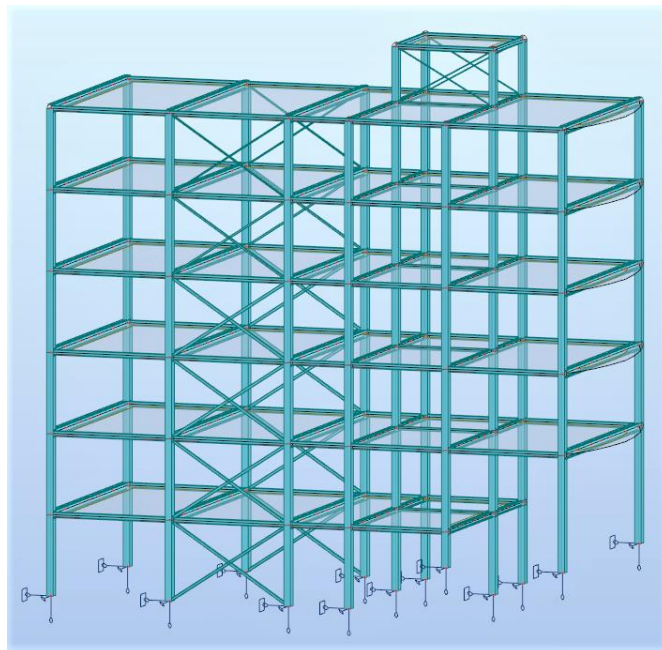




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Σχεδιασμός πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου γραφείων



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Τσόκανου Φωτεινή

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Ιανουάριος 2020

ΕΜΚ ΔΕ 2020/04

Τσόκανου Φ. (2020).  
Σχεδιασμός πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου γραφείων  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2020/04  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Tsokanou F. (2020).  
Design of a multi-storey office building  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2020/04  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη.....	3
Abstract.....	4
Ευχαριστίες.....	5
1 Εισαγωγή.....	7
1.1 Σκοπός της εργασίας.....	7
1.2 Περιγραφή του φορέα.....	7
1.3 Υλικά κατασκευής.....	10
1.4 Αναφορά στο στατικό πρόγραμμα.....	11
1.5 Προσομοίωση φορέα.....	11
2 Δράσεις επί της κατασκευής.....	13
2.1 Μόνιμα φορτία.....	13
2.2 Κινητά φορτία.....	16
2.3 Φορτίο χιονιού.....	18
2.4 Δράσεις ανέμου.....	21
2.4.1 Εξωτερικές πιέσεις.....	25
2.4.2 Εσωτερικές πιέσεις.....	37
2.5 Σεισμικές δράσεις.....	40
2.6 Συνδυασμοί φορτίσεων.....	45
2.6.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας.....	45
2.6.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	47
3 Έλεγχος και διαστασιολόγηση μελών.....	49
3.1 Γενικά.....	49
3.2 Διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας.....	49
3.3 Διαστασιολόγηση δευτερευουσών δοκών και κύριων δοκών κατά X.....	52
3.4 Διαστασιολόγηση κύριων δοκών.....	58
3.5 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων.....	66
4 Αντισεισμικός σχεδιασμός.....	79
4.1 Γενικά.....	79
4.2 Ανάλυση, διαστασιολόγηση και έλεγχος μελών για σεισμό κατά X.....	80
4.2.1 Έλεγχος επιρροής από φαινόμενα δεύτερης τάξης.....	80
4.2.2 Έλεγχος κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας.....	81
4.2.3 Έλεγχος υποστυλωμάτων και δοκών.....	83
4.2.4 Περιορισμός βλαβών.....	83
4.3 Ανάλυση, διαστασιολόγηση και έλεγχος μελών για σεισμό κατά Y.....	83
4.3.1 Έλεγχος επιρροής από φαινόμενα δεύτερης τάξης.....	83
4.3.2 Έλεγχος δοκών.....	84
4.3.3 Έλεγχος κόμβων.....	86
4.3.4 Έλεγχος υποστυλωμάτων.....	88
4.3.5 Περιορισμός βλαβών.....	94
5 Συνδέσεις.....	95
5.1 Γενικά.....	95
5.2 Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας – υποστυλώματος.....	95
5.3 Σύνδεση κύριας δοκού – κορμού υποστυλώματος.....	98
5.4 Σύνδεση κύριας δοκού – πέλματος υποστυλώματος.....	103

6	Συμπεράσματα .....	109
7	Βιβλιογραφία .....	111
	Παράρτημα Α. Μελέτη σύμμικτης δοκού κλιμακοστασίου .....	113
	Παράρτημα Β. Αποτελέσματα συνδέσεων .....	119
	Β.1 Αποτελέσματα σύνδεσης κύριας δοκού – κορμού υποστυλώματος .....	119
	Β.2 Αποτελέσματα σύνδεσης κύριας δοκού – κορμού υποστυλώματος .....	121

## Σχεδιασμός πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου γραφείων

Τσόκανου Φ. (Επιβλέπων: Θανόπουλος Π.)

### Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας συνιστά η μόρφωση και διαστασιολόγηση ενός εξώροφου μεταλλικού κτιρίου, το οποίο προορίζεται για τη στέγαση γραφείων. Ο φέρων οργανισμός του αποτελείται από δομικό χάλυβα, ενώ οι πλάκες είναι σύμμικτες. Στο κτίριο αυτό διαμορφώνονται πλαίσια ροπής στη μία διεύθυνση και πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας στην άλλη.

Αναλυτικότερα, μελετήθηκε η συμπεριφορά του μεταλλικού κτιρίου με το πρόγραμμα Robot Structural Analysis Professional 2019 της Autodesk υπό δυσμενείς συνδυασμούς φορτίσεων, όπως αυτοί ορίζονται από τον Ευρωκώδικα, με σκοπό τη διαστασιολόγηση των διατομών των μελών, εξασφαλίζοντας την επάρκεια και τη λειτουργικότητα της κατασκευής. Για τη μελέτη της σύμμικτης πλάκας χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SymDeck Designer 2 της εταιρίας Έλαστρον, ενώ για τις σύμμικτες δοκούς χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα ABC ArcelorMittal Beams Calculator της εταιρίας Constructalia. Ο έλεγχος επάρκειας των μελών της κατασκευής έγινε σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 0, 1, 3 και 4.

Τέλος, πραγματοποιήθηκε αντισεισμικός σχεδιασμός των μελών και των συνδέσεων του φορέα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8.

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

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔE 2020/04

## **Design of a multi-storey office building**

Tsokanou F. (supervised by Thanopoulos P.)

### **Abstract**

The subject of this thesis is the design and dimensioning of a six-storey building, which is intended for office use. Its structural system is made of steel, while the floors are composite slabs. This building consists of moment resisting frames (MRF) in one direction and concentrically braced frames (CBF) in the other direction.

More specifically, the design of this building was carried out with the program Robot Structural Analysis Professional 2019 by Autodesk under adverse loading cases, which are defined by the Eurocode, in order to determine the sections of the members, ensuring the adequacy and functionality of the construction. For the design of the composite slabs the program SymDeck Designer 2 of the firm Elastron, was used, as for the composite beams, ABC ArcelorMittal Beams Calculator, of the firm Constructalia, was used. The checks of all members were performed according to the requirements of Eurocodes 0, 1, 3 and 4.

Finally, a seismic design of the members and connections took place according to Eurocode 8.

## Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Παύλο Θανόπουλο, Λέκτορα της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π., για την ανάθεση της παρούσας Διπλωματικής Εργασίας, την πολύτιμη καθοδήγησή του σε όλα τα στάδια εκπόνησής της, καθώς και την εξαιρετική συνεργασία μας.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένειά μου και τους φίλους μου για την υποστήριξη που μου προσέφεραν καθόλη τη διάρκεια των σπουδών μου.





# 1 Εισαγωγή

## 1.1 Σκοπός της εργασίας

Η εφαρμογή των μεταλλικών κατασκευών εμφανίζει ραγδαία ανάπτυξη τα τελευταία χρόνια παγκοσμίως, αλλά και στην Ελλάδα, χάρη στην πληθώρα πλεονεκτημάτων που παρέχει ο χάλυβας ως δομικό υλικό, όπως η ταχύτητα ανέγερσης, η δυνατότητα ζεύξης μεγάλων ανοιγμάτων και η μείωση του ιδίου βάρους.

Αντικείμενο αυτής της διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση ενός πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου γραφείων. Η προσομοίωση, η στατική και δυναμική ανάλυσή του πραγματοποιήθηκε με χρήση του προγράμματος Robot Structural Analysis Professional 2019 της Autodesk, ενώ η μελέτη βασίστηκε στους ισχύοντες κανονισμούς :

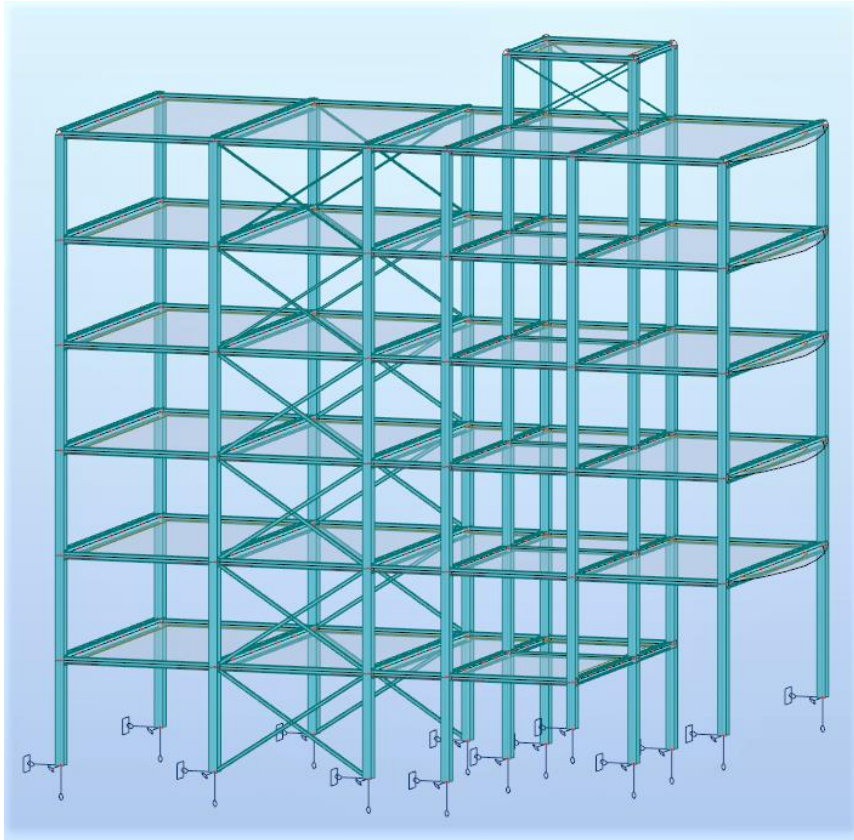
- Ευρωκώδικας 0: Βασικές αρχές σχεδιασμού
- Ευρωκώδικας 1: Βασικές Αρχές Σχεδιασμού και Δράσεις στις κατασκευές
- Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα
- Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός Σύμμικτων Κατασκευών από Χάλυβα και Σκυρόδεμα
- Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός

## 1.2 Περιγραφή του φορέα

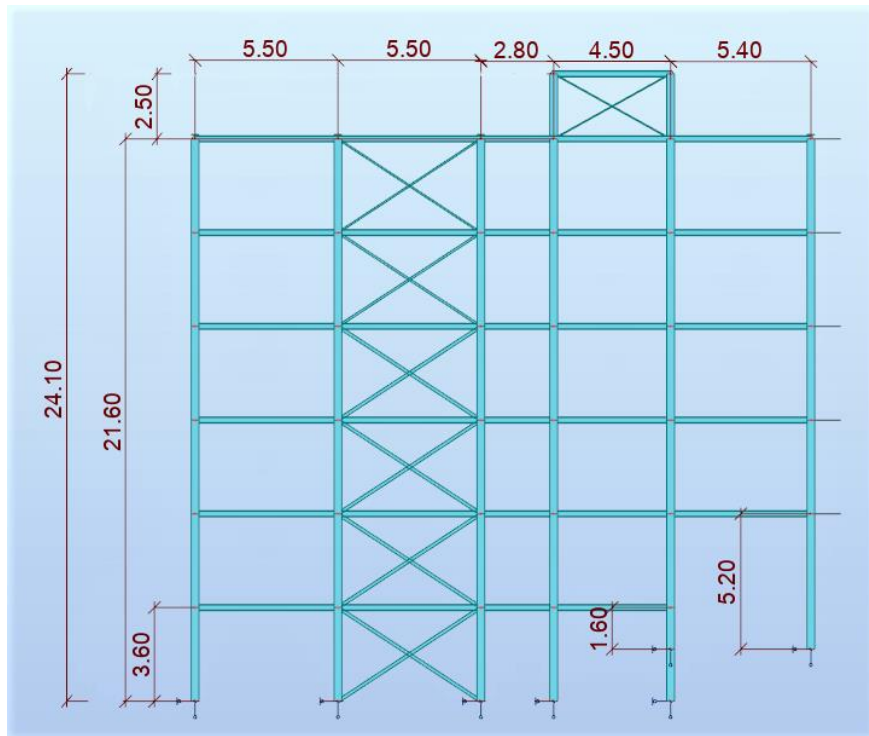
Το εξεταζόμενο κτίριο αποτελείται από 6 ορόφους, με ύψος 3.60 m ο καθένας, εκ των οποίων οι 5 προορίζονται για χρήση γραφείων, ενώ ο ένας αποτελεί ημιυπόγειο χώρο στάθμευσης οχημάτων. Η πρόσβαση στην οροφή του κτιρίου επιτυγχάνεται μέσω δώματος ύψους 2.50 m και, έτσι, το συνολικό ύψος του ανέρχεται στα 24.10 m. Η κάτοψη του κάθε ορόφου είναι ίδια, με ορθογωνικό τμήμα μήκους 23.70 m και πλάτους 10.60 m και ένα μικρό καμπύλο τμήμα 1.15 m. Η κάτοψη του πρώτου ορόφου διαφέρει από των υπολοίπων και είναι ορθογωνική μήκους 18.30 m και πλάτους 10.60 m.

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου αποτελείται από μεταλλικές δοκούς, μεταλλικά υποστυλώματα και η πλάκα του κάθε ορόφου είναι σύμμικτη από οπλισμένο σκυρόδεμα. Κατά τη διεύθυνση Y το κτίριο λειτουργεί σαν πλαίσιο ροπής, ενώ κατά τη διεύθυνση X τοποθετήθηκαν κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας για την παραλαβή του σεισμού. Η σύμμικτη πλάκα εδράζεται πάνω στις δευτερεύουσες δοκούς που τοποθετούνται ανά 2 m, εκτός από τη μεσαία, που απέχει 1.30 m από τις εκατέρωθεν της δοκούς, και εδράζονται αμφιαρθρωτά στις κύριες. Η σύνδεση της πλάκας με τις διαδοκίδες γίνεται μέσω διατμητικών ήλων. Επισημαίνεται ότι οι δευτερεύουσες δοκοί παραλήφθηκαν στο προσομοίωμα, εφόσον η επιρροή τους στην κατανομή των εντατικών μεγεθών επί του φορέα είναι μικρή και ότι οι κύριες δοκοί δεν συνδέονται διατμητικά με τη σύμμικτη πλάκα. Σημειώνεται, επίσης, ότι η λεπτομέρεια, που παρατηρείται στο μπροστινό τμήμα του κτιρίου με τα πιο κοντά υποστυλώματα, οφείλεται στην κατάλληλη διαμόρφωση της εισόδου των αυτοκινήτων στο χώρο στάθμευσης.

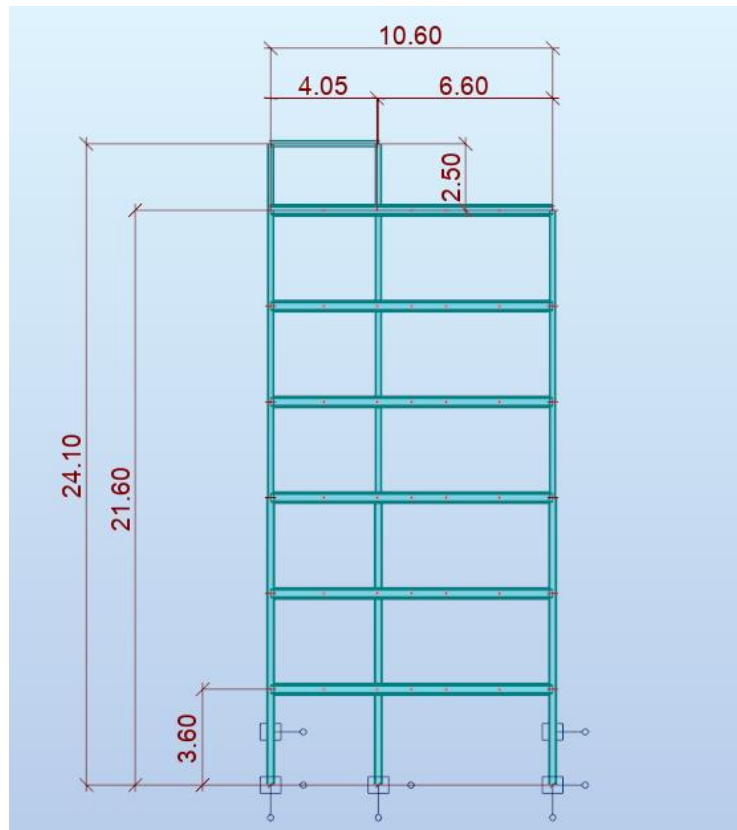
Προκειμένου να επιτευχθεί καλύτερη η κατανόηση της διάταξης των μελών του φορέα, παρατίθενται τα παρακάτω Σχήματα 1.1, 1.2, 1.3, 1.4



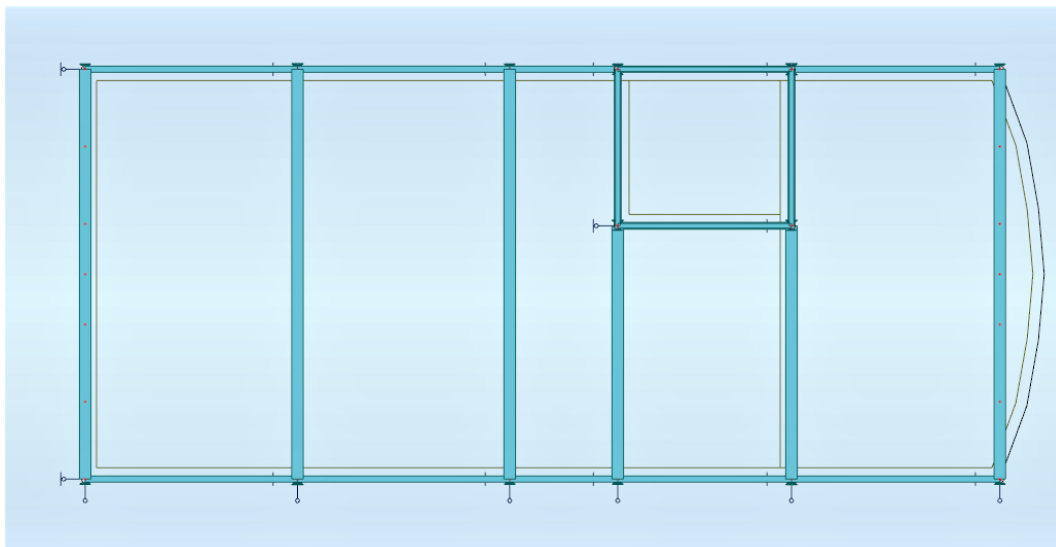
Σχήμα 1.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση κτιρίου



Σχήμα 1.2: Όψη κτιρίου στο επίπεδο XZ



Σχήμα 1.3: Όψη κτιρίου στο επίπεδο YZ



Σχήμα 1.4: Τυπική κάτοψη κτιρίου

## 1.3 Υλικά κατασκευής

### Δομικός χάλυβας

Ο δομικός χάλυβας είναι το βασικό υλικό από το οποίο συντίθεται ο φέρων οργανισμός των χαλύβδινων κατασκευών. Αυτό ισχύει και για το κτιριακό έργο που μελετάται στην παρούσα διπλωματική εργασία. Όλα τα μέλη του (σύμμικτες δοκοί - υποστυλώματα - σύνδεσμοι δυσκαμψίας) αποτελούνται από χάλυβα με τα εξής χαρακτηριστικά:

- S355
- Μέτρο ελαστικότητας  $E = 210 \text{ GPa}$
- Ειδικό βάρος  $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή  $\nu = 0.3$
- Μέτρο διάτμησης  $G = 81000 \text{ MPa}$
- Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής  $\alpha = 12 \times 10^{-6}$

### Σκυρόδεμα

Οι πλάκες όλων των ορόφων αποτελούνται από σκυρόδεμα με τα παρακάτω χαρακτηριστικά:

- C25/30
- Ειδικό βάρος  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- Μέτρο ελαστικότητας  $E = 31 \text{ GPa}$
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή  $\nu = 0.2$

### Χαλυβδόφυλλο

Οι φέρουσες πλάκες της κατασκευής επιλέχθηκαν σύμμικτες αποτελούμενες από χαλυβδόφυλλα και έγχυτο σκυρόδεμα. Χρησιμοποιήθηκε τραπεζοειδές προφίλ επικάλυψης τύπου SYMDECK 73 με πάχος λαμαρίνας  $t = 1 \text{ mm}$ ,  $t_c = 0.057 \text{ mm}$ ,  $h_r = 0.073 \text{ mm}$ ,  $w_r = 0.0955 \text{ mm}$  και  $s_r = 0.1875 \text{ mm}$ .

### Χάλυβας οπλισμού

Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε για τον οπλισμό των πλακών έχει τα εξής χαρακτηριστικά:

- B500C
- Μέτρο ελαστικότητας  $E = 210 \text{ GPa}$
- Ειδικό βάρος  $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή  $\nu = 0.3$

## 1.4 Αναφορά στο στατικό πρόγραμμα

Προκειμένου να αναλυθεί και να διαστασιολογηθεί η συγκεκριμένη κατασκευή, επιλέχθηκε η χρήση του στατικού προγράμματος Robot Structural Analysis Professional 2020 της Autodesk. Το συγκεκριμένο πρόγραμμα παρέχει πληθώρα εύχρηστων εργαλείων για τη μοντελοποίηση και ανάλυση, όχι μόνο απλών κτιρίων, αλλά και μεγάλων πολύπλοκων κατασκευών και δίνει τη δυνατότητα επίλυσης τόσο μεταλλικών, όσο και κατασκευών από σκυρόδεμα. Αξίζει να σημειωθεί ότι ειδικά για τις μεταλλικές κατασκευές το πρόγραμμα προτείνει την καταλληλότερη διατομή, με βάση βέβαια τα φορτία της κατασκευής και τους ισχύοντες κανονισμούς. Η δυνατότητα αυτή δίνει το πλεονέκτημα της γρήγορης επιλογής και αλλαγής διατομών για το φορέα. Τέλος, τονίζεται ότι μετά από κάθε έλεγχο του προγράμματος προκύπτουν πίνακες με αναλυτικά αποτελέσματα, ώστε να μπορεί να πραγματοποιηθεί επαλήθευση.

## 1.5 Προσομοίωση φορέα

Αρχικά, εισήχθη το μοντέλο της κατασκευής στο πρόγραμμα με εξαίρεση τη σύμμικτη πλάκα, η οποία αναλύθηκε με το πρόγραμμα SymDeck Designer 2 εταιρίας Έλαστρον [16]. Επίσης, από το στατικό προσομοίωμα παραλήφθηκαν και οι δευτερεύουσες δοκοί, η ανάλυση των οποίων πραγματοποιήθηκε με τη χρήση του προγράμματος ABC ArcelorMittal Beams Calculator της εταιρίας Constructalia. Στη συνέχεια, σε κάθε όροφο δημιουργήθηκε μια επιφάνεια (cladding), πάνω στην οποία εφαρμόστηκαν τα επιφανειακά φορτία (μόνιμα και κινητά). Η επιφάνεια αυτή ορίστηκε να είναι μιας διεύθυνσης, προκειμένου να μεταβιβάζονται τα φορτία στις κύριες δοκούς, που είναι παράλληλες με τον άξονα Y. Για την επίτευξη της διαφραγματικής λειτουργίας χρησιμοποιήθηκε η εντολή rigid links, με την οποία ορίστηκε σε κάθε όροφο ένας master node, περίπου στο κέντρο του, και συνδέθηκαν με αυτόν όλοι οι υπόλοιποι κόμβοι. Επιπλέον, σε όλες τις δοκούς, παράλληλες στη διεύθυνση που λειτουργούν οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (άξονας X), χρησιμοποιήθηκε η επιλογή releases, η οποία χαρακτηρίζει τις στηρίξεις του κάθε μέλους. Με την επιλογή αυτή, κατά τον άξονα X, διαμορφώνονται αρθρώσεις μεταξύ των δοκών, μη επιτρέποντας να αναπτυχθεί ροπή  $M_z$ . Με την ίδια λογική ορίστηκαν και οι στηρίξεις των υποστυλωμάτων στο έδαφος, απελευθερώνοντας τις στροφές περί τους άξονες Y και Z. Τέλος, αξίζει να αναφερθεί ότι οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας χαρακτηρίστηκαν ως truss bars, ώστε να παραλαμβάνουν μόνο τις αξονικές δυνάμεις.



## 2 Δράσεις επί της κατασκευής

Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση και τη μορφή του έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με βάση τις οποίες θα πραγματοποιηθεί η ανάλυση του φορέα, προκειμένου να προσδιοριστούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του. Στην Ελλάδα, ως προς τις δράσεις εφαρμόζεται ο Ευρωκώδικας 1, ο οποίος παρέχει για κάθε χώρα, λόγω των επιμέρους συνθηκών (κλιματολογικών, εδαφικών, κλπ), ιδιαίτερες πληροφορίες (π.χ. για χιόνι, άνεμο κλπ), που δίνονται είτε μέσω Παραρτημάτων, είτε μέσω των Εθνικών Προσαρτημάτων, που συνοδεύουν τους αντίστοιχους Ευρωκώδικες. Τα φορτία που δρουν στην κατασκευή αναπτύσσονται στις παρακάτω υποενότητες.

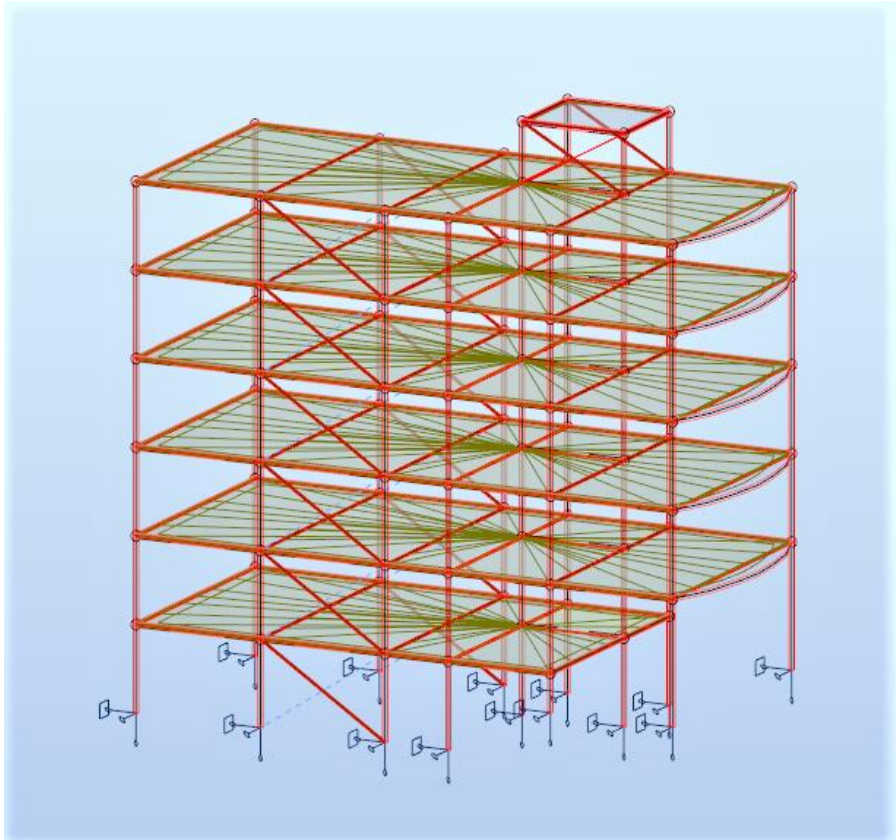
### 2.1 Μόνιμα φορτία

Σε αυτή την κατηγορία ανήκουν οι δράσεις, που αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και η διαφοροποίησή τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθόλη τη διάρκεια ζωής του έργου.

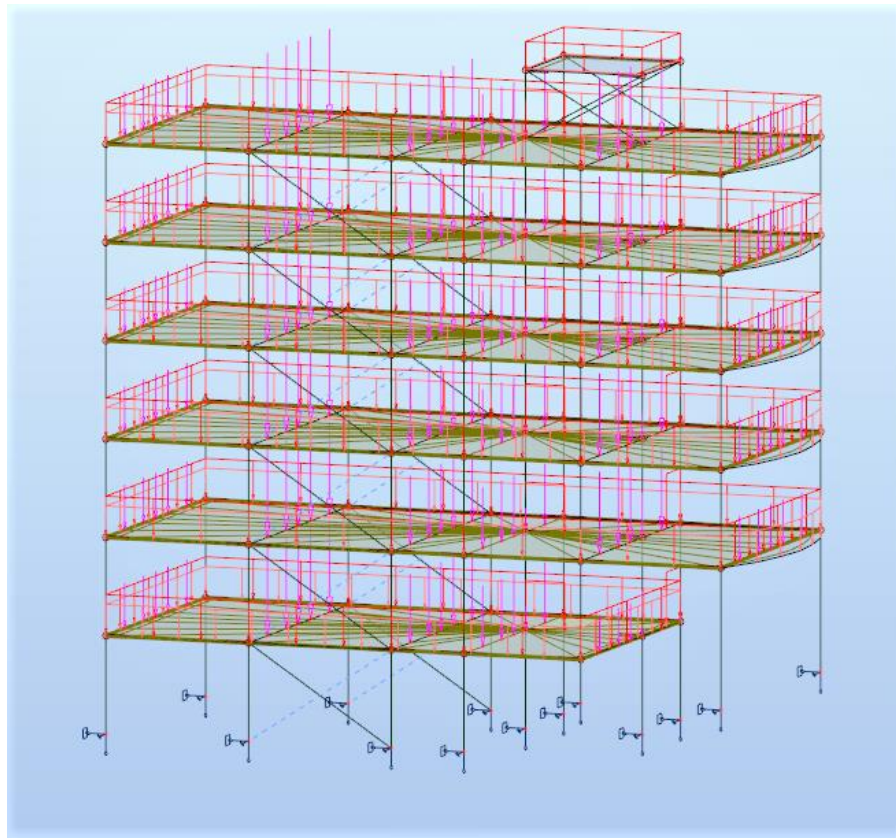
- Ίδια βάρη φερόντων στοιχείων (δοκών, υποστυλωμάτων κλπ), τα οποία υπολογίζονται υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα ανάλυσης.
- Ίδιο βάρος σύμμικτης πλάκας  $2.73 \text{ kN/m}^2$  για τα πατώματα και την στέγη, το οποίο υπολογίστηκε από το πρόγραμμα Symdeck Designer 2.
- Ίδιο βάρος αμφιέριστων δευτερευσών δοκών, το οποίο τοποθετήθηκε σημειακά στις κύριες ανάλογα με το αντίστοιχο μήκος της δευτερεύσας δοκού.
- Ίδιο βάρος στέγης κλιμακοστασίου από panels  $0.13 \text{ kN/m}^2$ .
- Ίδιο βάρος τοιχοποιίας  $1 \text{ kN/m}^2$ , άρα περιμετρικά  $3.6 \text{ kN/m}$  σε όλους τους ορόφους και  $2.5 \text{ kN/m}$  στο δώμα.
- Ίδιο βάρος σκάλας  $1 \text{ kN/m}^2$ , το οποίο πολλαπλασιάστηκε με το αντίστοιχο μήκος του σκέλους της σκάλας και τοποθετήθηκε γραμμικά στη δοκό που εκείνο στηρίζεται για μήκος  $1.5\text{m}$  (όσο το πλάτος της σκάλας).
- Πρόσθετα μόνιμα (επικαλύψεις, δάπεδα κλπ.)  $1.5 \text{ kN/m}^2$ .

Σημειώνεται ότι τα ίδια βάρη του φέροντος οργανισμού πολλαπλασιάστηκαν με συντελεστή  $F = 1.12$  στη διόρθωση πίνακα. Αυξήθηκαν, δηλαδή, κατά 10% για να συμπεριληφθούν φορτία που δε λαμβάνει υπόψη το πρόγραμμα (πχ. βάρος κοχλιών, πέλματα συνδέσεων κλπ) και κατά 2%, λόγω του ότι το πρόγραμμα χρησιμοποιεί ως ίδιο βάρος χάλυβα  $77 \text{ kN/m}^3$  αντί για  $78.5 \text{ kN/m}^3$ .

Παρακάτω παρουσιάζονται οι σχηματικές απεικονίσεις για το πώς εφαρμόστηκαν τα μόνιμα φορτία επί του σκελετού.

