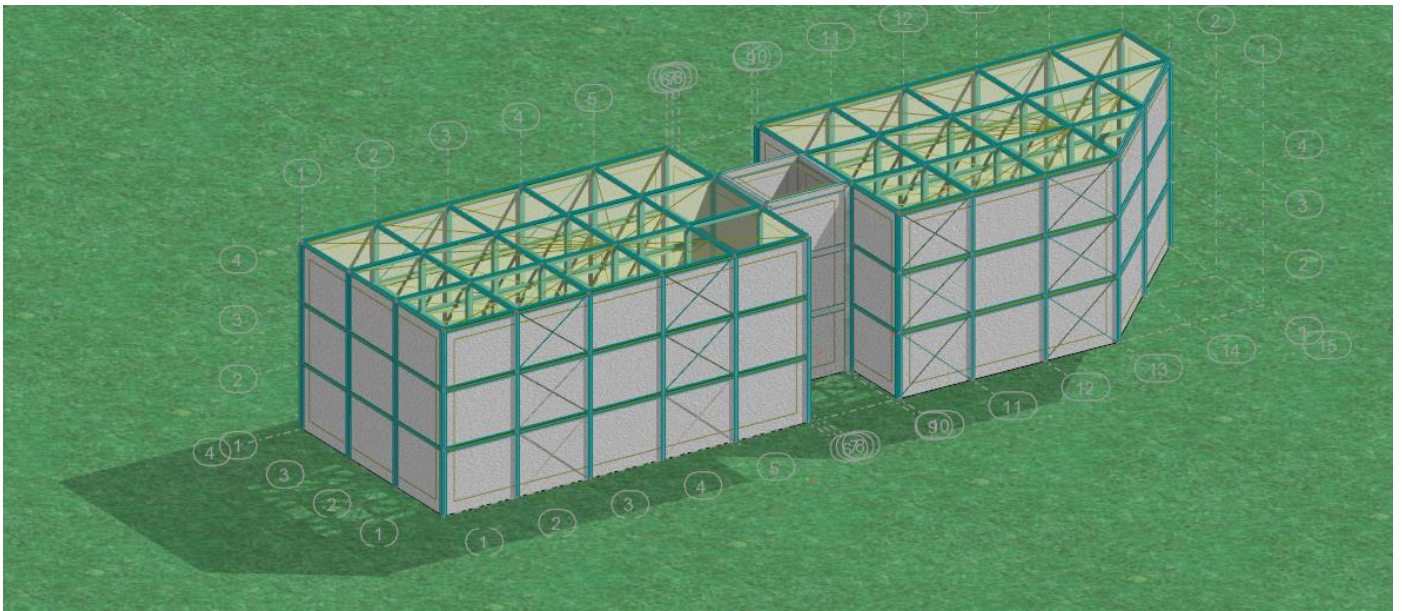




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός συγκροτήματος μεταλλικών κτιρίων εμπορικής χρήσης



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Κανάκης Ν. Αλέξανδρος

Επιβλέποντες: Ιωάννης Ραυτογιάννης , Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Μάρτιος 2019

ΕΜΚ ΔΕ 2019/09

Κανάκης Α. Ν. (2019).
Σχεδιασμός συγκροτήματος μεταλλικών κτιρίων εμπορικής χρήσης
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2019/09
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Kanakis A. N. (2019).
Design of metal buildings complex for commercial use
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2019/09
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	4
Ευχαριστίες	5
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	6
1.1 Γενικά	6
1.2 Γεωμετρικά και κατασκευαστικά στοιχεία	6
1.3 Υλικά κατασκευής.....	9
2. ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	11
2.1 Μόνιμα φορτία (G).....	11
2.2 Κινητά (μεταβλητά) φορτία (Q).....	13
2.3 Φορτία Χιονιού	13
2.4 Φορτία Ανέμου.....	15
2.5 Σεισμικές Δράσεις (δυναμικά φορτία).....	26
3. ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ.....	32
3.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας	33
3.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	34
4. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΦΟΡΕΑ ΑΠΟ ΣΤΑΤΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥΣ	35
4.1 Εισαγωγή	35
4.2 Ορθογωνικό μεταλλικό κτίριο	36
4.2.1 Σύμμικτες Πλάκες	36
4.2.2 Διαδοκίδες.....	39
4.2.3 Κύριες Δοκοί (δοκοί διεύθυνσης x).....	44
4.2.4 Δευτερεύουσες Δοκοί (δοκοί διεύθυνσης y).....	46
4.2.5 Υποστυλώματα.....	47
4.2.6 Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας.....	49
4.3 Τραπεζοειδές μεταλλικό κτίριο.....	53
4.3.1 Δοκοί.....	53
4.3.2 Υποστυλώματα.....	59
5. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΦΟΡΕΑ ΑΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥΣ ..	61
5.1 Γενικά.....	61
5.2 Έλεγχος πλαισίων με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας (Σεισμός κατά x).....	61
5.2.1 Περιορισμός φαινομένων 2 ^{ης} τάξης	61
5.2.2 Έλεγχος διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας.....	63
5.2.3 Περιορισμός Βλαβών.....	65
5.2.4 Ικανοτικός έλεγχος υποστυλωμάτων	65
5.3 Έλεγχος πλαισίων ροπής (Σεισμός κατά y)	67
5.3.1 Περιορισμός φαινομένων 2 ^{ης} τάξης	67
5.3.2 Περιορισμός Βλαβών.....	68
5.3.3 Ικανοτικός έλεγχος υποστυλωμάτων και δοκών	68
5.3.4 Ικανοτικός έλεγχος κόμβων	71
6. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ.....	73
6.1 Εισαγωγή	73
6.2 Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας.....	73
6.3 Σύνδεση υποστυλώματος HEB 400 με κύρια δοκό HEB 320	75

6.4	Σύνδεση υποστυλώματος ΗΕΒ 400 με δευτερεύουσα δοκό ΗΕΒ 220.....	79
6.5	Σύνδεση θεμελίωσης κατασκευής.....	85
7.	ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ	87
7.1	Πλάκες.....	87
7.2	Δοκοί	90
7.3	Υποστυλώματα.....	91
	Βιβλιογραφία.....	93
	Παράρτημα Α. Συνδυασμοί Φορτίσεων.....	94

Σχεδιασμός συγκροτήματος μεταλλικών κτιρίων εμπορικής χρήσης

Κανάκης Α. Ν. (Επιβλέποντες: Ραυτογιάννης Ι. , Θανόπουλος Π.)

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται την ανάλυση και τη διαστασιολόγηση δύο μεταλλικών τριώροφων κατασκευών, ενός συγκροτήματος τριών συνολικά κτιρίων, στην περιφέρεια της Αττικής, τα οποία προορίζονται για εμπορική χρήση. Το τρίτο κτίριο το οποίο αποτελείται από οπλισμένο σκυρόδεμα, συνδέεται εκατέρωθεν με τα δύο μεταλλικά κτίρια μέσω αντισεισμικών αρμών προσφέροντας έτσι στατική ανεξαρτησία μεταξύ των κατασκευών.

Η προσομοίωση και η μελέτη του φορέα διενεργήθηκε μέσω του λογισμικού Robot Structural Analysis της εταιρείας Autodesk. Στη προσομοίωση λήφθηκαν υπόψη όλα τα απαραίτητα φορτία (μόνιμα, κινητά, φορτία χιονιού, ανεμοπίεση, φορτία λόγω σεισμού) σύμφωνα με τις κανονιστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα και έγινε κατάλληλη επιλογή διατομών ώστε να ικανοποιούνται όλα τα κριτήρια.

Στη συνέχεια μορφώθηκαν οι κύριες συνδέσεις μεταξύ των μελών της κατασκευής καθώς και οι θεμελιώσεις των υποστυλωμάτων στο έδαφος. Τέλος, για λόγους πληρότητας έγινε μελέτη και διαστασιολόγηση και για το κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα με βάση την οποία, προέκυψε η τελική γεωμετρία των μελών καθώς και ο οπλισμός τους.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2019/09

Design of metal buildings complex for commercial use

Kanakis A. N. (supervised by Raftogiannis Ioannis and Thanopoulos Pavlos)

Abstract

This diploma thesis deals with the analysis and design of two metal three-story structures of a complex of three buildings in the region of Attica, which are intended for commercial use. The third building, which consists of reinforced concrete, is connected to both metal buildings on both sides using seismic joints, thus providing static independence between structures.

The simulation and research of the structure was conducted through Autodesk's Robot Structural Analysis software. All necessary loads (dead, live, snow loads, wind loads, seismic loads) were taken into account in the simulation in accordance with the Eurocode rules and a suitable selection of sections was made to meet all criteria.

Then, the main connections between the members of the structure and the foundations of the columns were developed. Finally, for the sake of plenitude, research and design was also conducted for the reinforced concrete building which led to the final geometry of the members and their reinforcement.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω εκ βάθους καρδιάς τους κ. Ιωάννη Ραυτογιάννη και κ. Παύλο Θανόπουλο για την εμπιστοσύνη που μου έδειξαν καθώς και για την πολύτιμη βοήθειά τους σε ότι χρειάστηκα.

Τέλος, το μεγαλύτερο ευχαριστώ ανήκει στην οικογένεια μου της οποίας η πολύ μεγάλη στήριξη όλα αυτά τα χρόνια επέτρεψε την επιτυχή διεκπεραίωση των σπουδών μου.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Γενικά

Η επιλογή του συγκεκριμένου θέματος μελέτης, αφορά τα πλεονεκτήματα τα οποία παρουσιάζουν οι μεταλλικές κατασκευές τόσο ως προς την πολύ καλή αντισεισμική συμπεριφορά τους όσο και κατασκευαστικά καθώς δίνουν την δυνατότητα μεγάλης ταχύτητας ανέγερσης της κατασκευής, επέκτασης ή τροποποίησης υφιστάμενων κατασκευών και επαναχρησιμοποίησης του υλικού (ανακύκλωση).

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως αντικείμενο την ανάλυση και την διαστασιολόγηση ενός συγκροτήματος κτιρίων στην περιφέρεια της Αττικής, δύο από τα οποία είναι μεταλλικά και ένα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα εν λόγω τρία κτίρια συνδέονται μεταξύ τους μέσω αντισεισμικών αρμών επομένως λειτουργούν ως στατικός ανεξάρτητα γι' αυτό και αναλύθηκαν χωριστά.

Η προσομοίωση των μεταλλικών κτιρίων έγινε μέσω του λογισμικού Robot Structural Analysis Professional 2018 της εταιρείας Autodesk και η διαστασιολόγηση τους έγινε στα πλαίσια των κανονιστικών διατάξεων του Ευρωκώδικα. Πιο συγκεκριμένα:

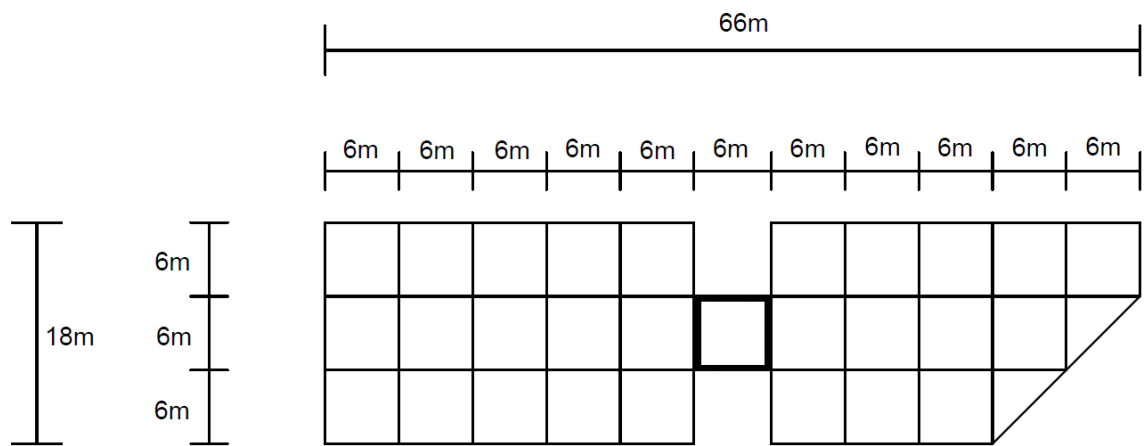
- Ευρωκώδικας 1: Δράσεις σε κατασκευές
- Ευρωκώδικας 2: Σχεδιασμός κατασκευών από σκυρόδεμα
- Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα
- Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα
- Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός

1.2 Γεωμετρικά και κατασκευαστικά στοιχεία

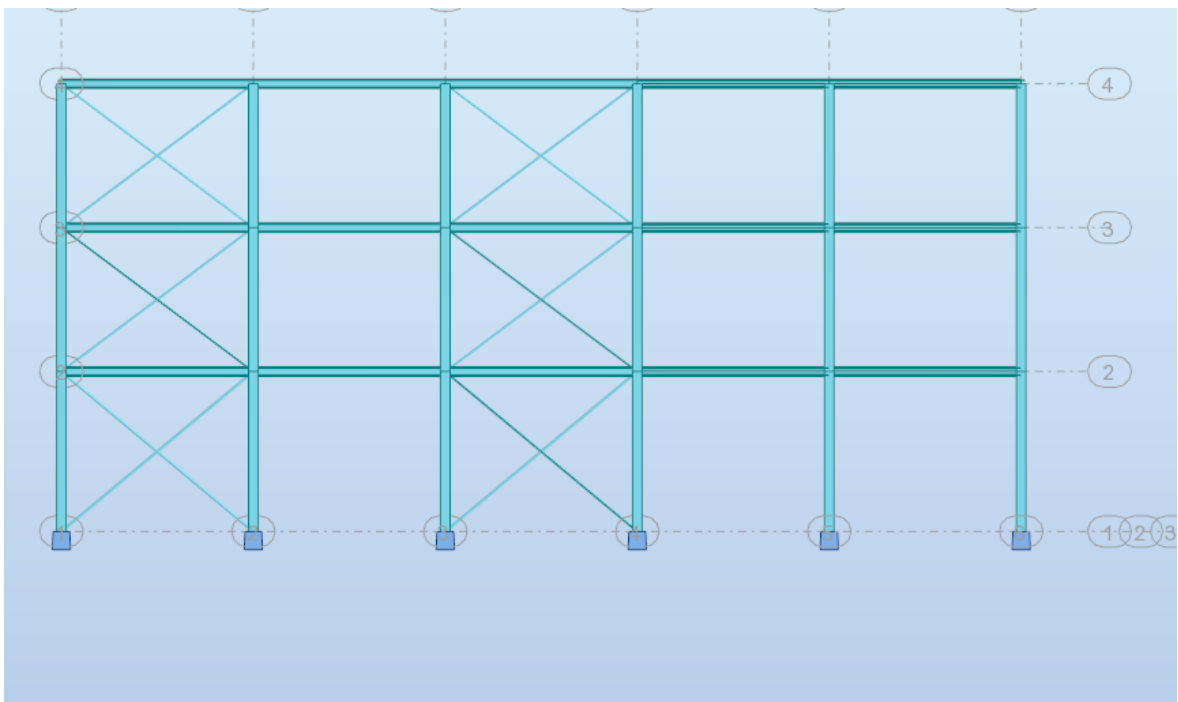
Το υπό μελέτη σύμπλεγμα κτιρίων αποτελείται από ένα 3-όροφο μεταλλικό κτίριο διαστάσεων κάτοψης 30m×18m με μήκος φατνώματος 6m και στις δύο διευθύνσεις. Το ύψος του ισογείου είναι 5m και το ύψος του 1^{ου} καθώς και του 2^{ου} ορόφου είναι από 4,5m επομένως το συνολικό ύψος της κατασκευής ανέρχεται στα 14m. Το δεύτερο μεταλλικό κτίριο του συγκροτήματος τραπεζοειδούς κάτοψης έχει μήκος μεγάλης πλευράς 30m και μήκος μικρής πλευράς καθώς και πλάτος, 18m. Τα ύψη όλων των ορόφων παραμένουν ίδια και στο δεύτερο αυτό, κτίριο. Ανάμεσα στα δύο προαναφερθέντα δομήματα υπάρχει ένα κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος διαστάσεων κάτοψης 6m×6m και ύψη ορόφων όσο και τα προηγούμενα.

Για την κατασκευή των υποστυλωμάτων και των δοκών των μεταλλικών κτιρίων, χρησιμοποιήθηκαν κυρίως πλατύπελμες διατομές θερμής έλασης HEB λόγω της καλύτερης δυσκαμψίας που προσδίδουν στο κτίριο και για τους συνδέσμους δυσκαμψίας χρησιμοποιήθηκαν διατομές CHS ως η πλέον συνηθέστερη κατηγορία διατομής για τέτοια μέλη.

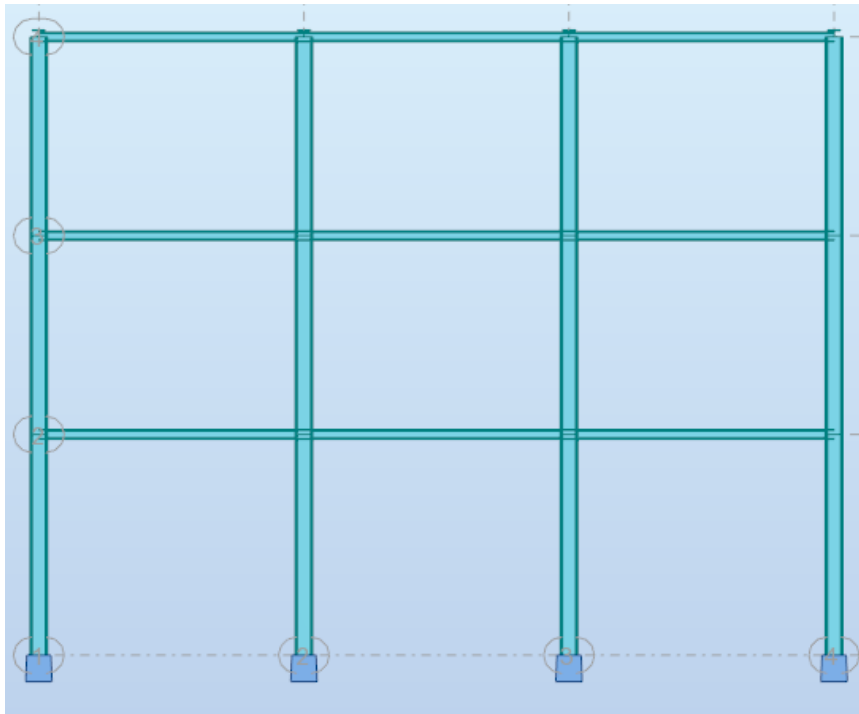
Παρακάτω παρουσιάζονται τα απαραίτητα αρχιτεκτονικά σχέδια του συγκροτήματος κτιρίων.



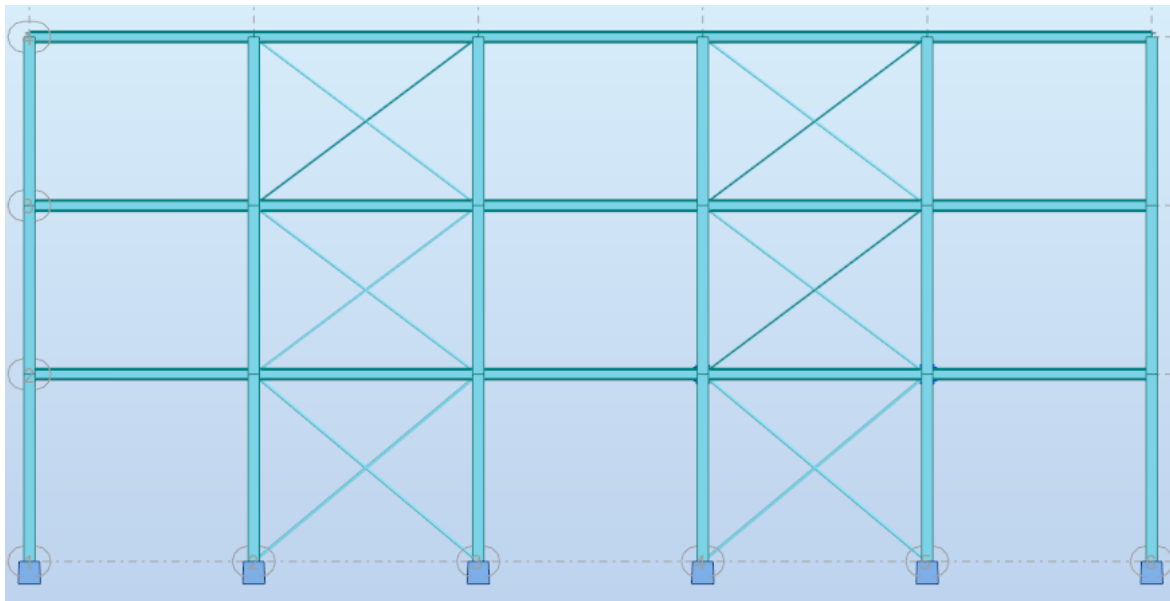
Σχήμα 1.1: Κάτοψη συγκροτήματος κτιρίων



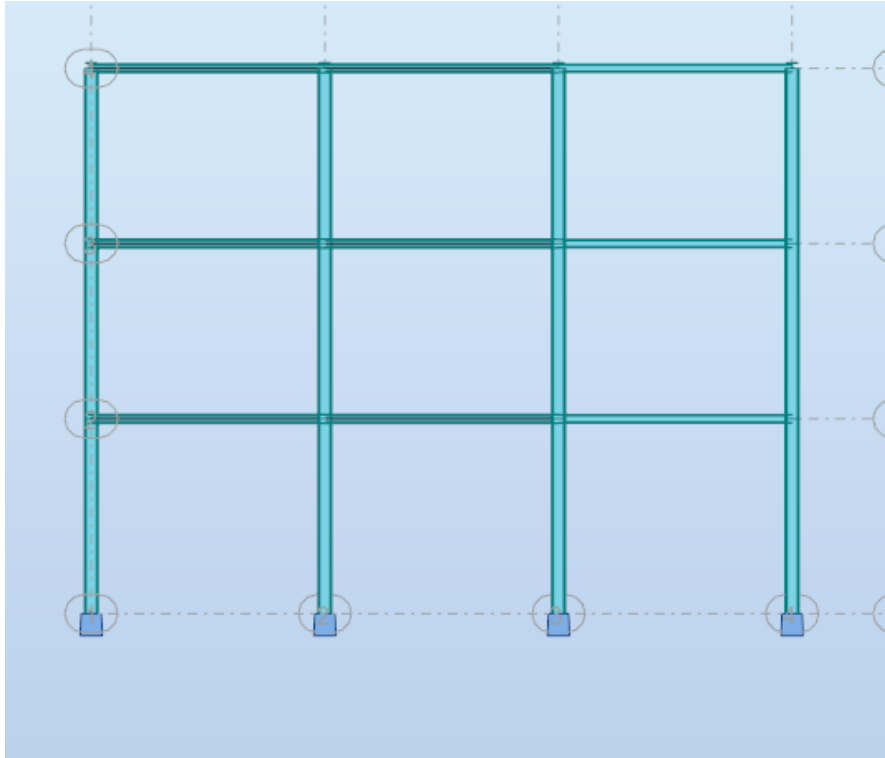
Σχήμα 1.2: Πρόσοψη ορθογωνικού κτιρίου



Σχήμα 1.3: Πλάγια όψη ορθογωνικού κτιρίου



Σχήμα 1.4: Πρόσοψη τραπεζοειδούς κτιρίου



Σχήμα 1.5: Πλάγια όψη τραπεζοειδούς κτιρίου

1.3 Υλικά κατασκευής

1. Δομικός χάλυβας

Ο δομικός χάλυβας είναι το βασικό υλικό το οποίο χρησιμοποιήθηκε για την κατασκευή των υπόψη κτιριακών έργων. Η ποιότητα του χάλυβα η οποία χρησιμοποιήθηκε στα υποστυλώματα, στις δοκούς και στους συνδέσμους δυσκαμψίας είναι η S355. Σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1993-1-1^[13] λαμβάνεται:

- Αντοχή διαρροής $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$
- Αντοχή θραύσης $f_u = 510 \text{ N/mm}^2$
- Μέτρο ελαστικότητας $E = 210000 \text{ MPa}$
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu = 0,3$
- Ειδικό βάρος $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$

2. Σκυρόδεμα

Για το υπό μελέτη συγκρότημα κτιρίων χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25 για την κατασκευή των σύμμικτων πλακών και των πλακών θεμελίωσης των μεταλλικών κτιρίων καθώς και για το ενδιάμεσο κτίριο το οποίο αποτελείται από οπλισμένο σκυρόδεμα. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2, Μέρος 1-1^[12] ισχύει:

- Χαρακτηριστική αντοχή $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$
- Αντοχή σχεδιασμού $f_{cd} = 13,33 \text{ MPa}$
- Μέτρο ελαστικότητας $E_{cm} = 30 \text{ GPa}$
- Λόγος Poisson $\nu = 0,2$
- Ειδικό βάρος $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

3. Χάλυβας οπλισμού

Ο χάλυβας με τον οποίο οπλίστηκε το κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα καθώς και ο οπλισμός σε μορφή εσχάρας που τοποθετήθηκε στην σύμμικτη πλάκα είναι κατηγορίας B500C.

2. ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Για τη διαστασιολόγηση της κατασκευής είναι απαραίτητος ο καθορισμός των φορτίων που ασκούνται σε αυτήν. Τα φορτία αυτά εξαρτώνται από τη θέση, τη μορφή και την εκάστοτε χρήση του κτιρίου και καθορίζονται από κανονιστικές διατάξεις, οι οποίες περιγράφουν τη ποσοτική όσο και την ποιοτική τους διάσταση. Στην περίπτωση της παρούσας εργασίας χρησιμοποιήθηκαν οι Ευρωπαϊκοί Κανονισμοί σύμφωνα με το πρότυπο EN 1991. Οι διάφορες δράσεις διακρίνονται σε :

- **Μόνιμες δράσεις (G)**
Ίδια βάρη φέρουσας κατασκευής
Λοιπά μόνιμα φορτία
- **Μεταβλητές δράσεις (Q)**
Ωφέλιμα (κινητά) φορτία
Δράσεις ανέμου
Δράσεις χιονιού
- **Σεισμικές δράσεις (E)**
Έμμεσο φορτίο με επιβολή επιταχύνσεων

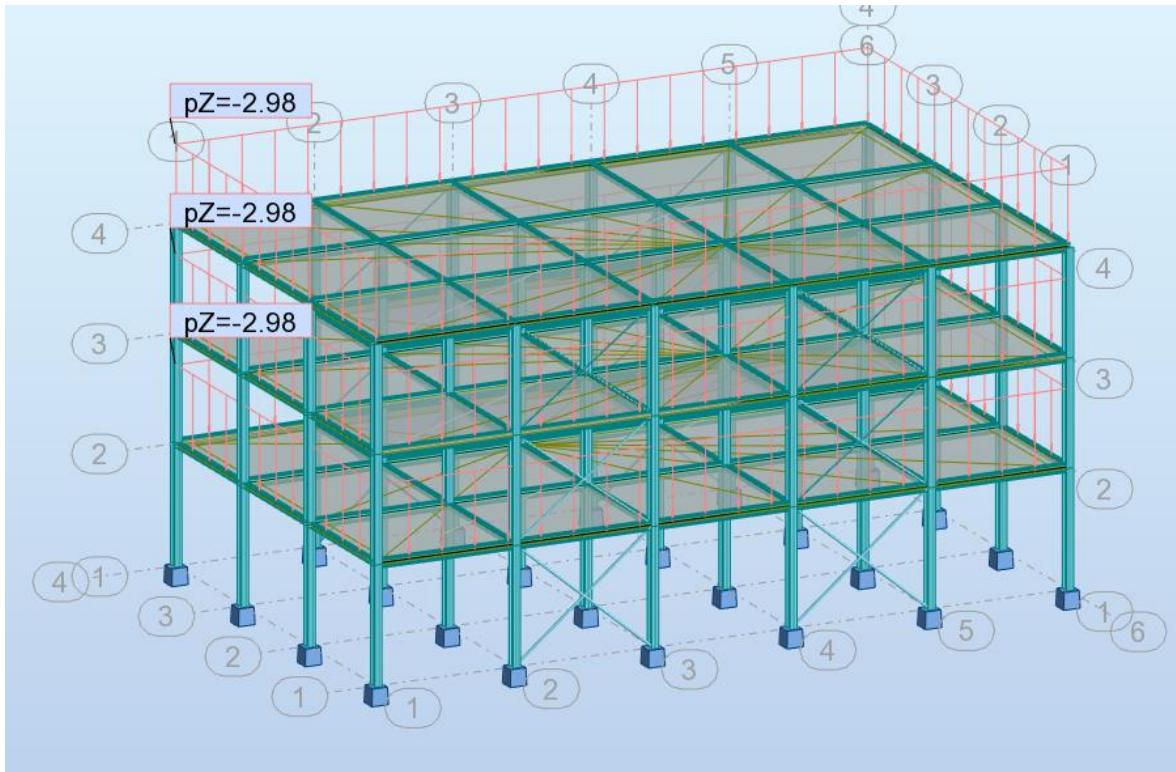
2.1 Μόνιμα φορτία (G)

Με τον όρο *Μόνιμα ή Νεκρά φορτία* νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια ζωής του έργου και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στον χρόνο είναι αμελητέα. Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία (το σύνολο του ίδιου βάρους της κατασκευής και των λοιπών φερόμενων στοιχείων επ' αυτής).

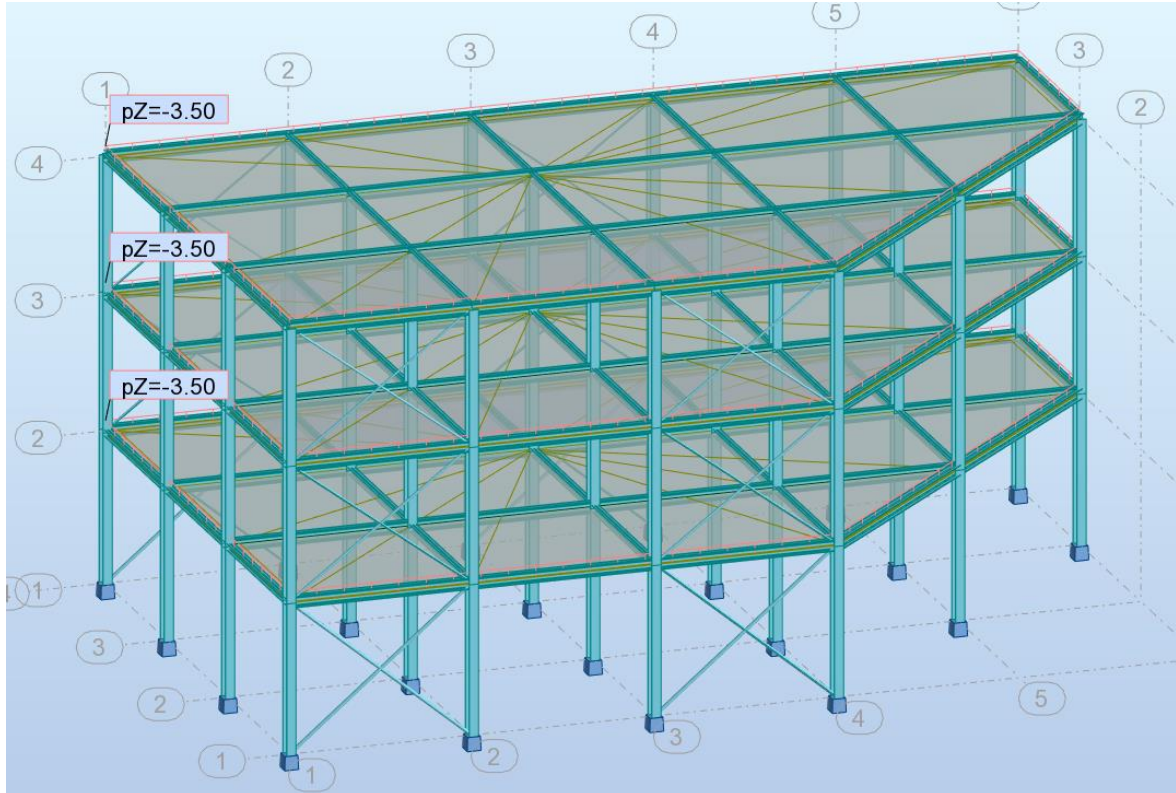
Το ίδιο βάρος της κατασκευής είναι:

- Ίδιο βάρος σκυροδέματος: $g_c = 25 \text{ kN/m}^3$
- Ίδιο βάρος σιδηροδοκού: $g_a = 78,5 \text{ kN/m}^3$
- Φορτίο σύμμικτης πλάκας = $2,98 \text{ kN/m}^2$
- Λοιπά μόνιμα (επικαλύψεις, δάπεδα, οροφή, ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός κλπ) = $3,5 \text{ kN/m}^2$

Όλα τα ίδια βάρη του χάλυβα υπολογίζονται αυτόματα από το λογισμικό προσομοίωσης.



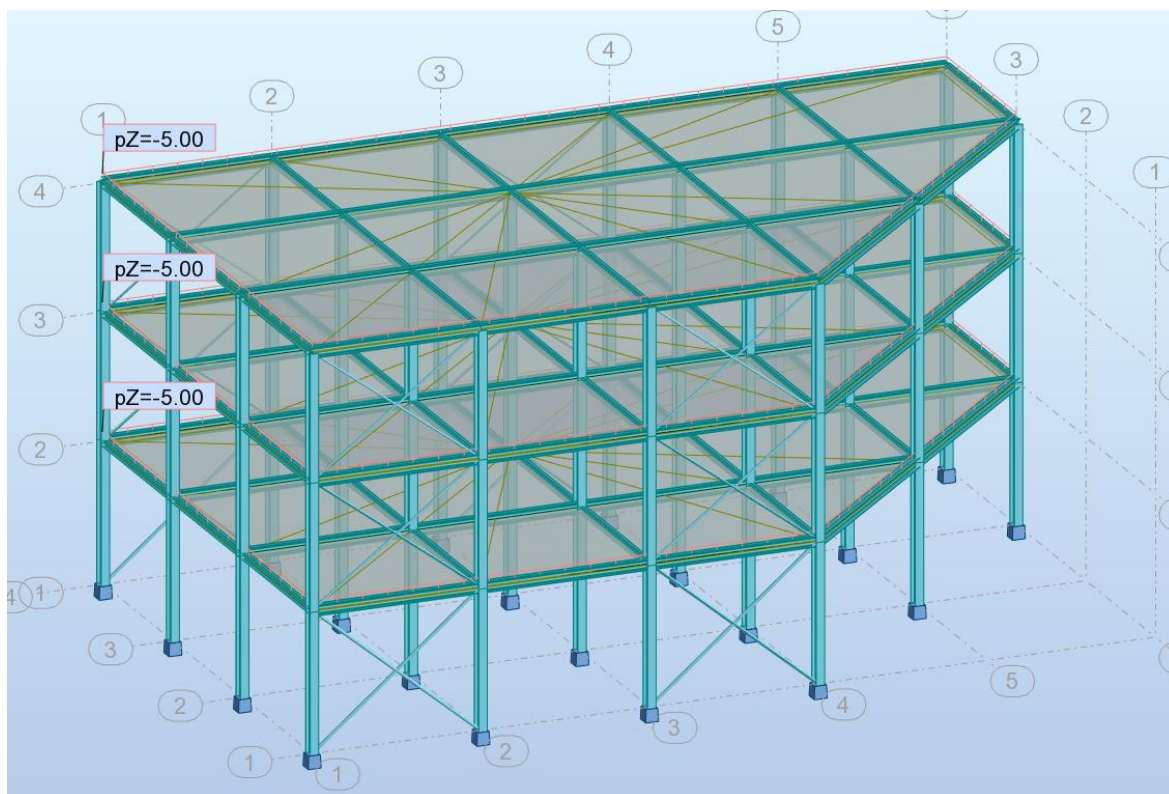
Σχήμα 2.1: Ίδιο βάρος σύμμικτων πλακών



Σχήμα 2.2: Λοιπά μόνιμα φορτία

2.2 Κινητά (μεταβλητά) φορτία (Q)

Στην κατηγορία *Κινητά ή Μεταβλητά φορτία* περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού κ.τ.λ. Το συνολικό κινητό φορτίο ανά όροφο έχει ληφθεί ίσο με $Q = 5,0 \text{ kN/m}^2$. Το φορτίο αυτό έχει ληφθεί υπόψιν και στην οροφή του κτιρίου η οποία θεωρείται βατή, όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 2.3: Κινητά φορτία

2.3 Φορτία Χιονιού

Το φορτίο χιονιού θεωρείται ως στατικό φορτίο και κατατάσσεται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις (μόνο σε ορισμένες ειδικές περιπτώσεις θεωρούνται τυχηματικές). Ο υπολογισμός γίνεται βάσει του Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1-3^[10] σύμφωνα με τον οποίο το φορτίο χιονιού υπολογίζεται, ανά περίπτωση, από τις σχέσεις:

$$\bullet \quad s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (\text{για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές}) \quad (2.1)$$

$$\bullet \quad s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{Ad} \quad (\text{για τυχηματικές καταστάσεις}) \quad (2.2)$$

όπου :

μ_i : συντελεστής μορφής του φορτίου χιονιού (στη παρούσα εργασία, η στέγη είναι οριζόντια μονοκλινής, δηλαδή για $\alpha = 0^\circ$, είναι $\mu = 0,8$).

C_e : συντελεστής εκθέσεως. Πρέπει να χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό του φορτίου χιονιού στην στέγη. Η επιλογή της τιμής του C_e πρέπει να λαμβάνει υπόψη της τη μελλοντική εξέλιξη του χώρου γύρω από το έργο. Ο C_e πρέπει να λαμβάνεται ίσος με 1.0 εκτός αν ορίζεται άλλως για διαφορετικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά.

