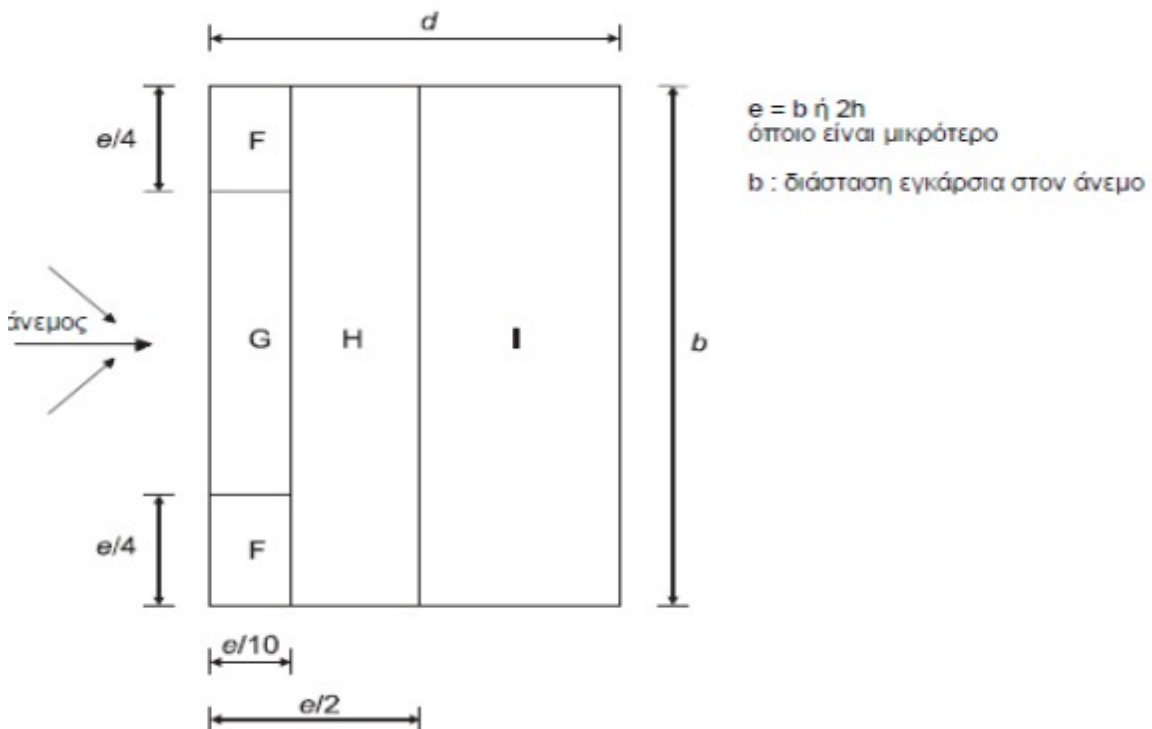
➤ Άνεμος Y, εσωτερικές πιέσεις $W_i = -0,35 \text{ kPa}$:



Σχήμα 2.27: Απεικόνιση φορτίσεων λόγω του ανέμου Y και αρνητικών εσωτερικών πιέσεων επί της κατασκευής στο Robot

2.4.6 Εξωτερικές πιέσεις επί της στέγης:

Στην κατασκευή μου η στέγη είναι οριζόντια $\alpha=0$ και βατή, οπότε ο υπολογισμός των εξωτερικών πιέσεων επί αυτής βασίζεται στην παράγραφο 7.2.3 του EN 1991-1-4. Σύμφωνα με την παράγραφο αυτή (σημείωση 7.2.3(3)) το ύψος αναφοράς για οριζόντιες στέγες με στηθαία θα πρέπει να λαμβάνεται ως $h+h_p$, όπου h_p είναι το ύψος του στηθαίου. Στην περίπτωση μας θα επιλεγεί $h_p=1,4\text{m}$. Με τη θεώρηση ότι το καθαρό ύψος του κτιρίου είναι $h_{\text{καθαρό}}=18\text{m}$, άρα $h=19,4\text{m}$ (το κλιμακοστάσιο συνεχίζει μέχρι τα 21,6m καθ' ύψος, ωστόσο μελετάται ως ξεχωριστό τμήμα) ισχύει ότι $h_p/h=1,4/19,4=0,072$. Ο διαχωρισμός της στέγης σε επιμέρους επιφάνειες γίνεται με βάση το σχήμα 7.6, ενώ οι αντίστοιχοι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τις οριζόντιες στέγες βασίζονται στον πίνακα 7.2, όπως φαίνεται παρακάτω:



Σχήμα 2.28: Καθορισμός των επιφανειών φορτίσεων των στεγών λόγω ανεμοπίεσης

Πίνακας 2.10: Εξωτερικοί συντελεστές C_{pe} για οριζόντιες στέγες

Τύπος στέγης		Ζώνη							
		F		G		H		I	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
Αιχμηρά άκρα		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
Με στηθαία	$h_p/h=0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2

→ Άνεμος Υ ($\theta=90$):

$$e = \min(b; 2h) = \min(13,8 ; 2 \cdot 19,4) = 13,80\text{m}$$

$$e/10 = 1,38\text{m}$$

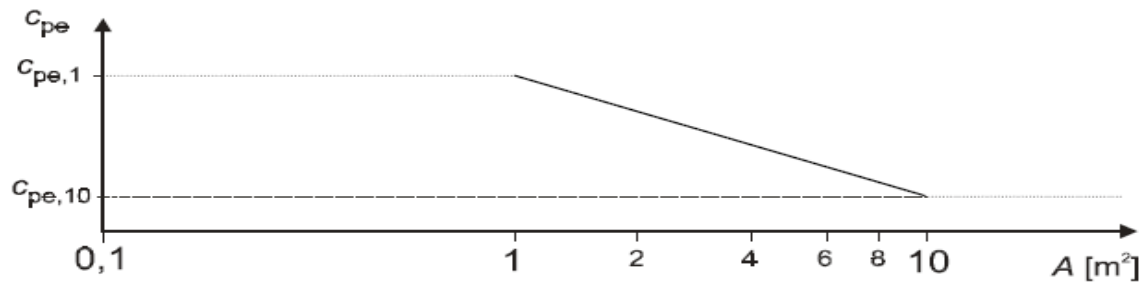
$$e/4 = 3,45\text{m}$$

$$e/2 = 6,9\text{m}$$

• επιφάνεια F:

$$A = 3,45\text{m} \cdot 1,38\text{m} = 4,76 \text{ m}^2 (< 10 \text{ m}^2).$$

Για το συντελεστή εξωτερικής πίεσης ισχύει η παρακάτω σχέση



Το σχήμα βασίζεται στα ακόλουθα:

για $1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2$

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

Σχήμα 2.29: Συντελεστής C_{pe} για επιφάνειες με $1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2$

Σύμφωνα με τη σχέση αυτή $C_{pe} = -1,493$, άρα $W_e = -1,73 \text{ kPa}$.

• επιφάνεια G:

$$A = 6,9\text{m} \cdot 1,38\text{m} = 9,52 \text{ m}^2 (\text{περίπου } = 10 \text{ m}^2)$$

$$C_{pe} = -0,864, \quad W_e = -1,00 \text{ kPa}.$$

• επιφάνεια Η:

$$A > 10 \text{ m}^2, \quad C_{pe} = C_{pe,10} = -0,7, \quad W_e = -0,81 \text{ kPa}.$$

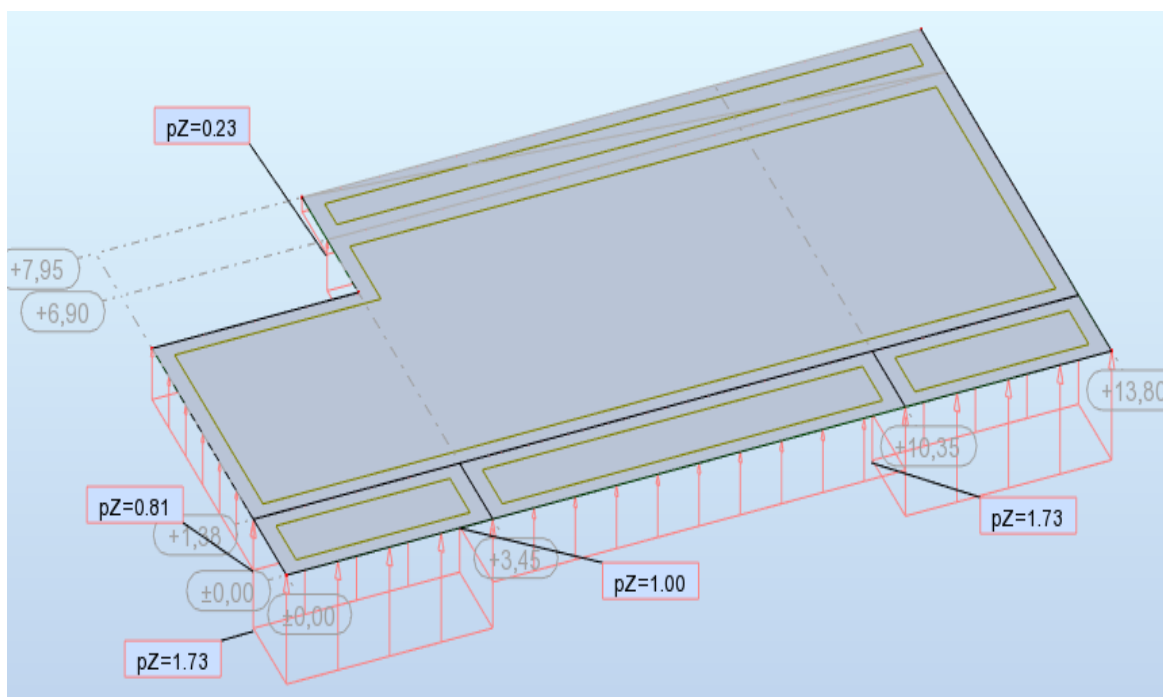
• επιφάνεια Ι:

$$A > 10 \text{ m}^2, \quad C_{pe} = C_{pe,10} = \pm 0,2, \quad W_e = \pm 0,23 \text{ kPa}.$$

- Άνεμος X ($\theta=180$):
- $e=\min(b;2h)=\min(7,95 ; 2 \cdot 19,4)=7,95\text{m}$
 $e/10=0,8\text{m}$
 $e/4=1,99\text{m}$
 $e/2=3,98\text{m}$
- επιφάνεια F:
 $A=1,99 \cdot 0,8\text{m}= 1,592 \text{ m}^2 (<10 \text{ m}^2)$.
 $C_{pe}= -1,78$, $W_e= -2,06 \text{ kPa}$.
 - επιφάνεια G:
 $A=3,97\text{m} \cdot 0,8\text{m}=1,296 \text{ m}^2 (<10 \text{ m}^2)$.
 $C_{pe}=-1,427$, $W_e=-1,66 \text{ kPa}$.
 - επιφάνεια H:
 $A>10 \text{ m}^2$, $C_{pe}=C_{pe,10}= -0,7$, $W_e= -0,81 \text{ kPa}$.
 - επιφάνεια I:
 $A>10 \text{ m}^2$, $C_{pe}=C_{pe,10}= \pm 0,2$, $W_e= \pm 0,23 \text{ kPa}$.

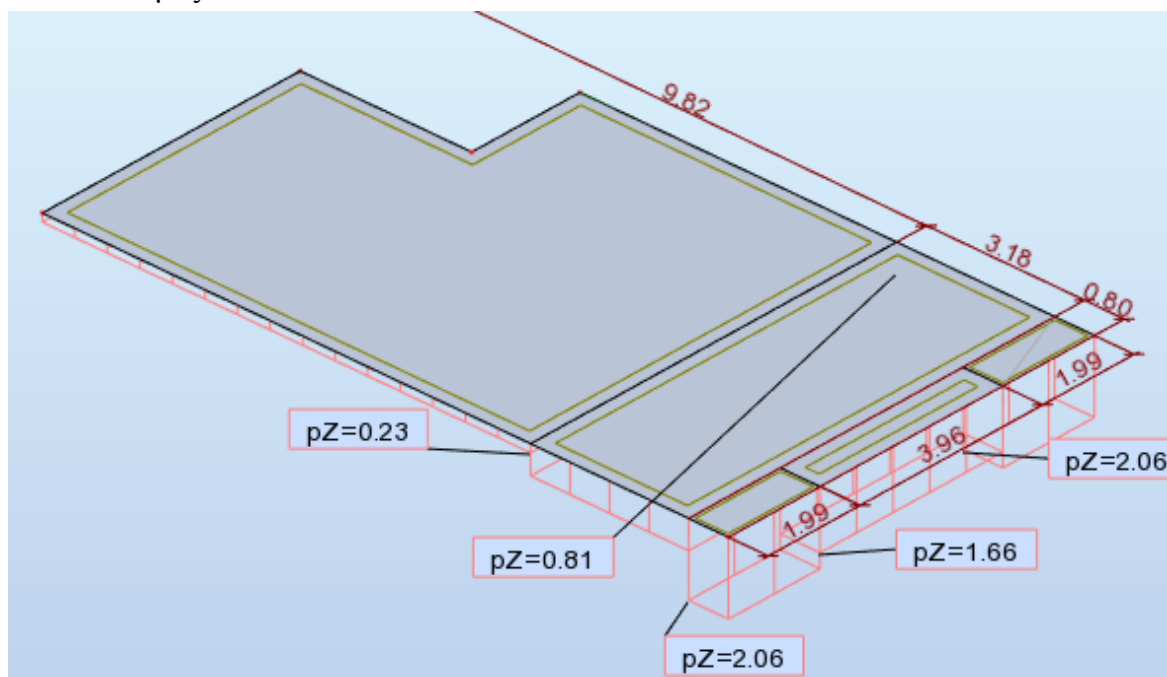
Οι επόμενες εικόνες απεικονίζουν τις εξωτερικές πιέσεις της στέγης από τις ανεμοφορτίσεις κατά X και Y.

→ Άνεμος Y



Σχήμα 2.30: Απεικόνιση φορτίσεων λόγω του ανέμου Y επί της στέγης στο Robot

→ Άνεμος X



Σχήμα 2.31: Απεικόνιση φορτίσεων λόγω του ανέμου X επί της στέγης στο Robot

2.4.7 Εσωτερικές πιέσεις επί στέγης:

- Άνεμος X ($\theta=180$):
για $C_{pi}=+0,2$, $W_{pi}=+0,23$ kPa
για $C_{pi}=-0,3$, $W_{pi}=-0,35$ kPa
- Άνεμος Y ($\theta=90$):
για $C_{pi}=+0,2$, $W_{pi}=+0,23$ kPa
για $C_{pi}=-0,3$, $W_{pi}=-0,35$ kPa

Όπως φαίνεται είναι ξεκάθαρο ότι οι πιέσεις εξαιτίας του ανέμου επί της στέγης είναι κατακόρυφες και ευμενείς φορτίσεις για την κατασκευή μας. Ωστόσο για τη διαστασιολόγηση μας είναι χρησιμότερες οι πλέον δυσμενείς φορτίσεις ώστε να υπάρχει σαφής ασφάλεια. Για το λόγο αυτό δεν τις λαμβάνουμε τελικά υπόψη τις συγκεκριμένες φορτίσεις (της στέγης). Ως αποτέλεσμα ο άνεμος θα είναι για την κατασκευή μας μια οριζόντια φόρτιση, την οποία καλούνται να παραλάβουν οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας(κατά κύριο λόγο) και τα υποστυλώματα.

2.4.8 Ανάλυση των φορτίων του ανέμου στο κλιμακοστάσιο επί της στέγης:

→ Άνεμος X ($\theta=180$):

$e=\min(b;2h)=2,35\text{m}$. Άρα $e<d$, επομένως χωρίζω τον τοίχο μου σε 3 ζώνες (A,B,C).

• Ζώνη A:

Μήκος : $e/5=0,47\text{m}$

$A=0,47\text{m}\cdot 3,6\text{m}=1,692\text{ m}^2$ ($1\text{ m}^2 < A < 10\text{ m}^2$)

$h/d=3,6$, άρα $C_{pe}=-1,39$. Επομένως $W_e=C_{pe}\cdot Q_p=-1,61\text{ kPa}$.

• Ζώνη B:

Μήκος : $4e/5=1,88\text{m}$

$A=1,88\text{m}\cdot 3,6\text{m}=6,768\text{ m}^2$ ($1\text{ m}^2 < A < 10\text{ m}^2$)

$h/d=3,6$, άρα $C_{pe}=-0,93$. Επομένως $W_e=C_{pe}\cdot Q_p=-1,08\text{ kPa}$.

• Ζώνη C:

Μήκος : $d-e=3,65\text{m}$

$A=3,65\text{m}\cdot 3,6\text{m}=13,14\text{ m}^2$ ($A > 10\text{ m}^2$)

$h/d=3,6$, άρα $C_{pe}=-0,5$. Επομένως $W_e=C_{pe}\cdot Q_p=-0,58\text{ kPa}$.

• Ζώνη D:

Μήκος : το μήκος όλης της προσήνεμης πλευράς

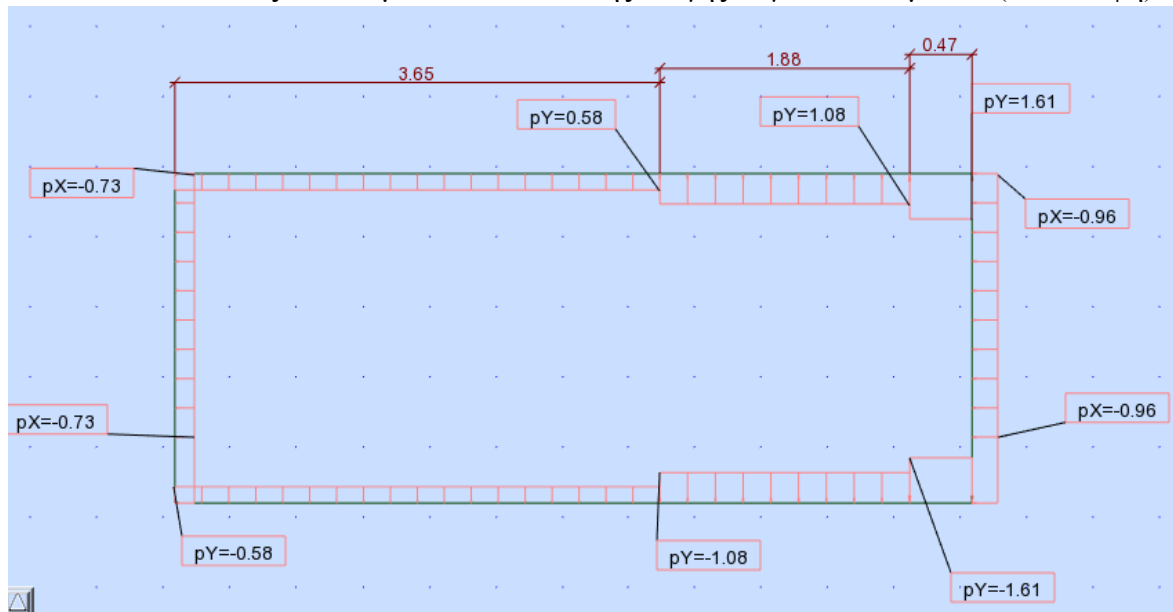
$A=2,35\text{m}\cdot 3,6\text{m}=8,46\text{ m}^2$ ($1\text{ m}^2 < A < 10\text{ m}^2$)

$h/d=3,6$, άρα $C_{pe}=+0,83$. Επομένως $W_e=C_{pe}\cdot Q_p=+0,96\text{ kPa}$.

• Ζώνη E:

$h/d=3,6$, άρα $C_{pe}=-0,63$. Επομένως $W_e=C_{pe}\cdot Q_p=-0,73\text{ kPa}$.

Αναλυτικά οι πιέσεις στο κλιμακοστάσιο επί της στέγης λόγω του ανέμου X (σε κάτοψη):



Σχήμα 2.32: Απεικόνιση φορτίσεων λόγω του ανέμου X στο κλιμακοστάσιο επί της στέγης στο Robot

➔ Άνεμος Υ ($\theta=90$):

$e=\min(b;2h)=6\text{m}$. Άρα $e>d$ ($e<5d$), επομένως χωρίζω τον τοίχο μου σε 2 ζώνες (A,B).

• Ζώνη A:

Μήκος : $e/5=1,2\text{m}$

$A=1,2\text{m}\cdot 3,6\text{m}=4,32\text{ m}^2$ ($1\text{ m}^2 < A < 10\text{ m}^2$)

$h/d=9,19$, άρα $C_{pe}=-1,288$. Επομένως $W_e=C_{pe}\cdot Q_p=-1,49\text{ kPa}$.

• Ζώνη B:

Μήκος : $d-e/5=1,15\text{m}$

$A=1,15\text{m}\cdot 3,6\text{m}=4,14\text{ m}^2$ ($1\text{ m}^2 < A < 10\text{ m}^2$)

$h/d=9,19$, άρα $C_{pe}=-0,905$. Επομένως $W_e=C_{pe}\cdot Q_p=-1,21\text{ kPa}$.

• Ζώνη D:

Μήκος : το μήκος όλης της προσήνεμης πλευράς

$A=6\text{m}\cdot 3,6\text{m}=21,6\text{ m}^2$ ($A > 10\text{ m}^2$)

$h/d=9,19$, άρα $C_{pe}=+0,80$. Επομένως $W_e=C_{pe}\cdot Q_p=+0,93\text{ kPa}$.

• Ζώνη E:

$h/d=9,19$, άρα $C_{pe}=-0,7$. Επομένως $W_e=C_{pe}\cdot Q_p=-0,81\text{ kPa}$.

Αναλυτικά οι φορτίσεις των κατακόρυφων τοίχων για άνεμο Υ:



Σχήμα 2.33: Απεικόνιση φορτίσεων λόγω του ανέμου Υ στο κλιμακοστάσιο επί της στέγης στο Robot

2.4.9 Εσωτερικές πιέσεις λόγω ανεμοπίεσης επί της στέγης:

Όπως και στην περίπτωση του σκελετού του κτιρίου έτσι και στο κλιμακοστάσιο επί της στέγης οι εσωτερικές πιέσεις που προκαλούνται από τον άνεμο είναι φορτία κατακόρυφα τα οποία δρουν ευμενώς για την κατασκευή και δε θα ληφθούν υπόψη.

2.5 Σεισμικές Δράσεις

Κατά τη διάρκεια του σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές (κυρίως λόγω μεγέθους), χωρίς όμως αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δε μπορούν να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες. Η χώρα μας βρίσκεται σε μια εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται επίσης στις τυχηματικές και δε συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δε συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου. Είναι λοιπόν αδρανειακές δυνάμεις που προέρχονται από την αντίσταση της μάζας της κατασκευής στην μεταδιδόμενη σε αυτήν κίνηση από το έδαφος. Κατά συνέπεια, οι σεισμικές δράσεις εξαρτώνται από την φύση της σεισμικής κίνησης του εδάφους (καθοριζόμενη από την επιτάχυνση, την ταχύτητα, τη χρονική διάρκεια και τη διεύθυνση) και την συμπεριφορά της κατασκευής (καθοριζόμενη από την ακαμψία, την κατανομή μάζας, την απόσβεση, τις ιδιότητες του υλικού κ.τ.λ.).

Η ανάλυση της κατασκευής στην παρούσα διπλωματική εργασία πραγματοποιείται με βάση τις διατάξεις του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (Ε.Α.Κ 2000). Ο Ε.Α.Κ έχει τρεις βασικούς στόχους:

- Να υπάρχει προστασία της ανθρώπινης ζωής στη περίπτωση σεισμού υψηλής έντασης
- Οι βλάβες σε στοιχεία του φέρωντα οργανισμού υπό το σεισμό σχεδιασμού να είναι περιορισμένες και επιδιορθώσιμες ενώ οι βλάβες για σεισμούς μικρότερης έντασης και με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης πρέπει να ελαχιστοποιούνται
- Να διασφαλίζεται μια ελάχιστη στάθμη λειτουργιών του δομήματος ανάλογα με τη χρήση και τη σημασία του, όταν το δόμημα υποστεί σεισμό με τα χαρακτηριστικά του σεισμού σχεδιασμού.

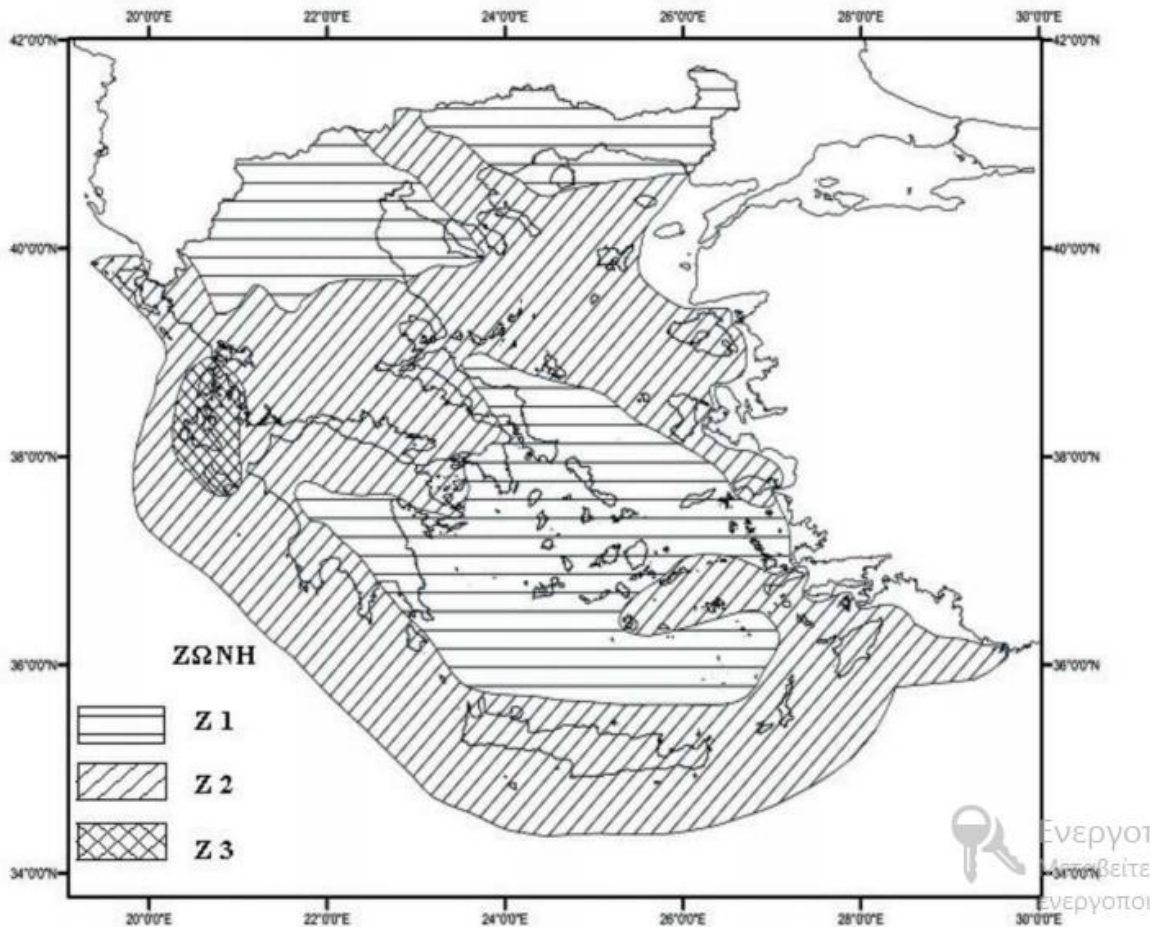
Η μέθοδος υπολογισμού των σεισμικών δράσεων που χρησιμοποιεί ο Ε.Α.Κ. 2000 είναι η δυναμική φασματική μέθοδος. Σύμφωνα με αυτή γίνεται πλήρης ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος, υπολογισμός της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης και, τέλος, τετραγωνική επαλληλία των μεγίστων ιδιομορφικών αποκρίσεων.