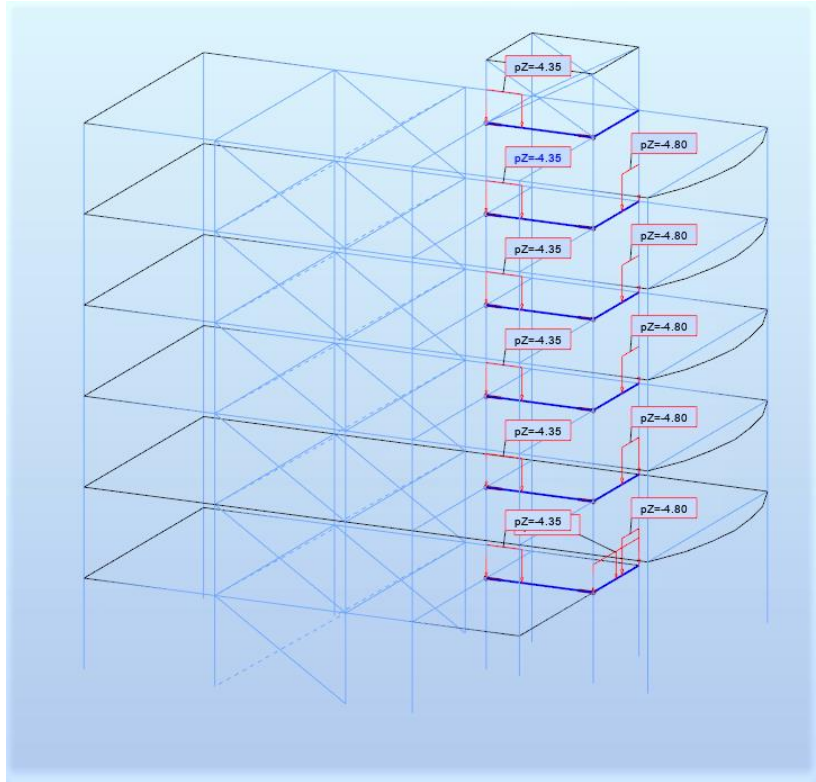


Σχήμα 2.1 : Ίδιο βάρος φερόντων στοιχείων κατασκευής

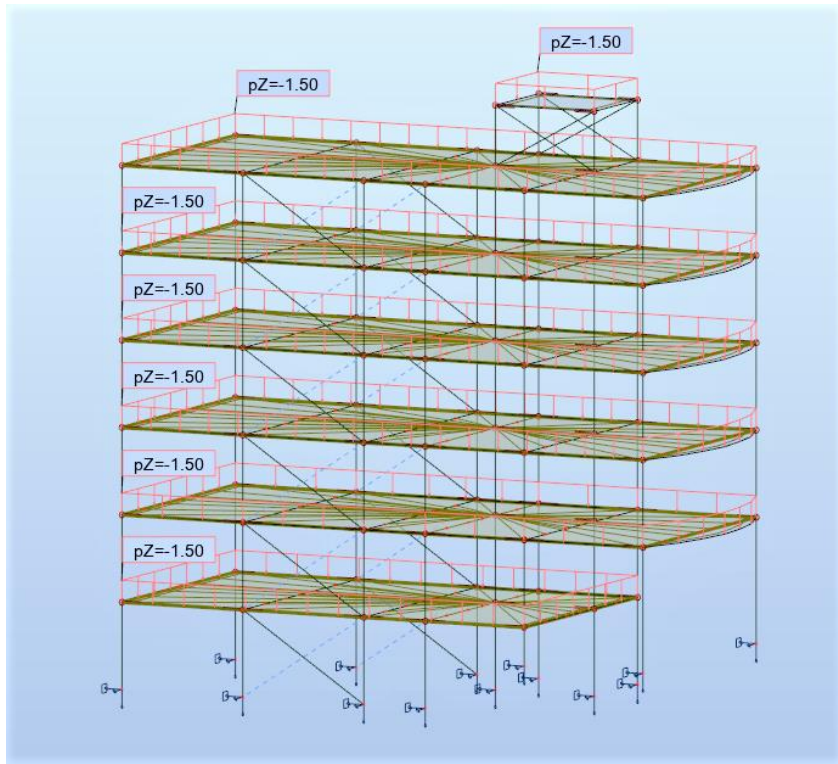


Σχήμα 2.2: Ίδιο βάρος πλακών, διαδοκίδων, τοιχοποιίας και σκάλας





Σχήμα 2.3: Λεπτομέρεια ίδιου βάρους σκάλας



Σχήμα 2.4: Πρόσθετα μόνιμα φορτία

## 2.2 Κινητά φορτία

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία, που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού κτλ. Λόγω της αβεβαιότητας του μεγέθους και της θέσης των φορτίων αυτών, οι τιμές τους δίνονται από τους κανονισμούς, ανάλογα με τη χρήση του κτιρίου.

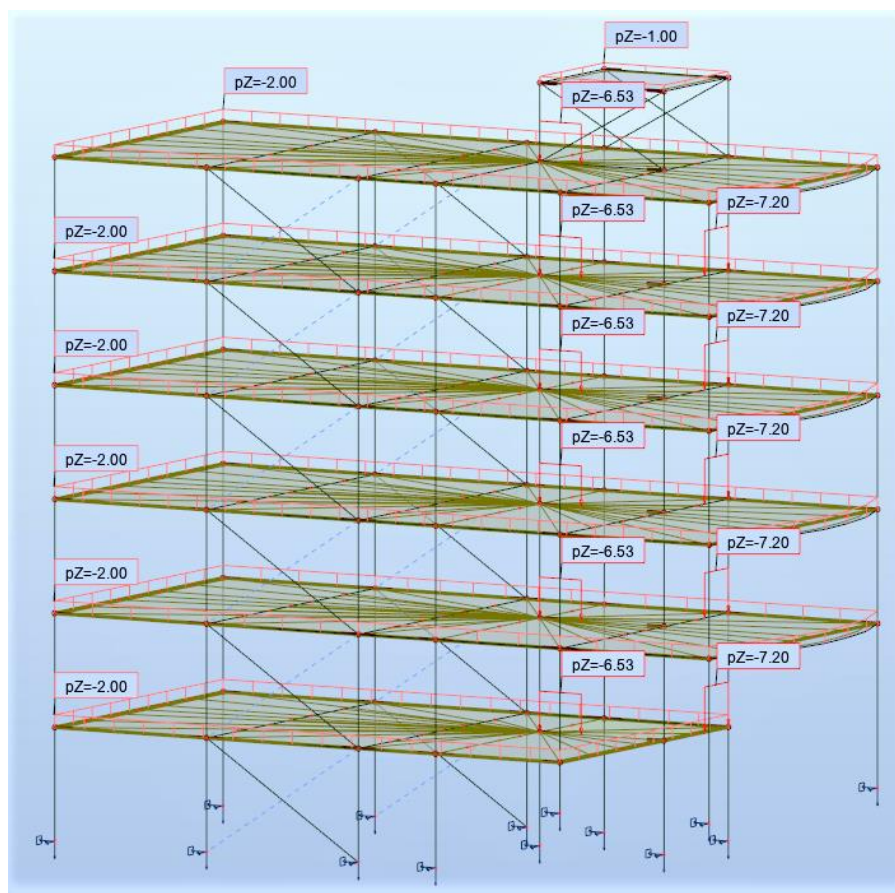
Η συγκεκριμένη κατασκευή προορίζεται για γραφεία, οπότε είναι κατηγορίας Β, σύμφωνα με τον EN1991-1-1 [8] (Πίνακας 2.1), με ορισμένο κινητό φορτίο  $2 \text{ kN/m}^2$  για τα δάπεδα και  $3.5 \text{ kN/m}^2$  για τη σκάλα, σύμφωνα με τον πίνακα του Εθνικού Προσαρτήματος του ίδιου Ευρωκώδικα (Πίνακας 2.2 παρακάτω) . Για τη στέγη του δώματος, επειδή δεν είναι προσβάσιμη, λήφθηκε φορτίο  $1 \text{ kN/m}^2$ . Σημειώνεται ότι το κινητό φορτίο της σκάλας εφαρμόστηκε όμοια με το μόνιμο φορτίο της, αφαιρώντας όμως από τα  $3.5 \text{ kN/m}^2$  τα  $2 \text{ kN/m}^2$ , που θα εφαρμοστούν ούτως ή άλλως ως επιφανειακό στον όροφο.

Πίνακας 2.1: Κατηγορίες χρήσης

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κτήρια κατοικιών και στίπια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες Α,Β, και D <sup>1)</sup> )	C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής.  C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα, Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς.  C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι
		σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών.  C4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές  C5: Χώροι επιρρεπείς σε μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά.  D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα

Πίνακας 2.2: Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα, μπαλκόνια και σκάλες κτιρίων

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>Κατηγορία Α και Κατηγορία Β</b>		
- Δάπεδα	2,0	2,0
- Σκάλες	3,5	2,0
- Μπαλκόνια	5,0	3,0
<b>Κατηγορία C</b>		
- C1	3,0	3,0
- C2	5,0	4,0
- C3	5,0	4,0
- C4	5,0	4,0
- C5	7,5	4,5
<b>Κατηγορία D</b>		
- D1	5,0	4,0
- D2	5,0	4,0



Σχήμα 2.5: Κινητά φορτία ορόφων, στέγης και σκάλες

### 2.3 Φορτίο χιονιού

Η δράση του χιονιού θεωρείται ότι εξασκείται στις στέγες (οριζόντιες και μη) των κτιρίων και λαμβάνεται ως το φορτίο, που οφείλεται στο ίδιο βάρος του χιονιού, το οποίο έχει συσσωρευθεί είτε από ελεύθερη πτώση, είτε επειδή έχει παρασυρθεί. Η τιμή του φορτίου εξαρτάται από την κλίση της στέγης, την τοποθεσία, αλλά και τον προσανατολισμό της κατασκευής ως προς την κύρια διεύθυνση που πνέουν οι άνεμοι. Οι δράσεις του χιονιού θεωρούνται στατικές, μεταβλητές στο χρόνο και σταθερές στο χώρο και προσδιορίζονται με βάση τις διατάξεις του EN1991-1-3 [9]. Το φορτίο θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης.

Η χαρακτηριστική τιμή  $s_k$  του φορτίου του χιονιού, συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψόμετρου ( $A$ ) για μια συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από τη σχέση:

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

όπου:

$s_{k,0}$  η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου του χιονιού στη στάθμη της θάλασσας (δηλαδή για  $A = 0$ ) σε  $\text{kN/m}^2$

$A$  το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας σε  $\text{m}$

Από το Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα EN 1991-1-3 λαμβάνεται ότι ο νομός Αττικής υπάγεται στη Ζώνη Β με  $s_{k,0} = 0.8 \text{ kN/m}^2$  (Πίνακας 1 Εθνικού προσαρτήματος). Το υψόμετρο της περιοχής μετριέται με ακρίβεια 100  $\text{m}$  και στρογγυλοποιείται στην επόμενη εκατοντάδα. Επομένως, εφόσον το μέσο υψόμετρο της Αθήνας είναι περίπου στα + 70  $\text{m}$  από τη στάθμη της θάλασσας, λαμβάνεται  $A = 100 \text{ m}$ . Από τη σχέση (2.1) προκύπτει, λοιπόν,  $s_k = 0.81 \text{ kN/m}^2$ .

Το φορτίο του χιονιού στη μονοκλινή στέγη θα προσδιοριστεί από τη σχέση για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

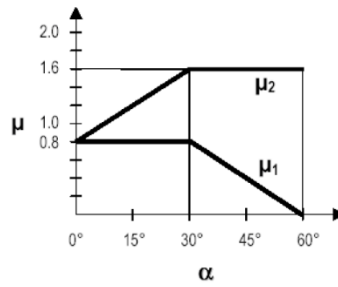
$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k, \quad (2.2)$$

όπου :

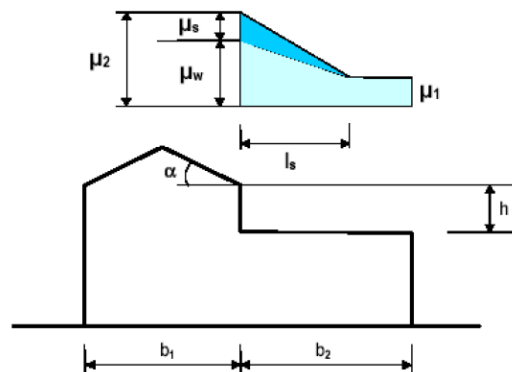
$\mu_i$  συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

$C_e$  συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες έκθεσης, δηλαδή για περιοχές όπου δεν υπάρχει σημαντική μετακίνηση του χιονιού από τον άνεμο, λόγω του φυσικού ανάγλυφου, των υψηλότερων κατασκευών, ή των δέντρων, λαμβάνεται ίσος με 1.0

$C_t$  θερμικός συντελεστής, ο οποίος λαμβάνεται συνήθως ίσος με 1.0 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης



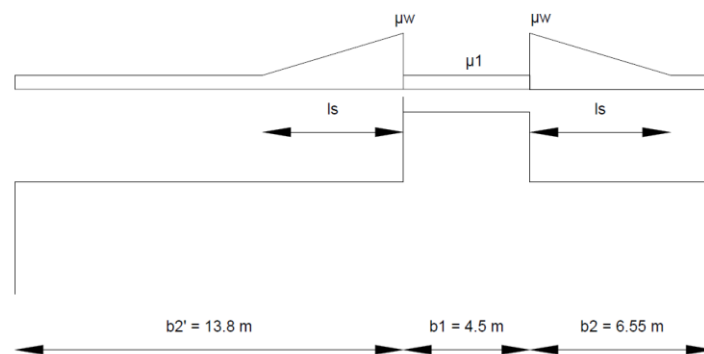
Σχήμα 2.6: Συντελεστής σχήματος



Σχήμα 2.7: Συντελεστής σχήματος σε στέγη σε επαφή με υψηλότερες κατασκευές

### Υπολογισμός φορτίου χιονιού

- Εμπρόσθια όψη



Σχήμα 2.8: Συντελεστές σχήματος και μήκος απόθεσης χιονιού στην εμπρόσθια όψη

$\mu_1 = 0.8$  από Σχήμα 2.6 για οριζόντια στέγη

$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$ , όπου  $\mu_s$  ο συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού λόγω ολίσθησης (εδώ  $\mu_s = 0$ ) και  $\mu_w$  ο συντελεστής σχήματος λόγω του ανέμου, άρα εδώ  $\mu_2 = \mu_w$

Είναι :

$$\mu_w = \frac{b_1 + b_2}{2h} \leq \frac{\gamma h}{s_k} = 6.17, \quad (2.3)$$

όπου:  $\gamma$  η φαινόμενη πυκνότητα βάρους του χιονιού που λαμβάνεται ίση με  $2 \text{ kN/m}^2$

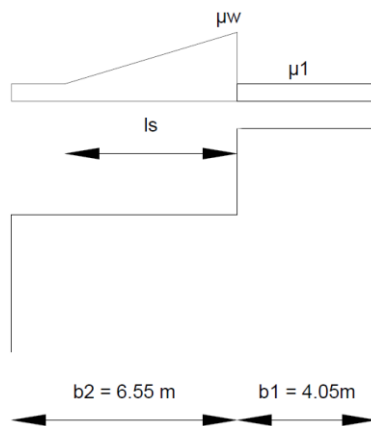
Επισημαίνεται ότι πρέπει να ισχύει  $0.8 \leq \mu_w \leq 4$ .

Από τη σχέση (2.3), για ύψος ορόφου  $h = 3.5 \text{ m}$  υπολογίζονται οι  $\mu_{w,\delta\epsilon\xi} = 2.21$  και  $\mu_{w,αρ} = 3.66$ .

Το μήκος απόθεσης χιονιού  $l_s$  δίνεται από τη σχέση  $l_s = 2h$  και προκύπτει  $l_s = 5 \text{ m}$ , το οποίο πληρεί το συνιστώμενο εύρος του:  $5 \text{ m} \leq l_s \leq 15 \text{ m}$ .

Τελικά, από τη σχέση (2.2) προσδιορίζονται τα εξής φορτία χιονιού:  $s_1 = 0.648 \text{ kN/m}^2$ ,  $s_{2,\delta\epsilon\xi} = 1.79 \text{ kN/m}^2$  και  $s_{2,αρ} = 2.96 \text{ kN/m}^2$ .

- Πλάγια όψη



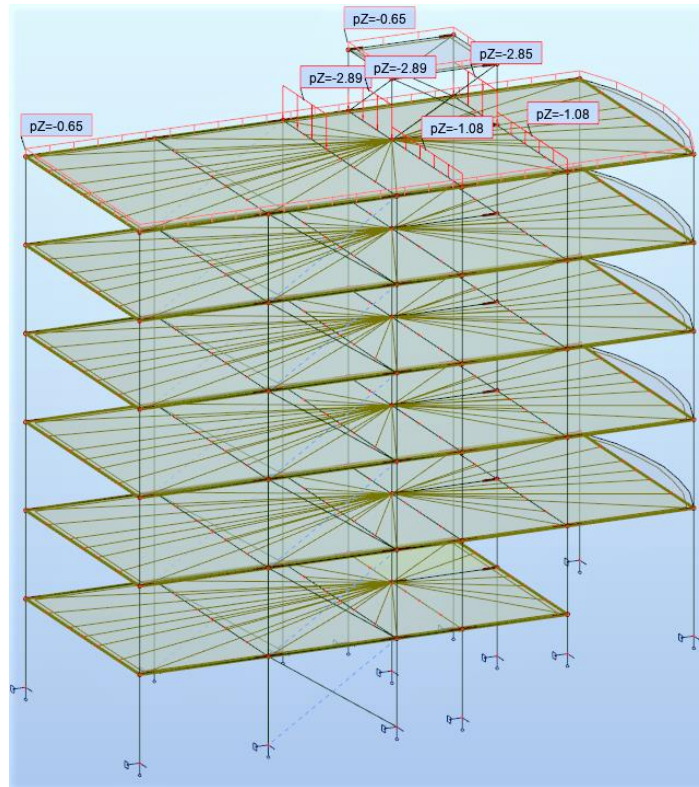
Σχήμα 2.9: Συντελεστές σχήματος και μήκος απόθεσης χιονιού στην πλάγια όψη

Όμοια με πριν, υπολογίζονται:  $\mu_1 = 0.8$ ,  $\mu_w = 2.12$  και  $l_s = 5 \text{ m}$ .

Τελικά προκύπτουν τα φορτία χιονιού:  $s_1 = 0.648 \text{ kN/m}^2$  και  $s_2 = 1.79 \text{ kN/m}^2$ .

Αφού προσδιορίστηκαν τα συγκεκριμένα φορτία, καθώς και τα αντίστοιχα μήκη απόθεσης του χιονιού για τις όψεις της κατασκευής, αυτά εφαρμόστηκαν στη στέγη του κτιρίου. Σημειώνεται ότι το φορτίο  $s_1$  εφαρμόστηκε ως επιφανειακό, ενώ το τριγωνικό φορτίο, που προκύπτει από τη διαφορά των  $s_1$ ,  $s_2$ , μετατράπηκε σε γραμμικό και εφαρμόστηκε στις κατάλληλες δοκούς. Παρακάτω, παρατίθεται σχηματική απεικόνιση για καλύτερη κατανόηση όσων περιγράφηκαν σε αυτή την ενότητα.





Σχήμα 2.10: Φορτία χιονιού

## 2.4 Δράσεις ανέμου

Οι δράσεις ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις και σε πολλές μεταλλικές κατασκευές αποτελούν τη βασική φόρτιση σχεδιασμού. Προκύπτουν από τις αναπτυσσόμενες πιέσεις, λόγω της ανάσχεσης της ροής του ανέμου, και εξαρτώνται από τη γεωγραφική θέση, την τοπογραφία, τη γεωμετρία του έργου και τη διεύθυνση του ανέμου. Από τις αναπτυσσόμενες πιέσεις προκύπτουν δυνάμεις κάθετες προς την προσβαλλόμενη επιφάνεια. Η δράση του ανέμου σε μια κατασκευή προσδιορίζεται από την πίεση αιχμής και τους κατάλληλους αεροδυναμικούς συντελεστές.

Οι υπολογισμοί πραγματοποιήθηκαν εξετάζοντας δυο διευθύνσεις ανέμου με φορά τη θετική διεύθυνση του άξονα X ( $\theta = 0^\circ$ ) και τη θετική διεύθυνση του άξονα Y ( $\theta = 90^\circ$ ), με βάση τον EN1991-1-4 [10], όπως παρουσιάζεται στις ακόλουθες υποενότητες. Μετά τον υπολογισμό των εξωτερικών και εσωτερικών πιέσεων του ανέμου, αυτές εφαρμόστηκαν κατάλληλα ως γραμμικά φορτία στα δοκάρια, αφού πολλαπλασιάστηκαν με το αντίστοιχο πλάτος επιρροής τους.

### Βασική ταχύτητα ανέμου

Η βασική ταχύτητα του ανέμου προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} \quad , \quad (2.4)$$

όπου :

$C_{dir}$  συντελεστής διεύθυνσης, λαμβάνεται ίσος με 1.0

$C_{season}$  συντελεστής εποχής, λαμβάνεται ίσος με 1.0

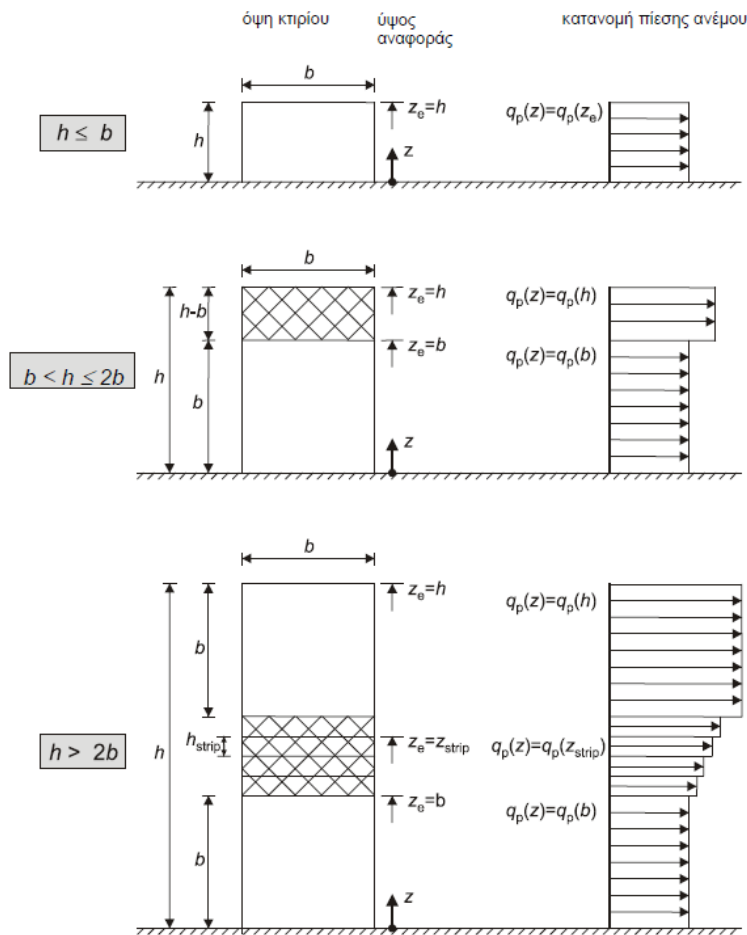
$v_{b,0}$  η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, η οποία είναι η χαρακτηριστική μέση ταχύτητα του ανέμου 10 λεπτών, ανεξάρτητα από τη διεύθυνσή του και την εποχή του έτους, στα 10 m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση και μεμονωμένα εμπόδια ανά αποστάσεις μεταξύ τους, τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων

Θεωρώντας ότι η κατασκευή βρίσκεται στο νομό Αττικής σε απόσταση από την ακτή μικρότερη των 10 km, λαμβάνεται από το Εθνικό Προσάρτημα  $v_{b,0} = 33$  m/s.

Οπότε, από τη σχέση (2.4) προκύπτει  $v_b = 33$  m/s.

### Ύψος αναφοράς

Τα ύψη αναφοράς, που χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς, λήφθηκαν σύμφωνα με το παρακάτω σχήμα του Ευρωκώδικα (Σχήμα 2.11) για τις δύο διευθύνσεις του ανέμου.



Σχήμα 2.11: Ύψος αναφοράς  $z_e$

- Για διεύθυνση ανέμου  $\theta = 0^\circ$
- Για τους εξωτερικούς τοίχους

Είναι  $b = 10.60$  m και  $h = 21.60$  m, οπότε ισχύει η περίπτωση για  $h > 2b$ .



Ωστόσο, επειδή σε αυτήν την περίπτωση η ενδιάμεση ζώνη θα είχε πολύ μικρό ύψος, χρησιμοποιήθηκαν δύο τμήματα ίσου ύψους, για απλοποίηση.

Άρα,  $z_{e,1} = z_{e,2} = 10.80 \text{ m}$ .

- Για τη στέγη

$z_e = h_{ολ} = 21.60 \text{ m}$

- Για το δώμα

Είναι  $b = 4.05 \text{ m}$  και  $h = 2.50 \text{ m}$ , οπότε ισχύει η περίπτωση για  $h > b$ .

Επομένως  $z_e = 2.50 \text{ m}$

• **Για διεύθυνση ανέμου  $\theta = 90^\circ$**

- Για τους εξωτερικούς τοίχους

Είναι  $b = 24.85 \text{ m}$  και  $h = 21.60 \text{ m}$ , οπότε ισχύει η περίπτωση για  $h < b$  και το κτίριο απαρτίζεται από ένα τμήμα με ύψος  $z_e = h_{ολ} = 21.60 \text{ m}$ .

- Για τη στέγη

$z_e = h_{ολ} = 21.60 \text{ m}$

- Για το δώμα

Είναι  $b = 4.50 \text{ m}$  και  $h = 2.50 \text{ m}$ , οπότε ισχύει η περίπτωση για  $h > b$  και έτσι  $z_e = 2.50 \text{ m}$ .

### Συντελεστής τραχύτητας

Η τραχύτητα του εδάφους δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (2.5)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}), \quad z \leq z_{\min}$$

Ο συντελεστής  $k_r$  δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right), \quad (2.6)$$

όπου:

$z_0$  το μήκος τραχύτητας σε m, σύμφωνα με την κατηγορία εδάφους που δίνεται στον Πίνακα 2.3

$z_{0,II}$  ίσο με 0.05 για κατηγορία εδάφους II από τον Πίνακα 2.3

$z_{min}$  το ελάχιστο ύψος που ορίζεται από τον Πίνακα 2.3  
 $z_{max}$  πρέπει να λαμβάνεται 200 m, εκτός εάν ορίζεται διαφορετικά στο ΕΠ

Πίνακας 2.3: Τιμές  $z_0$  και  $z_{min}$  ανάλογα με την κατηγορία εδάφους

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

Σύμφωνα με τα παραπάνω, το κτίριο βρίσκεται σε κατηγορία εδάφους IV, άρα  $z_0 = 1$  m,  $z_{min} = 10$  m και από τη σχέση (2.6) υπολογίζεται  $k_r = 0.234$ .

Από τη σχέση (2.5) προκύπτουν για τα τρία ύψη αναφοράς :  $c_r(10.80) = 0.558$ ,  $c_r(21.60) = 0.720$ ,  $c_r(2.50) = 0.539$ .

### Μέση ταχύτητα ανέμου

Η μέση ταχύτητα του ανέμου προσδιορίζεται από τη σχέση :

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad , \quad (2.7)$$

όπου :

$c_r(z)$  συντελεστής τραχύτητας, όπως υπολογίστηκε παραπάνω

$c_0(z)$  συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης, επιλέχθηκε η προτεινόμενη τιμή 1.0 για επίπεδο έδαφος

$v_b$  η βασική ταχύτητα ανέμου, όπως ορίστηκε παραπάνω

Από την εξίσωση (2.7) για τα τρία ύψη αναφοράς:

$$v_m(10.80) = 18.4 \text{ m/s}$$

$$v_m(21.60) = 23.76 \text{ m/s}$$

$$v_m(2.50) = 18.4 \text{ m/s}$$

### Στροβιλισμός ανέμου

Η ένταση του στροβιλισμού  $I_v(z)$  σε ύψος  $z$  ορίζεται ως η τυπική απόκλιση του στροβιλισμού, διαιρούμενη με τη μέση ταχύτητα του ανέμου.

$$I_v(z) = \frac{1}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad , \quad z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (2.8)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}), \quad z \leq z_{\min}$$

Επομένως, προσδιορίζονται οι στροβιλισμοί του ανέμου για τα τρία ύψη αναφοράς:  $I_v(10.80) = 0.42$ ,  $I_v(21.60) = 0.325$ ,  $I_v(2.50) = 0.434$ .

### Πίεση ταχύτητας αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος  $z$ , η οποία περιλαμβάνει μέσες και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, προκύπτει από τη σχέση:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z), \quad (2.9)$$

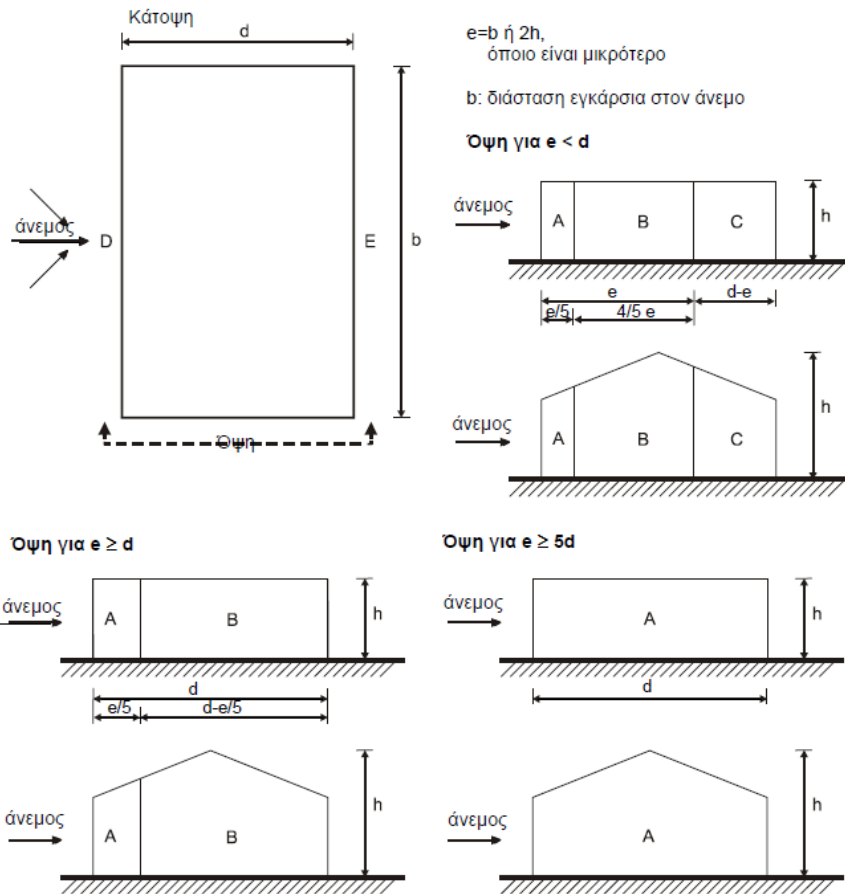
όπου:  $\rho$  η πυκνότητα του αέρα ίση με  $1,25 \text{ kg/m}^3$

Από την παραπάνω εξίσωση, υπολογίζονται:

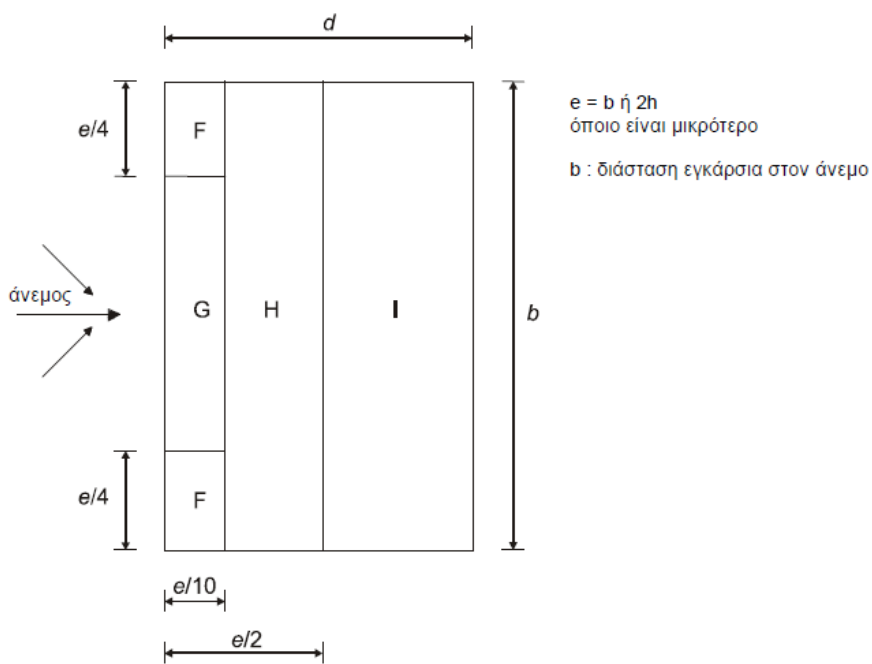
$$\begin{aligned} q_p(10.80) &= 0.834 \text{ kN/m}^2 \\ q_p(21.60) &= 0.157 \text{ kN/m}^2 \\ q_p(2.50) &= 0.80 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

#### 2.4.1 Εξωτερικές πιέσεις

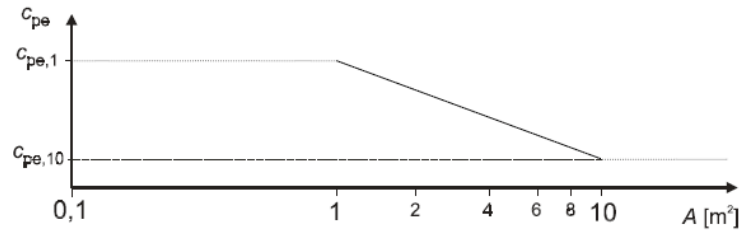
Προκειμένου να προσδιοριστούν οι εξωτερικές πιέσεις του ανέμου στην κατασκευή, χρησιμοποιήθηκαν τα παρακάτω σχήματα του Ευρωκώδικα για τον κατάλληλο ορισμό των ζωνών, για τους τοίχους, καθώς και για τη στέγη. Επίσης, χρησιμοποιήθηκαν οι αντίστοιχοι πίνακες για να ληφθούν οι κατάλληλες τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$ . Οι συντελεστές αυτοί δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εξωτερικές επιφάνειες των κτιρίων και εξαρτώνται από το μέγεθος της φορτιζόμενης επιφάνειας  $A$ , που είναι η επιφάνεια της κατασκευής που δημιουργεί τη δράση του ανέμου στο υπολογιζόμενο τμήμα.