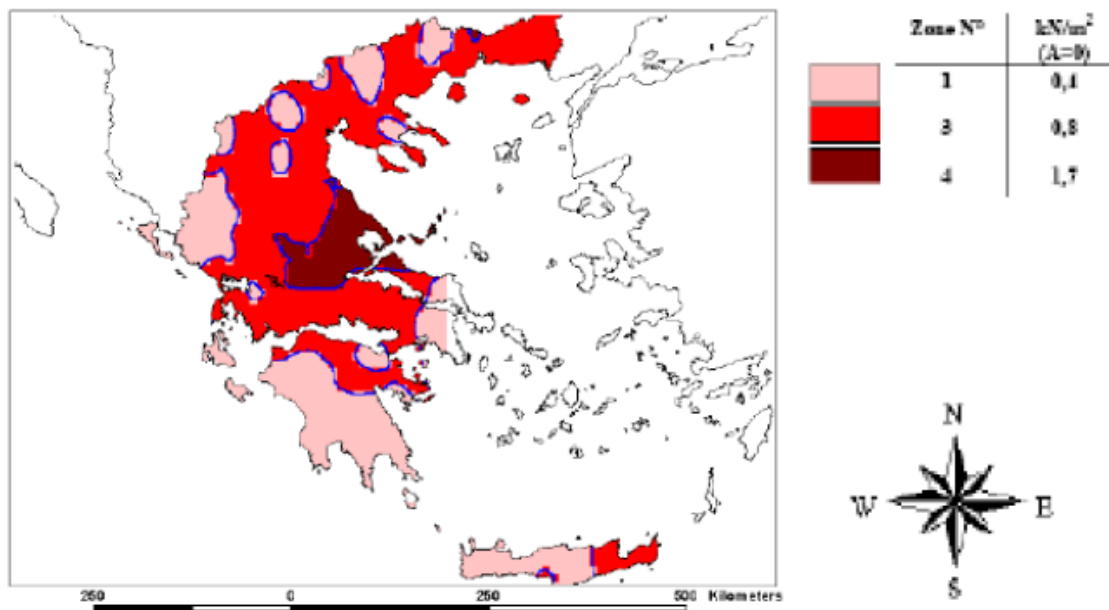
C_t : Ο θερμικός συντελεστής C_t θα πρέπει να χρησιμοποιείται για να λαμβάνεται υπόψη η μείωση των φορτίων χιονιού σε στέγες με υψηλή θερμική διάδοση ($> 1W/m^2K$), ειδικά σε ορισμένες γυάλινες στέγες, όπου το χιόνι λιώνει λόγω των απωλειών θερμότητας. Για όλες τις άλλες περιπτώσεις: $C_t = 1,0$ όπως είναι η περίπτωση μας.

s_k : χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους με ετήσια πιθανότητα υπέρβασης 2%.

$$\text{Όπου : } s_k = s_{k,0} \cdot (1 + (A/917)^2) \text{ σε } kN/m^2 \quad (2.3)$$

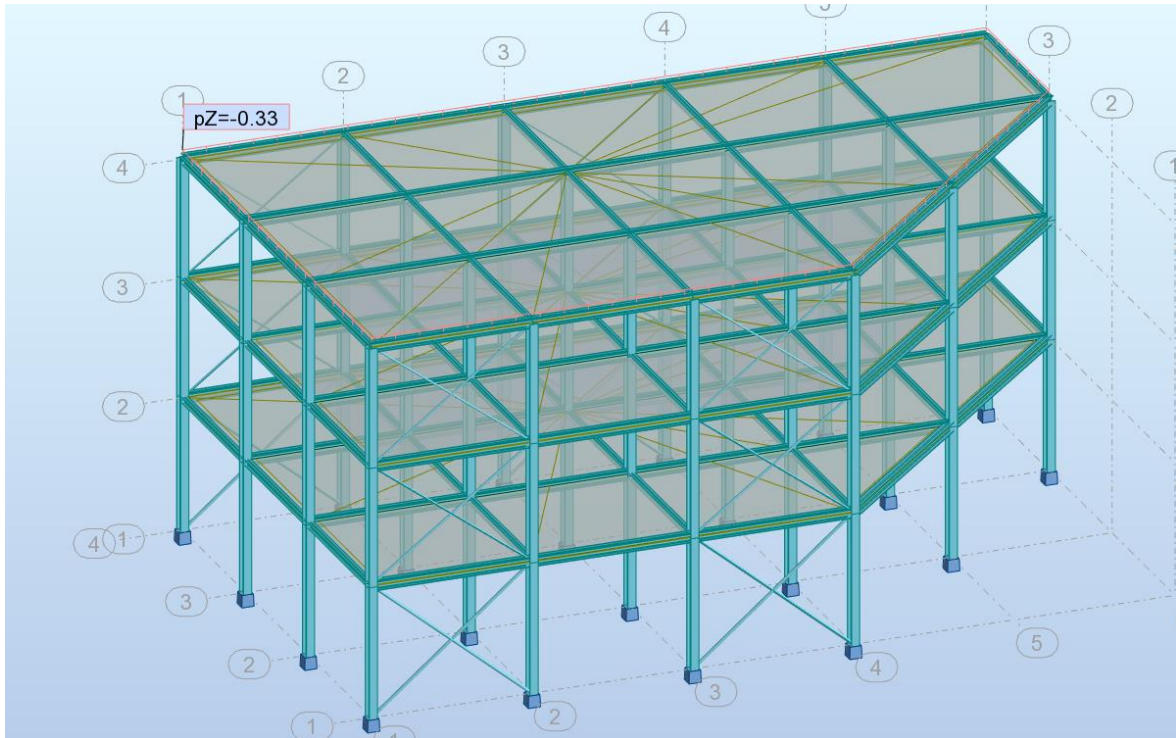
Η τιμή $s_{k,0}$ προκύπτει από τη ζώνη στην οποία βρίσκεται η εκάστοτε κατασκευή (για κατασκευές με υψόμετρο μικρότερο των 1500 m).

- Ζώνη I : $s_{k,0} = 0,4 \text{ kN/m}^2$
- Ζώνη II : $s_{k,0} = 0,8 \text{ kN/m}^2$
- Ζώνη III : $s_{k,0} = 1,7 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 2.4: Χάρτης με τις ζώνες χιονιού στην Ελλάδα^[10]

Στην προκειμένη περίπτωση, το κτίριο βρίσκεται στην Αττική και θεωρούμε ότι είναι σε υψόμετρο $A = 100m$, επομένως ανήκει στη Ζώνη I σύμφωνα με το Σχήμα 2.4. Άρα από τη σχέση (2.3) προκύπτει ότι $s_k = 0,4 \cdot (1 + (100/917)^2) = 0,405 \text{ kN/m}^2$. Τελικά διαστασιολογώντας για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές, το φορτίο χιονιού υπολογίστηκε από τη σχέση (2.1) ίσο με $s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,405 = 0,33 \text{ kN/m}^2$ και ασκείται στην οροφή του κτιρίου, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 2.5: Φορτίο χιονιού

2.4 Φορτία Ανέμου

Από τις αναπτυσσόμενες πιέσεις λόγω του ανέμου προκύπτουν δυνάμεις κάθετες προς την προσβαλλόμενη επιφάνεια. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 (EN 1991-1-4), για κτίρια και έργα ύψους μέχρι 200m, οι δράσεις ανέμου στις κατασκευές κατατάσσονται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις. Οι δράσεις λόγω ανέμου παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο στις κατασκευές από χάλυβα κι αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις τη βασική φόρτιση. Το κτίριο της εργασίας θεωρούμε ότι βρίσκεται σε αστική περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνάει τα 15m (κατηγορία εδάφους IV).

- Βασική ταχύτητα ανέμου v_b

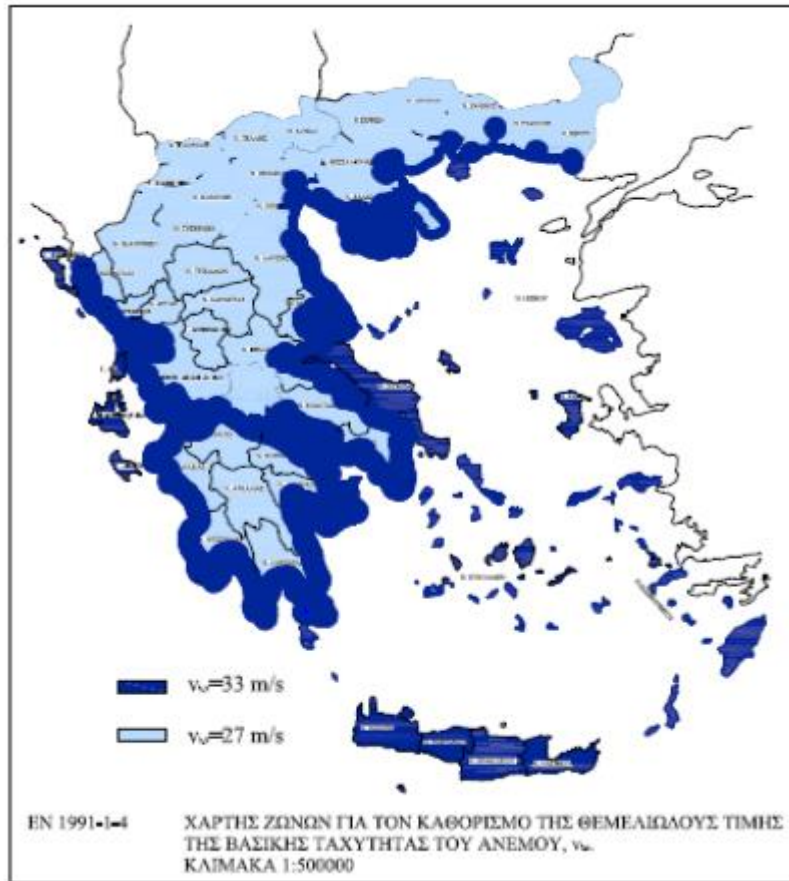
$$\text{Ισχύει ότι } v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (2.4)$$

όπου:

c_{dir} : είναι ο συντελεστής διεύθυνσης, για τις διάφορες διευθύνσεις ανέμου, η τιμή του δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα, ωστόσο η προτεινόμενη τιμή είναι 1,0, όπως και λαμβάνεται.

c_{season} : είναι ο εποχικός συντελεστής, για τις διάφορες διευθύνσεις ανέμου, η τιμή του δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα ωστόσο η προτεινόμενη τιμή είναι 1,0, όπως και λαμβάνεται.

$v_{b,0}$: είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου. Η τιμή της εξαρτάται από την θέση της κατασκευής.



Σχήμα 2.6: Χάρτης ζωνών για τον καθορισμό της θεμελιώδους τιμής της βασικής ταχύτητας του ανέμου^[5]

Σύμφωνα με το Σχήμα 2.6 και θεωρώντας ότι το συγκρότημα των κτιρίων βρίσκεται σε απόσταση μικρότερη των 10 χιλιομέτρων από ακτή, προκύπτει ότι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου $v_{b,0}$ είναι ίση με 33 m/s . Άρα από τη σχέση (2.4) προκύπτει ότι $v_b = 33 \text{ m/s}$.

- Μέση ταχύτητα ανέμου v_m

$$\text{Ισχύει ότι } v_m(z) = C_r(z) \cdot C_o(z) \cdot v_b \quad (2.5)$$

όπου:

v_b : η βασική ταχύτητα ανέμου η οποία είναι ίση με 33 m/s .

$C_o(z)$: είναι συντελεστής ο οποίος εξαρτάται από το ανάγλυφο του εδάφους του οποίου η προτεινόμενη τιμή είναι ίση με 1.

$C_r(z)$: είναι ο συντελεστής τραχύτητας ο οποίος εξαρτάται από την κατηγορία εδάφους της υπό μελέτη κατασκευής. Ισχύει ότι:

$$C_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ για } z_{min} \leq z \leq z_{max} = 200\text{m} \quad (2.6\alpha)$$

$$C_r(z) = C_r(z_{min}) \text{ για } z \leq z_{min} \quad (2.6\beta)$$

Στην προκειμένη περίπτωση λόγω του ότι το κτίριο ανήκει στην κατηγορία εδάφους IV, από τον Πίνακα 2.1 προκύπτουν οι τιμές z_0 και z_{min} .

Πίνακας 2.1: Κατηγορία εδάφους κατασκευής^[11]

Κατηγορία Εδάφους	$z_0(m)$	$z_{min}(m)$
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, 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

Επομένως προκύπτει: $z_{min} = 10m$
 $z_{max} = 200m$
 $z_{0,II} = 0,05m$
 $z_0 = 1m$

Γνωρίζοντας ότι το ύψος της κατασκευής $z = 14m$, ο συντελεστής τραχύτητας υπολογίζεται από τη σχέση (2.6α), όπου $k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,282$ προκύπτει $C_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,282 \cdot \ln\frac{14}{1} = 0,744$. Εν τέλει είναι όλα γνωστά για τον υπολογισμό της μέσης ταχύτητας ανέμου η οποία είναι ίση με $v_m = 24,55 m/s$.

- Ένταση του στροβιλισμού $I_v(z)$

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln\frac{z}{z_0}} \text{ για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (2.7\alpha)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \text{ για } z \leq z_{min} \quad (2.7\beta)$$

όπου:

k_I : είναι ο συντελεστής στροβιλισμού σε ύψος z ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1,00.

$c_0(z)$: είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (ή αναγλύφου) ο οποίος για κλίση εδάφους μικρότερη της τιμής 0,05, είναι ίσος με 1.

Γνωρίζοντας ότι $z = 14m$ μέσω της σχέσης (2.7α) καταλήγουμε ότι $I_v(z) = 0,379$.

- Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (2.8)$$

όπου:

ρ : είναι η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση του ανέμου που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας και λαμβάνεται ίση με $1,25 \text{ Kg/m}^3$.

$I_v(z)$: είναι η ένταση στροβιλισμού σε ύψος z .

v_m : είναι η μέση ταχύτητα ανέμου σε ύψος z πάνω από το έδαφος.

Εν τέλει υπολογίστηκε $q_p(z) = 1,38 \text{ KN/m}^2$. Υπολογίζονται τα φορτία ανέμου για το ορθογώνιο κτίριο διαστάσεων $30m \times 18m$ ως δυσμενέστερη περίπτωση φόρτισης αφού όπως έχει ήδη αναφερθεί τα τρία κτίρια μέσω της σύνδεσης τους με αρμούς λειτουργούν ως στατικά ανεξάρτητα. Ο υπολογισμός της ανεμοπίεσης στο κτίριο μελετήθηκε για διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$ (ο άνεμος ασκείται κάθετα στη μεγάλη επιφάνεια του κτιρίου πλάτους $30m$) και για διεύθυνση ανέμου $\theta = 90^\circ$ (ο άνεμος ασκείται κάθετα στη μικρή επιφάνεια του κτιρίου πλάτους $18m$).

- Υπολογισμός εξωτερικών πιέσεων επί κατακόρυφων τοίχων

- Για διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$

Ισχύει ότι:

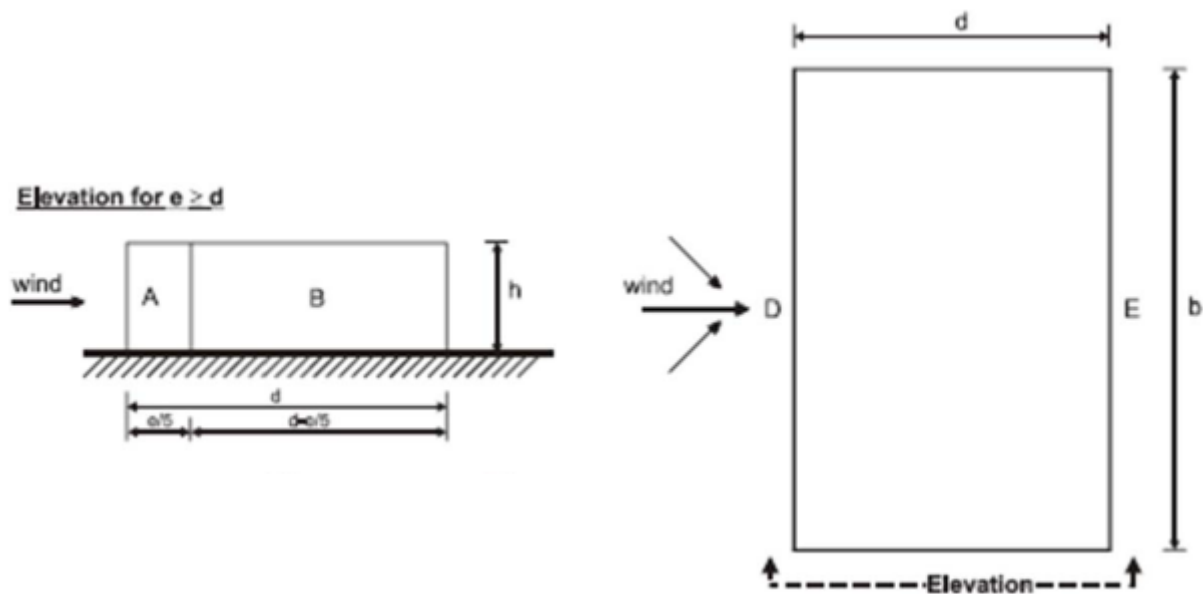
$$b = 30m$$

$$h = 14m$$

$$d = 18m$$

$$e = \min(b; 2h) = \min(30m; 28m) = 28.00m > d = 18.00m$$

$$h/d = 14/18 = 0.778$$



Σχήμα 2.7: Καθορισμός ζωνών για $e > d$ [11]

Οπότε προκύπτουν οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους μέσω γραμμικής παρεμβολής στον Πίνακα 2.2 μέσω Ευρωκώδικα 1.

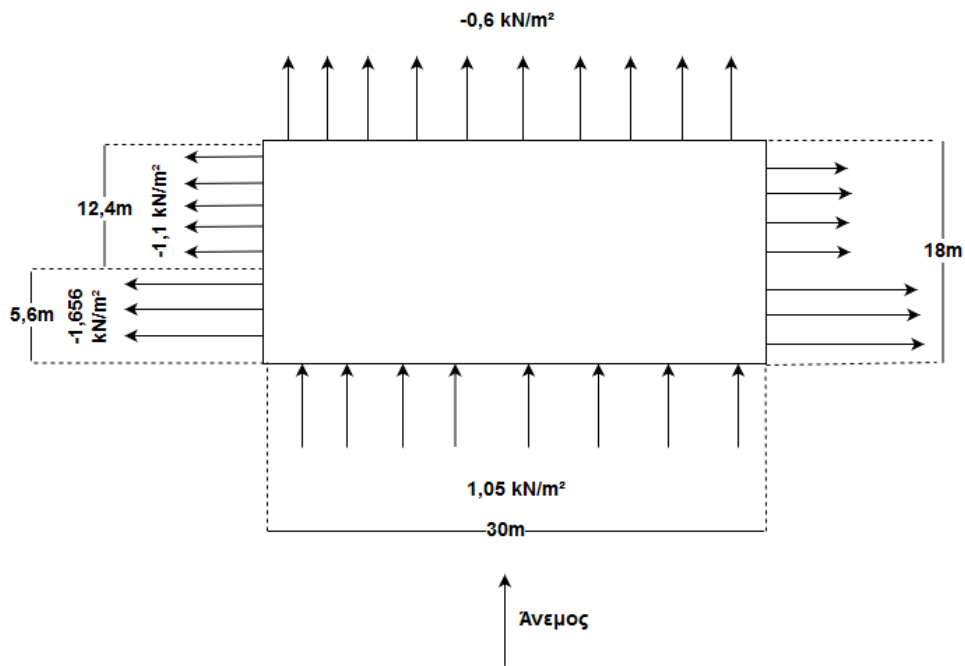
Πίνακας 2.2: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης επί κατακόρυφων τοίχων για $\theta = 0^\circ$

Ζώνη	A	B	C	D	E
$\frac{h}{d} = 1$	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,5
$\frac{h}{d} \leq 0,25$	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3
$\frac{h}{d} = 0,778$	-1,2	-0,8	-0,5	0,76	-0,43

Με βάση τον Πίνακα 2.2 και τη σχέση εξωτερικών πιέσεων $w_e = q_p(z_e) \cdot C_{pe,10}$ (2.9), γνωρίζοντας ότι $z_e = 14m$ προσδιορίζεται ο Πίνακας 2.3:

Πίνακας 2.3: Εξωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων τοίχων για $\theta = 0^\circ$

Ζώνη	A	B	C	D	E
w_e	-1,656	-1,1	-0,7	1,05	-0,6



Σχήμα 2.8: Εξωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων τοίχων για $\theta = 0^\circ$

- Για διεύθυνση ανέμου $\theta = 90^\circ$
Ισχύει ότι:

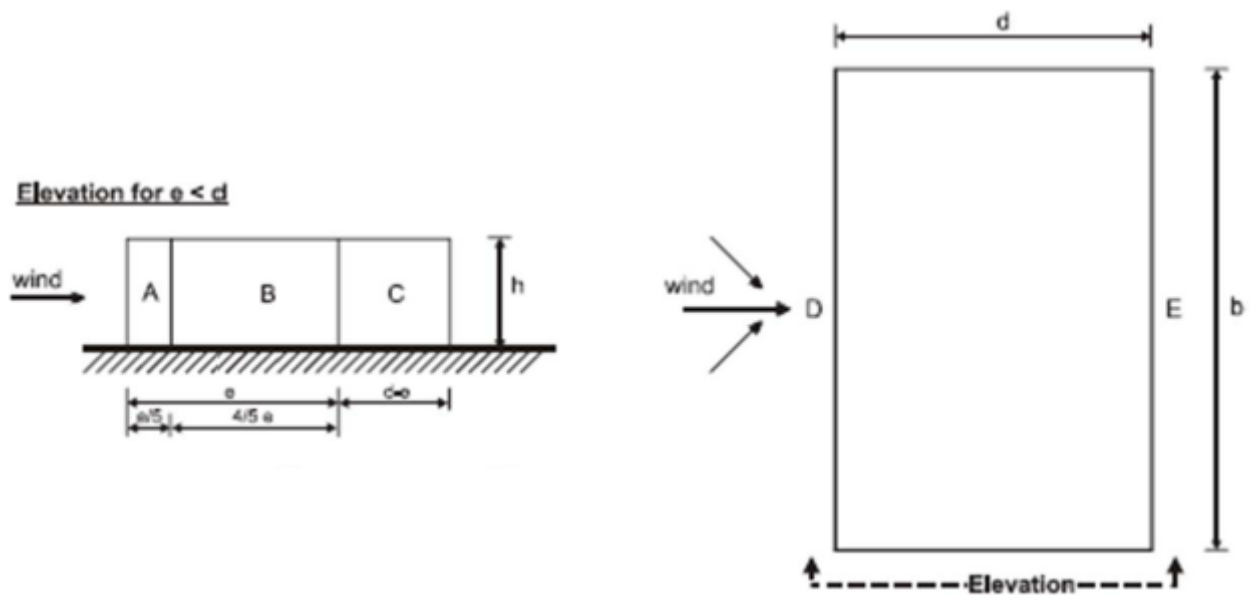
$$b = 18m$$

$$h = 14m$$

$$d = 30m$$

$$e = \min(b; 2h) = \min(18m; 28m) = 18.00m < d = 30.00m$$

$$h/d = 14/30 = 0.467$$



Σχήμα 2.9: Καθορισμός ζωνών για $e < d$ ^[11]

Αντίστοιχα με πριν προκύπτουν οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους μέσω γραμμικής παρεμβολής, στον Πίνακα 2.4 μέσω του Ευρωκώδικα 1.

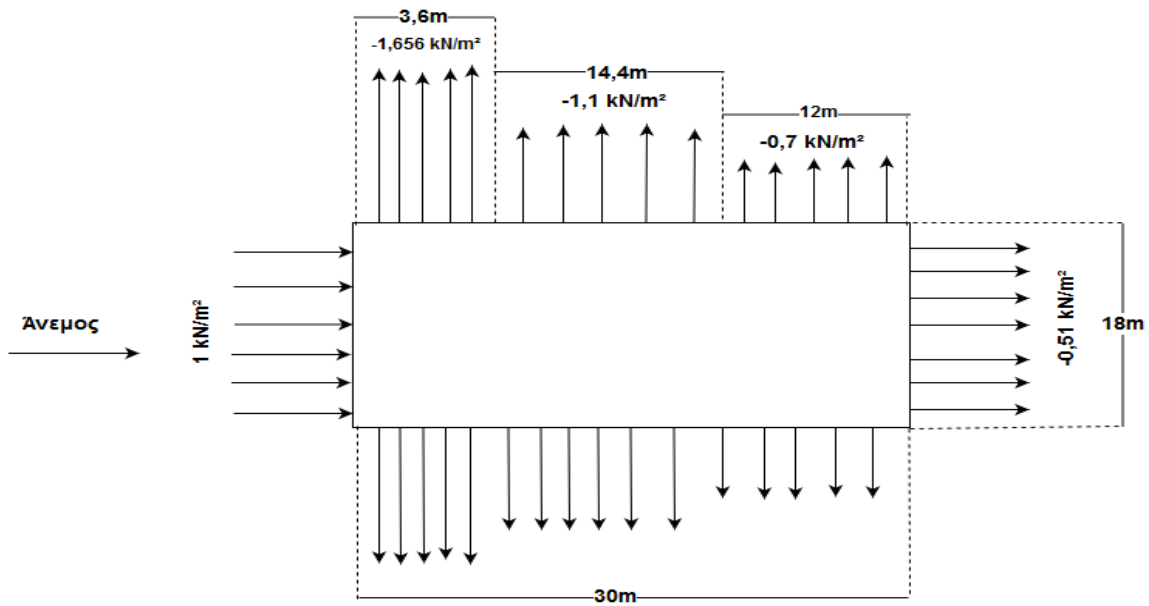
Πίνακας 2.4: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης επί κατακόρυφων τοίχων για $\theta = 90^\circ$

Ζώνη	A	B	C	D	E
$\frac{h}{d} = 1$	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,5
$\frac{h}{d} \leq 0,25$	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3
$\frac{h}{d} = 0,467$	-1,2	-0,8	-0,5	0,727	-0,37

Και πάλι με βάση τον Πίνακα 2.4 και τη σχέση εξωτερικών πιέσεων (2.9), γνωρίζοντας ότι και για $\theta = 90^\circ$ ισχύει $z_e = 14m$ προσδιορίζεται ο Πίνακας 2.5:

Πίνακας 2.5: Εξωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων τοίχων για $\theta = 90^\circ$

Ζώνη	A	B	C	D	E
w_e	-1,656	-1,1	-0,7	1	-0,51

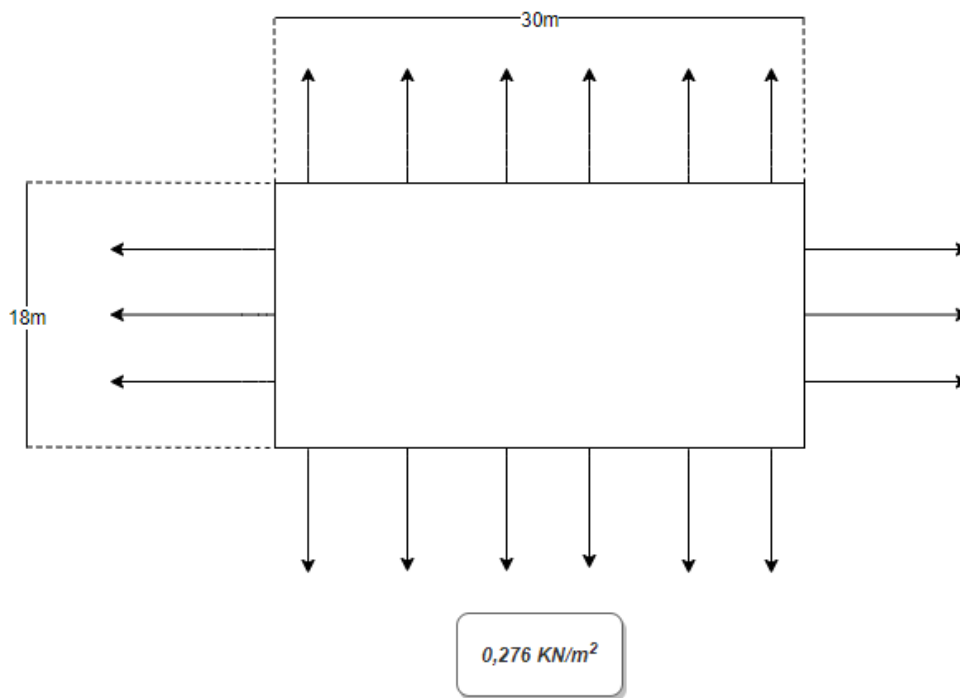


Σχήμα 2.10: Εξωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων τοίχων για $\theta = 90^\circ$

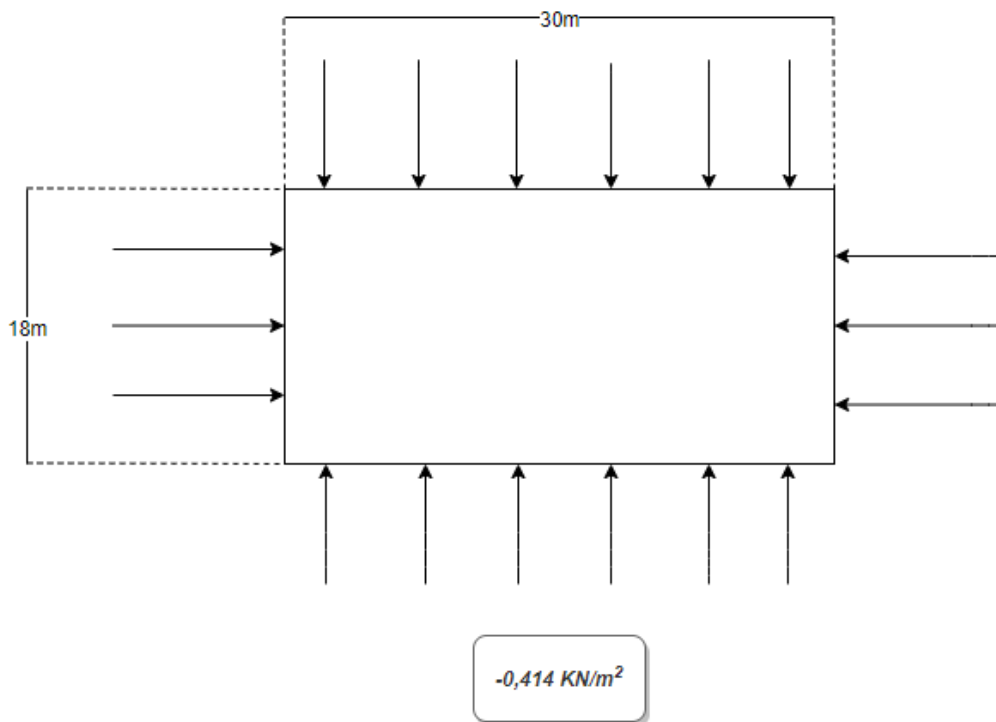
- Υπολογισμός εσωτερικών πιέσεων επί κατακόρυφων τοίχων

Λόγω του ότι δεν είναι εφικτός ο ακριβής υπολογισμός του ποσοστού των ανοιγμάτων της κατασκευής για τον υπολογισμό της εσωτερικής πίεσης λαμβάνονται οι δυσμενέστερες τιμές του συντελεστή C_{pi} , του οποίου οι τιμές κυμαίνονται από $-0,3$ έως $+0,2$. Ισχύει ότι η πίεση $w_i = q_p(z_i) \cdot C_{pi}$ (2.10)

Άρα γνωρίζοντας την πίεση αιχμής προκύπτουν οι οριακές τιμές της εσωτερικής πίεσης οι οποίες είναι: $w_i = -0,414 \text{ kN/m}^2$
 $w_i = 0,276 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 2.11: Εσωτερική πίεση κατακόρυφων τοίχων για $C_{pi} = +0,2$



Σχήμα 2.12: Εσωτερική πίεση κατακόρυφων τοίχων για $C_{pi} = -0,3$

- Υπολογισμός εξωτερικών πιέσεων στέγης

Το κτίριο της παρούσας εργασίας ανήκει στην περίπτωση μονόκλινους οριζόντιας στέγης $\alpha = 0^\circ$ του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4.

- ο Για διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$

Ισχύει ότι:

$$b = 30m$$

$$h = 14m$$

$$d = 18m$$

$$e = \min(b; 2h) = \min(30m; 28m) = 28.00m > d = 18.00m$$

$$h/d = 14/18 = 0.778$$

Υπολογίζονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης στέγης, μέσω γραμμικής παρεμβολής, όπως και προηγούμεως.

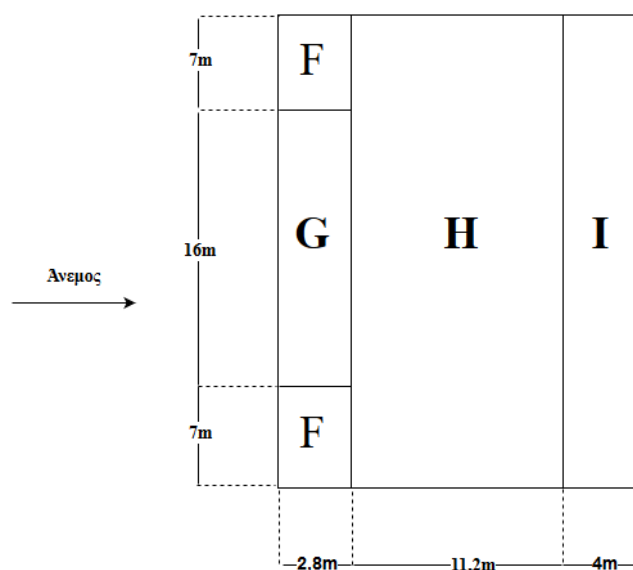
Πίνακας 2.6: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης στέγης για $\theta = 0^\circ$

Ζώνη	F	G	H	I
Στέγη με αιχμηρά άκρα	-1,8	-1,2	-0,7	$\pm 0,2$

Με βάση τον Πίνακα 2.6 και τη σχέση εξωτερικών πιέσεων $w_e = q_p(z_e) \cdot C_{pe,10}$ (2.9), γνωρίζοντας ότι $z_e = 14m$ προσδιορίζεται ο Πίνακας 2.7:

Πίνακας 2.7: Εξωτερικές πιέσεις στέγης για $\theta = 0^\circ$

Ζώνη	F	G	H	I
w_e	-2,484	-1,656	-0,97	± 0.276



Σχήμα 2.13: Καθορισμός ζωνών μονόκλινούς στέγης για $\theta = 0^\circ$

- Για διεύθυνση ανέμου $\theta = 90^\circ$

Ισχύει ότι:

$$b = 18m$$

$$h = 14m$$

$$d = 30m$$

$$e = \min(b; 2h) = \min(18m; 28m) = 18.00m < d = 30.00m$$

$$h/d = 14/30 = 0.467$$

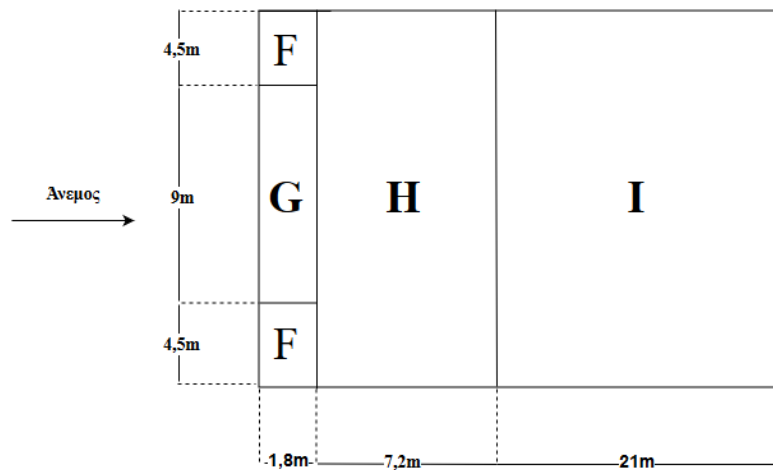
Οπότε όπως και προηγουμένως, προκύπτουν οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης στέγης και οι αντίστοιχες πιέσεις:

Πίνακας 2.8: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης στέγης για $\theta = 90^\circ$

Ζώνη	F	G	H	I
Στέγη με αιχμηρά άκρα	-1,8	-1,2	-0,7	$\pm 0,2$

Πίνακας 2.9: Εξωτερικές πιέσεις στέγης για $\theta = 90^\circ$

Ζώνη	F	G	H	I
w_e	-2,484	-1,656	-0,97	± 0.276

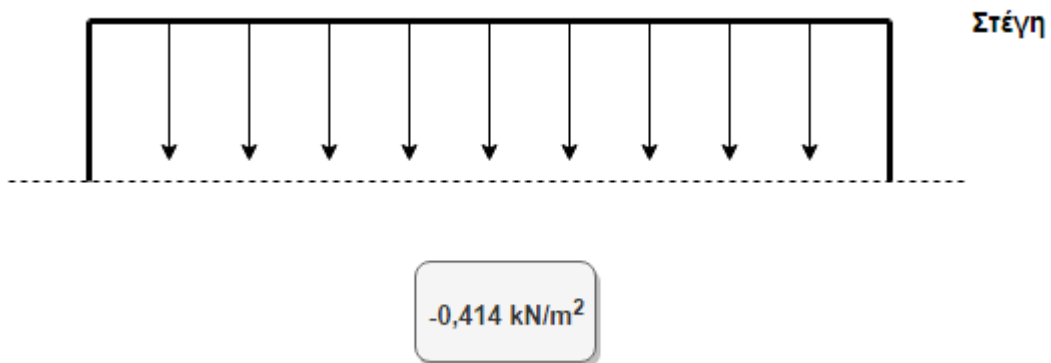


Σχήμα 2.14: Καθορισμός ζωνών μονοκλινούς στέγη για $\theta = 90^\circ$

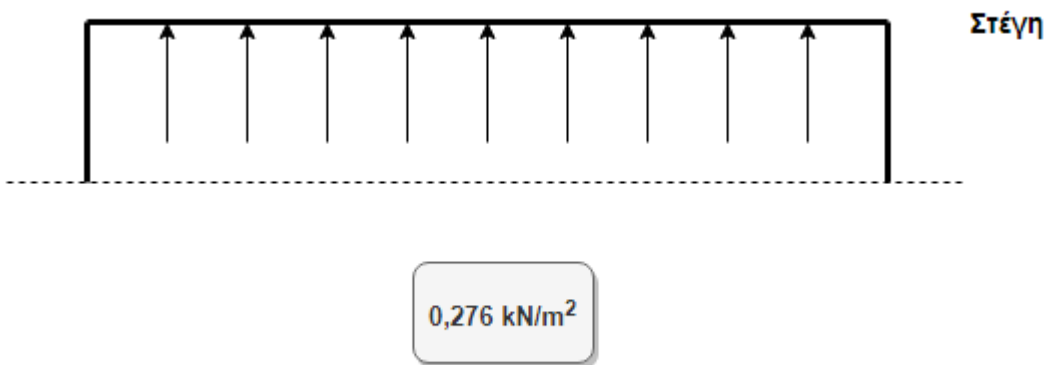
- Υπολογισμός εσωτερικών πιέσεων στέγης

Όπως και πριν για τις εσωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων τοίχων. Έτσι και των για τις εσωτερικές πιέσεις επί της στέγης, θα ληφθούν υπόψιν οι δύο δυσμενέστερες περιπτώσεις οι οποίες προκύπτουν για συντελεστή εσωτερικής πίεσης $C_{pi} = -0,3$ και $C_{pi} = +0,2$ χρησιμοποιώντας τη σχέση (2.10). Η φόρτιση της στέγης μέσω

αυτών των εσωτερικών πιέσεων και στις δύο περιπτώσεις φαίνονται στα παρακάτω σχήματα:



Σχήμα 2.15: Εσωτερική πίεση στέγης για $C_{pi} = -0,3$



Σχήμα 2.16: Εσωτερική πίεση στέγης για $C_{pi} = +0,2$

2.5 Σεισμικές Δράσεις (δυναμικά φορτία)

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις οι οποίες προκαλούν αδρανειακές δυνάμεις στην κατασκευή. Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του υπό μελέτη κτιρίου λόγω του σεισμού και κατατάσσονται στις τυχηματικές δράσεις χωρίς όμως να συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις ούτε με δράσεις λόγω ανέμου.

Ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του φορέα του κτιρίου και σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης.

1. Η μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης για κτίρια η απόκριση των οποίων σε κάθε κύρια διεύθυνση δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις συμβολές ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερων από τη θεμελιώδη ιδιομορφή.

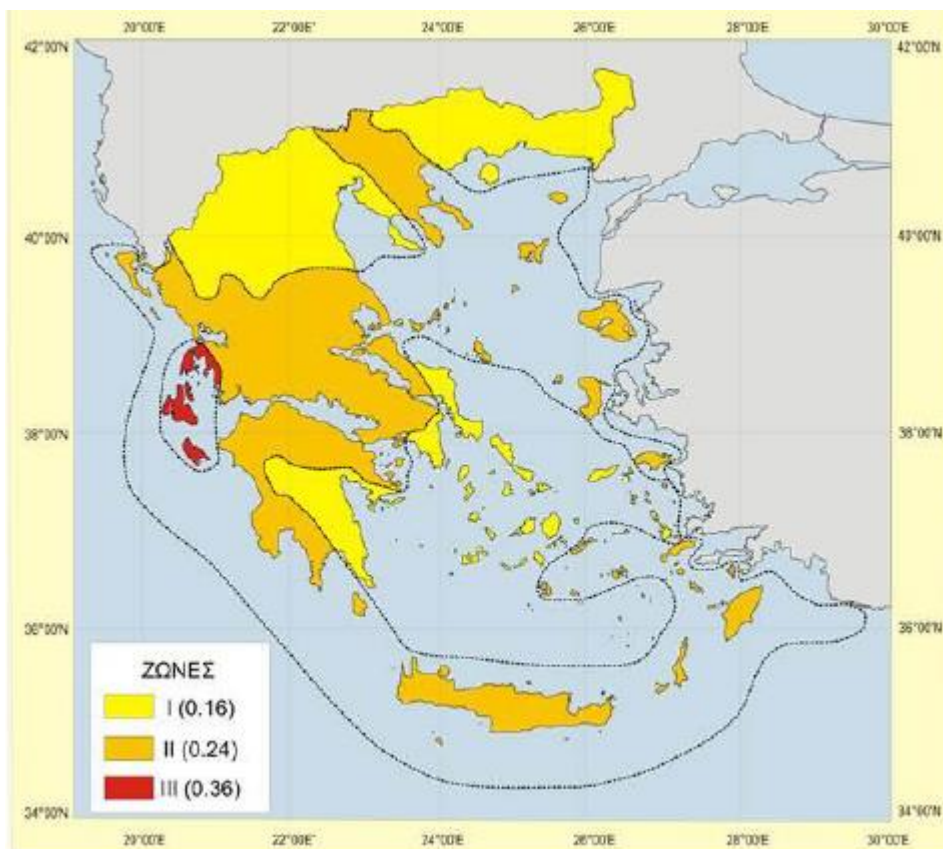
2. Η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης , η οποία μπορεί να εφαρμοστεί σε όλους τους τύπους κτιρίων.

Σαν βασικές αρχές αντισεισμικού σχεδιασμού ο μελετητής επιδιώκει για μικρούς σεισμούς να υπάρξουν αποδεκτές πλαστικές παραμορφώσεις ενώ για το σεισμό σχεδιασμού να υπάρξει αποφυγή σοβαρών βλαβών. Αυτό πραγματοποιείται προσδίδοντας πλαστιμότητα στην υπό μελέτη κατασκευή (μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q και του ορισμού του μηχανισμού κατάρρευσης) και στα μέλη αυτής επιλέγοντας διατομές Κατηγορίας 1 ή 2 και κάνοντας την απαραίτητη ικανοτική προσαύξηση των εντάσεων.

Στην παρούσα εργασία, η μελέτη της κατασκευής έναντι σεισμού πραγματοποιήθηκε μέσω της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης (2.12), με τη χρήση του προγράμματος Robot Structural Analysis.

- *Εδαφική επιτάχυνση a_{gR} (ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας)*

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων καθορίζεται με βάση τον κανονισμό ανάλογα τη περιοχή στην οποία εκπονείται η μελέτη. Η Ελλάδα υποδιαιρείται σε τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας, όπου σε κάθε μια ορίζεται μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια, δηλαδή περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια.



Ζώνη	$a_{gR}(g)$
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

Σχήμα 2.17: Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας στην Ελλάδα.

Στην συγκεκριμένη μελέτη το κτίριο βρίσκεται στην περιοχή της Αττικής, σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1 και λόγω του ότι πρόκειται για σύνηθες έργο, λαμβάνεται η τιμή του κανονισμού $\alpha_{gR} = 0,16g$ (για μεγάλα έργα εκπονείται ξεχωριστή στατιστική μελέτη των σεισμικών γεγονότων της περιοχής).

- *Συντελεστής σπουδαιότητας γ_i*

Σημαντική παράμετρος για το σχεδιασμό των κατασκευών έναντι σεισμικών δράσεων αποτελεί το είδος της υπό μελέτη κατασκευής το οποίο ορίζεται μέσω του συντελεστή σπουδαιότητας γ_i . Σχεδιασμός σημαντικών κατασκευών (π.χ. σχολεία, νοσοκομεία κ.λπ.) γίνεται για σεισμούς με μεγαλύτερες περιόδους επαναφοράς της τάξεως των 1000 ή 2000 χρόνων. Η σπουδαιότητα της εκάστοτε κατασκευής μέσω του Ευρωκώδικα 8 ποσοτικοποιείται με την τιμή του συντελεστή γ_i .

Πίνακας 2.10: Κατηγορίες σπουδαιότητας

Κατηγορία σπουδαιότητας	γ_i	Περιγραφή
I	0,80	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	1,00	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.
III	1,20	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.
IV	1,40	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.

Ένα συγκρότημα κτιρίων εμπορικής χρήσης κατατάσσεται στην κατηγορία σπουδαιότητας II για συνήθη κτίρια επομένως έχει συντελεστή σπουδαιότητας $\gamma_i = 1,00$.

$$\text{Ισχύει : } \alpha_g = \gamma_i \cdot \alpha_{gR} = 1 \cdot 0,16g = 0,16g \quad (2.11)$$

- *Συντελεστής εδάφους S*

Επίσης πολύ σημαντική παράμετρος για τη διαστασιολόγηση έναντι σεισμικών δράσεων αποτελεί το έδαφος στο οποίο πρόκειται να κατασκευαστεί το εκάστοτε κτίριο. Σε περιπτώσεις σκληρών ή βραχωδών εδαφών τα φάσματα δείχνουν μεγάλες επιταχύνσεις για μικρές ιδιοπεριόδους ενώ σε μαλακά εδάφη εμφανίζονται μεγάλες φασματικές επιταχύνσεις ακόμα και σε μεγαλύτερες περιόδους. Οι τιμές των

παραμέτρων οι οποίες καθορίζουν το φάσμα απόκρισης δίνονται από τον παρακάτω Πίνακα 2.11.

Πίνακας 2.11: Παράμετροι φασμάτων απόκρισης^[15]

Κατηγορία	S	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
A	1,00	0,15	0,40	2,50
B	1,20	0,15	0,50	2,50
C	1,15	0,20	0,60	2,50
D	1,35	0,20	0,80	2,50
E	1,40	0,15	0,50	2,50

Στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας, το συγκρότημα των κτιρίων εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας B δηλαδή έχουμε $S = 1,20$, $T_B = 0,15 \text{ sec}$, $T_C = 0,50 \text{ sec}$ και $T_D = 2,50 \text{ sec}$.

- Συντελεστής συμπεριφοράς q (κατηγορία πλαστιμότητας)

Ως πλαστιμότητα ορίζεται η ικανότητα της κατασκευής να μπορεί να αντισταθεί στο σεισμό σχεδιασμού αναπτύσσοντας μεγάλες αλλά επιτρεπτές βλάβες (πλαστικές παραμορφώσεις). Η κατηγορία πλαστιμότητας μπορεί να είναι υψηλή (ΚΠΥ), μέση (ΚΜΜ) ή χαμηλή (ΚΠΧ). Η πλαστιμότητα της κατασκευής εκφράζεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q .

Στη συγκεκριμένη κατασκευή λόγω του ότι στη μία διεύθυνση γίνεται χρήση διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας ενώ στην άλλη διεύθυνση λειτουργούν πλαίσια ροπής σύμφωνα με τον Πίνακα 2.12, η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς είναι $q = 4$.

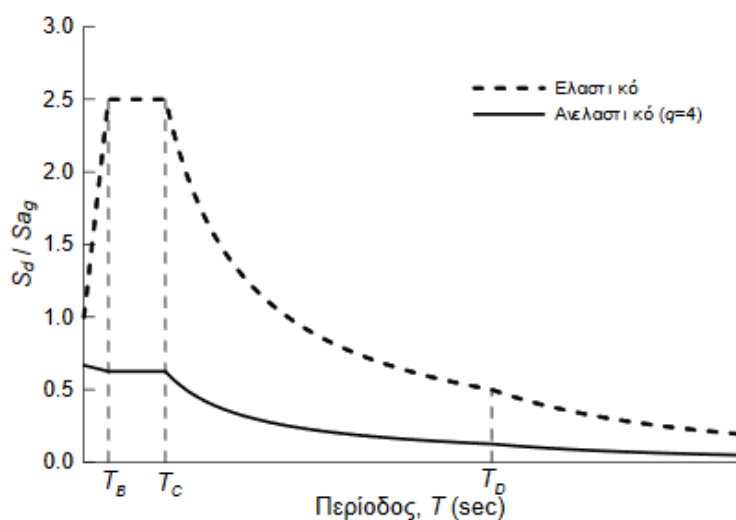
Πίνακας 2.12: Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς $q^{[15]}$

ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	5 α_w/α_l
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντροτητα Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V	4	4
	2	2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	5 α_w/α_l
δ) Αντεστραμμένο εκκρεμές	2	2 α_w/α_l
ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 5	
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	4 α_w/α_l
ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)	2	2
	Βλέπε Κεφάλαιο 7	
	4	5 α_w/α_l

- Φάσμα Σχεδιασμού

Οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί λαμβάνουν υπόψη τους την επιρροή των ιδιοτήτων του εδάφους στη μορφή του φάσματος τροποποιώντας τις χαρακτηριστικές περιόδους T_B και T_C που καθορίζουν την έναρξη της περιοχής σταθερής φασματικής επιτάχυνσης και σταθερής φασματικής ταχύτητας αντίστοιχα.

Για συντελεστή απόσβεσης $\eta = \sqrt{\frac{0,10}{\zeta+0,05}}$ και για οριζόντια σεισμική δράση με απόσβεση 5% παίρνουμε ότι:



φάσμα σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8 για $q = 4$

Σχήμα 2.18: Φάσμα σχεδιασμού για οριζόντια σεισμική δράση με $\zeta=5\%$ ^[8]

Οι αναλυτικές σχέσεις που δίνουν την επιτάχυνση σχεδιασμού είναι οι παρακάτω:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B \quad (2.12\alpha)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C \quad (2.12\beta)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D \quad (2.12\gamma)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4\text{sec} \quad (2.12\delta)$$

3. ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

Στους σύγχρονους κανονισμούς ορίζονται διάφορες οριακές καταστάσεις, πέραν των οποίων ο φορέας δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις των κριτηρίων σχεδιασμού για τον οποίο προορίζεται. Οι οριακές αυτές καταστάσεις σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1990, διακρίνονται σε δυο κατηγορίες :

1. Οριακή κατάσταση αστοχίας (OKA ή ULS) : Συνδέονται με κατάρρευση ή παρόμοιους τρόπους αστοχίας και αφορούν την ασφάλεια της ίδιας της κατασκευής και την ασφάλεια των προσώπων εντός αυτής. Τέτοιας μορφής παραδείγματα είναι η απώλεια της στατικής ισορροπίας του φορέα , η αστοχία λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων, η μείωση της υπερστατικότητας του φορέα σε τέτοιο βαθμό όπου γίνεται μετατροπή του σε μηχανισμό οδηγώντας σε απώλεια ευστάθειας κλπ.
2. Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (OKL ή SLS): Συνδέονται με τις συνθήκες, πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται οι απαιτήσεις της προβλεπόμενης χρήσης όπως είναι η καλή λειτουργία του κτιρίου , η άνεση των χρηστών μέσα σε αυτό και η εμφάνιση του. Διαστασιολογώντας έναντι οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας είναι πολύ σημαντικό καθώς μπορεί να μην συνδέονται άμεσα με την απώλεια της στατικής ισορροπίας του κτιρίου όμως φαινόμενα όπως μεγάλα βέλη και ρηγματώσεις επηρεάζουν την άνεση των χρηστών μέσα στο χώρο δημιουργώντας ένα αίσθημα ανασφάλειας.

Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μέγιστων τιμών διαφόρων ανεξάρτητων μεταβλητών δράσεων είναι μικρή. Για το λόγο αυτό κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται οι μειωτικοί συντελεστές ψ οι οποίοι εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο, για την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση, έχει μεγάλη πιθανότητα ταύτισης με άλλες δράσεις. Οι τιμές των συντελεστών ψ για κτίρια δίνονται στον παρακάτω Πίνακα 3.1.

Πίνακας 3.1: Συντελεστές ψ για κτίρια

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
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 $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι τιμές ψ μπορούν να καθορισθούν από το Εθνικό Προσάρτημα.			
* Για χώρες οι οποίες δεν αναφέρονται παρακάτω, βλέπε συναφείς τοπικές συνθήκες.			

3.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

- Βασικοί συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{Q,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.1)$$

Όπου :

G_{kj} είναι η χαρακτηριστική τιμή της μόνιμης δράσης

γ_{Gj} είναι ο συντελεστής ασφαλείας για την μόνιμη δράση

$Q_{k,1}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή της εκάστοτε κύριας μεταβλητής δράσης

$\gamma_{Q,1}$ είναι ο συντελεστής ασφαλείας για την εκάστοτε κύρια μεταβλητή δράση

$\gamma_{Q,i}$ είναι ο συντελεστής ασφαλείας για την μεταβλητή δράση i

$\psi_{Q,i}$ είναι ο συντελεστής συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

$Q_{k,i}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης i

Οι τιμές των συντελεστών συνδυασμού ψ λήφθηκαν:

Για κινητά φορτία $\psi_0 = 0,7$

Για φορτία ανέμου $\psi_0 = 0,6, \psi_0 = 0,5$

Για φορτία χιονιού $\psi_0 = 0,5$

1. Δυσμενείς συνδυασμοί

- Θεωρώντας το κινητό φορτίο Q ως κύρια μεταβλητή δράση:

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S$$

- Θεωρώντας το φορτίο ανέμου W ως κύρια μεταβλητή δράση:

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S$$

- Θεωρώντας το φορτίο χιονιού S ως κύρια μεταβλητή δράση:

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,5 \cdot W$$

2. Ευμενής συνδυασμός

$$1,00 \cdot G + 1,00 \cdot Q$$

- Σεισμικοί συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{kj} + E + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.2)$$

Όπου :

G_{kj} είναι η χαρακτηριστική τιμή της μόνιμης δράσης

E είναι η τιμή της σεισμικής δράσης

$\psi_{Q,i}$ είναι ο συντελεστής συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

$Q_{k,i}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης

Στην περίπτωση της υπό μελέτη κατασκευής οι σεισμικοί συνδυασμοί δράσεων που χρησιμοποιήθηκαν είναι:

$$1,00 \cdot G + 0,60 \cdot Q \pm 1,00 \cdot E_x \pm 0,30 \cdot E_y$$

$$1,00 \cdot G + 0,60 \cdot Q \pm 0,30 \cdot E_x \pm 1,00 \cdot E_y$$

Τυχηματικοί συνδυασμοί δράσεων δεν λαμβάνονται υπόψη στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας.
Οι τιμές των συντελεστών ασφαλείας γ_G και γ_Q λήφθηκαν 1,35 και 1,00 αντίστοιχα όπου επρόκειτο για δυσμενής περίπτωση συνδυασμού.

3.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{kj} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.3)$$

Όπου :

G_{kj} είναι η χαρακτηριστική τιμή της μόνιμης δράσης

$Q_{k,1}$ είναι η τιμή της κύριας μεταβλητής δράσης στην υπό εξέταση περίπτωση

$\psi_{0,i}$ είναι ο συντελεστής συνδυασμού των λοιπών μεταβλητών δράσεων

$Q_{k,i}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή των λοιπών μεταβλητών δράσεων

Οι προτεινόμενες τιμές των συντελεστών συνδυασμού ψ σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα είναι:

Για κινητά φορτία $\psi_0 = 0,7$

Για φορτία ανέμου $\psi_0 = 0,6$

Για φορτία χιονιού $\psi_0 = 0,5$

Επομένως προκύπτουν οι συνδυασμοί:

1. Θεωρώντας το κινητό φορτίο Q ως κύριο
 $G + Q + 0,6 \cdot W + 0,5 \cdot S$
2. Θεωρώντας το φορτίο ανέμου W ως κύριο
 $G + W + 0,7 \cdot Q + 0,5 \cdot S$
3. Θεωρώντας το φορτίο ανέμου S ως κύριο
 $G + S + 0,7 \cdot Q + 0,6 \cdot W$

Σημειώνεται ότι όλοι οι συνδυασμοί φορτίσεων οι οποίοι αναφέρθηκαν παραπάνω, εξετάστηκαν μέσω του προγράμματος Robot Structural Analysis και ο πίνακας όλων των συνδυασμών βρίσκεται στο Παράρτημα Α.

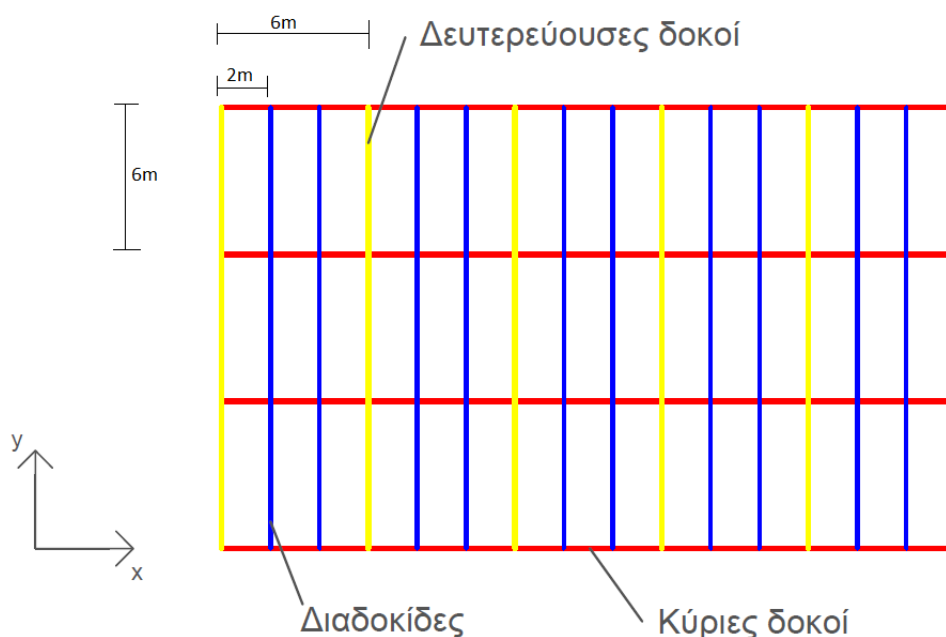
4. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΦΟΡΕΑ ΑΠΟ ΣΤΑΤΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥΣ

4.1 Εισαγωγή

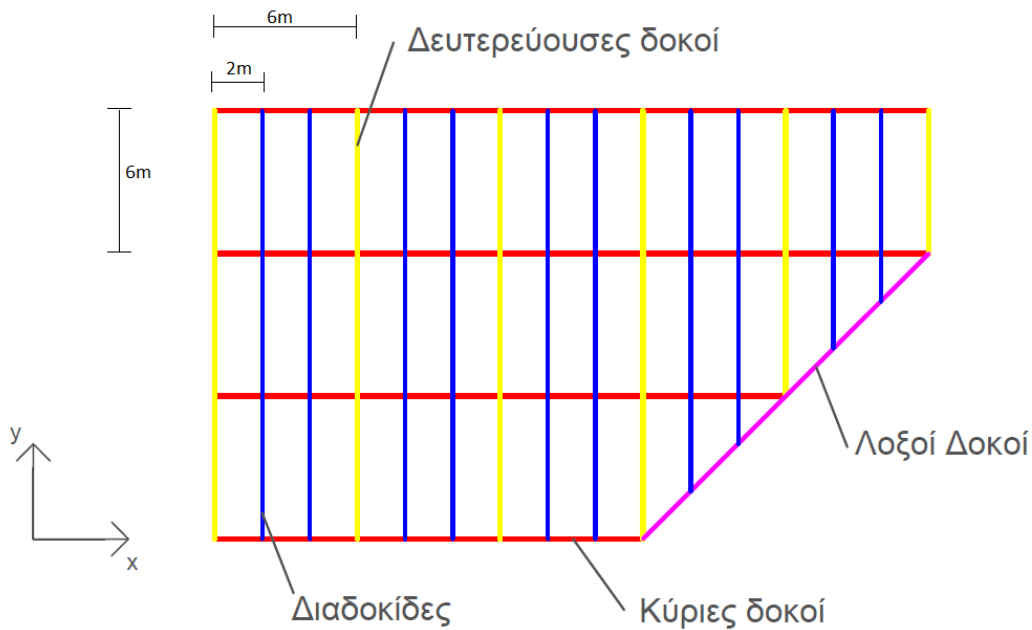
Σκοπός του σχεδιασμού των κατασκευών είναι ο προσδιορισμός των εντατικών μεγεθών και των παραμορφώσεων των μελών του φορέα και ο έλεγχος ότι η ένταση και οι παραμορφώσεις βρίσκονται εντός των αποδεκτών ορίων.

Όπως έχει ήδη αναφερθεί και στα προηγούμενα κεφάλαια, το συγκρότημα κτιρίων αποτελείται από τρία κτίσματα. Ένα ορθογωνικό κτίριο από χάλυβα διαστάσεων κάτοψης $30 \times 18\text{m}^2$, ένα τραπεζοειδές μεταλλικό κτίριο με μήκος μεγάλης πλευράς 30m και μήκος μικρής πλευράς 18m και ένα κτίριο από σπλισμένο σκυρόδεμα $6 \times 6\text{m}^2$. Πρόκειται για τρία τριώροφα κτίρια με ύψος ισογείου 5m και ύψη πρώτου και δεύτερου ορόφου από 4,5m, συνολικού δηλαδή ύψους 14m.

Τα τρία αυτά κτίρια συνδέονται μεταξύ τους μέσω αντισεισμικών αρμών κάνοντας τα να λειτουργούν ως στατικός ανεξάρτητα μεταξύ τους. Και γι' αυτόν τον λόγο η ανάλυση και η διαστασιολόγηση του καθενός από αυτά έγινε ξεχωριστά. Στο παρόν κεφάλαιο θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα της ανάλυσης των δύο μεταλλικών κτιρίων μέσω της χρήσης του λογισμικού Robot Structural Analysis ξεκινώντας από το κτίριο ορθογωνικής κάτοψεως ως δυσμενέστερη περίπτωση.



Σχήμα 4.1: Κάτοψη τυπικού ορόφου ορθογωνικού κτιρίου



Σχήμα 4.2: Κάτοψη τυπικού ορόφου τραπεζοειδούς κτιρίου

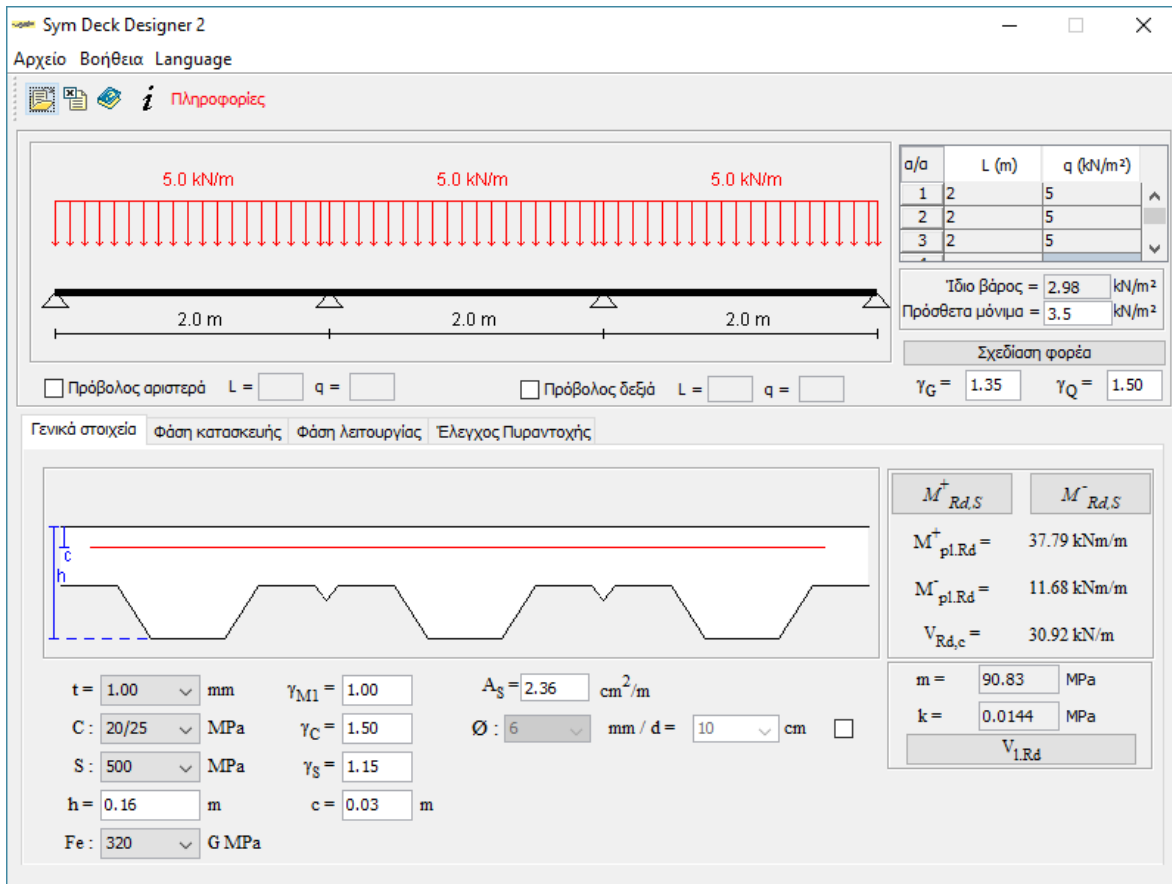
4.2 Ορθογωνικό μεταλλικό κτίριο

4.2.1 Σύμμικτες Πλάκες

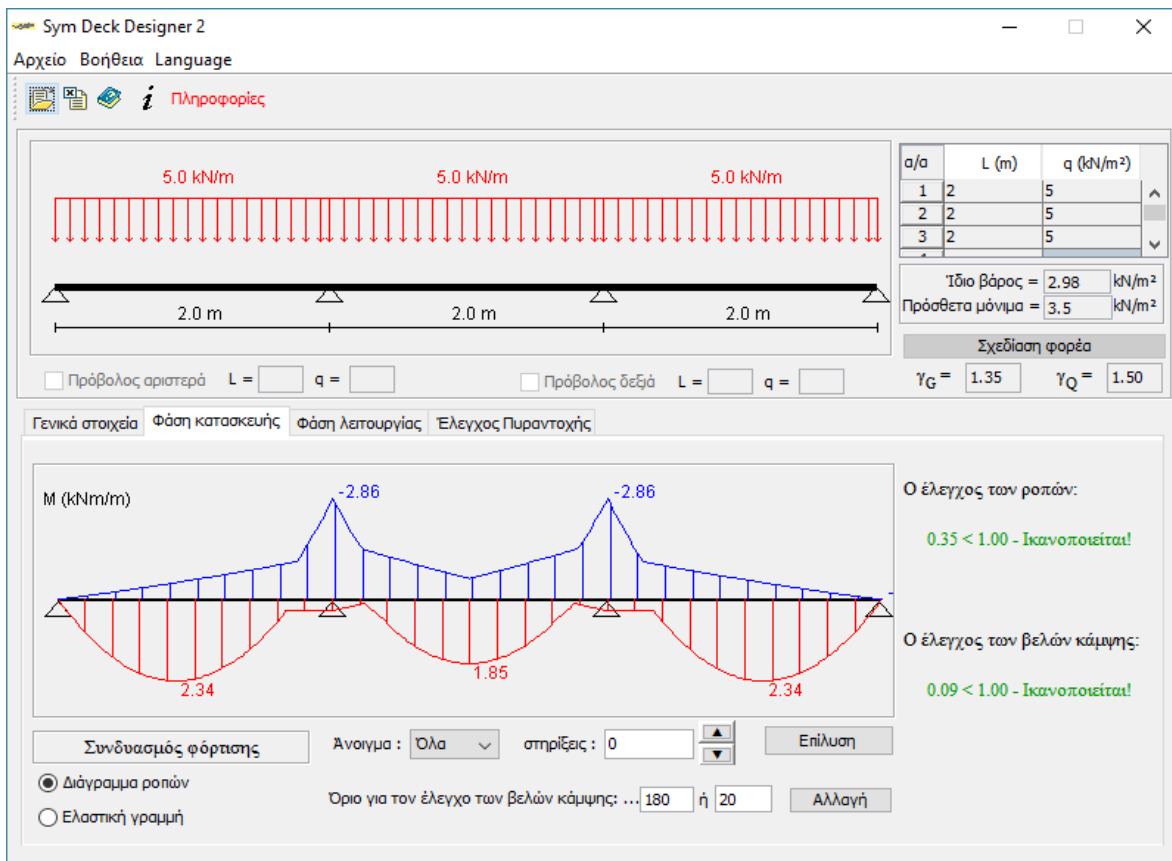
Οι πλάκες του κτιρίου κατασκευάστηκαν ως σύμμικτες οι οποίες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και επιτόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Τα χαλυβδόφυλλα χρησιμεύουν στη φάση κατασκευής ως τύπος για το έγχυτο σκυρόδεμα, και στη φάση λειτουργίας ως οπλισμός της πλάκας^[2]. Στην πλάκα σκυροδέματος προβλέπεται ελαφρύς οπλισμός σε μορφή εσχάρας. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4 για τον σχεδιασμό των σύμμικτων πλακών υπάρχουν οι παρακάτω απαιτήσεις:

- Συνολικό ελάχιστο πάχος: $80mm$
- Ελάχιστο πάχος πάνω από το χαλυβδόφυλλο: $40mm$
- Επειδή η πλάκα πρέπει να εξασφαλίζει διαφραγματική λειτουργία ισχύει: $\min h = 90mm$ και $\min h_c = 50mm$
- Μέγιστο πάχος χαλυβδόφυλλου: $1,25mm$
- Ποιότητα σκυροδέματος μεταξύ C20/25 και C60/75
- Ελάχιστος οπλισμός: $80mm^2/m$
- Ελάχιστη απόσταση μεταξύ ράβδων οπλισμού: $\min(2 \cdot h ; 350mm)$

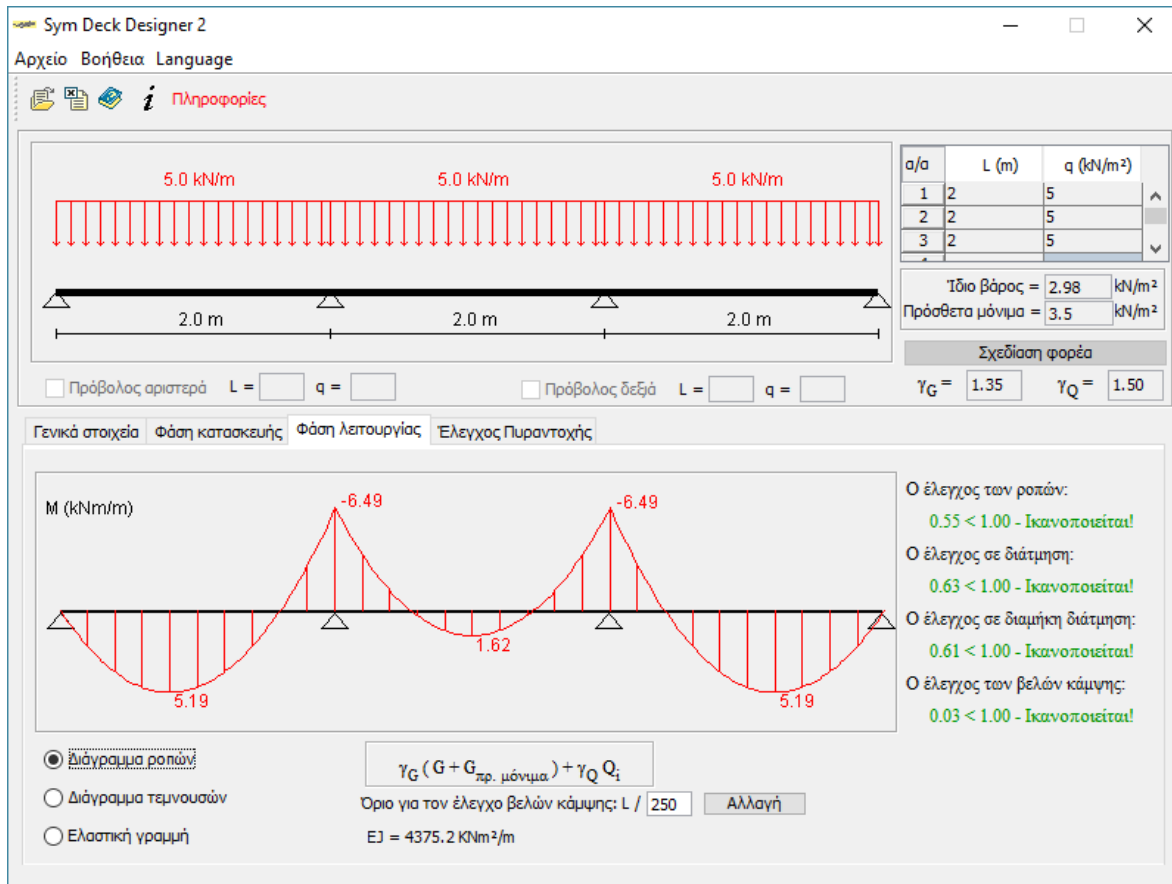
Με γνώμονα τις παραπάνω απαιτήσεις του Ευρωκώδικα, και με τη χρήση του λογισμικού SymDeck Designer 2 της εταιρείας ΕΛΑΣΤΡΟΝ ΧΑΛΥΒΟΥΡΓΙΚΑ ΠΡΟΪΟΝΤΑ επιλέχθηκε τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 πάχους $h = 160mm$ με φύλλο πάχους $t = 1mm$. Τα δεδομένα της σύμμικτης πλάκας καθώς και τα αποτελέσματα της ανάλυσης της φαίνονται στα παρακάτω σχήματα.