2.5.1 Βασικές αρχές υπολογισμού σεισμικών δράσεων:

→ Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας:

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται συμβατικά με μια μόνο παράμετρο, τη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση A και καθορίζεται ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η χώρα μας χωρίζεται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I , II , III) τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης, η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη (ή περίοδο επαναφοράς 457 έτη).

Για την παρούσα κατασκευή γίνεται η θεώρηση πως βρίσκεται στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας I (όπως έχει προαναφερθεί βρίσκεται στην περιοχή της Αργυρούπολης).



Σχήμα 2.33: Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας Ελλάδας

➔ Σεισμική επιτάχυνση εδάφους:

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης A που έχει ληφθεί από τον χάρτη ζωνών στο Εθνικό Προσάρτημα, και σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη, με βάση τη σχέση $A=a \cdot g$. Για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I, η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους είναι $A=0,16g$.

Πίνακας 2.11: Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III
a	0.12	0.16	0.24

➔ Προσδιορισμός κατηγορίας εδάφους:

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες A, B, Γ, Δ και X. Το παρόν κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας B (αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικιών ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος) σύμφωνα με τον πίνακα 3.4, όπως αυτός συμπεριλαμβάνεται στον Ευρωκώδικα 8. Ο συγκεκριμένος πίνακας καθορίζει την κατηγορία του εδάφους από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται σε αυτόν.

Πίνακας 2.12: Κατηγορίες εδάφους

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
A	Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με τη προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλυοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70μ. Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπίεσμνης αργίλου πάχους μικρότερου των 70μ.
B	Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη. Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Στρώσεις σκληρής προσυμπίεσμνης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.
Γ	Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Ιλυοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5μ.
Δ	Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλασιμότητας ($I_p > 50$) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10μ.
X	Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοιλιώδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων) Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα. (Βλπ. και παρ. 5.1[3]). Απότομες κλιτείς καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων. Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά ιλυοαργιλικά εδάφη, εφόσον έχει αποδειχθεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπυκνώσεως ή απώλειας αντοχής. Πρόσφατες χαλαρές επιχωματώσεις (μπάζα). Οργανικά εδάφη. Εδάφη κατηγορίας Γ με επικινδύνως μεγάλη κλίση.

➔ Συντελεστής σπουδαιότητας:

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I . Για κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κτλ.) ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι $\gamma_{II}=1,00$.

Πίνακας 2.13: Συντελεστές σπουδαιότητας γ_I

Κατηγορία Σπουδαιότητας		γ_I
Σ1	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κλπ.	0.85
Σ2	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.	1.00
Σ3	Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημόσιων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου. Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες) κλπ.	1.15
Σ4	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία κλπ.).	1.30

➔ Συντελεστής συμπεριφοράς κατασκευής, q :

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Μέγιστες τιμές του συντελεστή q δίνονται στον παρακάτω πίνακα, ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές αυτές ισχύουν εφόσον για το σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος (πρώτη πλαστική άρθρωση) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με τη δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων.

Πίνακας 2.14: Συντελεστές συμπεριφοράς q

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

Όπως φαίνεται χαρακτηριστικά για το κτίριό μας ο συντελεστής q είναι $q=3$, εφόσον πρόκειται για κατασκευή με φέρων υλικό χάλυβα και δικτυωτούς συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα.

➔ Απόσβεση κατασκευής ζ :

Η κατασκευή μας είναι μεταλλική με κοχλιωτές συνδέσεις, οπότε $\zeta=4\%$.

Πίνακας 2.15: Τιμές ποσοστού απόσβεσης ζ (%)

Είδος Κατασκευής	$\zeta\%$
Μεταλλική: με συγκολλήσεις	2
με κοχλιώσεις	4
Σκυρόδεμα: άοπλο	3
οπλισμένο	5
προεντεταμένο	4

2.5.2 Φάσματα σχεδιασμού:

Κατασκευάστηκαν τα φάσματα σχεδιασμού για τις οριζόντιες και κατακόρυφες συνιστώσες του σεισμού. Για την κατασκευή των φασμάτων έγιναν λοιπόν οι ακόλουθες παραδοχές :

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I (Επιτάχυνση $A=0,16 g$)

Κατηγορία εδάφους B ($T_1=0,15 \text{ sec}$, $T_2=0,60 \text{ sec}$)

Κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια), $\gamma=1,00$

Συντελεστής συμπεριφοράς $q=3$

Απόσβεση $\zeta=4\%$

Τα φάσματα σχεδιασμού των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού καθορίζονται από τις παρακάτω εξισώσεις, με βάση τις οποίες προκύπτει και το ακόλουθο σχήμα:

$$0 < T < T_1 : \Phi_d(T) = \gamma I \cdot A \cdot [1 + T/T_1 \cdot (\eta \cdot \theta \cdot \beta_0 / q - 1)] \quad (2.10)$$

$$T_1 < T < T_2 : \Phi_d(T) = \gamma I \cdot A \cdot \eta \cdot \theta \cdot \beta_0 / q \quad (2.11)$$

$$T > T_2 : \Phi_d(T) = \gamma I \cdot A \cdot \eta \cdot \theta \cdot \beta_0 / q \cdot (T_2/T)^{2,5} \quad (2.12)$$

όπου:

$A = a \cdot g$: μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση

γI : συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίου

g : επιτάχυνση βαρύτητας

q : συντελεστής συμπεριφοράς κατασκευής

η : διορθωτικός συντελεστής

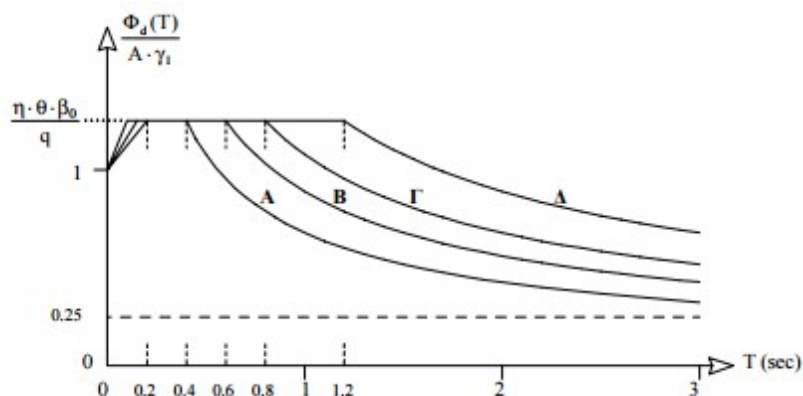
θ : συντελεστής επιρροής θεμελίωσης

$T_1 - T_2$: χαρακτηριστικές περιόδους φάσματος

$\beta_0 = 2,5$: συντελεστής φάσματος ενίσχυσης

A, B, Γ, Δ : κατηγορίες εδάφους

$$\eta = \sqrt{[7 / (2 + \zeta)]} > 0,7 \quad (2.13)$$



Σχήμα 2.34: Φάσμα Σχεδιασμού: $\frac{\Phi_d(T)}{A \cdot \gamma_I}$ [Σχεδίαση για $\frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} = 2.5/2.0$]

Πίνακας 2.16: Τιμές των Χαρακτηριστικών Περιόδων T_1, T_2 (sec)

Κατηγορία εδάφους	A	B	Γ	Δ
T_1	0.10	0.15	0.20	0.20
T_2	0.40	0.60	0.80	1.20

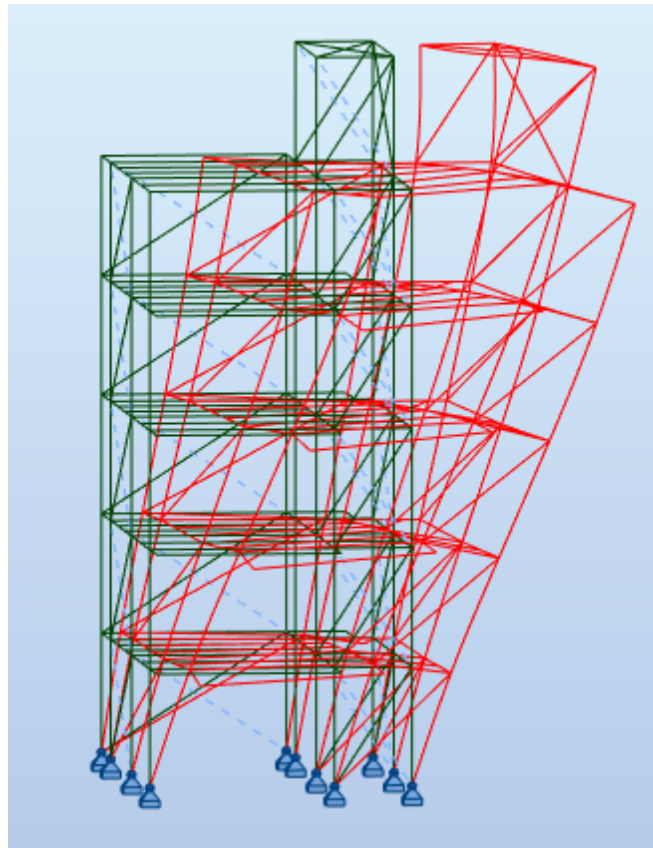
2.5.3 Υπολογισμοί σεισμικών δράσεων επί της κατασκευής:

Όλα τα παραπάνω δεδομένα της σεισμικής διέγερσης εισήχθησαν στο Robot για υπολογιστεί ο σεισμός κατά X και κατά Y. Ως συμμετέχουσα μάζα ορίστηκε η μάζα που προέρχεται από τα μόνιμα φορτία G (ίδιο βάρος κατασκευής, βάρος μηχανολογικού εξοπλισμού, βάρος τοιχοποιίας) και τα κινητά φορτία Q πολλαπλασιασμένα με τον συντελεστή 0,3.

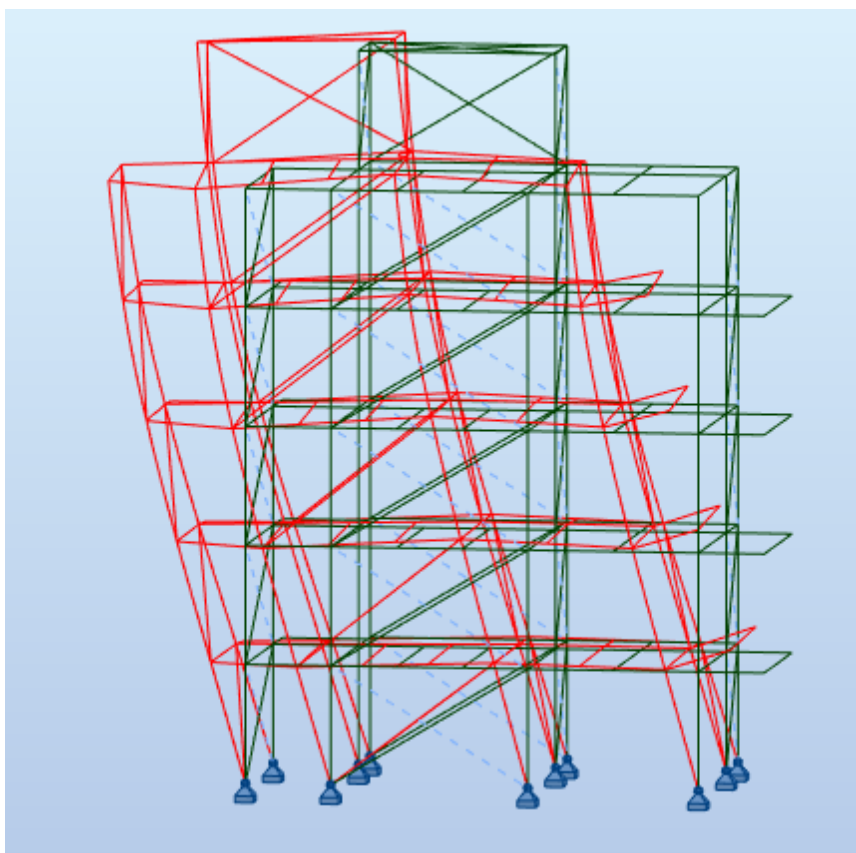
Επίσης υπέρ τις ασφαλείας υποθέσαμε ότι κατά την διάρκεια του σεισμού από τους δύο κατακόρυφους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας κάθε φατνώματος λειτουργεί μόνο ο εφελκόμενος. Έτσι οι διαγώνιες μπορούν να αναπτύξουν, ως εφελκόμενα στοιχεία, σημαντικές πλαστικές παραμορφώσεις προ της αστοχίας τους.

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)
35/ 1	1,20	0,83	3,59	62,31	0,00	3,59	62,31
35/ 2	1,60	0,62	77,58	65,83	0,03	73,99	3,53
35/ 3	2,03	0,49	77,59	73,28	0,03	0,00	7,44
35/ 4	2,38	0,42	79,11	73,29	0,03	1,52	0,02
35/ 5	2,68	0,37	79,11	73,29	3,77	0,00	0,00
35/ 6	2,70	0,37	79,11	73,29	4,11	0,00	0,00
35/ 7	2,70	0,37	79,11	73,29	4,21	0,00	0,00
35/ 8	2,70	0,37	79,11	73,29	4,23	0,00	0,00
35/ 9	2,88	0,35	79,11	73,32	7,75	0,00	0,02
35/ 10	2,90	0,35	79,11	73,32	8,08	0,00	0,00
35/ 11	2,90	0,35	79,11	73,32	8,18	0,00	0,00
35/ 12	2,90	0,35	79,11	73,32	8,20	0,00	0,00
35/ 13	2,99	0,33	79,13	74,11	8,20	0,02	0,79
35/ 14	3,00	0,33	79,13	74,18	8,20	0,00	0,08
35/ 15	3,38	0,30	79,13	74,18	17,36	0,00	0,00
35/ 16	3,45	0,29	79,13	74,18	18,07	0,00	0,00
35/ 17	3,46	0,29	79,13	74,18	18,29	0,00	0,00
35/ 18	3,46	0,29	79,13	74,18	18,34	0,00	0,00
35/ 19	3,57	0,28	79,15	74,28	21,47	0,01	0,10
35/ 20	4,29	0,23	79,61	75,60	22,21	0,46	1,32
35/ 21	4,30	0,23	79,64	76,99	22,63	0,03	1,38
35/ 22	4,39	0,23	79,92	84,58	23,21	0,28	7,59
35/ 23	4,43	0,23	80,36	86,81	33,60	0,44	2,22
35/ 24	4,49	0,22	80,49	86,87	34,69	0,13	0,06
35/ 25	4,50	0,22	80,87	87,38	35,98	0,39	0,51
35/ 26	4,51	0,22	80,88	87,54	36,18	0,01	0,16
35/ 27	4,51	0,22	80,88	87,65	36,52	0,00	0,11
35/ 28	4,58	0,22	81,18	88,92	42,16	0,30	1,27
35/ 29	4,62	0,22	81,18	88,92	42,57	0,00	0,00
35/ 30	4,62	0,22	81,19	88,93	42,78	0,00	0,01
35/ 31	4,63	0,22	81,19	88,94	42,94	0,01	0,01
35/ 32	4,63	0,22	81,19	88,94	42,98	0,00	0,00
35/ 33	4,63	0,22	81,35	89,14	43,21	0,15	0,20
35/ 34	4,64	0,22	81,47	89,25	43,34	0,12	0,11
35/ 35	4,64	0,22	81,50	89,50	43,46	0,03	0,25
35/ 36	4,65	0,22	81,51	89,52	43,60	0,01	0,02
35/ 37	4,65	0,21	81,57	89,86	43,61	0,07	0,34
35/ 38	4,65	0,21	81,64	90,37	43,73	0,07	0,51
35/ 39	4,70	0,21	81,80	90,76	44,14	0,16	0,39
35/ 40	4,74	0,21	81,84	90,82	44,57	0,04	0,06
35/ 41	4,80	0,21	83,97	90,98	44,60	2,13	0,16
35/ 42	4,87	0,21	83,99	91,16	44,60	0,02	0,18
35/ 43	4,87	0,21	84,01	91,25	44,68	0,02	0,09
35/ 44	4,89	0,20	84,03	91,27	44,77	0,02	0,02
35/ 45	5,02	0,20	84,04	91,28	45,81	0,01	0,01
35/ 46	5,03	0,20	84,35	91,28	47,09	0,32	0,00
35/ 47	5,13	0,20	94,02	91,58	47,29	9,67	0,30
35/ 48	5,30	0,19	95,51	91,96	53,08	1,49	0,38
35/ 49	5,34	0,19	95,61	92,13	53,08	0,10	0,17
35/ 50	5,35	0,19	95,65	92,20	53,14	0,04	0,07
35/ 51	5,35	0,19	95,65	92,20	53,17	0,00	0,00
35/ 52	5,43	0,18	95,74	92,22	54,35	0,09	0,02
35/ 53	5,49	0,18	95,77	92,26	55,03	0,02	0,04
35/ 54	5,50	0,18	95,77	92,31	55,11	0,00	0,05
35/ 3	5,51	0,18	95,77	92,31	55,12	0,00	0,01
35/ 56	5,51	0,18	95,77	92,80	55,15	0,00	0,49
35/ 57	5,67	0,18	95,77	92,81	55,19	0,01	0,00
35/ 58	6,32	0,16	95,81	92,95	55,71	0,03	0,14
35/ 59	6,40	0,16	95,81	93,32	55,98	0,00	0,37

Σχήμα 2.36: Ιδιομορφές του κτιρίου σύμφωνα με το Robot.



Σχήμα 2.37: 1η ιδιομορφή, μεταφορική κατά Y



Σχήμα 2.38: 2η ιδιομορφή, μεταφορική κατά X

Παρατηρούμε ότι κατά τη διεύθυνση X η δεσπόζουσα ιδιομορφή είναι η 2η, με ιδιοπερίοδο $T=0,83\text{sec}$ και ποσοστό ιδιομορφικής μάζας 73,99%, ενώ για να επιτύχω το επιθυμητό ποσοστό ιδιομορφικής μάζας (90%) χρειάστηκαν 47 ιδιομορφές. Για τη διεύθυνση Y η δεσπόζουσα ιδιομορφή είναι η 1η, με ιδιοπερίοδο $T=0,62\text{sec}$ και ποσοστό ιδιομορφικής μάζας 62,31%, ενώ για να επιτύχω το 90% της ιδιομορφικής μάζας χρειάστηκαν συνολικά 38 ιδιομορφές.

2.6 Θερμοκρασιακές μεταβολές

Τα θερμοκρασιακά φορτία θεωρούνται έμμεσες δράσεις και κατατάσσονται στις μεταβλητές δράσεις. Υπολογίζονται σύμφωνα με το Μέρος 1.5 του Ευρωκώδικα 1, που παρέχει οδηγίες για τα φορτία λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών.

Οι δράσεις που οφείλονται σε θερμοκρασιακές μεταβολές υπολογίζονται θεωρώντας ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας στα στοιχεία του φορέα, που οφείλεται στην μεταβολή θερμοκρασίας περιβάλλοντος (καλοκαίρι - χειμώνας), και προσδιορίζοντας τις χαρακτηριστικές τιμές μέγιστης διακύμανσης. Προκειμένου να λάβουμε υπ' όψιν τα φορτία που επιβάλλονται στην κατασκευή από συστολο-διαστολές θα θεωρήσουμε μεταβολή θερμοκρασίας $\Delta T = \pm 20^\circ\text{C}$ (ομοιόμορφη αύξηση ή μείωση της θερμοκρασίας ολόκληρου του φέρωντος οργανισμού σε σχέση με τη θερμοκρασία συναρμολόγησής του). Η εφαρμογή των φορτίων έγινε μέσω της αντίστοιχης επιλογής του προγράμματος Robot Structural Analysis.

2.7 Συνδυασμοί Φορτίσεων

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν σ' αυτήν. Οι δράσεις αυτές, πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα. Είναι προφανές ότι οι δράσεις που υπεισέρχονται στους συνδυασμούς ενεργούν ταυτόχρονα.

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέρα των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του.

Διακρίνονται οι παρακάτω δύο κατηγορίες:

- Οριακή κατάσταση αστοχίας (OKA)
- Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (OKΛ)

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας χρησιμοποιούνται, προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων, καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις κλπ.). Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας των δράσεων δίνονται στον Πίνακα 2.17 που ακολουθεί.

Πίνακας 2.17: Συντελεστές ασφαλείας

	Οριακή κατάσταση αστοχίας		Οριακές κατάσταση λειτουργικότητας	
	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση
γ_G	1,35	1,0	1,0	1,0
γ_Q	1,5	0	1,0	0

Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μέγιστων τιμών διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων είναι μικρή. Για το λόγο αυτό κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται οι συντελεστές συνδυασμού ψ . Οι συντελεστές αυτοί εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο, για την εξεταζόμενη κατάσταση, έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με άλλες δράσεις.

Πίνακας 2.18: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ σύμφωνα με Ευρωκώδικα 1

ΔΡΑΣΕΙΣ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων: βάρος οχημάτων < 30tn	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων 30tn < βάρος οχημάτων < 160tn	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0,7	0,5	0,3
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια			
Φινλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN με υψόμετρο $H > 1000m$	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN με υψόμετρο $H < 1000m$	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια			
Θερμοκρασία (εκτός-πυρκαϊάς) σε κτίρια	0,6	0,2	0
	0,6	0,5	0

Για το κτίριό μας ισχύουν τα εξής, ανάλογα με τις δράσεις:

- Επιβαλλόμενα φορτία: Κατηγορίας A, άρα $\psi_1=0,7$, $\psi_2=0,5$, $\psi_0=0,3$
- Φορτία χιονιού: Υπόλοιπα κράτη του CEN με υψόμετρο $H < 1000m$, άρα $\psi_1=0,5$, $\psi_2=0,2$, $\psi_0=0$

2.7.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Οι καταστάσεις αυτές σχετίζονται με απώλεια ισορροπίας του φορέα, αστοχία λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων, μετατροπή του φορέα ή μέρος του σε μηχανισμό, θραύσης και απώλεια της ευστάθειας του και αστοχία λόγω κόπωσης, που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές.

Ο συνδυασμοί των δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας καθορίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1990:2002 και είναι οι εξής:

1. Καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

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

2. Τυχηματικές καταστάσεις:

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

3. Καταστάσεις σεισμού:

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

Η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει εδώ αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση, αλλά απλώς επαλληλία δράσεων. Οι προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ , σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, δίνονται στον Πίνακα 2.18.

2.7.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Οι καταστάσεις αυτές σχετίζονται με συνθήκες πέρα των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού (μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κλπ.).

Οι συνδυασμοί των δράσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας καθορίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1990:2002 και είναι οι εξής:

- 1) χαρακτηριστικός συνδυασμός:

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

- 2) Συχνός συνδυασμός:

$$\sum G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- 3) Οιονεί μόνιμος συνδυασμός:

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

Οι προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ , σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, δίνονται στον Πίνακα 2.18.

2.7.3 Συνδυασμοί δράσεων κτιρίου

Στον Πίνακα 2.19 δίνονται συγκεντρωτικά όλα τα φορτία που ασκούνται στην κατασκευή και οι αντίστοιχοι συντελεστές ψ .

Πίνακας 2.19: Φορτία κατασκευής και αντίστοιχοι συντελεστές ψ

Φορτία	Συμβολισμός	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
μόνιμα	G	-	-	-
κινητά	Q	0,7	0,5	0,3
χιόνι	S	0,5	0,2	0
άνεμος	W _i	0,6	0,2	0
θερμοκρασία	T _i	0,6	0,5	0

➤ Οριακή κατάσταση αστοχίας:

➔ Καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

• Βασικό μεταβλητό τα κινητά:

$$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q + 1.50 \cdot 0.60 \cdot W + 1.50 \cdot 0.50 \cdot S + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T$$

• Βασικό μεταβλητό ο άνεμος:

$$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot W + 1.50 \cdot 0.70 \cdot Q + 1.50 \cdot 0.50 \cdot S + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T$$

• Βασικό μεταβλητό το χιόνι:

$$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot S + 1.5 \cdot 0.7 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.6 \cdot W + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T$$

• Βασικό μεταβλητό η θερμοκρασία:

$$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot T + 1.50 \cdot 0.7 \cdot Q + 1.50 \cdot 0.6 \cdot W + 1.50 \cdot 0.5 \cdot S$$

➔ Τυχηματικές δράσεις:

Δεν ασκούνται τυχηματικές δράσεις στον φορέα, άρα οι συνδυασμοί που θα προέκυπταν αν λαμβάναμε την τιμή $A=0$ ως τιμή της τυχηματικής δράσης καλύπτονται από αυτούς που προκύπτουν για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές.

➔ Καταστάσεις σεισμού:

$$G + AED + 0.30 \cdot Q$$

➤ Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας:

➔ χαρακτηριστικός συνδυασμός:

• Βασικό μεταβλητό τα κινητά: $G + Q + 0.60 \cdot W + 0.50 \cdot S + 0.6T$

• Βασικό μεταβλητό ο άνεμος: $G + W + 0.70 \cdot Q + 0.50 \cdot S + 0.6T$

• Βασικό μεταβλητό το χιόνι: $G + S + 0.70 \cdot Q + 0.60 \cdot S + 0.6T$

• Βασικό μεταβλητό η θερμοκρασία: $G + T + 0.70 \cdot Q + 0.50 \cdot S + 0.6W$

➔ Συχνός συνδυασμός:

Καλύπτεται από τους χαρακτηριστικέσιτικούς συνδυασμούς

➔ Οιονεί μόνιμος συνδυασμός:

Καλύπτεται από τους χαρακτηριστικέσιτικούς συνδυασμούς

2.7.4 Loadcases στο Robot

Τα loadcases που χρησιμοποιήθηκαν στο πρόγραμμα Robot Structural Analysis είναι τα εξής:

- ➔ Gbars : ίδιο βάρος δοκών (υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα)
- ➔ ι.β. Σύμμικτης πλάκας
- ➔ πρόσθετα μόνιμα : services/επικαλύψεις/ψευδοροφές
- ➔ brickwork: γραμμικό φορτίο στις εξωτερικές πλευρικές δοκούς από πλινθοδομή
- ➔ κινητά
- ➔ κινητά(μεσοτοιχίες)
- ➔ χιόνι
- ➔ άνεμος X(-) : άνεμος X-εσωτερικές πιέσεις αρνητικές
- ➔ άνεμος X(+) : άνεμος X-εσωτερικές πιέσεις θετικές
- ➔ άνεμος Y(-) : άνεμος Y-εσωτερικές πιέσεις αρνητικές
- ➔ άνεμος Y(+) : άνεμος Y-εσωτερικές πιέσεις θετικές
- ➔ T(+) : θερμοκρασιακή μεταβολή +20 C
- ➔ T(-) : θερμοκρασιακή μεταβολή -20 C

Η σεισμική δύναμη *AED* υπολογίζεται από το πρόγραμμα Robot Structural Analysis, με βάση τα δεδομένα του σεισμού τόσο για την περιοχή όσο και για την κατασκευή μας που παρατέθηκαν παραπάνω, ως συνδυασμός τριών σεισμικών συνιστωσών, για κάθε άξονα του χώρου x, y, z.