Σχήμα 2.12: Ζώνες σε κατακόρυφους τοίχους



Σχήμα 2.13: Ζώνες στη στέγη



Σχήμα 2.14: Προσδιορισμός  $c_{pe}$  με βάση την επιφάνεια  $A$

Πίνακας 2.4: Προσδιορισμός  $c_{pe}$  στους τοίχους ανάλογα με τη ζώνη

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

Πίνακας 2.5: Προσδιορισμός  $c_{pe}$  στη στέγη ανάλογα με τη ζώνη

Τύπος στέγης		Ζώνη							
		F		G		H		I	
		$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
Αιχμηρά άκρα		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
Με στηθαία	$h_p/h=0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
Καμπυλωμένα άκρα	$r/h = 0,05$	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		+0,2	-0,2
	$r/h = 0,10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		+0,2	-0,2
	$r/h = 0,20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3		+0,2	-0,2
Σπαστά άκρα	$\alpha = 30^\circ$	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3		+0,2	-0,2
	$\alpha = 45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4		+0,2	-0,2
	$\alpha = 60^\circ$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5		+0,2	-0,2

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

- Για τους τοίχους

$$e = \min(b, 2h) = \min(10.60, 2 \cdot 21.60) = 10.60 \text{ m}$$

Είναι  $e < d = 24.85 \text{ m}$

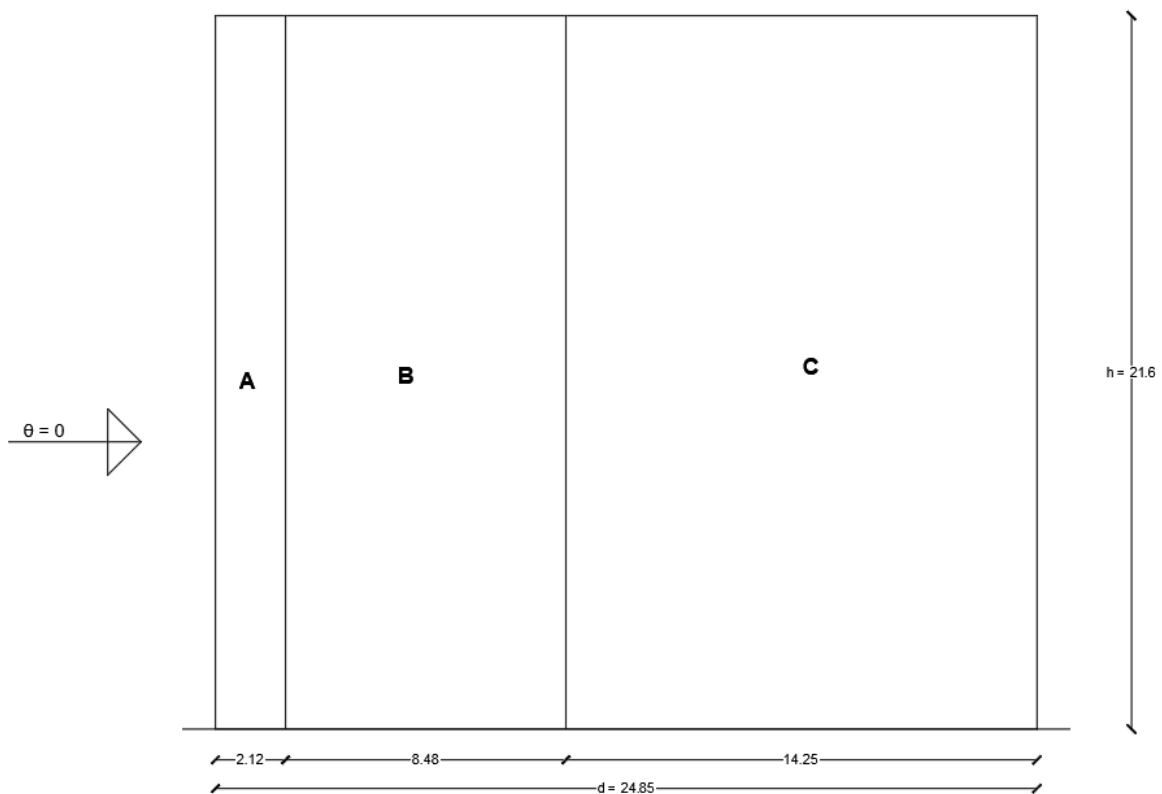
$$h/d = 21.60/24.85 = 0.869 > 0.5$$

Άρα, σύμφωνα με το Σχήμα 2.12 θα ληφθούν ζώνες A, B, C με αντίστοιχα μήκη :

$$e/5 = 2.12 \text{ m}$$

$$4e/5 = 8.48 \text{ m}$$

$$d - e = 14.25 \text{ m}$$



Σχήμα 2.15: Όψη ζωνών κτιρίου

Οι επιφάνειες των ζωνών είναι:

$$A_A = 45.792 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$A_B = 183.168 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$A_C = 307.80 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$A_D = A_E = 228.96 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

Άρα, σύμφωνα με το Σχήμα 2.14  $c_{pe} = c_{pe,10}$ .

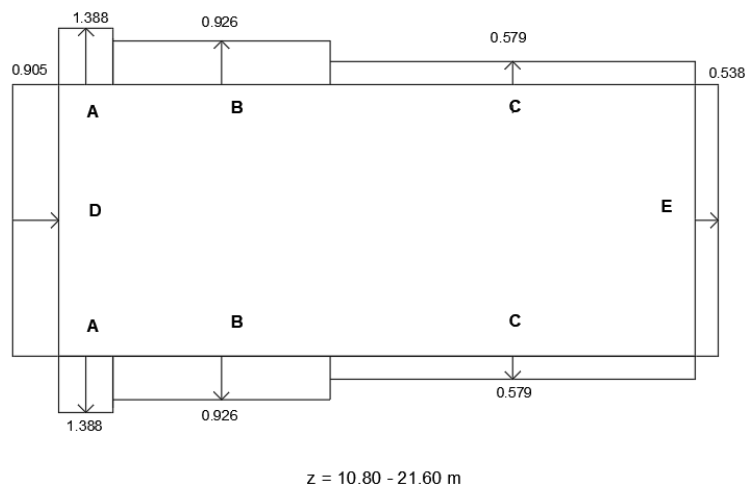
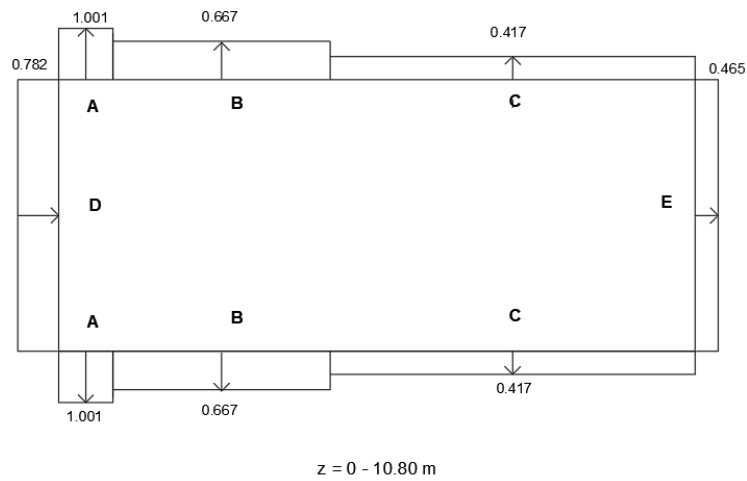
Από τον Πίνακα 2.4 προκύπτουν με γραμμική παρεμβολή οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης και στη συνέχεια υπολογίζονται οι εξωτερικές πιέσεις του ανέμου στους τοίχους της κατασκευής από τη σχέση :

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} \quad , \quad (2.10)$$

Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον πίνακα και τα σχήματα που παρατίθενται παρακάτω.

Πίνακας 2.6: Εξωτερικές πιέσεις στους τοίχους

Ζώνες		A	B	C	D	E	
Τοίχοι		$c_{pe}$	-1.2	-0.8	-0.5	+0.782	-0.465
$z_e$	10.80	$q_p$	0.834				
		$w_e$	-1.001	-0.667	-0.417	+0.652	-0.388
	21.60	$q_p$	1.157				
		$w_e$	-1.388	-0.926	-0.579	+0.905	-0.538



Σχήμα 2.16: Εξωτερικές πιέσεις στους τοίχους για διεύθυνση ανέμου  $\theta = 0^\circ$

- Για τη στέγη

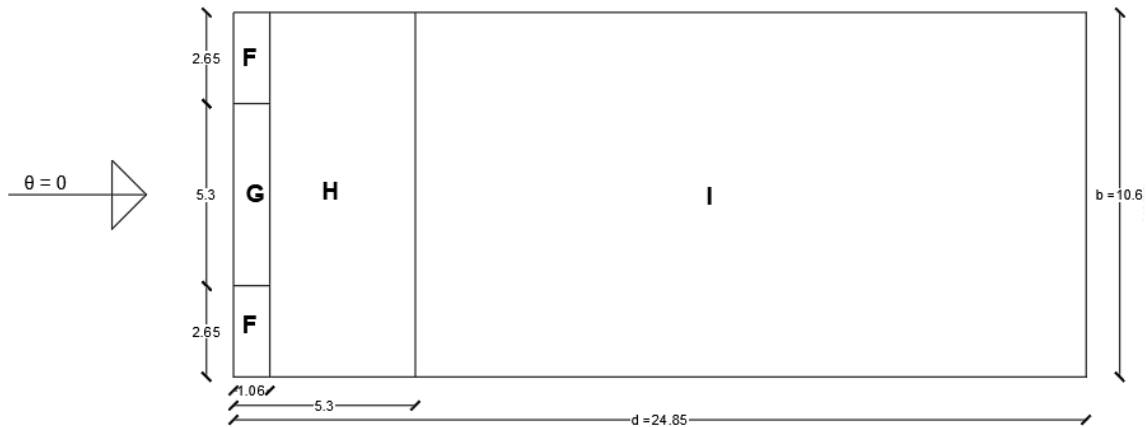
$$e = \min(b, 2h) = \min(10.60, 2 \cdot 21.60) = 10.60 \text{ m}$$

Σύμφωνα με το Σχήμα 2.13 θα ληφθούν ζώνες F, G, H, I χρησιμοποιώντας τα μήκη:

$$e/4 = 2.65 \text{ m}$$

$$e/10 = 1.06 \text{ m}$$

$$e/2 = 5.30 \text{ m}$$



Σχήμα 2.17: Ζώνες στέγης

Οι επιφάνειες των ζωνών είναι:

$$A_F = 2.81 \text{ m}^2 \quad 1 \text{ m} < A_F < 10 \text{ m}^2$$

$$A_G = 5.62 \text{ m}^2 \quad 1 \text{ m} < A_G < 10 \text{ m}^2$$

$$A_H = 44.94 \text{ m}^2 \quad > 10 \text{ m}^2$$

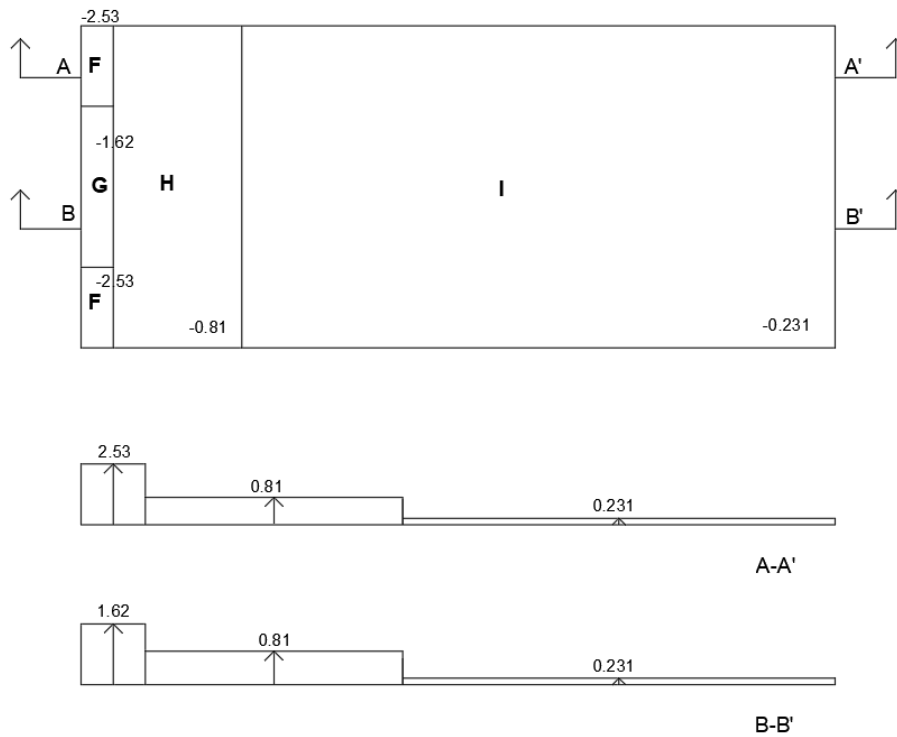
$$A_I = 207.23 \text{ m}^2 \quad > 10 \text{ m}^2$$

Σύμφωνα με το Σχήμα 2.14, για τις ζώνες F και G ο  $c_{pe}$  προσδιορίζεται από τη σχέση  $c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \log A$ , ενώ για τις H και I είναι  $c_{pe} = c_{pe,10}$ . Από τον Πίνακα 2.5 για τύπο οριζόντιας στέγης με αιχμηρά άκρα, προκύπτουν με γραμμική παρεμβολή οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης, στη συνέχεια υπολογίζονται οι εξωτερικές πιέσεις του ανέμου και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον πίνακα και τα σχήματα που παρατίθενται παρακάτω.

Πίνακας 2.7: Εξωτερικές πιέσεις στην στέγη

Ζώνες		F	G	H	I
Στέγη	$c_{pe}$	-2.19	-1.4	-0.7	-0.2
	$q_p$	1.157			
	$w_e$	-2.53	-1.62	-0.81	-0.231





Σχήμα 2.18: Εξωτερικές πιέσεις στη στέγη για διεύθυνση ανέμου  $\theta = 0^\circ$

- Για το δώμα

$$e = \min(b, 2h) = \min(4.05, 2 \cdot 2.50) = 4.05 \text{ m}$$

Είναι  $e < d = 4.50 \text{ m}$

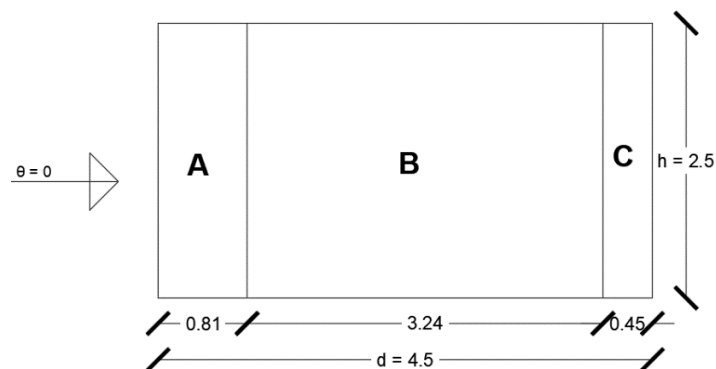
$$h/d = 2.50/4.50 = 0.56 > 0.5$$

Άρα, σύμφωνα με το Σχήμα 2.13 θα ληφθούν ζώνες A, B, C με αντίστοιχα μήκη :

$$e/5 = 0.81 \text{ m}$$

$$4e/5 = 3.24 \text{ m}$$

$$d - e = 0.45 \text{ m}$$



Σχήμα 2.19: Ζώνες δώματος

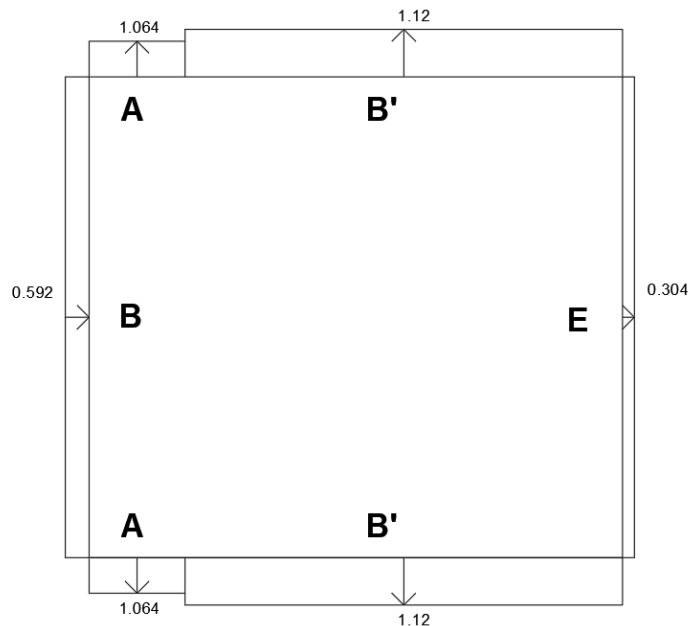
Οι επιφάνειες των ζωνών είναι:

$$\begin{aligned}
 A_A &= 2.025 \text{ m}^2 & 1 \text{ m} < A_A < 10 \text{ m}^2 \\
 A_B &= 8.10 \text{ m}^2 & 1 \text{ m} < A_B < 10 \text{ m}^2 \\
 A_C &= 1.125 \text{ m}^2 & A_C < 1 \text{ m}^2 \\
 A_D = A_E &= 10.125 \text{ m}^2 & > 10 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Σύμφωνα με το Σχήμα 2.14, για τις ζώνες A και B ο  $c_{pe}$  προσδιορίζεται από τη σχέση  $c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10})\log A$ , ενώ για την C είναι  $c_{pe} = c_{pe,10}$ . Από τον Πίνακα 2.4 προκύπτουν με γραμμική παρεμβολή οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης, στη συνέχεια υπολογίζονται οι εξωτερικές πιέσεις του ανέμου και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον πίνακα και τα σχήματα που παρατίθενται παρακάτω. Επισημαίνεται ότι, επειδή οι ζώνες A και C είναι πολύ μικρές, για απλοποίηση διατηρείται η A, αλλά για το υπόλοιπο μήκος λαμβάνεται ενιαία B' με το συντελεστή της C, που είναι δυσμενέστερος.

Πίνακας 2.8: Εξωτερικές πιέσεις στο δώμα

Ζώνες		A	B'	D	E
$z_e = 2.50$	$c_{pe}$	-1.33	-1.4	+0.74	-0.38
	$q_p$	0.8			
	$w_e$	-1.064	-1.12	+0.592	-0.304



Σχήμα 2.20: Εξωτερικές πιέσεις στο δώμα για διεύθυνση ανέμου  $\theta = 0^\circ$

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

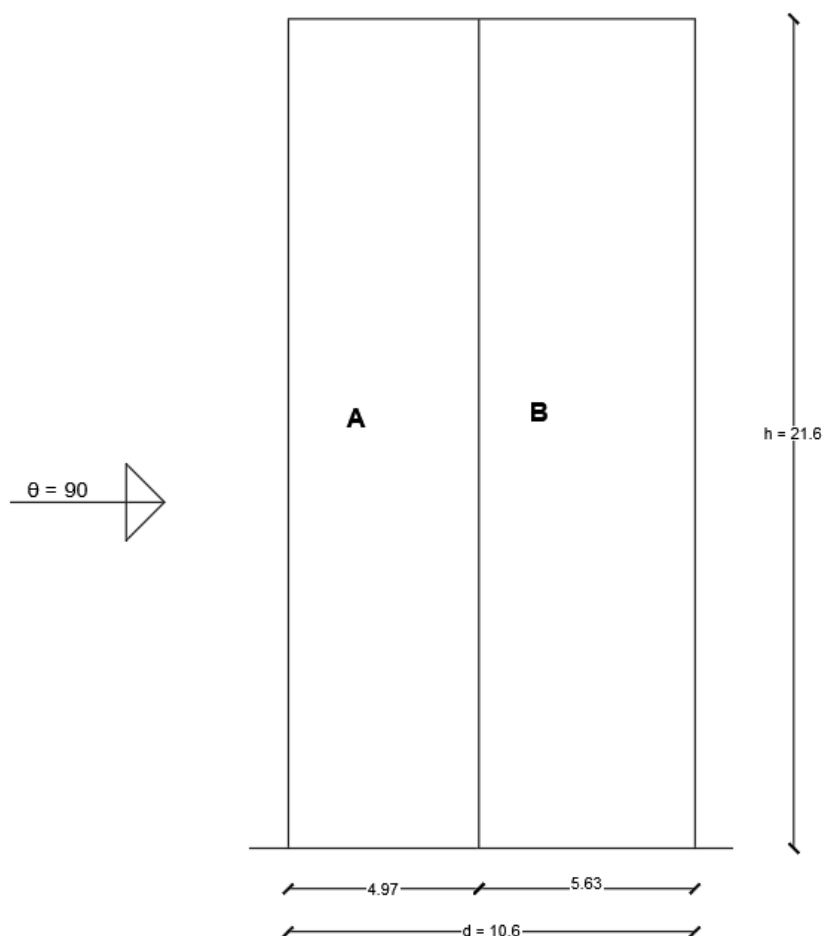
- Για τους τοίχους

$$e = \min(b, 2h) = \min(24.85, 2 \cdot 21.60) = 24.85 \text{ m}$$

Είναι  $e > d = 10.60 \text{ m}$

$$h/d = 2.04 > 0.5$$

Άρα, σύμφωνα με το Σχήμα 2.13 θα ληφθούν ζώνες A, B με αντίστοιχα μήκη :  
 $e/5 = 4.97 \text{ m}$   
 $d - e/5 = 5.63 \text{ m}$



Σχήμα 2.21: Όψη ζωνών κτιρίου

Οι επιφάνειες των ζωνών είναι:

$$A_A = 107.35 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

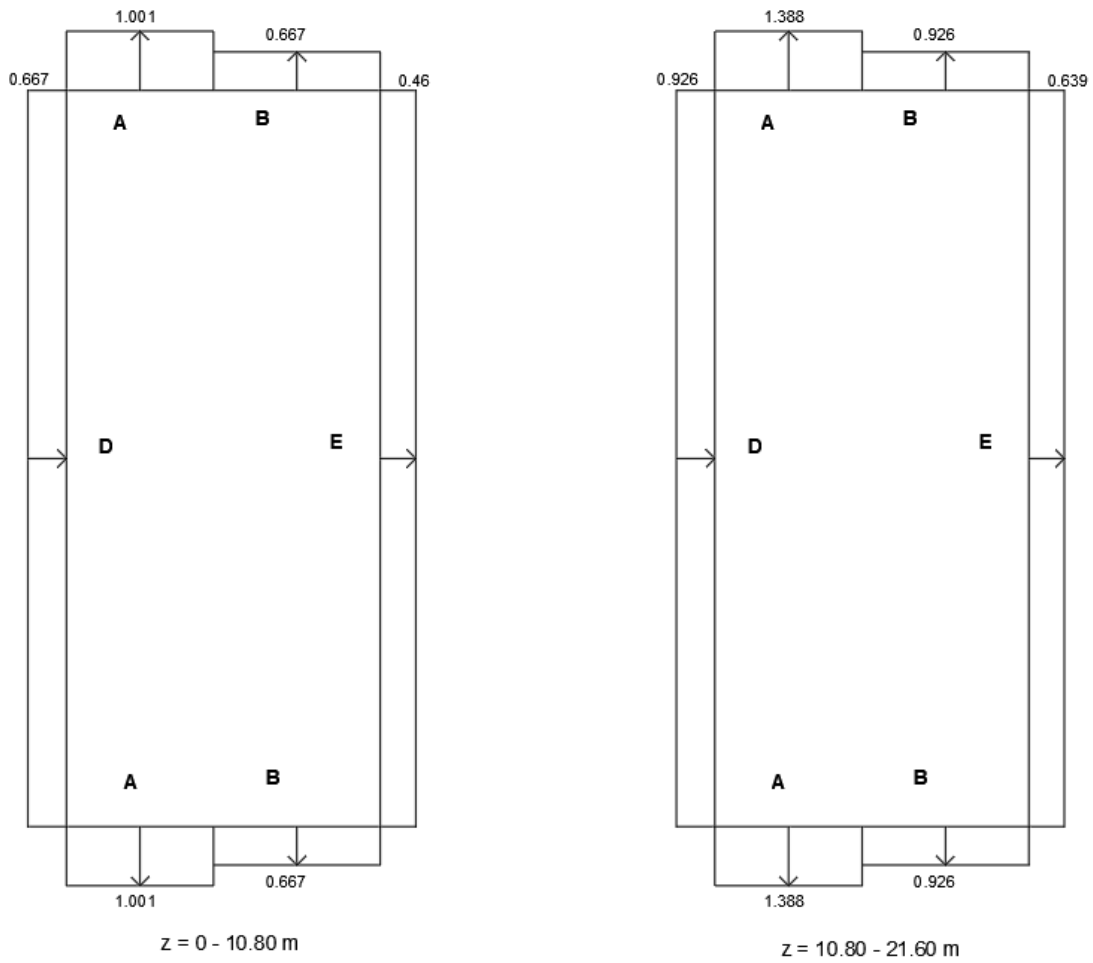
$$A_B = 121.61 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$A_D = A_E = 536.76 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

Άρα, σύμφωνα με το Σχήμα 2.14  $c_{pe} = c_{pe,10}$ .

Πίνακας 2.9: Εξωτερικές πιέσεις στους τοίχους

Ζώνες		A	B	D	E	
Τοίχοι		$c_{pe}$	-1.2	-0.8	+0.8	-0.552
$z_e$	10.80	$q_p$	0.834			
		$w_e$	-1.001	-0.667	+0.667	-0.46
	21.60	$q_p$	1.157			
		$w_e$	-1.388	-0.926	+0.926	-0.639



Σχήμα 2.22: Εξωτερικές πιέσεις στους τοίχους για διεύθυνση ανέμου  $\theta = 90^\circ$

- Για τη στέγη

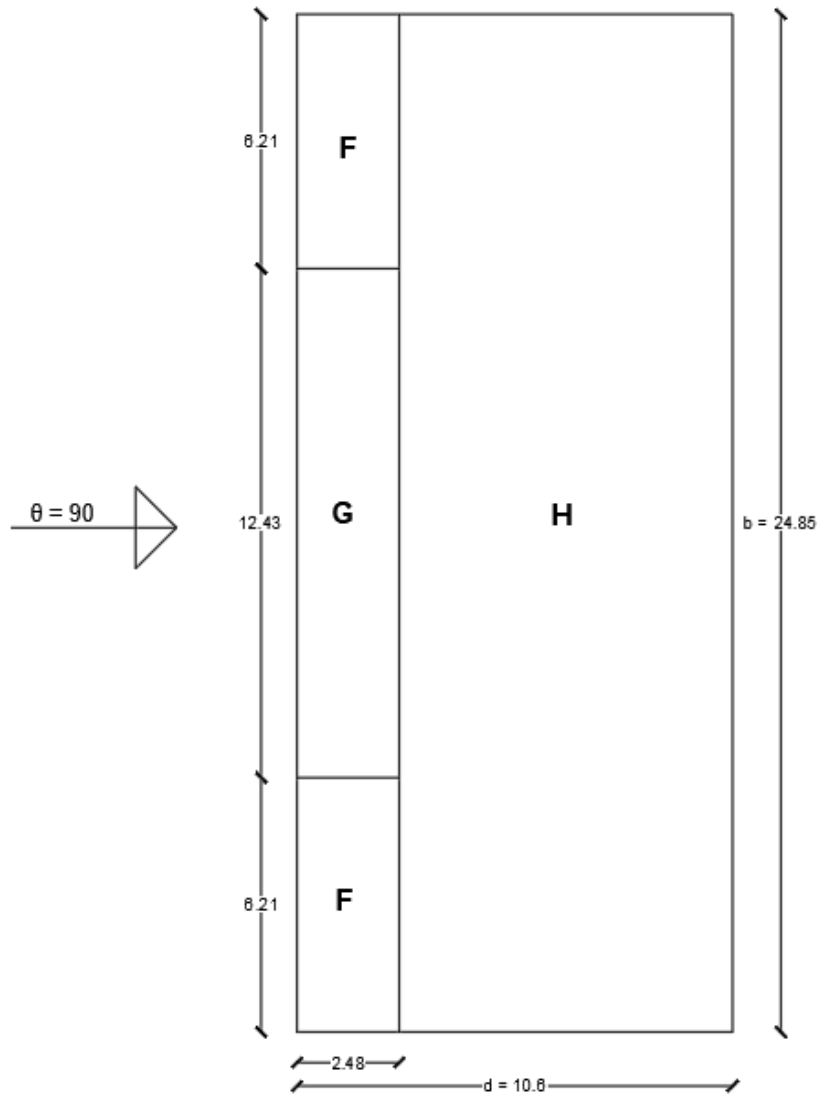
$$e = \min(b, 2h) = 24.85 \text{ m}$$

Σύμφωνα με το Σχήμα 2.13 θα ληφθούν ζώνες F, G, H χρησιμοποιώντας τα μήκη:

$$e/4 = 6.21 \text{ m}$$

$$e/10 = 2.485 \text{ m}$$

$$e/2 = 12.425 \text{ m}$$



Σχήμα 2.23: Ζώνες στέγης

Οι επιφάνειες των ζωνών είναι:

$$A_F = 15.43 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

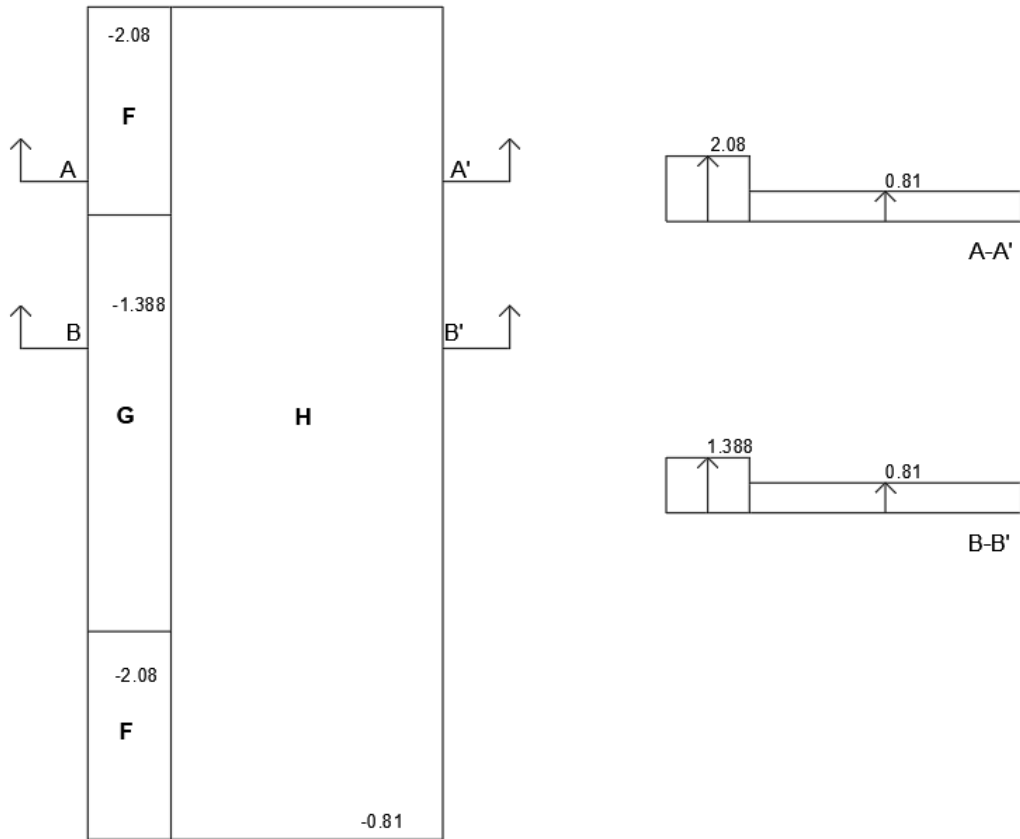
$$A_G = 30.89 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$A_H = 201.66 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

Όμοια με πριν, προσδιορίζονται οι κατάλληλοι συντελεστές, προσδιορίζονται οι εξωτερικές πιέσεις του ανέμου και στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα.

Πίνακας 2.10: Εξωτερικές πιέσεις στη στέγη

Ζώνες		F	G	H
Στέγη	$c_{pe}$	-1.8	-1.2	-0.7
	$q_p$	1.157		
	$w_e$	-2.08	-1.388	-0.81



Σχήμα 2.24: Εξωτερικές πιέσεις στη στέγη για διεύθυνση ανέμου  $\theta = 90^\circ$

- Για το δώμα

$$e = \min(b, 2h) = \min(4.50, 2 \cdot 2.50) = 4.50 \text{ m}$$

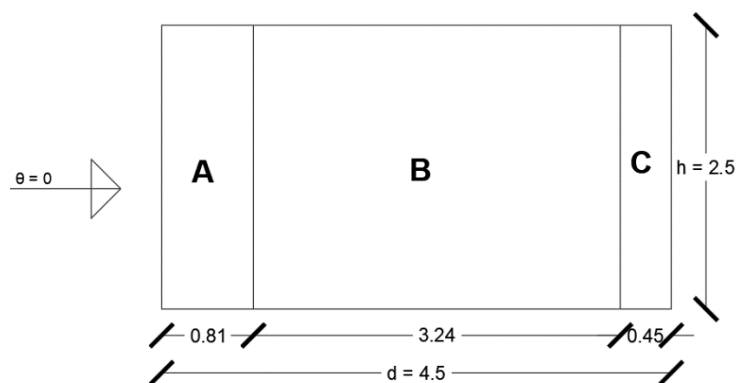
Είναι  $e > d = 4.05 \text{ m}$

$$h/d = 2.50/4.05 = 0.62 > 0.5$$

Άρα, σύμφωνα με το Σχήμα 2.12 θα ληφθούν ζώνες A, B με αντίστοιχα μήκη :

$$e/5 = 0.9 \text{ m}$$

$$d - e = 3.15 \text{ m}$$



Σχήμα 2.25: Ζώνες δώματος

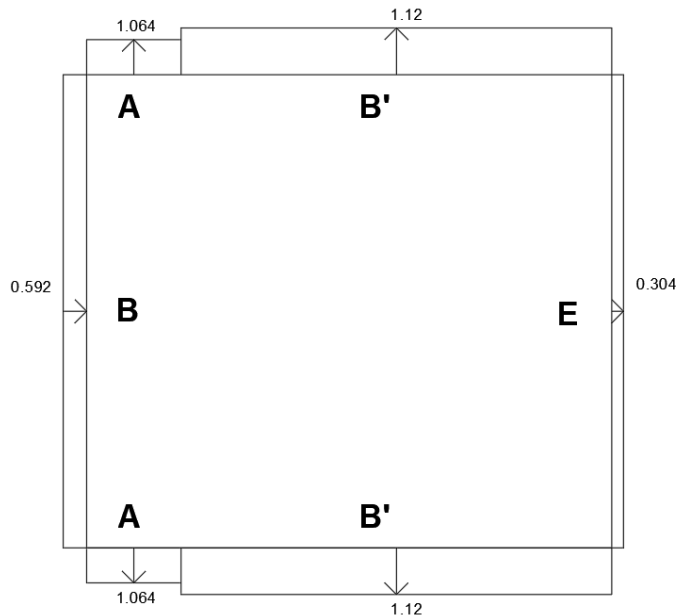
Οι επιφάνειες των ζωνών είναι:

$$\begin{aligned} A_A &= 2.25 \text{ m}^2 & 1 \text{ m} < A_A < 10 \text{ m}^2 \\ A_B &= 7.875 \text{ m}^2 & 1 \text{ m} < A_B < 10 \text{ m}^2 \\ A_D = A_E &= 11.25 \text{ m}^2 & > 10 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Σύμφωνα με το Σχήμα 2.14, για τις ζώνες Α και Β ο  $c_{pe}$  προσδιορίζεται από την σχέση  $c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10})\log A$ . Στη συνέχεια, υπολογίζονται οι εξωτερικές πιέσεις του ανέμου και τα αποτελέσματα δίνονται στον πίνακα και τα σχήματα που παρατίθενται παρακάτω.