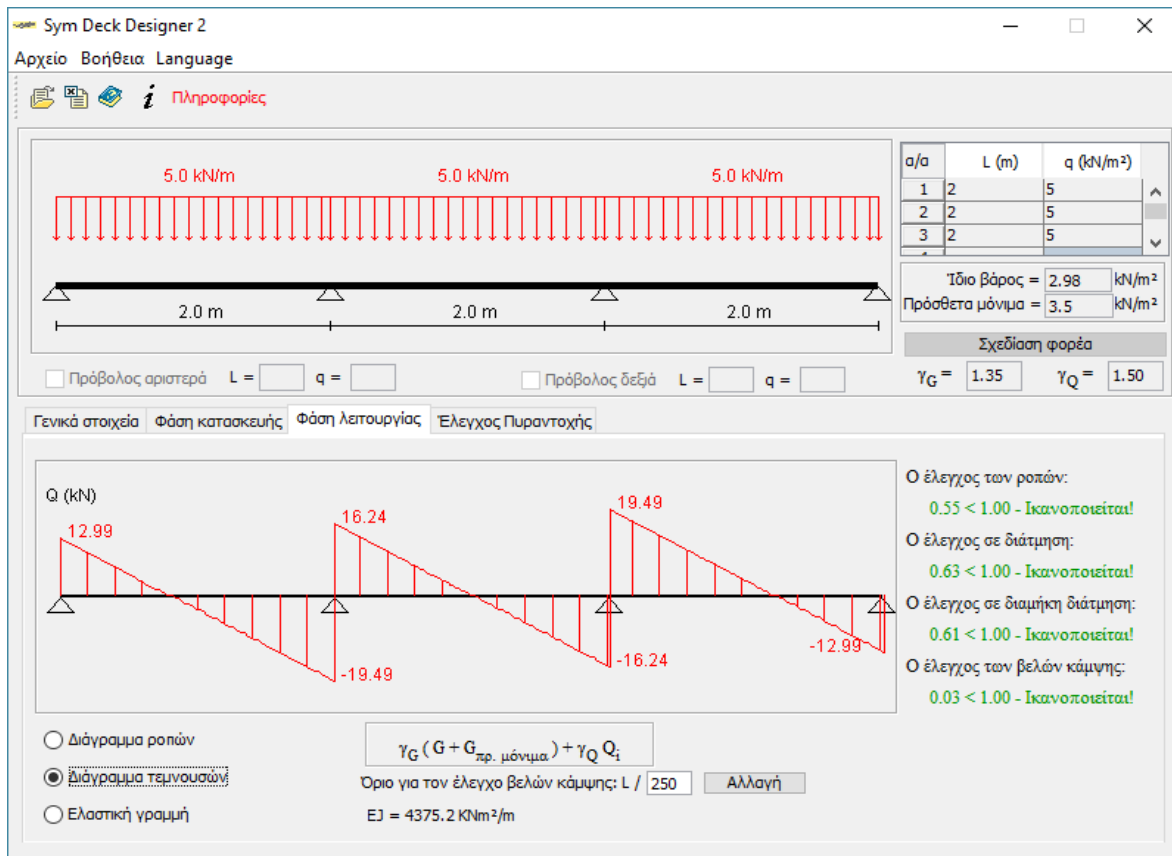
Σχήμα 4.3: Γενικά στοιχεία σύμμικτης πλάκας



Σχήμα 4.4: Διάγραμμα ροπών σύμμικτης πλάκας και έλεγχοι κατά τη φάση κατασκευής



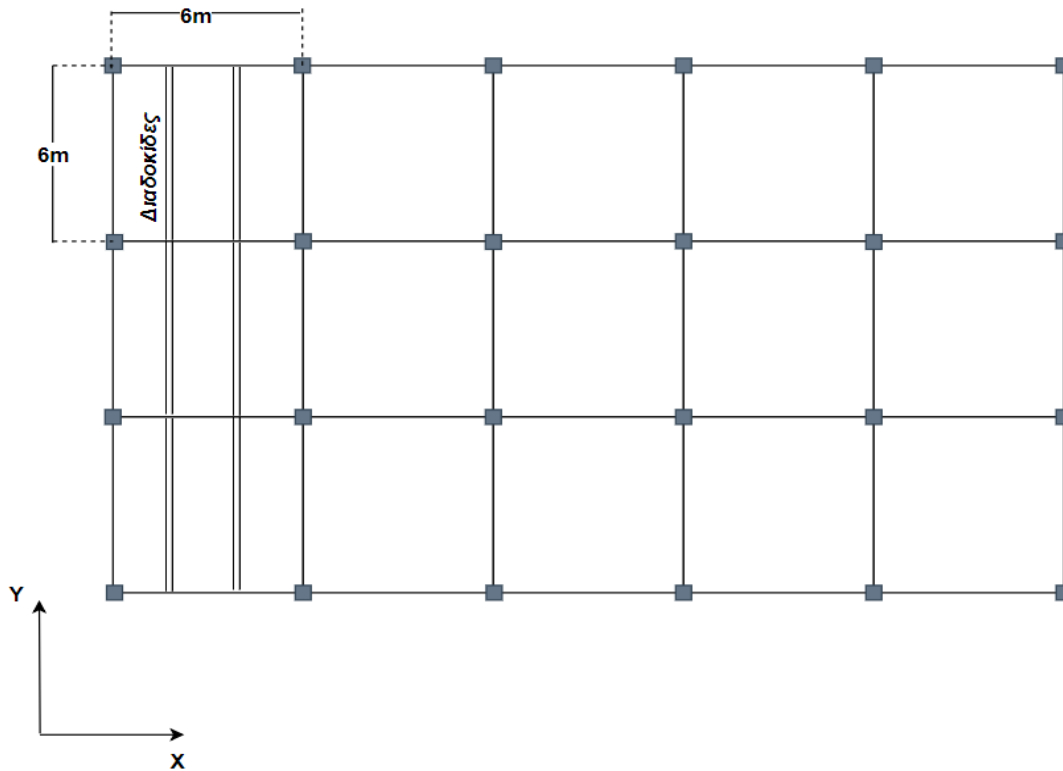
Σχήμα 4.5: Διάγραμμα ροπών σύμμικτης πλάκας και έλεγχοι κατά τη φάση λειτουργίας



Σχήμα 4.6: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων σύμμικτης πλάκας και έλεγχοι κατά τη φάση λειτουργίας

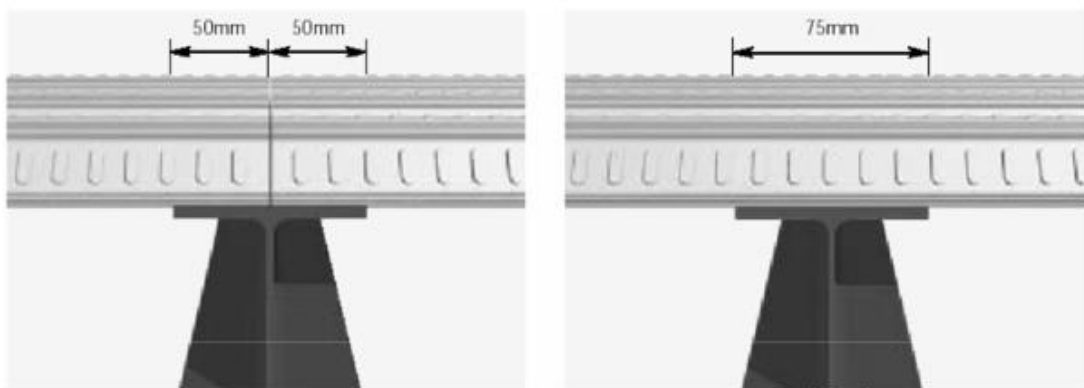
4.2.2 Διαδοκίδες

Οι πλάκες των ορόφων εδράζονται επί αμφιέριστων σύμμικτων διαδοκίδων οι οποίες διατάσσονται παράλληλα στη διεύθυνση y στηριζόμενες στις κύριες δοκούς της διεύθυνσης x . Οι διαδοκίδες έχουν πλάτος επιρροής 2m μεταξύ των δοκών της διεύθυνσης y και έχουν μήκος ίσο με 6m. Η διάταξη των διαδοκίδων φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



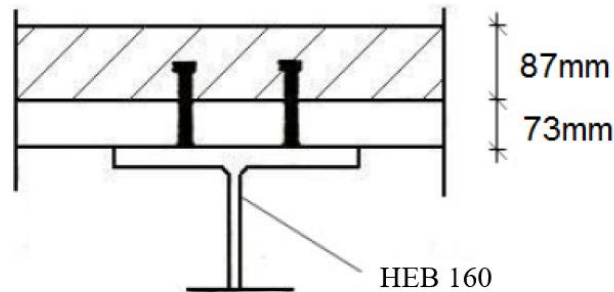
Σχήμα 4.7: Διάταξη διαδοκίδων τυπικού ορόφου στο ορθογωνικό κτίριο

Η σιδηροδοκός η οποία λειτουργεί ως κάτω πέλμα στη σύμμικτη δοκό είναι η πρότυπη ελατή διατομή θερμής έλασης HEB 160. Η διατομή αυτή έχει πλάτος 160mm επομένως ικανοποιείται η απαίτηση ελάχιστου πλάτους για την πλάκα.



Σχήμα 4.8: Ελάχιστα πλάτη έδρασης της πλάκας επί της δοκού

Σχετικά με την πλάκα από σκυρόδεμα που επιτελεί το ρόλο του άνω πέλματος, σημειώνεται ότι αμελείται η επιφάνεια του σκυροδέματος στην περιοχή των νευρώσεων του χαλυβδόφυλλου, και συνεπώς θεωρείται ότι η πλάκα έχει πάχος $d=87\text{mm}$ και απέχει από το άνω πέλμα της σιδηροδοκού ύψος ίσο με το ύψος του χαλυβδόφυλλου.



Σχήμα 4.9: Ενεργό πάχος πλάκας

- Γεωμετρικά χαρακτηριστικά

1. Διατομής HEB 160

$$\begin{aligned}
 h_{ολ} &= 160\text{mm} \\
 z_a &= 16 + \frac{16}{2} = 24\text{cm} \\
 W_{el} &= 311\text{ cm}^3 \\
 A_a &= 54,3\text{ cm}^2 \\
 I_a &= 2490\text{ cm}^4 \\
 W_{pl} &= 354\text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

2. Πλάκα Σκυροδέματος

$$\begin{aligned}
 d &= 8,7\text{ cm} \\
 z_c &= \frac{d}{2} = 4,35\text{ cm} \\
 b_{eff} &= 200\text{ cm} \\
 A_c &= d \cdot b_{eff} = 1740\text{ cm}^2 \\
 I_c &= \frac{(b \cdot h^3)}{12} = 10975\text{ cm}^4 \\
 \eta &= \frac{E_a}{E_c} = \frac{210}{29} = 7,24
 \end{aligned}$$

3. Χάλυβας Οπλισμού

$$\begin{aligned}
 A_s &= 2,36\text{ cm}^2 \\
 c_{nom} &= 3\text{ cm} \\
 \text{Ράβδος οπλισμού } &\Phi 10 \\
 z_s &= c_{nom} + \frac{\Phi 10}{2} = 3,5\text{ cm} \\
 I_s &\approx 0
 \end{aligned}$$

- Φορτία

Ίδιο βάρος πλακών $g_{πλακ} = 2,98 \text{ kN/m}^2$

Ίδιο βάρος διαδοκίδας $g_{διαδ} = 0,43 \text{ kN/m}$

Πρόσθετα μόνιμα $g = 3,5 \text{ kN/m}^2$

Κινητό φορτίο $Q = 5 \text{ kN/m}^2$

Ο σχεδιασμός της σύμμικτης δοκού χωρίζεται σε δύο φάσεις. Την Φάση 1 κατά την οποία λειτουργεί μόνο η σιδηροδοκός καθώς το νωπό σκυρόδεμα δεν έχει ακόμα την θλιπτική αντοχή που απαιτείται για την σύμμικτη λειτουργία της δοκού. Τα φορτία κατά την φάση αυτή είναι τα ίδια βάρη δοκού και πλάκας $q_1 = 1,35 \cdot (g_{πλακ} \cdot b_{eff} + g_{διαδ}) = 1,35 \cdot (2,98 \text{ kN/m}^2 \cdot 2\text{m} + 0,43 \text{ kN/m}) = 8,65 \text{ kN/m}$.

Επομένως είναι: $M_{Ed,1} = \frac{q_1 \cdot l^2}{8} = 38,9 \text{ kNm}$

$$V_{Ed,1} = \frac{q_1 \cdot l}{2} = 25,95 \text{ kN}.$$

Στην συνέχεια, κατά την Φάση 2, λειτουργεί ολόκληρη η σύμμικτη διατομή και τα φορτία που καλείται να παραλάβει είναι όλα τα φορτία που παρουσιάστηκαν παραπάνω. Αντίστοιχα με προηγουμένως, $q_2 = 1,35 \cdot (g \cdot b_{eff}) + 1,5 \cdot (Q \cdot b_{eff}) = 1,35 \cdot (3,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2\text{m}) + 1,5 \cdot (5 \cdot 2) = 24,45 \text{ kN/m}$ και επομένως:

$$M_{Ed,2} = \frac{q_2 \cdot l^2}{8} = 110 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,2} = \frac{q_2 \cdot l}{2} = 73,3 \text{ kN}$$

- Εύρεση ισοδύναμης διατομής

Εμβαδόν ισοδύναμης διατομής:

$$A_e = A_a + \frac{A_c}{\eta} = 295 \text{ cm}^2$$

Κέντρο βάρους ισοδύναμης διατομής από την άνω ίνα σκυροδέματος:

$$z_e = \frac{A_a \cdot z_a + A_c \cdot \frac{z_c}{\eta} + A_s \cdot z_s}{A_e} = \frac{1303,2 + 1045,4 + 8,26}{295} = 8 \text{ cm}$$

Ροπή αδράνειας ισοδύναμης διατομής:

$$I_e = I_a + A_a(z_a - z_e)^2 + \frac{I_c}{\eta} + \left(\frac{A_c}{\eta}\right)(z_c - z_e)^2 + A_s(z_s - z_e)^2 \Rightarrow I_e = 2490 + 13900 + 3202 + 47,8 \Rightarrow I_e = 19.640 \text{ cm}^4$$

- Ροπές αντίστασης διατομής

Άνω ίνα σκυροδέματος : $W_{co} = \frac{(I_e \cdot \eta)}{z_e} = 17.774 \text{ cm}^3$

Κάτω ίνα σκυροδέματος: $W_{cu} = \frac{(I_e \cdot \eta)}{(d - z_e)} = 203133,7 \text{ cm}^3$

Άνω ίνα χάλυβα: $W_{ao} = \frac{I_e}{(16 - z_e)} = 2455 \text{ cm}^3$

Κάτω ίνα χάλυβα: $W_{au} = \frac{I_e}{(h - z_e)} = 892,7 \text{ cm}^3$

- Τάσεις Σύμμικτης Διατομής

Πίνακας 4.1: Ροπές αντιστάσεως και τάσης σύμμικτης διατομής κατά τις 2 Φάσεις

Εξεταζόμενη Ίνα	Φάση 1		Φάση 2		Σύνολο
	W_i [cm^3]	σ_i [kN/cm^2]	W_i [cm^3]	σ_i [kN/cm^2]	σ_i [kN/cm^2]
Άνω ίνα σκυροδέματος (co)	-	-	-17774	-0,61	-0,61
Κάτω ίνα σκυροδέματος (cu)	-	-	203133,7	0,05	0,05
Άνω ίνα χάλυβα (ao)	-311	-12,5	2455	4,48	-8,02
Κάτω ίνα χάλυβα (au)	311	12,5	818,33	13,44	25,94

- Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Είναι γνωστό ότι η τάση σχεδιασμού του δομικού χάλυβα είναι ίση με $f_{yd} = 35,5 \text{ kN/cm}^2$ και του σκυροδέματος $f_{cd} = 1,13 \text{ kN/cm}^2$ (κατηγορία σκυροδέματος C20/25) επομένως:

$$\sigma_{co} = -0,61 \text{ kN/cm}^2 < f_{cd} = \frac{0,85 \cdot 2}{1,50} = 1,13 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{Άνω ίνα σκυροδέματος})$$

$$\sigma_{au} = 19,22 \text{ kN/cm}^2 < f_{yd} = 35,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{Κάτω ίνα χάλυβα})$$

Δηλαδή, τελικά, η ροπή αντοχής είναι ίση με $M_{el,Rd} = \min\{W_{au} \cdot f_{yd}; W_{co} \cdot f_{cd}\} = 200 \text{ kNm} > M_{Ed}$.

Γίνεται επίσης έλεγχος διάτμησης της δοκού κατά τις φάσεις 1 και 2, γνωρίζοντας ότι: $V_{Ed,1} = 25,95 \text{ kN}$

$$V_{Ed,2} = 73,3 \text{ kN}$$

Η αντοχή σε τέμνουσα υπολογίζεται από τη σχέση $V_{Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$ (4.1)

όπου $A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 7,76 \text{ cm}^2$ και $\gamma_{M0} = 1$.

Εν τέλει, η αντοχή $V_{Rd} = 159 \text{ kN} > V_{Ed,2}, V_{Ed,1}$ και λόγω του ότι οι δράσεις είναι μικρότερες και από το 50% της αντοχής, δε λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση μεταξύ κάμψης και τέμνουσας.

- Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Γνωρίζουμε ότι το βέλος $\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I}$ (4.2) και ότι η δοκός έχει μήκος $L = 6 \text{ m}$ και μέτρο δυσκαμψίας $E = 210000 \text{ MPa}$. Στην Φάση 1 κατά την οποία λειτουργεί μόνο η σιδηροδοκός έχουμε φορτίο $q_1 = 8,65 \text{ kN/m}$ και ροπή αδράνειας, εκείνη της HEB 160 δηλαδή $I_a = 2490 \text{ cm}^4$ ενώ στη Φάση 2 κατά την οποία λειτουργεί η

σύμμικτη διατομή έχουμε αντίστοιχα $q_2 = 24,45 \text{ kN/m}$ και $I_e = 19640 \text{ cm}^4$. Τα μέγιστα επιτρεπόμενα βέλη της δοκού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα είναι:

$$\delta_{max} = \frac{L}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = \frac{L}{300} = 2 \text{ cm}$$

Για τις 2 Φάσεις προκύπτει, μέσω της σχέσης (4.2), ότι $\delta_{\phi\acute{\alpha}\sigma\eta\varsigma,1} = 2,79 \text{ cm} > \delta_{max}$ και $\delta_{\phi\acute{\alpha}\sigma\eta\varsigma,2} = 1 \text{ cm} < \delta_2$ επομένως κατά την κατασκευή του υπό μελέτη κτιρίου μέχρι την σκλήρυνση του σκυροδέματος απαιτείται υποστήριξη των διαδοκίδων.

- *Διατμητική Σύνδεση*

Προϋπόθεση της σύμμικτης λειτουργίας αποτελεί η παραλαβή της διάτμησης που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια μεταξύ χαλύβδινης διατομής και σκυροδέματος. Αυτό επιτυγχάνεται με μηχανικά μέσα τα οποία ονομάζονται διατμητική ήλοι οι οποίοι παραλαμβάνουν όλη τη διαμήκη διάτμηση εμποδίζοντας την ολίσθηση μεταξύ δοκού και σκυροδέματος.

Η διατμητική ροή κατά μήκος της δοκού υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$v_1 = \frac{V_{Ed} \cdot S}{I_e} \text{ όπου:} \quad (4.2)$$

V_{Ed} : τέμνουσα δύναμη της δοκού

S : στατική ροπή της επιφάνειας του σκυροδέματος ως προς τον ελαστικό ουδέτερο άξονα

I_e : ροπή αδράνειας της σύμμικτης διατομής

Για το συνολικό φορτίο $q = 1,35 \cdot (g \cdot b_{eff} + g_{πλακ} \cdot b_{eff} + g_{διαδ}) + 1,5 \cdot (Q \cdot b_{eff}) = 33 \text{ kN/m}$ προκύπτει $V_{Ed} = q \cdot l/2 = 99 \text{ kN}$.

Γνωρίζουμε ότι $z_e = 8 \text{ cm} < d = 8,7 \text{ cm}$ επομένως η στατική ροπή αδράνειας προκύπτει από τον τύπο $S = A_a \cdot (z_a - z_{a-a}) = 54,3 \cdot (24 - 8) = 870 \text{ cm}^3$. Τελικά από την σχέση (4.2) προκύπτει $v_1 = 4,4 \text{ kN/cm}$ δηλαδή συνολικά 2630 kN κατά μήκος όλης της δοκού.

Επιλέγουμε διατμητικούς ήλους με τα εξής στοιχεία:

Διάμετρος κορμού $d = 22 \text{ mm} < 2,5 \cdot t_f = 2,5 \text{ mm}$ (πάχος χαλυβδόφυλλου 1mm)

Διάμετρος κεφαλής $d_2 = 35 \text{ mm} > 1,5 \cdot d = 33 \text{ mm}$

Ύψος ήλου $h = 150 \text{ mm} \geq 3 \cdot d = 66 \text{ mm}$

Εφελκυστική αντοχή ήλου $f_u = 500 \text{ MPa}$

Μέσο πλάτος αυλακώσεων $b_0 = 72 \text{ mm}$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής } k_t = 0,6 \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right) = 0,6 \cdot \frac{72}{73} \cdot \left(\frac{160}{73} - 1 \right) = 0,7$$

$$\text{Αντοχή σε διάτμηση κορμού: } P_{Rd,1} = 0,8 \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) / \gamma_v = 121,6 \text{ kN}$$

$$\text{Αντοχή σε θραύση σκυροδέματος: } P_{Rd,2} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck} \cdot E_{cm}}{\gamma_v}}$$

όπου $\frac{h}{d} = \frac{150}{22} = 6,8 > 4$ οπότε προκύπτει $\alpha = 1$ και στη συνέχεια $P_{Rd,2} = 95,6 \text{ kN}$.

Τελικά $P_{Rd} = k_t \cdot \min\{P_{Rd,1}; P_{Rd,2}\} = 0,7 \cdot \min\{121,6 ; 95,6\} = 66,92 \text{ kN}$.

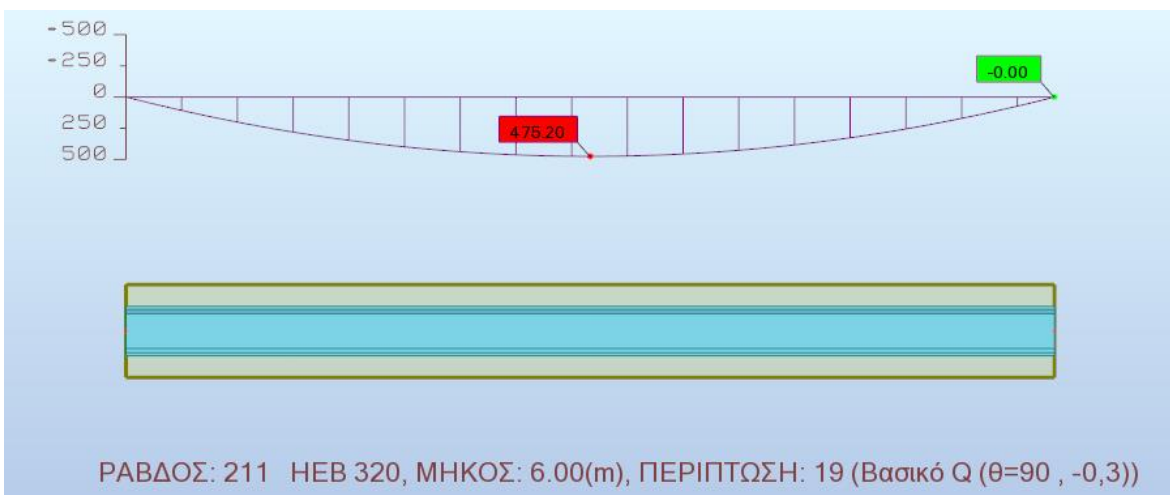
Εφόσον η δύναμη που θέλουμε να παραλάβουμε κατά μήκος όλης της δοκού είναι 2630 kN, η αντοχή του κάθε ήλου 66,92 kN και λαμβάνοντας υπόψη ότι οι ήλοι θα τοποθετηθούν σε ζευγάρια ανά δύο κατά μήκος της διατομής (εκατέρωθεν του κορμού), θα χρειαστούμε $\frac{2630}{66,92} = 19,65 \approx 20$ ζευγάρια ήλων τοποθετημένα ανά 30 cm.

Η διατμητική αντοχή σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας των διατμητικών ήλων είναι ίση με το 75% της αντοχής τους στην οριακή κατάσταση αστοχίας, δηλαδή 50,2 kN/ήλο. Η φόρτιση σε αυτή τη περίπτωση είναι $q_{ser} = 1 \cdot G + 1 \cdot Q = 23,4 \text{ kN/m}$ δηλαδή προκύπτει $V_{Ed} = \frac{q \cdot l}{2} = 70,2 \text{ kN}$ οπότε $v_1 = 3,1 \text{ kN/cm}$. Η παραπάνω φόρτιση αντιστοιχεί σε 1865 kN στο συνολικό μήκος της ράβδου όπου η αντοχή των 40 ήλων είναι $40 \cdot 50,2 = 2008 \text{ kN}$, δηλαδή, επαρκεί.

Σημειώνεται ότι λόγω μικρού μήκους της δοκού δεν έγινε αραίωση των διατμητικών ήλων στο άνοιγμα της δοκού.

4.2.3 Κύριες Δοκοί (δοκοί διεύθυνσης x)

Για τις κύριες δοκούς της διεύθυνσης x επιλέχθηκε η διατομή HEB 320. Η δυσμενέστερη κύρια δοκός είναι η δοκός που βρίσκεται στον 3^ο όροφο στο μεσαίο άνοιγμα κατά x, όπως προέκυψε από την ανάλυση. Κρίσιμος συνδυασμός ήταν εκείνος σε οριακή κατάσταση αστοχίας με κύρια δράση το κινητό φορτίο Q κατά τον οποίο η διατομή αξιοποιήθηκε σε ποσοστό 81%. Οι κύριες δοκοί δεν ελέγχονται σε λυγισμό εφόσον δεν δέχονται αξονικά φορτία. Ενδεικτικά παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπών κάμψης $M_{y,Ed}$, τεμνουσών δυνάμεων $V_{z,Ed}$ καθώς και οι αντίστοιχοι έλεγχοι που έγιναν στη δυσμενέστερη δοκό από το πρόγραμμα Robot Structural Analysis.



Σχήμα 4.9: Διάγραμμα ροπών κάμψης $M_{y,Ed}$



Σχήμα 4.10: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων $V_{z,Ed}$

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 19 Βασικό Q (θ=90 , -0,3) $(10+11+14+15)*0.90+(1+50+49)*1.35+2*1.50+3*0.75$

ΥΛΙΚΟ:

S355 (S355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΗΕΒ 320

$h=32.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0 \text{ cm}$	$A_y=135.47 \text{ cm}^2$	$A_z=51.77 \text{ cm}^2$	$A_x=161.34 \text{ cm}^2$
$tw=1.1 \text{ cm}$	$I_y=30823.50 \text{ cm}^4$	$I_z=9238.83 \text{ cm}^4$	$I_x=233.00 \text{ cm}^4$
$tf=2.1 \text{ cm}$	$W_{ply}=2149.38 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=939.11 \text{ cm}^3$	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{,Ed} = 0.00 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 475.20 \text{ kN*m}$
$N_{c,Rd} = 5727.68 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 475.20 \text{ kN*m}$
$N_{b,Rd} = 5727.68 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 763.03 \text{ kN*m}$
	$M_{N,y,Rd} = 763.03 \text{ kN*m}$
	$M_{b,Rd} = 587.30 \text{ kN*m}$

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 1071.49 \text{ kN*m}$	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a	$XLT = 0.77$
$L_{cr,upp}=6.00 \text{ m}$	$\lambda_{m_LT} = 0.84$	$f_{i,LT} = 0.92$	

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y :
 $k_{yy} = 1.00$



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z :
 $k_{zy} = 1.00$

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$
 $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.62 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.81 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$
 $N_{,Ed}/(X_y*N_{,Rk}/gM1) + k_{yy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) = 0.81 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$
 $N_{,Ed}/(X_z*N_{,Rk}/gM1) + k_{zy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) = 0.81 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$

ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!

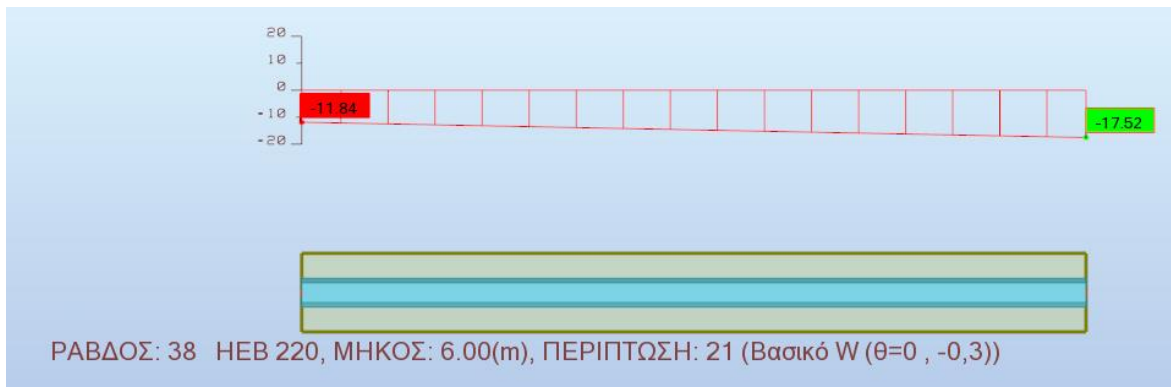
Σχήμα 4.11: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων $V_{z,Ed}$

4.2.4 Δευτερεύουσες Δοκοί (δοκοί διεύθυνσης y)

Λόγω της διάταξης των διαδοκίδων το φορτίο της κατασκευής λειτουργεί ως διέριστο με αποτέλεσμα να φορτίζονται σχεδόν αποκλειστικά τα κύρια δοκάρια στη διεύθυνση x. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα μικρότερες διατομές στη διεύθυνση y στην οποία τοποθετήθηκε ΗΕΒ 220. Αντίστοιχα με πριν δίνονται τα διαγράμματα ροπών κάμψης και τεμνουσών δυνάμεων καθώς και οι αντίστοιχοι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν:



Σχήμα 4.13: Διάγραμμα ροπών κάμψης δυσμενέστερης δευτερεύουσας δοκού



Σχήμα 4.14: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων δυσμενέστερης δευτερεύουσας δοκού

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 21 Βασικό W ($\theta=0, -0,3$) $(4+5+14+15)*1.50+(1+50)*1.35+2*1.05+3*0.75$

ΥΛΙΚΟ:

S355 (S355) $f_y = 355.00$ MPa

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΗΕΒ 220**

$h=22.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=22.0$ cm	$A_y=76.60$ cm ²	$A_z=27.92$ cm ²	$A_x=91.04$ cm ²
$t_w=0.9$ cm	$I_y=8090.97$ cm ⁴	$I_z=2843.27$ cm ⁴	$I_x=81.80$ cm ⁴
$t_f=1.6$ cm	$W_{ply}=827.09$ cm ³	$W_{plz}=393.89$ cm ³	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{,Ed} = 0.00$ kN	$M_{y,Ed} = -47.32$ kN*m		$V_{y,Ed} = 0.00$ kN
$N_{c,Rd} = 3231.96$ kN	$M_{y,Ed,max} = -47.32$ kN*m	$M_{z,Ed,max} = 0.00$ kN*m	$V_{y,c,Rd} = 1570.01$ kN
$N_{b,Rd} = 3231.96$ kN	$M_{y,c,Rd} = 293.62$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 139.83$ kN*m	$V_{z,Ed} = -17.52$ kN
	$M_{N,y,Rd} = 293.62$ kN*m		$V_{z,c,Rd} = 572.27$ kN
	$M_{b,Rd} = 208.19$ kN*m		

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

$z = 1.00$	$M_{cr} = 334.30$ kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a	$XLT = 0.71$
$L_{cr,low} = 6.00$ m	$\lambda_{m,LT} = 0.94$	$\phi_{i,LT} = 1.02$	

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:
 $k_{yy} = 1.00$



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:
 $k_{zy} = 1.00$

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:**ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.16 < 1.00$ (6.2.5.(1))
 $V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))
 $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.6.(1))

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.23 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{,Ed}/(X_y*N_{,Rk}/gM1) + k_{yy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.23 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{,Ed}/(X_z*N_{,Rk}/gM1) + k_{zy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.23 < 1.00$ (6.3.3.(4))

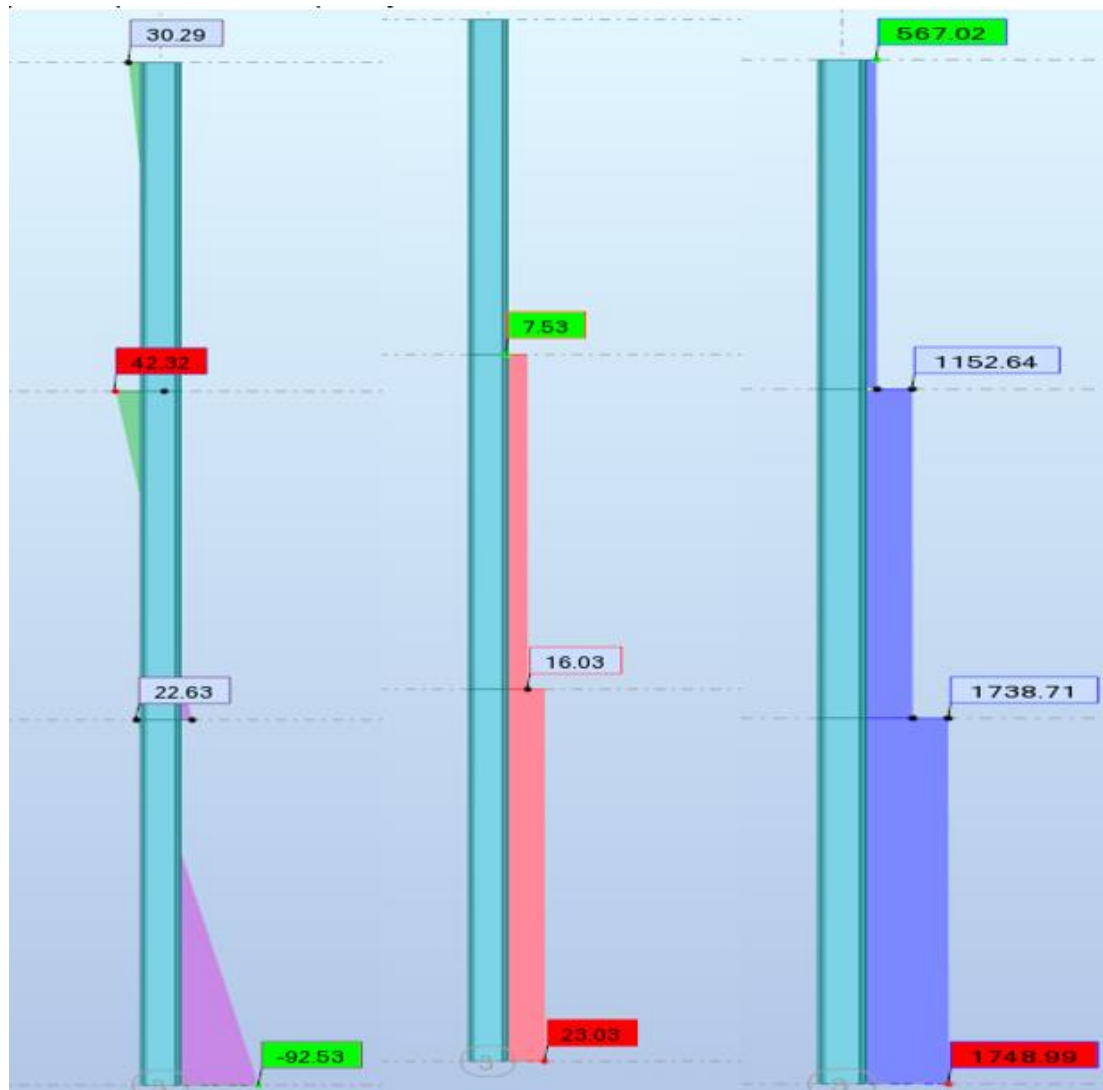
ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!

Σχήμα 4.15: Ανάλυση και αποτελέσματα ελέγχων επί της δευτερεύουσας δοκού

4.2.5 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα είναι τα στοιχεία εκείνα τα οποία σε ένα φέροντα οργανισμό σχεδιάζονται ώστε να παραλάβουν όλα τα κατακόρυφα φορτία μιας κατασκευής. Αυτό σημαίνει ότι λόγω των πολύ μεγάλων θλιπτικών δυνάμεων οι οποίες καταπονούν τα υποστυλώματα οι έλεγχοι σε λυγισμό είναι ιδιαίτερα κρίσιμοι. Όσο μετακινούμαστε στους πάνω ορόφους τα εντατικά μεγέθη των υποστυλωμάτων γίνονται λιγότερο δυσμενή, ωστόσο για λόγους κατασκευαστικής ευκολίας, επιλέχθηκε η διατομή τους να παραμείνει σταθερή καθ' ύψος. Στη βάση τους, η θεμελίωση τους με το έδαφος, στο πρόγραμμα Robot Structural Analysis προσομοιώθηκε με πακτώσεις. Το μήκος λυγισμού των υποστυλωμάτων κατά τον ασθενή άξονα υπολογίστηκε ξεχωριστά για κάθε υποστυλώμα μέσω της σχέσης δυσκαμψιών του Ευρωκώδικα και για κάθε όροφο λήφθηκε η δυσμενέστερη τιμή. Η διατομή η οποία χρησιμοποιήθηκε είναι η διατομή ΗΕΒ

400, ο κρίσιμος έλεγχος για τη διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων ήταν εκείνος στην οριακή κατάσταση αστοχίας με κύρια μεταβλητή δράση το κινητό φορτίο Q κατά την οποία η διατομή αξιοποιήθηκε σε ποσοστό 72%. Παρακάτω παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπών κάμψης, τεμνουσών δυνάμεων και αξονικών δυνάμεων καθώς και οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν επί του δυσμενέστερου υποστυλώματος.