3 Ανάλυση, διαστασιολόγηση και έλεγχος μελών

Στο κεφάλαιο αυτό θα γίνει παρουσίαση των επιμέρους μελών από τα οποία αποτελείται ο φορέας, θα αναλυθούν τόσο το στατικό τους σύστημα όσο και οι καταπονήσεις που δέχονται και με βάση τους αντίστοιχους ελέγχους θα γίνει η διαστασιολόγησή τους. Οι έλεγχοι των μελών βασίζονται στις διατάξεις του EN 1993-1-1 και η διαστασιολόγησή τους έγινε με τη βοήθεια του Robot Structural Analysis. Οι διατομές επιλέχθηκαν με επαναληπτικές διαδικασίες ανάλυσης και διαστασιολόγησης ώστε να επαρκούν έναντι των δεδομένων ελέγχων και για να γίνεται η μέγιστη δυνατή εκμετάλλευσή τους με σκοπό την οικονομία υλικού.

Στην παράγραφο αυτή θα ελεγχθούν και τα βέλη από τα δυσμενέστερα μέλη κάθε ομάδας στοιχείων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και θα συγκριθούν με τις αντίστοιχες τιμές βελών κάμψης που ορίζει το Εθνικό Προσάρτημα (Πίνακα 3.1).

Πίνακας 3.1: Όρια κατακόρυφων βελών σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα

φορέας	δ_{max}	δ_2
Μη βατές στέγες	L/200	L/250
Πατώματα και βατές στέγες	L/250	L/300

Για τα όρια των οριζόντιων μετατοπίσεων στην κορυφή των υποστυλωμάτων και συγκεκριμένα για πολυώροφα κτίρια πρέπει να ισχύει:

$$u < H/150 \quad (3.1)$$

όπου H το ύψος του κτιρίου σε cm.

3.1 Δάπεδο-Σύμμικτη πλάκα

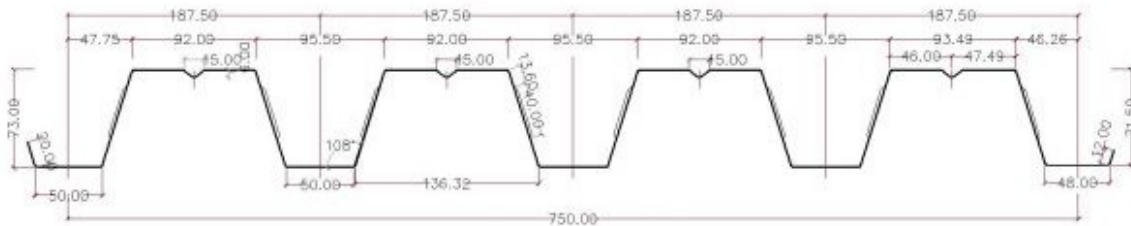
Σύμμικτες πλάκες ονομάζονται οι φέρουσες πλάκες οροφής κτιρίων, οι οποίες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Τα πλεονεκτήματα από τη χρήση τους παρουσιάζονται παρακάτω:

- Απαιτούνται γενικώς μικρότεροι χρόνοι κατασκευής
- Αποφεύγεται η χρήση ξυλοτύπου
- Επιτυγχάνεται η γεφύρωση μεγαλύτερων ανοιγμάτων με αντίστοιχη μείωση των μεταλλικών διαδοκίδων

Το βασικό συστατικό των σύμμικτων πλακών είναι τα χαλυβδόφυλλα που λειτουργούν αρχικά κατά τη φάση κατασκευής ως μεταλλότυπος για το έγχυτο σκυρόδεμα, μεταφέροντας τα φορτία της σκυροδέτησης. Μετά την πήξη του σκυροδέματος η παραλαβή των λοιπών φορτίων κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής γίνεται από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών που λειτουργούν πλέον ως σύμμικτη πλάκα. Στη σύμμικτη πλάκα προβλέπεται συνήθως ένας ελαφρύς οπλισμός που αφενός μεν προστατεύει το σκυρόδεμα από ρηγμάτωση, αφετέρου δε μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την παραλαβή των αρνητικών ροπών των στηρίξεων στην περίπτωση που επιλεγεί το στατικό σύστημα της συνεχούς δοκού πολλών ανοιγμάτων.

Η διαστασιολόγηση των σύμμικτων πλακών περιλαμβάνει το χαλυβδόφυλλο στην φάση κατασκευής και την σύμμικτη πλάκα στην φάση λειτουργίας. Συνεπώς στην φάση κατασκευής ελέγχεται το χαλυβδόφυλλο σε σε κάμψη και σε τέμνουσα. Στη φάση κατασκευής ο σχεδιασμός γίνεται με βάση τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Ειδικότερα, ελέγχεται η δυνατότητα παραλαβής της ροπής κάμψης που προκαλούν τα δρώντα φορτία από το χαλυβδόφυλλο με το δεδομένο στατικό σύστημα. Η οριακή κατάσταση αντοχής ελέγχεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 που αφορούν λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης. Στην περίπτωση που για δεδομένο πάχος χαλυβδόφυλλου ο έλεγχος δεν ικανοποιείται, προβλέπονται ενδιάμεσες στηρίξεις στο χαλυβδόφυλλο. Επίσης, θα πρέπει τα βέλη κάμψης που δημιουργούνται να είναι εντός των ορίων που καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 4.

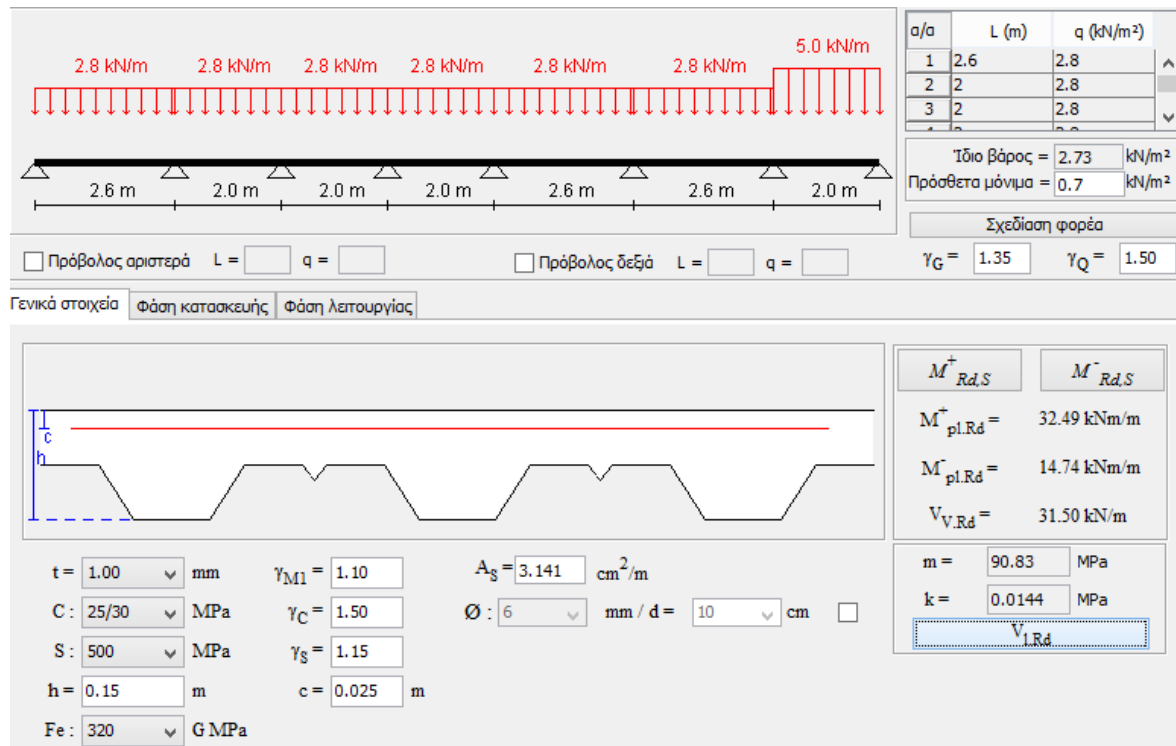
Για το σχεδιασμό του παρόντος κτιρίου χρησιμοποιήθηκε το χαλυβδόφυλλο Symdeck 73 της Έλαστρον με τα χαρακτηριστικά που διακρίνονται στο σχήμα 3.1:



Σχήμα 3.1: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου

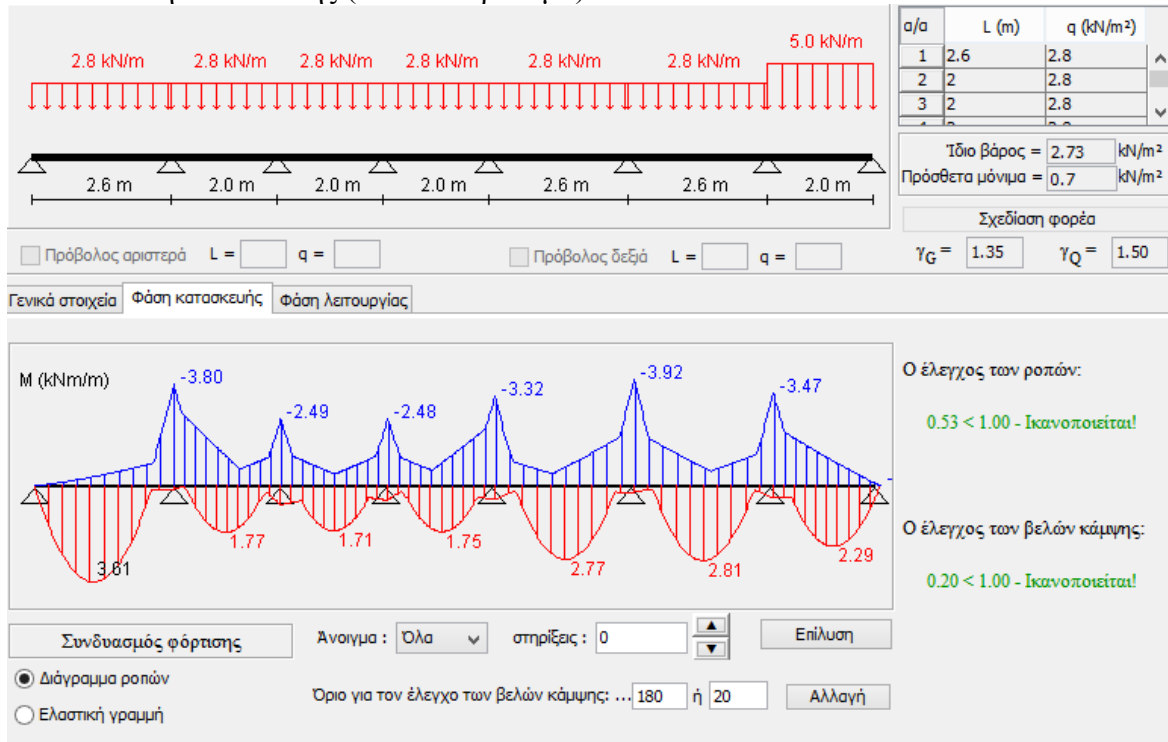
Παρακάτω παρατίθενται το στατικό μοντέλο και οι έλεγχοι της σύμμικτης πλάκας στην περιοχή των πολλών συνεχόμενων ανοιγμάτων (συνεχόμενη πλάκα μέχρι και την εξωτερική παρειά του μπαλκονιού), τόσο σε φάση κατασκευής (νωπό σκυρόδεμα) όσο και σε φάση λειτουργίας, σύμφωνα με το λογισμικό Sym Deck Designer.

- Στατικό μοντέλο:



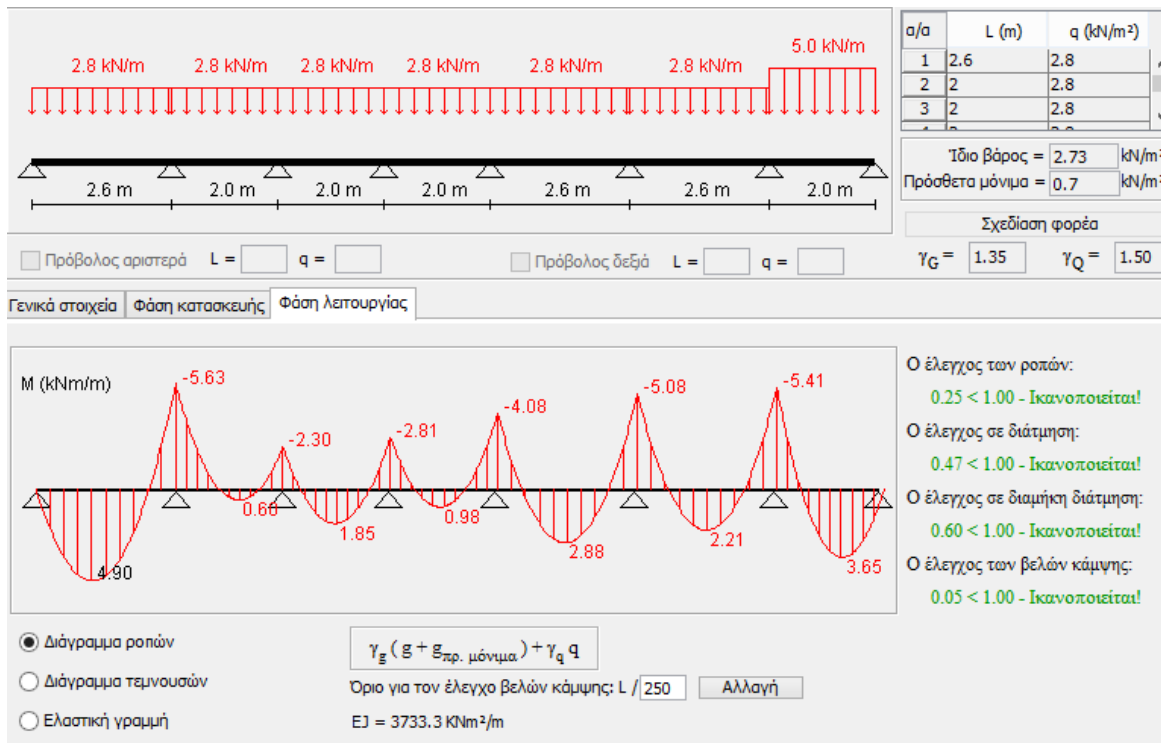
Σχήμα 3.2: Στατικό μοντέλο συνεχόμενης σύμμικτης πλάκας (πολλών ανοιγμάτων)

• Φάση κατασκευής (νωπό σκυρόδεμα):



Σχήμα 3.3: Έλεγχοι σύμμικτης πλάκας στη φάση κατασκευής

• Φάση λειτουργίας:



Σχήμα 3.4: Σύμμικτη πλάκα στη φάση λειτουργίας

Επιλέχθηκε σύμμικτη πλάκα συνολικού πάχους $h=150\text{mm}$ ($h_p=73\text{mm}$, $h_c=77\text{mm}$).

Σύμφωνα με τους κανονισμούς, προς περιορισμό της ρηγματώσεως, προβλέπεται πρόσθετος οπλισμός πλάκας στις περιοχές αρνητικών ροπών. Ο οπλισμός αυτός τοποθετείται επί μήκους 1,2m εκατέρωθεν των στηρίξεων. Το ποσοστό του πρόσθετου οπλισμού είναι 0,2% και 0,4% για πλάκες με και χωρίς προσωρινή υψήριξη αντιστοίχως.

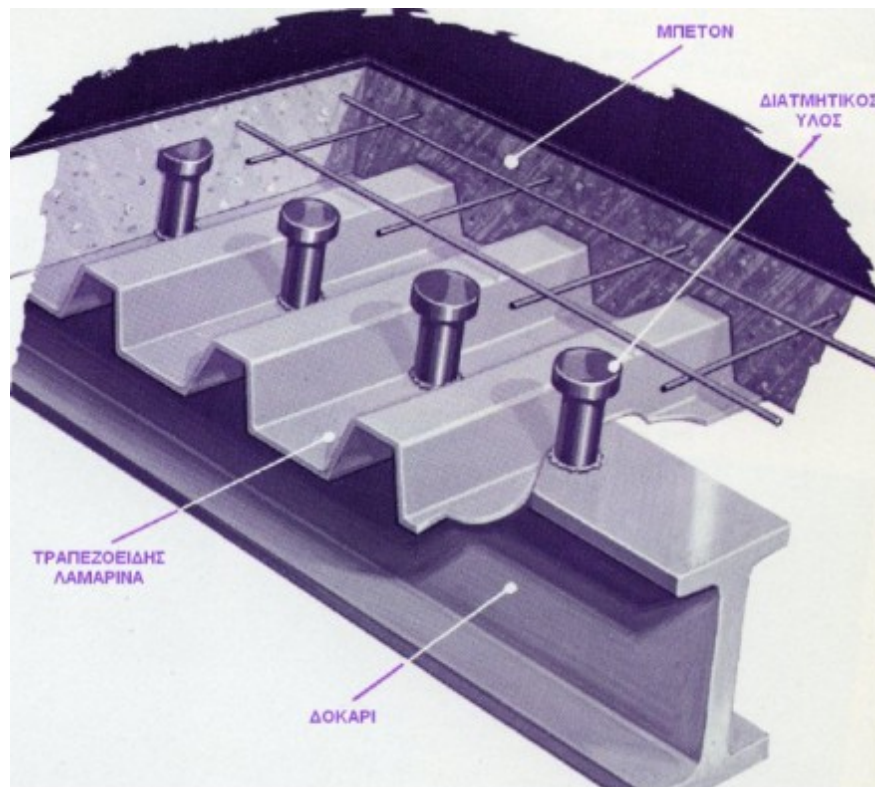
Απαιτούμενος οπλισμός πλάκας $A_{s,req}=0,002 \cdot A_c=0,002 \cdot 11,5\text{cm} \cdot 100\text{cm}=2,3 \text{ cm}^2$
(με βάση τους υπολογισμούς στο χέρι προέκυψε ότι το ισοδύναμο πάχος σκυροδέματος της σύμμικτης πλάκας είναι 115mm και ο υπολογισμός γίνεται για πλάτος πλάκας 1m).

Επιλέγουμε οπλισμό πλάκας $\Phi 10/250$ με $A_s=3,14 \text{ cm}^2$.

Τέλος, αξίζει να σημειωθεί ότι η σύμμικτη πλάκα προσφέρει στα μέλη με τα οποία είναι διατμητικά συνδεδεμένη πλευρική εξασφάλιση και γενικότερη διαφραγματική λειτουργία στα στοιχεία του επιπέδου της.

3.2 Διαστασιολόγηση δευτερεύουσων δοκών (διαδοκίδες)

Η σύμμικτη πλάκα εδράζεται και συνδέεται διατμητικά στις διαδοκίδες, οπότε μεταφέρει τα επιφανειακά της φορτία σε αυτές ως γραμμικά φορτία (μέσω του πλάτους επιρροής της κάθε δοκού). Οι διαδοκίδες τρέχουν τη διαμήκη έννοιά τους κατά τον καθολικό άξονα Y και είναι παράλληλες στις αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου (της σύμμικτης πλάκας).

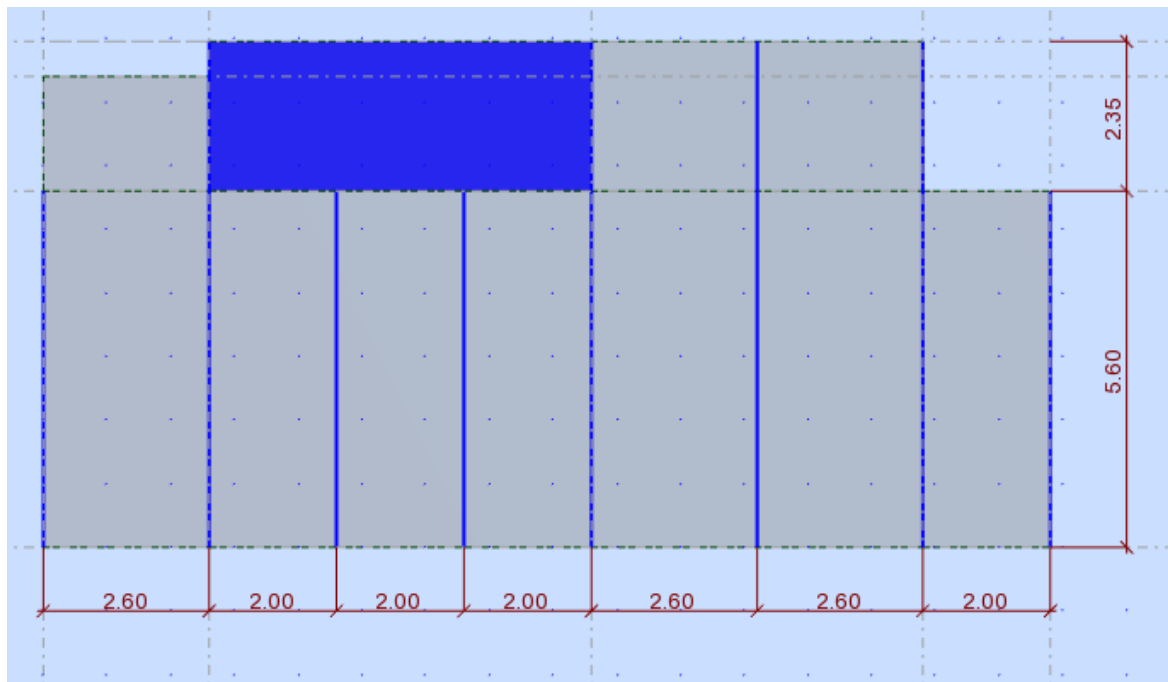


Σχήμα 3.5: Σιδηροδοκός διπλού-Τ διατμητικά συνδεδεμένη με τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο (παράλληλη στις αυλακώσεις)

Εξαιτίας της διατμητικής σύνδεσης με την σύμμικτη πλάκα στο άνω πέλμα τους και του γεγονότος ότι είναι αμφιέριστες (μόνο θετικές ή μηδενικές ροπές) είναι πλευρικά εξασφαλισμένες (δεν κινδυνεύουν σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό). Υπόκεινται μόνο σε κατακόρυφα εντατικά μεγέθη και άρα καταπονούνται σε κάμψη και διάτμηση.

Ωστόσο τα καπτόμενα αυτά μέλη παρουσιάζουν μια ιδιομορφία. Στη φάση κατασκευής που το σκυρόδεμα είναι ακόμα νωπό (δεν έχει ανακτήσει την αντοχή του), καλούνται οι χαλύβδινες διατομές να αναλάβουν μόνες τους τα κατακόρυφα φορτία. Στη φάση λειτουργίας όμως (που έχει ολοκληρωθεί η σκλήρυνση του σκυροδέματος), συμμετέχει και η σύμμικτη πλάκα στην παραλαβή των φορτίων και μέσω της διατμητικής σύνδεσης έχουμε τη σύμμικτη δοκό της οποίας οι αντοχές είναι σημαντικά μεγαλύτερες.

Η διάταξη των διαδοκίδων, η οποία καθορίστηκε και από την ύπαρξη του κλιμακοστασίου, έγινε ως εξής:



Σχήμα 3.6: Διάταξη διαδοκίδων σε κάτοψη τυπικού ορόφου (εικόνα από Robot)

Στην άνω εικόνα με έντονο μπλε χρώμα παριστάνονται οι διαδοκίδες και η επιφάνεια του κλιμακοστασίου στην κάτοψη. Οι διαδοκίδες επιλέχθηκαν να διαταχθούν με τρόπο τέτοιο ώστε να καλύπτουν τους γεωμετρικούς περιορισμούς του κτιρίου και να έχουν άνοιγμα όχι μεγαλύτερο των 3m, αλλά ούτε και μικρότερο των 2m (για λόγους οικονομίας).

Όπως προαναφέρθηκε η φόρτιση της διαδοκίδας γίνεται σε 2 φάσεις:

- φάση κατασκευής-σκυροδέτησης (νωπό σκυρόδεμα, μόνο μεταλλική δοκός)
- φάση λειτουργίας (σύμμικτη δοκός)

Η διαστασιολόγηση θα γίνει με βάση τη φάση λειτουργίας (ως σύμμικτη δοκός) και θα γίνουν συμπληρωματικά οι έλεγχοι σε φάση κατασκευής για να ελεγχθεί εάν χρειάζεται υποστύλωση η δοκός στη φάση αυτή και κατά πόσο είναι ικανή να επαρκέσει στις καταπονήσεις των φορτίων της φάσης αυτής.

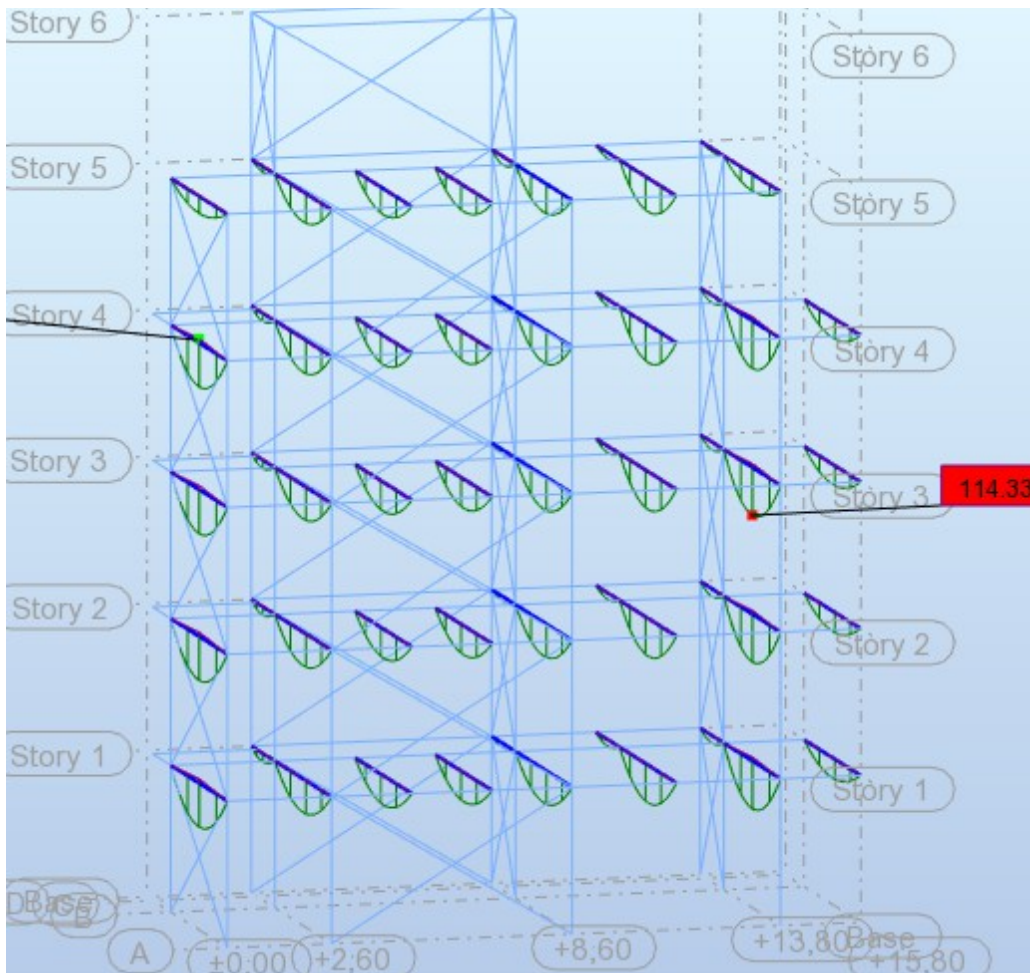
Οι έλεγχοι έγιναν χωρίς τη βοήθεια του προγράμματος (στο χέρι).