Πίνακας 2.11: Εξωτερικές πιέσεις στο δώμα

Ζώνες		A	B	D	E
$z_e = 2.50$	$c_{pe}$	-1.33	-1.21	+0.75	-0.40
	$q_p$	0.8			
	$w_e$	-1.064	-0.968	+0.60	-0.32



Σχήμα 2.26: Εξωτερικές πιέσεις στο δώμα για διεύθυνση ανέμου  $\theta = 90^\circ$

## 2.4.2 Εσωτερικές πιέσεις

Οι συντελεστές εσωτερικής πίεσης  $c_{pi}$  δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εσωτερικές επιφάνειες των κτιρίων. Εξαρτώνται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στην συνολική επιφάνεια του κτιρίου.

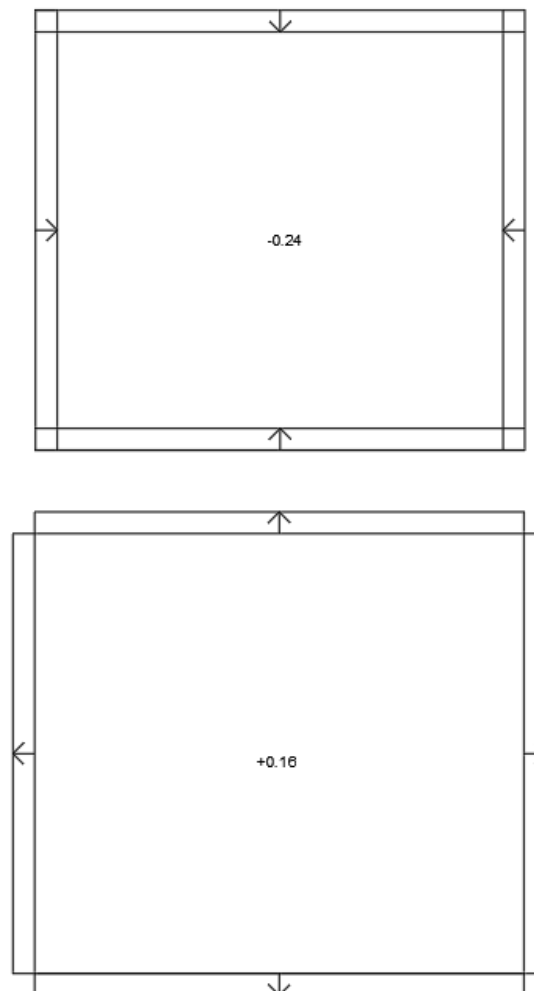
Η συγκεκριμένη κατασκευή δε διαθέτει δεσπόζουσα πλευρά, δηλαδή πλευρά που να έχει περισσότερα ανοίγματα από τις άλλες, και δεν είναι εύκολος ο ακριβής προσδιορισμός του ποσοστού των ανοιγμάτων. Επομένως, ως συντελεστής πίεσης λαμβάνεται η δυσμενέστερη τιμή από + 0.2 και - 0.3. Δυσμενέστερη είναι η κατάσταση στην οποία αθροίζονται οι δυνάμεις από τις εσωτερικές και τις εξωτερικές πιέσεις. Στη δεδομένη εργασία λήφθηκαν υπόψη και οι δύο περιπτώσεις φόρτισης (+ 0.2, - 0.3) και συνδυάστηκαν με τις εξωτερικές πιέσεις. Οι εσωτερικές πιέσεις του ανέμου, λοιπόν, και για τις δύο διευθύνσεις του, δίνονται από την σχέση:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad , \quad (2.11)$$

Τα αποτελέσματα των υπολογισμών δίνονται παρακάτω για τους τοίχους, την στέγη και το δώμα του κτιρίου.

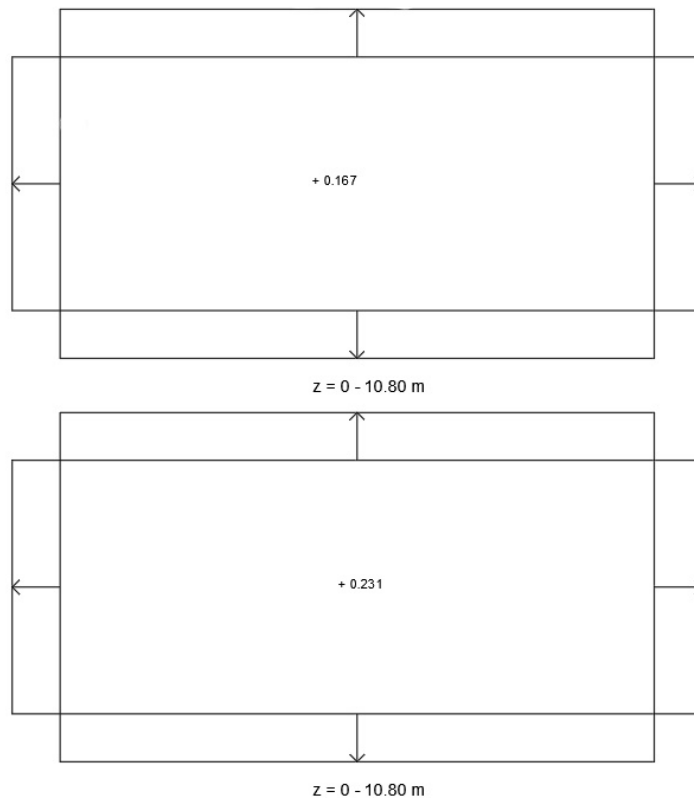
Πίνακας 2.12: Εσωτερικές πιέσεις στους τοίχους και την στέγη

Τοίχοι		$c_{pi}$	+0.2	-0.3
$z_i$	10,8	$q_p$	0.834	0.834
		$w_i$	+0.167	-0.25
	21,6	$q_p$	1.157	1.157
		$w_i$	+0.231	-0.347
Στέγη		$c_{pi}$	+0.2	-0.3
$z_i$	21,6	$q_p$	1.157	1.157
		$w_i$	+0.231	-0.347

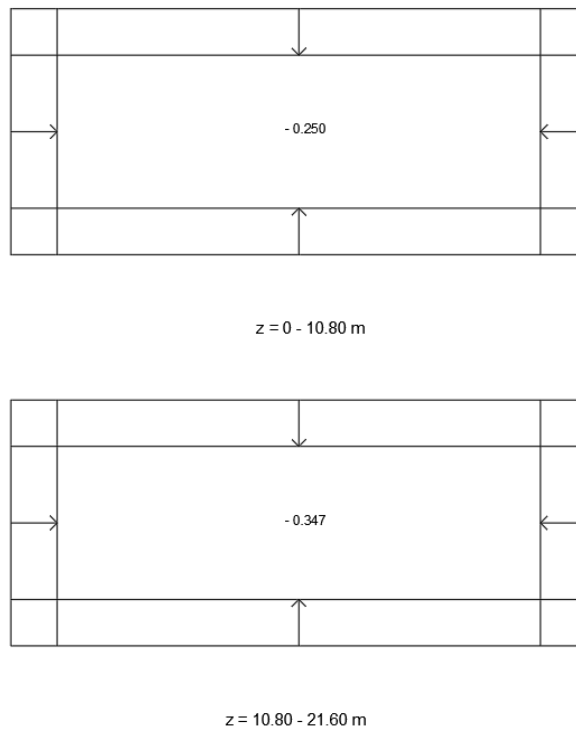


Σχήμα 2.27: Εσωτερικές πιέσεις στο δώμα για  $c_{pe}$  +0.2 και -0.3





Σχήμα 2.28: Εσωτερικές πιέσεις στους τοίχους και την στέγη για  $c_{pe} + 0.2$



Σχήμα 2.29: Εσωτερικές πιέσεις στους τοίχους και την στέγη για  $c_{pe} - 0.3$

## 2.5 Σεισμικές δράσεις

Κατά την διάρκεια ενός σεισμού, δεν ασκούνται δυνάμεις άμεσα στην κατασκευή, αλλά ανακυκλιζόμενες μετακινήσεις στην βάση της που είναι θεμελιωμένη στο έδαφος, εκτοπίζοντας την από τη θέση ισορροπίας της και υποβάλλοντάς την σε εξαναγκασμένη ταλάντωση. Η μάζα του έργου λόγω της αδράνειας της, δεν ταλαντώνεται με τον ίδιο τρόπο με την βάση, με αποτέλεσμα αυτό να παραμορφώνεται και να προκύπτουν εσωτερικές εντάσεις. Έτσι χρησιμοποιείται τελικά το ισοδύναμο σύστημα της κατασκευής όπου δεν κινείται η βάση της (έδαφος), αλλά ασκείται δύναμη στην μάζα (πλάκες για κτίρια, οδοστρώματα για γέφυρες κλπ). Οι σεισμικές δράσεις θεωρούνται τυχηματικές και δε συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δε συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου.

Οι σεισμικές δράσεις υπολογίστηκαν σύμφωνα με τον EN1998-1 [14]. Με την βοήθεια του προγράμματος έγινε ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης με χρήση της μεθόδου CQC για την επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων.

### Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας και εδαφική επιτάχυνση

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

Πίνακας 2.13: Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

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

Για την παρούσα κατασκευή γίνεται η θεώρηση πως βρίσκεται στη Ζώνη I (περιοχή Αττικής), οπότε  $a_{gR} = 0.16$  και  $A = 0.16g$ .

### Κατηγορία σπουδαιότητας

Για κατασκευές μεγάλης αξίας ή σπουδαιότητας η εδαφική επιτάχυνση πολλαπλασιάζεται με τον συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_I$ . Με αυτόν τον τρόπο ο αντισεισμικός σχεδιασμός σημαντικών κατασκευών γίνεται για ισχυρότερο σεισμό που συμβαίνει σπανιότερα, δηλαδή για σεισμό με μεγαλύτερη περίοδο αναφοράς ( $T_R = 1000$  ή  $2000$  χρόνια), η οποία αντιστοιχεί σε μικρότερη πιθανότητα υπέρβασης της εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού ή/και σε μεγαλύτερη διάρκεια ζωής της κατασκευής (Ψυχάρης I., (2016) [6]). Έτσι, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού ισούται με  $\gamma_I \cdot a_{gR}$ . Στον ΕΚ8, η τιμή αυτή συμβολίζεται με  $a_g$ , δηλαδή,

$$\alpha_g = \gamma_I \cdot \alpha_{gR} \quad , \quad (2.12)$$

Πίνακας 2.14: Συντελεστής σπουδαιότητας

Κατηγορία σπουδαιότητας		Συντελεστής σπουδαιότητας
I	(μικρή σπουδαιότητα)	0.8
II	(συνήθης σπουδαιότητα)	1.0
III	(μεγάλη σπουδαιότητα)	1.2
IV	(πολύ μεγάλη σπουδαιότητα)	1.4

Η παρούσα κατασκευή θεωρείται σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια) και με βάση τα προηγούμενα,  $a_g = 1.6 \text{ m/s}^2$ .

### Κατηγορία εδάφους

Η τιμή  $a_g$  αντιστοιχεί σε βραχώδες ή πολύ σκληρό έδαφος. Σύμφωνα με τον ΕΚ8, σε μαλακά εδάφη η τιμή πρέπει να επαυξάνεται με τον συντελεστή εδάφους  $S$ , ανάλογα με την κατηγορία εδάφους (Πίνακας 2.15).

Πίνακας 2.15: Συντελεστής εδάφους και χαρακτηριστικές περιόδους φάσματος σχεδιασμού σύμφωνα με τον ΕΚ8

Κατηγορία εδάφους	$S$	$T_B$ (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

Η κατηγορία εδάφους πάνω στην οποία δομείται το έργο είναι η Β.

### Συντελεστής συμπεριφοράς

Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Μέγιστες τιμές του συντελεστή  $q$  δίνονται παρακάτω (Πίνακας 2.16), ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές αυτές ισχύουν εφόσον για τον σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος (πρώτη πλαστική άρθρωση) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με τη δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων.

Πίνακας 2.16: Τιμές συντελεστή συμπεριφοράς  $q$

Στατικό προσομοίωμα	Κατηγορία πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
A) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	6
B) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα		
Διαγώνιοι σύνδεσμοι	4	4
Σύνδεσμοι μορφής V	2	2.5
Γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	6
Για Χαμηλή Κατηγορία πλαστιμότητας μπορεί να λαμβάνεται $q = 1.5$ χωρίς την απαίτηση πραγματοποίησης ικανοτικών ελέγχων.		

Επιλέγεται Κατηγορία Πλαστιμότητας Μέτρια (ΚΠΜ) και επομένως λαμβάνεται  $q = 4$ .

### Απόσβεση κατασκευής και φάσμα σχεδιασμού

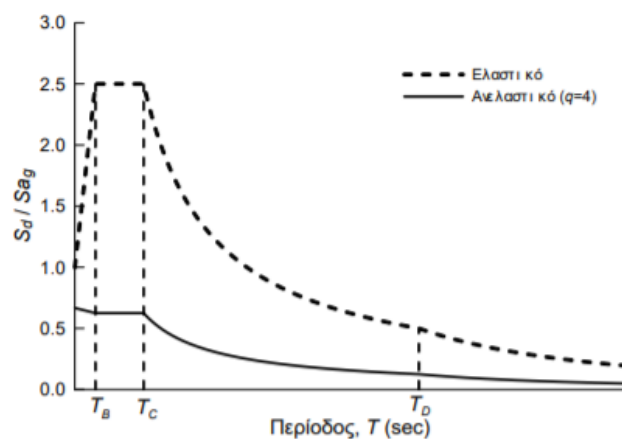
Ο συντελεστής απόσβεσης  $\zeta$  είναι καθαρός αριθμός και μπορεί να υπολογιστεί πειραματικά. Εξαρτάται κυρίως από το υλικό της κατασκευής και για συνήθεις κατασκευές είναι πάντοτε μικρότερος της μονάδας. Οι τιμές του δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 2.17: Συνήθεις τιμές απόσβεσης των κατασκευών

Περιγραφή κατασκευής	$\zeta$ (%)
Οπλισμένο σκυρόδεμα	3-5
Προεντεταμένο σκυρόδεμα	2-3
Μεταλλικές κατασκευές με συγκολλητές συνδέσεις	2-3
Μεταλλικές κατασκευές με κοχλιωτές συνδέσεις	5-7

Η συγκεκριμένη κατασκευή είναι μεταλλική με κοχλιωτές συνδέσεις, οπότε επιλέγεται  $\zeta = 5\%$ .

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού  $S_d(T)$ , με βάση τον ΕΚ8, ορίζεται ως εξής:



Σχήμα 2.30: Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού ΕΚ 8 για  $q = 4$  και αντίστοιχο ελαστικό φάσμα

Συγκεκριμένα, για τις διάφορες χαρακτηριστικές περιοχές του φάσματος ισχύουν οι εξής σχέσεις:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

όπου:

$S_d(T)$  η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

$T$  η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελεύθερης κίνησης

$a_g$  η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας Α

$T_B$  η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

$T_C$  η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

$T_D$  η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος

$S$  ο συντελεστής εδάφους

$q$  ο συντελεστής συμπεριφοράς

$\beta$  ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, συνιστώμενη τιμή  $\beta = 0,2$ .

## Εφαρμογή στο μοντέλο της κατασκευής

Συγκεντρωτικά, τα χαρακτηριστικά του σεισμού που εισήχθησαν στο πρόγραμμα, ώστε να προκύψουν οι σεισμικές δράσεις είναι τα εξής:

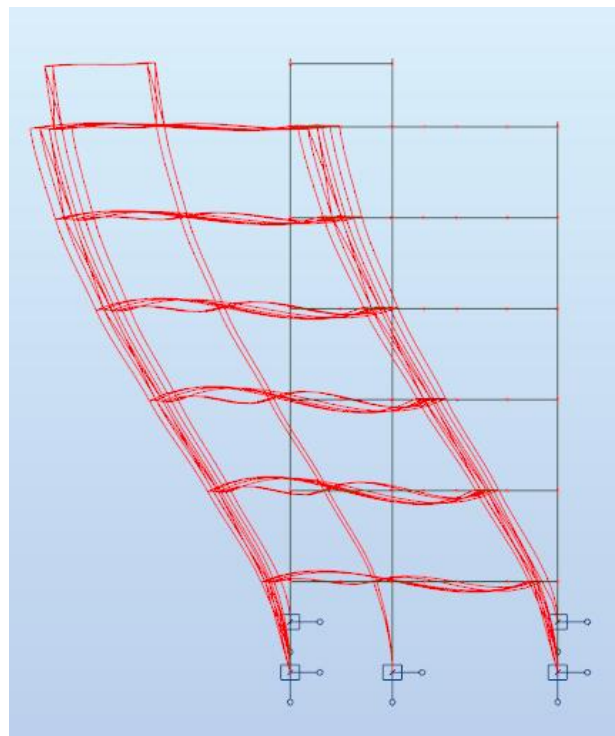
- Εδαφική επιτάχυνση  $a_{gR} = 0.16g$
- Κατηγορία σπουδαιότητας II
- Κατηγορία εδάφους B
- Απόσβεση  $\zeta = 5\%$ .

Το κτίριο λειτουργεί ως πλαίσιο σε σεισμό κατά Y, ενώ στη διεύθυνση X ο σεισμός παραλαμβάνεται από τους χιαστί συνδέσμους. Η δεσπόζουσα ιδιομορφή του σεισμού κατά Y είναι η 1<sup>η</sup> με ιδιοπερίοδο  $T = 1.58 \text{ s}$  και δεσπόζουσα ιδιομορφική μάζα 77.55%. Αντίστοιχα, για την διεύθυνση X,  $T = 1.26 \text{ s}$  και δεσπόζουσα ιδιομορφική μάζα 78.57%. Για να επιτευχθεί το 90% και για τις δύο διευθύνσεις ζητήθηκαν από το πρόγραμμα 20 ιδιομορφές, όμως όπως φαίνεται στον Πίνακα 2.18 παρακάτω, θα μπορούσαν να είχαν χρησιμοποιηθεί λιγότερες. Αξίζει να σημειωθεί ότι, η μάζα που συμμετέχει στον σεισμό προκύπτει από το σύνολο των μονίμων φορτίων και των κινητών, τα τελευταία όμως πολλαπλασιασμένα με τον μειωτικό συντελεστή  $\psi = 0.3$ . Επίσης, τονίζεται ότι, υπέρ της ασφαλείας, σε κάθε φάτνωμα λειτουργεί μόνο η εφελκόμενη διαγώνιος, ενώ η θλιβόμενη στο πρόγραμμα εισήχθη ως «inactive».

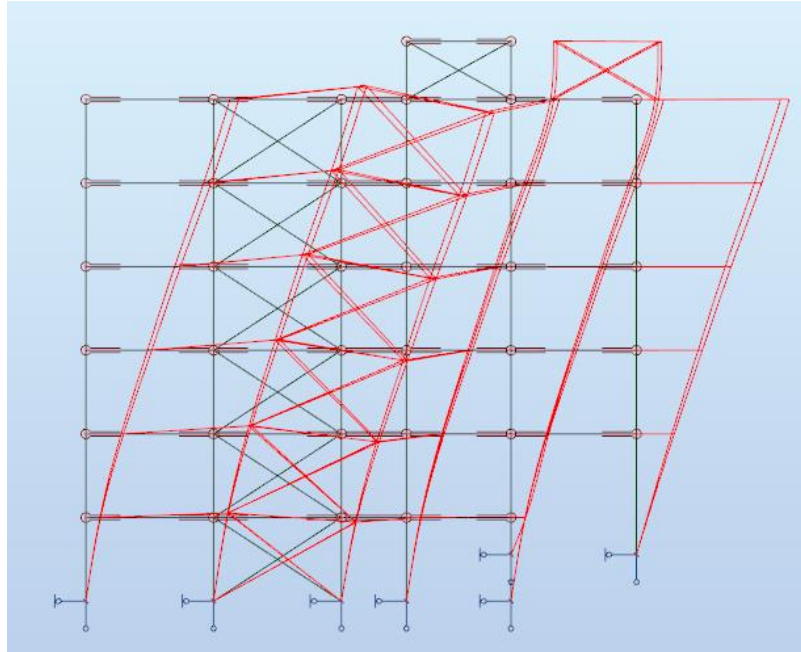
Πίνακας 2.18: Πίνακας αποτελεσμάτων δυναμικής ανάλυσης

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ΔΙΟΜΟΡΦΗ	ΣΥΧΝΟΤΗΤΑ (Hz)	ΠΕΡΙΟΔΟΣ (sec)	ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ.UX (%)	ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ.UY (%)	ΤΡΕΧ.ΜΑΖ.UX (%)	ΤΡΕΧ.ΜΑΖ.UY (%)
59/ 1	0,63	1,58	0,00	77,55	0,00	77,55
59/ 2	0,78	1,28	16,10	78,42	16,10	0,87
59/ 3	0,79	1,26	78,57	78,60	62,47	0,18
59/ 4	2,06	0,49	78,57	89,17	0,00	10,57
59/ 5	2,31	0,43	92,43	89,17	13,86	0,00
59/ 6	2,43	0,41	92,44	89,47	0,01	0,30
59/ 7	3,58	0,28	92,44	89,47	0,00	0,00
59/ 8	3,88	0,26	92,44	89,47	0,00	0,00
59/ 9	3,92	0,26	92,51	93,53	0,07	4,06
59/ 10	3,95	0,25	92,92	93,55	0,41	0,02
59/ 11	3,96	0,25	96,27	93,63	3,36	0,08
59/ 12	4,06	0,25	96,27	93,63	0,00	0,00
59/ 13	4,10	0,24	96,27	93,63	0,00	0,00
59/ 14	4,13	0,24	96,28	93,63	0,00	0,00
59/ 15	4,25	0,24	96,28	93,63	0,00	0,00
59/ 16	4,27	0,23	96,28	93,63	0,00	0,00
59/ 17	4,32	0,23	96,28	93,63	0,00	0,00
59/ 18	4,34	0,23	96,29	93,63	0,01	0,00
59/ 19	4,42	0,23	96,29	93,63	0,00	0,00
59/ 20	4,49	0,22	96,31	93,95	0,02	0,32

Στη συνέχεια, παρουσιάζονται δύο απεικονίσεις της πρώτης και της τρίτης ιδιομορφής με μεγεθυμένη την κλίμακα των παραμορφώσεων προκειμένου να είναι ευδιάκριτες.



Σχήμα 2.31: 1<sup>η</sup> ιδιομορφή (μεταφορική) κατά τον άξονα Y



Σχήμα 2.32: 3<sup>η</sup> ιδιομορφή (μεταφορική) κατά τον άξονα X

## 2.6 Συνδυασμοί φορτίσεων

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν επ' αυτής. Οι δράσεις αυτές, πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές ασφαλείας  $\gamma$ , συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως με συντελεστές συνδυασμού  $\psi$  για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα και εξάγονται τα εντατικά μεγέθη με τα οποία γίνεται η διαστασιολόγηση του. Είναι προφανές ότι οι δράσεις που υπεισέρχονται στους συνδυασμούς επενεργούν και εκδηλώνονται ταυτόχρονα. Αυτοί οι συνδυασμοί ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 0 [7].

Οριακές ονομάζονται οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί τα κριτήρια σχεδιασμού του. Διακρίνονται σε οριακές καταστάσεις αστοχίας και οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας.

### 2.6.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας (ΟΚΑ), οι οποίες αντιστοιχούν στη μέγιστη φέρουσα ικανότητα, σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων, την ασφάλεια του φορέα και την προστασία των περιεχομένων. Οι τρόποι με τους οποίους μια κατασκευή μπορεί να φτάσει σε αυτήν την οριακή κατάσταση είναι η ανάπτυξη πλαστικών αντοχών, η απώλεια ευστάθειας, η θραύση, η κόπωση, η ανατροπή κλπ.

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που χρησιμοποιήθηκαν στην εργασία για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας, αφορούν καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές και καταστάσεις σεισμού.

Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

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

Για καταστάσεις σεισμού:

$$\Sigma G_{k,j} + P + A_{ED} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$



όπου:

"+" σημαίνει "επαλληλία με"

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

$Q_{k,i}$  χαρακτηριστική τιμή των λοιπών μεταβλητών δράσεων  $i$  που συνυπάρχουν

$A_{Ed}$  τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

$\gamma_{G,j}$  επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση  $j$

$\gamma_p$  επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση

$\gamma_{Q,i}$  επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση  $i$

$\psi_{0,i}$ ,  $\psi_{1,i}$ ,  $\psi_{2,i}$  συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας και συνδυασμού λαμβάνονται αντίστοιχα από τους Πίνακες 2.19 και 2.20 και για το έργο ισχύουν :

Για τα κινητά φορτία:  $\psi_0 = 0.7$ ,  $\psi_1 = 0.5$ ,  $\psi_2 = 0.3$

Για τα φορτία χιονιού:  $\psi_0 = 0.6$ ,  $\psi_1 = 0.3$ ,  $\psi_2 = 0$

Για τα φορτία ανέμου:  $\psi_0 = 0.6$ ,  $\psi_1 = 0.5$ ,  $\psi_2 = 0$

Πίνακας 2.19: Συντελεστές ασφαλείας

	Οριακή κατάσταση αστοχίας		Οριακές κατάσταση λειτουργικότητας	
	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση
$\gamma_G$	1.35	1.0	1.0	1.0
$\gamma_Q$	1.5	0	1.0	0

Πίνακας 2.20: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών  $\psi$  για κτιριακά έργα

Δράσεις	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια 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 κτήρια (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 κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

Διαθέτοντας όλα τα απαραίτητα στοιχεία, διαμορφώθηκαν οι συνδυασμοί των δράσεων όπως παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.21.



Πίνακας 2.21 Συνδυασμοί φορτίσεων οριακής κατάστασης αστοχίας

Αριθμός	Μόνιμα	Κινητά	Εξ. Άνεμος X	Εξ. Άνεμος Y	Εσ. Άνεμος +	Εσ. Άνεμος -	Χιόνι	Σεισμός X	Σεισμός Y
1	1,35	1,50							
2	1,35	1,50					0,90		
3	1,35	1,50	0,90		0,90				
4	1,35	1,50	0,90			0,90			
5	1,35	1,50		0,90	0,90				
6	1,35	1,50		0,90		0,90			
7	1,35	1,50	0,90		0,90		0,90		
8	1,35	1,50	0,90			0,90	0,90		
9	1,35	1,50		0,90	0,90		0,90		
10	1,35	1,50		0,90		0,90	0,90		
11	1,35		1,50		1,50				
12	1,35		1,50			1,50			
13	1,35		1,50		1,50		0,90		
14	1,35		1,50			1,50	0,90		
15	1,35	1,05	1,50		1,50				
16	1,35	1,05	1,50			1,50			
17	1,35	1,05	1,50		1,50		0,90		
18	1,35	1,05	1,50			1,50	0,90		
19	1,35			1,50	1,50				
20	1,35			1,50		1,50			
21	1,35			1,50	1,50		0,90		
22	1,35			1,50		1,50	0,90		
23	1,35	1,05		1,50	1,50				
24	1,35	1,05		1,50		1,50			
25	1,35	1,05		1,50	1,50		0,90		
26	1,35	1,05		1,50		1,50	0,90		
27	1,00		1,50		1,50				
28	1,00		1,50			1,50			
29	1,00			1,50	1,50				
30	1,00			1,50		1,50			
49	1,00	0,30						1,00	0,30
50	1,00	0,30						1,00	-0,30
51	1,00	0,30						-1,00	0,30
52	1,00	0,30						-1,00	-0,30
53	1,00	0,30						0,30	1,00
54	1,00	0,30						0,30	-1,00
55	1,00	0,30						-0,30	1,00
56	1,00	0,30						-0,30	-1,00
57	1,00	0,30							

## 2.6.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (ΟΚΛ) σχετίζονται με την απώλεια της λειτουργικότητας του κτιρίου, έτσι ελέγχεται το βέλος κάμψης υπό συχνά φορτία με καθοριστικό γνώμονα την ψυχολογία του χρήστη. Ο τρόπος με τους οποίους μπορεί να φθάσει μία κατασκευή στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι οι ρηγματώσεις, παραμορφώσεις, ταλαντώσεις κτλ.

Ο συνδυασμός σχεδιασμού που χρησιμοποιήθηκε στην συγκεκριμένη εργασία είναι ο χαρακτηριστικός συνδυασμός:

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

Οι συνδυασμοί των δράσεων για οριακή κατάσταση λειτουργικότητας παρατίθενται παρακάτω.

Πίνακας 2.22: Συνδυασμοί φορτίσεων οριακής κατάστασης λειτουργικότητας

Αριθμός	Μόνιμα	Κινητά	Εξ. Άνεμος Χ	Εξ. Άνεμος Υ	Εσ. Άνεμος +	Εσ. Άνεμος -	Χιόνι
31	1,00	1,00					
32	1,00	1,00					1,00
33	1,00	1,00	1,00		1,00		
34	1,00	1,00	1,00			1,00	
35	1,00	1,00		1,00	1,00		
36	1,00	1,00		1,00		1,00	
37	1,00	1,00	1,00		1,00		1,00
38	1,00	1,00	1,00			1,00	1,00
39	1,00	1,00		1,00	1,00		1,00
40	1,00	1,00		1,00		1,00	1,00
41	1,00		1,00		1,00		
42	1,00		1,00			1,00	
43	1,00		1,00		1,00		1,00
44	1,00		1,00			1,00	1,00
45	1,00			1,00	1,00		
46	1,00			1,00		1,00	
47	1,00			1,00	1,00		1,00
48	1,00			1,00		1,00	1,00

## 3 Έλεγχος και διαστασιολόγηση μελών

### 3.1 Γενικά

Η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος των μελών της κατασκευής γίνεται τόσο για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας, όσο και για τις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας. Οι απαιτούμενοι αυτοί έλεγχοι έγιναν με την βοήθεια του στατικού προγράμματος Robot Structural Analysis Professional με βάση τον EN1993-1-1 [11]. Αξίζει να σημειωθεί ότι, κάθε μέλος δεν διαστασιολογήθηκε μεμονωμένα, αλλά δημιουργήθηκαν ομάδες μελών (groups), έτσι ώστε να μην προκύψει πληθώρα διαφορετικών διατομών που θα καθιστούσαν την κατασκευή περίπλοκη και αντιοικονομική. Εξαιρέση αποτελούν οι δευτερεύουσες δοκοί και η σύμμικτη πλάκα. Οι δευτερεύουσες δοκοί διαστασιολογήθηκαν με χρήση του προγράμματος ABC ArcelorMittal Beams Calculator, ενώ η σύμμικτη πλάκα αναλύθηκε με την βοήθεια του προγράμματος SymDeck Designer 2.

Οι διατομές επιλέχθηκαν με επαναληπτικές διαδικασίες ανάλυσης και διαστασιολόγησης, ώστε να επαρκούν έναντι των δεδομένων ελέγχων, τόσο σε επίπεδο διατομής, όσο και σε επίπεδο μέλους. Επίσης, έγινε προσπάθεια να επιτευχθεί μεγαλύτερη δυνατή εκμετάλλευσή των μελών, ώστε η κατασκευή στο σύνολό της να είναι οικονομική. Κατά την διάρκεια των επαναλήψεων έγιναν αρκετές αλλαγές στο μοντέλο προσομοίωσης, με στόχο τη βελτιστοποίηση της απόκρισης της κατασκευής έναντι των επιβαλλόμενων φορτίων.