Σχήμα 4.16: Διαγράμματα ροπών κάμψης, τεμνουσών δυνάμεων και αξονικών δυνάμεων

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 17 Βασικό $Q(\theta=0, -0,3) (4+5+14+15)*0.90+(1+50+49)*1.35+2*1.50+3*0.75$

ΥΛΙΚΟ:

S355 (S355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΗΕΒ 400**

$h=40.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0 \text{ cm}$	$A_y=157.55 \text{ cm}^2$	$A_z=69.98 \text{ cm}^2$	$A_x=197.78 \text{ cm}^2$
$tw=1.4 \text{ cm}$	$I_y=57680.50 \text{ cm}^4$	$I_z=10819.00 \text{ cm}^4$	$I_x=382.00 \text{ cm}^4$
$tf=2.4 \text{ cm}$	$W_{ply}=3231.91 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=1104.05 \text{ cm}^3$	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{,Ed} = 1253.15 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 6.25 \text{ kN*m}$		
$N_{c,Rd} = 7021.12 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 42.44 \text{ kN*m}$		
$N_{b,Rd} = 1910.27 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 1147.33 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = 16.08 \text{ kN}$	
	$MN_{,y,Rd} = 1090.86 \text{ kN*m}$	$V_{z,c,Rd} = 1434.26 \text{ kN}$	
	$M_{b,Rd} = 960.81 \text{ kN*m}$		

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

$z = 1.00$	$M_{cr} = 2204.24 \text{ kN*m}$	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a	$XLT = 0.84$
$L_{cr,upp}=4.50 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 0.72$	$\bar{\phi}_{LT} = 0.82$	

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:

$L_y = 4.50 \text{ m}$	$Lam_y = 1.79$
$L_{cr,y} = 23.40 \text{ m}$	$X_y = 0.27$
$Lam_y = 137.02$	$k_{yy} = 1.50$



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

$L_z = 4.50 \text{ m}$	$Lam_z = 0.80$
$L_{cr,z} = 4.50 \text{ m}$	$X_z = 0.73$
$Lam_z = 60.84$	$k_{zy} = 2.75$

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:**ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.18 < 1.00$ (6.2.4.(1))
$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.5.(1))
$M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6.(1))

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$Lambda_y = 137.02 < Lambda_{max} = 210.00$	$Lambda_z = 60.84 < Lambda_{max} = 210.00$	ΣΤΑΘΕΡΟ
$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.04 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))		
$N_{,Ed}/(X_y*N_{,Rk}/gM1) + k_{yy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) = 0.72 < 1.00$ (6.3.3.(4))		
$N_{,Ed}/(X_z*N_{,Rk}/gM1) + k_{zy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) = 0.37 < 1.00$ (6.3.3.(4))		

ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!

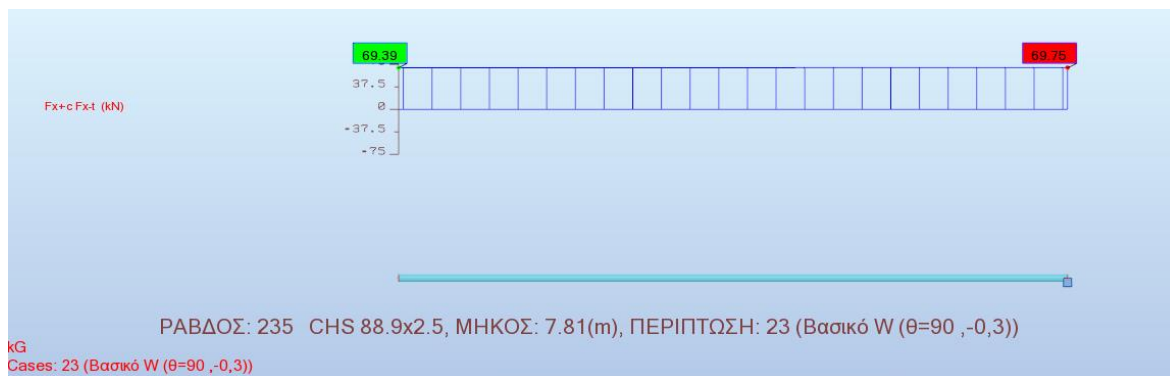
Σχήμα 4.17: Έλεγχοι επί του δυσμενέστερου υποστυλώματος

4.2.6 Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

Οι χιαστοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας προσομοιώθηκαν στο πρόγραμμα Robot Structural Analysis ως αμφιαρθρωτά στοιχεία με δυνατότητα παραλαβής μόνο αξονικών δυνάμεων (truss bars-only axial forces act) και μήκος λυγισμού ίσο με το μισό του φυσικού τους μήκους. Οι διατομές τους επιλέχθηκαν από την κατηγορία CHS ως συνηθέστερη μορφή διατομής τέτοιων στοιχείων. Στο ισόγειο της κατασκευής τοποθετήθηκε διατομή CHS

88.9 × 2.5, στον πρώτο όροφο CHS 76.1 × 5 και στον δεύτερο όροφο CHS 76.1 × 3 . Όπως ήταν αναμενόμενο, η διαστασιολόγηση τους γίνεται με βάση τους συνδυασμούς με κύρια μεταβλητή δράση εκείνη του ανέμου και παρακάτω παρουσιάζονται τα διαγράμματα και οι αντίστοιχοι έλεγχοι των χιαστί συνδέσμων ανά όροφο.

- Σύνδεσμοι δυσκαμψίας ισογείου CHS 88.9 × 2.5



Σχήμα 4.18: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων συνδέσμου δυσκαμψίας ισογείου

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 23 Βασικό W (θ=90 , -0,3) 2*1.05+3*0.75+(10+11+14+15)*1.50+(49+1+50)*1.35

ΥΛΙΚΟ:

S355 (S355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: CHS 88.9x2.5

h=8.9 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
tw=0.3 cm	Ay=4.32 cm ²	Az=4.32 cm ²	Ax=6.78 cm ²
	Iy=63.34 cm ⁴	Iz=63.34 cm ⁴	Ix=126.68 cm ⁴
	Wply=18.67 cm ³	Wplz=18.67 cm ³	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

N_{Ed} = 69.75 kN
 N_{c,Rd} = 240.78 kN
 N_{b,Rd} = 74.22 kN

ΤΑΣΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 2



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

	ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:		ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:
L _y = 7.81 m	L _{am_y} = 1.67	L _z = 7.81 m	L _{am_z} = 1.67
L _{cr,y} = 3.91 m	X _y = 0.31	L _{cr,z} = 3.91 m	X _z = 0.31
L _{amy} = 127.79		L _{amz} = 127.79	

ΕΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.29 < 1.00 (6.2.4.(1))

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΠΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

L_{amda,y} = 127.79 < L_{amda,max} = 210.00 L_{amda,z} = 127.79 < L_{amda,max} = 210.00 ΣΤΑΘΕΡΟ

N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.94 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!

Σχήμα 4.19: Έλεγχοι συνδέσμου δυσκαμψίας ισογείου

- Σύνδεσμοι δυσκαμψίας 1^{ου} ορόφου CHS 76.1 × 5



Σχήμα 4.20: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων συνδέσμου δυσκαμψίας 1^{ου} ορόφου

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 23 Βασικό W (θ=90, -,0,3) (10+11+14+15)*1.50+(1+50+49)*1.35+2*1.05+3*0.75

ΥΛΙΚΟ:

S355 (S355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: CHS 76.1x5

$h=7.6 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
	$A_y=7.13 \text{ cm}^2$	$A_z=7.13 \text{ cm}^2$	$A_x=11.20 \text{ cm}^2$
$tw=0.5 \text{ cm}$	$I_y=70.90 \text{ cm}^4$	$I_z=70.90 \text{ cm}^4$	$I_x=142.00 \text{ cm}^4$
	$W_{ply}=25.32 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=25.32 \text{ cm}^3$	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{Ed} = 60.80 \text{ kN}$
 $N_{c,Rd} = 397.60 \text{ kN}$
 $N_{b,Rd} = 92.80 \text{ kN}$

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

		ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:			ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:
$L_y = 7.50 \text{ m}$	$L_z = 7.50 \text{ m}$	$L_{am_y} = 1.95$	$L_{cr,y} = 3.75 \text{ m}$	$L_{cr,z} = 3.75 \text{ m}$	$L_{am_z} = 1.95$
$L_{cr,y} = 3.75 \text{ m}$	$L_{cr,z} = 3.75 \text{ m}$	$X_y = 0.23$	$L_{my} = 149.04$	$L_{mz} = 149.04$	$X_z = 0.23$

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.15 < 1.00$ (6.2.4.(1))

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$L_{\lambda_{y,z}} = 149.04 < L_{\lambda_{max}} = 210.00$ $L_{\lambda_{y,z}} = 149.04 < L_{\lambda_{max}} = 210.00$ ΣΤΑΘΕΡΟ
 $N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.66 < 1.00$ (6.3.1.1.(1))

ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!

Σχήμα 4.21: Έλεγχοι συνδέσμου δυσκαμψίας 1^{ου} ορόφου

- Σύνδεσμοι δυσκαμψίας 2^{ου} ορόφου CHS 76.1 × 3



Σχήμα 4.22: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων συνδέσμου δυσκαμψίας 2^{ου} ορόφου

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 23 Βασικό W (θ=90 , -0,3) 2*1.05+3*0.75+(10+11+14+15)*1.50+(49+1+50)*1.35

ΥΛΙΚΟ:

S355 (S355) $f_y = 355.00$ MPa



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: CHS 76.1x3

$h=7.6$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$tw=0.3$ cm	$A_y=4.38$ cm ²	$A_z=4.38$ cm ²	$A_x=6.89$ cm ²
	$I_y=46.07$ cm ⁴	$I_z=46.07$ cm ⁴	$I_x=92.15$ cm ⁴
	$W_{ply}=16.04$ cm ³	$W_{plz}=16.04$ cm ³	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{,Ed} = 15.46$ kN
 $N_{c,Rd} = 244.45$ kN
 $N_{b,Rd} = 60.03$ kN

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:		ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:	
$L_y = 7.50$ m	$\lambda_{m,y} = 1.90$	$L_z = 7.50$ m	$\lambda_{m,z} = 1.90$
$L_{cr,y} = 3.75$ m	$\chi_y = 0.25$	$L_{cr,z} = 3.75$ m	$\chi_z = 0.25$
$\lambda_{m,y} = 144.98$		$\lambda_{m,z} = 144.98$	

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.06 < 1.00$ (6.2.4.(1))

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$\lambda_{m,y} = 144.98 < \lambda_{m,max} = 210.00$ $\lambda_{m,z} = 144.98 < \lambda_{m,max} = 210.00$ ΣΤΑΘΕΡΟ
 $N_{,Ed}/N_{b,Rd} = 0.26 < 1.00$ (6.3.1.1.(1))

ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!

Σχήμα 4.23: Έλεγχοι συνδέσμου δυσκαμψίας 2^{ου} ορόφου

4.3 Τραπεζοειδές μεταλλικό κτίριο

Στο δεύτερο κτίριο τραπεζοειδούς διατομής δεν γίνεται διαφορετική ανάλυση σύμμικτων πλακών, διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας και διαδοκίδων. Λόγω ομοιομορφίας των φορτίων και των ανοιγμάτων της κατασκευής καθώς και για κατασκευαστικούς λόγους, οι διατομές παραμένουν ίδιες. Συνοπτικά παρουσιάζονται τα ποσοστά αξιοποίησης διατομών ανά μέλος του υπό μελέτη κτιρίου.

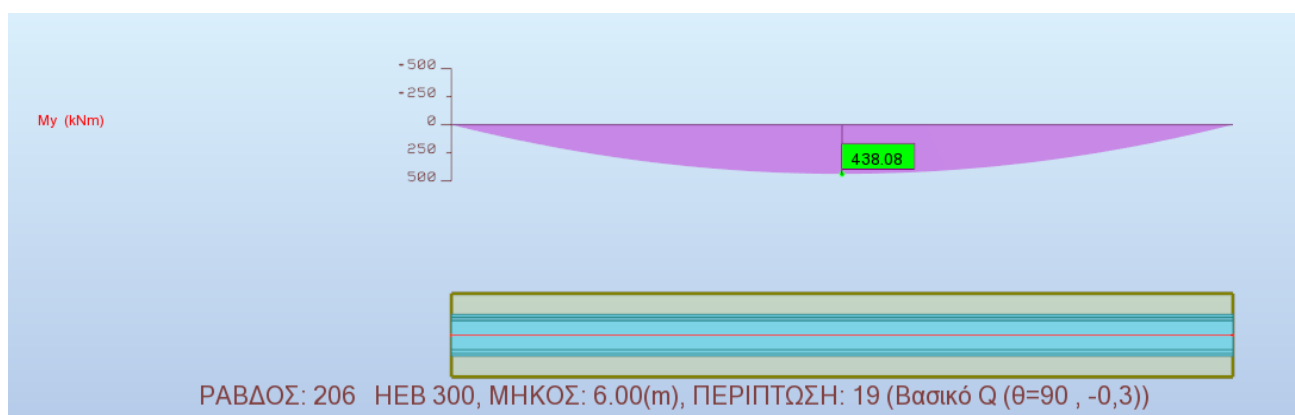
Πίνακας 4.2: Ποσοστό εκμετάλλευσης διατομών

Ομάδες μελών	Ποσοστό εκμετάλλευσης διατομής
Δοκοί κατά x (HEB 300)	86%
Δοκοί κατά y (HEB 220)	28%
Λοξοί δοκοί (HEB 240)	76%
Υποστυλώματα (HEB 360)	93%

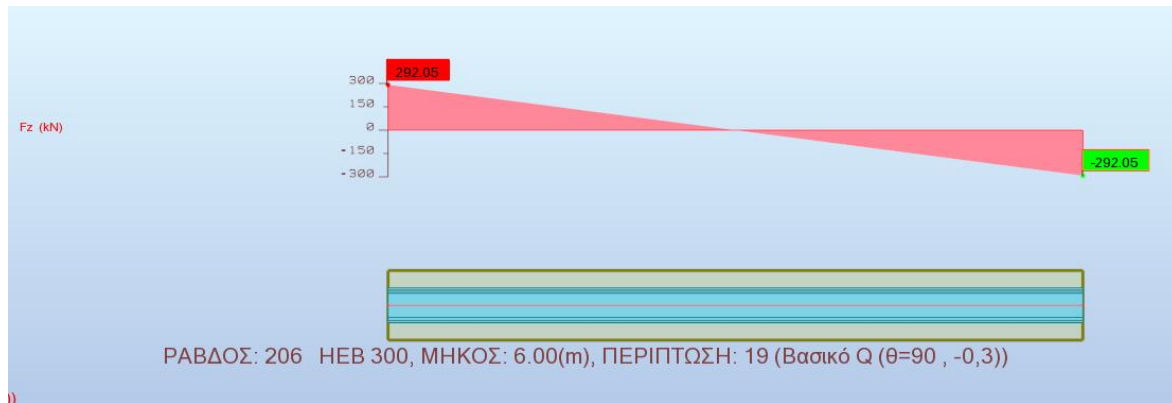
4.3.1 Δοκοί

- Δοκοί κατά x

Για τις δοκούς της διεύθυνσης x επιλέχθηκε η διατομή HEB 300. Η δυσμενέστερη κύρια δοκός είναι η δοκός που βρίσκεται στον 3^ο όροφο, όπως προέκυψε από την ανάλυση και η δυσμενέστερη δράση είναι ο συνδυασμός σε οριακή κατάσταση αστοχίας με κύρια μεταβλητή δράση το κινητό φορτίο Q. Δεν γίνεται έλεγχος σε λυγισμό εφόσον δεν υπάρχει καταπόνηση από αξονικά φορτία. Ενδεικτικά παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπών κάμψης $M_{y,Ed}$, τεμνουσών δυνάμεων $V_{z,Ed}$ καθώς και οι αντίστοιχοι έλεγχοι που έγιναν στη δυσμενέστερη δοκό.



Σχήμα 4.24: Διάγραμμα ροπών κάμψης $M_{y,Ed}$ δυσμενέστερης δοκού στη διεύθυνση x



Σχήμα 4.25: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων $V_{z,Ed}$ δυσμενέστερης δοκού στη διεύθυνση x

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 19 Βασικό Q ($\theta=90, -0,3$) $(10+11+14+15)*0.90+(1+49+50)*1.35+2*1.50+3*0.75$

ΥΛΙΚΟ:

S355 (S355) $f_y = 355.00$ MPa



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΗΕΒ 300

$h=30.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0$ cm	$A_y=126.20$ cm ²	$A_z=47.43$ cm ²	$A_x=149.08$ cm ²
$t_w=1.1$ cm	$I_y=25165.70$ cm ⁴	$I_z=8562.83$ cm ⁴	$I_x=186.00$ cm ⁴
$t_f=1.9$ cm	$W_{ply}=1868.80$ cm ³	$W_{plz}=870.16$ cm ³	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{,Ed} = 0.00$ kN	$M_{y,Ed} = 438.08$ kN*m
$N_{c,Rd} = 5292.27$ kN	$M_{y,Ed,max} = 438.08$ kN*m
$N_{b,Rd} = 5292.27$ kN	$M_{y,c,Rd} = 663.42$ kN*m
	$MN_{,y,Rd} = 663.42$ kN*m
	$M_{b,Rd} = 509.22$ kN*m

ΤΑΣΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 924.00$ kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a	$XLT = 0.77$
$L_{cr,upp}=6.00$ m	$Lam_{LT} = 0.85$	$\phi_{,LT} = 0.93$	

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y :
 $k_{yy} = 1.00$



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z :
 $k_{zy} = 1.00$

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.66 < 1.00$ (6.2.5.(1))

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

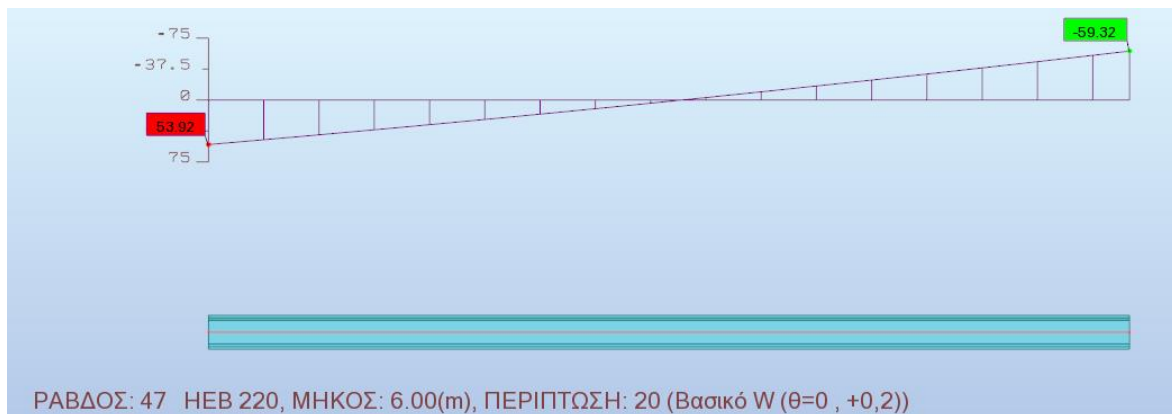
$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.86 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{,Ed}/(X_y*N_{,Rk}/gM1) + k_{yy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) = 0.86 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{,Ed}/(X_z*N_{,Rk}/gM1) + k_{zy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) = 0.86 < 1.00$ (6.3.3.(4))

ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!

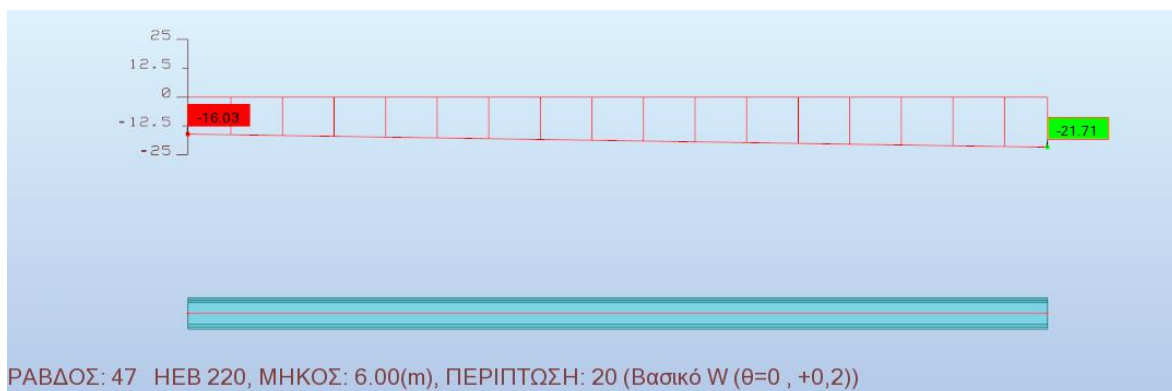
Σχήμα 4.26: Έλεγχοι δυσμενέστερης δοκού κατά x

- Δοκοί κατά y

Λόγω του ότι στα κατακόρυφα φορτία υπάρχει διέρευση λειτουργία και το φορτίο μεταφέρεται στις δοκούς κατά x, τα δοκάρια αυτής της διεύθυνσης δεν επηρεάζονται τόσο από αυτά. Οπότε, όπως είναι αναμενόμενο, ο δυσμενέστερος συνδυασμός για τις δοκούς της διεύθυνσης y προκύπτει από τον συνδυασμό της οριακής κατάστασης αστοχίας με κύρια μεταβλητή δράση εκείνη του ανέμου και η δοκός η οποία δέχεται αυτό το φορτίο είναι εκείνη του εξωτερικού πλαισίου. Παρακάτω φαίνονται τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών και η ανάλυση της δοκού.



Σχήμα 4.27: Διάγραμμα ροπών κάμψης $M_{y,Ed}$ δυσμενέστερης δοκού στη διεύθυνση y



Σχήμα 4.28: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων $V_{z,Ed}$ δυσμενέστερης δοκού στη διεύθυνση y

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 20 Βασικό W ($\theta=0, +0,2$) $(4+5+12+13)*1.50+(1+49+50)*1.35+2*1.00+3*0.75$

ΥΛΙΚΟ:

S355 (S355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΗΕΒ 220**

$h=22.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=22.0 \text{ cm}$	$A_y=76.60 \text{ cm}^2$	$A_z=27.92 \text{ cm}^2$	$A_x=91.04 \text{ cm}^2$
$t_w=0.9 \text{ cm}$	$I_y=8090.97 \text{ cm}^4$	$I_z=2843.27 \text{ cm}^4$	$I_x=81.80 \text{ cm}^4$
$t_f=1.6 \text{ cm}$	$W_{ply}=827.09 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=393.89 \text{ cm}^3$	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{Ed} = -0.00 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -59.32 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = -0.00 \text{ kN*m}$	$V_{y,Ed} = 0.00 \text{ kN}$
$N_{t,Rd} = 3231.96 \text{ kN}$	$M_{y,pl,Rd} = 293.62 \text{ kN*m}$	$M_{z,pl,Rd} = 139.83 \text{ kN*m}$	$V_{y,T,Rd} = 1569.94 \text{ kN}$
	$M_{y,c,Rd} = 293.62 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 139.83 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = -21.71 \text{ kN}$
	$MN_{y,Rd} = 293.62 \text{ kN*m}$	$MN_{z,Rd} = 139.83 \text{ kN*m}$	$V_{z,T,Rd} = 572.26 \text{ kN}$
	$Mb,Rd = 208.19 \text{ kN*m}$		$T_{t,Ed} = -0.00 \text{ kN*m}$
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

$z = 1.00$	$M_{cr} = 334.30 \text{ kN*m}$	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a	$XLT = 0.71$
$L_{cr,low} = 6.00 \text{ m}$	$\lambda_{m,LT} = 0.94$	$\bar{\alpha}_{LT} = 1.02$	

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:**ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

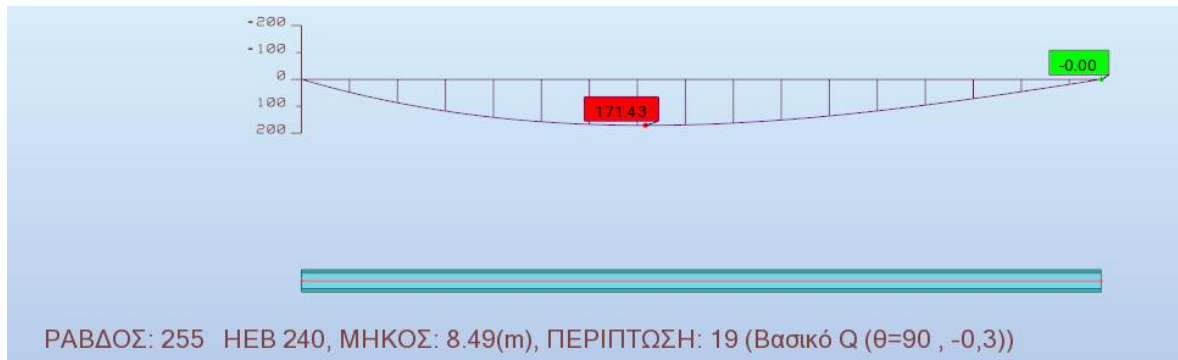
$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.3.(1))
 $(M_{y,Ed}/MN_{y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{z,Rd})^{1.00} = 0.04 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.04 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:
 $M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.28 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!

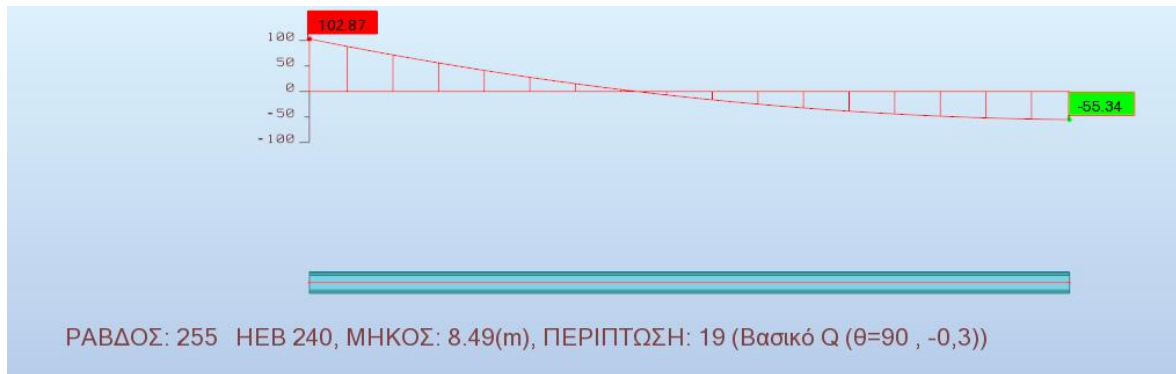
Σχήμα 4.29: Έλεγχοι δυσμενέστερης δοκού κατά y

- Λοξοί δοκοί

Λόγω της τραπεζοειδούς μορφής της υπό μελέτη κατασκευής, κάποιες δοκοί βρίσκονται υπό γωνία 45° σε σχέση με τα προηγούμενα δοκάρια κατά x και κατά y. Για τα δοκάρια αυτά ο κρίσιμος συνδυασμός είναι κατά την οριακή κατάσταση αστοχίας με κύρια δράση το κινητό φορτίο Q. Επιλέχθηκε διατομή ΗΕΒ 240 και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται παρακάτω.



Σχήμα 4.30: Διάγραμμα ροπών κάμψης $M_{y,Ed}$ δυσμενέστερης λοξής δοκού



Σχήμα 4.31: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων $V_{z,Ed}$ δυσμενέστερης λοξής δοκού

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 19 Βασικό Q ($\theta=90, -0,3$) $(10+11+14+15)*0.90+(1+49+50)*1.35+2*1.50+3*0.75$

ΥΛΙΚΟ:

S355 (S355) $f_y = 355.00$ MPa

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΗΕΒ 240**

$h=24.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=24.0$ cm	$A_y=89.59$ cm ²	$A_z=33.23$ cm ²	$A_x=105.99$ cm ²
$tw=1.0$ cm	$I_y=11259.30$ cm ⁴	$I_z=3922.66$ cm ⁴	$I_x=107.00$ cm ⁴
$tf=1.7$ cm	$W_{ply}=1053.21$ cm ³	$W_{plz}=498.43$ cm ³	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{,Ed} = -0.00$ kN	$M_{y,Ed} = 167.80$ kN*m		
$N_{t,Rd} = 3762.50$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 373.89$ kN*m		
	$M_{y,c,Rd} = 373.89$ kN*m	$V_{z,Ed} = -11.88$ kN	
	$M_{N,y,Rd} = 373.89$ kN*m	$V_{z,c,Rd} = 681.00$ kN	
	$M_{b,Rd} = 226.57$ kN*m		

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

$z = 1.00$	$M_{cr} = 317.31$ kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a	$X_{LT} = 0.61$
$L_{cr,upp} = 8.49$ m	$Lam_{LT} = 1.09$	$f_{i,LT} = 1.18$	

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:**ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.3.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.45 < 1.00$ (6.2.5.(1))
 $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.6.(1))

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

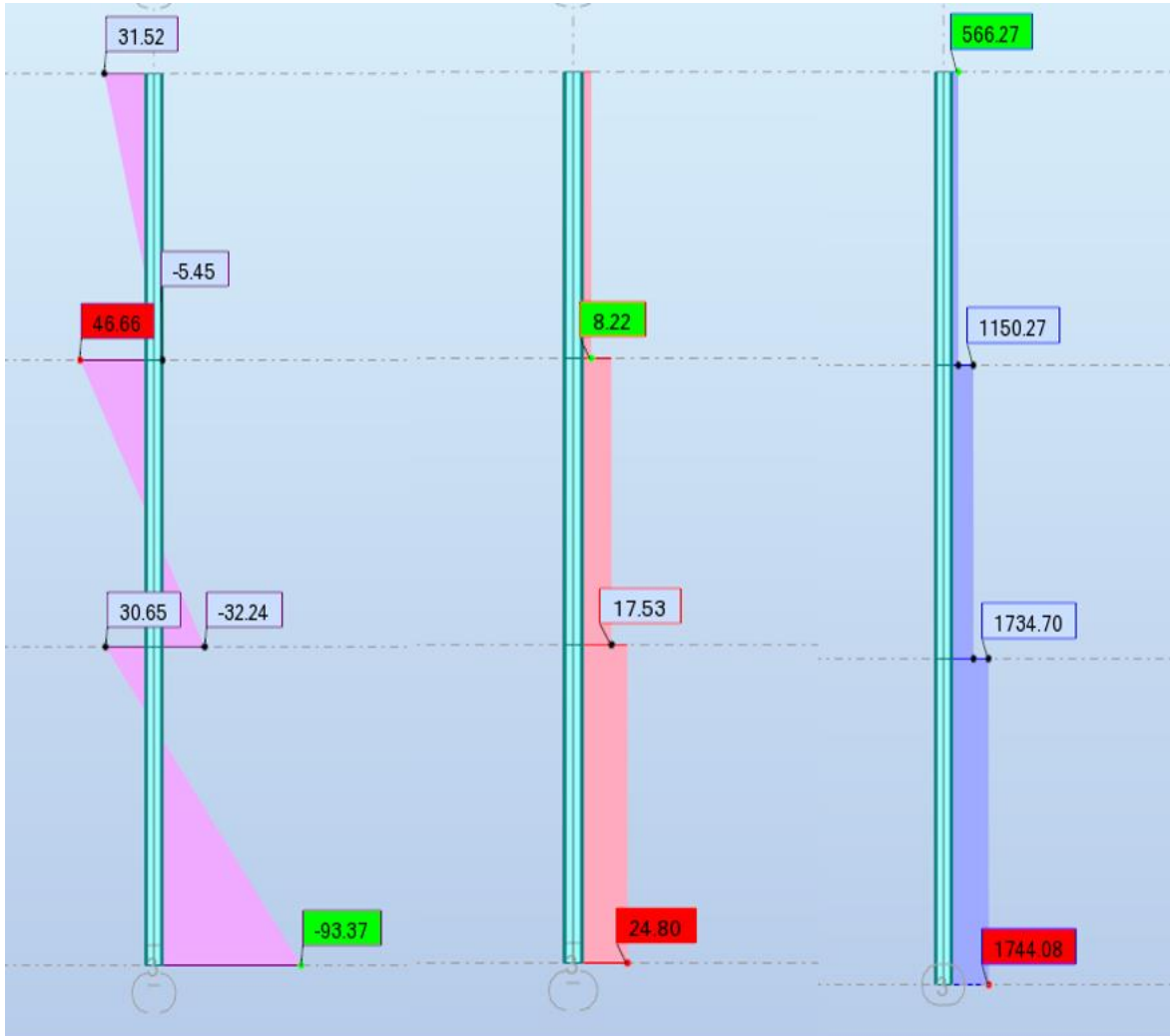
$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.76 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!

Σχήμα 4.32: Έλεγχοι δυσμενέστερης δοκού

4.3.2 Υποστυλώματα

Για τα υποστυλώματα του τραπεζοειδούς κτιρίου χρησιμοποιήθηκε διατομή HEB 360 και σύμφωνα με την ανάλυση που έγινε, το δυσμενέστερο υποστύλωμα ήταν στον 2^ο όροφο, υπό το συνδυασμό φορτίσεων $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S$ (δηλαδή σε ΟΚΑ με το μεταβλητό φορτίο Q ως κύρια δράση). Τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών για τον συγκεκριμένο συνδυασμό φόρτισης στο δυσμενέστερο υποστύλωμα (καθ' όλο το ύψος του κτιρίου) είναι:



Σχήμα 4.33: Διαγράμματα ροπών κάμψης, τεμνουσών δυνάμεων και αξονικών δυνάμεων

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 17 Βασικό $Q(\theta=0, -0,3) (4+5+14+15)*0.90+(1+49+50)*1.35+2*1.50+3*0.75$

ΥΛΙΚΟ:

S355 (S355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΗΕΒ 360**

$h=36.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0 \text{ cm}$	$A_y=148.01 \text{ cm}^2$	$A_z=60.60 \text{ cm}^2$	$A_x=180.63 \text{ cm}^2$
$tw=1.3 \text{ cm}$	$I_y=43193.50 \text{ cm}^4$	$I_z=10141.20 \text{ cm}^4$	$I_x=310.00 \text{ cm}^4$
$tf=2.3 \text{ cm}$	$W_{ply}=2683.14 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=1032.51 \text{ cm}^3$	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{Ed} = 1154.49 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 7.21 \text{ kN}^*\text{m}$	$M_{z,Ed} = 0.50 \text{ kN}^*\text{m}$	$V_{y,Ed} = 0.18 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 6412.47 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 46.66 \text{ kN}^*\text{m}$	$M_{z,Ed,max} = 0.91 \text{ kN}^*\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 3033.55 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 1366.84 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 952.51 \text{ kN}^*\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 366.54 \text{ kN}^*\text{m}$	$V_{z,Ed} = 17.53 \text{ kN}$
	$MN_{y,Rd} = 893.94 \text{ kN}^*\text{m}$	$MN_{z,Rd} = 366.54 \text{ kN}^*\text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 1241.96 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 803.31 \text{ kN}^*\text{m}$		$T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kN}^*\text{m}$
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

$z = 1.00$	$M_{cr} = 1893.51 \text{ kN}^*\text{m}$	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a	$XLT = 0.84$
$L_{cr,upp} = 4.50 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 0.71$	$f_{i,LT} = 0.80$	

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:

$L_y = 4.50 \text{ m}$	$Lam_y = 1.98$
$L_{cr,y} = 23.40 \text{ m}$	$X_y = 0.21$
$Lam_y = 151.32$	$k_{yy} = 1.49$



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

$L_z = 4.50 \text{ m}$	$Lam_z = 0.79$
$L_{cr,z} = 4.50 \text{ m}$	$X_z = 0.67$
$Lam_z = 60.06$	$k_{yz} = 0.54$

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:**ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.18 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/MN_{y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/MN_{z,Rd})^2 = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)

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

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

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$\lambda_{y} = 151.32 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 60.06 < \lambda_{z,max} = 210.00$ ΣΤΑΘΕΡΟ

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.06 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

$N_{Ed}/(X_y*N_{Rk}/gM1) + k_{yy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.93 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z*N_{Rk}/gM1) + k_{zy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.51 < 1.00$ (6.3.3.(4))

ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!

Σχήμα 4.34: Ανάλυση και έλεγχοι του δυσμενέστερου υποστυλώματος

5. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΦΟΡΕΑ ΑΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥΣ

5.1 Γενικά

Όπως έχει ήδη αναφερθεί για την ανάλυση του φορέα έναντι σεισμού, επιλέχθηκε η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, η οποία λαμβάνει υπόψη τόσες ιδιόμορφες ώστε το άθροισμα των ιδιομορφικών μαζών να γίνεται μεγαλύτερο ή ίσο του 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας κατά τις διευθύνσεις x και y όπου στην προκειμένη περίπτωση συμβαίνει στην 5^η ιδιομορφή. Όλη η διαδικασία της ανάλυσης πραγματοποιήθηκε μέσω του προγράμματος Robot Structural Analysis και σε αυτό το κεφάλαιο παρουσιάζεται όλη η ανάλυση που έγινε έναντι σεισμού στο κτίριο ορθογωνικής διατομής (ως δυσμενέστερη περίπτωση).

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ	ΣΥΧΝΟΤΗΤΑ (Hz)	ΠΕΡΙΟΔΟΣ (sec)	ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ.Υ X (%)	ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ.Υ Y (%)	ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ.Υ Z (%)	ΤΡΕΧ.ΜΑΖ.ΥX (%)	ΤΡΕΧ.ΜΑΖ.ΥY (%)	ΤΡΕΧ.ΜΑΖ.ΥZ (%)	ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΜΑΖΑ ΥX (kg)	ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΜΑΖΑ ΥY (kg)	ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΜΑΖΑ ΥZ (kg)
6/ 1	0.74	1.35	0.00	81.87	0.00	0.00	81.87	0.00	1442963.00	1442963.00	1442963.00
6/ 2	0.80	1.25	89.99	81.87	0.00	89.99	0.00	0.00	1442963.00	1442963.00	1442963.00
6/ 3	0.99	1.01	89.99	81.87	0.00	0.00	0.00	0.00	1442963.00	1442963.00	1442963.00
6/ 4	2.23	0.45	98.24	81.87	0.00	8.26	0.00	0.00	1442963.00	1442963.00	1442963.00
6/ 5	2.94	0.34	98.24	96.41	0.00	0.00	14.54	0.00	1442963.00	1442963.00	1442963.00
6/ 6	3.31	0.30	98.24	96.50	0.00	0.00	0.09	0.00	1442963.00	1442963.00	1442963.00
6/ 7	4.30	0.23	100.00	96.50	0.00	1.75	0.00	0.00	1442963.00	1442963.00	1442963.00
6/ 8	6.60	0.15	100.00	99.87	0.00	0.00	3.38	0.00	1442963.00	1442963.00	1442963.00
6/ 9	7.08	0.14	100.00	100.00	0.00	0.00	0.13	0.00	1442963.00	1442963.00	1442963.00
6/ 10	11.88	0.08	100.00	100.00	36.39	0.00	0.00	36.38	1442963.00	1442963.00	1442963.00

Σχήμα 5.1: Ιδιοπερίοδοι και αθροιστικά ποσοστά ταλαντούμενης μάζας για κάθε ιδιομορφή

Το φορτίο το οποίο συνδυάζεται με το σεισμό είναι το μόνιμο G (βάρος πλακών, ίδιο βάρος μεταλλικής κατασκευής, λοιπά μόνιμα φορτία) καθώς και το κινητό φορτίο Q με συντελεστή 0,3. Προκύπτει ότι το συνολικό κατακόρυφο φορτίο όλου του ορθογωνικού κτιρίου είναι $P_{tot} = 12.680 \text{ kN}$.