3.2.1 Έλεγχος έναντι κάμψης (φάση λειτουργίας) - ΟΚΑ

Επιλέχθηκε (μετά από επαναλήψεις-δοκιμές) διατομή IPE 180.

Η διαστασιολόγηση γίνεται με βάση τη δυσμενέστερη δοκό.

→ Μέγιστες δρώσες ροπές από όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων (με τη βοήθεια του Robot) : $maxM_{Ed,y}=114,33 \text{ kN}\cdot\text{m}$



Σχήμα 3.7: Μέγιστες δρώσες ροπές διαδοκίδων (από Robot)

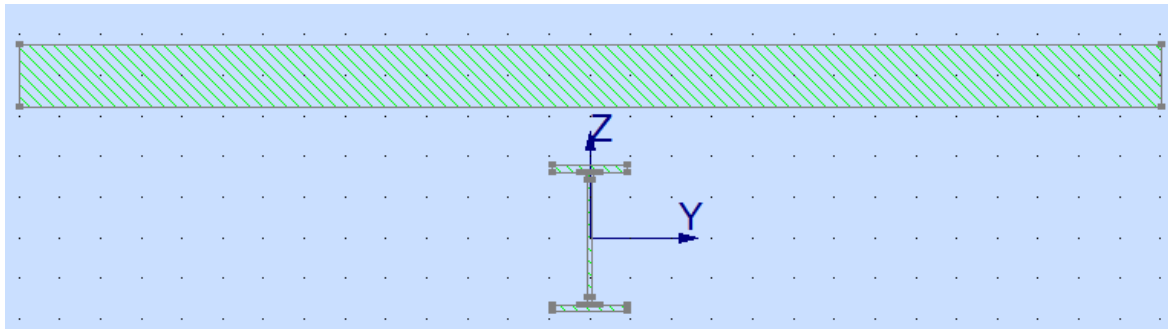
→ Υπολογισμός ροπής αντοχής σύμμικτης δοκού:

$l_e = l_o = 5,6\text{m}$ (αμφιέριστη δοκός).

$b_{eff} = 2 \cdot (l_e/8) = 1,4\text{m}$ ή 140cm.

Βρισκόμαστε σε περιοχή θετικών ροπών (αμφιέριστη δοκός).

Στους υπολογισμούς ροπών αντοχής σύμμικτης δοκού, για σύμμικτη πλάκα με χαλυβδόφυλλο παράλληλο στη σιδηροδοκό, αφαιρείται από το πάχος της πλάκας d , το ύψος του χαλυβδόφυλλου h_p . Επομένως η σύμμικτη δοκός αποτελείται από τη σιδηροδοκό, ένα κενό ίσο με το ύψος του χαλυβδόφυλλου h_p και σκυρόδεμα πάχους h_c .



Σχήμα 3.8: Διατομή σύμμικτης δοκού (από Robot)

Η διατομή της σύμμικτης δοκού για τον υπολογισμό της ροπής αντοχής αποτελείται από σκυρόδεμα πάχους 7.7cm και πλάτους 140cm , ένα κενό πάχους 7.3cm και τη πρότυπη ελατή διατομή IPE 180.

Θέση ουδέτερου άξονα: $z_o = (A_a \cdot f_{yd}) / (b_{eff} \cdot 0,85 \cdot f_{cd}) = 2.83 \text{ cm} < 7.7 \text{ cm}$, άρα βρίσκεται εντός της πλάκας σκυροδέματος. Όλη η διατομή της σιδηροδοκού βρίσκεται σε εφελκυσμό και είναι αυτόματα κατηγορίας 1.

Πλαστική ροπή αντοχής: $M_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} \cdot (Z_a - Z_o/2) = 126,85 \text{ kN} \cdot \text{m}$.

➔ Έλεγχος επάρκειας:

$M_{pl,Rd} = 126,85 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{Ed,max} = 114,33 \text{ kN} \cdot \text{m}$, άρα επαρκεί.

3.2.2 Έλεγχος έναντι διάτμησης (φάση λειτουργίας) - ΟΚΑ

Οι δρώσες τέμνουσες δυνάμεις παραλαμβάνονται αποκλειστικά από τον κορμό της σιδηροδοκού. Η αναπτυσσόμενη οριακή τάση κατά von Mises είναι ίση με:

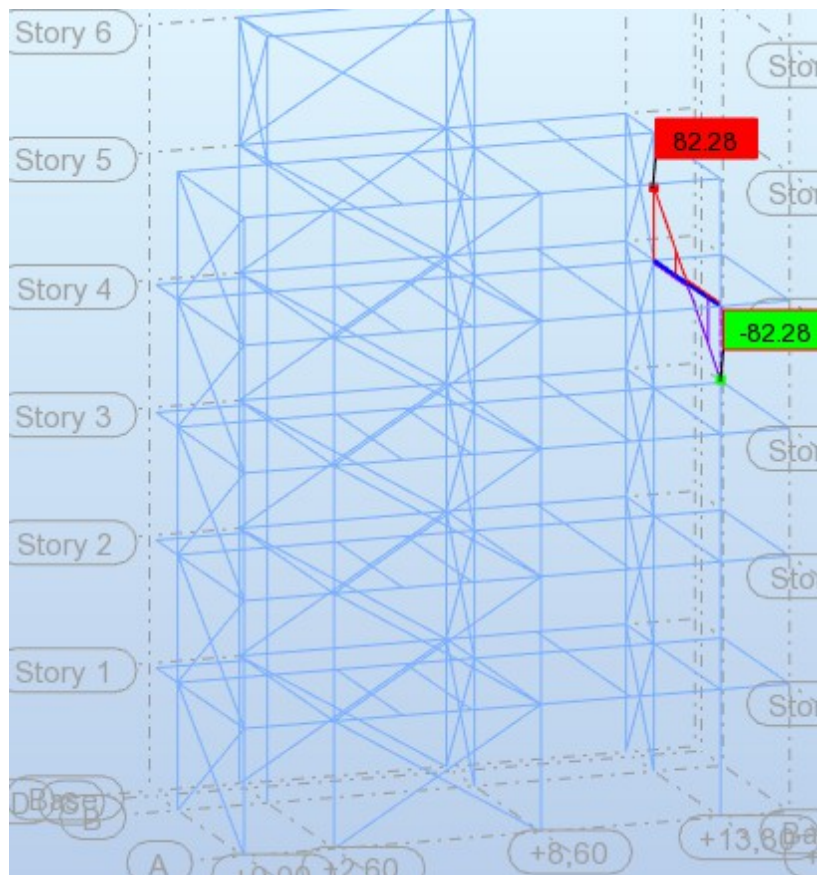
$$f_{yk}/\sqrt{3}$$

➔ Έλεγχος λεπτόκορμης δοκού:

$h_w/t_w = 146/5.3 = 27.55 < 72 \cdot \epsilon/\eta = 72$, άρα η διατομή μου δεν είναι λεπτόκορμη και έτσι δεν κινδυνεύει σε τοπικό λυγισμό (κύρτωση). Κορμός κατηγορίας 1.

➔ Μέγιστες δρώσες τέμνουσες:

$\max V_{z,ed} = 82.28 \text{ kN}$



Σχήμα 3.9: Μέγιστη τέμνουσα δύναμη (από Robot)

- ➔ Τέμνουσα αντοχής διατομής IPE 180:
 Η διατομή μου είναι κατηγορίας 1, άρα θα ελέγξω πλαστικά.
 $V_{z,pl,Rd}=126 \text{ kN}$
- ➔ Έλεγχος επάρκειας:
 $V_{z,pl,Rd}=126 \text{ kN} > \max V_{z,ed}=82.28 \text{ kN}$, άρα επαρκεί.

Σημείωση: Η κατηγοριοποίηση των διατομών γίνεται με βάση τον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 3.2: Κατηγοριοποίηση κορμών.

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα						
						Άξονας κάμψης
						Άξονας Κάμψης
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	όταν $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ όταν $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Πίνακας 3.3: Κατηγοριοποίηση πελμάτων.

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

3.2.3 Έλεγχος βελών – ΟΚΑ

Για να υπολογίσουμε το βέλος της σύμμικτης δοκού πρέπει να υπολογίζουμε τα αδρανειακά χαρακτηριστικά της σύμμικτης δοκού. Για να το πετύχουμε αυτό θα χρειαστεί να τα υπολογίσουμε μέσω της μεθόδου της ισοδύναμης διατομής.

Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος C25/30 είναι $E_c=30.5$ MPa

Πίνακας 3.4: Μέτρα ελαστικότητας ανάλογα με την κατηγορία σκυροδέματος.

f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
E_{cm}	26	27.5	29	30.5	32	33.5	35	36	37

Για να λάβουμε υπόψη φαινόμενα όπως ο ερπυσμός και η συστολή ξήρανσης στο σκυρόδεμα θεωρούμε $E'_{cm}=E_{cm}/2=30.5/2=15.25$ GPa.

- Ροπή αδράνειας σύμμικτης δοκού:
 $n = E_a/E_c = 210\text{GPa}/15.25\text{GPa} = 13.77$
 $A_e = A_a + A_s + A_c/n = 102.19 \text{ cm}^2$
 $Z_e = (A_a \cdot Z_a + A_s \cdot Z_s + A_c \cdot Z_c/n)/A_e = 8.56 \text{ cm}$

$$I_e = I_{y, \text{συμμεκτικής}} = [I_{a,o} + A_a \cdot (Z_a - Z_e)^2] + [I_{c,o/n} + A_c/n \cdot (Z_c - Z_e)^2] + [A_s \cdot (Z_s - Z_e)^2] = 9140.79 \text{ cm}^4$$

- Φορτία στη φάση λειτουργίας (κατακόρυφα) :

πλάτος επιρροής δοκού: $b=2,6\text{m}$

i. $G_{\text{bar}} = 0.184 \text{ kN/m}$

ii. $G_{\text{pc}} = 2.73 \text{ kPa} \cdot 2.6\text{m} = 7.28 \text{ kN/m}$

iii. $G' = 0.7 \text{ kPa} \cdot 2.6\text{m} = 1.82 \text{ kN/m}$

iv. $Q_{\text{tot}} = (2+0.8)\text{kPa} \cdot 2.6\text{m} = 7.54 \text{ kN/m}$

$G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 16.56 \text{ kN/m}$

- Βέλος στο μέσον της δοκού:

$$\delta_m = (5/384) \cdot [(G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}}) \cdot L^4] / [E_a \cdot I_e] = 1.1 \text{ cm}$$

- Μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος:

$$\delta_{\text{max}} = L/250 = 2.24 \text{ cm}$$

- Έλεγχος βελών:

$$\delta_{\text{max}} = 2.24 \text{ cm} > \delta_m = 1.1 \text{ cm} , \text{ άρα είμαι εντός του επιτρεπόμενου ορίου.}$$

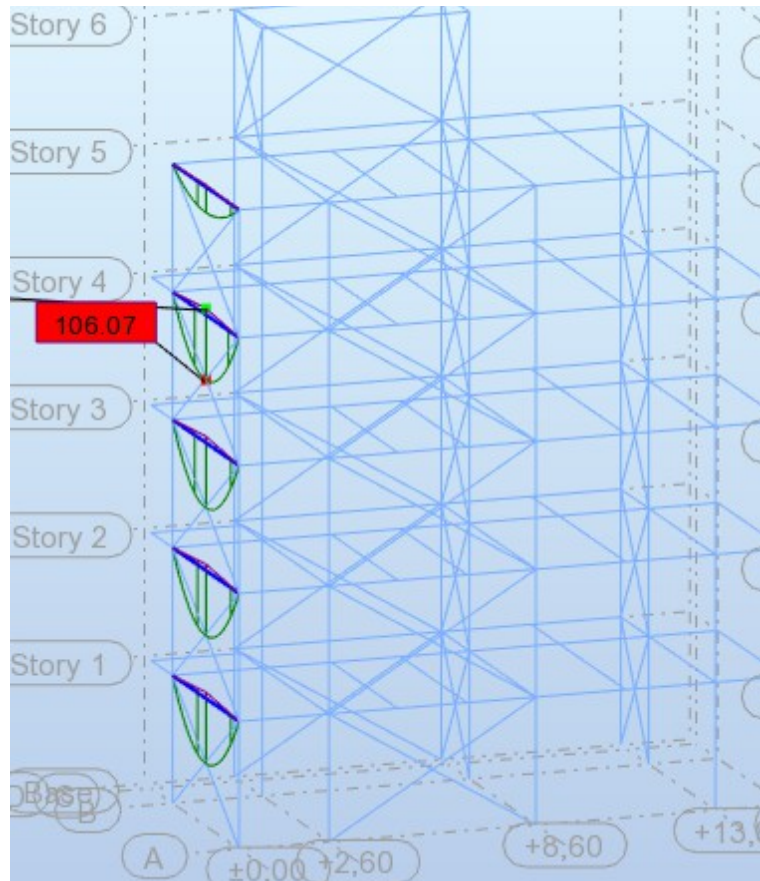
3.2.4 Συμπληρωματικός έλεγχος ακραίας διαδοκίδας (φάση λειτουργίας) - ΟΚΑ

Στην αντοχή της σύμμικτης δοκού συμβάλλει σε μεγάλο ποσοστό η πλάκα σκυροδέματος. Για το λόγο αυτό είναι σημαντικό να ελέγξουμε και τις δοκούς που βρίσκονται στην παρειά του κτιρίου, στις οποίες το συνεργαζόμενο πλάτος είναι το μισό. Αυτό σημαίνει ότι η αντοχή τους είναι σαφώς μειωμένη και δεν είναι σίγουρο ότι επαρκούν στις καταπονήσεις που μπορεί να είναι εξίσου σημαντικές με αυτές των ενδιάμεσων δοκών.

(Α) Έλεγχος σε κάμψη – ΟΚΑ:

➔ Μέγιστες δρώσες ροπές εξεταζόμενων δοκών:

$$\max M_{ed,y} = 106.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



Σχήμα 3.10: Μέγιστες δρώσες ροπές ακραίων διαδοκίδων (από Robot)

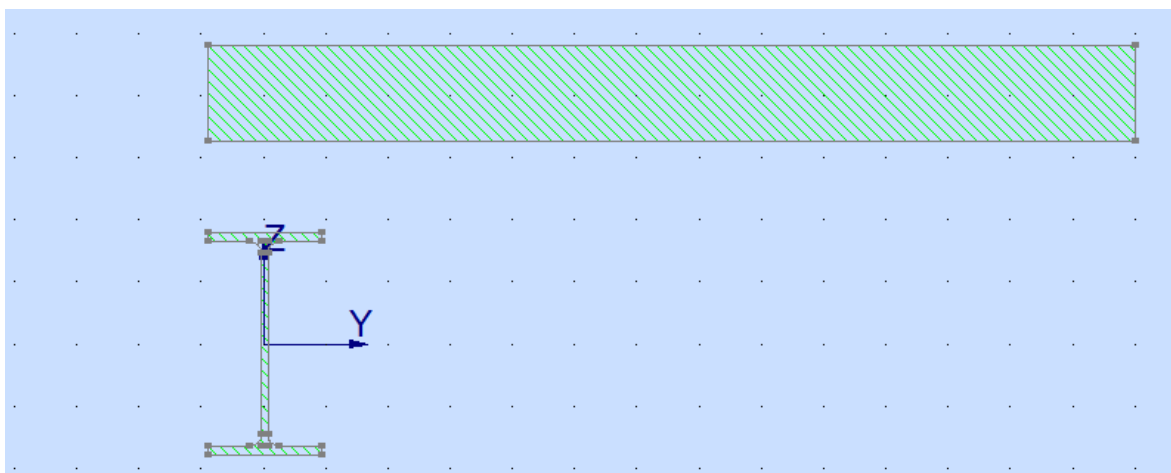
→ Ροπή αντοχής σύμμικτης δοκού:

$$L_e = L_o = 5.6\text{m (αμφιέριστη)}$$

$$b_{eff} = 1 \cdot (L_e/8) = 0.7\text{m}$$

$$Z_o = (A_a \cdot f_{yd}) / (b_{eff} \cdot 0.85 \cdot f_{cd}) = 5.66\text{cm} < h_c = 7.7\text{cm}, \text{ άρα είναι κατηγορίας 1}$$

$$M_{pl,Rd} = (A_a \cdot f_{yd}) \cdot (Z_a - Z_o/2) = 118.89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

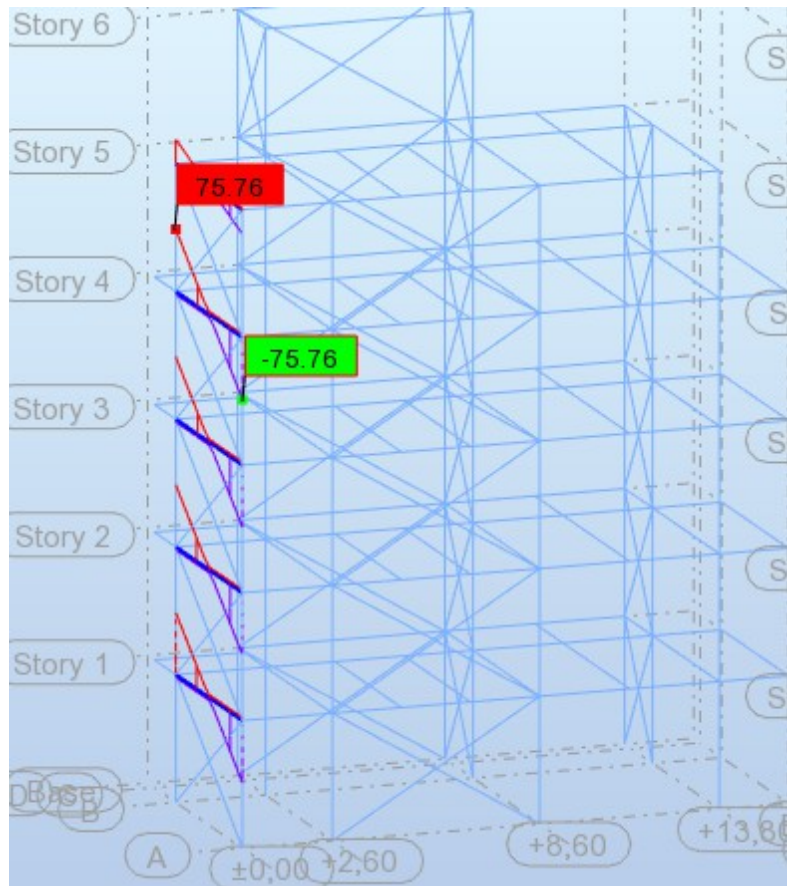


Σχήμα 3.11: Διατομή ακραίας σύμμικτης δοκούς (από Robot)

→ Έλεγχος επάρκειας:

$$M_{pl,Rd} = 118.89 \text{ kN} \cdot \text{m} > \max M_{ed,y} = 106.07 \text{ kN} \cdot \text{m}, \text{ άρα επαρκεί.}$$

(B) Έλεγχος σε διάτμηση – ΟΚΑ:
 $maxV_{z,ed}=75.76$ kN



Σχήμα 3.12: Μέγιστες δρώσες τέμνουσες δυνάμεις στις ακραίες διαδοκίδες (από Robot)

Παρατηρούμε ότι η δρώσες τέμνουσες δυνάμεις που ασκούνται στις συγκεκριμένες δοκούς είναι μικρότερες από αυτές της προηγούμενης ομάδας δοκών, ενώ η αντοχή τους είναι η ίδια αφού έχουμε την ίδια διατομή (η αντοχή εξαρτάται αποκλειστικά από τον κορμό της σιδηροδοκού). Επομένως είμαστε καλυμμένοι από πριν για τον έλεγχο σε τέμνουσα.

(Γ) Έλεγχος βελών – ΟΚΛ :

- Ροπή αδράνειας ακραίας σύμμικτης δοκού:

$$n = E_a/E_c = 210\text{GPa}/15.25\text{GPa} = 13,77$$

$$A_e = A_a + A_s + A_c/n = 63,04 \text{ cm}^2$$

$$Z_e = (A_a \cdot Z_a + A_s \cdot Z_s + A_c \cdot Z_c/n) / A_e = 11,45 \text{ cm}$$

$$I_e = I_{y, \text{συσμικτη}} = [I_{a,o} + A_a \cdot (Z_a - Z_e)^2] + [I_{c,o}/n + A_c/n \cdot (Z_c - Z_e)^2] + [A_s \cdot (Z_s - Z_e)^2] = 7.508,13 \text{ cm}^4$$

- Βέλος στο μέσον της δοκού:

$$\delta_m = (5/384) \cdot [(G_{tot} + Q_{tot}) \cdot L^4] / [E_a \cdot I_e] = 1.33 \text{ cm}$$

- Μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος:

$$\delta_{max} = L/250 = 2.24 \text{ cm}$$

- Έλεγχος βελών:

$\delta_{max} = 2.24 \text{ cm} > \delta_m = 1.33 \text{ cm}$, άρα είμαι εντός του επιτρεπόμενου ορίου.

3.2.5 Έλεγχος διαδοκίδας στη φάση κατασκευής

Όπως έχει προαναφερθεί στη φάση σκυροδέτησης το σκυρόδεμα είναι ακόμα νωπό, δεν έχει ανακτήσει την αντοχή του, και επομένως η παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων γίνεται αποκλειστικά από τη σιδηροδοκό.

Κατά τη σκυροδέτηση τα φορτία που δρουν είναι τα μόνιμα (ι.β. του φέρωντος οργανισμού) και κάποια επιπλέον κατασκευαστικά φορτία, τα οποία λαμβάνονται υπόψη με βάση τον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 3.5: Κατασκευαστικά φορτία κατά τη σκυροδέτηση

Δράση	Φορτιζόμενη επιφάνεια	Φορτίο σε kN/m ²
(α)	Μέσα στην επιφάνεια εργασίας 3 m x 3 m (ή το μήκος του ανοίγματος, αν είναι μικρότερο)	10 % του ίδιου βάρους του σκυροδέματος, αλλά όχι μικρότερο από 0,75 και όχι μεγαλύτερο από 1,5 Συμπεριλαμβάνει τα Q_{ca} και Q_{cf}
(β)	Εξω από την επιφάνεια εργασίας	0,75 με κάλυψη του Q_{ca}
(γ)	Πραγματική επιφάνεια	Το ίδιο βάρος των ξυλοτύπων και φερόντων στοιχείων (Q_{cc}) και το βάρος του νωπού σκυροδέματος για το πάχος σχεδιασμού (Q_{cf})

Με βάση τον πίνακα αυτόν, τα κατασκευαστικά φορτία σκυροδέτησης είναι :

- 0,75 σε όλη την επιφάνεια
- 0,75 στην επιφάνεια εργασίας (3m x 3m)

Για απλούστευση και υπέρ της ασφαλείας θα θεωρήσουμε προσεγγιστικά εννιαίο φορτίο σε όλη την επιφάνεια $0,75 + 0,75 = 1,5 \text{ KPa}$.

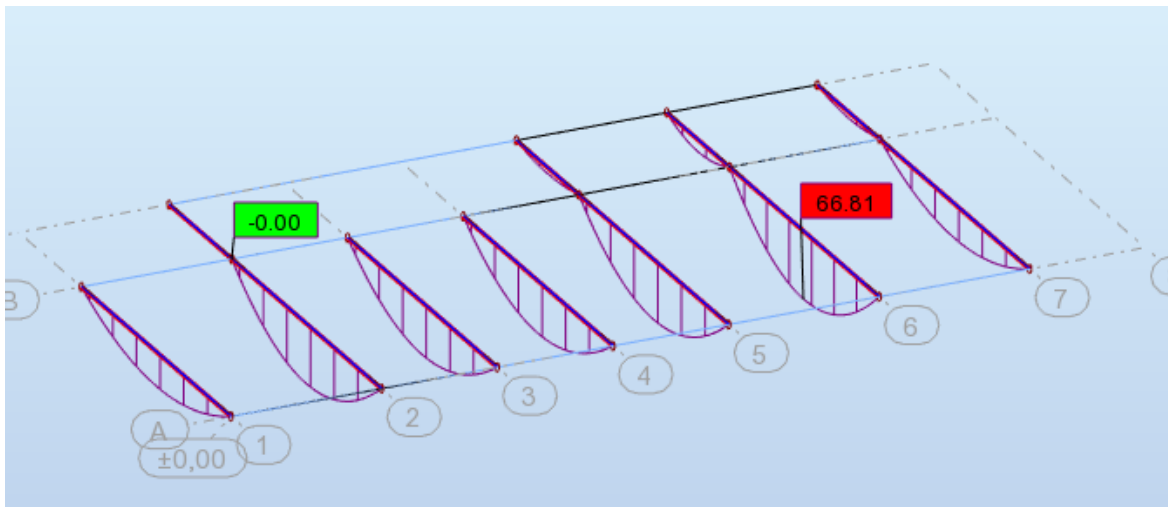
Συγκεντρωτικά, τα φορτία που δρουν στην επιφάνειά μας κατά τη φάση σκυροδέτησης είναι τα εξής:

- G_a : ι.β. μεταλλικών δοκών (υπολογίζεται αυτόματα από το Robot)

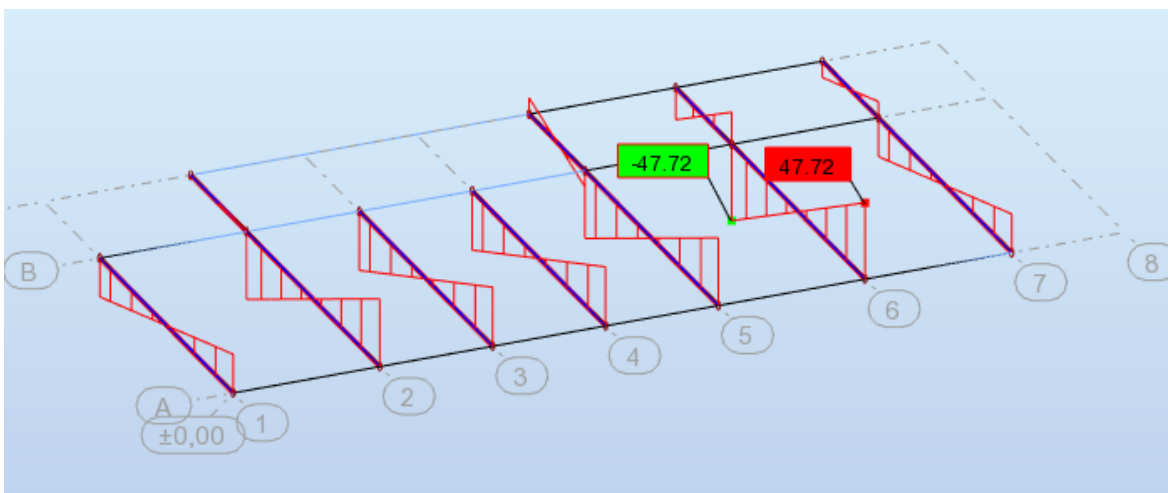
- G_p : ι.β. χαλυβδόφυλλου = 0,128 kPa , (σύμφωνα με τα χαρακτηριστικά που παρουσιάζει η έλαστρον Symdeck 73)
- G_c : ι.β. νωπού σκυροδέματος = $0,26 \text{ KN/m}^3 \cdot 0,115\text{m} = 2,99 \text{ kPa}$, όπου $\gamma'_c=0,26 \text{ KN/m}^3$ για το νωπό σκυρόδεμα και $h'_c=0,115\text{m}$ το ισοδύναμο πάχος σκυροδέματος εντός της σύμμικτης πλάκας
- $Q_c=1,5 \text{ kPa}$, τα πρόσθετα κατασκευαστικά φορτία σκυροδέτησης.