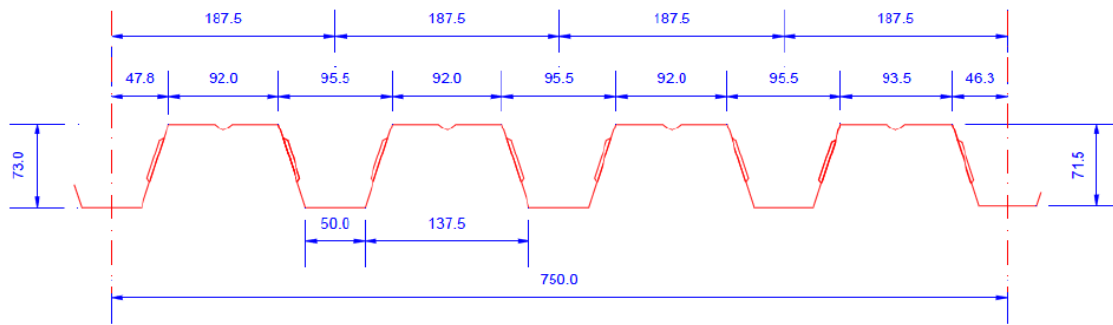
### 3.2 Διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας

Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Η χρήση τους σε μεταλλικά κτίρια είναι ευρέως διαδεδομένη λόγω των πλεονεκτημάτων που έχουν σε σχέση με τις συνήθεις πλάκες από σκυρόδεμα:

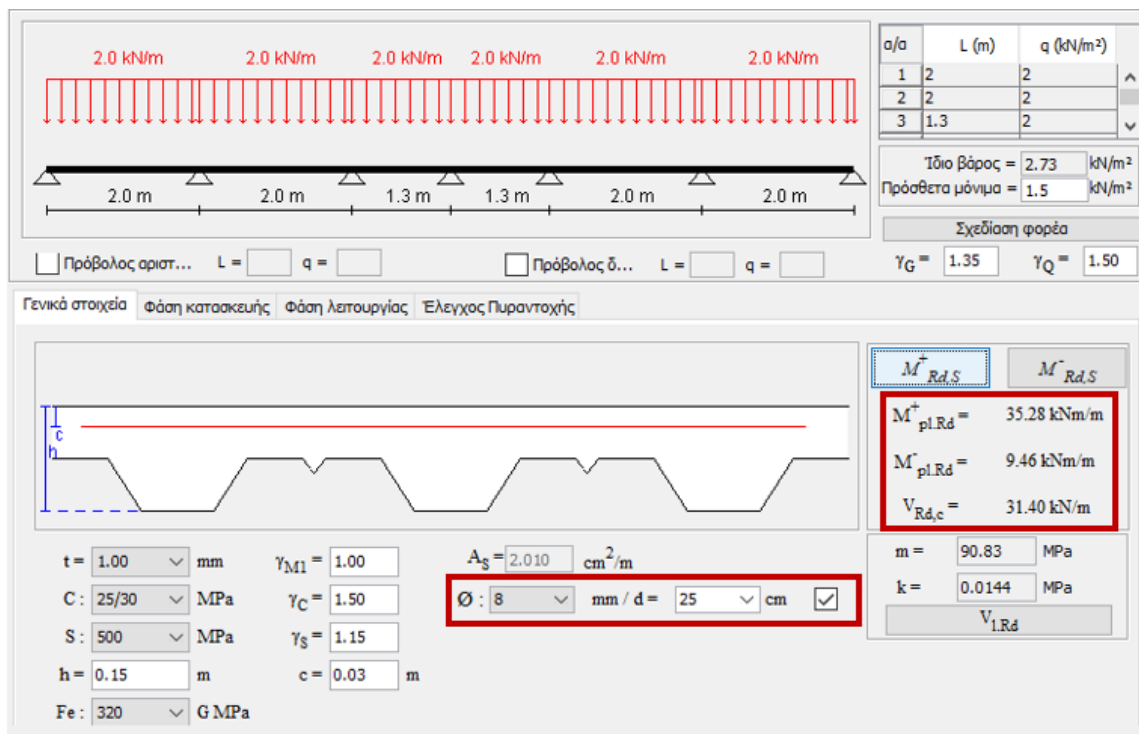
- Μικρότεροι χρόνοι κατασκευής
- Επίτευξη μεγαλύτερων ανοιγμάτων
- Αποφυγή χρήσης ξυλοτύπων
- Επίτευξη μεγαλύτερων στατικών υψών

Τα χαλυβδόφυλλα χρησιμεύουν στη φάση κατασκευής ως τύπος για το έγχυτο σκυρόδεμα. Κατά την φάση αυτήν, το χαλυβδόφυλλο φέρει το ίδιο βάρος του, το βάρος του νωπού σκυροδέματος και τα φορτία διάστρωσης. Το φορτίο διάστρωσης κατά τον EN1994-1-1 [13] είναι ένα ομοιόμορφα κατανομημένο φορτίο  $0.75 \text{ kN/m}^2$  σε όλη την επιφάνεια της πλάκας και ένα κινητό  $0.75 \text{ kN/m}^2$ , το οποίο δρα σε επιφάνεια  $3 \times 3 \text{ m}^2$ . Στη συγκεκριμένη εργασία, για λόγους απλότητας, επιλέχθηκε και τα δύο φορτία διάστρωσης να ασκούνται σε ολόκληρη την επιφάνεια. Στην φάση λειτουργίας, τα χαλυβδόφυλλα χρησιμεύουν ως οπλισμός της πλάκας, η οποία αφού έχει σκληρυνθεί το σκυρόδεμα λειτουργεί ως σύμμικτη και παραλαμβάνει τα κινητά και τα πρόσθετα μόνιμα φορτία.

Οι αλακώσεις του χαλυβδόφυλλου τοποθετούνται κάθετα στην διεύθυνση των δευτερευουσών δοκών. Επιλέγεται να είναι συνεχές και να στηρίζεται στις δευτερεύουσες δοκούς, οπότε επιλύεται ως συνεχής δοκός έξι ανοιγμάτων. Παρακάτω παρατίθεται το στατικό μοντέλο της σύμμικτης πλάκας συνολικού πάχους  $h = 150 \text{ mm}$  ( $h_p = 73 \text{ mm}$ ,  $h_c = 77 \text{ mm}$ ) με χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 της Έλαστρον (Σχήμα 3.1), καθώς και οι έλεγχοι στη φάση κατασκευής και λειτουργίας.

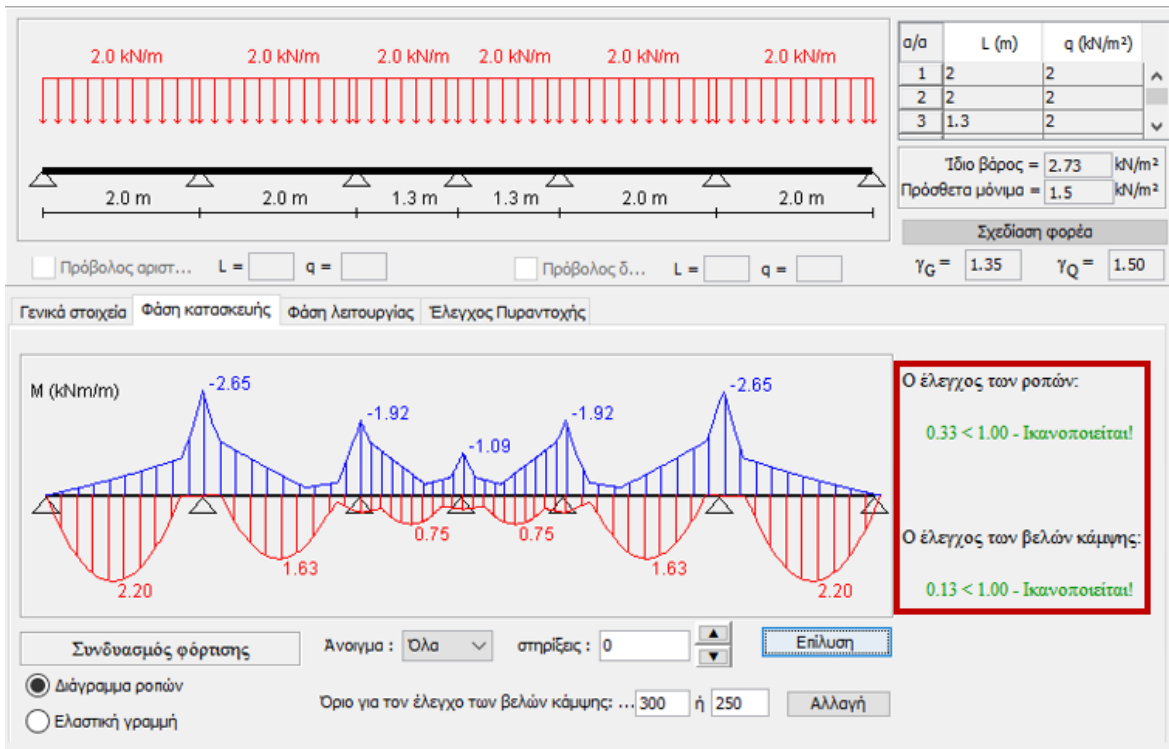


Σχήμα 3.1: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73



Σχήμα 3.2: Στατικό μοντέλο σύμμικτης πλάκας πολλών ανοιγμάτων

Εντός του  $h_c$  του σκυροδέματος είναι απαραίτητο να τοποθετηθεί διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός ελαχίστου εμβαδού  $80 \text{ mm}^2/\text{m}$  ανά κατεύθυνση. Η απόσταση μεταξύ των ράβδων δεν πρέπει να υπερβαίνει το  $\min(2h; 350 \text{ mm}) = 300 \text{ mm}$ . Παράλληλα, προκειμένου να περιοριστεί η ρηγμάτωση, προβλέπεται πρόσθετος οπλισμός πλάκας στις περιοχές αρνητικών ροπών. Ο οπλισμός αυτός τοποθετείται πάνω από τις στηρίξεις και για μήκος ίσο με  $1.2 \text{ m}$  εκατέρωθεν αυτών. Το ποσοστό του πρόσθετου οπλισμού είναι  $\rho = 0.2\%$ , εφόσον δεν υπάρχει προσωρινή υποστήριξη, ενώ στις περιοχές των ανοιγμάτων μπορεί να μειωθεί στο μισό, δηλαδή  $\rho = 0.1\%$ . Άρα, προκύπτει ο απαιτούμενος οπλισμός πλάκας  $A_{s,req} = \rho \cdot h_c \cdot 100 = 0.002 \cdot 7.7 \cdot 100 = 1.54 \text{ cm}^2/\text{m}$  και τελικά επιλέγεται να τοποθετηθεί πάνω οπλισμός με επικάλυψη  $5 \text{ mm}$   $\Phi 8/25$  με  $A_{s,prov} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{m}$  στην κύρια, αλλά και στην δευτερεύουσα διεύθυνση.



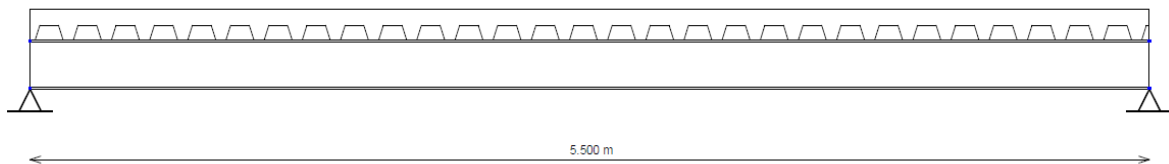
Σχήμα 3.3: Έλεγχος ροπής και βέλους σύμμικτης πλάκας σε φάση κατασκευής



Σχήμα 3.4: Έλεγχος σύμμικτης πλάκας σε κάμψη, διάτμηση και βέλη σε φάση λειτουργίας

### 3.3 Διαστασιολόγηση δευτερευουσών δοκών και κύριων δοκών κατά X

Πάνω στις δευτερεύουσες και τις κύριες δοκούς κατά X εδράζεται η σύμμικτη πλάκα, η οποία φέρει τα επιφανειακά φορτία. Οι δοκοί αυτές, στηρίζονται αμφιέριστα στις κύριες δοκούς κατά Y, επομένως οι ροπές είναι πάντα θετικές και το θλιβόμενο άνω πέλμα είναι πλευρικά εξασφαλισμένο λόγω της διατμητικής του σύνδεσης με την σύμμικτη πλάκα. Συνεπώς, υπόκεινται μόνο σε κατακόρυφες δράσεις και θα ελεγχθούν σε κάμψη και διάτμηση.

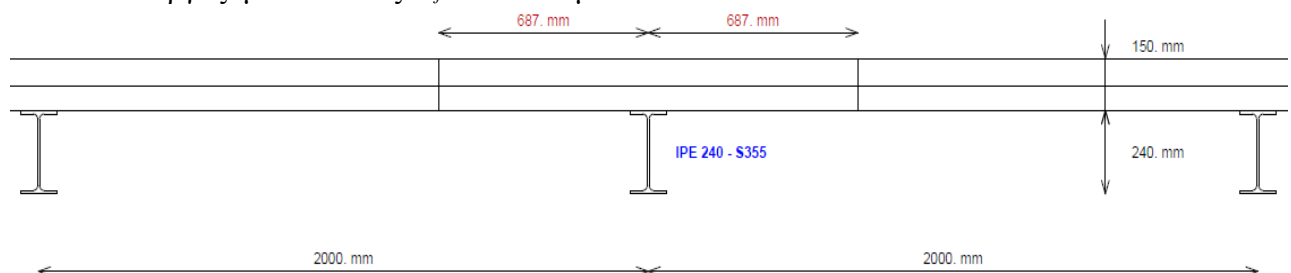


Σχήμα 3.5: Τομή παράλληλη στον άξονα των δοκών

Ο έλεγχος γίνεται σε δύο φάσεις, στην φάση κατασκευής, όπου η χαλύβδινη δοκός παραλαμβάνει το σύνολο του φορτίου και στην φάση λειτουργίας, όπου η λειτουργία της είναι πλέον σύμμικτη. Στην δεύτερη φάση η διατομή έχει σημαντικά μεγαλύτερη αντοχή, αφού συμμετέχει πλέον και το σκληρυμένο σκυρόδεμα. Έγινε, λοιπόν, έλεγχος σε μία ενδιάμεση διαδοκίδα, σε μία ακραία κύρια δοκό και σε μία δοκό του κλιμακοστασίου. Για τους ελέγχους σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας συμπληρώθηκαν στα διαθέσιμα πεδία του προγράμματος το μήκος των δοκών, η απόσταση μεταξύ δύο διαδοχικών, οι διαστάσεις του χαλυβδόφυλλου και το συνολικό πάχος της πλάκας, από όπου υπολογίζει το πρόγραμμα αυτόματα το ίδιο βάρος της. Συμπληρώθηκαν επίσης, τα πεδία για την επιθυμητή διατομή και τους ήλους, τις τιμές των πρόσθετων μονίμων και του κινητού φορτίου, καθώς και ότι δεν επιθυμείται προσωρινή υποστύλωση στη φάση της σκυροδέτησης. Στη συνέχεια, μετά από δοκιμές για την επιλογή της κατάλληλης διατομής ώστε να πληρούνται τα κριτήρια αντοχής και λειτουργικότητας, επιλέχθηκε η διατομή IPE 240 και η διατμητική σύνδεση πραγματοποιείται με ήλους κεφαλής M22 και ύψους 125 mm. Το πάχος της πλάκας είναι 150 mm, άρα η επικάλυψη είναι 25 mm και καλύπτει την ελάχιστη απαίτηση των 20 mm. Παρακάτω παρατίθενται τα αποτελέσματα της ανάλυσης για μία ενδιάμεση δευτερεύουσα δοκό και μία ακραία κύρια δοκό, ενώ τα αντίστοιχα αποτελέσματα για την δοκό του κλιμακοστασίου, για την οποία επιλέχθηκε διατομή IPE 200, βρίσκονται στο Παράρτημα Α, στο τέλος της εργασίας.

- **Ενδιάμεση δευτερεύουσα δοκός IPE 240**

Το συνεργαζόμενο πλάτος  $b_{ef}$  είναι ίσο με  $2 \cdot L/8 = 2 \cdot 5500/8 = 2 \cdot 687.5 = 1375$  mm.



Σχήμα 3.6: Συνεργαζόμενο πλάτος ενδιάμεσης δευτερεύουσας δοκού

Connection

Connectors

$\phi$  = 22.0 mm  
 $h$  = 125.0 mm  
 $f_y$  = 355.0 N/mm<sup>2</sup>  
 $f_u$  = 510.0 N/mm<sup>2</sup>

Main span L = 5.500 m e = 0.188 m n = 1 row(s)  
Total number of connectors : 29

Lateral restraint of the beam - The beam is laterally restrained at supports

Propping in the construction stage No propping

Loads

Loads at construction stage

Permanent loads (g) Dead weight of the profile 0.30 kN/m  
Dead weight of the slab ( 2.73 kN/m<sup>2</sup>) 5.46 kN/m  
Construction load (Q<sub>c</sub>) Q<sub>c</sub> = 0.75 kN/m<sup>2</sup> 1.50 kN/m

Loads at final stage

Permanent loads Dead weight of the profile 0.30 kN/m  
Dead weight of the slab ( 2.73 kN/m<sup>2</sup>) 5.46 kN/m  
Span Surface load = 1.50 kN/m<sup>2</sup>  
Live load case n° 1 (  $\psi_0 = 0.70$ )  
Span Surface load = 2.00 kN/m<sup>2</sup>

CONSTRUCTION stage

Moment resistance Section Class 1  $M_{Rd} = 130.16 \text{ kN.m}$   
Plastic shear force resistance  $V_{pl,Rd} = 392.37 \text{ kN}$  ( $\eta = 1.20$ )  
No risk of shear buckling (  $h_w / t_w < 72 \epsilon / \eta$  EN 1993-1-1 § 6.2.6(6))  
ULS combination (construction stage) : 1.35 G + 1.50 Q<sub>c</sub>

Support reactions  $R_{V1} = 27.57 \text{ kN}$   
 $R_{V2} = 27.57 \text{ kN}$

Critical amplification factor / Lateral Torsional Buckling  
 $\mu_{tor} = 1.22$  (LTBeam calc. module)

$M_{Ed,max(+)} = 37.91 \text{ kN.m}$   $M_{Ed,max(-)} = 0.00 \text{ kN.m}$   $\Gamma_M = 0.291$  (x = 2.750 m)  
 $V_{Ed,max} = -27.57 \text{ kN}$   $\Gamma_V = 0.070$  (x = 0.000 m)  
 $\Gamma_{MV} = 0.291$  (x = 2.750 m)  
 $\Gamma_{LT} = 0.818$

Maximum criterion for bending resistance  $\Gamma_{M,max} = 0.291$   
Maximum criterion for shear force resistance  $\Gamma_{V,max} = 0.070$   
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction  $\Gamma_{MV,max} = 0.291$   
Maximum criterion for lateral torsional buckling  $\Gamma_{LT,max} = 0.818$

Λόγος δράσης-αντοχής:  
Σε κάμψη  
Σε διάτμηση  
Σε ταυτόχρονη κάμψη και διάτμηση  
Σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Serviceability Limit States  
(CONSTRUCTION stage)

Deflections per load case

Case 'Dead weight'	Span	$v_{max} =$	8.4 mm (L / 655)
Case 'Construction load' ( $Q_c$ )	Span	$v_{max} =$	2.2 mm (L / 2514)
	Total deflection	$v_{max} =$	10.6 mm (L / 520)

←  $< L/250 = 22 \text{ mm}$   
 $< L/300 = 18.3 \text{ mm}$

FINAL stage

<u>Participating width</u>	on left support	1.031 m
	L / 4 (= 1.375 m)	1.375 m
	3 L / 4 (= 4.125 m)	1.375 m
	on right support	1.031 m

<u>Moments of inertia</u>	...at mid-span
Long-term	16283 cm <sup>4</sup>
Short-term	21494 cm <sup>4</sup>

Resistance of the connectors  $P_{Rd} = 51.86 \text{ kN}$

Verification of the degree of connection

Minimum degree of connection = 0.415

$F_{Steel} = 1388.63 \text{ kN}$

$F_{Concrete} = 1519.38 \text{ kN}$

Degree of connection = 0.560 > 0.415

The degree of connection is calculated for the section with maximum bending moment

Plastic resistance with partial connection

Plastic shear force resistance  $V_{pl,Rd} = 392.37 \text{ kN}$  ( $\eta = 1.20$ )

No risk of shear buckling ( $h_w / t_w < 72 \varepsilon / \eta$ )

**ULS combination : 1.35 G + 1.50 Q<sub>1</sub>**

**Support reactions**

$R_{V1} = 49.01 \text{ kN}$

$R_{V2} = 49.02 \text{ kN}$

**Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab :**

$A_s / s_t > 0.62 \text{ cm}^2 / \text{m}$

$M_{Ed,max(+)} = 67.39 \text{ kN.m}$

$\Gamma_M = 0.266$  (x = 2.292 m)

$V_{Ed,max} = 49.02 \text{ kN}$

$\Gamma_V = 0.125$  (x = 5.500 m)

$\Gamma_{MV} = 0.266$  (x = 2.292 m)

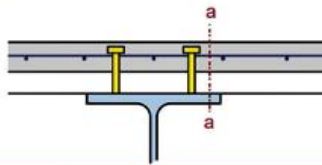
$\Gamma_{Vh} = 0.455$



**Longitudinal shear resistance of the slab - Transverse reinforcing bars**

Minimum transverse reinforcement ratio :  $\rho_{w,min} = 0.08 \%$   
 (EN 1994-1-1 §6.6.6.3 & EN 1992-1-1 §9.2.2(5))  $A_s/s_f > 0.62 \text{ cm}^2/\text{m}$

Reinforcement ratio (EN 1992-1-1 §6.2.4) :  $A_s/s_f > 0.62 \text{ cm}^2/\text{m}$  ( $\rho_w > 0.08 \%$ )



Plastic moment in span	$M_{pl,Rd} =$	265.60 kN.m
Maximum criterion for bending resistance	$\Gamma_{M,max} =$	0.266
Maximum criterion for shear force resistance	$\Gamma_{V,max} =$	0.125
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction	$\Gamma_{MV,max} =$	0.266
Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab	$\Gamma_{Vh,max} =$	0.455

**Serviceability Limit States**

**Deflections per load case**

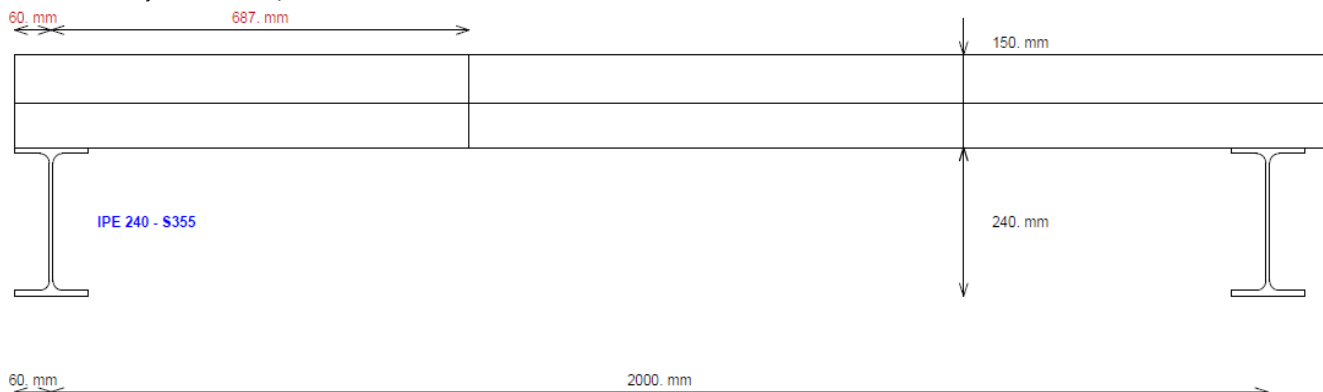
Case 'Dead weight'	$v_{max} =$	8.4 mm (L / 655)
Case 'Other permanent loads'	$v_{max} =$	1.0 mm (L / 5241)
Case 'Q <sub>1</sub> '	$v_{max} =$	1.1 mm (L / 5197)
Case 'Shrinkage (R) - Long term'	$v_{max} =$	3.8 mm (L / 1465)

<b>Deflections per combination</b>		
Combination SLS 'G + R + Q <sub>1</sub> '	$v_{max} =$	14.3 mm (L / 386) < $L/300 = 18.3 \text{ mm}$

Resistance criteria satisfied in the CONSTRUCTION stage  
 Resistance criteria satisfied in the FINAL stage

• **Ακραία κύρια δοκός κατά X IPE 240**

Το  $b_{ef}$  είναι ίσο με  $b_{δοκού}/2 + L/8 = 120/2 + 5500/8 = 60 + 687.5 = 747.5 \text{ mm}$



Σχήμα 3.7: Συνεργαζόμενο πλάτος ακραίας δοκού κατά X

ConnectionConnectors

$$\begin{aligned}\phi &= 22.0 \text{ mm} \\ h &= 125.0 \text{ mm} \\ f_y &= 355.0 \text{ N/mm}^2 \\ f_u &= 510.0 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Main span  $L = 5.500 \text{ m}$   $e = 0.188 \text{ m}$   $n = 1 \text{ row(s)}$

Total number of connectors : 29

Lateral restraint of the beam - The beam is laterally restrained at supports

Propping in the construction stage No propping

LoadsLoads at construction stage

Permanent loads (g)	Dead weight of the profile	0.30 kN/m
	Dead weight of the slab ( 2.73 kN/m <sup>2</sup> )	2.89 kN/m
Construction load (Q <sub>c</sub> )	Q <sub>c</sub> = 0.75 kN/m <sup>2</sup>	0.80 kN/m

Loads at final stage

Permanent loads	Dead weight of the profile	0.30 kN/m
	Dead weight of the slab ( 2.73 kN/m <sup>2</sup> )	2.89 kN/m
Span	Surface load = 1.50 kN/m <sup>2</sup>	
Live load case n° 1 ( $\psi_0 = 0.70$ )		
Span	Surface load = 2.00 kN/m <sup>2</sup>	

CONSTRUCTION stage

Moment resistance

Section Class 1

$M_{Rd} = 130.16 \text{ kN.m}$

Plastic shear force resistance

$V_{pl,Rd} = 392.37 \text{ kN}$  ( $\eta = 1.20$ )

No risk of shear buckling (  $h_w / t_w < 72 \epsilon / \eta$  EN 1993-1-1 § 6.2.6(6) )

ULS combination (construction stage) : 1.35 G + 1.50 Q<sub>c</sub>

Support reactions  $R_{V1} = 15.14 \text{ kN}$

$R_{V2} = 15.14 \text{ kN}$

Critical amplification factor / Lateral Torsional Buckling

$\mu_{cr} = 2.24$  (LTBeam calc. module)

$M_{Ed,max(+)} = 20.81 \text{ kN.m}$

$V_{Ed,max} = -15.14 \text{ kN}$

$\Gamma_M = 0.160$  (x = 2.750 m)

$\Gamma_V = 0.039$  (x = 0.000 m)

$\Gamma_{MV} = 0.160$  (x = 2.750 m)

$\Gamma_{LT} = 0.446$

Maximum criterion for bending resistance

$\Gamma_{M,max} = 0.160$

Maximum criterion for shear force resistance

$\Gamma_{V,max} = 0.039$

Maximum criterion for bending moment - shear force interaction

$\Gamma_{MV,max} = 0.160$

Maximum criterion for lateral torsional buckling

$\Gamma_{LT,max} = 0.446$

Λόγος δράσης-αντοχής:

Σε κάμψη

Σε διάτμηση

Σε ταυτόχρονη κάμψη και διάτμηση

Σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

**Serviceability Limit States**  
(CONSTRUCTION stage)

**Deflections per load case**

Case 'Dead weight'	Span	$v_{max} =$	4.7 mm (L / 1181)
Case 'Construction load' ( $Q_c$ )	Span	$v_{max} =$	1.2 mm (L / 4742)
	Total deflection	$v_{max} =$	5.8 mm (L / 945)

$< L/250 = 22 \text{ mm}$   
 $< L/300 = 18.3 \text{ mm}$

**FINAL stage**

<b>Participating width</b>	on left support	0.576 m
	L / 4 (= 1.375 m)	0.748 m
	3 L / 4 (= 4.125 m)	0.748 m
	on right support	0.576 m

<b>Moments of inertia</b>	...at mid-span
Long-term	13002 cm <sup>4</sup>
Short-term	18753 cm <sup>4</sup>

**Resistance of the connectors**  $P_{Rd} = 51.86 \text{ kN}$

**Verification of the degree of connection**

Minimum degree of connection = 0.415

$F_{Steel} = 1388.63 \text{ kN}$

$F_{Concrete} = 825.99 \text{ kN}$

Degree of connection = 0.942 > 0.415

The degree of connection is calculated for the section with maximum bending moment

**Plastic resistance with partial connection**

**Plastic shear force resistance**  $V_{pl,Rd} = 392.37 \text{ kN}$  ( $\eta = 1.20$ )

No risk of shear buckling ( $h_w / t_w < 72 \varepsilon / \eta$ )

**ULS combination : 1.35 G + 1.50 Q<sub>1</sub>**

**Support reactions**  $R_{V1} = 26.50 \text{ kN}$

$R_{V2} = 26.51 \text{ kN}$

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab :  $A_s / s_f > 0.62 \text{ cm}^2 / \text{m}$

$M_{Ed,max(+)} = 36.45 \text{ kN.m}$	$\Gamma_M = 0.149$	(x = 3.208 m)
$V_{Ed,max} = 26.50 \text{ kN}$	$\Gamma_V = 0.068$	(x = 5.500 m)
	$\Gamma_{MV} = 0.149$	(x = 3.208 m)
	$\Gamma_{Vh} = 0.769$	

### Longitudinal shear resistance of the slab - Transverse reinforcing bars

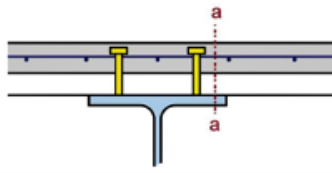
Minimum transverse reinforcement ratio :  
(EN 1994-1-1 §6.6.6.3 & EN 1992-1-1 §9.2.2(5))

$$\rho_{w,\min} = 0.08 \%$$

$$A_s/s_f > 0.62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Reinforcement ratio (EN 1992-1-1 §6.2.4) :

$$A_s/s_f > 0.62 \text{ cm}^2/\text{m} (\rho_w > 0.08 \%)$$



Plastic moment in span	$M_{pLRd} =$	252.56 kN.m
Maximum criterion for bending resistance	$\Gamma_{M,\max} =$	0.149
Maximum criterion for shear force resistance	$\Gamma_{V,\max} =$	0.068
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction	$\Gamma_{MV,\max} =$	0.149
Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab	$\Gamma_{Vh,\max} =$	0.769

### Serviceability Limit States

#### Deflections per load case

Case 'Dead weight'	$v_{\max} =$	4.7 mm (L / 1181)
Case 'Other permanent loads'	$v_{\max} =$	0.7 mm (L / 7890)
Case 'Q <sub>1</sub> '	$v_{\max} =$	0.6 mm (L / 8548)
Case 'Shrinkage (R) - Long term'	$v_{\max} =$	3.5 mm (L / 1569)

#### Deflections per combination

Combination SLS * G + R + Q <sub>1</sub> '	$v_{\max} =$	9.5 mm (L / 579)	$< L/300 = 18.3 \text{ mm}$
--	--------------	------------------	-----------------------------

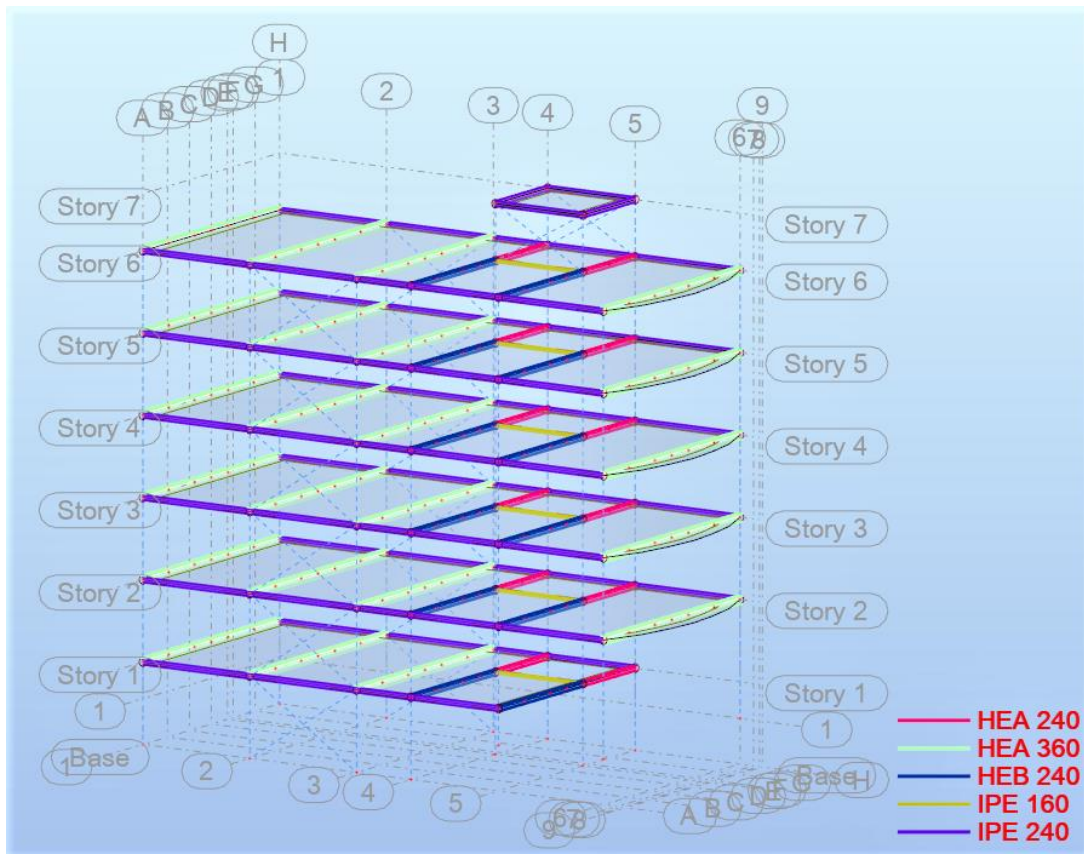
Resistance criteria satisfied in the CONSTRUCTION stage

Resistance criteria satisfied in the FINAL stage

## 3.4 Διαστασιολόγηση κύριων δοκών

Η βασική λειτουργία των κύριων δοκών είναι η παραλαβή των φορτίων από τις δευτερεύουσες και η μεταφορά τους στα υποστυλώματα. Αρχικά, χωρίστηκαν σε έξι κατηγορίες, οι οποίες παρουσιάζονται στο παρακάτω σχήμα:

- Δοκοί παράλληλες στον άξονα Y (HEA 360)
- Δοκοί παράλληλες στον άξονα X (IPE 240, διαστασιολογήθηκαν στην προηγούμενη ενότητα ως σύμμικτες)
- Δοκοί εσωτερικών πλαισίων ροπής (HEB 240)
- Δοκοί κλιμακостаσίου παράλληλες στον άξονα Y (HEA 240)
- Δοκοί κλιμακостаσίου παράλληλες στον άξονα X (IPE 160, διαστασιολογήθηκαν στην προηγούμενη ενότητα ως σύμμικτες)
- Δοκοί οροφής κλιμακостаσίου (IPE 240)



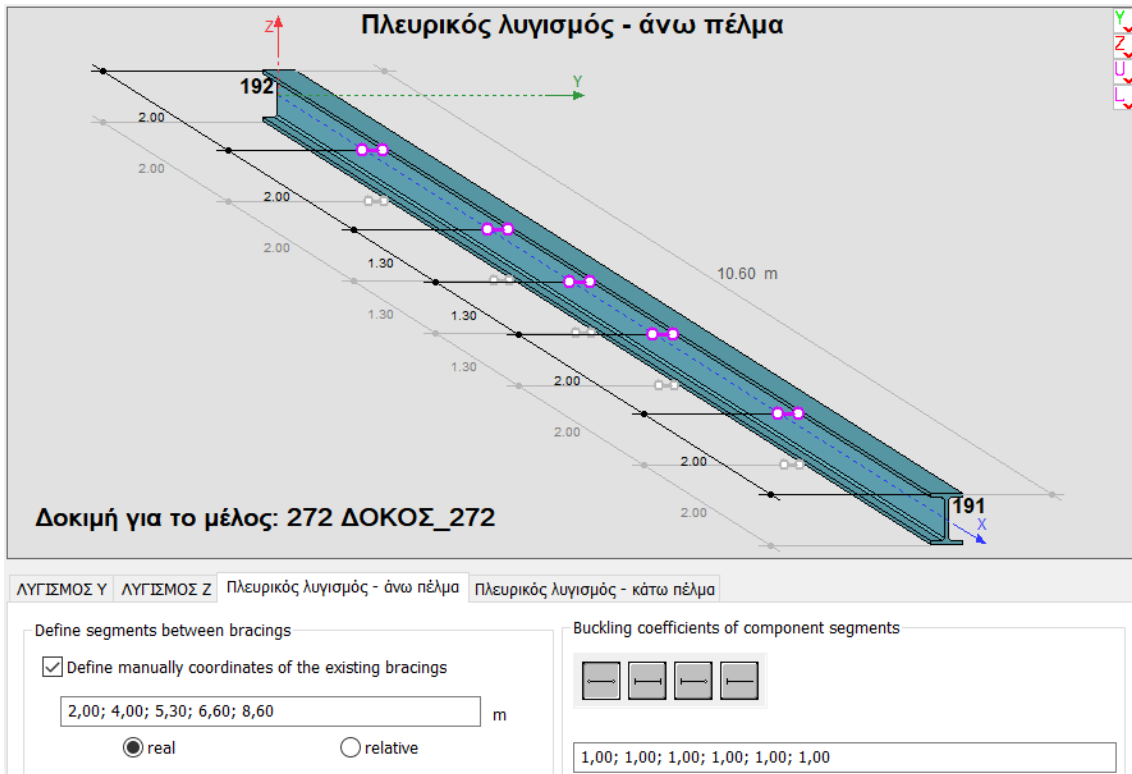
Σχήμα 3.8: Απεικόνιση κατηγοριών κύριων δοκών

Έπειτα, με την χρήση του προγράμματος έγινε ο έλεγχος και η διαστασιολόγηση τους. Σημειώνεται ότι λόγω της ύπαρξης του διαφράγματος δεν αναπτύσσονται αξονικές στις κύριες δοκούς κατά Υ, επομένως δεν υπόκεινται σε καμπτικό λυγισμό. Ελέγχονται, ωστόσο, έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, για τον οποίο οι δευτερεύουσες δοκοί που συνδέονται με τις κύριες προσφέρουν σημαντική πλευρική εξασφάλιση, η οποία λήφθηκε υπόψη στο πρόγραμμα όπως φαίνεται στα Σχήματα 3.9, 3.10. Έτσι τελικά οι κύριες δοκοί ελέγχονται σε:

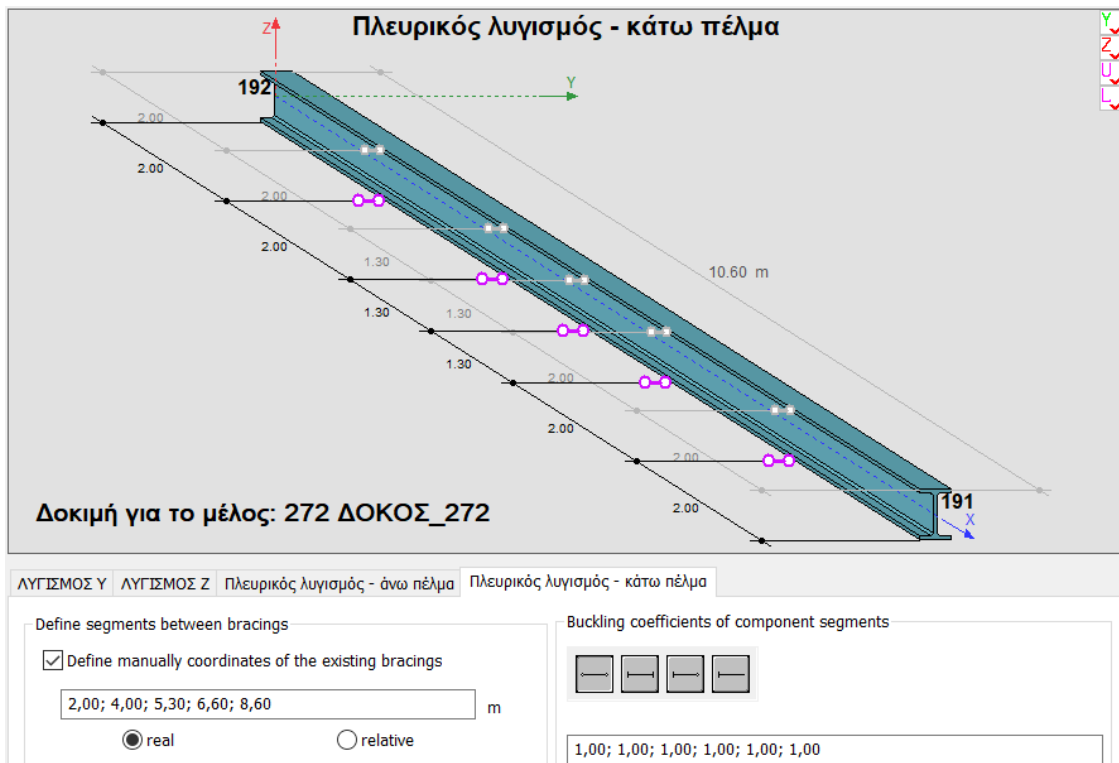
- Διάτμηση
- Κάμψη
- Στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Οι τελικές διατομές προέκυψαν έπειτα από δοκιμές και επαναλήψεις και τα φύλλα αποτελεσμάτων των μελών αυτών σε ΟΚΑ και ΟΚΛ παρουσιάζονται στην συνέχεια για το δυσμενέστερο μέλος της κάθε κατηγορίας (group ελέγχου). Επίσης, δίνονται τα τυπικά διαγράμματα τεμνουσών και ροπών για την κρίσιμη δοκό του πρώτου group ελέγχου για τον δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεων. Αντίστοιχα είναι τα διαγράμματα και για τις υπόλοιπες δοκούς.



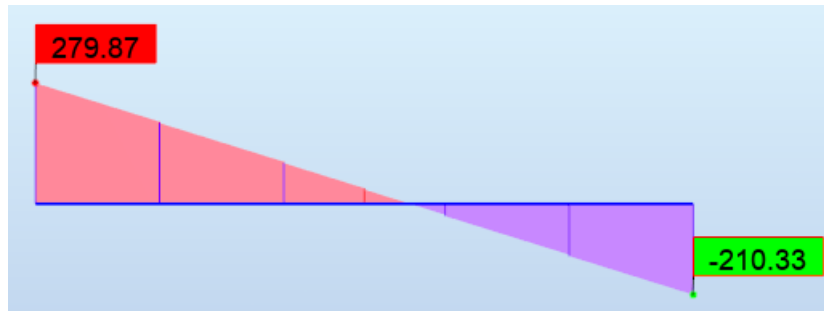


Σχήμα 3.9: Πλευρικές εξασφαλίσεις άνω πέλματος δοκών

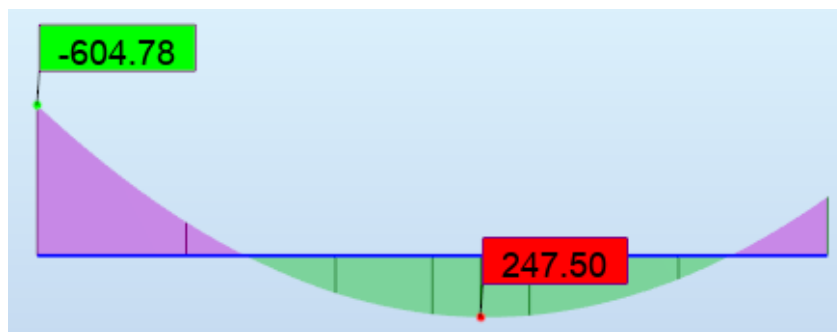


Σχήμα 3.10: Πλευρικές εξασφαλίσεις κάτω πέλματος δοκών

- **Κύριες δοκοί παράλληλες στον άξονα Y HEA 360**



Σχήμα 3.11: Διάγραμμα τεμνουσών κρίσιμης κύριας δοκού 42



Σχήμα 3.12: Διάγραμμα ροπών κρίσιμης κύριας δοκού 42

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ: 9 δοκοί\_Y

ΜΕΛΟΣ: 42 ΔΟΚΟΣ\_42  
0.00 m

ΣΗΜΕΙΟ: 1

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: x = 0.00 L =

**ΦΟΡΤΙΑ:**

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 32 COMB23 (6+7+8)\*1.35+(2+3)\*1.50+9\*1.05

**ΥΛΙΚΟ:**

S355 ( S355 )  $f_y = 355.00$  MPa



**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEA 360**

h=35.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=116.66 cm <sup>2</sup>	Az=48.96 cm <sup>2</sup>	Ax=142.76 cm <sup>2</sup>
tw=1.0 cm	Iy=33089.80 cm <sup>4</sup>	Iz=7886.84 cm <sup>4</sup>	Ix=147.00 cm <sup>4</sup>
tf=1.8 cm	Wply=2088.63 cm <sup>3</sup>	Wplz=802.29 cm <sup>3</sup>	

**ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:**

N <sub>Ed</sub> = -0.00 kN	My <sub>Ed</sub> = -604.78 kN*m	Mz <sub>Ed</sub> = 0.00 kN*m	Vy <sub>Ed</sub> = 0.00 kN
Nt <sub>Rd</sub> = 5067.91 kN	My <sub>pl,Rd</sub> = 741.46 kN*m	Mz <sub>pl,Rd</sub> = 284.81 kN*m	Vy <sub>T,Rd</sub> = 2390.93 kN
	My <sub>c,Rd</sub> = 741.46 kN*m	Mz <sub>c,Rd</sub> = 284.81 kN*m	Vz <sub>Ed</sub> = 279.87 kN
	MN <sub>y,Rd</sub> = 741.46 kN*m	MN <sub>z,Rd</sub> = 284.81 kN*m	Vz <sub>T,Rd</sub> = 1003.42 kN
	Mb <sub>Rd</sub> = 679.26 kN*m		Tt <sub>Ed</sub> = 0.00 kN*m
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

z = 1.00	Mcr = 2683.15 kN*m	KΑΜΠΥΛΗ,LT - a	XLT = 0.92
Lcr,low = 2.00 m	Lam_LT = 0.53	fi,LT = 0.67	

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

**ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:**

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

N<sub>Ed</sub>/N<sub>t,Rd</sub> = 0.00 < 1.00 (6.2.3.(1))  
(My<sub>Ed</sub>/MN<sub>y,Rd</sub>)<sup>2</sup> + (Mz<sub>Ed</sub>/MN<sub>z,Rd</sub>)<sup>2</sup> = 0.67 < 1.00 (6.2.9.1.(6))  
Vy<sub>Ed</sub>/Vy<sub>T,Rd</sub> = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)  
Vz<sub>Ed</sub>/Vz<sub>T,Rd</sub> = 0.28 < 1.00 (6.2.6-7)  
Tau<sub>ty,Ed</sub>/(fy/(sqrt(3))\*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)  
Tau<sub>tz,Ed</sub>/(fy/(sqrt(3))\*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)  
**ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:**  
My<sub>Ed</sub>/Mb<sub>Rd</sub> = 0.89 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

**ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!**

Σχήμα 3.13: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ για τις κύριες δοκούς παράλληλες στον άξονα Y

Όπως προκύπτει από το φύλλο αποτελεσμάτων η δυσμενέστερη φόρτιση για τη διαστασιολόγηση τους σε ΟΚΑ είναι:  $1,35 \cdot G + 1,50 \cdot (W_{y,εξωτ} + W_{εσωτ}^+) + 1,05 \cdot Q$ .

**ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ**



**ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):**

uy = 0.0 cm < uy max = L/250.00 = 4.2 cm ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ  
**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 47 COMB38 (1+4+5+6+7+8+9)\*1.00  
uz = 2.9 cm < uz max = L/250.00 = 4.2 cm ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ  
**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 41 COMB32 (5+6+7+8+9)\*1.00  
u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/300.00 = 3.5 cm ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ  
**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 1\*4 + 1\*1 + 1\*5 + 1\*9  
u inst,z = 1.1 cm < u inst,max,z = L/300.00 = 3.5 cm ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ  
**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 1\*5 + 1\*9



**ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ**

**ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!**

Σχήμα 3.14: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΛ για τις κύριες δοκούς παράλληλες στον άξονα Y



• **Δοκοί εσωτερικών πλαισίων ροτής ΗΕΒ 240**

**ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:** 22 εσωτ\_δοκοι\_Y  
**ΜΕΛΟΣ:** 466 Δοκός\_466 **ΣΗΜΕΙΟ:** 1 **ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:** x = 0.00 L = 0.00 m

**ΦΟΡΤΙΑ:**  
**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 35 COMB26 (6+7+8)\*1.35+(2+4)\*1.50+9\*1.05+5\*0.90

**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	Ay=89.59 cm <sup>2</sup>	Az=33.23 cm <sup>2</sup>	Ax=105.99 cm <sup>2</sup>
tw=1.0 cm	Iy=11259.30 cm <sup>4</sup>	Iz=3922.66 cm <sup>4</sup>	Ix=107.00 cm <sup>4</sup>
tf=1.7 cm	Wply=1053.21 cm <sup>3</sup>	Wplz=498.43 cm <sup>3</sup>	

**ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:**

N <sub>Ed</sub> = -0.00 kN	My <sub>Ed</sub> = -244.46 kN*m	Mz <sub>Ed</sub> = -0.00 kN*m	Vy <sub>Ed</sub> = -0.00 kN
N <sub>t,Rd</sub> = 3762.50 kN	My <sub>pl,Rd</sub> = 373.89 kN*m	Mz <sub>pl,Rd</sub> = 176.94 kN*m	Vy <sub>T,Rd</sub> = 1836.13 kN
	My <sub>c,Rd</sub> = 373.89 kN*m	Mz <sub>c,Rd</sub> = 176.94 kN*m	Vz <sub>Ed</sub> = 164.92 kN
	MN <sub>y,Rd</sub> = 373.89 kN*m	MN <sub>z,Rd</sub> = 176.94 kN*m	Vz <sub>T,Rd</sub> = 680.99 kN
	Mb <sub>Rd</sub> = 333.22 kN*m		Tt <sub>Ed</sub> = -0.00 kN*m
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

z = 1.00	M <sub>cr</sub> = 1049.84 kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a	XLT = 0.89
L <sub>cr,low</sub> = 2.00 m	Lam <sub>LT</sub> = 0.60	fi,LT = 0.72	

**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))  
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.43 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.24 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)  
 $\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)  
**ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:**  
 $M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.73 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))

**ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!**

Σχήμα 3.15: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ για τις κύριες δοκούς των εσωτερικών πλαισίων ροτής

Όπως προκύπτει από το φύλλο αποτελεσμάτων η δυσμενέστερη φόρτιση για τη διαστασιολόγηση τους είναι:  $1,35 \cdot G + 1,50 \cdot (W_{y,εξωτ} + W_{εσωτ}) + 1,05 \cdot Q + 0,9 \cdot S$ .

**ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ**



**ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):**  
 $u_y = 0.0$  cm <  $u_{y,max} = L/250.00 = 2.6$  cm ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ  
**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 47 COMB38 (1+4+5+6+7+8+9)\*1.00  
 $u_z = 1.0$  cm <  $u_{z,max} = L/250.00 = 2.6$  cm ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ  
**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 47 COMB38 (1+4+5+6+7+8+9)\*1.00  
 $u_{inst,y} = 0.0$  cm <  $u_{inst,max,y} = L/300.00 = 2.2$  cm ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ  
**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 1\*4 + 1\*1 + 1\*5 + 1\*9  
 $u_{inst,z} = 0.4$  cm <  $u_{inst,max,z} = L/300.00 = 2.2$  cm ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ  
**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 1\*4 + 1\*1 + 1\*5 + 1\*9



**ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ**

**ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!**

Σχήμα 3.16: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΛ για τις κύριες δοκούς των εσωτερικών πλαισίων ροτής

• **Δοκοί κλιμακοστασίου παράλληλες στον άξονα Y ΗΕΑ 240**

**ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:** 11 δοκοί\_κλιμακ\_Y  
**ΜΕΛΟΣ:** 467 Δοκός\_467 **ΣΗΜΕΙΟ:** 1 **ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:** x = 0.00 L = 0.00 m

**ΦΟΡΤΙΑ:**  
**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 32 COMB23 (6+7+8)\*1.35+(2+3)\*1.50+9\*1.05

**ΥΛΙΚΟ:**  
 S355 ( S355 )  $f_y = 355.00$  MPa



**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΗΕΑ 240**

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

**ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:**

N,Ed = 0.00 kN	My,Ed = -167.15 kN*m	Mz,Ed = 0.00 kN*m	Vy,Ed = 0.00 kN
Nc,Rd = 2727.66 kN	My,Ed,max = -167.15 kN*m		Mz,Ed,max = 0.00 kN*m
	Vy,T,Rd = 1322.69 kN		
Nb,Rd = 2727.66 kN	My,c,Rd = 264.36 kN*m	Mz,c,Rd = 124.85 kN*m	Vz,Ed = 138.21 kN
	MN,y,Rd = 264.36 kN*m	MN,z,Rd = 124.85 kN*m	Vz,T,Rd = 515.99 kN
	Mb,Rd = 231.62 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 2



**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

z = 1.00	Mcr = 655.22 kN*m	KΑΜΠΥΛΗ,LT - a	XLT = 0.88
Lcr,low=2.00 m	Lam_LT = 0.64	fi,LT = 0.75	

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:  
 $k_{yy} = 1.00$



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:  
 $k_{zz} = 1.00$

**ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:**

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

$N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00$  (6.2.4.(1))

$(My,Ed/MN,y,Rd)^2 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^2 = 0.40 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))

$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00$  (6.2.6-7)

$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.27 < 1.00$  (6.2.6-7)

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

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

**ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:**

$My,Ed,max/Mb,Rd = 0.72 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))

$N,Ed/(Xy * N,Rk/gM1) + k_{yy} * My,Ed,max/(XLT * My,Rk/gM1) + k_{yz} * Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.72 < 1.00$  (6.3.3.(4))

$N,Ed/(Xz * N,Rk/gM1) + k_{zy} * My,Ed,max/(XLT * My,Rk/gM1) + k_{zz} * Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.72 < 1.00$  (6.3.3.(4))

**ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!**

Σχήμα 3.17: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ για τις δοκούς Y του κλιμακοστασίου

Όπως προκύπτει από το φύλλο αποτελεσμάτων η δυσμενέστερη φόρτιση για τη διαστασιολόγηση τους είναι:  $1,35 \cdot G + 1,50 \cdot (W_{y,εξωτ} + W_{εσωτ}^+) + 1,05 \cdot Q$ .

**ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ**



**ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):**

$u_y = 0.0$  cm <  $u_{y,max} = L/250.00 = 1.6$  cm ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 54 COMB45 (2+3+6+7+8)\*1.00

$u_z = 0.2$  cm <  $u_{z,max} = L/250.00 = 1.6$  cm ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 44 COMB35 (2+3+6+7+8+9)\*1.00

$u_{inst,y} = 0.0$  cm <  $u_{inst,max,y} = L/300.00 = 1.4$  cm ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 1\*2 + 1\*3

$u_{inst,z} = 0.1$  cm <  $u_{inst,max,z} = L/300.00 = 1.4$  cm ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 1\*2 + 1\*3 + 1\*9



**ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ**

**ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!**

Σχήμα 3.18: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΛ για τις δοκούς Y του κλιμακοστασίου

- Δοκοί οροφής κλιμακοστασίου ΙΡΕ 240

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ: 12 δοκοί\_κλιμακ\_οροφή  
 ΜΕΛΟΣ: 486 Δοκός\_486 ΣΗΜΕΙΟ: 1 ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: x = 0.00 L = 0.00 m

ΦΟΡΤΙΑ:  
 ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 34 COMB25 (6+7+8)\*1.35+(2+3)\*1.50+9\*1.05+5\*0.90

ΥΛΙΚΟ:  
 S355 ( S355 )  $f_y = 355.00$  MPa



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΙΡΕ 240

h=24.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=27.31 cm <sup>2</sup>	Az=19.14 cm <sup>2</sup>	Ax=39.12 cm <sup>2</sup>
tw=0.6 cm	Iy=3891.63 cm <sup>4</sup>	Iz=283.63 cm <sup>4</sup>	Ix=11.60 cm <sup>4</sup>
tf=1.0 cm	Wply=366.68 cm <sup>3</sup>	Wplz=73.93 cm <sup>3</sup>	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

N <sub>Ed</sub> = 3.28 kN	My <sub>Ed</sub> = -19.26 kN*m	Mz <sub>Ed</sub> = 0.59 kN*m	Vy <sub>Ed</sub> = 8.60 kN
Nc <sub>Rd</sub> = 1388.63 kN	My <sub>Ed,max</sub> = -19.26 kN*m	Mz <sub>Ed,max</sub> = -8.16 kN*m	Vy <sub>T,Rd</sub> = 559.77 kN
Nb <sub>Rd</sub> = 1388.63 kN	My <sub>c,Rd</sub> = 130.17 kN*m	Mz <sub>c,Rd</sub> = 26.24 kN*m	Vz <sub>Ed</sub> = 19.70 kN
	MN <sub>y,Rd</sub> = 130.17 kN*m	MN <sub>z,Rd</sub> = 26.24 kN*m	Vz <sub>T,Rd</sub> = 392.37 kN
	Mb <sub>Rd</sub> = 50.85 kN*m		Tt <sub>Ed</sub> = 0.00 kN*m
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

z = 1.00	Mcr = 61.22 kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a	XLT = 0.39
Lcr,low=4.05 m	Lam <sub>LT</sub> = 1.46	fi,LT = 1.70	

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:	ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:
kyy = 1.00	kzz = 1.00

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

N<sub>Ed</sub>/N<sub>c,Rd</sub> = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))  
 (My<sub>Ed</sub>/MN<sub>y,Rd</sub>)<sup>2.00</sup> + (Mz<sub>Ed</sub>/MN<sub>z,Rd</sub>)<sup>1.00</sup> = 0.04 < 1.00 (6.2.9.1.(6))  
 Vy<sub>Ed</sub>/Vy<sub>T,Rd</sub> = 0.02 < 1.00 (6.2.6-7)  
 Vz<sub>Ed</sub>/Vz<sub>T,Rd</sub> = 0.05 < 1.00 (6.2.6-7)  
 Tau<sub>ty,Ed</sub>/(fy/(sqrt(3))\*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)  
 Tau<sub>tz,Ed</sub>/(fy/(sqrt(3))\*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

My<sub>Ed,max</sub>/Mb<sub>Rd</sub> = 0.38 < 1.00 (6.3.2.1.(1))  
 N<sub>Ed</sub>/(Xy\*N<sub>Rk</sub>/gM1) + kyy\*My<sub>Ed,max</sub>/(XLT\*My<sub>Rk</sub>/gM1) + kyz\*Mz<sub>Ed,max</sub>/(Mz<sub>Rk</sub>/gM1) = 0.69 < 1.00 (6.3.3.(4))  
 N<sub>Ed</sub>/(Xz\*N<sub>Rk</sub>/gM1) + kzy\*My<sub>Ed,max</sub>/(XLT\*My<sub>Rk</sub>/gM1) + kzz\*Mz<sub>Ed,max</sub>/(Mz<sub>Rk</sub>/gM1) = 0.69 < 1.00 (6.3.3.(4))

**ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!**

Σχήμα 3.19: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ για τις δοκούς της οροφής του κλιμακοστασίου

Όπως προκύπτει από το φύλλο αποτελεσμάτων η δυσμενέστερη φόρτιση για τη διαστασιολόγηση τους είναι:  $1,35 \cdot G + 1,50 \cdot (W_{y,εξωτ} + W_{εσωτ}^+) + 1,05 \cdot Q + 0,9 \cdot S$ .

ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ



ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):

uz = 0.5 cm < uz max = L/250.00 = 1.8 cm ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 41 COMB32 (5+6+7+8+9)\*1.00



ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ

**ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!**

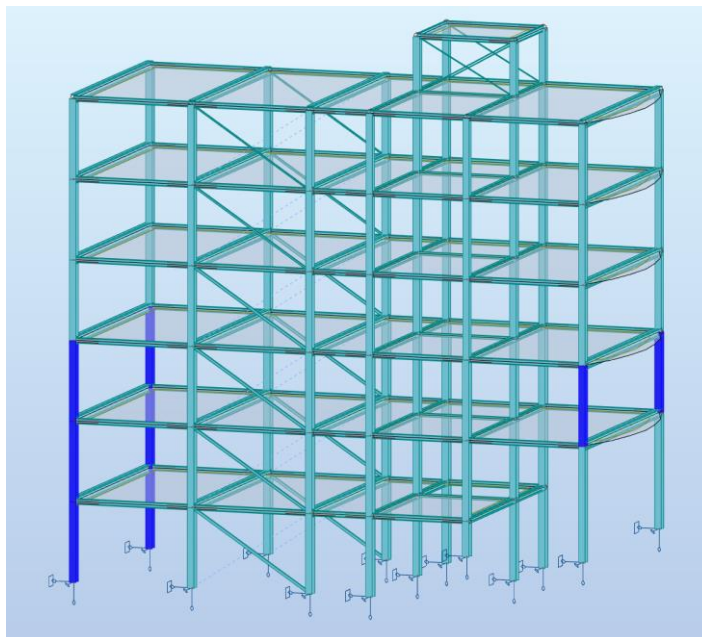
Σχήμα 3.20: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΛ για τις δοκούς της οροφής του κλιμακοστασίου

### 3.5 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων

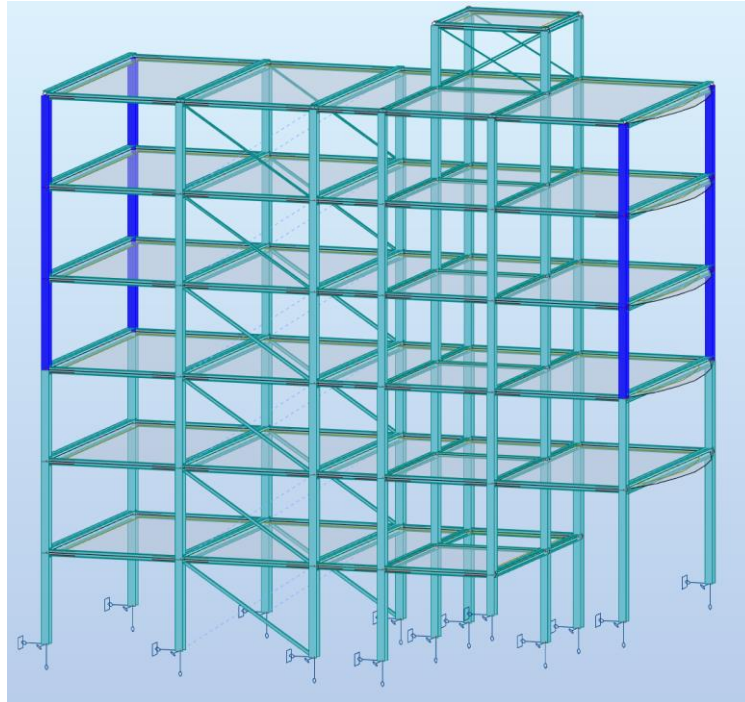
Οι κύριες και οι δευτερεύουσες δοκοί, στηρίζονται στα υποστυλώματα, στα οποία μεταβιβάζουν τα γραμμικά τους φορτία ως συγκεντρωμένα. Με τον τρόπο αυτό, εκείνα δέχονται από τις κατακόρυφες φορτίσεις σημαντικές θλιπτικές δυνάμεις, τις οποίες, με τη σειρά τους, μεταβιβάζουν στο έδαφος. Τοποθετούνται με κατάλληλο προσανατολισμό, ώστε οι ισχυροί τους άξονες να ενεργοποιούνται για φορτία εντός των πλαισίων ροπής. Τα υποστυλώματα χωρίστηκαν στις παρακάτω 8 κατηγορίες (group ελέγχου) για τους ίδιους λόγους που έγινε και η κατηγοριοποίηση των κυρίων δοκών και επιπλέον χωρίστηκε η κατασκευή στην μέση καθ' ύψος, καθώς τα κατακόρυφα φορτία που καταπονούν τα υποστυλώματα μειώνονται καθ' ύψος και έτσι οι απαιτούμενες διατομές στους υψηλότερους ορόφους θα είναι μικρότερες.

- Γωνιακά υποστυλώματα 1<sup>ου</sup>, 2<sup>ου</sup>, 3<sup>ου</sup> ορόφου (Σχήμα 3.17)
- Γωνιακά υποστυλώματα 4<sup>ου</sup>, 5<sup>ου</sup>, 6<sup>ου</sup> ορόφου (Σχήμα 3.18)
- Εσωτερικά υποστυλώματα 1<sup>ου</sup>, 2<sup>ου</sup>, 3<sup>ου</sup> ορόφου (Σχήμα 3.19)
- Εσωτερικά υποστυλώματα 4<sup>ου</sup>, 5<sup>ου</sup>, 6<sup>ου</sup> ορόφου
- Υποστυλώματα πλαισίων χιαστί 1<sup>ου</sup>, 2<sup>ου</sup>, 3<sup>ου</sup> ορόφου (Σχήμα 3.20)
- Υποστυλώματα πλαισίων χιαστί 4<sup>ου</sup>, 5<sup>ου</sup>, 6<sup>ου</sup> ορόφου
- Υποστυλώματα κλιμακοστασίου
- Υποστυλώματα εισόδου κτιρίου (Σχήμα 3.21)

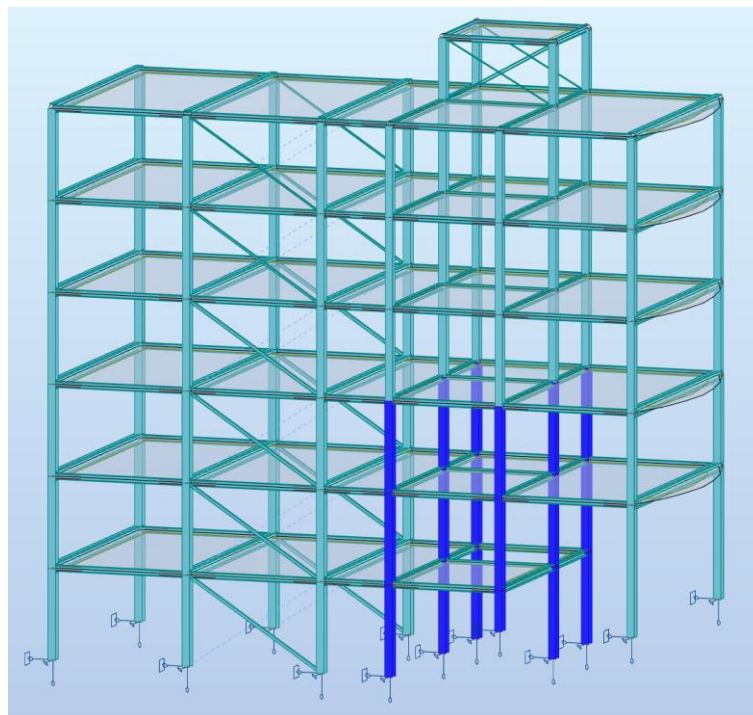
Οι απεικονίσεις μερικών από τις παραπάνω κατηγορίες δίνονται στη συνέχεια.