5.2 Έλεγχος πλαισίων με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας (Σεισμός κατά x)

Σημειώνεται ότι κατά τη ανάλυση σεισμού στη διεύθυνση x, στην οποία υπάρχουν κεντρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας, εκείνοι οι οποίοι βρίσκονται υπό θλίψη, αγνοούνται υπέρ της ασφαλείας και λαμβάνονται υπόψη μόνο εκείνοι που βρίσκονται υπό εφελκυσμό.

5.2.1 Περιορισμός φαινομένων 2^{ης} τάξης

Για κάθε όροφο υπολογίζεται ο συντελεστής θ μέσω του οποίου καθορίζεται αν τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης είναι σημαντικά και, αν ναι, με ποιον τρόπο πρέπει να ληφθούν υπόψη. Δηλαδή εάν η τιμή του θ προκύψει μικρότερη του 0,1 τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης αγνοούνται ενώ εάν η τιμή του θ βρίσκεται ανάμεσα στο 0,1 και 0,2 τα φαινόμενα δεν μπορούν να αγνοηθούν αλλά μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά, προσαυξάνοντας τα σεισμικά μεγέθη κατά $\frac{1}{1-\theta}$. Τέλος, εάν το θ βρίσκεται ανάμεσα στις τιμές 0,2 και 0,3, πρέπει να γίνει μη γραμμική ανάλυση και τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης να ληφθούν υπόψη πλήρως.

Ισχύει ότι:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} < 0,3 \quad (5.1)$$

όπου:

θ : συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου

P_{tot} : συνολικό κατακόρυφο φορτίο στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

V_{tot} : συνολική σεισμική τέμνουσα ορόφου

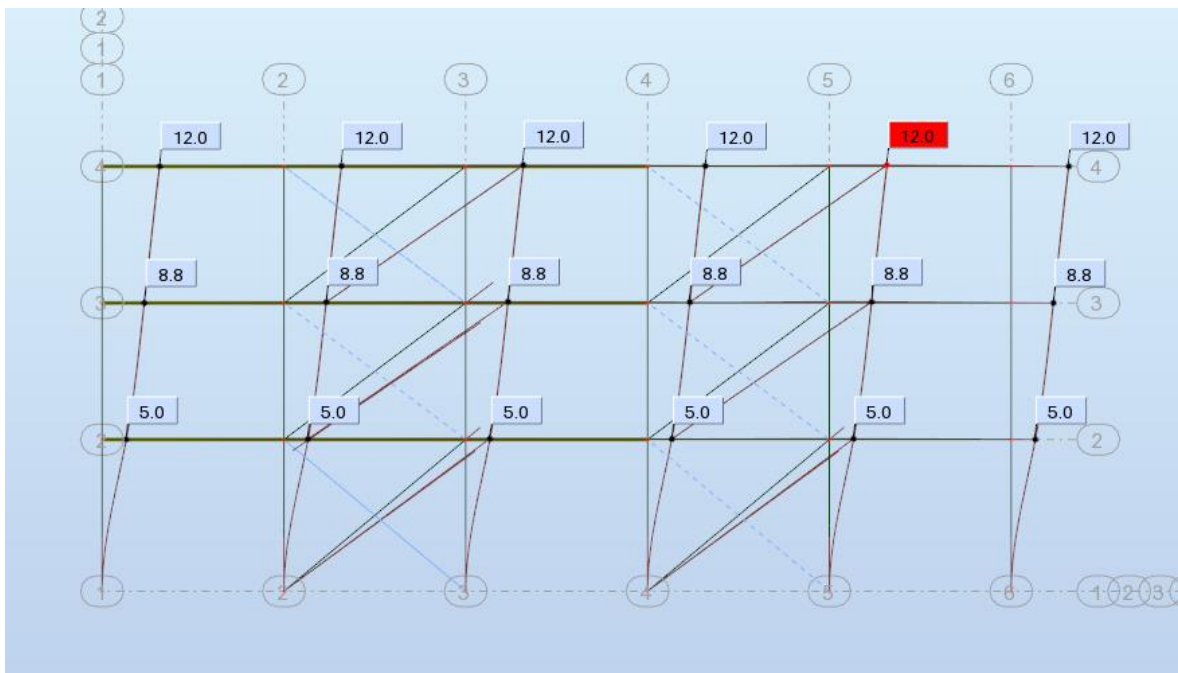
d_r : σχετική μετακίνηση ορόφου

h : ύψος ορόφου

Η συνολική τέμνουσα ανά όροφο δίνεται μέσω του Robot Structural Analysis για την δυσμενέστερη σεισμική φόρτιση κατά x καθώς και η σχετική μετακίνηση ανά όροφο. Τα αποτελέσματα της προσομοίωσης καθώς και οι υπολογισμοί για τον συντελεστή θ παρουσιάζονται παρακάτω.

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ΟΡΟΦΟΣ	G (x,y,z) (m)	FX (kN)	FY (kN)	MZ (kNm)	FX ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	FX ΤΟΙΧΕΙΟ (kN)	FY ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	FY ΤΟΙΧΕΙΟ (kN)
7/ 1	15.31 8.92 4.81	792.36	0.18	44.53	792.36	-0.00	0.18	-0.00
7/ 2	15.32 8.92 9.34	632.26	0.15	36.46	632.26	0.00	0.15	0.00
7/ 3	15.00 9.00 13.8	388.75	0.12	32.05	388.75	0.00	0.12	0.00

Σχήμα 5.2: Σεισμικές τέμνουσες ανά όροφο στη διεύθυνση x



Σχήμα 5.3: Συνολικές μετακινήσεις υπό την δυσμενέστερη σεισμική δράση κατά x

Πίνακας 5.1: Υπολογισμός συντελεστή θ κατά τη διεύθυνση x

Όροφος		Ισόγειο	1	2
Συνολικό Φορτίο Βαρύτητας Ορόφου	$P_{tot} [kN]$	12.680	8.450	4.225
Συνολική τέμνουσα ορόφου	$V_{tot} [kN]$	793	633	389
Τιμή Σχεδιασμού Σχετικής Μετακίνησης Ορόφου	$d_r [cm]$	5,0	3,8	3,2
Ύψος ορόφου	$h [cm]$	500	450	450
Συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου	$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h}$	0,15	0,11	0,07
Συντελεστής προσαύξησης	$\frac{1}{1 - \theta}$	1,176	1,12	-

Επειδή ο συντελεστής θ είναι μεγαλύτερος από 0,1, τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης δεν μπορούν να αγνοηθούν, επομένως προσαυξάνουμε τα εντατικά μεγέθη λόγω σεισμού κατά τη διεύθυνση x . Για την πραγματοποίηση αυτής της προσαύξησης δημιουργήθηκε ένας νέος συνδυασμός δράσεων, στην προσομοίωση της κατασκευής, της δυσμενέστερης σεισμικά φόρτισης προσαυξημένης με το συντελεστή 1,176.

Μετά από έλεγχο όλων των στοιχείων του κτιρίου με τα προσαυξημένα σεισμικά μεγέθη αποδείχθηκε ότι οι διατομές επαρκούσαν αυτών. Πολύ συνοπτικά παρουσιάζεται η επάρκεια του δυσμενέστερου υποστυλώματος, δοκού, χιαστί ισογείου, χιαστί πρώτου ορόφου και χιαστί δευτέρου ορόφου καθώς και το ποσοστό αξιοποίησης της διατομής του καθενός.

ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΥΛΙΚΟ	Lay	Laz	ΛΟΓΟΣ	ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ
81 Column_81	HEB 400	S355	137.02	60.84	0.48	40 4.προσαυξηση λ
211 Beam_211	HEB 320	S355	43.41	79.29	0.50	37 1.προσαυξηση λ
253 Simple bar_2	CHS 88.9x2.5	S355	255.57	255.57	0.85	37 1.προσαυξηση λ
256 Simple bar_2	CHS 76.1x5	S355	298.09	298.09	0.66	40 4.προσαυξηση λ
258 Simple bar_2	CHS 76.1x3	S355	289.95	289.95	0.57	40 4.προσαυξηση λ

Σχήμα 5.4: Συνοπτικοί έλεγχοι προσαύξησης λόγω θ

5.2.2 Έλεγχος διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας

Προκειμένου να εξασφαλισθεί ότι η διαγώνιοι σύνδεσμοι θα συμπεριφερθούν κατά τον επιθυμητό τρόπο πρέπει η λυγηρότητα τους να είναι μεταξύ των τιμών 1,3 και 2. Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι λόγω της χιαστί μορφής τους συνδέονται στο μέσο τους με αποτέλεσμα το μήκος λυγισμού τους να είναι ίσο με το 50% του πραγματικού τους μήκους. Επίσης λόγω του ότι οι διαγώνιοι σύνδεσμοι είναι από χάλυβα S355 η λυγηρότητα αναφοράς τους είναι

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \cdot \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,41 .$$

- Διαγώνιος ισογείου CHS 88.9 × 2.5

Από τους πίνακες διατομών λαμβάνεται $i = 3,06 \text{ cm}$

$$L_{cr} = 0,5 \cdot L_{diag} = 0,5 \cdot 7,81 = 3,905 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1,67 \begin{cases} \geq 1,3 \\ \leq 2,0 \end{cases} \text{ ικανοποιείται}$$

- Διαγώνιος πρώτου ορόφου CHS 76.1 × 5

Από τους πίνακες διατομών λαμβάνεται $i = 2,52 \text{ cm}$

$$L_{cr} = 0,5 \cdot L_{diag} = 0,5 \cdot 7,5 = 3,75 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1,94 \begin{cases} \geq 1,3 \\ \leq 2,0 \end{cases} \text{ ικανοποιείται}$$

- Διαγώνιος δευτέρου ορόφου CHS 76.1 × 3

Από τους πίνακες διατομών λαμβάνεται $i = 2,6 \text{ cm}$

$$L_{cr} = 0,5 \cdot L_{diag} = 0,5 \cdot 7,5 = 3,75 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1,89 \begin{cases} \geq 1,3 \\ \leq 2,0 \end{cases} \text{ ικανοποιείται}$$

Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι ελέγχονται σε εφελκυσμό ο οποίος προκύπτει μόνο από τα σεισμικά φορτία, αφού τα κατακόρυφα φορτία δεν προκαλούν αξονικές δυνάμεις στις διαγώνιους και επίσης υπολογίζεται η υπεραντοχή τους.

- Διαγώνιος ισογείου CHS 88.9 × 2.5

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 284 \text{ kN}$$

Η προσαυξημένη λόγω θ αξονική δύναμη η οποία καταπονεί τη διαγώνιο είναι $N_{Ed} = 204 \text{ kN} < N_{pl,Rd}$.

$$\text{Η υπεραντοχή είναι } \Omega_1 = \frac{N_{pl,Rd}}{N_{Ed}} = 1,4 \text{ (140\%)}$$

- Διαγώνιος πρώτου ορόφου CHS 76.1 × 5

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 397 \text{ kN}$$

Η αξονική δύναμη στην περίπτωση της διαγώνιου 1^{ου} ορόφου είναι $N_{Ed} = 264 \text{ kN} < N_{pl,Rd}$.

$$\text{Η υπεραντοχή είναι } \Omega_2 = \frac{N_{pl,Rd}}{N_{Ed}} = 1,5 \text{ (150\%)}$$

- Διαγώνιος δευτέρου ορόφου CHS 76.1 × 3

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 248 \text{ kN}$$

$$\text{Αντίστοιχα } N_{Ed} = 142 \text{ kN} < N_{pl,Rd}$$

$$\text{Δηλαδή } \Omega_3 = \frac{N_{pl,Rd}}{N_{Ed}} = 1,74 \text{ (174\%)}$$

Ωστε να εξασφαλιστεί ομοιόμορφη πλαστιμότητα καθ' ύψος του κτιρίου πρέπει η υπεραντοχές όλων των ορόφων να μην παρουσιάζουν μεγάλη απόκλιση μεταξύ τους, δηλαδή η μέγιστη τιμή της υπεραντοχής πρέπει να μην ξεπερνάει την ελάχιστη τιμή της υπεραντοχής κατά περισσότερο από 25%.

$$\frac{\Omega_{max}-\Omega_{min}}{\Omega_{min}} = \frac{1,74-1,4}{1,4} = 0,24 \leq 0,25 \text{ ικανοποιείται}$$

5.2.3 Περιορισμός Βλαβών

Η απαίτηση για τον περιορισμό των βλαβών εξασφαλίζεται με τον περιορισμό της σχετικής μετακίνησης των ορόφων για σεισμό μικρότερο του σεισμού σχεδιασμού, όμως με σημαντικά μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης. Η απαίτηση για τον περιορισμό των βλαβών ικανοποιείται εφόσον για κάθε όροφο της κατασκευής ικανοποιείται η σχέση:

$$d_r \cdot v \leq 0,0075 \cdot h \quad (5.2)$$

Για κτίρια κατηγορίας II ($\gamma_I = 1,0$) με πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία, οι μετακινήσεις λόγω του σεισμού αυτού λαμβάνονται ως το 50% των τιμών του σεισμού σχεδιασμού ($v = 0,50$). Με βάση τις τιμές των σχετικών μετακινήσεων και του ύψους των ορόφων του Πίνακα 5.1 προκύπτει:

- Ισόγειο: $d_r \cdot v = 2,5 \text{ cm} \leq 0,0075 \cdot h = 3,75 \text{ cm}$
- 1^{ος} όροφος: $d_r \cdot v = 1,9 \text{ cm} \leq 0,0075 \cdot h = 3,37 \text{ cm}$
- 2^{ος} όροφος: $d_r \cdot v = 1,6 \text{ cm} \leq 0,0075 \cdot h = 3,37 \text{ cm}$

Επομένως οι έλεγχοι για τον περιορισμό των βλαβών ικανοποιούνται κατά x, σε όλους τους ορόφους του κτιρίου.

5.2.4 Ικανοτικός έλεγχος υποστυλωμάτων

Στα υποστυλώματα της κατασκευής πραγματοποιείται ικανοτική προσαύξηση της αξονικής έντασης προκειμένου να εξασφαλισθεί η πλάστιμη συμπεριφορά των μελών. Η αξονική αυτή δύναμη σχεδιασμού στον άξονα x είναι ίση με:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot N_{Ed,Ex} + 0,3 \cdot N_{Ed,Ey} \quad (5.3)$$

όπου:

$N_{Ed,G}$: αξονική δύναμη λόγω κατακόρυφων φορτίων ($G + 0,3 \cdot Q$)

$N_{Ed,Ex}$: αξονική δύναμη λόγω σεισμικών φορτίων κατά x

$N_{Ed,Ey}$: αξονική δύναμη λόγω σεισμικών φορτίων κατά y

γ_{ov} : συντελεστής υπεραντοχής (δεχόμαστε $\gamma_{ov} = 1,25$)

Ω_{min} : ελάχιστη τιμή υπεραντοχής (στην προκειμένη περίπτωση $\Omega_{min} = 1,4$)

Ο συνδυασμός της σχέσης (5.3) δημιουργήθηκε στο πρόγραμμα προσομοίωσης Robot Structural Analysis με τον οποίο ελέγχθηκαν όλα τα υποστυλώματα του υπό μελέτη κτιρίου. Δυσμενέστερο κρίθηκε το υποστυλώμα του πρώτου ορόφου του οποίου ο έλεγχος παρουσιάζεται παρακάτω.

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ: 1 Υποστυλώματα

ΜΕΛΟΣ: 17 Column_17

ΣΗΜΕΙΟ: 1

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: x = 0.00 L = 0.00 m

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 16 Ικανοτικός κατά X (1+49+50)*1.00+(2+8)*0.30+7*1.90

ΥΛΙΚΟ:

S355 (S355) $f_y = 355.00$ MPa



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΗΕΒ 400

h=40.0 cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
b=30.0 cm	$A_y=157.55$ cm ²	$A_z=69.98$ cm ²	$A_x=197.78$ cm ²
tw=1.4 cm	$I_y=57680.50$ cm ⁴	$I_z=10819.00$ cm ⁴	$I_x=382.00$ cm ⁴
tf=2.4 cm	$W_{ply}=3231.91$ cm ³	$W_{plz}=1104.05$ cm ³	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{Ed} = 1056.22$ kN	$M_{y,Ed} = -41.15$ kN*m	$M_{z,Ed} = 79.74$ kN*m	$V_{y,Ed} = 21.44$ kN
$N_{c,Rd} = 7021.12$ kN	$M_{y,Ed,max} = -41.15$ kN*m	$M_{z,Ed,max} = 79.74$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 3229.06$ kN
$N_{b,Rd} = 4710.99$ kN	$M_{y,c,Rd} = 1147.33$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 391.94$ kN*m	$V_{z,Ed} = 8.43$ kN
	$MN_{y,Rd} = 1128.10$ kN*m	$MN_{z,Rd} = 391.94$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 1434.26$ kN
	$Mb,Rd = 928.51$ kN*m		$Tt,Ed = 0.00$ kN*m
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

z = 1.00	$M_{cr} = 1906.70$ kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a	XLT = 0.81
$L_{cr,low} = 5.00$ m	$Lam_{LT} = 0.78$	$f_{i,LT} = 0.86$	

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:

$L_y = 5.00$ m	$Lam_y = 0.73$
$L_{cr,y} = 9.50$ m	$X_y = 0.83$
$Lam_y = 55.63$	$k_{zy} = 0.64$



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

$L_z = 5.00$ m	$Lam_z = 0.88$
$L_{cr,z} = 5.00$ m	$X_z = 0.67$
$Lam_z = 67.60$	$k_{zz} = 1.08$

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.15 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/MN_{y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/MN_{z,Rd})^2 = 0.20 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $Tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $Tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$Lambda_y = 55.63 < Lambda_{max} = 210.00$ $Lambda_z = 67.60 < Lambda_{max} = 210.00$ ΣΤΑΘΕΡΟ
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.04 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.39 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.47 < 1.00$ (6.3.3.(4))

ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!

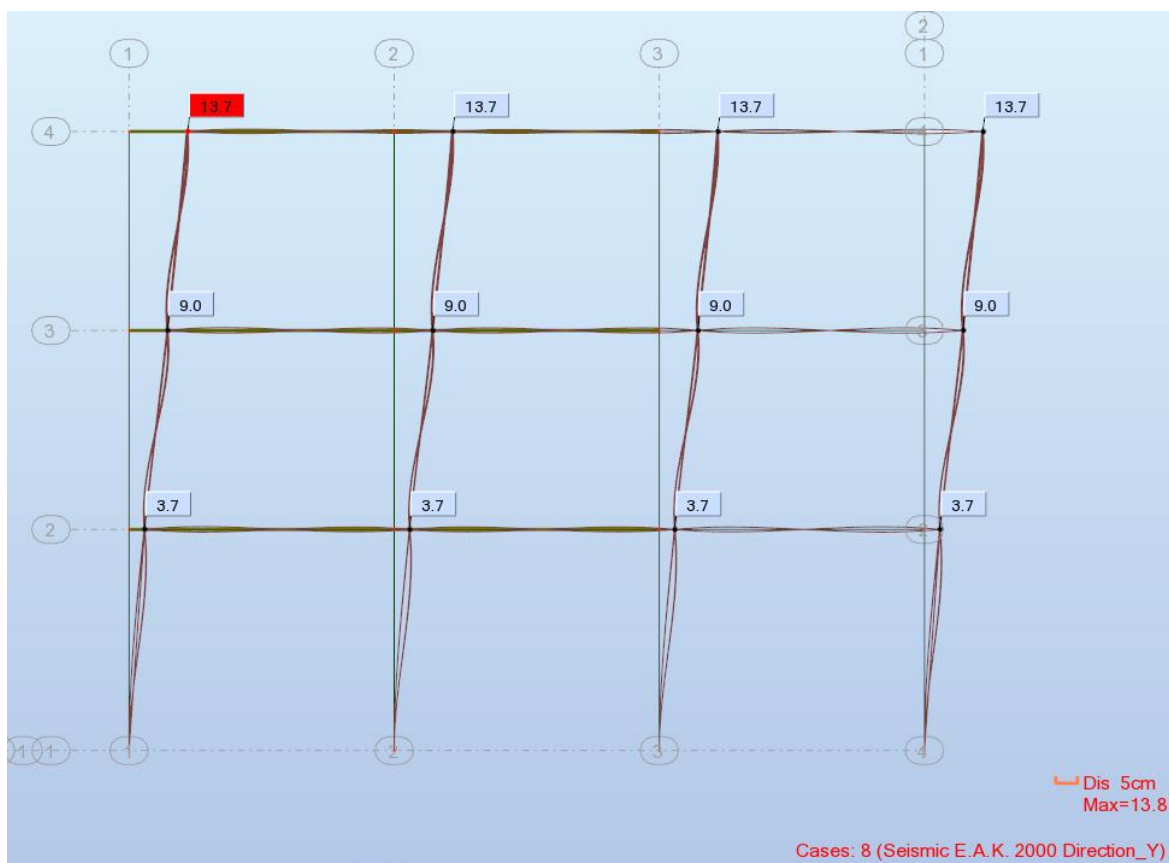
Σχήμα 5.5: Έλεγχος δυσμενέστερου υποστυλώματος έναντι ικανοτικού συνδυασμού στη διεύθυνση x

Σημειώνεται ότι οι δοκοί δεν επιβαρύνονται από τους σεισμικούς συνδυασμούς, λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας της κατασκευής και γι' αυτόν τον λόγο δεν πραγματοποιείται κάποιος έλεγχος επί αυτών.

5.3 Έλεγχος πλαισίων ροπής (Σεισμός κατά y)

5.3.1 Περιορισμός φαινομένων 2^{ης} τάξης

Το συνολικό φορτίο βαρύτητας κάθε ορόφου και ως συνέπεια όλης της κατασκευής καθώς και το ύψος του κάθε ορόφου δεν μεταβάλλονται σε σχέση με τον έλεγχο στη διεύθυνση x. Αντίστοιχα με πριν, προκύπτουν η συνολική σεισμική τέμνουσα καθώς και η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του κάθε ορόφου.



Σχήμα 5.6: Τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης ορόφων κατά τη διεύθυνση y

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ΟΡΟΦΟΣ	G (x,y,z) (m)	FX (kN)	FY (kN)	MZ (kNm)	FX ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	FX ΤΟΙΧΕΙΟ (kN)	FY ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	FY ΤΟΙΧΕΙΟ (kN)
8/ 1	15.31 8.92 4.81	0.18	708.87	184.11	0.18	-0.00	708.87	-0.00
8/ 2	15.32 8.92 9.34	0.14	585.46	127.56	0.14	-0.00	585.46	-0.00
8/ 3	15.00 9.00 13.8	0.11	387.61	199.09	0.11	0.00	387.61	0.00

Σχήμα 5.7: Σεισμικές τέμνουσες ανά όροφο στη διεύθυνση y

Επομένως μέσω της σχέσης (5.1) γίνεται υπολογισμός του συντελεστή ευαισθησίας της σχετικής μετακίνησης του κάθε ορόφου και κατά τη διεύθυνση y. Τα αποτελέσματα συνοψίζονται στον παρακάτω Πίνακα 5.2.

Πίνακας 5.2: Υπολογισμός συντελεστή θ κατά τη διεύθυνση y

Όροφος		Ισόγειο	1	2
Συνολικό Φορτίο Βαρύτητας Ορόφου	$P_{tot} [kN]$	12.680	8.450	4.225
Συνολική τέμνουσα ορόφου	$V_{tot} [kN]$	709	586	388
Τιμή Σχεδιασμού Σχετικής Μετακίνησης Ορόφου	$d_r [cm]$	3,7	5,3	4,7
Ύψος ορόφου	$h [cm]$	500	450	450
Συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου	$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h}$	0,13	0,168	0,11
Συντελεστής προσαύξησης	$\frac{1}{1 - \theta}$	1,15	1,2	1,12

Και πάλι, κατά τη διεύθυνση y παρατηρούμε ότι ο συντελεστής θ κυμαίνεται μεταξύ των τιμών 0,1 και 0,2 επομένως τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά προσαυξάνοντας τα σεισμικά μεγέθη της διεύθυνσης y κατά τους αντίστοιχους συντελεστές του Πίνακα 5.2. Στα πλαίσια της προσομοίωσης του φορέα και υπέρ της ασφαλείας, η προσαύξηση των σεισμικών μεγεθών κατά τη διεύθυνση y έγινε επί του μεγαλύτερου συντελεστή προσαύξησης 1,2 σε όλους τους ορόφους της κατασκευής. Ελέγχοντας όλες τις δοκούς και τα υποστυλώματα των πλαϊσίων ροπής της διεύθυνσης y με τα σεισμικά μεγέθη επί 1,2 δεν προέκυψε κάποιο πρόβλημα.

5.3.2 Περιορισμός Βλαβών

Επαναλαμβάνεται η ίδια διαδικασία για τον περιορισμό βλαβών και για τα πλαίσια ροπής της διεύθυνσης y μέσω της σχέσης (5.2) για κάθε όροφο της κατασκευής.

- Ισόγειο: $d_r \cdot v = 1,85 \text{ cm} \leq 0,0075 \cdot h = 3,75 \text{ cm}$
- 1^{ος} όροφος: $d_r \cdot v = 2,65 \text{ cm} \leq 0,0075 \cdot h = 3,37 \text{ cm}$
- 2^{ος} όροφος: $d_r \cdot v = 2,35 \text{ cm} \leq 0,0075 \cdot h = 3,37 \text{ cm}$

Επομένως οι έλεγχοι για τον περιορισμό των βλαβών ικανοποιούνται κατά y , σε όλους τους ορόφους του κτιρίου.

5.3.3 Ικανοτικός έλεγχος υποστυλωμάτων και δοκών

Προκειμένου να λειτουργήσει ο επιθυμητός μηχανισμός κατάρρευσης της κατασκευής είναι απαραίτητοι οι ικανοτικοί έλεγχοι των μελών του. Ως δράση κατά τη διεύθυνση y θεωρούμε τον συνδυασμό: $G + 0,3 \cdot Q \pm 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot E_{Ed,y} \pm 0,3 \cdot E_{Ed,x}$ και επίσης πρέπει τα μέλη (δοκοί και υποστυλώματα) να είναι κατηγορίας I ή II. Σημειώνεται ότι οι σεισμικές δράσεις οι οποίες χρησιμοποιήθηκαν για τον υπολογισμό της ικανοτικής εντατικής κατάστασης είναι οι ήδη προσαυξημένες λόγω του συντελεστή θ .

Ο παραπάνω συνδυασμός δράσεων προσομοιώθηκε στο πρόγραμμα Robot Structural Analysis και για τις 4 πιθανές κατευθύνσεις των σεισμικών δράσεων και έγινε έλεγχος των μελών έναντι αυτών των φορτίσεων. Ενδεικτικά παρουσιάζονται ο έλεγχος του δυσμενέστερου υποστυλώματος και δυσμενέστερης δοκού.

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 24 1.Ικανοτικός κατα y (με προσαύξηση θ) $7*0.36+8*2.28+(1+49+50)*1.00+2*0.30$

ΥΛΙΚΟ:

S355 (S355) $f_y = 355.00$ MPa

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΗΕΒ 400**

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=157.55 cm ²	Az=69.98 cm ²	Ax=197.78 cm ²
tw=1.4 cm	Iy=57680.50 cm ⁴	Iz=10819.00 cm ⁴	Ix=382.00 cm ⁴
tf=2.4 cm	Wply=3231.91 cm ³	Wplz=1104.05 cm ³	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

N _{Ed} = 869.19 kN	M _{y,Ed} = -323.77 kN*m	M _{z,Ed} = 16.16 kN*m	V _{y,Ed} = 4.34 kN
N _{c,Rd} = 7021.12 kN	M _{y,Ed,max} = -323.77 kN*m	M _{z,Ed,max} = 16.16 kN*m	V _{y,T,Rd} = 3229.01 kN
N _{b,Rd} = 4710.99 kN	M _{y,c,Rd} = 1147.33 kN*m	M _{z,c,Rd} = 391.94 kN*m	V _{z,Ed} = 74.54 kN
	M _{N,y,Rd} = 1147.33 kN*m	M _{N,z,Rd} = 391.94 kN*m	V _{z,T,Rd} = 1434.24 kN
	M _{b,Rd} = 928.51 kN*m		T _{t,Ed} = 0.00 kN*m
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

z = 1.00	M _{cr} = 1906.70 kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a	XLT = 0.81
L _{cr,low} = 5.00 m	Lam _{LT} = 0.78	fi,LT = 0.86	

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:	ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:
L _y = 5.00 m	L _z = 5.00 m
L _{cr,y} = 9.50 m	L _{cr,z} = 5.00 m
Lam _y = 55.63	Lam _z = 67.60
Lam _y = 0.73	Lam _z = 0.88
X _y = 0.83	X _z = 0.67
k _{yy} = 1.14	k _{yz} = 0.86

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:**ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

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

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$$\lambda_{y} = 55.63 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 67.60 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{ΣΤΑΘΕΡΟ}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.35 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.58 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

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

ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!

Σχήμα 5.8: Έλεγχος δυσμενέστερου υποστυλώματος κατά τη διεύθυνση των πλαισίων ροπής

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 24 1.Ικανοτικός κατά y (με προσαύξηση θ) (1+49+50)*1.20+(2+7)*0.36+8*2.28

ΥΛΙΚΟ:

S355 (S355) $f_y = 355.00$ MPa

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΗΕΒ 220**

h=22.0 cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
b=22.0 cm	$A_y=76.60$ cm ²	$A_z=27.92$ cm ²	$A_x=91.04$ cm ²
tw=0.9 cm	$I_y=8090.97$ cm ⁴	$I_z=2843.27$ cm ⁴	$I_x=81.80$ cm ⁴
tf=1.6 cm	$W_{ply}=827.09$ cm ³	$W_{plz}=393.89$ cm ³	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{Ed} = 0.00$ kN	$M_{y,Ed} = -110.61$ kN*m	$M_{z,Ed} = 0.00$ kN*m	$V_{y,Ed} = 0.00$ kN
$N_{c,Rd} = 3231.96$ kN	$M_{y,Ed,max} = -110.61$ kN*m	$M_{z,Ed,max} = 0.00$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 1569.98$ kN
$N_{b,Rd} = 3231.96$ kN	$M_{y,c,Rd} = 293.62$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 139.83$ kN*m	$V_{z,Ed} = 38.34$ kN
	$MN_{y,Rd} = 293.62$ kN*m	$MN_{z,Rd} = 139.83$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 572.26$ kN
	$Mb,Rd = 208.19$ kN*m		$Tt,Ed = 0.00$ kN*m
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

z = 1.00	$M_{cr} = 334.30$ kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a	XLT = 0.71
$L_{cr,low} = 6.00$ m	$Lam_{LT} = 0.94$	$\phi_{i,LT} = 1.02$	

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:

$$k_{yy} = 1.00$$



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

$$k_{zz} = 1.00$$

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:**ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

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

$$(M_{y,Ed}/MN_{y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/MN_{z,Rd})^2 = 0.14 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

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

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

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

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

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.53 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.53 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.53 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!

Σχήμα 5.9: Έλεγχος δυσμενέστερης δοκού κατά τη διεύθυνση των πλαισίων ροπής

- Έλεγχος δοκού έναντι τέμνουσας

Για τον υπολογισμό της ικανοτικής τέμνουσας που αναπτύσσεται στη δοκό γίνεται η παραδοχή ότι έχουν σχηματιστεί πλαστικές αρθρώσεις και στα δύο άκρα της δοκού πριν την αστοχία της δοκού λόγω τέμνουσας δύναμης (ψαθυρή μορφή αστοχίας). Για δοκό ΗΕΒ 220 γνωρίζουμε ότι:

$$W_{pl} = 827 \text{ cm}^3 \text{ επομένως } M_{pl,Rd} = 293,6 \text{ kNm}$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 27,88 \text{ cm}^2$$

Επομένως η πλαστική διατμητική αντοχή είναι:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{27,88 \cdot 35,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 571,4 \text{ kN}$$

Και η ικανοτική τέμνουσα: $V_{Ed} = \frac{M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}}{L} = \frac{2 \cdot 293,6}{6} = 97,87 \text{ kN}$

Τελικά $V_{pl,Rd} \gg V_{Ed}$ οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται και επειδή η τέμνουσα είναι μικρότερη από το 50% της πλαστικής διατμητικής αντοχής, δεν χρειάζεται να ληφθεί υπόψη η αλληλεπίδραση μεταξύ κάμψης και διάτμησης.

5.3.4 Ικανοτικός έλεγχος κόμβων

Προκειμένου να εξασφαλισθεί ότι ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων θα γίνει πρώτα στα άκρα των δοκών και όχι στα άκρα των υποστυλωμάτων ώστε να αποφευχθεί ο σχηματισμός «μαλακού ορόφου» γίνεται ικανοτικός σχεδιασμός των κόμβων. Πρέπει η πλαστική ροπή αντοχής των υποστυλωμάτων που συντρέχουν σε ένα κόμβο να είναι μεγαλύτερη από την πλαστική ροπή αντοχής των δοκών του κόμβου αυτού επί συντελεστή 1,3 υπέρ της ασφαλείας.

Όλα τα υποστυλώματα της κατασκευής είναι διατομής HEB 400, οι δοκοί στη διεύθυνση x είναι διατομής HEB 320 και οι δοκοί της διεύθυνσης y είναι HEB 220. Οπότε από τους πίνακες του Ευρωκώδικα προκύπτει:

Για HEB 400: $M_{pl,Rd} = 1147 \text{ kNm}$ ($W_{pl,y} = 3232 \text{ cm}^3$)

Για HEB 220: $M_{pl,Rd} = 293,6 \text{ kNm}$ ($W_{pl,y} = 827 \text{ cm}^3$)

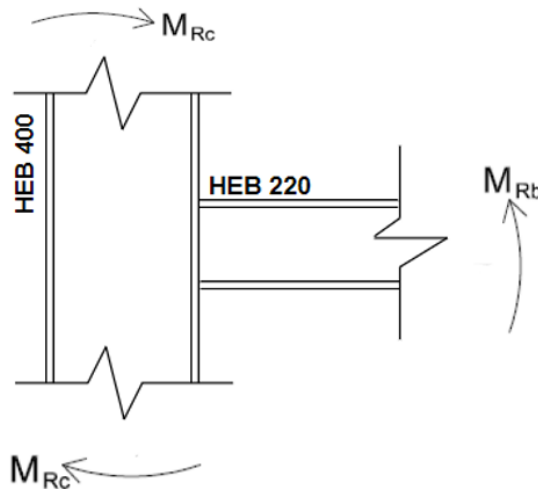
Με βάση τα παραπάνω ελέγχονται οι δυο τυπικές μορφές κόμβων του πλαισίου.