Σύμφωνα με τα φορτία αυτά, σε συνδυασμό φόρτισης σε ΟΚΑ [$1,35 \cdot (G_a + G_p + G_c) + 1,5 \cdot Q_c$] στη δυσμενέστερη διαδοκίδα παρατηρούνται τα εξής εντατικά μεγέθη:

- $\max M_{ed,y} = 66,81 \text{ KN} \cdot \text{m}$
- $\max V_{ed,z} = 47,72 \text{ kN}$



Σχήμα 3.13: Μέγιστες δρώσες ροπές διαδοκίδων (από Robot)



Σχήμα 3.14: Μέγιστες τέμνουσες δυνάμεις διαδοκίδων (από Robot)

Οι διαδοκίδες στη φάση αυτή καταπονούνται σε :

- στρεπτοκαμπτικό λυγισμό (το δυσμενέστερο)
- κάμψη
- διάτμηση

Για τη διατομή IPE 180 ισχύει $M_{pl,Rd,a} = 39,9 \text{ kN}\cdot\text{m} < M_{ed,y} = 66,81 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Η διαδοκίδα χωρίς υποστύλωση στη φάση κατασκευής δεν επαρκεί έναντι κάμψης, οπότε θα χρειαστεί υποστύλωση για τη φάση αυτή.

Από τη στιγμή που επιλέχθηκε η υποστύλωση στη φάση κατασκευής δεν ελέγχεται η σιδηροδοκός στη φάση αυτή σε ΟΚΛ. Το ολικό βέλος θα προκύψει στη φάση λειτουργίας για τη σύμμικτη δοκό και για τα συνολικά φορτία $g_{ol} + q_{ol}$ (έχει ήδη ελεγχθεί).

Ωστόσο χρήσιμος είναι ο ελαστικός έλεγχος για τη σύμμικτη δοκό υπό τα συνολικά κατακόρυφα φορτία με τα οποία αναμένεται να φορτίζεται συχνά. Έτσι, πρέπει:

$$M_{el,Rd,c} > M_{ed,y} (g_{ol} + q_{ol}) = [(g_{ol} + q_{ol}) \cdot L^2] / 8 = [16,56 \text{ kN/m} \cdot (5,6)^2 \text{ m}^2] / 8 = 64,69 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- Ελαστική ροπή αντοχής σύμμικτης δοκού:

$$I_e = 9.140,79 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

1. Σιδηροδοκός κάτω πέλμα:
 $h_u = (h_{pc} + h_a) - Z_e = 24,44 \text{ cm}$
 $W_{au} = I_e / h_u = 374 \text{ cm}^3$
 $M_{el,au,Rd} = f_{yd} \cdot W_{au} = 87,89 \text{ kN}\cdot\text{m}$

2. Σιδηροδοκός άνω πέλμα:
 $Z_e - h_c = 0,86 \text{ cm}$
 $W_{ao} = I_e / (Z_e - h_c) = 10.628,83 \text{ cm}^3$
 $M_{el,ao,Rd} = f_{yd} \cdot W_{ao} = 2.498 \text{ kN}\cdot\text{m}$

3. Σκυρόδεμα κάτω πέλμα:
 $Z_e - h_c = 0,86 \text{ cm}$
 $W_{cu} = - I_e / (Z_e - h_c) \cdot \eta = - 146.359 \text{ cm}^3$
 $M_{el,cu,Rd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot W_{cu} = -2.074 \text{ kN}\cdot\text{m}$

4. Σκυρόδεμα άνω πέλμα:
 $Z_e = 8,56 \text{ cm}$
 $W_{co} = - (I_e / Z_e) \cdot \eta = - 14.704 \text{ cm}^3$
 $M_{el,co,Rd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot W_{co} = -208,35 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Η ελαστική ροπή αντοχής της διατομής σύμμικτης δοκού είναι η ελάχιστη ροπή από όλες τις προηγούμενες (ίνες).

$$M_{el,c,Rd} = \min\{ M_{el,au,Rd} ; M_{el,ao,Rd} ; M_{el,cu,Rd} ; M_{el,co,Rd} \} = 87,89 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- Έλεγχος επάρκειας :

$$M_{el,c,Rd} = 87,89 \text{ kN}\cdot\text{m} > \max M_{ed,y} = 64,69 \text{ kN}\cdot\text{m} , \text{ άρα επαρκεί.}$$

3.3 Διατμητική σύνδεση

Η διατμητική σύνδεση μεταξύ σιδηροδοκού και πέλματος σκυροδέματος εξασφαλίζεται μέσω διάταξης διατμητικών συνδέσμων, ο οποίοι μεταφέρουν τη διάτμηση

που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια των δυο υλικών. Ως διατμητικούς συνδέσμους θα χρησιμοποιήσουμε ήλους κεφαλής. Επιλέγονται διατμητικοί ήλοι κεφαλής S235 οι οποίοι αποτελούν το συνηθέστερο τύπο διατμητικών συνδέσμων. Οι σύνδεσμοι αυτοί προτιμώνται λόγω του εύκολου τρόπου κατασκευής τους και του πλεονεκτικού ρόλου της κεφαλής τους η οποία εμποδίζει την ανύψωση της πλάκας σκυροδέματος και την αποκόλλησή της από τη δοκό. Οι διαστάσεις και οι αποστάσεις των ήλων επιλέγονται ώστε να ικανοποιούν ορισμένες απαιτήσεις.

Στην περίπτωση μας επιλέχθηκε πλήρης διατμητική σύνδεση, ώστε οι ήλοι να παραλαμβάνουν όλη τη διαμήκη διάτμηση και έτσι να εμποδίζεται πλήρως η ολίσθηση μεταξύ σιδηροδοκού και πλάκας σκυροδέματος.

3.3.1 Δρώσα διαμήκης διάτμηση

Κάνω πλαστική ανάλυση, καθώς και η αντοχή των διατομών καθορίστηκε με πλαστική ανάλυση. Επίσης είναι οικοδομικό έργο (κτιριακό) και οι διατομές μου είναι κατηγορίας 1 ή 2.

Βρισκόμαστε σε όλο το τμήμα των σύμμικτων δοκών μεταξύ θετικών και μηδενικών ροπών (αμφιέριστες δοκοί), οπότε ισχύει για το σύνολο της διαμήκους διάτμησης η σχέση:

$$V_l = \Sigma T_l = D+ = Z+ = A_a \cdot f_{yd} = 561,65 \text{ kN}$$

3.3.2 Διαστάσεις ήλων:

Επιλέγω ήλου τέτοιο ώστε να ισχύει χωρίς ακρίβεια η σχέση $h = h_{cp} - C_{nom}$. Επομένως επιλέχθηκαν ήλοι ύψους $h = 125 \text{ mm}$.

Επίσης επιλέγω διάμετρο κορμού ήλου, τέτοιο ώστε $d < 2,5t_f$, όπου για IPE180 $t_f = 8 \text{ mm}$. Άρα επιλέγω $d = 19 \text{ mm} < 2,5t_f = 2,5 \cdot 8 = 20 \text{ mm}$, $d_2 = 32 \text{ mm}$.

3.3.3 Αντοχή ήλου:

Η αντοχή του ήλου για συμπαγή πλάκα σκυροδέματος προσδιορίζεται ως η ελάχιστη τιμή από τις σχέσεις:

$$P_{Rd} = 0,8 \cdot f_u \cdot (\pi d^2 / 4) / \gamma_{nv} \quad (3.2)$$

$$P_{Rd} = 0,29 \cdot a \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_{nv} \quad (3.3)$$

όπου:

d = διάμετρος κορμού του ήλου,

f_u = ονομαστική τιμή εφελκυστικής αντοχής του ήλου $< 500 \text{ MPa}$,

f_{ck} = θλιπτική αντοχή σκυροδέματος,

E_{cm} = μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος,

h = ύψος ήλου,

$\gamma_{nv} = 1,25$ επιμέρους συντελεστής ασφαλείας.

$$P_{Rd} = \min \{ 65,29 \text{ kN} ; 73,13 \text{ kN} \} = 65,29 \text{ kN} .$$

Οι υπολογισμοί ισχύουν για συμπαγή πλάκα σκυροδέματος. Στην περίπτωση μας (σύμμικτη πλάκα με χαλυβδόφυλλο) η αντοχή του ήλου μειώνεται με έναν μειωτικό συντελεστή k_l . Αυτό ισχύει επειδή η παρουσία του μεταλλικού φύλλου μειώνει την "ψύχα" του σκυροδέματος πίσω από τον ήλο και συνεπώς την αντοχή του. Ο μειωτικός αυτός συντελεστής δίνεται από τη σχέση :

$$k_l = \min \{ 0,6 \cdot (b_o / h_p) \cdot (h / h_p - 1) ; 1 \} \quad (3.4)$$

όπου:

b_o =μέσο πλάτος αυλακώσεων >50mm,

h_p =ύψος μεταλλικού φύλλου,

h =ύψος διατμητικού ήλου <($h_p+0,75$) (mm).

Στην περίπτωση μας ισχύει $k_l = 0,633$.

Άρα $P'_{Rd} = k_l \cdot P_{Rd} = 41,33$ KN.

Σημείωση: Για ακραίους ήλους συγκολλημένους διαμέσω χαλυβδόφυλλων πρέπει η αντοχή τους να μην ξεπερνά την αντοχή των φύλλων σε σύνθλιψη.

Αντοχή φύλλων (χαλυβδόφυλλου) σε σύνθλιψη:

$$P_{pb,Rd} = k_{\phi} \cdot d \cdot t \cdot f_{yp,d} \quad (3.5)$$

όπου:

$$k_{\phi} = 1 + a/d_{do} (<6),$$

d_{do} = διάμετρος ραφής στη βάση του ήλου $\{=1,1 \cdot (\text{διάμετρο ήλου})\}$,

a =απόσταση του τελευταίου ήλου από την άκρη του φύλλου,

t =πάχος φύλλου.

$$P_{pb,Rd} = 13,31 \text{ kN} < P_{Rd} = 41,33 \text{ kN} .$$

3.3.4 Κατανομή διατμητικών συνδέσμων κατά μήκος του φορέα

Για να ακολουθήσω πλαστική κατανομή συνδέσμων κατά μήκος της δοκού χρειάζεται να πληρούνται οι εξής προϋποθέσεις:

- Όλκιμοι ήλοι κεφαλής ($16\text{mm} < d < 22\text{mm}$) & ($h > 4d = 76\text{mm}$) O.K.
- Διατομές κατηγορίας 1 ή 2 O.K.
- $M_{pl,c,Rd} = 126,85 \text{ kN} \cdot \text{m} < 2,5 \cdot M_{pl,a,Rd} = 2,5 \cdot 39,9 \text{ kN} \cdot \text{m} = 99,75 \text{ kN} \cdot \text{m}$, που δεν ισχύει. Άρα δεν μπορώ να ακολουθήσω πλαστική κατανομή.

Θα ακολουθήσω τη συνήθη για κτιριακά έργα ελαστοπλαστική κατανομή. Στην περίπτωση αυτή τοποθετούνται στα ακραία τμήματα μήκους 1/3 διπλάσιοι διατμητικοί σύνδεσμοι σε σχέση με το μεσσαίο τμήμα μήκους 1/3. Αυτό θα το πετύχω απλά τοποθετώντας τους ήλους στα ακραία 1/3 σε 2 σειρές, ενώ στο ενδιάμεσο 1/3 σε μία σειρά ήλων.

➔ Υπολογισμός απαιτούμενου αριθμού διατμητικών συνδέσμων για πλήρη διατμητική σύνδεση:

$n_f = V_{l,tot}/P_{Rd} = 561,65 \text{ kN} / 41,33 \text{ kN} = 13,6$. Άρα θα τοποθετήσω 14 ήλους στη μισή δοκό (28 ήλους σε όλη τη δοκό).

$$L/3 = 5,6\text{m}/3 = 1,867\text{m}.$$

Τοποθετώ 6 στήλες 2 σειρών στα ακραία 1/3 (σύνολο 12 & 12 ήλοι) και 6 ήλους στο ενδιάμεσο 1/3.

Με αυτόν τον τρόπο η διαμήκης απόσταση των ήλων είναι $1,867/6 = 311\text{mm}$.

3.3.5 Έλεγχος αποστάσεων

Πίνακας 3.6: Περιορισμοί αποστάσεων ήλων

	min_{eL}	max_{eL}	min_{eT}	min_c	$min(h_{sc}-h_p)$	min_{b0}	min_{h_t}
Ολόσωμες πλάκες		$\leq 6 h_c$ $\leq 800mm$	$2,5d$	20mm ότι ισχύει για οπλισμό μείον 5mm	-	-	30mm
Σύμμικτες πλάκες (χαλυβδόφυλλο κάθετο στη σιδηροδοκό)	5d	$\leq 6(h_c+h_p)$ $\leq 800mm$	4d		2d	50mm	

Διαμήκεις αποστάσεις:

$$min_{eL} = 5d = 9,5 \text{ cm}$$

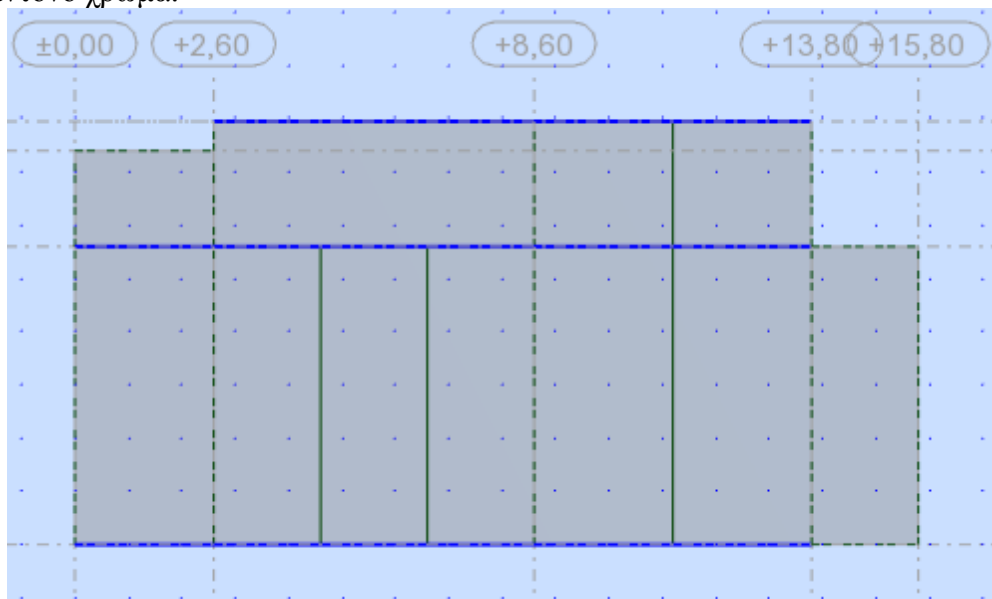
$$max_{eL} = \min\{6 \cdot h_c ; 80cm\} = 80 \text{ cm}$$

Αρα δεν περιορίζεται ο υπολογισμός μου για $eL = 31,1 \text{ cm}$.

3.4 Διαστασιολόγηση κύριων δοκών

Οι διαδοκίδες εδράζονται στις κύριες δοκούς (αμφιαρθρωτά) και με τον τρόπο αυτό τις μεταφέρουν συγκεντρωμένα τα κατακόρυφα φορτία των πλακών. Επίσης επί των περιμετρικών κύριων δοκών εδράζονται και οι επιμέρους τοιχοποιίες.

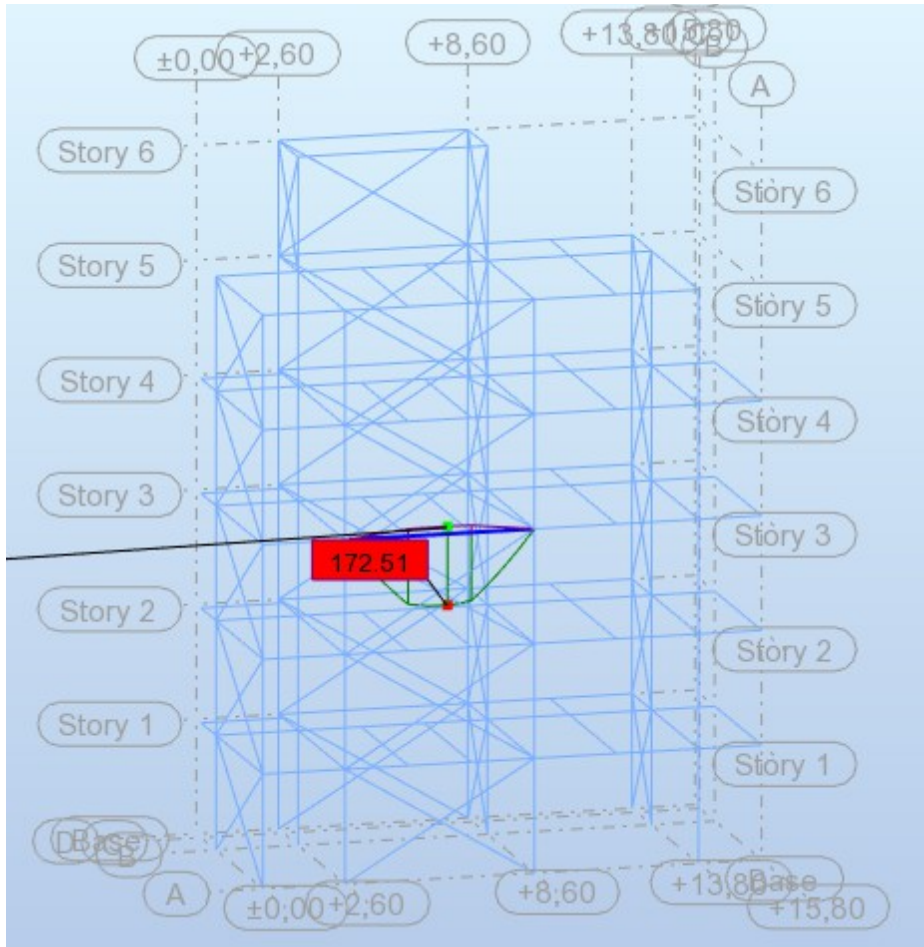
Η ομάδα των κύριων δοκών έτσι όπως έχουμε επιλέξει αναπαρίσταται παρακάτω με μπλε έντονο χρώμα:



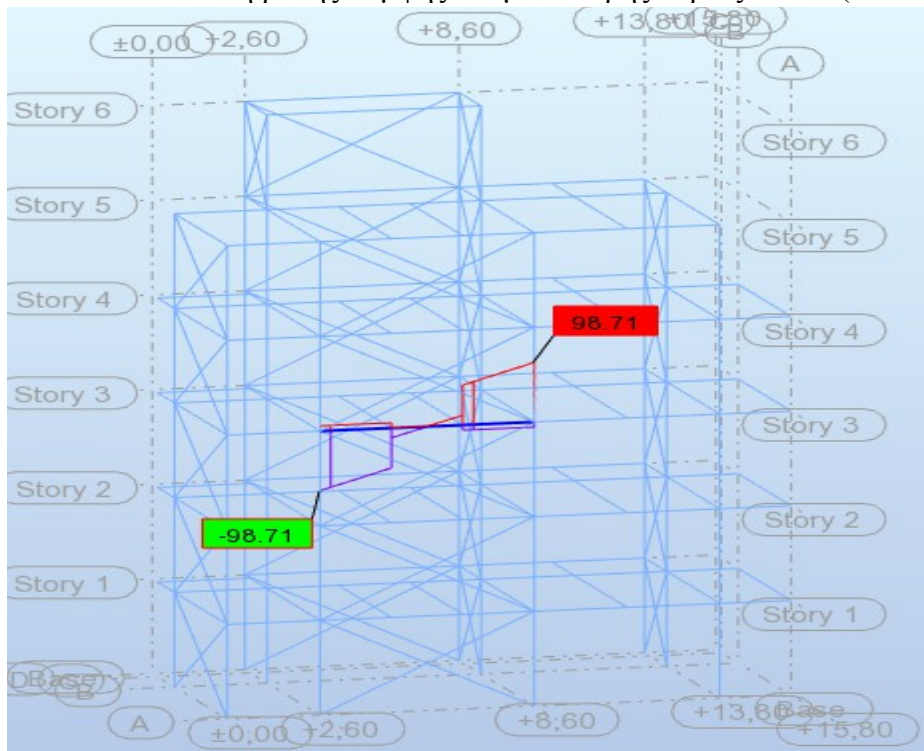
Σχήμα 3.15: Απεικόνιση κύριων δοκών σε κάτοψη (από Robot)

Οι κύριες δοκοί επιλέχθηκαν να μην είναι διατμητικά συνδεδεμένες με τη σύμμικτη πλάκα και επομένως όχι σύμμικτες στη φάση λειτουργίας. Επομένως οι κύριες δοκοί δεν είναι πλευρικά εξασφαλισμένες λόγω της πλάκας σκυροδέματος και υπόκεινται σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Ωστόσο ανά μικρά διαστήματα (2~2,6 m) συνδέονται με τις διαδοκίδες οι οποίες τις εξασφαλίζουν πλευρικά στα σημεία αυτά, οπότε η επίδραση του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δεν είναι ιδιαίτερα σημαντική (XLT ---> 1).

Η δυσμενέστερη κύρια δοκός αναπαρίσταται στο ακόλουθο σχήμα και στηρίζει 2 διαδοκίδες.



Σχήμα 3.16: Απεικόνιση ροπής κάμψης δυσμενέστερης κύριας δοκού (από Robot)



Σχήμα 3.17: Απεικόνιση τέμνουσας δύναμης δυσμενέστερης κύριας δοκού (από Robot)

Τα δρώντα εντατικά μεγέθη από τα οποία καταπονείται η δυσμενέστερη κύρια δοκός είναι τα εξής:

i. Ροπή κάμψης : $M_{y,ed}=172,51 \text{ kN}\cdot\text{m}$

ii. Τέμνουσα δύναμη : $V_{z,ed}=98,71 \text{ kN}$

Η κύρια δοκός δε δέχεται αξονική δύναμη ($N_{ed}=0$), παρά το γεγονός ότι στην κατασκευή μου δρουν και οριζόντια φορτία, επειδή λόγω της σύμμικτης πλάκας έχω διαφραγματική λειτουργία στο επίπεδο του κάθε ορόφου.

Επίσης τα υπόλοιπα δρώντα μεγέθη ($M_{z,ed}$, $V_{y,ed}$) είναι αμελητέα σχετικά με τα αντίστοιχα παραπάνω, οπότε μπορούμε ουσιαστικά να τα αμελήσουμε.

Οι έλεγχοι που πρέπει να κάνουμε είναι οι εξής:

- σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό
- σε κάμψη
- σε διάτμηση

Επιλέγεται από τις πρότυπες διατομές διπλού-T, ως η οικονομικότερη και επαρκής, η διατομή HEA260 σύμφωνα με τους ακόλουθους ελέγχους:

3.4.1 Έλεγχος σε ΟΚΑ

Δυσενέστερη φόρτιση: $1,35\cdot G + 1,5\cdot Q + 1,5\cdot 0,5\cdot S + 1,5\cdot 0,6\cdot Wx(-) + 1,5\cdot 0,6\cdot T(-)$
Κατηγορία διατομής 1. Επομένως ακολουθώ πλαστική ανάλυση.

1. Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό:

$$M_{pl,Rd}=221 \text{ kN}\cdot\text{m} , \chi_{LT}=0,96 , M_{b,Rd}=212,2 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_{y,ed}=172,51 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

2. Έλεγχος σε κάμψη:

Καλύπτεται από τον έλεγχο του στρεπτοκαμπτικού (ευμενέστερος ο έλεγχος σε κάμψη)

3. Έλεγχος σε διάτμηση:

$$V_{pl,Rd}=247 \text{ kN} > V_{ed}=98,71 \text{ kN}$$

$V_{ed}/V_{pl,Rd} < 0,5$, άρα δε χρειάζεται απομείωση ροπής λόγω τέμνουσας.

Παρακάτω παρατίθενται οι έλεγχοι σε ΟΚΑ με τη βοήθεια του Robot.

CODE GROUP: 3 *kyries dokoi*

MEMBER: 145

POINT: 3

COORDINATE: $x = 0.46L = 2.75$ m

LOADS:

Governing Load Case: 63 ULS_Q(22) $9 \cdot 1.35 + 10 \cdot 1.50 + (32+8) \cdot 0.90 + 5 \cdot 0.75$

MATERIAL:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: HEA 260

$h = 25.0$ cm	$gM0 = 1.00$	$gM1 = 1.00$	
$b = 26.0$ cm	$A_y = 73.54$ cm ²	$A_z = 28.76$ cm ²	$A_x = 86.82$ cm ²
$tw = 0.8$ cm	$I_y = 10455.00$ cm ⁴	$I_z = 3667.56$ cm ⁴	$I_x = 46.30$ cm ⁴
$tf = 1.3$ cm	$W_{ply} = 919.86$ cm ³	$W_{plz} = 430.18$ cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

$N_{y,Ed} = 0.00$ kN	$M_{y,Ed} = 171.62$ kN*m	$M_{z,Ed} = -0.17$ kN*m	$V_{y,Ed} = 0.80$ kN
$N_{c,Rd} = 2040.26$ kN	$M_{y,Ed,max} = 172.12$ kN*m	$M_{z,Ed,max} = 1.60$ kN*m	$V_{y,c,Rd} = 997.83$ kN
$N_{b,Rd} = 1907.61$ kN	$M_{y,c,Rd} = 216.17$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 101.09$ kN*m	$V_{z,Ed} = 4.02$ kN
	$MN_{y,Rd} = 216.17$ kN*m	$MN_{z,Rd} = 101.09$ kN*m	$V_{z,c,Rd} = 390.17$ kN
	$Mb,Rd = 208.18$ kN*m		

Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 1668.54$ kN*m	Curve,LT - a	$XLT = 0.96$
$L_{cr,upp} = 2.00$ m	$Lam_{LT} = 0.36$	$fi_{LT} = 0.58$	

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

$L_y = 6.00$ m	$Lam_y = 0.19$
$L_{cr,y} = 2.00$ m	$X_y = 1.00$
$Lam_y = 18.23$	$k_{yy} = 1.00$



About z axis:

$L_z = 6.00$ m	$Lam_z = 0.33$
$L_{cr,z} = 2.00$ m	$X_z = 0.93$
$Lam_z = 30.77$	$k_{yz} = 0.76$

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$$N_{y,Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/MN_{y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{z,Rd})^{1.00} = 0.63 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Global stability check of member:

$$Lam_{\lambda,y} = 18.23 < Lam_{\lambda,max} = 210.00 \quad Lam_{\lambda,z} = 30.77 < Lam_{\lambda,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.83 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{y,Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.84 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{y,Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.44 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Section OK !!!