Σχήμα 3.21: Γωνιακά υποστυλώματα 1<sup>ου</sup>, 2<sup>ου</sup>, 3<sup>ου</sup> ορόφου

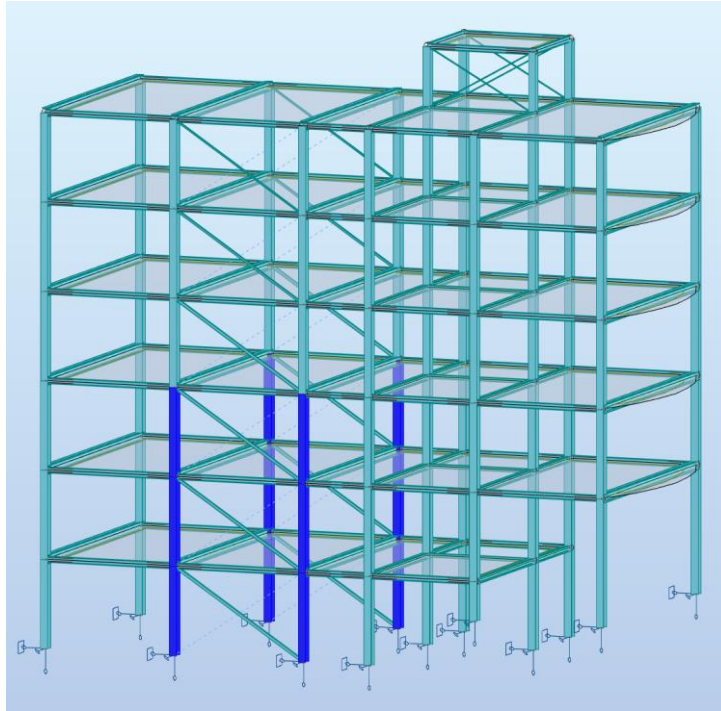


Σχήμα 3.22: Γωνιακά υποστυλώματα 4ου, 5ου, 6ου ορόφου

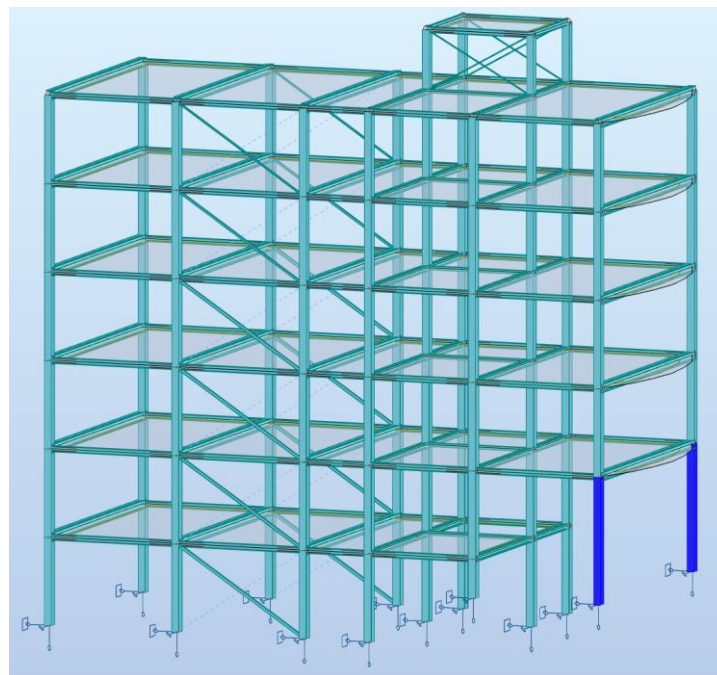


Σχήμα 3.23: Εσωτερικά υποστυλώματα 1<sup>ου</sup>, 2<sup>ου</sup>, 3<sup>ου</sup> ορόφου





Σχήμα 3.24: Υποστυλώματα πλαισίων χιαστί 1<sup>ου</sup>, 2<sup>ου</sup>, 3<sup>ου</sup> ορόφου



Σχήμα 3.25: Υποστυλώματα εισόδου κτιρίου

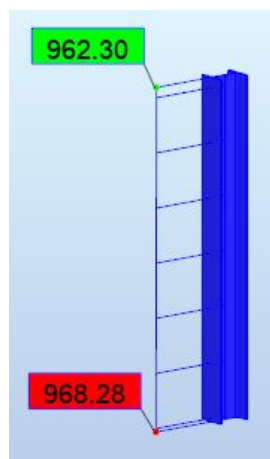
Για την διαστασιολόγησή τους, ελέγχθηκαν στο πρόγραμμα σε: θλίψη, κάμψη περί τον ισχυρό και τον ασθενή άξονα, κάμψη και αξονική, κάμψη και διάτμηση, καμπτικό λυγισμό, στρεπτοκαμπτικό λυγισμό και συνδυασμένη θλίψη και κάμψη. Οι παραπάνω έλεγχοι έγιναν θεωρώντας ότι εντός πλαισίου ροπής (διεύθυνση Y), τα υποστυλώματα είναι πακτωμένα στη βάση τους και τα πλαίσια είναι μεταθετά, ενώ εκτός του πλαισίου (διεύθυνση X), η στήριξη στη βάση τους είναι άρθρωση. Οι παραπάνω παράμετροι εισήχθησαν στο Robot όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.26.

Member type: ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ_1		Save
Buckling (y axis)		Close
Member length ly:	Member length lz:	
<input type="radio"/> Real	<input type="radio"/> Real	
<input checked="" type="radio"/> Coefficient	<input checked="" type="radio"/> Coefficient	
1,00	1,00	
Buckling length coeff. y:	Buckling length coeff. z:	
AYTOM,	1,00,	
METATHETO	METATHETO	
Buckling curve y	Buckling curve z	
auto	auto	
<input type="checkbox"/> Flexural-torsional buckling		
Lateral buckling parameters		More...
<input checked="" type="checkbox"/> Lateral buckling	Lateral buckling length coefficient	
Load level:	Upper flange	Lower flange
	Lcr = lo	Lcr = lo
Critical moment: <input checked="" type="radio"/> Auto	Mcr =	1,00 kN*m
<input type="radio"/> User		
Lateral buckling curve:		
auto		
<input checked="" type="radio"/> General method [6.3.2.2]	Lambda LT,0 =	0.4

Σχήμα 3.26: Παράμετροι διαστασιολόγησης υποστυλωμάτων

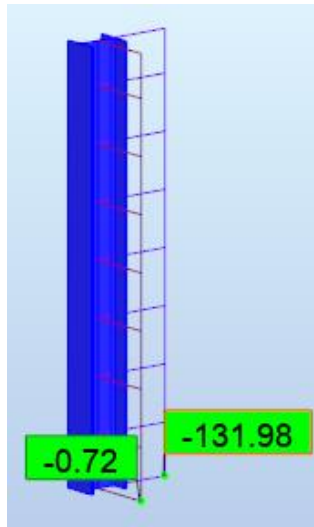
Οι τελικές διατομές προέκυψαν έπειτα από δοκιμές και επαναλήψεις και τα φύλλα αποτελεσμάτων των μελών αυτών σε ΟΚΑ και ΟΚΛ παρουσιάζονται παρακάτω για το δυσμενέστερο μέλος της κάθε κατηγορίας. Επισημαίνεται ότι για τα υποστυλώματα οι έλεγχοι ΟΚΛ έγιναν με τον περιορισμό  $u < h/150$ . Επίσης, δίνονται τα τυπικά διαγράμματα αξονικών, τεμνουσών και ροπών για το κρίσιμο υποστυλόμεμα του πρώτου group ελέγχου για τον δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεων. Αντίστοιχα είναι τα διαγράμματα και για τα υπόλοιπα υποστυλώματα.

- **Γωνιακά υποστυλώματα 1<sup>ου</sup>, 2<sup>ου</sup>, 3<sup>ου</sup> ορόφου HEA 360**



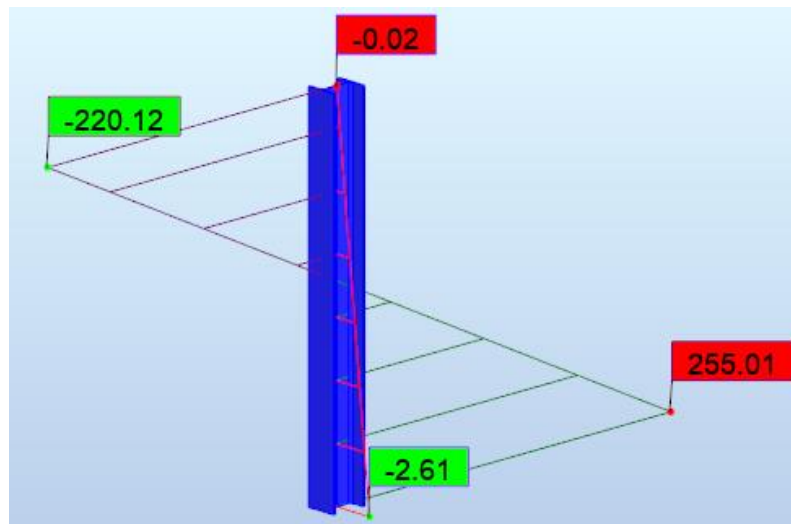
Σχήμα 3.27: Διάγραμμα αξονικών κρίσιμου υποστυλώματος 30

Στο παραπάνω διάγραμμα είναι  $N_{Ed,max} = 968.28$  kN, θλιπτική.



Σχήμα 3.28: Διάγραμμα τεμνουσών  $V_y$ ,  $V_z$  κρίσιμου υποστυλώματος 30


Στο παραπάνω διάγραμμα είναι  $V_{y,Ed} = -0.72$  kN και  $V_{z,Ed} = -131.98$  kN.



Σχήμα 3.29: Διάγραμμα ροπών  $M_y$ ,  $M_z$  κρίσιμου υποστυλώματος 30

Στο παραπάνω διάγραμμα είναι  $M_{y,Ed,max} = 255.01$  kN·m και  $M_{z,Ed,max} = -2.61$  kN·m.





HEA 360

Auto

Code 1 κατω\_γωνιακα\_υποστ  
Bar: 30 ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ\_30

ΔΙΑΤΟΜΗ OK



Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m  
Load case: 35 COMB26 (6+7+8)\*1.35+(2+4)\*1.50+9\*1.05+5\*0.90













Simplified results Detailed results

**FORCES**

N,Ed = 968.28 kN	My,Ed = 255.01 kN*m	Mz,Ed = -2.61 kN*m	Vy,Ed = -0.72 kN
Nc,Rd = 5067.91 kN	My,Ed,max = 255.01 kN*m	Mz,Ed,max = -2.61 kN*m	Vy,T,Rd = 2390.85 kN
Nb,Rd = 3419.31 kN	My,c,Rd = 741.46 kN*m	Mz,c,Rd = 284.81 kN*m	Vz,Ed = -131.98 kN
	MN,y,Rd = 691.21 kN*m	MN,z,Rd = 284.81 kN*m	Vz,T,Rd = 1003.40 kN
	Mb,Rd = 718.37 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			ΤΑΣΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

**LATERAL BUCKLING**

		z = 0.00	Mcr = 6555.25 kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a	XLT = 0.97
		Lcr,upp=3.60 m	Lam_LT = 0.34	fi,LT = 0.57	

<p><b>BUCKLING y</b></p> <table border="0" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;"></td> <td>Ly = 3.60 m</td> <td>Lam_y = 0.88</td> </tr> <tr> <td></td> <td>Lcr,y = 10.22 m</td> <td>Xy = 0.67</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;"></td> <td>Lamy = 67.16</td> <td>kyy = 0.89</td> </tr> </table>		Ly = 3.60 m	Lam_y = 0.88		Lcr,y = 10.22 m	Xy = 0.67		Lamy = 67.16	kyy = 0.89	<p><b>BUCKLING z</b></p> <table border="0" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;"></td> <td>Lz = 3.60 m</td> <td>Lam_z = 0.63</td> </tr> <tr> <td></td> <td>Lcr,z = 3.60 m</td> <td>Xz = 0.77</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;"></td> <td>Lamz = 48.43</td> <td>kyz = 0.57</td> </tr> </table>		Lz = 3.60 m	Lam_z = 0.63		Lcr,z = 3.60 m	Xz = 0.77		Lamz = 48.43	kyz = 0.57
	Ly = 3.60 m	Lam_y = 0.88																	
	Lcr,y = 10.22 m	Xy = 0.67																	
	Lamy = 67.16	kyy = 0.89																	
	Lz = 3.60 m	Lam_z = 0.63																	
	Lcr,z = 3.60 m	Xz = 0.77																	
	Lamz = 48.43	kyz = 0.57																	

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ**

N,Ed/Nc,Rd = 0.19 < 1.00 (6.2.4.(1))  
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.13 < 1.00 (6.2.6-7)

**MEMBER STABILITY CHECK**

Lamy = 67.16 < Lam,max = 210.00    Lamz = 48.43 < Lam,max = 210.00    ΣΤΑΘΕΡΟ  
N,Ed/(Xy\*N,Rk/gM1) + kyy\*My,Ed,max/(XLT\*My,Rk/gM1) + kyz\*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.61 < 1.00 (6.3.3.(4))

Σχήμα 3.30: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ για τα γωνιακά υποστυλώματα 1<sup>ου</sup>, 2<sup>ου</sup>, 3<sup>ου</sup> ορόφου

Όπως προκύπτει από το φύλλο αποτελεσμάτων η δυσμενέστερη φόρτιση για τη διαστασιολόγηση τους είναι:  $1,35 \cdot G + 1,50 \cdot (W_{y,εξωτ} + W_{εσωτ}) + 1,05 \cdot Q + 0,9 \cdot S$ .


### ΟΚΛ

Member node displacements

	vx = 0.1 cm < vx max = L/150.00 = 2.4 cm	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
	Governing load case: 50 COMB41 (1+3+6+7+8)*1.00	
	vy = 1.3 cm < vy max = L/150.00 = 2.4 cm	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
	Governing load case: 44 COMB35 (2+3+6+7+8+9)*1.00	

Σχήμα 3.31: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΛ για τα γωνιακά υποστυλώματα 1<sup>ου</sup>, 2<sup>ου</sup>, 3<sup>ου</sup> ορόφου

• **Γωνιακά υποστυλώματα 4<sup>ου</sup>, 5<sup>ου</sup>, 6<sup>ου</sup> ορόφου HEA 340**



HEA 340

Auto

Code 2 πανω\_γωνιακα\_υποστ  
Bar: 205 ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ\_205

ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ

Point / Coordinate: 2 / x = 0.50 L = 1.80 m


Load case: 35 COMB26 (6+7+8)\*1.35+(2+4)\*1.50+9\*1.05+5\*0.90

Simplified results Detailed results


**FORCES**

N <sub>Ed</sub> = 637.93 kN	M <sub>y,Ed</sub> = -24.52 kN*m	M <sub>z,Ed</sub> = -0.10 kN*m	V <sub>y,Ed</sub> = 0.16 kN
N <sub>c,Rd</sub> = 4738.29 kN	M <sub>y,Ed,max</sub> = -246.79 kN*m	M <sub>z,Ed,max</sub> = -0.38 kN*m	V <sub>y,T,Rd</sub> = 2262.44 kN
N <sub>b,Rd</sub> = 3201.99 kN	M <sub>y,c,Rd</sub> = 656.97 kN*m	M <sub>z,c,Rd</sub> = 268.37 kN*m	V <sub>z,Ed</sub> = -123.48 kN
	MN <sub>y,Rd</sub> = 652.82 kN*m	MN <sub>z,Rd</sub> = 268.37 kN*m	V <sub>z,T,Rd</sub> = 921.29 kN
	M <sub>b,Rd</sub> = 636.59 kN*m		T <sub>t,Ed</sub> = -0.00 kN*m
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1


**LATERAL BUCKLING**

	z = 0.00	M <sub>cr</sub> = 5826.10 kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a
	L <sub>cr,low</sub> =3.60 m	Lam <sub>LT</sub> = 0.34	XLT = 0.97
			f <sub>i,LT</sub> = 0.57

**BUCKLING y**

	L <sub>y</sub> = 3.60 m	Lam <sub>y</sub> = 0.88	
	L <sub>cr,y</sub> = 9.66 m	X <sub>y</sub> = 0.68	
	Lam <sub>y</sub> = 67.03	k <sub>yy</sub> = 0.91	

**BUCKLING z**

	L <sub>z</sub> = 3.60 m	Lam <sub>z</sub> = 0.63	
	L <sub>cr,z</sub> = 3.60 m	X <sub>z</sub> = 0.77	
	Lam <sub>z</sub> = 48.23	k <sub>yz</sub> = 0.50	

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ**

N<sub>Ed</sub>/N<sub>c,Rd</sub> = 0.13 < 1.00 (6.2.4.(1))

V<sub>z,Ed</sub>/V<sub>z,T,Rd</sub> = 0.13 < 1.00 (6.2.6-7)

**MEMBER STABILITY CHECK**

Lam<sub>y</sub> = 67.03 < Lam<sub>max</sub> = 210.00      Lam<sub>z</sub> = 48.23 < Lam<sub>max</sub> = 210.00      ΣΤΑΘΕΡΟ


N<sub>Ed</sub>/(X<sub>y</sub>\*N<sub>Rk</sub>/gM1) + k<sub>yy</sub>\*M<sub>y,Ed,max</sub>/(XLT\*M<sub>y,Rk</sub>/gM1) + k<sub>yz</sub>\*M<sub>z,Ed,max</sub>/(M<sub>z,Rk</sub>/gM1) = 0.55 < 1.00 (6.3.3.(4))

Σχήμα 3.32: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ για τα γωνιακά υποστυλώματα 4<sup>ου</sup>, 5<sup>ου</sup>, 6<sup>ου</sup> ορόφου

Όπως προκύπτει από το φύλλο αποτελεσμάτων η δυσμενέστερη φόρτιση για τη διαστασιολόγηση τους είναι:  $1,35 \cdot G + 1,50 \cdot (W_{y,εξωτ} + W_{εσωτ}) + 1,05 \cdot Q + 0,9 \cdot S$ .

ΟΚΛ

Member node displacements

	v <sub>x</sub> = 0.1 cm < v <sub>x max</sub> = L/150.00 = 2.4 cm	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
	Governing load case: 52 COMB43 (1+3+5+6+7+8)*1.00	
	v <sub>y</sub> = 1.1 cm < v <sub>y max</sub> = L/150.00 = 2.4 cm	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
	Governing load case: 44 COMB35 (2+3+6+7+8+9)*1.00	

Σχήμα 3.33: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΛ για τα γωνιακά υποστυλώματα 4<sup>ου</sup>, 5<sup>ου</sup>, 6<sup>ου</sup> ορόφου

- Εσωτερικά υποστυλώματα 1<sup>ου</sup>, 2<sup>ου</sup>, 3<sup>ου</sup> ορόφου

Code 3 κατω\_εσωτ\_υποστ  
Bar: 397 Υποστυλώμα\_397  
Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m  
Load case: 35 COMB26 (6+7+8)\*1.35+(2+4)\*1.50+9\*1.05+5\*0.90

HEA 400

ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ

Simplified results Detailed results

**FORCES**

N,Ed = 1055.14 kN	My,Ed = 670.99 kN*m	Vy,Ed = 6.19 kN
Nc,Rd = 5643.72 kN	My,Ed,max = 670.99 kN*m	Vy,c,Rd = 2586.55 kN
Nb,Rd = 5471.43 kN	My,c,Rd = 909.50 kN*m	Vz,Ed = -499.32 kN
	MN,y,Rd = 861.30 kN*m	Vz,c,Rd = 1174.99 kN
	Mb,Rd = 909.50 kN*m	

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

**LATERAL BUCKLING**

z = 0.00	Mcr = 28741.92 kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a	XLT = 1.00
Lcr,upp=1.60 m	Lam_LT = 0.18	fi,LT = 0.51	

**BUCKLING y**

Ly = 1.60 m	Lam_y = 0.23
Lcr,y = 2.98 m	Xy = 0.99
Lamy = 17.72	kyy = 0.73

**BUCKLING z**

Lz = 1.60 m	Lam_z = 0.29
Lcr,z = 1.60 m	Xz = 0.97
Lamz = 21.80	kzy = 0.38

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ**

My,Ed/MN,y,Rd = 0.78 < 1.00 (6.2.9.1.(2))  
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.42 < 1.00 (6.2.6.(1))

**MEMBER STABILITY CHECK**

Lamy = 17.72 < Lam,max = 210.00    Lamz = 21.80 < Lam,max = 210.00    ΣΤΑΘΕΡΟ  
N,Ed/(Xy\*N,Rk/gM1) + kyy\*My,Ed,max/(XLT\*My,Rk/gM1) + kyz\*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.74 < 1.00 (6.3.3.(4))

Σχήμα 3.34: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ για τα εσωτερικά υποστυλώματα 1<sup>ου</sup>, 2<sup>ου</sup>, 3<sup>ου</sup> ορόφου

Όπως προκύπτει από το φύλλο αποτελεσμάτων η δυσμενέστερη φόρτιση για τη διαστασιολόγηση τους είναι:  $1,35 \cdot G + 1,50 \cdot (W_{y,εζωτ} + W_{εσωτ}) + 1,05 \cdot Q + 0,9 \cdot S$ .


### ΟΚΛ

Member node displacements

vx = 0.2 cm < vx max = L/150.00 = 2.4 cm	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
Governing load case: 52 COMB43 (1+3+5+6+7+8)*1.00	
vy = 1.2 cm < vy max = L/150.00 = 2.4 cm	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
Governing load case: 48 COMB39 (2+3+5+6+7+8+9)*1.00	

Σχήμα 3.35: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΛ για τα εσωτερικά υποστυλώματα 1<sup>ου</sup>, 2<sup>ου</sup>, 3<sup>ου</sup> ορόφου

- Εσωτερικά υποστυλώματα 4<sup>ου</sup>, 5<sup>ου</sup>, 6<sup>ου</sup> ορόφου



Auto

Code: 4 πάνω\_εσωτ\_υποστ  
 Bar: 204 ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ\_204

ΔΙΑΤΟΜΗ OK



Point / Coordinate: 2 / x = 0.50 L = 1.80 m  
 Load case: 35 COMB26 (6+7+8)\*1.35+(2+4)\*1.50+9\*1.05+5\*0.90

Simplified results Detailed results



**FORCES**

N <sub>Ed</sub> = 537.73 kN	M <sub>y,Ed</sub> = -26.19 kN*m	M <sub>z,Ed</sub> = -0.48 kN*m	V <sub>y,Ed</sub> = -0.22 kN
N <sub>c,Rd</sub> = 4738.29 kN	M <sub>y,Ed,max</sub> = -133.94 kN*m	M <sub>z,Ed,max</sub> = -0.87 kN*m	V <sub>y,T,Rd</sub> = 2262.44 kN
N <sub>b,Rd</sub> = 2290.79 kN	M <sub>y,c,Rd</sub> = 656.97 kN*m	M <sub>z,c,Rd</sub> = 268.37 kN*m	V <sub>z,Ed</sub> = -59.86 kN
	M <sub>N,y,Rd</sub> = 656.97 kN*m	M <sub>N,z,Rd</sub> = 268.37 kN*m	V <sub>z,T,Rd</sub> = 921.29 kN
	M <sub>b,Rd</sub> = 636.59 kN*m		T <sub>t,Ed</sub> = -0.00 kN*m
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



**LATERAL BUCKLING**

	z = 0.00	M <sub>cr</sub> = 5826.10 kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a	XLT = 0.97
	L <sub>cr,low</sub> = 3.60 m	Lam <sub>LT</sub> = 0.34	fi,LT = 0.57	

**BUCKLING y**

	L <sub>y</sub> = 3.60 m	Lam <sub>y</sub> = 1.19
	L <sub>cr,y</sub> = 13.10 m	Χ <sub>y</sub> = 0.48
	Lam <sub>y</sub> = 90.94	ky <sub>y</sub> = 0.91

**BUCKLING z**

	L <sub>z</sub> = 3.60 m	Lam <sub>z</sub> = 0.63
	L <sub>cr,z</sub> = 3.60 m	Χ <sub>z</sub> = 0.77
	Lam <sub>z</sub> = 48.23	ky <sub>z</sub> = 0.57

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ**

N<sub>Ed</sub>/N<sub>c,Rd</sub> = 0.11 < 1.00 (6.2.4.(1))  
 V<sub>z,Ed</sub>/V<sub>z,T,Rd</sub> = 0.06 < 1.00 (6.2.6-7)

**MEMBER STABILITY CHECK**


Lam<sub>y</sub> = 90.94 < Lam<sub>max</sub> = 210.00      Lam<sub>z</sub> = 48.23 < Lam<sub>max</sub> = 210.00      ΣΤΑΘΕΡΟ  
 N<sub>Ed</sub>/(Χ<sub>y</sub>\*N<sub>Rk</sub>/gM1) + ky<sub>y</sub>\*M<sub>y,Ed,max</sub>/(XLT\*M<sub>y,Rk</sub>/gM1) + ky<sub>z</sub>\*M<sub>z,Ed,max</sub>/(M<sub>z,Rk</sub>/gM1) = 0.43 < 1.00 (6.3.3.(4))

Σχήμα 3.36: Φύλλο αποτελεσμάτων OKA για τα εσωτερικά υποστυλώματα 4<sup>ου</sup>, 5<sup>ου</sup>, 6<sup>ου</sup> ορόφου

Όπως προκύπτει από το φύλλο αποτελεσμάτων η δυσμενέστερη φόρτιση για τη διαστασιολόγηση τους είναι:  $1,35 \cdot G + 1,50 \cdot (W_{y,εξωτ} + W_{εσωτ}) + 1,05 \cdot Q + 0,9 \cdot S$ .

### OKA

Member node displacements

	v <sub>x</sub> = 0.1 cm < v <sub>x max</sub> = L/150.00 = 2.4 cm	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
	Governing load case: 52 COMB43 (1+3+5+6+7+8)*1.00	
	v <sub>y</sub> = 1.0 cm < v <sub>y max</sub> = L/150.00 = 2.4 cm	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
	Governing load case: 49 COMB40 (2+4+5+6+7+8+9)*1.00	

Σχήμα 3.37: Φύλλο αποτελεσμάτων OKA για τα εσωτερικά υποστυλώματα 4<sup>ου</sup>, 5<sup>ου</sup>, 6<sup>ου</sup> ορόφου

- Υποστυλώματα πλαισίων χιαστί 1<sup>ου</sup>, 2<sup>ου</sup>, 3<sup>ου</sup> ορόφου

Code 5 κατω\_χιαστι\_υποστ  
Bar: 36 ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ\_36  
Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m  
Load case: 35 COMB26 (6+7+8)\*1.35+(2+4)\*1.50+9\*1.05+5\*0.90

HEA 400

ΔΙΑΤΟΜΗ OK

Simplified results Detailed results

**FORCES**

N,Ed = 1458.11 kN	My,Ed = 378.13 kN*m	Mz,Ed = -2.84 kN*m	Vy,Ed = -0.78 kN
Nc,Rd = 5643.72 kN	My,Ed,max = 378.13 kN*m	Mz,Ed,max = -2.84 kN*m	Vy,T,Rd = 2586.35 kN
Nb,Rd = 4096.87 kN	My,c,Rd = 909.50 kN*m	Mz,c,Rd = 309.87 kN*m	Vz,Ed = -190.48 kN
	MN,y,Rd = 785.66 kN*m	MN,z,Rd = 309.87 kN*m	Vz,T,Rd = 1174.94 kN
	Mb,Rd = 880.52 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 2

**LATERAL BUCKLING**

z = 0.00	Mcr = 7902.82 kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a	XLT = 0.97
Lcr,upp=3.60 m	Lam_LT = 0.34	fi,LT = 0.57	

**BUCKLING y**

Ly = 3.60 m	Lam_y = 0.91
Lcr,y = 11.73 m	Xy = 0.73
Lamy = 69.69	kyg = 0.94

**BUCKLING z**

Lz = 3.60 m	Lam_z = 0.64
Lcr,z = 3.60 m	Xz = 0.82
Lamz = 49.05	kyz = 0.58

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ**

N,Ed/Nc,Rd = 0.26 < 1.00 (6.2.4.(1))  
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.16 < 1.00 (6.2.6-7)

**MEMBER STABILITY CHECK**

Lamy = 69.69 < Lam,max = 210.00      Lamz = 49.05 < Lam,max = 210.00      ΣΤΑΘΕΡΟ  
N,Ed/(Xy\*N,Rk/gM1) + kyg\*My,Ed,max/(XLT\*My,Rk/gM1) + kyz\*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.76 < 1.00 (6.3.3.(4))

Σχήμα 3.38: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ για τα υποστυλώματα των χιαστί 1<sup>ου</sup>, 2<sup>ου</sup>, 3<sup>ου</sup> ορόφου

Όπως προκύπτει από το φύλλο αποτελεσμάτων η δυσμενέστερη φόρτιση για τη διαστασιολόγηση τους είναι:  $1,35 \cdot G + 1,50 \cdot (W_{y,εξωτ} + W_{εσωτ}) + 1,05 \cdot Q + 0,9 \cdot S$ .


### ΟΚΛ

Member node displacements

vx = 0.2 cm < vx max = L/150.00 = 2.4 cm	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
Governing load case: 52 COMB43 (1+3+5+6+7+8)*1.00	
vy = 1.2 cm < vy max = L/150.00 = 2.4 cm	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
Governing load case: 44 COMB35 (2+3+6+7+8+9)*1.00	

Σχήμα 3.39: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΛ για τα υποστυλώματα των χιαστί 1<sup>ου</sup>, 2<sup>ου</sup>, 3<sup>ου</sup> ορόφου

• Υποστυλώματα πλαισίων χιαστί 4<sup>ου</sup>, 5<sup>ου</sup>, 6<sup>ου</sup> ορόφου



Auto

Code: 6 πανω\_χιαστι\_υποστ  
 Bar: 267 ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ\_267

ΔΙΑΤΟΜΗ OK

Point / Coordinate: 2 / x = 0.50 L = 1.80 m  
 Load case: 11 COMB2 5\*0.90+(6+7+8)\*1.35+9\*1.50


HEA 360

Simplified results Detailed results


**FORCES**

N <sub>Ed</sub> = 316.50 kN	M <sub>y,Ed</sub> = -77.35 kN*m	M <sub>z,Ed</sub> = 0.02 kN*m	V <sub>y,Ed</sub> = 0.01 kN
N <sub>c,Rd</sub> = 5067.91 kN	M <sub>y,Ed,max</sub> = -444.77 kN*m	M <sub>z,Ed,max</sub> = 0.04 kN*m	V <sub>y,T,Rd</sub> = 2391.01 kN
N <sub>b,Rd</sub> = 3815.29 kN	M <sub>y,c,Rd</sub> = 741.46 kN*m	M <sub>z,c,Rd</sub> = 284.81 kN*m	V <sub>z,Ed</sub> = -204.12 kN
	MN <sub>y,Rd</sub> = 741.46 kN*m	MN <sub>z,Rd</sub> = 284.81 kN*m	V <sub>z,T,Rd</sub> = 1003.44 kN
	M <sub>b,Rd</sub> = 718.37 kN*m		T <sub>t,Ed</sub> = 0.00 kN*m
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1


**LATERAL BUCKLING**

	z = 0.00	M <sub>cr</sub> = 6555.25 kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a
	L <sub>cr,low</sub> = 3.60 m	Lam <sub>LT</sub> = 0.34	f <sub>i,LT</sub> = 0.57
			XLT = 0.97

**BUCKLING y**

	L <sub>y</sub> = 3.60 m	Lam <sub>y</sub> = 0.75
	L <sub>cr,y</sub> = 8.76 m	χ <sub>y</sub> = 0.75
	Lam <sub>y</sub> = 57.55	ky <sub>y</sub> = 0.94

**BUCKLING z**

	L <sub>z</sub> = 3.60 m	Lam <sub>z</sub> = 0.63
	L <sub>cr,z</sub> = 3.60 m	χ <sub>z</sub> = 0.77
	Lam <sub>z</sub> = 48.43	ky <sub>z</sub> = 0.66

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ**

N<sub>Ed</sub>/N<sub>c,Rd</sub> = 0.06 < 1.00 (6.2.4.(1))  
 V<sub>z,Ed</sub>/V<sub>z,T,Rd</sub> = 0.20 < 1.00 (6.2.6-7)

**MEMBER STABILITY CHECK**


Lam<sub>y</sub> = 57.55 < Lam<sub>max</sub> = 210.00      Lam<sub>z</sub> = 48.43 < Lam<sub>max</sub> = 210.00      ΣΤΑΘΕΡΟ  
 N<sub>Ed</sub>/(χ<sub>y</sub>\*N<sub>Rk</sub>/gM1) + ky<sub>y</sub>\*M<sub>y,Ed,max</sub>/(XLT\*M<sub>y,Rk</sub>/gM1) + ky<sub>z</sub>\*M<sub>z,Ed,max</sub>/(M<sub>z,Rk</sub>/gM1) = 0.66 < 1.00 (6.3.3.(4))

Σχήμα 3.40: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ για τα υποστυλώματα των χιαστί 4<sup>ου</sup>, 5<sup>ου</sup>, 6<sup>ου</sup> ορόφου

Όπως προκύπτει από το φύλλο αποτελεσμάτων η δυσμενέστερη φόρτιση για τη διαστασιολόγηση τους είναι:  $1,35 \cdot G + 1,50 \cdot Q + 0,9 \cdot S$ .


ΟΚΛ

Member node displacements

	v <sub>x</sub> = 0.1 cm < v <sub>x max</sub> = L/150.00 = 2.4 cm	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
	Governing load case: 52 COMB43 (1+3+5+6+7+8)*1.00	
	v <sub>y</sub> = 1.1 cm < v <sub>y max</sub> = L/150.00 = 2.4 cm	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
	Governing load case: 45 COMB36 (2+4+6+7+8+9)*1.00	

Σχήμα 3.41: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΛ για τα υποστυλώματα των χιαστί 4<sup>ου</sup>, 5<sup>ου</sup>, 6<sup>ου</sup> ορόφου

• Υποστυλώματα κλιμακοστασίου



Auto

HEA 320

Code 7 υποστ\_κλιμακ  
 Bar: 414 Υποστυλώμα\_414  
 Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m  
 Load case: 35 COMB26 (6+7+8)\*1.35+(2+4)\*1.50+9\*1.05+5\*0.90

ΔΙΑΤΟΜΗ OK



---

Simplified results
Detailed results



**FORCES**

N,Ed = 41.11 kN	My,Ed = -2.38 kN*m	Mz,Ed = 3.41 kN*m	Vy,Ed = 1.36 kN
Nc,Rd = 4415.06 kN	My,Ed,max = -19.70 kN*m	Mz,Ed,max = 3.41 kN*m	Vy,T,Rd = 2109.80 kN
Nb,Rd = 3427.30 kN	My,c,Rd = 578.02 kN*m	Mz,c,Rd = 251.96 kN*m	Vz,Ed = -6.93 kN
	MN,y,Rd = 578.02 kN*m	MN,z,Rd = 251.96 kN*m	Vz,T,Rd = 837.52 kN
	Mb,Rd = 564.70 kN*m		Tt,Ed = 0.38 kN*m
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 2



**LATERAL BUCKLING**

	z = 0.00	Mcr = 6323.90 kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a
	Lcr,low=2.50 m	Lam_LT = 0.30	XLT = 0.98
			fi,LT = 0.56

**BUCKLING y**

	Ly = 2.50 m	Lam_y = 0.71	
	Lcr,y = 7.40 m	Xy = 0.78	
	Lamy = 54.49	kyy = 0.94	

**BUCKLING z**

	Lz = 2.50 m	Lam_z = 0.44	
	Lcr,z = 2.50 m	Xz = 0.88	
	Lamz = 33.36	kyz = 0.55	

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ**

$(M_y,Ed/MN_{y,Rd})^2 + (M_z,Ed/MN_{z,Rd})^2 = 0.01 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))

$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.03 < 1.00$  (6.2.6)

**MEMBER STABILITY CHECK**

Lamy = 54.49 < Lam,max = 210.00      Lamz = 33.36 < Lam,max = 210.00      ΣΤΑΘΕΡΟ


$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_z,Rk/gM1) = 0.05 < 1.00$  (6.3.3.(4))

Σχήμα 3.42: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ για τα υποστυλώματα του κλιμακοστασίου

Όπως προκύπτει από το φύλλο αποτελεσμάτων η δυσμενέστερη φόρτιση για τη διαστασιολόγηση τους είναι:  $1,35 \cdot G + 1,50 \cdot (W_{y,εξωτ} + W_{εσωτ}) + 1,05 \cdot Q + 0,9 \cdot S$ .