- *Ακραίος κόμβος πλαισίου*

$$\Sigma M_{Rc} = 2 \cdot 1147 = 2294 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{Rb} = 293,6 \text{ kNm}$$

$$\text{Επομένως } \Sigma M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 381,7 \text{ kNm}$$



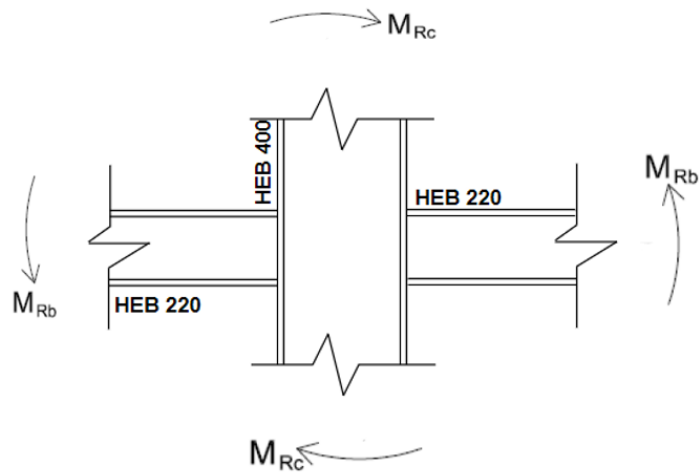
Σχήμα 5.10: Ακραίος κόμβος πλαισίου ροπής

- *Ενδιάμεσος κόμβος πλαισίου*

$$\Sigma M_{Rc} = 2 \cdot 1147 = 2294 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{Rb} = 2 \cdot 293,6 = 587,2 \text{ kNm}$$

$$\text{Επομένως } \Sigma M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 763,4 \text{ kNm}$$



Σχήμα 5.11: Ενδιάμεσος κόμβος πλαισίου ροπής

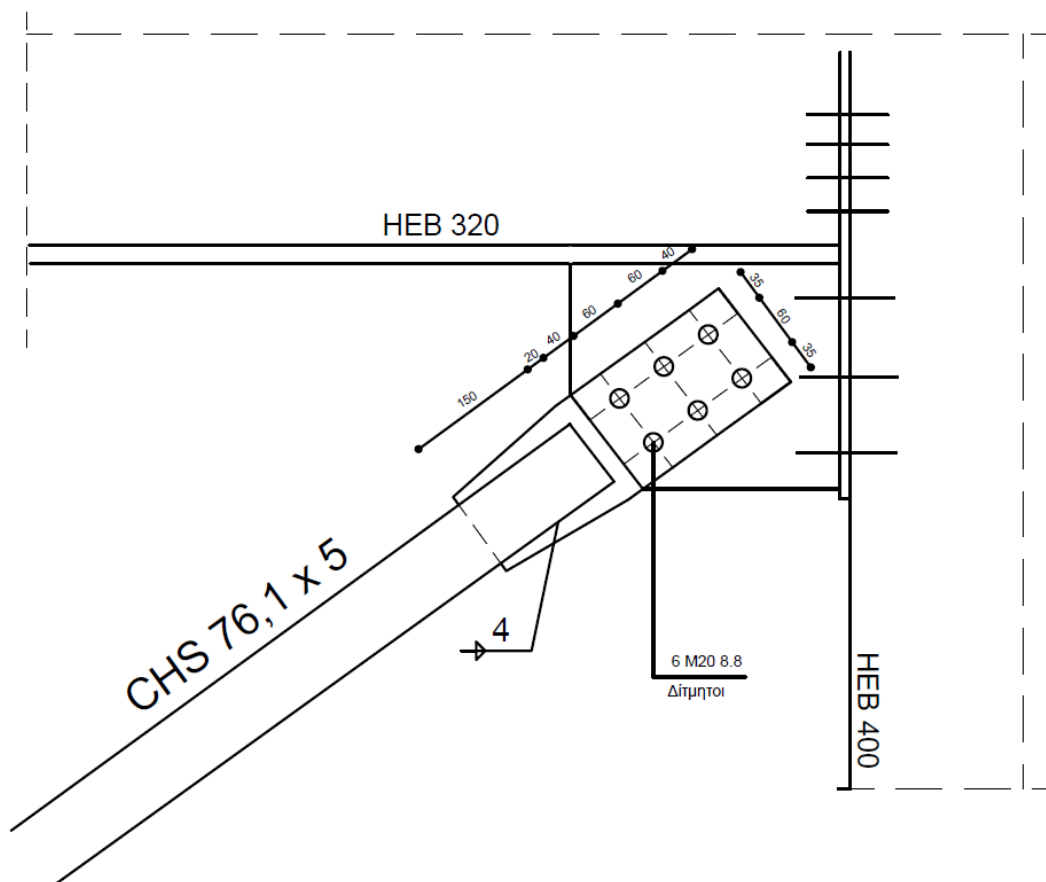
6. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ

6.1 Εισαγωγή

Πλέον σημαντικό κομμάτι κατά την ανέγερση μιας μεταλλικής κατασκευής αποτελούν οι συνδέσεις των μελών της. Οι συνδέσεις θα πρέπει να παρέχουν την δυνατότητα ανάπτυξης ολόκληρης της πλαστικής ικανότητας των μελών, έτσι ώστε να γίνεται εκμετάλλευση στο έπακρο της αντοχής και της πλαστιμότητας τους. Οι συνδέσεις θα πρέπει να υπολογίζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να καθιστούν την ανέγερση της μεταλλικής κατασκευής όσο το δυνατόν πιο γρήγορη και απλή. Τα δύο είδη συνδέσεων είναι οι συνδέσεις με μηχανικά μέσα (κοχλίες, πείροι κ.λπ.) και οι συγκολλήσεις. Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας θα παρουσιαστούν ενδεικτικά τέσσερις τυπικές μορφές σύνδεσης.

1. Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας.
2. Σύνδεση υποστρώματος HEB 400 με κύρια δοκό HEB 320.
3. Σύνδεση υποστρώματος HEB 400 με δευτερεύουσα δοκό HEB 220.
4. Σύνδεση υποστρώματος HEB 400 με το έδαφος (θεμελίωση).

6.2 Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας



Σχήμα 6.1: Σύνδεση χιαστί πρώτου ορόφου στον κόμβο δοκού-υποστρώματος

Πραγματοποιείται έλεγχος του διαγωνίου του πρώτου ορόφου διατομής CHS 76.1×5 ως η περίπτωση με τη δυσμενέστερη κατάσταση αφού λόγω μεγαλύτερου εμβαδού διατομής έχει και μεγαλύτερη $N_{pL,Rd}$. Για τον έλεγχο των συνδέσεων θα θεωρηθεί ως δρώσα αξονική η ικανοτική αντοχή της διαγωνίου.

Ισχύει: $N_{Ed} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pL,Rd} = 546,7 \text{ kN}$

Σημειώνεται ότι για τις συνδέσεις όλης της κατασκευής χρησιμοποιήθηκαν προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας M20 και ποιότητας 8.8 καθώς και ότι οι κοχλίες είναι κατηγορίας C.

- *Έλεγχος αποστάσεων*

$$1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 22 = 26,4 \text{ mm} < e_1 = 40 \text{ mm} < 4 \cdot t + 40 = 4 \cdot 10 + 40 = 80 \text{ mm}$$

$$1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 22 = 26,4 \text{ mm} < e_2 = 35 \text{ mm} < 4 \cdot t + 40 = 4 \cdot 10 + 40 = 80 \text{ mm}$$

$$2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 22 = 48,4 \text{ mm} < p_1 = 60 \text{ mm} < \min\{14 \cdot t ; 200\} = \min\{14 \cdot 10 ; 200\} = 140 \text{ mm}$$

$$2,4 \cdot d_0 = 2,4 \cdot 22 = 52,8 \text{ mm} < p_2 = 60 \text{ mm} < \min\{14 \cdot t ; 200\} = \min\{14 \cdot 10 ; 200\} = 140 \text{ mm}$$

Οι αποστάσεις μεταξύ των κοχλιών είναι εντός των απαιτήσεων του EC3.

- *Έλεγχος κοχλίωσης έναντι ολίσθησης*

Λόγω του ότι έχουν χρησιμοποιηθεί προεντεταμένοι κοχλίες πρέπει να εξασφαλισθεί ότι οι αναπτυσσόμενες δυνάμεις τριβής δεν επιτρέπουν να πραγματοποιηθεί σχετική μετακίνηση.

Η δύναμη προέντασης του κοχλία είναι: $F_{p,C} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$

(6.1)

όπου για κοχλίες M20 η ενεργός επιφάνεια $A_s = 245 \text{ mm}^2$ και για ποιότητα 8.8 ισχύει $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$.

Από τη σχέση (6.1) προκύπτει $F_{p,C} = 137,2 \text{ kN}$ άρα η αντοχή της σύνδεσης έναντι ολίσθησης είναι :

$$F_{S,Rd} = m \cdot \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,C} = 6 \cdot \frac{1,0 \cdot 2 \cdot 0,5}{1,25} \cdot 137,2 = 658,6 \text{ kN} > N_{Ed}$$

όπου:

$m = 6$ ο αριθμός των κοχλιών

$k_s = 1,0$ για κανονικές οπές

$n = 2$ οι επιφάνειες τριβής κοχλία

$\mu = 0,5$ ο συντελεστής τριβής για μεταλλικές επιφάνειες προετοιμασμένες σε αμμοβολή

- *Έλεγχος κοχλίωσης έναντι σύνθλιψης άντυνας*

Αρχικά υπολογίζονται οι συντελεστές a_b, k_1 που εξαρτώνται από τη γεωμετρία της κοχλίωσης και τα υλικά.

$$a_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right\} = \min \{0,6; 0,65; 1,56; 1\} = 0,6$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} = \min \{2,75; 2,11; 2,5\} = 2,11$$

Γνωρίζοντας ότι η σύνδεση αποτελείται από έξι κοχλίες διαμέτρου κορμού 20mm και ότι το λεπτότερο έλασμα είναι πάχους 10mm και ποιότητας S355 προκύπτει ότι:

$$F_{b,Rd} = m \cdot \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_{min}}{\gamma_{M2}} = 6 \cdot \frac{2,11 \cdot 0,6 \cdot 51 \cdot 2,0 \cdot 1,0}{1,25} = 619,8 \text{ kN} > N_{Ed}$$

- Έλεγχος κοχλίωσης για διάτμηση κορμού

Παρόλο που στις κοχλιώσεις οι οποίες είναι ανθεκτικές στην ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας (κατηγορίας C), οι δύο έλεγχοι πραγματοποιούνται είναι ολίσθησης ελασμάτων και σε σύνθλιψη άντυνας οπής, στην προκειμένη περίπτωση θα πραγματοποιηθεί και έλεγχος έναντι τέμνουσας έτσι ώστε να εξασφαλισθεί ότι η αστοχία έναντι σύνθλιψης άντυνας θα προηγηθεί της διάτμησης του κορμού προκειμένου να μην υπάρξει ψαθυρή μορφή αστοχίας.

$$F_{V,Rd} = m \cdot n \cdot \frac{a_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 6 \cdot 2 \cdot \frac{0,6 \cdot 80 \cdot 2,45}{1,25} = 1128,9 \text{ kN} > 1,2 \cdot F_{b,Rd}$$

- Έλεγχος κομβοελάσματος σε εφελκυσμό

Ελέγχεται η επιφάνεια αστοχίας η οποία διέρχεται από τις οπές της πρώτης σειράς κοχλιών. Η απομειωμένη διατομή είναι: $A_{net} = (20 - 2,20 \cdot 2) \cdot 1,0 = 15,6 \text{ cm}^2$. Επομένως η αντοχή του ελάσματος σε εφελκυσμό είναι:

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{15,6 \cdot 35,5}{1,0} = 553,8 \text{ kN} > N_{Ed} = 546,7 \text{ kN}$$

- Έλεγχος αντοχής συγκόλλησης

Ο συντελεστής συσχέτισης για χάλυβα κατηγορίας S355 είναι ίσος με $\beta_w = 0,90$ επομένως η τάση αντοχής της συγκόλλησης είναι:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{51 / \sqrt{3}}{0,9 \cdot 1,25} = 26,17 \text{ kN/cm}^2$$

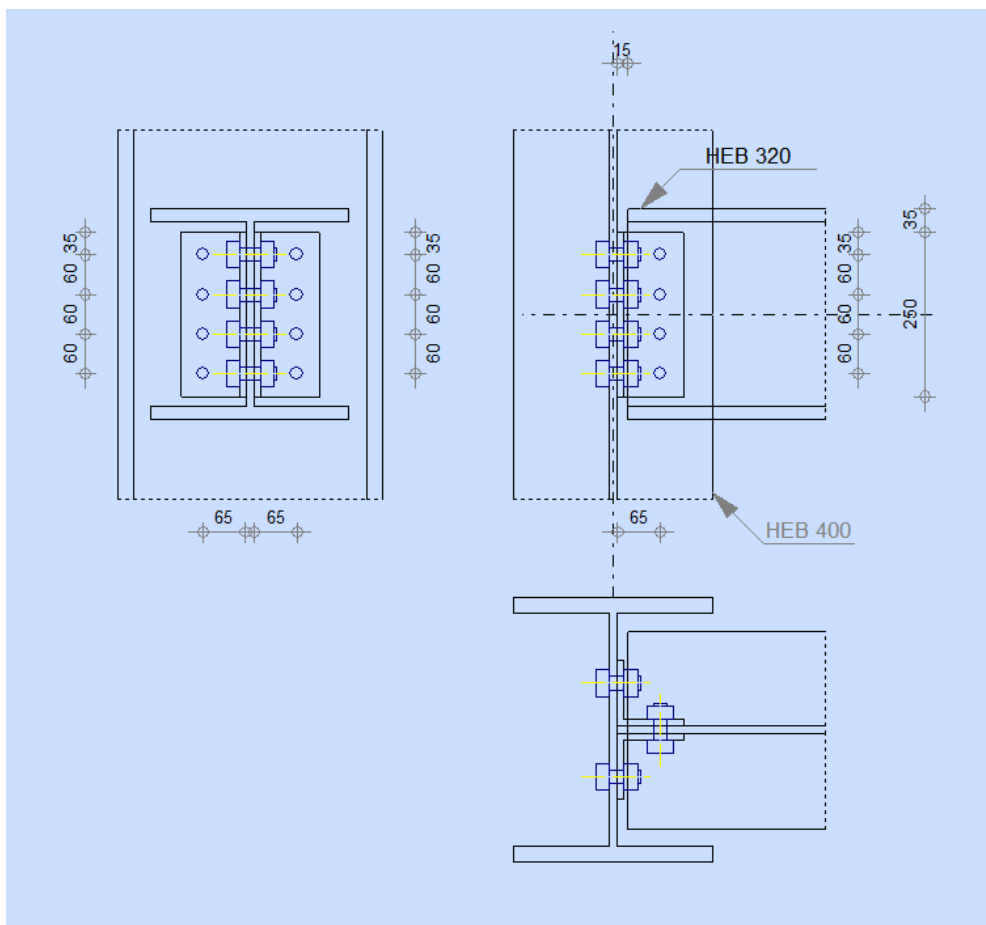
Στη σύνδεση πραγματοποιήθηκαν τέσσερις εξωραφές πάχους 4mm και μήκους 15 cm άρα εμβαδόν συγκόλλησης $A_w = a \cdot l = 6 \text{ cm}^2$ /εξωραφή.

Τελικά η συνολική αντοχή της συγκόλλησης είναι:

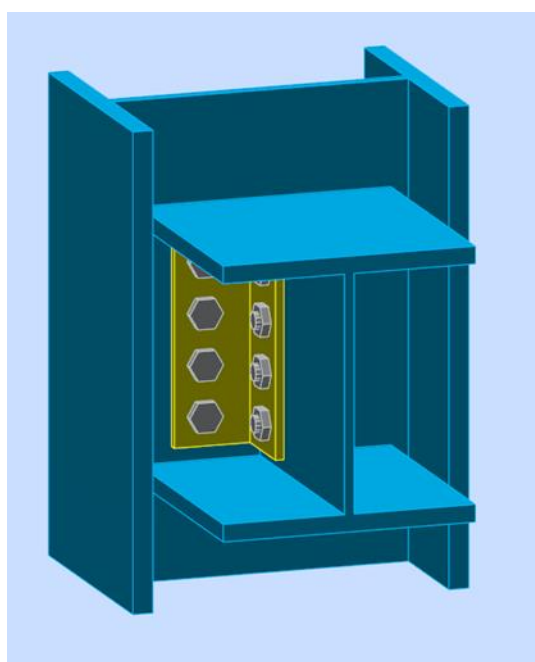
$$F_{w,Rd} = 4 \cdot A_w \cdot f_{vw,d} = 4 \cdot 6 \cdot 26,17 = 628 \text{ kN} > N_{Ed} = 546,7 \text{ kN}$$

6.3 Σύνδεση υποστυλώματος HEB 400 με κύρια δοκό HEB 320

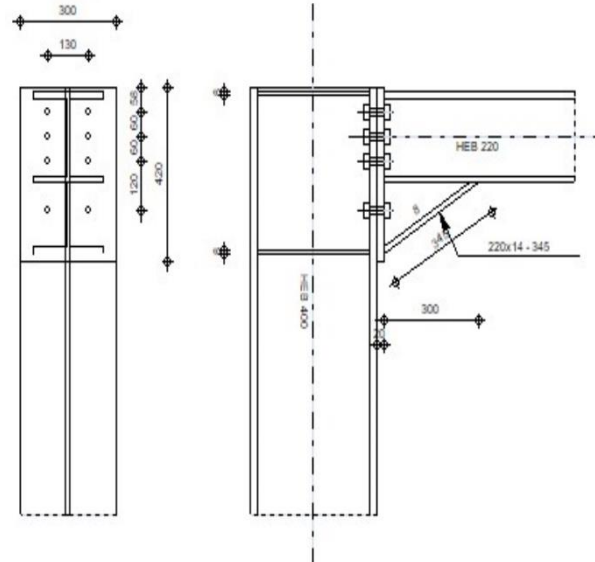
Για τη σύνδεση του υποστυλώματος με την κύρια δοκό της διεύθυνσης x, αξίζει να σημειωθεί ότι χρησιμοποιήθηκαν κοχλίες κατηγορίας M20 και ποιότητας 8.8 και επίσης ότι η δυσμενέστερη εντατική της κατάσταση προέρχεται από την οριακή κατάσταση αστοχίας με κύρια μεταβλητή δράση το κινητό φορτίο Q και καταπονείτε από διατμητική δύναμη $V_{Ed} = 310,13 \text{ kN}$.



Σχήμα 6.2: Σύνδεση υποστρώματος - κύριας δοκού



Σχήμα 6.3: Προσομοίωση σύνδεσης υποστρώματος με κύρια δοκό

**ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ****ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΜΕ ΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ****ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ - ΣΥΝΔΕΣΗ ΓΩΝΙΑΚΟΥ****ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ**

$e = 71$ [mm]	Απόσταση μεταξύ του κέντρου βάρους της ομάδας των κοχλιών και του κέντρου του κορμού της δοκού
$M_0 = 10.97$ [kNm]	Πραγματική ροπή κάμψης
$F_{Vz} = 38.77$ [kN]	Συνιστώσα δύναμη σε κοχλία λόγω της επίδρασης της δύναμης διάτμησης
$F_{Mx} = 54.85$ [kN]	Συνιστώσα δύναμη σε κοχλία λόγω της επίδρασης ροπής
$F_{x,Ed} = 54.85$ [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y
$F_{z,Ed} = 38.77$ [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z
$F_{Ed} = 67.17$ [kN]	Προκύπτουσα διάτμηση σε κοχλία
$F_{Rdx} = 88.07$ [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x
$F_{Rdz} = 103.94$ [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |54.85| < 88.07 \quad \text{ΕΠΙΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0.62)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |38.77| < 103.94 \quad \text{ΕΠΙΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0.37)$$

$$F_{Ed} \leq F_{v,Rd} \quad 67.17 < 120.64 \quad \text{ΕΠΙΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0.56)$$

ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$e = 72$ [mm]	Απόσταση μεταξύ του κέντρου βάρους της ομάδας των κοχλιών και του κέντρου κορμού υποστυλώματος
$M_{0t} = 11.13$ [kNm]	Πραγματική ροπή κάμψης
$F_{t,Ed} = 55.63$ [kN]	Εφελκυστική δύναμη στον ακριανό κόχλια

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} \quad 55.63 < 141.12 \quad \text{ΕΠΙΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0.39)$$

ΤΑΥΤΟΧΡΟΝΗ ΔΡΑΣΗ ΜΙΑΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΚΑΙ ΜΙΑΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ

$$F_{v,Ed} = 67.17 \text{ [kN]} \text{ Προκύπτουσα διάτμηση σε κοχλία}$$

$$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.00 \cdot 0.84 < 1.00 \quad \text{ΕΠΙΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0.84)$$

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e =$	72	[mm]	Απόσταση μεταξύ του κέντρου βάρους της ομάδας των κοχλιών και του κέντρου κορμού υποστυλώματος
$M_0 =$	22.25	[kNm]	Πραγματική ροπή κάμψης
$F_{Vz} =$	77.53	[kN]	Συνιστώσα δύναμη σε κοχλία λόγω της επίδρασης της δύναμης διάτμησης
$F_{Mx} =$	111.26	[kN]	Συνιστώσα δύναμη σε κοχλία λόγω της επίδρασης ροπής
$F_{x,Ed} =$	111.26	[kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y
$F_{z,Ed} =$	77.53	[kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z
$F_{Ed} =$	135.61	[kN]	Προκύπτουσα διάτμηση σε κοχλία
$F_{Rdx} =$	144.68	[kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x
$F_{Rdz} =$	148.56	[kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |111.26| < 144.68 \quad \text{ΕΠΙΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0.77)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |77.53| < 148.56 \quad \text{ΕΠΙΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0.52)$$

$$F_{Ed} \leq F_{v,Rd} \quad 135.61 < 241.27 \quad \text{ΕΠΙΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0.56)$$

ΓΩΝΙΑΚΟ

$A_{nt} =$	2.40	[cm ²]	Καθαρό εμβαδό διατομής υπό εφελκυσμό
$A_{nv} =$	13.80	[cm ²]	Εμβαδό διατομής σε διάτμηση
$V_{effRd} =$	329.88	[kN]	Μειωμένη αντοχή σχεδιασμού διατομής με οπές
$ 0.5 \cdot V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	155.07	< 329.88	ΕΠΙΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0.47)

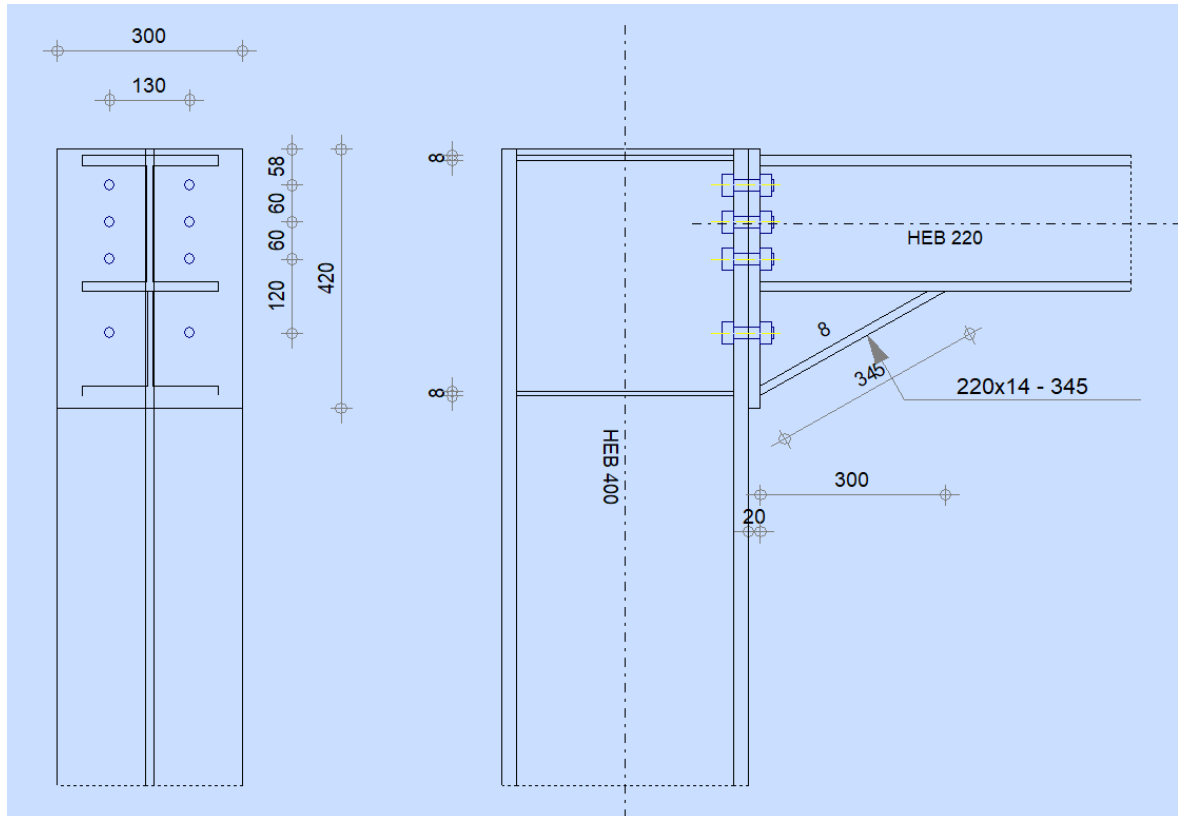
ΔΟΚΟΣ

$A_{nt} =$	4.48	[cm ²]	Καθαρό εμβαδό διατομής υπό εφελκυσμό
$A_{nv} =$	19.89	[cm ²]	Εμβαδό διατομής σε διάτμηση
$V_{effRd} =$	495.67	[kN]	Μειωμένη αντοχή σχεδιασμού διατομής με οπές
$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	310.13	< 495.67	ΕΠΙΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0.63)

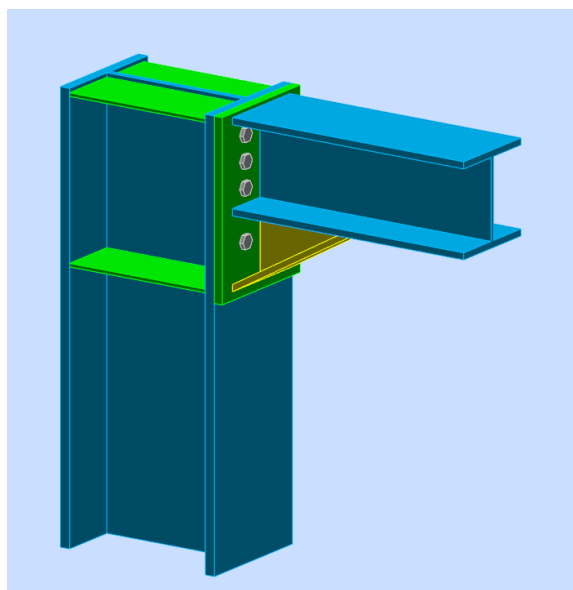
Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΛΟΓΟΣ 0.84

6.4 Σύνδεση υποστυλώματος HEB 400 με δευτερεύουσα δοκό HEB 220

Αντίστοιχα για τη σύνδεση του υποστυλώματος με την κύρια δοκό της διεύθυνσης x, και εδώ χρησιμοποιήθηκαν κοχλίες κατηγορίας M20 και ποιότητας 8.8, όμως σε αυτή την περίπτωση η δυσμενέστερη εντατική κατάσταση προέρχεται από την οριακή κατάσταση αστοχίας με κύρια μεταβλητή δράση το φορτίο ανέμου W. Πρέπει να σημειωθεί ότι στη συγκεκριμένη περίπτωση τοποθετήθηκε έλασμα για την ενίσχυση του κόμβου όπως φαίνεται παρακάτω.



Σχήμα 6.4: Σύνδεση υποστυλώματος - δευτερεύουσας δοκού



Σχήμα 6.5: Προσομοίωση σύνδεσης υποστυλώματος με δευτερεύουσα δοκό



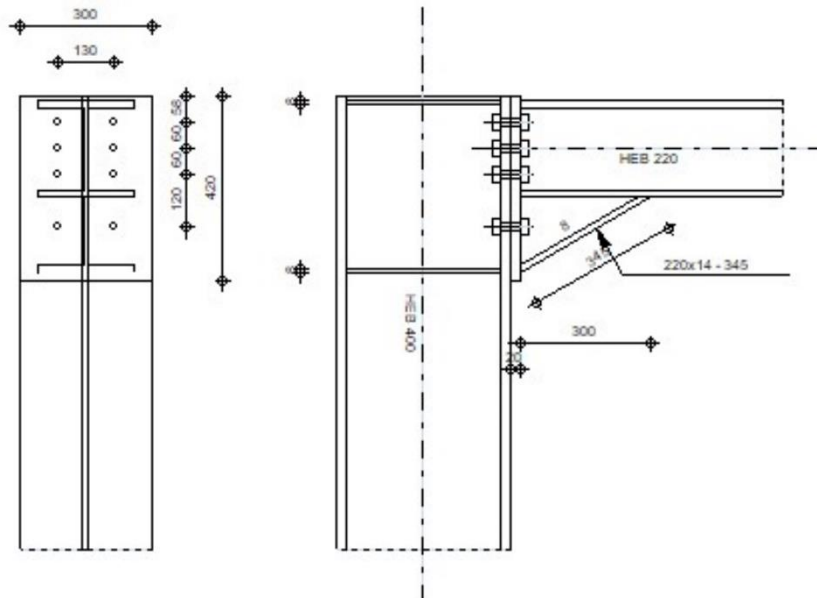
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΠΑΚΤΩΜΕΝΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΟΚΟΥ-ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



ΛΟΓΟΣ
0.56



ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

$F_{t,Rd} = 82.94$ [kN] Αντοχή κοχλία για εφελκυσμό

$B_{p,Rd} = 399.01$ [kN] Διατρητική διατμητική αντοχή κοχλία

$F_{t,fc,Rd}$ – Αντοχή σε κάμψη πέλματος υποστυλώματος

$F_{t,wc,Rd}$ – Αντοχή σε κάμψη κορμού υποστυλώματος

$F_{t,ep,Rd}$ – Αντοχή σε κάμψη μετωπικής πλάκας

$F_{t,wb,Rd}$ – Αντοχή κορμού σε εφελκυσμό

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$

$F_{t,wc,Rd} = w b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / g_{M0}$

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / g_{M0}$

Αντοχή πρώτης σειράς κοχλιών

$F_{t1,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t1,Rd,comp}$	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	165.89	Αντοχή σειράς κοχλιών
$F_{t,fc,Rd(1)} = 165.89$	165.89	Πέλαμα υποστυλώματος-τάση
$F_{t,wc,Rd(1)} = 984.52$	984.52	Κορμός υποστυλώματος – εφελκυσμός
$F_{t,ep,Rd(1)} = 165.89$	165.89	Μπροστινή πλάκα-τάση
$F_{t,wb,Rd(1)} = 1108.88$	1108.88	Κορμός δοκαριού-εφελκυσμός
$B_{p,Rd} = 798.01$	798.01	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση

$F_{t1,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t1,Rd,comp}$	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$V_{wp,Rd}/b = 720.48$	720.48	Κορμός - διάτμηση
$F_{c,wc,Rd} = 1417.22$	1417.22	Υποστύλωμα κορμού-θλίψη
$F_{c,fb,Rd} = 1541.98$	1541.98	Πέλμα δοκαριού - θλίψη

Αντοχή δεύτερης σειράς κοχλιών

$F_{t2,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t2,Rd,comp}$	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t2,Rd} = \text{Min}(F_{t2,Rd,comp})$	165.89	Αντοχή σειράς κοχλιών
$F_{t,fc,Rd(2)} = 165.89$	165.89	Πέλμα υποστυλώματος-τάση
$F_{t,wc,Rd(2)} = 984.52$	984.52	Κορμός υποστυλώματος – εφελκυσμός
$F_{t,ep,Rd(2)} = 165.89$	165.89	Μπροστινή πλακά-τάση
$F_{t,wb,Rd(2)} = 1064.27$	1064.27	Κορμός δοκαριού-εφελκυσμος
$B_{p,Rd} = 798.01$	798.01	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$V_{wp,Rd}/b - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 720.48 - 165.89$	554.60	Κορμός - διάτμηση
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1417.22 - 165.89$	1251.34	Υποστύλωμα κορμού-θλίψη
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1541.98 - 165.89$	1376.09	Πέλμα δοκαριού - θλίψη
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 331.78 - 165.89$	165.89	Πέλμα υποστυλώματος-τάση
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1132.22 - 165.89$	966.33	Κορμός υποστυλώματος – εφελκυσμός
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 331.78 - 165.89$	165.89	Μπροστινή πλάκα-τάση
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1096.25 - 165.89$	930.37	Κορμός δοκαριού-εφελκυσμός

<i>Αντοχή τρίτης σειράς κοχλιών</i>		
F_{t3,Rd,comp} - ΤΥΠΟΣ	F_{t3,Rd,comp}	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	165.89	Αντοχή σειράς κοχλιών
$F_{t,fc,Rd(3)} = 165.89$	165.89	Πέλμα υποστυλώματος-τάση
$F_{t,wc,Rd(3)} = 984.52$	984.52	Κορμός υποστυλώματος – εφελκυσμός
$F_{t,ep,Rd(3)} = 165.89$	165.89	Μπροστινή πλακά-τάση
$F_{t,wb,Rd(3)} = 1064.27$	1064.27	Κορμός δοκαριού-εφελκυσμος
$B_{p,Rd} = 798.01$	798.01	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$V_{wp,Rd}/b - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 720.48 - 260.68$	459.80	Κορμός - διάτμηση
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1417.22 - 260.68$	1156.54	Υποστύλωμα κορμού-θλίψη
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1541.98 - 260.66$	1281.30	Πέλμα δοκαριού - θλίψη
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 331.78 - 94.79$	236.98	Πέλμα υποστυλώματος-τάση -γκρουπ
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 682.68 - 94.79$	587.88	Κορμός υποστυλώματος – εφελκυσμός - γκρουπ
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 497.66 - 260.68$	236.98	Πέλμα υποστυλώματος-τάση -γκρουπ
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1296.27 - 260.68$	1035.59	Κορμός υποστυλώματος – εφελκυσμός - γκρουπ
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 274.77 - 94.79$	179.98	Μπροστινή πλάκα-τάση -γκρουπ
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 505.88 - 94.79$	411.08	Κορμός δοκαριού – εφελκυσμός -γκρουπ
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 497.66 - 260.68$	236.98	Μπροστινή πλάκα-τάση -γκρουπ
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1298.60 - 260.68$	1037.92	Κορμός δοκαριού – εφελκυσμός -γκρουπ

Αντοχή τέταρτης σειράς κοχλιών

$F_{t4,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t4,Rd,comp}$	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	165.89	Αντοχή σειράς κοχλιών
$F_{t,fc,Rd(4)} = 165.89$	165.89	Πέλμα υποστυλώματος-τάση
$F_{t,wc,Rd(4)} = 984.52$	984.52	Κορμός υποστυλώματος – εφελκυσμός
$F_{t,ep,Rd(4)} = 165.89$	165.89	Μπροστινή πλακά-τάση
$F_{t,wb,Rd(4)} = 1064.27$	1064.27	Κορμός δοκαριού-εφελκυσμός
$B_{p,Rd} = 798.01$	798.01	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$V_{wp,Rd}/b - \sum 1^3 F_{ti,Rd} = 720.48 - 319.93$	400.56	Κορμός - διάτμηση
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 1417.22 - 319.93$	1097.30	Υποστύλωμα κορμού-θλίψη
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 1541.98 - 319.93$	1222.05	Πέλμα δοκαριού - θλίψη
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 331.78 - 59.25$	272.53	Πέλμα υποστυλώματος-τάση -γκρουπ
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 1071.50 - 59.25$	1012.25	Κορμός υποστυλώματος – εφελκυσμός -γκρουπ
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 497.66 - 154.04$	343.63	Πέλμα υποστυλώματος-τάση -γκρουπ
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 1321.39 - 154.04$	1167.36	Κορμός υποστυλώματος – εφελκυσμός -γκρουπ
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 663.55 - 319.93$	343.63	Πέλμα υποστυλώματος-τάση -γκρουπ
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 1658.07 - 319.93$	1338.14	Κορμός υποστυλώματος – εφελκυσμός -γκρουπ
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 331.78 - 59.25$	272.53	Μπροστινή πλάκα-τάση -γκρουπ
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 835.66 - 59.25$	776.41	Κορμός δοκαριού – εφελκυσμός -γκρουπ
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 480.17 - 154.04$	326.13	Μπροστινή πλάκα-τάση -γκρουπ
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 1139.18 - 154.04$	985.14	Κορμός δοκαριού – εφελκυσμός -γκρουπ
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 663.55 - 319.93$	343.63	Μπροστινή πλάκα-τάση -γκρουπ
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 1931.91 - 319.93$	1611.99	Κορμός δοκαριού – εφελκυσμός -γκρουπ

ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

N_r	h_j	F_{tj,Rd}	F_{t,fc,Rd}	F_{t,wc,Rd}	F_{t,ep,Rd}	F_{t,wb,Rd}	F_{t,Rd}	B_{p,Rd}
1	280	165.89	165.89	984.52	165.89	1108.88	165.89	798.01
2	160	94.79	165.89	984.52	165.89	1064.27	165.89	798.01
3	100	59.25	165.89	984.52	165.89	1064.27	165.89	798.01
4	40	23.70	165.89	984.52	165.89	1064.27	165.89	798.01

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 68.49 \text{ [kNm]} \text{ Αντοχή σύνδεσης σε κάμψη}$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \qquad 0.56 < 1.00 \qquad \text{ΕΠΙΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \qquad (0.84)$$

ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

- a_v = 0.60 Συντελεστής για τον υπολογισμό της f_{v,rd}
- F_{v,Rd} = 73.29 [kN] Αντοχή σε διάτμηση ενός κοχλίου
- F_{t,Rd,max} = 82.94 [kN] Αντοχή σε εφελκυσμό ενός κοχλίου
- F_{b,Rd,int} = 264.60 [kN] Φέρουσα αντοχή ενδιάμεσου κοχλίου
- F_{b,Rd,ext} = 341.04 [kN] Φέρουσα αντοχή πιο απομακρυσμένου κοχλίου

Nr	F_{tj,Rd,N}	F_{tj,Ed,N}	F_{tj,Rd,M}	F_{tj,Ed,M}	F_{tj,Ed}	F_{vj,Rd}
1	165.89	0.00	165.89	92.98	92.98	87.89
2	165.89	0.00	94.79	53.13	53.13	113.04
3	165.89	0.00	59.25	33.21	33.21	125.62
4	165.89	0.00	23.70	13.28	13.28	138.19

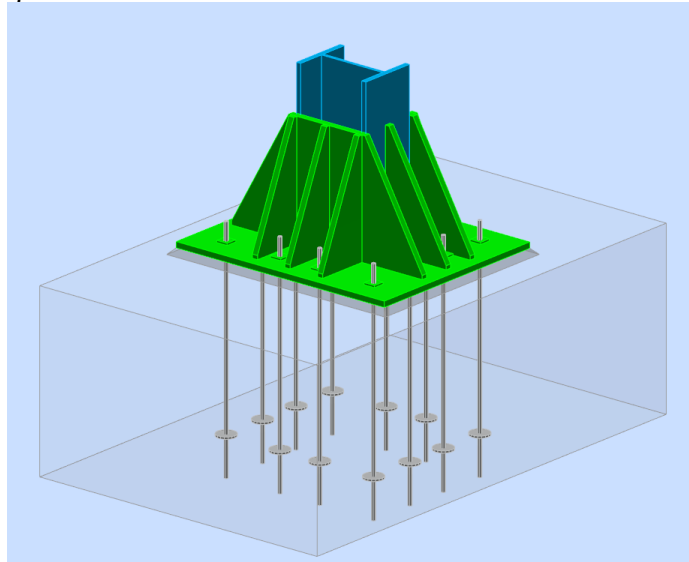
- F_{tj,Rd,N} – Αντοχή γραμμής κοχλιών για απλό εφελκυσμό
- F_{tj,Ed,N} – Δύναμη λόγω αξονικής δύναμης σε σειρά κοχλιών
- F_{tj,Rd,M} – Αντοχή γραμμής κοχλιών για απλή κάμψη
- F_{tj,Ed,M} – Δύναμη λόγω ροπής σε σειρά κοχλιών
- F_{tj,Ed} – Μέγιστος εφελκυσμός σε σειρά κοχλιών
- F_{vj,Rd} – Μειωμένη αντοχή σειράς κοχλιών
- F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}
- F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}
- F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}
- F_{vj,Rd} = Min (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max}), n_h F_{v,Rd} , n_h F_{b,Rd}))
- V_{j,Rd} = n_h ∑ Iⁿ F_{vj,Rd}
- V_{j,Rd} = 464.74 [kN] Αντοχή σύνδεσης σε διάτμηση

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \qquad 0.02 < 1.00 \qquad \text{ΕΠΙΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \qquad (0.02)$$

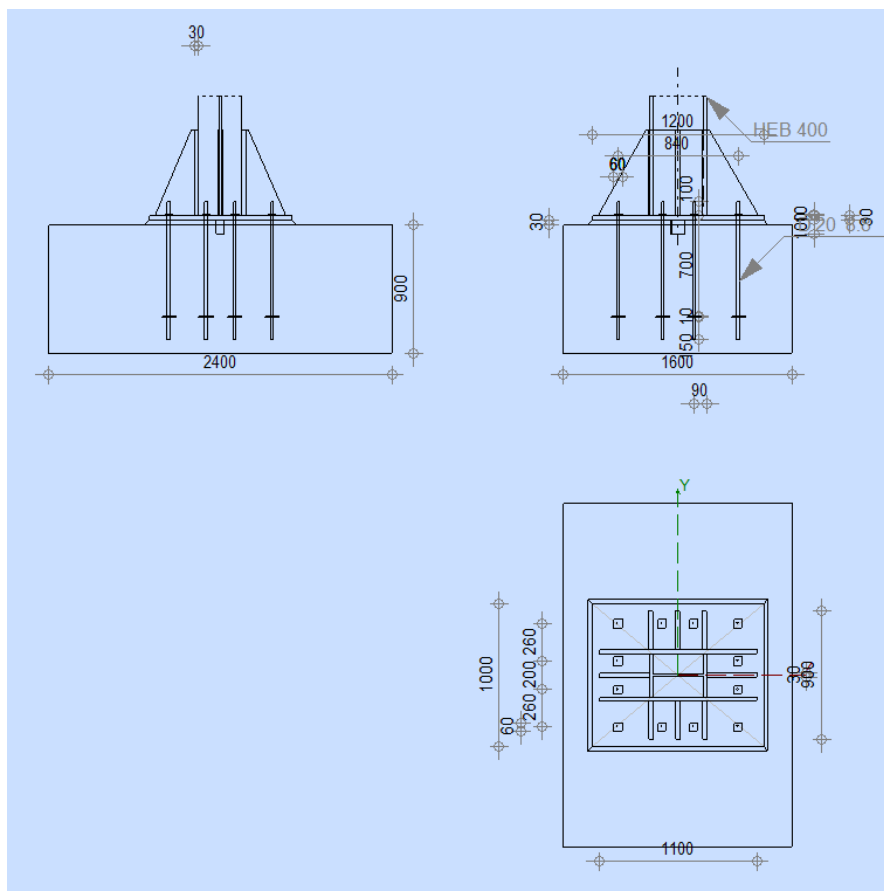
Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΛΟΓΟΣ 0.56

6.5 Σύνδεση θεμελίωσης κατασκευής

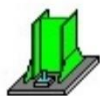
Μια πλέον σημαντική μορφή σύνδεσης σε μια μεταλλική κατασκευή είναι η σύνδεση των υποστυλωμάτων με το έδαφος. Στα πλαίσια της προσομοίωσης του υπό μελέτη φορέα στο πρόγραμμα Robot Structural Analysis τα υποστυλώματα θεωρήθηκαν πακτωμένα με το έδαφος και στην συνέχεια έγινε αναλυτική διαμόρφωση των συνδέσεων αυτών η οποία παρουσιάζεται παρακάτω.