Σχήμα 3.17: Αποτελέσματα σε OKA (Robot)

3.4.2 Έλεγχος σε OKA

Δυσμενέστερη φόρτιση: $1 \cdot G + 1 \cdot Q + 0,5 \cdot S + 0,6 \cdot W_{Y(+)} + 0,6 \cdot T(+)$

1. Μέγιστη παραμόρφωση:

$$\delta_z = 2,1 \text{ cm} < \delta_{max} = L/250 = 2,4 \text{ cm}$$

2. Παραμόρφωση λόγω μεταβλητών δράσεων:

$$\delta_z = 0,5 \text{ cm} < \delta_2 = L/300 = 2 \text{ cm}$$

Παρακάτω παρατίθενται οι έλεγχοι σε ΟΚΑ με τη βοήθεια του Robot.

CODE GROUP: 3 *kynies dokoi*

MEMBER: 145

POINT:

COORDINATE:



SECTION PARAMETERS: HEA 260

ht=25.0 cm

bf=26.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.3 cm

Ay=65.00 cm²

Iy=10455.00 cm⁴

Wely=836.40 cm³

Az=18.75 cm²

Iz=3667.56 cm⁴

Welz=282.12 cm³

Ax=86.82 cm²

Ix=46.30 cm⁴

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

uz = 2.1 cm < uz max = L/250.00 = 2.4 cm Verified

Governing Load Case: 112 SLS:CHR/21=9*1.00 + 10*1.00 + 33*0.60 + 5*0.50 + 6*0.60 (9+10)*1.00+(33+6)*0.60+5*0.50

u inst,z = 0.5 cm < u inst,max,z = L/300.00 = 2.0 cm Verified

Governing Load Case: 1*4 + 0.5*5 + 0.6*6 + 1*7 + 0.6*12 + 0.6*29



Displacements (GLOBAL SYSTEM): Not analyzed

Section OK !!!

Σχήμα 3.17: Αποτελέσματα σε ΟΚΑ (Robot)

3.5 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων

Οι κύριες δοκοί, αλλά και ορισμένες δευτερεύουσες δοκοί, στηρίζονται αρθρωτά στα υποστυλώματα, στα οποία μεταβιβάζουν τα γραμμικά τους φορτία ως συγκεντρωμένα. Με τον τρόπο αυτό τα υποστυλώματα δέχονται από τις κατακόρυφες φορτίσεις σημαντικές θλιπτικές δυνάμεις.

Τα υποστυλώματα επίσης αποτελούν μέρος των φατνωμάτων, μαζί με τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας, τα οποία είναι σχεδιασμένα να παραλαμβάνουν τις οριζόντιες φορτίσεις.

Ωστόσο εξαιτίας του γεγονότος ότι είναι αρθρωμένα στη βάση τους (στο έδαφος), υπάρχει λειτουργία δικτύωματος για τα συγκεκριμένα φατνώματα και τις οριζόντιες φορτίσεις καλούνται να παραλάβουν ουσιαστικά μόνοι τους οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Επομένως, οι δράσεις ροπές στα υποστυλώματα είναι πολύ μικρές (ουσιαστικά αμελητέες) και μπορούμε απλουστευτικά να θεωρήσουμε ότι τα υποστυλώματα καταπονούνται μόνο σε λυγισμό.

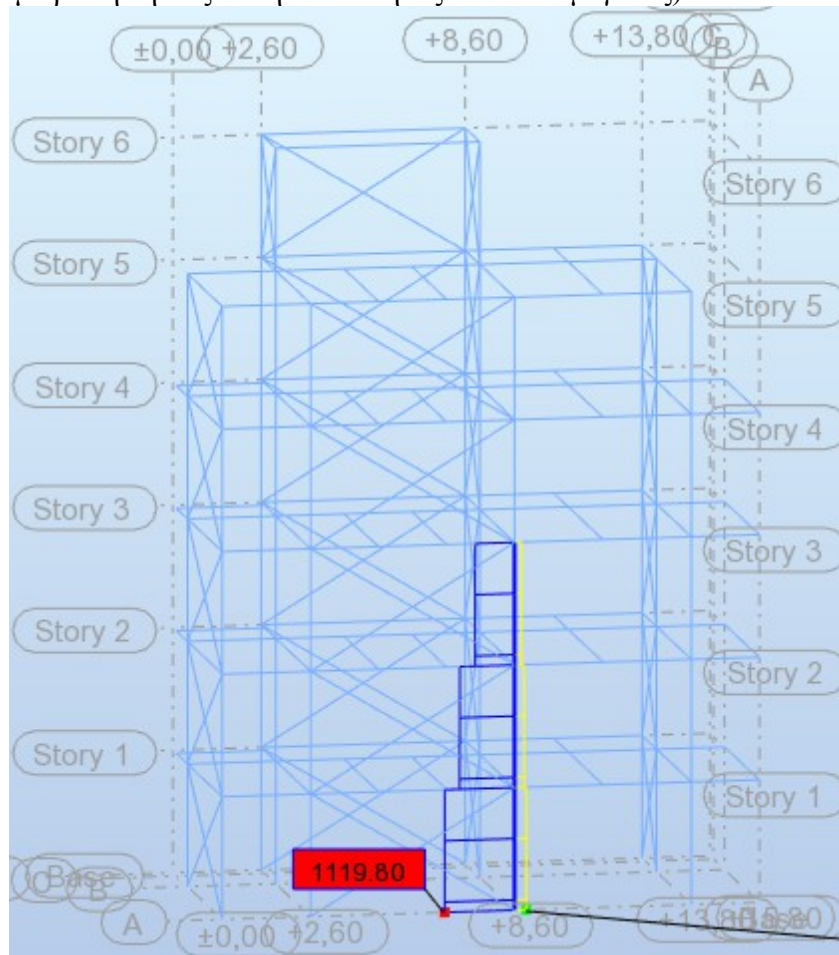
Υπάρχουν συνολικά 11 υποστυλώματα που στηρίζουν την κατασκευή. Σχεδιαστικά αξίζει να αναφερθεί ότι το συνολικό ύψος του κτιρίου είναι 18m (αμελώντας τη συνέχεια του κλιμακοστάσιου επί της στέγης). Λόγω εργοστασιακών προδιαγραφών και για να είμαι οικονομικός, θα έχω μεταβλητό διατομή υποστυλωμάτων καθ' ύψος. Για τα πρώτα 12m από τη βάση θα επιλεγεί μια διατομή και για τα υπόλοιπα 6m μια μικρότερη-οικονομικότερη. Για το πρόγραμμα (Robot) επειδή το συγκεκριμένο ύψος είναι στο 1/3 του ύψους του τετάρτου ορόφου, απλουστευτικά θέτω αλλαγή διατομής στην οροφή του 3ου ορόφου (10,8m ύψος).

1. Υποστυλώματα βάσης ($0m < H < 10,8m$):
3.5.1 Έλεγχος σε ΟΚΑ – υποστυλώματα βάσης

Επιλέγεται διατομή HEA 240. Διατομή κατηγορίας 1.

Δυσμενέστερη φόρτιση: $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,6 \cdot WY(+)$ + $1,5 \cdot 0,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,6 \cdot T(-)$

Δυσμενέστερο υποστυλώμα σε συνδυασμούς φορτίσεων σε ΟΚΑ, είναι το ακόλουθο:
(κρίνεται με βάση την αξονική θλιπτική ως εντατικό μέγεθος)



Σχήμα 3.17: Αξονικές θλιπτικές δυνάμεις δυσμενέστερου υποστυλώματος (Robot)

Το υποστυλώμα καταπονείται σε :

- λυγισμό (το δυσμενέστερο)
- κάμψη (αμελητέα)
- διάτμηση (αμελητέα)

Τα εντατικά μεγέθη του υποστυλώματος σε κάμψη και διάτμηση είναι :

- $\max M_{y,ed} = 2,32 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- $\max V_{z,ed} = 0,57 \text{ kN}$ (στον τοπικό άξονα Z)
- $\max V_{y,ed} = 0,38 \text{ kN}$ (στον τοπικό άξονα Y)

Έλεγχος σε λυγισμό:

$$N_{pl,Rd} = 1.805 \text{ kN}$$

1. Λυγισμός περί τον τοπικό άξονα Y:

$$L_y = 3,6 \text{ m}, \quad L_{cr,y} = 3,6 \text{ m}$$

$$X_y=0,93$$

$$N_{b,Rd}=1.678,65 \text{ kN}$$

2. Λυγισμός περί τον τοπικό άξονα Z:

$$L_z=3,6\text{m} , L_{cr,z}=3,6\text{m}$$

$$X_z=0,76$$

$$N_{b,Rd}=1.376,42 \text{ kN}$$

Κρίσιμος ο λυγισμός κατά Z.

$$N_{ed}/N_{b,Rd(z)}=1.119,8/1.376,42=0,81 < 1 , \text{ άρα επαρκεί σε λυγισμό.}$$

Αναλυτικά αποτελέσματα ελέγχων με τη βοήθεια του Robot για τον έλεγχο υποστυλώματων.

CODE GROUP: 1 ypostylwmata bashs

MEMBER: 70

POINT: 2

COORDINATE: x = 0.50 L

LOADS:

Governing Load Case: 65 ULS_Q(32) 9*1.35+10*1.50+(33+8)*0.90+5*0.75

MATERIAL:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: HEA 240

h=23.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=24.0 cm	Ay=64.54 cm ²	Az=25.18 cm ²	Ax=76.84 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=7763.18 cm ⁴	Iz=2768.81 cm ⁴	Ix=38.20 cm ⁴
tf=1.2 cm	Wply=744.68 cm ³	Wplz=351.70 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 1118.36 kN	My _{Ed} = -0.55 kN*m	Mz _{Ed} = -0.23 kN*m	Vy _{Ed} = 0.13 kN
N _{c,Rd} = 1805.64 kN	My _{Ed,max} = -1.11 kN*m	Mz _{Ed,max} = -0.46 kN*m	Vy _{c,Rd} = 875.60 kN
N _{b,Rd} = 1376.42 kN	My _{c,Rd} = 175.00 kN*m	Mz _{c,Rd} = 82.65 kN*m	Vz _{Ed} = -0.31 kN
	MN _{y,Rd} = 76.14 kN*m	MN _{z,Rd} = 62.62 kN*m	Vz _{c,Rd} = 341.58 kN
	Mb _{Rd} = 167.14 kN*m		

Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 0.00	Mcr = 1142.90 kN*m	Curve,LT - a	XLT = 0.96
Lcr,low=3.60 m	Lam_LT = 0.39	fi,LT = 0.60	

BUCKLING PARAMETERS:

About y axis:		About z axis:	
L _y = 3.60 m	Lam _y = 0.38	L _z = 3.60 m	Lam _z = 0.64
Lcr,y = 3.60 m	X _y = 0.93	Lcr,z = 3.60 m	X _z = 0.76
Lam _y = 35.81	k _{zy} = 0.43	Lam _z = 59.97	k _{zz} = 0.67

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.62 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$
$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{3.10} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$
$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$
$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.62 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$
$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{3.10} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$
$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$
$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Global stability check of member:

$$\Lambda_{b,y} = 35.81 < \Lambda_{b,max} = 210.00 \quad \Lambda_{b,z} = 59.97 < \Lambda_{b,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$
$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$
$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.67 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$
$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.82 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Section OK !!!

Σχήμα 3.18: Αναλυτικοί έλεγχοι υποστυλωμάτων σε OKA (Robot)

3.5.2 Έλεγχος σε ΟΚΛ – υποστυλώματα βάσης

- Μετατοπίσεις κόμβων κατά X:
Δυσμενέστερη φόρτιση: $1 \cdot G + 1 \cdot Q + 0,5 \cdot S + 0,6 \cdot W_{\gamma}(+) + 0,6 \cdot T(-)$
- Μετατοπίσεις κόμβων κατά Y:
Δυσμενέστερη φόρτιση: $1 \cdot G + 0,7 \cdot Q + 0,5 \cdot S + 1 \cdot W_{\gamma}(-) + 0,6 \cdot T(+)$

CODE GROUP: 1 ypostylwmata bashs

MEMBER: 96

POINT:

COORDINATE:



SECTION PARAMETERS: HEA 240

ht=23.0 cm

bf=24.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.2 cm

Ay=57.60 cm²

Iy=7763.18 cm⁴

Wely=675.06 cm³

Az=17.25 cm²

Iz=2768.81 cm⁴

Welz=230.73 cm³

Ax=76.84 cm²

Ix=38.20 cm⁴

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM): Not analyzed



Displacements (GLOBAL SYSTEM):

$v_x = 0.1 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 2.4 \text{ cm}$ Verified

Governing Load Case: 113 SLS:CHR/22=9*1.00 + 10*1.00 + 33*0.60 + 5*0.50 + 8*0.60 (9+10)*1.00+(33+8)*0.60+5*0.50

$v_y = 0.4 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 2.4 \text{ cm}$

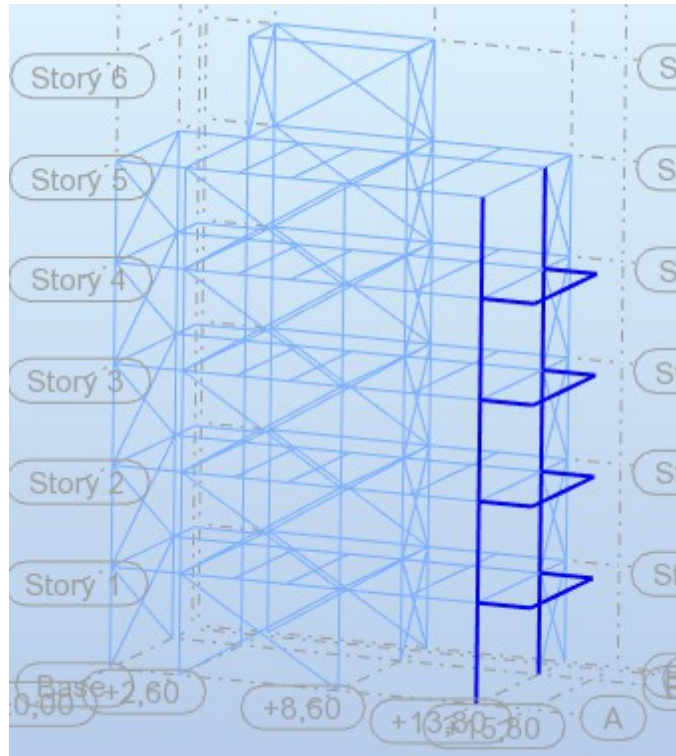
Verified

Governing Load Case: 122 SLS:CHR/51=9*1.00 + 10*0.70 + 34*1.00 + 5*0.50 + 6*0.60 (9+34)*1.00+10*0.70+5*0.50+6*0.60

Section OK !!!

Σχήμα 3.19: Μετατοπίσεις κόμβων ΟΚΛ (Robot)

Επίσης υπάρχουν και υποστυλώματα στα οποία στηρίζονται τα μπαλκόνια. Οι δοκοί στήριξης των μπαλκονιών (σχήματος Π) είναι συγκολλημένοι στα υποστυλώματα και μεταβιβάζουν σε αυτά κατακόρυφες δυνάμεις και ροπές. Έτσι, υπάρχουν μη αμελητέες ροπές $M_{y,ed}$ οι οποίες πρέπει να ληφθούν υπόψη ως εντατικά μεγέθη. Τα κατακόρυφα μέλη του κριτίου μας στα οποία αναφερόμαστε είναι τα εξής:



Σχήμα 3.20: Υποστυλώματα που στηρίζουν μπαλκόνια (Robot)

- έλεγχος σε ΟΚΑ:
 δυσμενέστερο μέλος για τον έλεγχο σε θλίψη και μονοαξονική κάμψη: το 2ο από το έδαφος υποστόλωμα.
 Δυσμενέστερη φόρτιση: $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,6 \cdot Wx(-) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot T(+)$

**SECTION PARAMETERS: HEA 240**

h=23.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=24.0 cm	Ay=64.54 cm ²	Az=25.18 cm ²	Ax=76.84 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=7763.18 cm ⁴	Iz=2768.81 cm ⁴	Ix=38.20 cm ⁴
tf=1.2 cm	Wply=744.68 cm ³	Wplz=351.70 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 643.98 kN	My _{Ed} = 44.05 kN*m	Mz _{Ed} = -0.65 kN*m	Vy _{Ed} = -3.84 kN
N _{c,Rd} = 1805.64 kN	My _{Ed,max} = 44.05 kN*m	Mz _{Ed,max} = -2.96 kN*m	Vy _{T,Rd} = 875.56 kN
N _{b,Rd} = 1376.42 kN	My _{c,Rd} = 175.00 kN*m	Mz _{c,Rd} = 82.65 kN*m	Vz _{Ed} = -22.38 kN
	MN _{y,Rd} = 128.70 kN*m	MN _{z,Rd} = 80.99 kN*m	Vz _{T,Rd} = 341.56 kN
	Mb _{Rd} = 169.96 kN*m		Tt _{Ed} = 0.00 kN*m
			Class of section = 1

**LATERAL BUCKLING PARAMETERS:**

z = 0.00	Mcr = 1641.40 kN*m	Curve _{LT} - a	XLT = 0.97
L _{cr,upp} = 3.60 m	Lam _{LT} = 0.33	fi _{LT} = 0.57	

BUCKLING PARAMETERS:

About y axis:

Ly = 3.60 m	Lam _y = 0.38
L _{cr,y} = 3.60 m	Xy = 0.93
Lamy = 35.81	kyy = 0.79



About z axis:

Lz = 3.60 m	Lam _z = 0.64
L _{cr,z} = 3.60 m	Xz = 0.76
Lamz = 59.97	kyz = 0.58

VERIFICATION FORMULAS:**Section strength check:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.36 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.78} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

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

Global stability check of member:

$$\lambda_{b,y} = 35.81 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \lambda_{b,z} = 59.97 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

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

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.61 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.61 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Section OK !!!

Σχήμα 3.21: Έλεγχος σε OKA

- Έλεγχος σε OKA:



SECTION PARAMETERS: HEA 240

ht=23.0 cm

bf=24.0 cm

tw=0.8 cm

tf=1.2 cm

Ay=57.60 cm²

Iy=7763.18 cm⁴

Wely=675.06 cm³

Az=17.25 cm²

Iz=2768.81 cm⁴

Welz=230.73 cm³

Ax=76.84 cm²

Ix=38.20 cm⁴

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM): Not analyzed



Displacements (GLOBAL SYSTEM):

$v_x = 0.1 \text{ cm} < v_{x \text{ max}} = L/150.00 = 2.4 \text{ cm}$ Verified

Governing Load Case: 116 SLS:CHR/33=9*1.00 + 10*0.70 + 31*1.00 + 5*0.50 + 6*0.60 (9+31)*1.00

$v_y = 0.4 \text{ cm} < v_{y \text{ max}} = L/150.00 = 2.4 \text{ cm}$

Verified

Governing Load Case: 122 SLS:CHR/51=9*1.00 + 10*0.70 + 34*1.00 + 5*0.50 + 6*0.60 (9+34)*1.00

Section OK !!!

Σχήμα 3.22: Έλεγχος σε ΟΚΛ (Robot)

2. Υποστυλώματα άνω (10,8m<H<18m):

3.5.3 Έλεγχος σε ΟΚΑ – υποστυλώματα άνω

Επιλέχθηκαν διατομές HEA 200. (κατηγορία 1)

Για τα υποστυλώματα που βρίσκονται σε αυτό το ύψος, οι αξονικές θλιπτικές δυνάμεις που δέχονται είναι αρκετά πιο μικρές σε σχέση με τα υποστυλώματα στη βάση του κτιρίου. Επίσης τα υποστυλώματα που στηρίζουν μπαλκόνια δέχονται σημαντικές ροπές κάμψης. Οπότε αναμένεται για τα υποστυλώματα αυτά οι δυσμενέστεροι έλεγχοι να είναι σε θλίψη και μονοαξονική κάμψη.

Δυσμενέστερη φόρτιση: $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W_{x(-)} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,6 \cdot T(-)$

**SECTION PARAMETERS: HEA 200**

h=19.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=45.12 cm ²	Az=18.08 cm ²	Ax=53.83 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=3692.15 cm ⁴	Iz=1335.51 cm ⁴	Ix=18.60 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wply=429.52 cm ³	Wplz=203.82 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 254.70 kN	My _{Ed} = -5.70 kN*m	Mz _{Ed} = 1.24 kN*m	Vy _{Ed} = 0.37 kN
Nc,Rd = 1265.03 kN	My _{Ed,max} = -42.92 kN*m	Mz _{Ed,max} = -3.46 kN*m	Vy,T,Rd = 612.13 kN
Nb,Rd = 861.79 kN	My,c,Rd = 100.94 kN*m	Mz,c,Rd = 47.90 kN*m	Vz _{Ed} = -20.68 kN
	MN _{y,Rd} = 92.50 kN*m	MN _{z,Rd} = 47.90 kN*m	Vz,T,Rd = 245.31 kN
	Mb,Rd = 96.77 kN*m		Tt _{Ed} = 0.00 kN*m
			Class of section = 1

**LATERAL BUCKLING PARAMETERS:**

z = 0.00	Mcr = 709.42 kN*m	Curve _{LT} - a	XLT = 0.96
Lcr,low=3.60 m	Lam _{LT} = 0.38	fi _{LT} = 0.59	

BUCKLING PARAMETERS:

About y axis:

Ly = 3.60 m	Lam _y = 0.46
Lcr,y = 3.60 m	Xy = 0.90
Lamy = 43.47	kyy = 0.87



About z axis:

Lz = 3.60 m	Lam _z = 0.77
Lcr,z = 3.60 m	Xz = 0.68
Lamz = 72.28	kyz = 0.80

VERIFICATION FORMULAS:**Section strength check:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.20 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.01} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

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

Global stability check of member:

$$\lambda_{y} = 43.47 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 72.28 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.44 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.67 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.58 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$


Section OK !!!


Σχήμα 3.23: Έλεγχος σε ΟΚΑ-υποστυλώματα άνω

3.5.4 Έλεγχος σε ΟΚΛ- υποστυλώματα άνω

SECTION PARAMETERS: HEA 200			
ht=19.0 cm			
bf=20.0 cm	Ay=40.00 cm ²	Az=12.35 cm ²	Ax=53.83 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=3692.15 cm ⁴	Iz=1335.51 cm ⁴	Ix=18.60 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wely=388.65 cm ³	Welz=133.55 cm ³	

LIMIT DISPLACEMENTS

 **Deflections (LOCAL SYSTEM):** Not analyzed

 **Displacements (GLOBAL SYSTEM):**

$v_x = 0.1 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 2.4 \text{ cm}$ Verified

Governing Load Case: 113 SLS:CHR/22=9*1.00 + 10*1.00 + 33*0.60 + 5*0.50 + 8*0.60 (9+10)*1.00+(33

$v_y = 0.4 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 2.4 \text{ cm}$ Verified

Governing Load Case: 122 SLS:CHR/51=9*1.00 + 10*0.70 + 34*1.00 + 5*0.50 + 6*0.60 (9+34)*1.00+10*

Section OK !!!

Σχήμα 3.24: Έλεγχος σε ΟΚΛ – υποστυλώματα άνω

3.6 Διαστασιολόγηση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

Σε δικτυωτούς συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα η ανάληψη των οριζόντιων δράσεων γίνεται κυρίως από ράβδους επιπονούμενες σε αξονική δύναμη. Πλάστιμα στοιχεία σε τέτοιους συνδέσμους είναι κατά κύριο λόγο οι εφελκόμενες ράβδοι.

Στην κατασκευή μου οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι καλούνται να παραλάβουν τις οριζόντιες δράσεις, από τις οποίες οι δυσμενέστερες είναι οι σεισμικές και με βάση αυτές διαστασιολογούνται. Οι δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα πρέπει να πληρούν τις παρακάτω προϋποθέσεις:

$$1. N_s/N_{pd} < 1 \quad (3.6)$$

όπου:

N_s : μέγιστη εφελκυστική δύναμη από σεισμικούς συνδυασμούς

N_{pd} : υπολογιστική οριακή αντοχή σε εφελκυσμό

$$2. \text{ανηγμ.λυγηρότητα: } \lambda' = \sqrt{A f_y / N_{cr}} < 1,5 \quad (3.7)$$

A : εμβαδόν διατομής

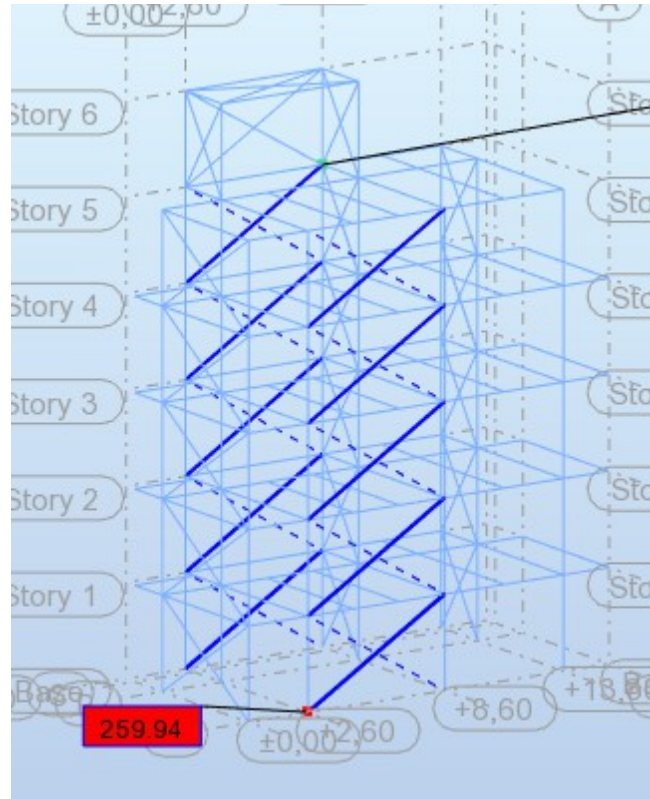
f_y : όριο διαρροής

N_{cr} : ιδεατό κρίσιμο φορτίο Euler διαγωνίου

3.6.1 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι κατά X

Επιλέγεται κοίλη κυκλική διατομή CHS 101,6x4 με $A=12,3 \text{ cm}^2$ και $i=3,42 \text{ cm}$.

Μέγιστη εφελκυστική δύναμη από σεισμικούς συνδυασμούς: $N_s=259,94 \text{ KN}$, για το σεισμικό συνδυασμό : $1 \cdot G + 0,3 \cdot Q + (1 \cdot X + 0,3 \cdot Y + 0,3 \cdot Z)$.



Σχήμα 3.25: Μέγιστη εφελκυστική δύναμη συνδέσμων δυσκαμψίας κατά X.

Ικανοτικοί έλεγχοι ράβδων:

1. έλεγχος λυγηρότητας: $l_{cr}=3,5m$

ανηγμ.λυγηρ. $\lambda' = 1,09 < 1,5$, άρα OK.

2. έλεγχος σε εφελκυσμό:

(κατηγορίας 1) $N_{pd} = N_{pl,Rd} = 289,05 \text{ kN} > N_s = 259,94 \text{ kN}$.

Καθ' υπέρβασην του ΕΑΚ 2000, προσεγγίζοντας τις διατάξεις του ευρωκώδικα υπολογίζουμε ανά όροφο τις υπεραντοχές Ω_i για τους συνδέσμους δυσκαμψίας.

Υπεραντοχή συνδέσμων δυσκαμψίας ανά όροφο, Ω .

Για κάθε όροφο $\Omega = \min \Omega_i$, όπου $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$.

1ος όροφος: $\Omega_i = 289,05 / 258,89 = 1,116$.

2ος όροφος: $\Omega_i = 289,05 / 235,48 = 1,227$.

3ος όροφος: $\Omega_i = 289,05 / 200,93 = 1,439$.

4ος όροφος: $\Omega_i = 289,05 / 148,80 = 1,943$.

5ος όροφος: $\Omega_i = 289,05 / 82,98 = 3,483$.

Στους 2 τελευταίους ορόφους τα εντατικά μεγέθη είναι αρκετά μικρά σε σχέση με τους κατώτερους ορόφους.

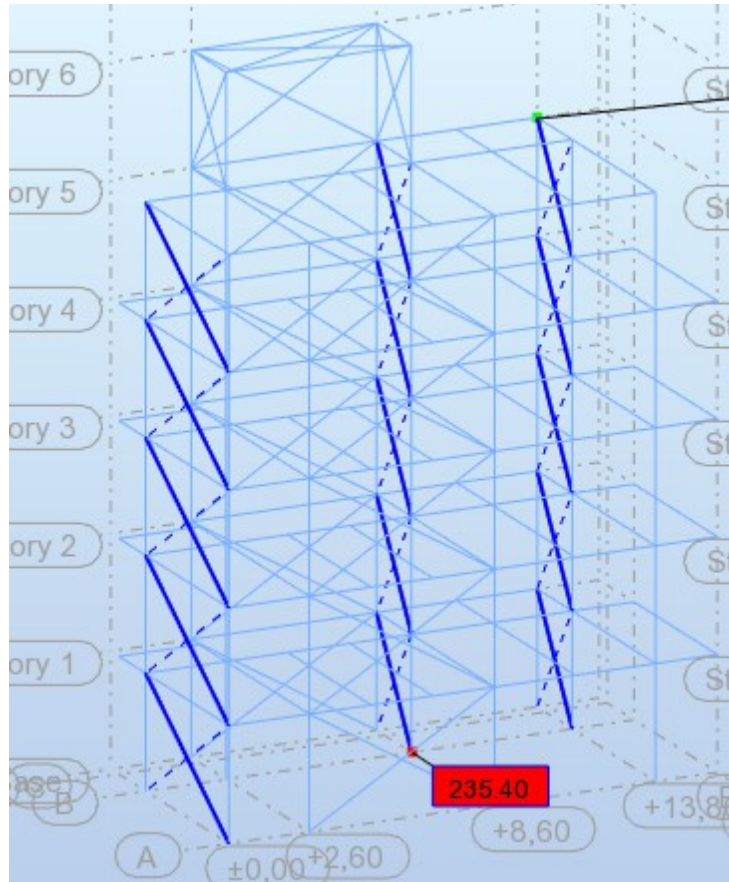
3.6.2 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι κατά Y

Επιλέγεται κοίλη κυκλική διατομή CHS 88,9x4 με $A=10,7 \text{ cm}^2$ και $i=3,00 \text{ cm}$.

Διαχωρίζω σε 2 ομάδες διαγώνιων ράβδων τους συνδέσμου Y:

Ομάδα A: με τη μεγάλη κλίση, Ομάδα B: με τη μικρή κλίση.

Ομάδα A: Μέγιστη εφελκυστική δύναμη από σεισμικούς συνδυασμούς: $N_s = 235,40 \text{ KN}$, για το σεισμικό συνδυασμό: $1 \cdot G + 0,3 \cdot Q + (0,3 \cdot X + 1 \cdot Y + 0,3 \cdot Z)$.



Σχήμα 3.26: Μέγιστη εφελκυστική δύναμη συνδέσμων δυσκαμψίας κατά Y

Ικανοτικοί έλεγχοι ράβδων:

- έλεγχος λυγηρότητας: $l_{cr}=2,15\text{m}$
 ανηγμ. λυγηρ. $\lambda' = 0,763 < 1,5$, άρα OK.
- έλεγχος σε εφελκυσμό:
 (κατηγορίας 1) $N_{pd} = N_{pl,Rd} = 251,45\text{kN} > N_s = 235,40\text{ kN}$.

Ομάδα Β: Μέγιστη εφελκυστική δύναμη από σεισμικούς συνδυασμούς: $N_s = 168,40\text{ KN}$, για το σεισμικό συνδυασμό : $1 \cdot G + 0,3 \cdot Q + (0,3 \cdot X + 1 \cdot Y + 0,3 \cdot Z)$.

Επιλέγεται κοίλη κυκλική διατομή CHS 88,9x3,2 με $A = 8,62\text{ cm}^2$ και $i = 3,03\text{cm}$.

Ικανοτικοί έλεγχοι ράβδων:

- έλεγχος λυγηρότητας: $l_{cr} = 3,33\text{m}$
 ανηγμ. λυγηρ. $\lambda' = 1,17 < 1,5$, άρα OK.
- έλεγχος σε εφελκυσμό:
 (κατηγορίας 1) $N_{pd} = N_{pl,Rd} = 202,57\text{ kN} > N_s = 168,40\text{ kN}$.

Καθ' υπέρβασην του ΕΑΚ 2000, προσεγγίζοντας τις διατάξεις του ευρωκώδικα υπολογίζουμε ανά όροφο τις υπεραντοχές Ω_i για τους συνδέσμους δυσκαμψίας.

Υπεραντοχή συνδέσμων δυσκαμψίας ανά όροφο, Ω .

Για κάθε όροφο $\Omega = \min \Omega_i$, όπου $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$.

1ος όροφος: $\Omega_i = 251,45 / 237,91 = 1,057$.

2ος όροφος: $\Omega_i = 251,45 / 206,37 = 1,171$.

3ος όροφος: $\Omega_i = 251,45 / 194,03 = 1,296$.

4ος όροφος: $\Omega_i = 251,45 / 115,40 = 2,179$.

5ος όροφος: $\Omega_i = 251,45/76,79 = 3,296$.

3.7 Ικανοτικοί έλεγχοι

3.7.1 Υποστυλώματα

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000, τα υποστυλώματα θα ελέγχονται σε λυγισμό υπό τη επίδραση του δυσμενέστερου σεισμικού συνδυασμού, αλλά με τα μεγέθη σεισμικής έντασης πολλαπλασιασμένα επί συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης:

$$\alpha_{cd} = (1,20N_{pdi} - N_{vdi}) / N_{Edi} < q \quad (3.8)$$

όπου:

N_{pdi} : υπολογιστική αντοχή εφελκόμενης διαγωνίου

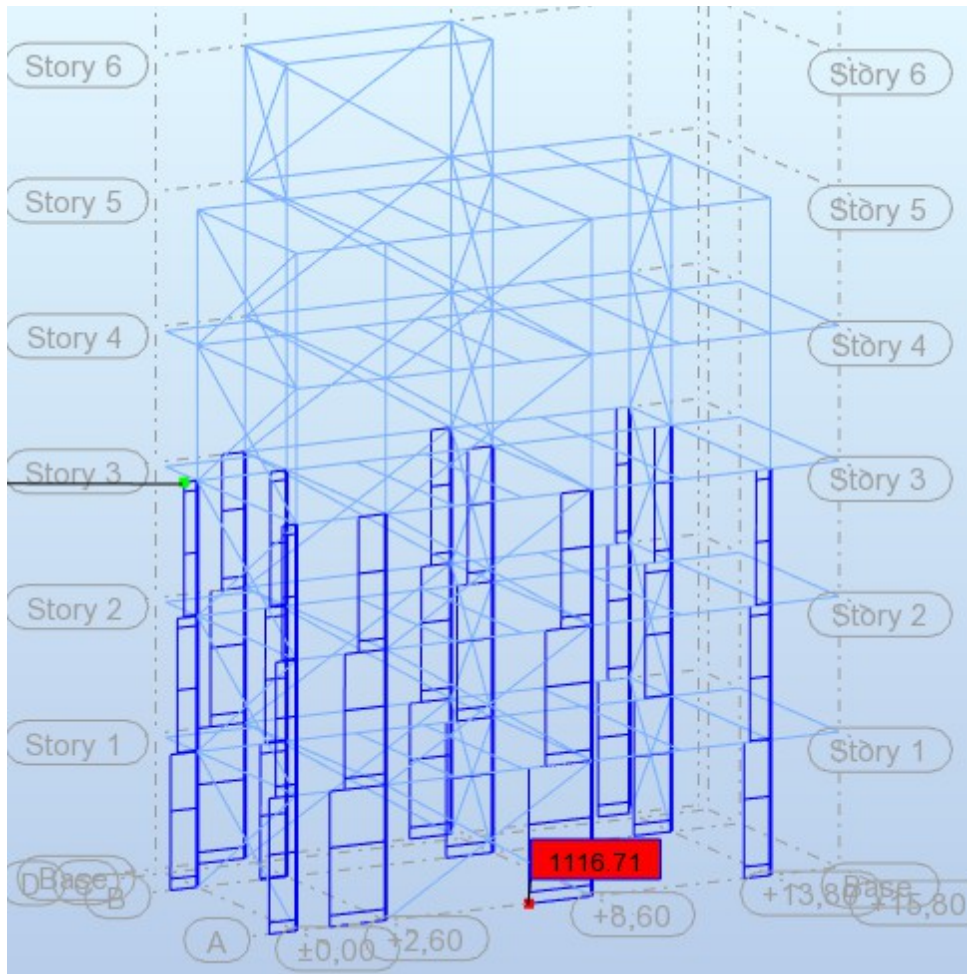
N_{vdi} : εφελκυστική δύναμη της ίδιας διαγωνίου υπό την επίδραση των μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού ($N_{vdi} = 0$)

N_{Edi} : εφελκυστική δύναμη της διαγωνίου μόνον υπό τη σεισμική δράση του συνδυασμού

Το δυσμενέστερο υποστυλώμα με το οποίο διαστασιολογήθηκε όλη η ομάδα των υποστυλωμάτων βρίσκεται στο ίδιο φάτνωμα μαζί με συνδέσμους δυσκαμψίας κατά X. Επίσης οι σύνδεσμοι κατά X έχουν μικρότερες δρώσες εφελκυστικές δυνάμεις από σεισμικούς συνδυασμούς σε σχέση με τους Y, κάτι που σημαίνει ότι το α_{cd} για τους X θα είναι μεγαλύτερο.

$$\alpha_{cd} = (1,2 \cdot 251,45 \text{ kN}) / 238,77 \text{ kN} = 1,26$$

Μέγιστη δρώσα αξονική θλιπτική δύναμη υποστυλώματος υπό την επίδραση σεισμικού συνδυασμού: $1 \cdot G + 0,3 \cdot Q + (1 \cdot X + 0,3 \cdot Y + 0,3 \cdot Z)$.



Σχήμα 3.27: Μέγιστη θλιπτική δύναμη υποστυλωμάτων βάσης υπό σεισμικούς συνδυασμούς

Επομένως, θα γίνει ο έλεγχος λυγισμού του υποστυλώματος για τη θλιπτική δύναμη υπό τη φόρτιση: $(1 \cdot G + 0,3 \cdot Q) + 1,22 \cdot (1 \cdot X + 0,3 \cdot Y + 0,3 \cdot Z)$.

$$N_{ed} = 1.232,8 \text{ kN.}$$

Θέτω HEA 240 .

- λυγισμός περί Y (τοπικό):

$$l_{cr} = 3,6 \text{ m}$$

$$\text{ανηγμ. λυγηρ. } \lambda_y = 0,38 (< 1,5)$$

καμπύλη λυγισμού b

$$X_y = 0,93$$

- λυγισμός περί Z (τοπικό):

$$l_{cr} = 3,6 \text{ m}$$

$$\text{ανηγμ. λυγηρ. } \lambda_z = 0,64 (< 1,5)$$

καμπύλη λυγισμού c

$$X_z = 0,76$$

κρίσιμος ο λυγισμός περί τον z-z:

$$N_{b,Rd} = X_z \cdot N_{pl,Rd} = 1.376,42 \text{ kN} > N_{ed}, \text{ άρα επαρκεί.}$$

Λόγω ομοιομορφίας θέτω τα άνω υποστυλώματα μέχρι 2 διατομές μικρότερες από τα άνω. Επομένως τα υποστυλώματα τα άνω HEA 200.

3.7.2 Διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι συνδέσεις για τη διαγώνια ράβδο διαστασιολογούνται με υπεραντοχή, $1,2 \cdot N_{pl,Rd}$. Αναλύονται στο κεφάλαιο 4.4.

3.7.3 Δοκοί

Κανονικά η προσαύξηση των εντατικών μεγεθών, μέσω του ικανοτικού σχεδιασμού, αφορά και τις δυνάμεις των δοκών, οι οποίες αποτελούν την οριζόντια συνιστώσα της δύναμης των ράβδων δικτύωσης. Η δύναμη όμως αυτή μεταφέρεται και τελικώς παραλαμβάνεται από τη πλάκα-διάφραγμα του ορόφου μέσω της διατμητικής σύνδεσης δοκών-πλάκας. Άρα δεν απαιτείται ικανοτικός σχεδιασμός τους. ($N_{Ed}=0$)

3.8 Διαστασιολόγηση κλιμακοστάσιου επί της στέγης

1. Δοκοί

Δεν υπάρχει πλάκα σκυροδέματος (διαφραγματική λειτουργία), και άρα οι δοκοί δεν είναι πλευρικά εξασφαλισμένοι. Οι καταπονήσεις που δέχονται είναι:

- ροπή κάμψης
- τέμνουσα δύναμη
- αξονική δύναμη

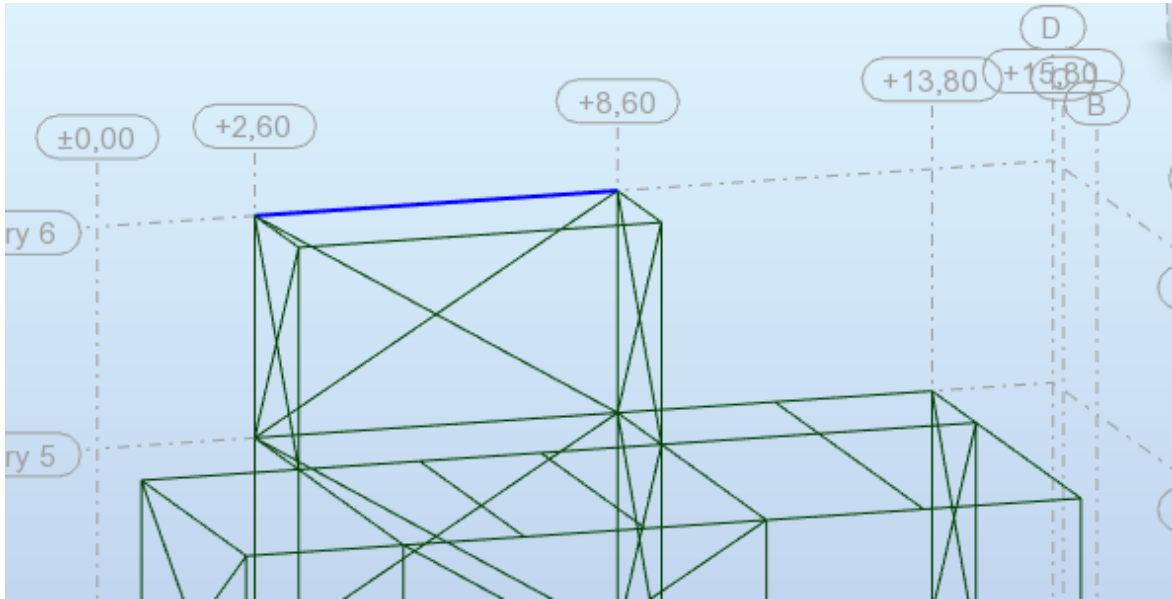
Επιλέχθηκε διατομή HEA 160.

➔ Έλεγχος σε ΟΚΑ

Δυσμενέστερη φόρτιση:

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S + 1,5 \cdot W_X + 1,5 \cdot 0,6 \cdot T$$

Δυσμενέστερη δοκός:



Σχήμα 3.28: Δυσμενέστερη δοκός κλιμακ. Επί στέγης

Κρίσιμος ο έλεγχος σε θλίψη και διαξονική κάμψη, (EN 1993- 6.3.3.(4)), με ποσοστό 0,85.



SECTION PARAMETERS: HEA 160

h=15.2 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=16.0 cm	Ay=32.53 cm ²	Az=13.21 cm ²	Ax=38.77 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=1672.98 cm ⁴	Iz=615.57 cm ⁴	Ix=10.90 cm ⁴
tf=0.9 cm	Wply=245.17 cm ³	Wplz=117.63 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 37.58 kN	My _{Ed} = 11.20 kN*m	Mz _{Ed} = 13.23 kN*m	Vy _{Ed} = -0.01 kN
N _{c,Rd} = 911.13 kN	My _{Ed,max} = 11.29 kN*m	Mz _{Ed,max} = 13.23 kN*m	Vy _{c,Rd} = 441.38 kN
N _{b,Rd} = 258.09 kN	My _{c,Rd} = 57.61 kN*m	Mz _{c,Rd} = 27.64 kN*m	Vz _{Ed} = 0.71 kN
	MN _{y,Rd} = 57.61 kN*m	MN _{z,Rd} = 27.64 kN*m	Vz _{c,Rd} = 179.25 kN
	Mb _{Rd} = 38.07 kN*m		

Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 1.00	Mcr = 56.83 kN*m	Curve,LT - a	XLT = 0.66
L _{cr,upp} = 6.00 m	Lam _{LT} = 1.01	fi _{LT} = 1.09	

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

Ly = 6.00 m	Lam _y = 0.97
L _{cr,y} = 6.00 m	Xy = 0.61
Lamy = 91.34	kyy = 1.12



About z axis:

Lz = 6.00 m	Lam _z = 1.60
L _{cr,z} = 6.00 m	Xz = 0.28
Lamz = 150.58	kyz = 0.93

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.04 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.52 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))
 $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Global stability check of member:

$Lambda_{y} = 91.34 < Lambda_{max} = 210.00$ $Lambda_{z} = 150.58 < Lambda_{max} = 210.00$ STABLE

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.30 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

$N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.85 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.84 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Section OK !!!

Σχήμα 3.29: Έλεγχοι δοκών επί στέγης σε ΟΚΑ (Robot)

➔ Έλεγχος σε ΟΚΑ



SECTION PARAMETERS: HEA 160

ht=15.2 cm	Ay=28.80 cm ²	Az=9.12 cm ²	Ax=38.77 cm ²
bf=16.0 cm	Iy=1672.98 cm ⁴	Iz=615.57 cm ⁴	Ix=10.90 cm ⁴
tw=0.6 cm	Wely=220.13 cm ³	Welz=76.95 cm ³	
tf=0.9 cm			

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

$u_z = 0.9 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/250.00 = 2.4 \text{ cm}$ Verified

Governing Load Case: 127 SLS:CHR/88=9*1.00 + 10*0.70 + 32*0.60 + 5*1.00 + 8*0.60 (9+5)*1.00+10*0.70+(32+8)*0.60

$u_{\text{inst},z} = 0.4 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},z} = L/300.00 = 2.0 \text{ cm}$ Verified

Governing Load Case: 0.7*4 + 1*5 + 0.7*7 + 0.6*8 + 0.6*11 + 0.6*30



Displacements (GLOBAL SYSTEM): Not analyzed

Section OK !!!

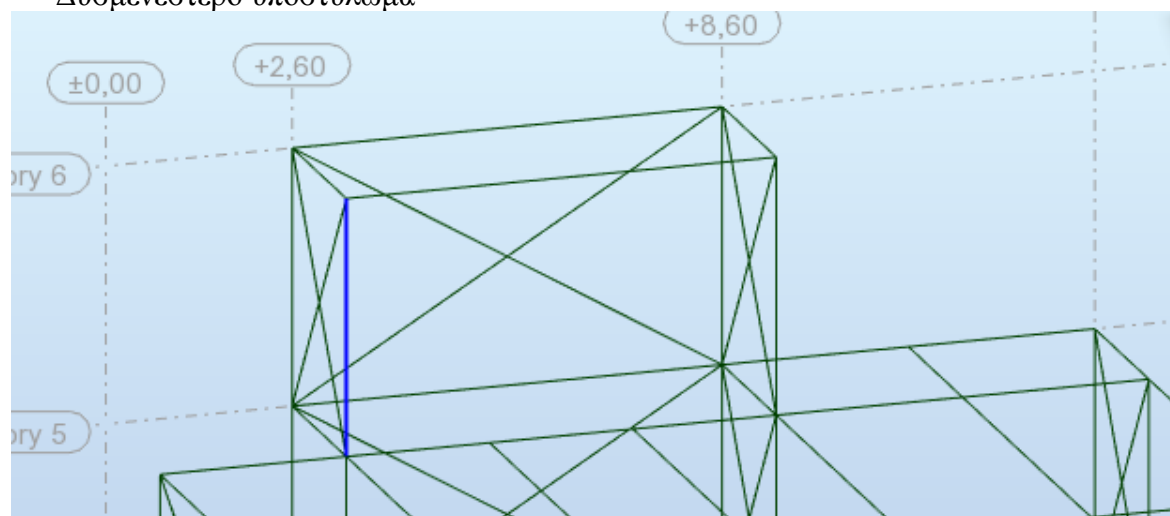
Σχήμα 3.30: Έλεγχος δοκών επί στέγης σε ΟΚΛ

2. Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα του κλιμακοστάσιου επί στέγης αποτελούν συνέχεια των κατώτερων υποστυλωμάτων (HEA 240) και για λόγους ομοιομορφίας δεν μπορούν να έχουν μεγάλη απόκλιση ως διατομές από αυτά.

Θέτω διατομές HEA 200.

- Έλεγχος σε ΟΚΑ
Δυσμενέστερο υποστυλώμα



Σχήμα 3.31: Δυσμενέστερο υποστυλώμα επί στέγης

Δυσμενέστερη φόρτιση:

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W_{x+} + 1,5 \cdot T +$$

**SECTION PARAMETERS: HEA 200**

h=19.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=45.12 cm ²	Az=18.08 cm ²	Ax=53.83 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=3692.15 cm ⁴	Iz=1335.51 cm ⁴	Ix=18.60 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wply=429.52 cm ³	Wplz=203.82 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 7.43 kN	My _{Ed} = -13.35 kN*m	Mz _{Ed} = 2.30 kN*m	Vy _{Ed} = 0.64 kN
N _{c,Rd} = 1265.03 kN	My _{Ed,max} = -13.35 kN*m	Mz _{Ed,max} = 2.30 kN*m	Vy _{c,Rd} = 612.19 kN
N _{b,Rd} = 861.79 kN	My _{c,Rd} = 100.94 kN*m	Mz _{c,Rd} = 47.90 kN*m	Vz _{Ed} = 3.71 kN
	MN _{y,Rd} = 100.94 kN*m	MN _{z,Rd} = 47.90 kN*m	Vz _{c,Rd} = 245.32 kN
	Mb _{Rd} = 94.73 kN*m		

Class of section = 1

**LATERAL BUCKLING PARAMETERS:**

z = 0.00	Mcr = 493.96 kN*m	Curve _{LT} - a	XLT = 0.94
L _{cr,low} = 3.60 m	Lam _{LT} = 0.45	fi _{LT} = 0.63	

BUCKLING PARAMETERS:

 About y axis:		 About z axis:	
L _y = 3.60 m	Lam _y = 0.46	L _z = 3.60 m	Lam _z = 0.77
L _{cr,y} = 3.60 m	X _y = 0.90	L _{cr,z} = 3.60 m	X _z = 0.68
Lam _y = 43.47	k _{yy} = 0.97	Lam _z = 72.28	k _{yz} = 0.58

VERIFICATION FORMULAS:**Section strength check:**

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

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

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Global stability check of member:

$$\Lambda_{b,y} = 43.47 < \Lambda_{b,max} = 210.00 \quad \Lambda_{b,z} = 72.28 < \Lambda_{b,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.14 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$


$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.17 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.12 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Section OK !!!

Σχήμα 3.32: Έλεγχος υποστυλωμάτων επί στέγης σε ΟΚΑ

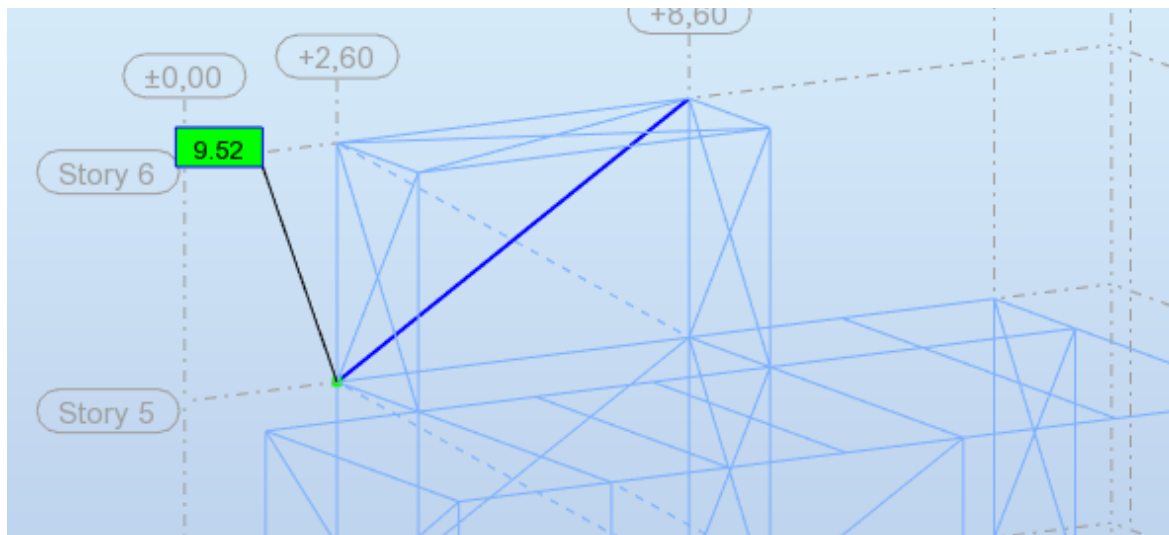
- Έλεγχος σε ΟΚΑ

Member node displacements	
$v_x = 0.4 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 2.4 \text{ cm}$	Verified
Governing load case:	118 SLS:CHR/39=9*1.00 + 10*0.70 + 32*1.00 + 5*0.50 +
	
$v_y = 0.3 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 2.4 \text{ cm}$	Verified
Governing load case:	123 SLS:CHR/52=9*1.00 + 10*0.70 + 34*1.00 + 5*0.50 +

Σχήμα 3.33: Έλεγχος υποστυλωμάτων επί στέγης σε ΟΚΑ

- Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας
Διαστασιολογούνται με βάση τους ικανοτικούς ελέγχους

- Σύνδεσμοι Χ:



Σχήμα 3.33: Αξονική δύναμη κατακόρυφου συνδέσμου X λόγω σεισμικού συνδυασμού

Επιλέγεται διατομή CHS 76,1x3,2 με $A=7,33 \text{ cm}^2$ και $i=2,58 \text{ cm}$.