Σχήμα 6.6: Τρισδιάστατο μοντέλο σύνδεσης θεμελίωσης



Σχήμα 6.7: Σύνδεση θεμελίωσης κατασκευής

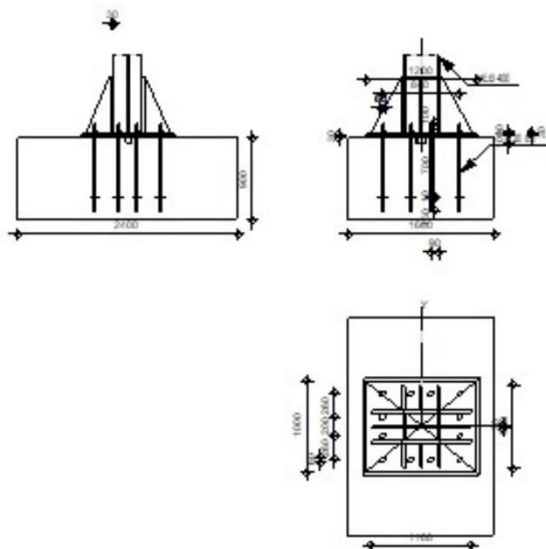


ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΠΑΚΤΩΣΗΣ ΒΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design
Guide: Design of fastenings in concrete



ΛΟΓΟΣ
0.49



ΦΟΡΤΙΑ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: Σεισμός Ε.Α.Κ. 2000 Διεύθυνση Υ

$N_{j,Ed} = -1.34$	[kN]	Αξονική δύναμη
$V_{j,Ed,y} = 0.00$	[kN]	Διατμητική δύναμη
$V_{j,Ed,z} = 34.96$	[kN]	Διατμητική δύναμη
$M_{j,Ed,y} = 152.07$	[kNm]	Καμπτική ροπή
$M_{j,Ed,z} = 0.00$	[kNm]	Καμπτική ροπή

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

$e_y = 113101$	[mm]	Εκκεντρότητα αξονικής δύναμης
$z_{c,y} = 307$	[mm]	Μοχλοβραχίονας $f_{c,rd,y}$
$z_{t,y} = 320$	[mm]	Μοχλοβραχίονας $f_{t,rd,y}$
$M_{j,Rd,y} = 310.98$	[kNm]	Αντοχή σύνδεσης σε κάμψη
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0.49 < 1.00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0.49)
$e_z = 0$	[mm]	Εκκεντρότητα αξονικής δύναμης
$z_{c,z} = 246$	[mm]	Μοχλοβραχίονας $f_{c,rd,z}$
$z_{t,z} = 360$	[mm]	Μοχλοβραχίονας $f_{t,rd,z}$
$M_{j,Rd,z} = 0.22$	[kNm]	Αντοχή σύνδεσης σε κάμψη
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0.00 < 1.00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0.00)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} = 0.49 < 1.00$		ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0.49)

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ

ΛΟΓΟΣ 0.49

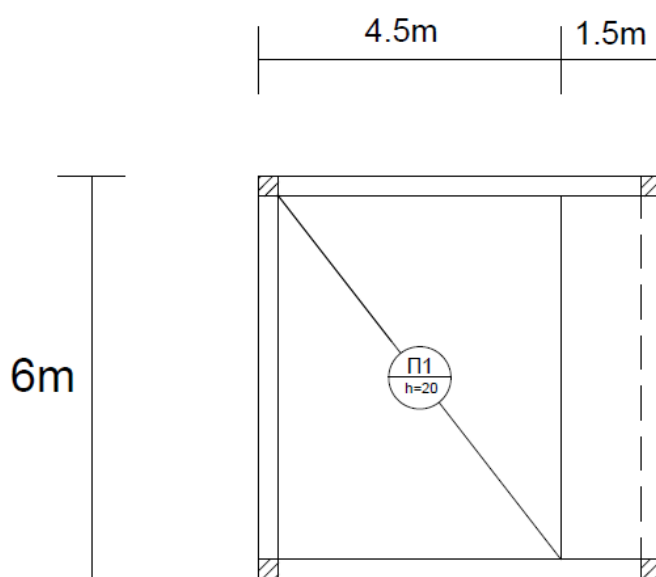
7. ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

7.1 Πλάκες

Έγινε διαστασιολόγηση επί της δυσμενέστερης πλάκας στην οροφή στην οποία ασκούνται τα παρακάτω φορτία:

Ίδιο βάρος πλάκας $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
Πρόσθετα μόνιμα φορτία $3,5 \text{ kN/m}^2$
Κινητό φορτίο 5 kN/m^2
Φορτίο χιονιού $0,33 \text{ kN/m}^2$

Η πλάκα επιλύθηκε ως τριέρειστη διαστάσεων $6\text{m} \times 4,5\text{m}$ καθώς υπάρχει άνοιγμα $6\text{m} \times 1,5\text{m}$ για την κατασκευή σκάλας σε κάθε όροφο. Επίσης το πάχος της λήφθηκε ίσο με $h = 20 \text{ cm}$ όπως φαίνεται παρακάτω:



Σχήμα 7.1: Κάτοψη πλάκας τυπικού ορόφου

Το φορτίο κατά την οριακή κατάσταση αστοχίας είναι ίσο με:

$$p = 1,35 \cdot G + 1,50 \cdot Q + 1,00 \cdot S = 1,35 \cdot (25 \cdot 0,2 + 3,5) + 1,50 \cdot 5 + 1,00 \cdot 0,33 = 19,31 \text{ kN/m}^2$$

Πρόκειται για τριέρειστη πλάκα με $l_y = 6 \text{ m}$ και $l_x = 4,5 \text{ m}$, επομένως από πίνακες Czerny για $\frac{l_y}{l_x} = 1,33$ προκύπτει:

- Μέγιστη ροπή στήριξης κατά x

$$m_{x_{erm}} = -\frac{p \cdot l_x^2}{11,9} = -\frac{19,31 \cdot 4,5^2}{11,9} = -33 \text{ kNm/m}$$

με μήκος αρνητικής ροπής $\lambda_x = 0,25 \cdot l_x = 1,125 \text{ m}$

- Μέγιστη ροπή ανοίγματος κατά x

$$m_{x_m} = \frac{p \cdot l_x^2}{31} = \frac{19,31 \cdot 4,5^2}{31} = 12,62 \text{ kNm/m}$$

- Μέγιστη ροπή στήριξης κατά y

$$m_{y_{erm}} = -\frac{p \cdot l_x^2}{13,2} = -\frac{19,31 \cdot 4,5^2}{13,2} = -29,62 \approx 30 \text{ kNm/m}$$

με μήκος αρνητικής ροπής $\lambda_y = 0,20 \cdot l_x = 0,90 \text{ m}$

- Μέγιστη ροπή ανοίγματος κατά y

$$m_{y_m} = \frac{p \cdot l_x^2}{47,7} = \frac{19,31 \cdot 4,5^2}{47,7} = 8,20 \text{ kNm/m}$$

Γνωρίζουμε ότι : $h = 20 \text{ cm}$

$$c_{nom} = 3 \text{ cm}$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = \frac{0,85 \cdot 20}{1,5} = 11,33 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

Επομένως για λωρίδα πλάτους $b = 1 \text{ m}$ προκύπτουν οι παρακάτω οπλισμοί:

- Οπλισμός στήριξης κατά y

$$\mu_{sd} = \frac{|m_{y_{erm}}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{30}{1 \cdot 0,17^2 \cdot 11330} = 0,092$$

οπότε σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2-1-1 προκύπτει $\omega = 0,094$

Τελικά ο οπλισμός είναι ίσος με:

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,094 \cdot 1 \cdot 0,17 \cdot \frac{11330}{434780} = 4,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Τοποθετούνται τελικά 6 ράβδοι οπλισμού $\Phi 10$ ($A_s = 4,7 \text{ cm}^2/\text{m}$).

- Οπλισμός ανοίγματος κατά y

$$\mu_{sd} = \frac{|m_{y_m}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{8,20}{1 \cdot 0,17^2 \cdot 11330} = 0,025$$

Δηλαδή, $\omega = 0,025$ άρα απαιτείται οπλισμός:

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,025 \cdot 1 \cdot 0,17 \cdot \frac{11330}{434780} = 1,11 \text{ cm}^2/\text{m}$$

όπου ισοδυναμεί με 2 ράβδους $\Phi 10$ ανά μέτρο ($A_s = 1,57 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Τελικά στην διεύθυνση y τοποθετούνται στις στηρίξεις και για μήκος $\lambda_y = 0,90\text{ m}$ οπλισμοί $\Phi 10/170$ πάνω. Ανά τρεις ράβδους κατεβαίνουν ώστε να έχουμε στο άνοιγμα οπλισμό $\Phi 10/500$.

- Οπλισμός στήριξης κατά x

$$\mu_{sd} = \frac{|m_{x_{erm}}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{33}{1 \cdot 0,17^2 \cdot 11330} = 0,10$$

οπότε προκύπτει $\omega = 0,106$

δηλαδή οπλισμός είναι ίσος με:

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,106 \cdot 1 \cdot 0,17 \cdot \frac{11330}{434780} = 4,7\text{ cm}^2/\text{m}$$

Τοποθετούνται τελικά 5 ράβδοι οπλισμού $\Phi 12$ ($A_s = 5,65\text{ cm}^2/\text{m}$).

- Οπλισμός ανοίγματος κατά x

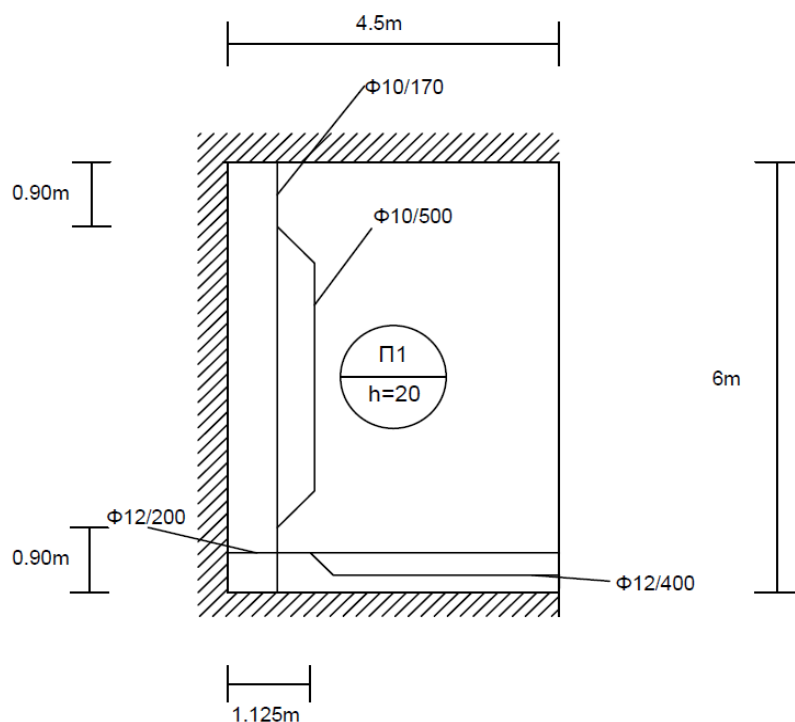
$$\mu_{sd} = \frac{|m_{x_m}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{12,62}{1 \cdot 0,17^2 \cdot 11330} = 0,04$$

Δηλαδή, $\omega = 0,04$ οπότε οπλισμός:

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 1 \cdot 0,17 \cdot \frac{11330}{434780} = 1,77\text{ cm}^2/\text{m}$$

ισοδυναμεί με 2 ράβδους $\Phi 12$ ανά μέτρο ($A_s = 2,26\text{ cm}^2/\text{m}$).

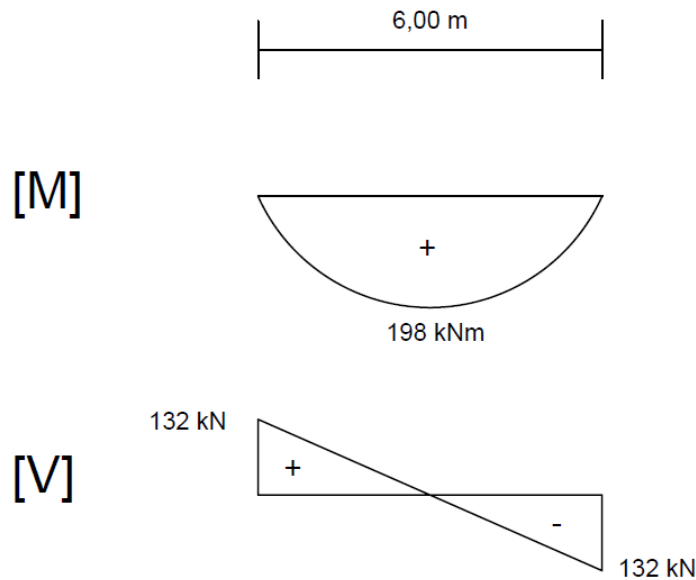
Για την τελική όπλιση στη διεύθυνση x τοποθετούνται στη στήριξη, οπλισμός $\Phi 12/200$ πάνω (5 ράβδοι $\Phi 12$ ανά μέτρο) για μήκος $\lambda_x = 1,125\text{ m}$ και στη συνέχεια κατεβαίνει κάτω οπλισμός $\Phi 12/400$ (δηλαδή 2 ράβδοι $\Phi 12$ ανά μέτρο, $A_s = 2,83\text{ cm}^2/\text{m}$).



Σχήμα 7.2: Κάτοψη οπλισμών πλάκας

7.2 Δοκοί

Το φορτίο των πλακών κατανέμεται στις τρεις δοκούς του ορόφου με τις οποίες συνδέεται η πλάκα. Η δοκός η οποία καταπονείται περισσότερο είναι η δοκός των 6m η οποία έχει εμβαδό επιρροής $13,5 \text{ m}^2$ ενώ οι άλλες δύο δοκοί των 4,5m έχουν εμβαδό επιρροής $6,75 \text{ m}^2$. Επομένως, προκύπτει ότι το γραμμικό φορτίο στη δοκό των 6m είναι $q = 41 \text{ kN/m}$. Τα εντατικά διαγράμματα της δοκού δίνονται στο Σχήμα 7.3.



Σχήμα 7.3: Εντατικά διαγράμματα κατά μήκος της δοκού

- Διαμήκης οπλισμός

Έστω δοκός με διαστάσεις $30\text{cm} \times 45\text{cm}$ και στατικό ύψος $d = 42 \text{ cm}$. Ισχύει ότι:

$$\mu_{sd} = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{198}{0,30 \cdot 0,42^2 \cdot 11330} = 0,33 \text{ δηλαδή προκύπτει } \omega = 0,417.$$

Ο απαιτούμενος οπλισμός είναι $A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,417 \cdot 0,30 \cdot 0,42 \cdot \frac{11330}{434780} = 13,7 \text{ cm}^2$.

Τοποθετείτε διαμήκης οπλισμός $4\Phi 22$ κάτω ($A_s = 15,21 \text{ cm}^2$) όπως και κατασκευαστικός οπλισμός $2\Phi 22$ πάνω ($A_s = 7,60 \text{ cm}^2$).

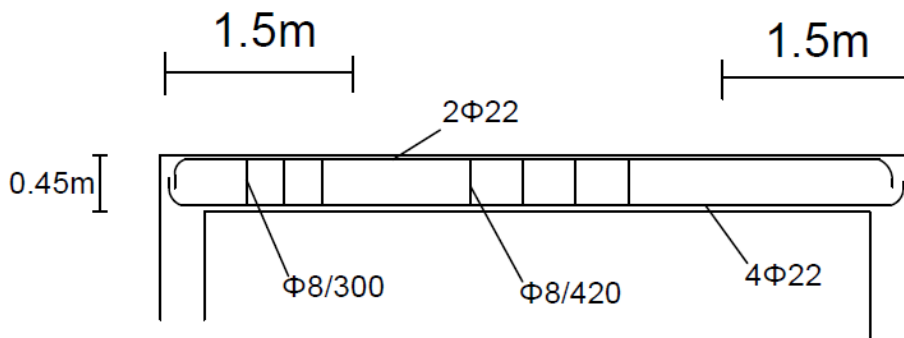
- Εγκάρσιος οπλισμός (Συνδετήρες)

Τοποθετούνται δίμητοι συνδετήρες με κλίση $\alpha = 90^\circ$ και μήκος $z = 0,9 \cdot d = 0,378 \text{ m}$ οι οποίοι καλούνται να παραλάβουν $V_{max} = 132 \text{ kN}$.

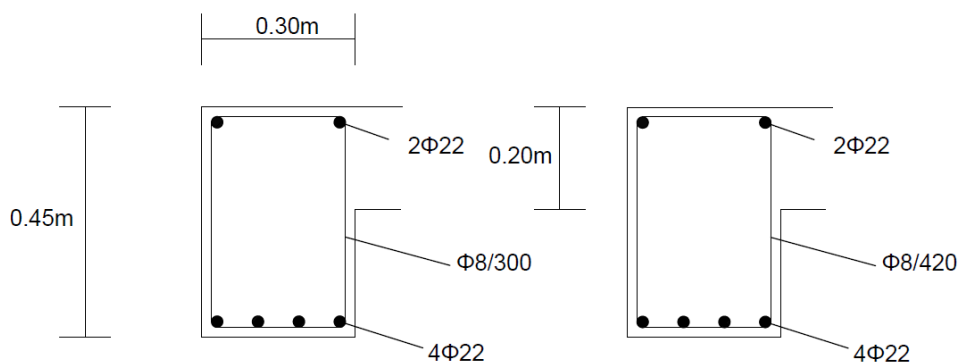
Έστω ότι τοποθετούνται συνδετήρες $\Phi 8$ δηλαδή $A_{sw} = 1,01 \text{ cm}^2$ τότε:

$$V_{max} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

Άρα απαιτούνται συνδετήρες $\Phi 8/300$ κοντά στις στηρίξεις μέχρι τα $\frac{l}{4} = 1,5 \text{ m}$ και στα ενδιάμεσα 3m τοποθετούνται οι ελάχιστοι συνδετήρες $\Phi 8/420$.



Σχήμα 7.4: Όψη δοκού, οπλισμών και συνδετήρων



Σχήμα 7.5: Τομές δοκού κοντά στη στήριξη και στο άνοιγμα

7.3 Υποστυλώματα

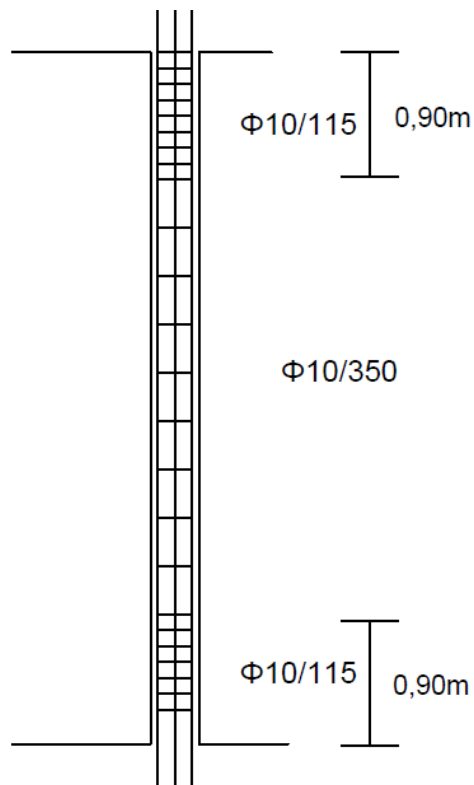
Γίνεται διαστασιολόγηση του δυσμενέστερου υποστυλώματος στο ισόγειο της κατασκευής. Οι τέμνουσες από κάθε δοκό μετατρέπονται σε αξονικές για το υποστύλωμα με το οποίο συνδέονται. Επομένως η αξονική δύναμη του υποστυλώματος ανά όροφο είναι $N_{\nu\pi} = 132 + \frac{132}{2} = 198 \approx 200 \text{ kN}$. Θεωρούμε υποστύλωμα διατομής $0,35\text{m} \times 0,35\text{m}$ επομένως το συνολικό βάρος των υποστυλωμάτων καθ' ύψος του κτιρίου είναι: $g = 0,35\text{m} \cdot 0,35\text{m} \cdot 14\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 43 \text{ kN}$.

Τελικά η μέγιστη αξονική που δέχεται το υποστύλωμα είναι 643 kN.

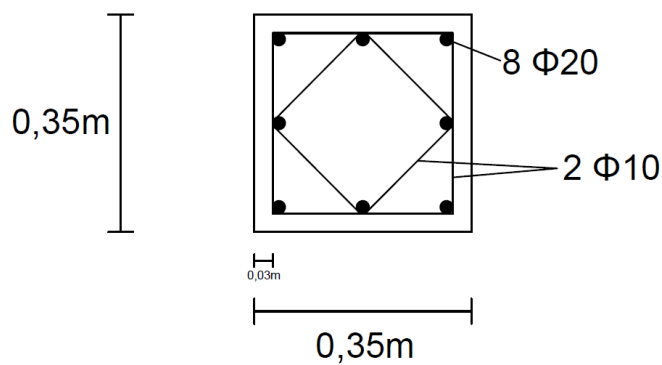
Λόγω του ότι δεν πραγματοποιείται φασματική ανάλυση στο κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος δεν είναι γνωστή η σεισμική τέμνουσα η οποία ασκείται επί της κατασκευής. Αυτό οδηγεί σε πολύ χαμηλές τιμές ροπής, επομένως με τη χρήση του διαγράμματος αλληλεπίδρασης από τον Ευρωκώδικα 2, το αποτέλεσμα είναι πολύ χαμηλή τιμή στους οπλισμούς του υποστυλώματος. Ενδεικτικά θα πραγματοποιηθεί μια τυπική όπλιση των υποστυλωμάτων για λόγους πληρότητας στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής.

- Μέγιστη απόσταση συνδετήρων σε μη κρίσιμη περιοχή : $s_{max} = \min\{20 \cdot \Phi_{L,min} ; b_{min,υποστ} ; 400mm\} = 350mm$.
- Μέγιστη απόσταση συνδετήρων σε κρίσιμη περιοχή : $s_{max} = \min\{20 \cdot \Phi_{L,min} ; b_{min,υποστ} / 3 ; 125mm\} = 115mm$
- Κρίσιμο ύψος : $l_{cr} = \max\{1,5 \cdot h ; 1,5 \cdot b ; 0,6 ; l_{clear} / 5\} = 0,90m$

Επομένως η τελική όπλιση των υποστυλωμάτων φαίνεται στα παρακάτω σχήματα :



Σχήμα 7.6: Όψη υποστυλώματος και εγκάρσιος οπλισμός



Σχήμα 7.7: Τομή υποστυλώματος

Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ηλιόπουλος Α., Θανόπουλος Π. (2016). «Σχεδιασμός σύμμικτων γεφυρών από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3^η έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2013). «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι. (2003). «Σιδηρές κατασκευές – ανάλυση και διαστασιολόγηση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Παπαδάκης Γ., Διπλωματική εργασία (2018). «Σχεδιασμός μεταλλικού κτιρίου γραφείων με υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα», Αθήνα.
6. Αναστασιάδης Κ. (1989). «Αντισεισμικές Κατασκευές Ι». Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη
7. Chopra K. Anil (2007). «Δυναμική των κατασκευών, θεωρία και εφαρμογές στην σεισμική μηχανική, 2^η Ελληνική επανέκδοση», Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα.
8. Παπασταματίου Δ., Ψυχάρης Ι. «Βοηθητικές σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας », Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, Αθήνα 2001.
9. Ευρωκώδικας 1 : Δράσεις σε κατασκευές, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις – Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια. (EN 1991-1-1)
10. Ευρωκώδικας 1 : Δράσεις σε κατασκευές, Μέρος 1-3: Γενικές δράσεις-Φορτία χιονιού. (EN 1991-1-3)
11. Ευρωκώδικας 1 : Δράσεις σε κατασκευές, Μέρος 1-4: Γενικές δράσεις-Δράσεις ανέμου. (EN 1991-1-4)
12. Ευρωκώδικας 2 : Σχεδιασμός κατασκευών από σκυρόδεμα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια. (EN 1992-1-1)
13. Ευρωκώδικας 3 : Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες για κτίρια. (EN 1993-1-1)
14. Ευρωκώδικας 4 : Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα, Μέρος 1-1 : Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια. (EN 1994-1-1)
15. Ευρωκώδικας 8 : Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών, Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια (EN 1998-1)

Παράρτημα Α. Συνδυασμοί Φορτίσεων

ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΙ	ΟΝΟΜΑ	ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	Combination type	ΕΙΔΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ	ΟΡΙΣΜΟΣ
16 (C)	Βασικό Q (θ=0 , +0,2)	Linear Combination	ULS	Structural	$(4+5+12+13)*0.90+(1+50+49)*1.35+3*0.75+2*1.50$
17 (C)	Βασικό Q (θ=0 , -0,3)	Linear Combination	ULS	Structural	$(4+5+14+15)*0.90+(1+50+49)*1.35+2*1.50+3*0.75$
18 (C)	Βασικό Q (θ=90 , +0,2)	Linear Combination	ULS	Structural	$(10+11+12+13)*0.90+(1+50+49)*1.35+2*1.50+3*0.75$
19 (C)	Βασικό Q (θ=90 , -0,3)	Linear Combination	ULS	Structural	$(10+11+14+15)*0.90+(1+50+49)*1.35+2*1.50+3*0.75$
20 (C)	Βασικό W (θ=0 , +0,2)	Linear Combination	ULS	Structural	$(4+5+12+13)*1.50+(1+50+49)*1.35+2*1.05+3*0.75$
21 (C)	Βασικό W (θ=0 , -0,3)	Linear Combination	ULS	Structural	$(4+5+14+15)*1.50+(1+50+49)*1.35+2*1.05+3*0.75$
22 (C)	Βασικό W (θ=90 , +0,2)	Linear Combination	ULS	Structural	$(10+11+12+13)*1.50+(1+50+49)*1.35+2*1.05+3*0.75$
23 (C)	Βασικό W (θ=90 , -0,3)	Linear Combination	ULS	Structural	$(10+11+14+15)*1.50+(1+50+49)*1.35+2*1.05+3*0.75$
24 (C)	Βασικό S (θ=0 , +0,2)	Linear Combination	ULS	Structural	$(4+5+12+13)*0.90+(1+50+49)*1.35+2*1.05+3*1.50$
25 (C)	Βασικό S (θ=0 , -0,3)	Linear Combination	ULS	Structural	$(4+5+14+15)*0.90+(1+50+49)*1.35+2*1.05+3*1.50$
26 (C)	Βασικό S (θ=90 , +0,2)	Linear Combination	ULS	Structural	$(10+11+12+13)*0.90+(1+50+49)*1.35+2*1.05+3*1.50$
27 (C)	Βασικό S (θ=90 , -0,3)	Linear Combination	ULS	Structural	$(10+11+14+15)*0.90+(1+50+49)*1.35+2*1.05+3*1.50$
28 (C)	Ευμενής Συνδυασμός	Linear Combination	ULS	Structural	$(1+2+50+49)*1.00$
37 (C)	ΟΚΛ (Q , θ=0 , +0,2)	Linear Combination	SLS	Structural	$(4+5+12+13)*0.60+(1+49+50+2)*1.00+3*0.50$
38 (C)	ΟΚΛ (Q , θ=0 , -0,3)	Linear Combination	SLS	Structural	$(4+5+14+15)*0.60+(1+2+49+50)*1.00+3*0.50$
39 (C)	ΟΚΛ (Q , θ=90 , +0,2)	Linear Combination	SLS	Structural	$(10+11+12+13)*0.60+(1+2+49+50)*1.00+3*0.50$
40 (C)	ΟΚΛ (Q , θ=90 , -0,3)	Linear Combination	SLS	Structural	$(10+11+14+15)*0.60+(1+2+49+50)*1.00+3*0.50$
41 (C)	ΟΚΛ (W , θ=0 , +0,2)	Linear Combination	SLS	Structural	$(4+5+12+13+1+49+50)*1.00+2*0.70+3*0.50$
42 (C)	ΟΚΛ (W , θ=0 , -0,3)	Linear Combination	SLS	Structural	$(4+5+14+15+1+49+50)*1.00+2*0.70+3*0.50$
43 (C)	ΟΚΛ (W , θ=90 , +0,2)	Linear Combination	SLS	Structural	$(10+11+12+13+1+49+50)*1.00+2*0.70+3*0.50$
44 (C)	ΟΚΛ (W , θ=90 , -0,3)	Linear Combination	SLS	Structural	$(10+11+14+15+1+49+50)*1.00+2*0.70+3*0.50$
45 (C)	ΟΚΛ (S , θ=0 , +0,2)	Linear Combination	SLS	Structural	$(4+5+12+13)*0.60+(1+3+49+50)*1.00+2*0.70$
46 (C)	ΟΚΛ (S , θ=0 , -0,3)	Linear Combination	SLS	Structural	$(4+5+14+15)*0.60+(1+3+49+50)*1.00+2*0.70$
47 (C)	ΟΚΛ (S , θ=90 , +0,2)	Linear Combination	SLS	Structural	$(10+11+12+13)*0.60+(1+3+49+50)*1.00+2*0.70$
48 (C)	ΟΚΛ (S , θ=90 , -0,3)	Linear Combination	SLS	Structural	$(10+11+14+15)*0.60+(1+3+49+50)*1.00+2*0.70$

Σχήμα Α.1: Συνδυασμοί φορτίσεων σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας

ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΙ	ΟΝΟΜΑ	ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	Combination	ΕΙΔΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ	ΟΡΙΣΜΟΣ
16 (C) (CQC)	1. Ικανοτικός κατα X (με προσαύξηση θ)	Linear Combination	ULS	Structural	$(1+49+50)*1.00+2*0.30+7*2.22+8*0.35$
17 (C) (CQC)	2. Ικανοτικός κατα X (με προσαύξηση θ)	Linear Combination	ULS	Structural	$(1+49+50)*1.00+2*0.30+7*2.22+8*0.35$
18 (C) (CQC)	3. Ικανοτικός κατα X (με προσαύξηση θ)	Linear Combination	ULS	Structural	$(1+49+50)*1.00+2*0.30+7*2.22+8*0.35$
19 (C) (CQC)	4. Ικανοτικός κατα X (με προσαύξηση θ)	Linear Combination	ULS	Structural	$(1+49+50)*1.00+2*0.30+7*2.22+8*0.35$
20 (C) (CQC)	1. προσαύξηση λόγω θ (κατα y)	Linear Combination	ULS	Structural	33*1.20
21 (C) (CQC)	2. προσαύξηση λόγω θ (κατα y)	Linear Combination	ULS	Structural	34*1.20
22 (C) (CQC)	3. προσαύξηση λόγω θ (κατα y)	Linear Combination	ULS	Structural	35*1.20
23 (C) (CQC)	4. προσαύξηση λόγω θ (κατα y)	Linear Combination	ULS	Structural	36*1.20
24 (C) (CQC)	1. Ικανοτικός κατα y (με προσαύξηση θ)	Linear Combination	ULS	Structural	$7*0.36+8*2.28+(1+49+50)*1.00+2*0.30$
25 (C) (CQC)	2. Ικανοτικός κατα y (με προσαύξηση θ)	Linear Combination	ULS	Structural	$7*0.36+8*2.28+(1+49+50)*1.00+2*0.30$
26 (C) (CQC)	3. Ικανοτικός κατα y (με προσαύξηση θ)	Linear Combination	ULS	Structural	$8*2.28+7*0.36+(1+49+50)*1.00+2*0.30$
27 (C) (CQC)	4. Ικανοτικός κατα y (με προσαύξηση θ)	Linear Combination	ULS	Structural	$8*2.28+7*0.36+(1+49+50)*1.00+2*0.30$
29 (C) (CQC)	(σεισμος)1G + 0.6Q + 1 Ex + 0.3Ey	Linear Combination	ULS	Structural	$2*0.60+(7+49+1+50)*1.00+8*0.30$
30 (C) (CQC)	(σεισμος)1G + 0.6Q + 1Ex - 0.3Ey	Linear Combination	ULS	Structural	$2*0.60+(7+49+1+50)*1.00+8*0.30$
31 (C) (CQC)	(σεισμος)1G + 0.6Q - 1Ex + 0.3Ey	Linear Combination	ULS	Structural	$2*0.60+7*1.00+8*0.30+(49+1+50)*1.00$
32 (C) (CQC)	(σεισμος)1G + 0.6Q - 1Ex - 0.3Ey	Linear Combination	ULS	Structural	$2*0.60+7*1.00+8*0.30+(49+1+50)*1.00$
33 (C) (CQC)	(σεισμος)1G + 0.6Q + 0.3Ex + 1Ey	Linear Combination	ULS	Structural	$2*0.60+7*0.30+(8+49+1+50)*1.00$
34 (C) (CQC)	(σεισμος)1G + 0.6Q + 0.3Ex - 1Ey	Linear Combination	ULS	Structural	$2*0.60+7*0.30+8*1.00+(49+1+50)*1.00$
35 (C) (CQC)	(σεισμος)1G + 0.6Q - 0.3Ex + 1Ey	Linear Combination	ULS	Structural	$2*0.60+7*0.30+(8+49+1+50)*1.00$
36 (C) (CQC)	(σεισμος)1G + 0.6Q - 0.3Ex - 1Ey	Linear Combination	ULS	Structural	$2*0.60+7*0.30+8*1.00+(49+1+50)*1.00$
37 (C) (CQC)	1. προσαύξηση λόγω θ (κατα χ)	Linear Combination	ULS	Structural	29*1.17
38 (C) (CQC)	2. προσαύξηση λόγω θ (κατα χ)	Linear Combination	ULS	Structural	30*1.17
39 (C) (CQC)	3. προσαύξηση λόγω θ (κατα χ)	Linear Combination	ULS	Structural	31*1.17
40 (C) (CQC)	4. προσαύξηση λόγω θ (κατα χ)	Linear Combination	ULS	Structural	32*1.17

Σχήμα Α.2: Σεισμικοί συνδυασμοί φορτίσεων, προσαυξήσεις λόγω φαινομένων 2ας τάξης και ικανοτικές προσαυξήσεις