Ικανοτικοί έλεγχοι ράβδων:

- έλεγχος λυγηρότητας: $l_{cr}=3,5\text{m}$
ανηγμ.λυγηρ. $\lambda'=1,445 < 1,5$, άρα OK.

- έλεγχος σε εφελκυσμό:
(κατηγορίας 1) $N_{pd}=N_{pl,Rd}=172,55 \text{ kN} > N_s=9,52 \text{ kN}$.

- Σύνδεσμοι Y:

Η αξονική δύναμη είναι παλι αμελητέα. Διαστασιολογούνται με βάση το κριτήριο λυγηρότητας.

Επιλέγεται διατομή CHS 48,3x2,6 με $A=3,73 \text{ cm}^2$ και $i=1,62 \text{ cm}$.

Έλεγχος λυγηρότητας: $l_{cr}=2,15\text{m}$
ανηγμ.λυγηρ. $\lambda'=1,413 < 1,5$, άρα OK.

4 Συνδέσεις

4.1 Εισαγωγή

Οι συνδέσεις στην κατασκευή επιλέχθηκαν να είναι κοχλιωτές. Οι συνδέσεις είναι συνδέσεις διάτμησης, κατηγορίας A (άντυγας).

4.2 Σύνδεση διαδοκίδας-κύριας δοκού

Για τις συνδέσεις αυτών των μελών χρησιμοποιήθηκαν κοχλίες M16, 8.8.

$\max V_{z,ed} = 82,28 \text{ kN}$.

- Απαιτούμενος αριθμός κοχλιών:

$F_{v,Rd} = [n \cdot (a_v \cdot A \cdot f_{ub}) / \gamma_{M2}] \cdot m > V_{z,Ed}$, χρειάζονται 2 κοχλίες.

Με 2 κοχλίες η αντοχή των κοχλιών σε διάτμηση είναι $F_{v,Rd} = 76,8 \cdot 2 = 153,6 \text{ kN}$.

- Αποστάσεις:

$\min e_1 = 1,2d_o = 21,6 \text{ mm}$

$\min p_1 = 2,2d_o = 43,2 \text{ mm}$

$\min e_2 = 1,2d_o = 21,6 \text{ mm}$

$\max e_1 = 40 \text{ mm} + 4t = 80 \text{ mm}$

$\max p_1 = \min \{14t; 200 \text{ mm}\} = 140 \text{ mm}$

$\max e_2 = 40 \text{ mm} + 4t = 80 \text{ mm}$

Επιλέχθηκαν : $e_1 = 30 \text{ mm}$, $p_1 = 60 \text{ mm}$, $e_2 = 45 \text{ mm}$. Τελικά χρησιμοποιήθηκαν 4 κοχλίες (2X2).

- Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας:

$F_{b,Rd} = \{ [k_1 \cdot a \cdot f_u \cdot d \cdot t_{\min}] / \gamma_{M2} \} \cdot m = 255,74 \text{ kN}$.

- Έλασμα:

Θέτω ύψος ελάσματος $h_{\text{ελασμ.}} = 120 \text{ mm} < h_w(\text{IPE180}) = 145 \text{ mm}$

$A_{\text{ελασμ.}} > A_w \Rightarrow t_{\text{ελασμ.}} = 10 \text{ cm}$.

$e_2 = 40 \text{ mm}$ ($x_2 = 80 \text{ mm}$)

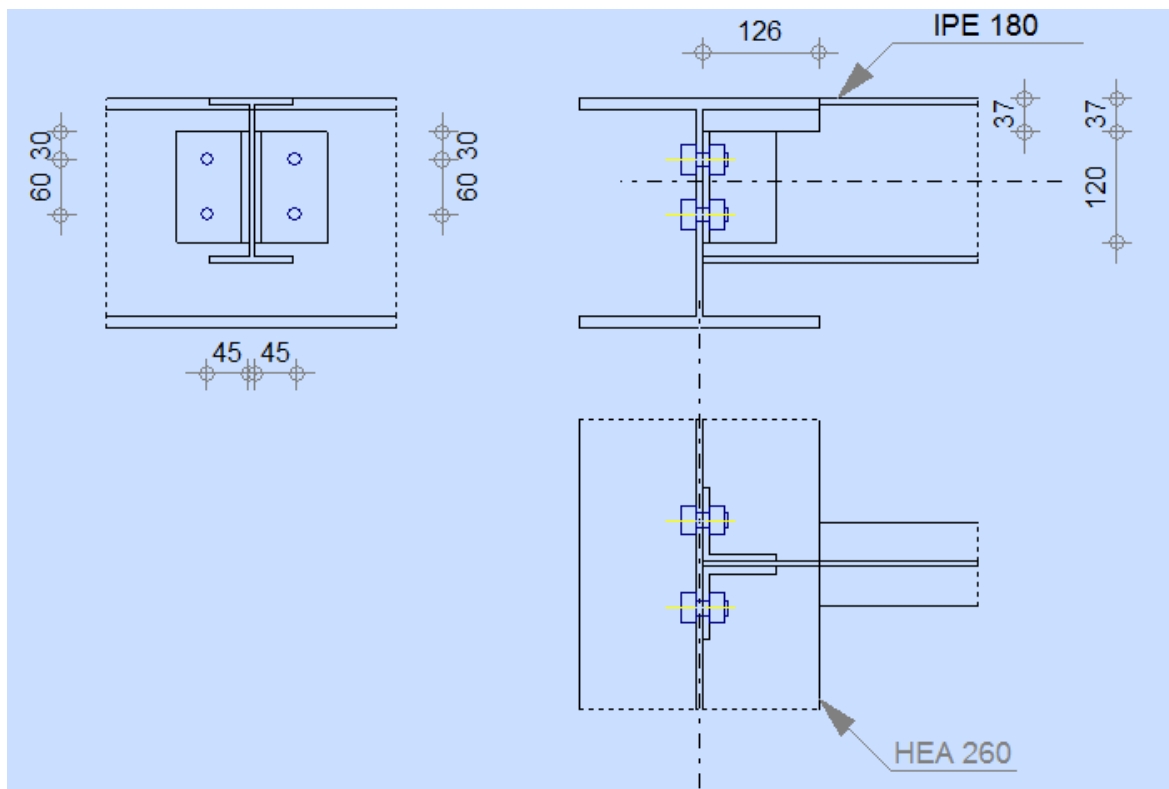
Επιλέγω από διατομές γωνιακών διατομή 80x10, με ύψος 120mm.

- Συγκόλληση:

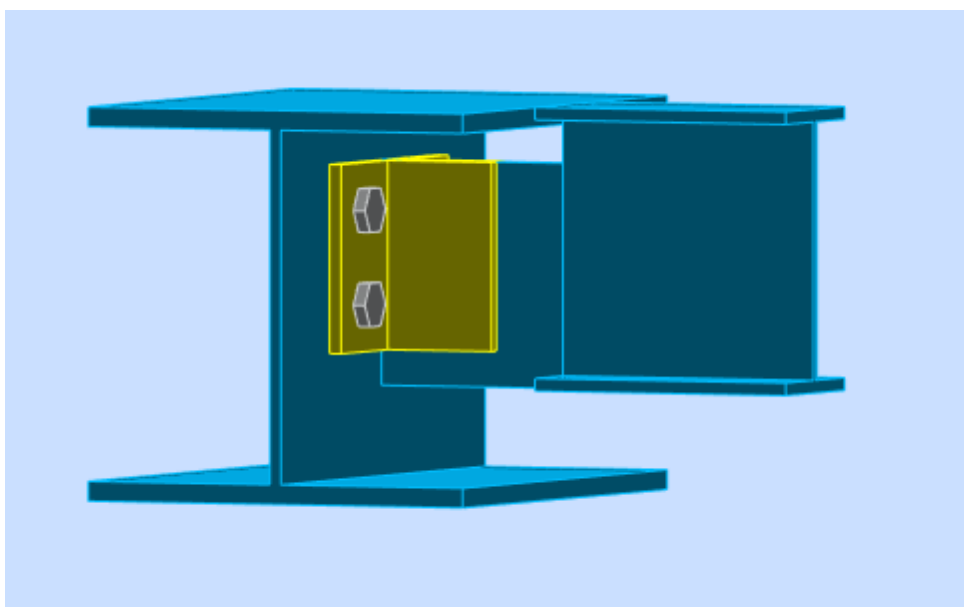
αντοχή συγκόλλησης:

$$f_{v,wd} = f_u / [\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw}] = 36 \text{ kN/cm}^2 / [\sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,25] = 20,78 \text{ kN/cm}^2.$$

πάχος συγκόλλησης $a < 0,7 t_{min}$, άρα $a = 3 \text{ mm}$.



Σχήμα 4.1: Όψεις σύνδεσης διαδοκίδας - κύριας δοκού.



Σχήμα 4.2: Τρισδιάστατη όψη σύνδεσης διαδοκίδας - κύριας δοκού.

4.3 Σύνδεση κύριας δοκού σε υποστύλωμα

Για τις συνδέσεις αυτών των μελών χρησιμοποιήθηκαν κοχλίες M16, 8.8.

$MaxV_{z,ed} = 98,28 \text{ kN}$.

- Απαιτούμενος αριθμός κοχλιών:

$F_{v,Rd} = [n \cdot (a_v \cdot A \cdot f_{ub}) / \gamma_{M2}] \cdot m > V_{z,Ed}$, χρειάζονται 2 κοχλίες.

Με 2 κοχλίες η αντοχή των κοχλιών σε διάτμηση είναι $F_{v,Rd} = 76,8 \cdot 2 = 153,6 \text{ kN}$.

- Αποστάσεις:

$min e_1 = 1,2 d_o = 21,6 \text{ mm}$

$min p_1 = 2,2 d_o = 43,2 \text{ mm}$

$min e_2 = 1,2 d_o = 21,6 \text{ mm}$

$max e_1 = 40 \text{ mm} + 4t = 80 \text{ mm}$

$max p_1 = \min \{ 14t; 200 \text{ mm} \} = 140 \text{ mm}$

$max e_2 = 40 \text{ mm} + 4t = 80 \text{ mm}$

Επιλέχθηκαν : $e_1 = 40 \text{ mm}$, $p_1 = 60 \text{ mm}$, $e_2 = 45 \text{ mm}$. Τελικά χρησιμοποιήθηκαν 4 κοχλίες (2X2).

- Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας:

$F_{b,Rd} = \{ [k_1 \cdot a \cdot f_u \cdot d \cdot t_{min}] / \gamma_{M2} \} \cdot m = 255,74 \text{ kN}$.

- Έλασμα:

Θέτω ύψος ελάσματος $h_{ελασμ.} = 150 \text{ mm} < h_w(HEA260) = 164 \text{ mm}$

$A_{ελασμ.} < A_w \Rightarrow t_{ελασμ.} = 10 \text{ cm}$.

$e_2 = 40 \text{ mm}$ (x2=80mm)

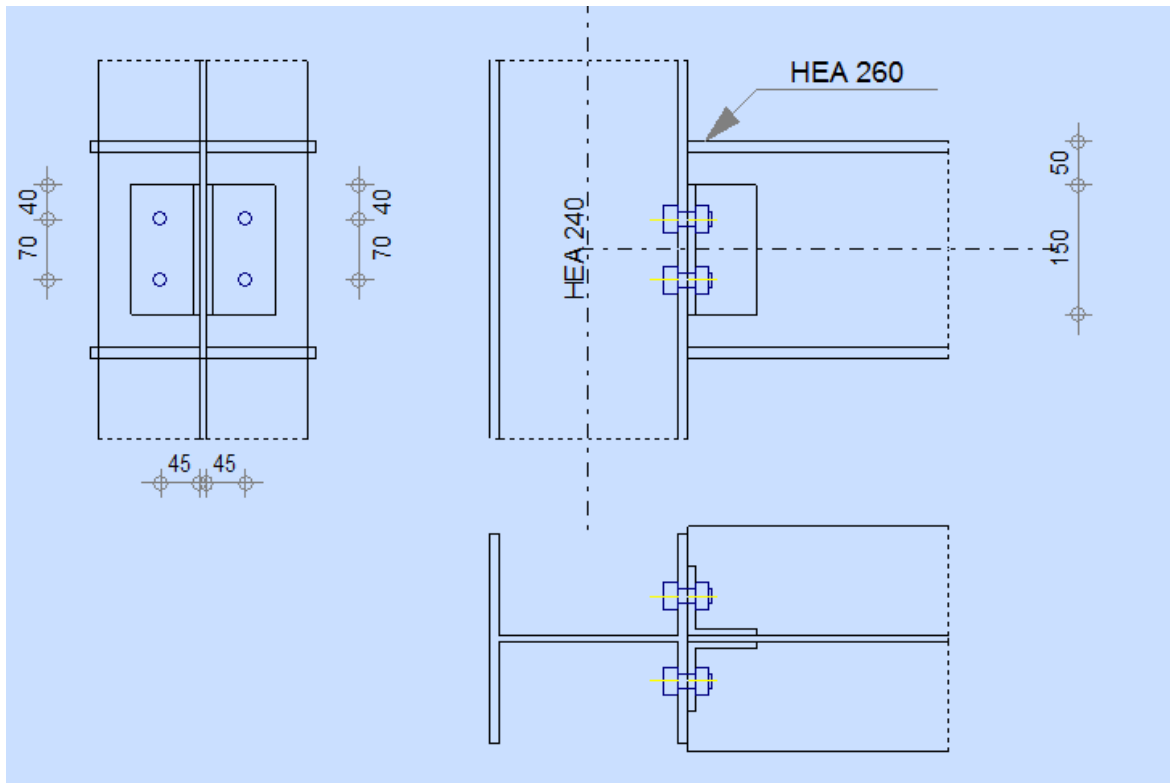
Επιλέγω από διατομές γωνιακών διατομή 80x10, με ύψος 140mm.

- Συγκόλληση:

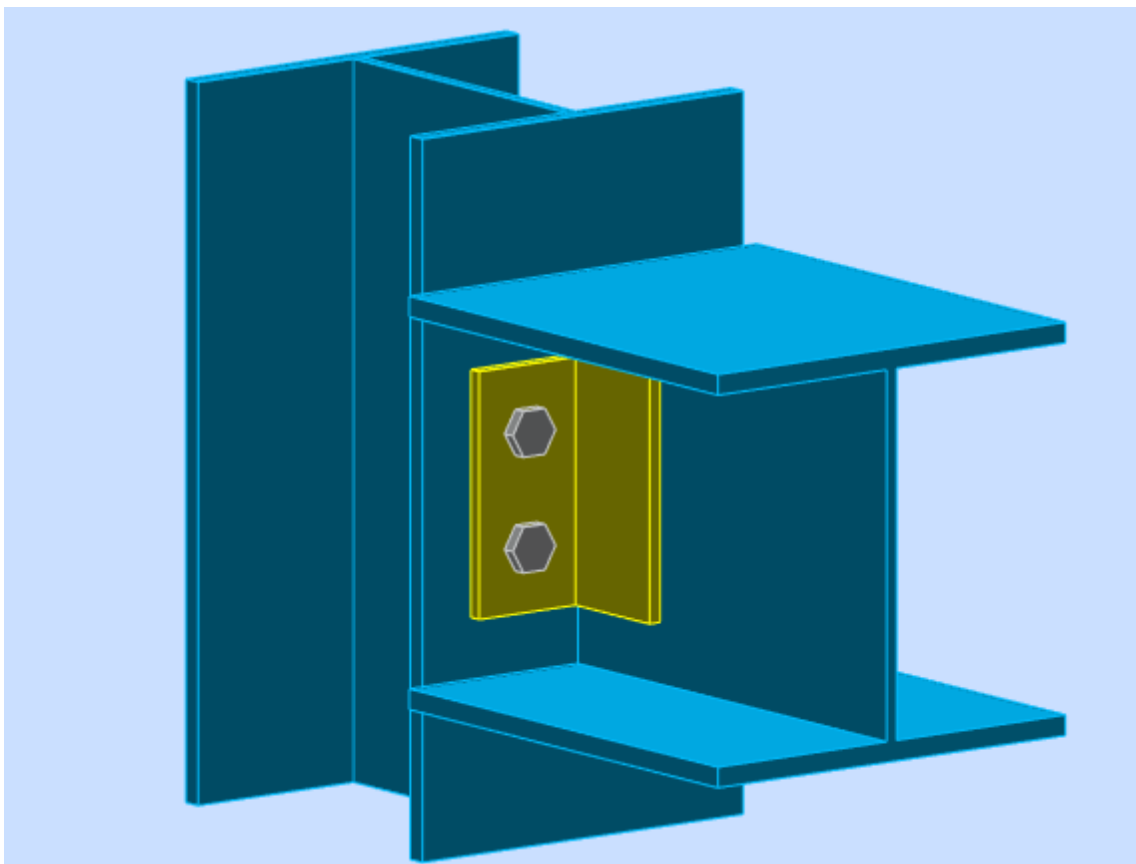
αντοχή συγκόλλησης:

$f_{v,w,d} = f_u / [\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw}] = 36 \text{ kN/cm}^2 / [\sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,25] = 20,78 \text{ kPa}$.

πάχος συγκόλλησης $a < 0,7 t_{min}$, άρα $a = 5 \text{ mm}$.



Σχήμα 4.3: Όψεις σύνδεσης κύριας δοκού στο υποστώλωμα.



Σχήμα 4.4: Τρισδιάστατη όψη σύνδεσης κύριας δοκού στο υποστώλωμα.

4.4 Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας στον κόμβο υποστυλώματος.

Επιλέγουμε τη διατομή των συνδέσμων κατά X, διατομής CHS 101,6x4, με $A=12,3 \text{ cm}^2$. Για τη διατομή ισχύει:

$$N_{pl,Rd} = [A \cdot f_y] / \gamma_{M0} = 289,05 \text{ kN}.$$

Η σύνδεση, λόγω αντισεισμικού σχεδιασμού, διαστασιολογείται με υπεραντοχή: $1,2 \cdot N_{pl,Rd} = 346,86 \text{ kN}$.

Για τις συνδέσεις αυτών των μελών χρησιμοποιήθηκαν κοχλίες M20, 8.8.

- Απαιτούμενος αριθμός κοχλίων:

$$F_{v,Rd} = [n \cdot (a_v \cdot A \cdot f_{ub}) / \gamma_{M2}] \cdot m > 1,2 \cdot N_{pl,Rd}, \text{ χρειάζονται 3 κοχλίες.}$$

Με 3 κοχλίες η αντοχή των κοχλίων σε διάτμηση είναι $F_{v,Rd} = 120,58 \cdot 3 = 361,74 \text{ kN}$.

- Έλασμα στο άκρο της διαγωνίου:

$$\text{επιλέγεται πλάτος ελάσματος: } b_{\text{ελασμ.}} = 120 \text{ mm} > D_{(CHS101,6x4)} = 101,6 \text{ mm}.$$

$$A_{\text{ελασμ.}} > 1,2 \cdot A_{CHS} \Rightarrow t = 12,3 \text{ mm}, \text{ άρα επιλέγεται πάχος ελάσματος } t_{\text{ελασμ.}} = 14 \text{ mm}.$$

$$N_{pl,Rd, \text{ελάσματος}} = [A \cdot f_y] / \gamma_{M0} = 394,8 \text{ kN} > 1,2 \cdot N_{pl,Rd, CHS}.$$

Πρέπει να ισχύει η σχέση:

$$N_{u,Rd} = [0,9 \cdot A_{net} \cdot f_y] / \gamma_{M2} > N_{pl,Rd, \text{ελάσματος}} > 1,2 \cdot N_{pl,Rd, CHS} \text{ (κριτήριο ολκιμότητας).}$$

Από την πάνω σχέση προκύπτει $b'_{\text{ελάσματος}} > 130,79 \text{ mm}$, στη θέση της πρώτης οπής.

Άρα επιλέγω $b'_{\text{ελάσματος}} = 140 \text{ mm}$, στη θέση της πρώτης οπής.

- Αποστάσεις:

$$m_{in e1} = 1,2 d_o = 26,4 \text{ mm}$$

$$m_{in p1} = 2,2 d_o = 48,4 \text{ mm}$$

$$m_{in e2} = 1,2 d_o = 26,4 \text{ mm}$$

$$m_{ax e1} = 40 \text{ mm} + 4t = 88 \text{ mm}$$

$$m_{ax p1} = \min \{ 14t; 200 \text{ mm} \} = 168 \text{ mm}$$

$$m_{ax e2} = 40 \text{ mm} + 4t = 88 \text{ mm}.$$

Επίσης επειδή είναι πλαστικό μέλος, πρέπει να είναι κρίσιμη η αστοχία σε σύνθλιψη άντυγας σε σχέση με τη διάτμηση των κοχλίων.

$$1,2 \cdot N_{pl,Rd} < F_{b,Rd} = \{ [k1 \cdot a \cdot f_u \cdot d \cdot t_{min}] / \gamma_{M2} \} \cdot m < F_{v,Rd}.$$

Από την άνω σχέση προκύπτει: $0,524 < \alpha < 0,628 \Rightarrow 3,46 \text{ cm} < e1 < 4,14 \text{ cm}$.

Επιλέχθηκαν : $e1=40 \text{ mm}$, $p1=60 \text{ mm}$, $e2=70 \text{ mm}$. Τελικά χρησιμοποιήθηκαν 4 κοχλίες (2X2) και το έλασμα έχει συνολικό μήκος $2 \cdot (e1 + p1) = 200 \text{ mm}$.

- Συγκόλληση:

αντοχή συγκόλλησης:

$$f_{v,wd} = f_u / [\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw}] = 36 \text{ kN/cm}^2 / [\sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,25] = 20,78 \text{ kPa.}$$

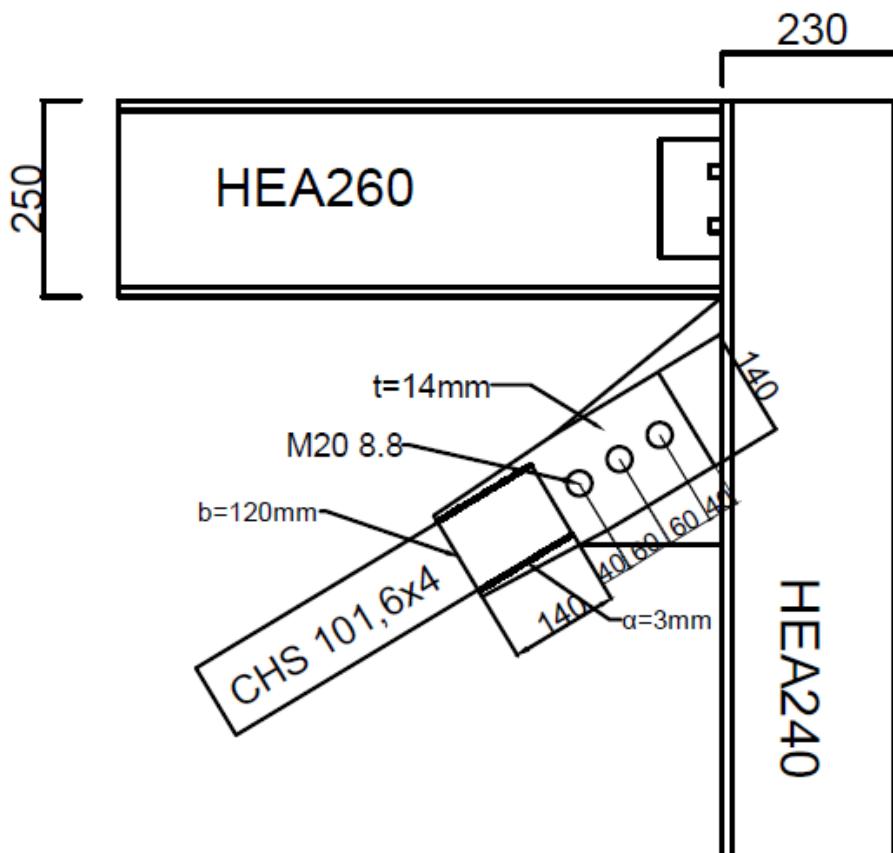
πάχος συγκόλλησης $\alpha < 0,7 \cdot t_{\min} = 0,7 \cdot 4 = 2,8 \text{ mm}$,

επίσης ισχύει : $a_{\min} = 3 \text{ mm}$.

άρα $\alpha = 3 \text{ mm}$.

Μήκος συγκόλλησης:

πρέπει να ισχύει η σχέση $4 \cdot l \cdot \alpha \cdot f_{v,wd} > 1,2 \cdot N_{pl,Rd} \Rightarrow 4 \cdot l \cdot 0,3 \text{ cm} \cdot 20,78 \text{ kPa} > 346,86 \Rightarrow l = 14 \text{ cm}$.



Σχήμα 4.5: Όψη σύνδεσης συνδέσμου δυσκαμψίας στον κόμβο.

5 Συμπεράσματα

Έπειτα από την ενασχόλησή μου με τη συγκεκριμένη εργασία προέκυψαν ορισμένα συμπεράσματα σχετικά με τα κτίρια τα οποία είναι κατασκευασμένα με φέρων υλικό το χάλυβα. Υπάρχουν ιδιαίτερα σημαντικά και πολλά πλεονεκτήματα για τα κτίρια αυτά, όμως δεν μπορούμε να παραβλέψουμε και ορισμένα σαφώς λιγότερα σε αριθμό μειονεκτήματα.

Ξεκινώντας με τα πλεονεκτήματα, έχουμε να παραθέσουμε τα εξής:

- Μεγάλη αντοχή σχετικά με το εμβαδόν των διατομών τους
- Μεγάλη δυσκαμψία ως προς το βάρος τους
- Δυνατότητα ζεύξης μεγάλων ανοιγμάτων
- Όλκιμο υλικό, με πολύ καλή αντισεισμική συμπεριφορά
- Μικρή ταχύτητα ανέγερσης του κτιρίου
- Μεγάλο πλήθος διατομών τα οποία διατίθενται στην αγορά
- Δυνατότητα χρησιμοποίησης της διατομής σε διάφορα σημεία
- Εύκολος εντοπισμός βλαβών, ώστε άμεσα να αποκατασταθούν

Σχετικά με τα μειονεκτήματα, εντοπίστηκαν τα εξής:

- Ανάγκη πυροπροστασίας
- Ειδικός υπολογισμός συνδέσεων
- Απαραίτητη τεχνογνωσία για την ανέγερση και την σύνδεση των μελών

6 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., (2003). «Σιδηρές κατασκευές, ανάλυση και διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων.». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2013). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, με παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Βάγιας Ι., Dubina D., (2004). «Σιδηρές κατασκευές, από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Ερμόπουλος Ι., (2005). «Ευρωκώδικας 1, βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
7. EN 1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιο βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002.
8. EN 1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-3: Φορτία χιονιού, CEN, Ιούλιος 2003.
9. EN 1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-4: Γενικές δράσεις-Δράσεις ανέμου, CEN, Απρίλιος 2005.
10. EN 1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Μάιος 2005.
11. Ο.Α.Σ.Π.-Σ.Π.Μ.Ε (2001): Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ 2000)
12. http://www.elastron.gr/el/index.php?cat_id=565

13. <http://lee.civil.ntua.gr/>
14. Βάγιας Ι. «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.