ΟΚΛ


Member node displacements

	vx = 0.1 cm < vx max = L/150.00 = 1.7 cm	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
	Governing load case: 46 COMB37 (1+3+5+6+7+8+9)*1.00	
	vy = 0.3 cm < vy max = L/150.00 = 1.7 cm	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
	Governing load case: 49 COMB40 (2+4+5+6+7+8+9)*1.00	

Σχήμα 3.43: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΛ για τα υποστυλώματα του κλιμακοστασίου

77

- Υποστυλώματα εισόδου κτιρίου



Auto

HEA 360

Code 13 μπροστινα\_υποστ  
 Bar: 502 Υποστυλώμα\_502

Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m

Load case: 35 COMB26 (6+7+8)\*1.35+(2+4)\*1.50+9\*1.05+5\*0.90

ΔΙΑΤΟΜΗ OK

---



Simplified results
Detailed results

**FORCES**



N,Ed = 1107.17 kN	My,Ed = 250.07 kN*m	Vy,Ed = 0.43 kN	
Nc,Rd = 5067.91 kN	My,Ed,max = 250.07 kN*m	Mz,Ed,max = -2.22 kN*m	Vy,c,Rd = 2391.01 kN
Nb,Rd = 2991.45 kN	My,c,Rd = 741.46 kN*m	Mz,c,Rd = 284.81 kN*m	Vz,Ed = -84.37 kN
	MN,y,Rd = 667.79 kN*m		Vz,c,Rd = 1003.44 kN
	Mb,Rd = 694.82 kN*m		

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



**LATERAL BUCKLING**

	z = 0.00	Mcr = 3549.07 kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a
	Lcr,upp=5.20 m	Lam_LT = 0.46	fi,LT = 0.63
			XLT = 0.94

**BUCKLING y**

	Ly = 5.20 m	Lam_y = 0.71	
	Lcr,y = 8.22 m	Xy = 0.78	
	Lamy = 53.98	kyy = 0.89	

**BUCKLING z**

	Lz = 5.20 m	Lam_z = 0.92	
	Lcr,z = 5.20 m	Xz = 0.59	
	Lamz = 69.96	kzy = 0.46	

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ**

My,Ed/MN,y,Rd = 0.37 < 1.00 (6.2.9.1.(2))

Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.08 < 1.00 (6.2.6.(1))

**MEMBER STABILITY CHECK**

Lamy = 53.98 < Lam,max = 210.00      Lamz = 69.96 < Lam,max = 210.00      ΣΤΑΘΕΡΟ


N,Ed/(Xy\*N,Rk/gM1) + kyy\*My,Ed,max/(XLT\*My,Rk/gM1) + kyz\*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.61 < 1.00 (6.3.3.(4))

Σχήμα 3.44: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ για τα υποστυλώματα της εισόδου του κτιρίου

Όπως προκύπτει από το φύλλο αποτελεσμάτων η δυσμενέστερη φόρτιση για τη διαστασιολόγηση τους είναι:  $1,35 \cdot G + 1,50 \cdot (W_{y,εξωτ} + W_{εσωτ}) + 1,05 \cdot Q + 0,9 \cdot S$ .

### ΟΚΛ

Member node displacements

	vx = 0.3 cm < vx max = L/150.00 = 3.5 cm	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
	Governing load case: 50 COMB41 (1+3+6+7+8)*1.00	
	vy = 1.3 cm < vy max = L/150.00 = 3.5 cm	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
	Governing load case: 48 COMB39 (2+3+5+6+7+8+9)*1.00	

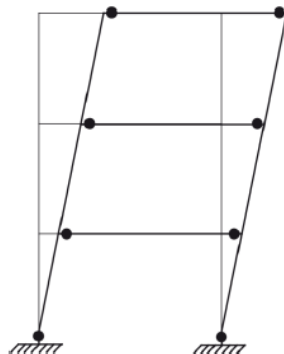
Σχήμα 3.45: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΛ για τα υποστυλώματα της εισόδου του κτιρίου



## 4 Αντισεισμικός σχεδιασμός

### 4.1 Γενικά

Στόχος του ικανοτικού σχεδιασμού, ο οποίος περιγράφεται στον EN1998-1 [14], είναι η αποφυγή της ολικής ή μερικής κατάρρευσης μιας κατασκευής, για σεισμό μεγαλύτερο από τον σεισμό σχεδιασμού, απορροφώντας την μεγαλύτερη δυνατή ενέργεια. Ο σχεδιασμός αυτός, βασίζεται στον προκαθορισμό του αποδεκτού τρόπου κατάρρευσης (Σχήμα 4.1), δηλαδή, στην ιεράρχηση των βλαβών αλλά και στην εξασφάλιση της σειράς εμφάνισής τους σε όσο το δυνατόν περισσότερα στοιχεία. Αυτό επιτυγχάνεται εξασφαλίζοντας ότι οι πλαστικές αρθρώσεις θα εμφανιστούν στις δοκούς και όχι στα υποστυλώματα. Αποδεκτό σημείο δημιουργίας πλαστικής άρθρωσης για τα υποστυλώματα αποτελούν ο πόδας τους στο επίπεδο του εδάφους και η κορυφή τους στον ανώτατο όροφο. Αρχικά, λοιπόν, απαιτείται η κατασκευή να αποκρίνεται πλάστιμα στην μετελαστική περιοχή, δηλαδή οι διατομές να μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση και να διαθέτουν επαρκή ικανότητα σχετικής στροφής των δύο άκρων τους χωρίς την εκδήλωση τοπικού λυγισμού. Έπειτα, σύμφωνα με τον αντισεισμικό σχεδιασμό αποφεύγονται οι πιθανές ψαθυρές μορφές αστοχίας, γιατί δεν δίνουν την δυνατότητα αντίδρασης στον χρήστη. Επιπλέον, μία ακόμη απαίτηση του αντισεισμικού σχεδιασμού είναι η αποφυγή σχηματισμού μηχανισμού ορόφου, δηλαδή είναι προτιμητέο να πλαστικοποιηθούν τα άκρα των δοκών, παρά τα άκρα των υποστυλωμάτων. Αυτή η προϋπόθεση επιτυγχάνεται μέσω του ικανοτικού ελέγχου κόμβων. Αξίζει να αναφερθεί ότι, ως ικανοτικές ορίζονται οι δράσεις που προκύπτουν, όταν στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων αναπτύσσεται η ροπή αντοχής της διατομής.



Σχήμα 4.1: Αποδεκτός μηχανισμός κατάρρευσης

Υπάρχουν τρεις κατηγορίες πλαστιμότητας, όπως φαίνεται στον Πίνακα 4.1 και ανάλογα με την κατηγορία, γίνεται και η επιλογή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ . Για το συγκεκριμένο κτίριο επιλέχθηκε ΚΠΜ και  $q = 4$ , αφού όπως αναφέρθηκε και στο Κεφάλαιο 2 ανήκει στην Κατηγορία Σπουδαιότητας II. Επίσης όπως φαίνεται στον Πίνακα 4.2, οι διατομές του φορέα απαιτείται να είναι κατηγορίας 1 ή 2.

Πίνακας 4.1: Κατηγορίες πλαστιμότητας σύμφωνα με τον ΕΚ8

Αρχή σχεδιασμού	Κατηγορία πλαστιμότητας	Φάσμα των τιμών αναφοράς του συντελεστή συμπεριφοράς $q$
Αρχή α) Περιορισμένη πλαστική συμπεριφορά	ΚΠΧ (Χαμηλή)	$\leq 1,5 - 2$
Αρχή β) Πλάστική συμπεριφορά	ΚΠΧ (Μέτρια)	$\leq 4$ επίσης περιορίζεται από τις τιμές του Πίνακα 6.2
	ΚΠΥ (Υψηλή)	περιορίζεται μόνο από τις τιμές του Πίνακα 6.2

Πίνακας 4.2: Απαιτούμενη κατηγορία διατομής με βάση τον συντελεστή  $q$

Κατηγορία Πλαστιμότητας	Τιμή αναφοράς του συντελεστή συμπεριφοράς $q$	Απαιτούμενη κατηγορία διατομής
ΚΠΜ	$1,5 < q \leq 2$	κατηγορία 1, 2 ή 3
	$2 < q \leq 4$	κατηγορία 1 ή 2
ΚΠΥ	$q > 4$	κατηγορία 1

Οι διατομές τελικά προέκυψαν ύστερα από επαναλήψεις, ώστε να ικανοποιούνται όλοι οι ικανοτικοί έλεγχοι.

## 4.2 Ανάλυση, διαστασιολόγηση και έλεγχος μελών για σεισμό κατά X

### 4.2.1 Έλεγχος επιρροής από φαινόμενα δεύτερης τάξης

Ένας πολύ σημαντικός παράγοντας για την ανάλυση του έργου είναι το κατά πόσο επηρεάζεται από τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως. Για κάθε όροφο υπολογίζεται ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης  $\theta$ , μέσω του οποίου καθορίζεται αν τα φαινόμενα δεύτερης τάξης είναι σημαντικά και, αν ναι, με ποιον τρόπο πρέπει να ληφθούν υπόψη. Με βάση τα αποτελέσματα της ανάλυσης, ο υπολογισμός γίνεται στον Πίνακα 4.3, όπου παρουσιάζεται το συνολικό φορτίο βαρύτητας του κάθε ορόφου, το οποίο προκύπτει για τον συνδυασμό φορτίων  $G + 0,3 \cdot Q$ , η συνολική τέμνουσα του κάθε ορόφου, μόνο για τον σεισμό κατά X, χωρίς κάποια άλλη δράση και οι αντίστοιχες σχετικές μετακινήσεις που προκύπτουν από τον σεισμό αυτόν. Υπενθυμίζεται ότι το ύψος  $h$  των ορόφων είναι ίσο με 3.60 m.

Τονίζεται ότι πάντα πρέπει να ισχύει  $\theta < 0.30$ .

- Αν  $\theta < 0.1$  τα φαινόμενα δεύτερης τάξης μπορούν να αγνοηθούν
- Αν  $0.1 < \theta < 0.2$  μπορούν να ληφθούν προσεγγιστικά υπόψη προσαυξάνοντας τα σεισμικά μεγέθη της αντίστοιχης διεύθυνσης σεισμικές εντάσεις με τον συντελεστή  $1/(1-\theta)$
- Αν  $0.2 < \theta < 0.3$  πρέπει να ληφθούν υπόψη πλήρως (μη γραμμική ανάλυση γεωμετρίας)

Πίνακας 4.3: Προσδιορισμός συντελεστή  $\theta$  κατά την διεύθυνση X

Όροφος		1 <sup>ος</sup>	2 <sup>ος</sup>	3 <sup>ος</sup>	4 <sup>ος</sup>	5 <sup>ος</sup>	6 <sup>ος</sup>
$P_{tot}$ (kN)	Συνολικό φορτίο βαρύτητας ορόφου	10035.3	8663.1	6933.6	5210.3	3491.2	1772.7
$V_{tot}$ (kN)	Συνολική τέμνουσα ορόφου	415.1	389.9	338.5	289	239.5	161.9
$d_r$ (cm)	Τιμή σχεδιασμού σχετικής μετακίνησης ορόφου	1.3	1.8	1.9	1.8	1.9	1.7
$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h}$	Συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου	0.0870	0.111	0.108	0.090	0.077	0.052

Επειδή ο συντελεστής  $\theta$  είναι μεγαλύτερος από 0.1, τα φαινόμενα δεύτερης τάξης δεν μπορούν να αγνοηθούν. Για τους ορόφους για τους οποίους ισχύει  $\theta > 0,1$  τα σεισμικά μεγέθη πρέπει να προσαυξηθούν κατά  $1/(1-\theta)$ . Απλοποιητικά, γίνεται η συντηρητική παραδοχή ότι τα σεισμικά μεγέθη της διεύθυνσης X αυξάνονται συνολικά κατά  $1/(1-\theta) = 1.12$ .

#### 4.2.2 Έλεγχος κεντρικών συνδέσμων δυσκαμψίας

Από τους δύο χιαστί διαγώνιους λαμβάνουμε υπόψη συντηρητικά μόνο τον εφελκόμενο, ενώ τον άλλο τον θεωρούμε ανενεργό. Για να εξασφαλιστεί ότι θα συμπεριφερθούν κατά τον επιθυμητό τρόπο, πρέπει η λυγηρότητά τους να ικανοποιεί την σχέση:  $1.3 \leq \lambda \leq 2.0$ .

Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι συνδέονται στο μέσο τους με συνδέσεις που επιτρέπουν τη στροφή στα άκρα τους. Συνεπώς, το κρίσιμο μήκος λυγισμού τους είναι ίσο με το 50% του πραγματικού μήκους, τόσο εντός όσο και εκτός επιπέδου:

$$L_{cr} = 0.5 \cdot L_{diag} = 0.5 \cdot 6.57 = 3.285 \text{ m.}$$

Για χάλυβα S355, η λυγηρότητα αναφοράς είναι:

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \cdot \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76.41 \quad (4.1)$$

Για τους συνδέσμους δυσκαμψίας κάθε ορόφου, προέκυψαν οι αντίστοιχες λυγηρότητες από την σχέση:

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1}, \quad (4.2)$$

- Διαγώνιος πρώτου ορόφου RHS 120X60X10 :  $1.3 \leq \bar{\lambda} = 1.95 \leq 2.0$
- Διαγώνιος δεύτερου ορόφου RHS 120X60X7,1 :  $1.3 \leq \bar{\lambda} = 1.87 \leq 2.0$
- Διαγώνιος τρίτου ορόφου RHS 120X60X6,3 :  $1.3 \leq \bar{\lambda} = 1.79 \leq 2.0$
- Διαγώνιος τέταρτου ορόφου RHS 120X60X6,3 :  $1.3 \leq \bar{\lambda} = 1.79 \leq 2.0$
- Διαγώνιος πέμπτου ορόφου SHS 80X5 :  $1.3 \leq \bar{\lambda} = 1.39 \leq 2.0$
- Διαγώνιος έκτου ορόφου SHS 60X5 :  $1.3 \leq \bar{\lambda} = 1.95 \leq 2.0$

Ικανοποιείται ο έλεγχος για όλους τους διαγώνιους συνδέσμους .

Στην συνέχεια, οι διαγώνιοι ελέγχονται σε εφελκυσμό, ο οποίος προκύπτει μόνο από τα σεισμικά φορτία, αφού τα κατακόρυφα δεν προκαλούν αξονικές δυνάμεις σε αυτές. Λαμβάνονται, λοιπόν, οι αξονικές αυτές δυνάμεις από το πρόγραμμα για την κάθε διαγώνιο, προσαυξάνονται με τον συντελεστή 1.12 (Πίνακας 4.4), πραγματοποιείται ο έλεγχος τους σε εφελκυσμό και υπολογίζονται οι υπεραντοχές τους  $\Omega$  (Πίνακας 4.5).

Πίνακας 4.4: Αρχικές και νέες αξονικές δυνάμεις χιαστί συνδέσμων

Όροφος	1 <sup>ος</sup>	2 <sup>ος</sup>	3 <sup>ος</sup>	4 <sup>ος</sup>	5 <sup>ος</sup>	6 <sup>ος</sup>
$N_{Ed}$ (kN)	248.8	231.9	198.2	176	139	90.3
	x1.12	x1.12	x1.12	x1.12	x1.12	x1.12
$N_{Ed}'$ (kN)	279.9	260.9	223	198	156.4	101.6

Πίνακας 4.5: Έλεγχος έναντι εφελκυσμού διαγωνίων και υπολογισμός υπεραντοχής

Όροφος	$N_{Ed}'$ (kN)		$N_{pl,Rd}$ (kN)	$\Omega$
1 <sup>ος</sup>	279.9	<	1119	4.00
2 <sup>ος</sup>	260.9	<	892.1	3.42
3 <sup>ος</sup>	223	<	742	3.33
4 <sup>ος</sup>	198	<	742	3.75
5 <sup>ος</sup>	156.4	<	528.2	3.38
6 <sup>ος</sup>	101.6	<	386.2	3.80

Ικανοποιείται ο έλεγχος.

Προκειμένου να εξασφαλιστεί ομοιόμορφη πλαστιμότητα καθ' ύψος του κτιρίου πρέπει η μέγιστη τιμή της υπεραντοχής να μην ξεπερνάει την ελάχιστη τιμή της υπεραντοχής κατά περισσότερο από 25% :

$$\frac{\Omega_{\max} - \Omega_{\min}}{\Omega_{\min}} = \frac{4.00 - 3.33}{3.33} = 0.20 < 0.25, \quad \text{Ικανοποιείται} \quad (4.3)$$

### 4.2.3 Έλεγχος υποστυλωμάτων και δοκών

Οι δοκοί δεν επιβαρύνονται από τους σεισμικούς συνδυασμούς λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας, επομένως δεν υπόκεινται σε ικανοτικό έλεγχο. Τα υποστυλώματα, όμως, επιβαρύνονται από τους σεισμικούς συνδυασμούς και πιο συγκεκριμένα, από τον συνδυασμό:  $G + 0,3 \cdot Q + 4,58 \cdot E_X + 0,3 \cdot E_Y$  (όπου  $4,58 = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 3,33$ ), ώστε να προκύψουν αξονικές δυνάμεις στα υποστυλώματα  $N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot N_{Ed,Ex} + 0,3 \cdot N_{Ed,Ey}$ . Ο συγκεκριμένος σεισμικός συνδυασμός εισάχθηκε επιπλέον στο πρόγραμμα και προέκυψαν οι δρώσες ροπές και τέμνουσες. Με βάση τα φορτία αυτά, έγινε ο έλεγχος των υποστυλωμάτων, τα αποτελέσματα του οποίου δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 4.6: Φύλλο αποτελεσμάτων ικανοτικού ελέγχου υποστυλωμάτων στη διεύθυνση X

ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΥΛΙΚΟ	Lay	Laz	ΛΟΓΟΣ	ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ
<b>ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ : 1 κάτω γωνιακά υποστ</b>						
167 ΥΠΟΣΤΥΛΩ	HEA 360	S355	63.57	48.43	0.37	70 COMB58
<b>ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ : 2 πάνω γωνιακά υποστ</b>						
271 ΥΠΟΣΤΥΛΩ	HEA 340	S355	56.67	48.23	0.35	70 COMB58
<b>ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ : 3 κάτω εσωτ υποστ</b>						
39 ΥΠΟΣΤΥΛΩΜ	HEA 400	S355	102.07	49.05	0.36	70 COMB58
<b>ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ : 4 πάνω εσωτ υποστ</b>						
204 ΥΠΟΣΤΥΛΩ	HEA 340	S355	90.94	48.23	0.26	70 COMB58
<b>ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ : 5 κάτω χιαστί υποστ</b>						
31 ΥΠΟΣΤΥΛΩΜ	HEA 400	S355	69.69	49.05	0.92	70 COMB58
<b>ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ : 6 πάνω χιαστί υποστ</b>						
201 ΥΠΟΣΤΥΛΩ	HEA 360	S355	69.62	48.43	0.68	70 COMB58
<b>ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ : 13 μπροστινά υποστ</b>						
502 Υποστυλωμ	HEA 360	S355	53.98	69.96	0.33	70 COMB58

### 4.2.4 Περιορισμός βλαβών

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών εξασφαλίζεται με τον περιορισμό της σχετικής μετακίνησης των ορόφων για έναν σεισμό μικρότερο από το σεισμό σχεδιασμού, με σημαντικά μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης.

Για κτίρια κατηγορίας II ( $\gamma_I = 1.0$ ) με πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία (περιμετρικές επικαλύψεις), οι μετακινήσεις λόγω του σεισμού αυτού λαμβάνονται ως το 50% των τιμών σχεδιασμού ( $\nu = 0.50$ ). Η απαίτηση για περιορισμό των βλαβών ικανοποιείται εφόσον ικανοποιείται η ακόλουθη συνθήκη:

$$d_r \cdot \nu = 1.9 \cdot 0.5 = 0.95 \text{ cm} \leq 0.0075 \cdot h = 0.0075 \cdot 360 = 2.7 \text{ cm} \quad \text{Ικανοποιείται}$$

## 4.3 Ανάλυση, διαστασιολόγηση και έλεγχος μελών για σεισμό κατά Y

### 4.3.1 Έλεγχος επιρροής από φαινόμενα δεύτερης τάξης

Ο αντίστοιχος πίνακας υπολογισμού του συντελεστή  $\theta$  για τον σεισμό στην διεύθυνση Y είναι ο Πίνακας 4.7.

Πίνακας 4.7: Προσδιορισμός συντελεστή  $\theta$  κατά την διεύθυνση Y

Όροφος		1 <sup>ος</sup>	2 <sup>ος</sup>	3 <sup>ος</sup>	4 <sup>ος</sup>	5 <sup>ος</sup>	6 <sup>ος</sup>
$P_{tot}$ (kN)	Συνολικό φορτίο βαρύτητας ορόφου	10035.3	8663.1	6933.6	5210.3	3491.2	1772.7
$V_{tot}$ (kN)	Συνολική τέμνουσα ορόφου	330.6	312.5	271.3	234.8	196	131.9
$d_r$ (cm)	Τιμή σχεδιασμού σχετικής μετακίνησης ορόφου	1.3	2.5	2.8	2.6	2	1.3
$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h}$	Συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου	0.110	0.192	0.199	0.160	0.099	0.049

Στην διεύθυνση αυτήν, όπως και στην X τα φαινόμενα δευτέρας τάξης δεν μπορούν να αγνοηθούν. Πολλαπλασιάζουμε όλα τα σεισμικά μεγέθη με  $1/(1-\theta) = 1.25$ .

#### 4.3.2 Έλεγχος δοκών

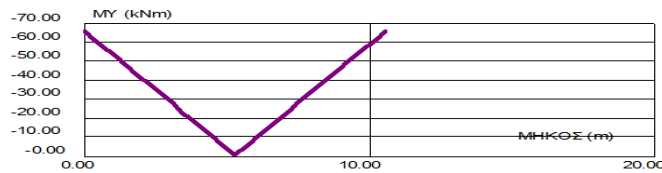
Ο έλεγχος των κυρίων δοκών που λειτουργούν μέσα στο πλαίσιο ροπής, σύμφωνα με τον ΕΚ8, γίνεται η παραδοχή ότι έχει σχηματιστεί μια πλαστική άρθρωση είτε στο αριστερό (Α) είτε στο δεξιό (Β) άκρο της δοκού και άρα εκεί ισχύει:  $M_{Ed} = M_{pl,Rd}$ . Τονίζεται ότι για να μπορέσει η δοκός στο σημείο αυτό να αναπτύξει επαρκή αντοχή και στρωφική ικανότητα πρέπει να είναι κατηγορίας 1 ή 2.

Αρχικά, επιβεβαιώθηκε από το πρόγραμμα, ότι οι δοκοί των πλαισίων ροπής ικανοποιούν την απαίτηση κατηγορίας 1 ή 2. Έπειτα, λήφθηκαν οι  $M_{Ed}$  όλων των δοκών από τα κατακόρυφα φορτία που αντιστοιχούν στο συνδυασμό  $M_{G+0,3 \cdot Q}$  και από την σεισμική δράση  $1.25 \cdot M_{EY}$  και αναζητήθηκε η δοκός για την οποία απαιτείται η μεγαλύτερη αύξηση της σεισμικής δράσης για τη δημιουργία πλαστικής άρθρωσης σε ένα από τα δύο άκρα της, προκειμένου να παρουσιαστούν αναλυτικά οι έλεγχοι της. Επισημαίνεται ότι αντίστοιχοι έλεγχοι πραγματοποιήθηκαν και για τις υπόλοιπες δοκούς. Η δοκός αυτή είναι η 175 διατομής ΗΕΑ360 με  $M_{pl,Rd} = 741.46 \text{ kN}\cdot\text{m}$  και δρώσες ροπές στα άκρα της  $M_{G+0,3 \cdot Q} = 200.28 \text{ kN}\cdot\text{m}$  και  $M_{EY} = 1.25 \cdot 66.7 = 83.28 \text{ kN}\cdot\text{m}$ . Επομένως, για τον σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στο άκρο της, χρειάζεται να πολλαπλασιαστεί η σεισμική δράση με 6.5.

#### Έλεγχος ακραίου τμήματος δοκού:

Η δοκός πρέπει να ελεγχθεί έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, με βάση το εντατικό διάγραμμα ροπής της για σεισμό κατά Y (Σχήμα 4.2). Για να μπορέσει να αναπτυχθεί η  $M_{pl,Rd}$  λαμβάνεται η πρώτη πλευρική εξασφάλιση σε απόσταση 0.60 m από τον κόμβο.

**ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ:ΑΡ. ΡΑΒΔΟΥ 175**  
 ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ 60 Seismic EC 8 Direction\_Y  
 ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ [cm]:  
 133 UX=6,6 UY=0,7 UZ=0,1  
 128 UX=6,6 UY=0,8 UZ=0,1  
 ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΕΚΤΡΟΠΕΣ [cm]:  
 UX=0,0 UY=-0,7 UZ=0,5  
 ΣΤΟ ΣΗΜΕΙΟ X=0,81 X=0,49 X=0,19



Σχήμα 4.2: Διάγραμμα ροπής δοκού 175 για σεισμό κατά Υ

Πίνακας 4.8: Συντελεστές  $k$ ,  $C_1$ ,  $C_2$  και  $C_3$

Συνθήκες φόρτισης και στηρίξεως	Διάγραμμα ροπών κάμψης	Συντελεστής $k$	Συντελεστής		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
	$\psi = + 1$	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	-	1,000 1,113 1,144
	$\psi = + ¾$	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	-	0,998 1,565 2,283
	$\psi = + ½$	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	-	0,992 1,556 2,271
	$\psi = + ¼$	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	-	0,977 1,531 2,235
	$\psi = 0$	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	-	0,939 1,473 2,150
	$\psi = - ¼$	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	-	0,855 1,340 1,957
	$\psi = - ½$	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	-	0,676 1,059 1,546
	$\psi = - ¾$	1,0 0,7 0,5	2,927 3,009 3,093	-	0,366 0,575 0,837
	$\psi = - 1$	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	-	0,000 0,000 0,000

Αν  $\bar{\lambda}_{1r} \leq 0,2$  ή  $M_{ed}/M_{cr} \leq 0,04$  δε χρειάζεται έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Για  $x = 0.60$  m είναι  $M_{EY} = 1.25 \cdot 6.5 \cdot 59.16 = 480.68$  kN·m και  $L = 60$  cm. Στο ακραίο τμήμα έχει τραπεζοειδές διάγραμμα ροπών με λόγο ακραίων ροπών  $\psi = 0.75 \rightarrow C_1 = 1.141$ ,  $C_2 = 0$ . Θεωρώντας απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα, λαμβάνονται:  $k = k_w = 1.0$ .

Η κρίσιμη ελαστική ροπή είναι:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}, \quad (4.4)$$

Προκύπτει  $M_{cr} = 86544.87$  kN·m

Ανηγγμένη λυγηρότητα:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}}, \quad (4.5)$$

Προκύπτει  $\bar{\lambda}_{LT} = 0.092 < 0.2$ , άρα δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής της δοκού λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και μπορεί να αναπτυχθεί η πλήρης πλαστική ροπή αντοχής της.

#### Έλεγχος δεύτερου τμήματος δοκού:

Η δεύτερη πλευρική εξασφάλιση λαμβάνεται σε απόσταση 2.00 m από τον κόμβο, στην θέση της σύνδεσης με την δευτερεύουσα δοκό. Το διάγραμμα ροπών εντός του τμήματος αυτού λαμβάνεται συντηρητικά με λόγο ακραίων ροπών  $\psi = 0.50 \rightarrow C_1 = 1.323, C_2 = 0$ . Θεωρώντας απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα, λαμβάνονται:  $k = k_w = 1.0$ .

Η κρίσιμη ελαστική ροπή είναι  $M_{cr} = 18816.95 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Η ανηγμένη λυγηρότητα προκύπτει  $\bar{\lambda}_{LT} = 0.2 \leq 0.2$ , άρα πάλι δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής της δοκού λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και μπορεί να αναπτυχθεί η πλήρης πλαστική ροπή αντοχής της.

#### Έλεγχος 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.

Η τέμνουσα σχεδιασμού λόγω σεισμού δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$V_{Ed,M} = \frac{M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}}{L} = \frac{2 \cdot 741.46}{10.6} = 139.9 \text{ kN}, \quad (4.6)$$

Τέμνουσα σχεδιασμού λόγω μη σεισμικών δράσεων:  $V_{Ed,G} = 116.46 \text{ kN}$

Εμβαδόν διάτμησης:  $A_v = 48.96 \text{ cm}^2$

Πλαστική διατμητική αντοχή:

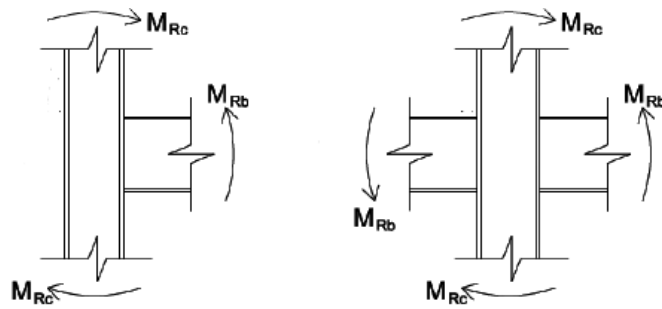
$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 1003.48 \text{ kN}, \quad (4.7)$$

Προκύπτει  $V_{pl,Rd} = 1003.48 \text{ kN} \gg V_{Ed} = V_{Ed,M} + V_{Ed,G} = 256.36 \text{ kN}$ . Άρα, ο έλεγχος ικανοποιείται, και επειδή η τέμνουσα είναι μικρότερη από το 50% της  $V_{pl,Rd}$  δεν χρειάζεται να ληφθεί υπόψη αλληλεπίδραση κάμψης και διάτμησης.

#### 4.3.3 Έλεγχος κόμβων

Προκειμένου να εξασφαλιστεί ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών και όχι στα υποστυλώματα, ώστε να αποφευχθεί ο σχηματισμός «μαλακού ορόφου», οι κόμβοι σχεδιάζονται ικανοτικά, ώστε η πλαστική ροπή αντοχής των υποστυλωμάτων που συντρέχουν σε κάθε κόμβο να είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη αντοχή των δοκών του κόμβου, λαμβάνοντας υπόψη και την πιθανή υπεραντοχή τους.





Σχήμα 4.3: Κόμβοι εσωτερικού και εξωτερικού πλαισίου ροπής

Για τον έλεγχο των κόμβων απαιτείται ο υπολογισμός των πλαστικών ροπών αντοχής των μελών που συντρέχουν στους κόμβους:

HEA 400:  $M_{pl,Rd} = 909.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$   
 HEA 360:  $M_{pl,Rd} = 741.46 \text{ kN}\cdot\text{m}$   
 HEA 340:  $M_{pl,Rd} = 656.97 \text{ kN}\cdot\text{m}$

HEA 240:  $M_{pl,Rd} = 264.36 \text{ kN}\cdot\text{m}$   
 HEB 240:  $M_{pl,Rd} = 373.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Κόμβος μεταξύ υποστυλωμάτων και δοκού HEA 360:

$$\Sigma M_{Rc} = 2 \cdot 741.46 = 1482.92 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 1.3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 1.3 \cdot 741.46 = 963.9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Κόμβος μεταξύ υποστυλωμάτων HEA 400 και δοκού HEA 360:

$$\Sigma M_{Rc} = 2 \cdot 909.5 = 1819 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 1.3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 1.3 \cdot 741.46 = 963.9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Κόμβος μεταξύ υποστυλωμάτων HEA 400 και δοκού HEB 240:

$$\Sigma M_{Rc} = 2 \cdot 909.5 = 1819 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 1.3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 1.3 \cdot 373.89 = 486.06 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Κόμβος μεταξύ υποστυλωμάτων HEA 400 και δοκού HEA 240:

$$\Sigma M_{Rc} = 2 \cdot 909.5 = 1819 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 1.3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 1.3 \cdot 264.36 = 343.67 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Κόμβος μεταξύ υποστυλωμάτων HEA 400 και δοκών HEB 240, HEA 240:

$$\Sigma M_{Rc} = 2 \cdot 909.5 = 1819 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 1.3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 1.3 \cdot (373.89 + 264.36) = 829.73 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Κόμβος μεταξύ υποστυλωμάτων HEA 360, HEA 340 και δοκού HEA 360:

$$\Sigma M_{Rc} = 741.46 + 656.97 = 1398.43 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 1.3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 1.3 \cdot 741.46 = 963.9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Κόμβος μεταξύ υποστυλωμάτων HEA 400, HEA 360 και δοκού HEA 360:

$$\Sigma M_{Rc} = 741.46 + 909.5 = 1650.96 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 1.3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 1.3 \cdot 741.46 = 963.9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Κόμβος μεταξύ υποστυλωμάτων HEA 400, HEA 340 και δοκού HEB 240:

$$\Sigma M_{Rc} = 656.97 + 909.5 = 1566.47 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 1.3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 1.3 \cdot 373.89 = 486.06 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Κόμβος μεταξύ υποστυλωμάτων HEA 400, HEA 340 και δοκού HEA 240:

$$\Sigma M_{Rc} = 656.97 + 909.5 = 1566.47 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 1.3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 1.3 \cdot 264.36 = 343.67 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Κόμβος μεταξύ υποστυλωμάτων HEA 400, HEA 340 και δοκών HEB 240, HEA 240:

$$\Sigma M_{Rc} = 656.97 + 909.5 = 1566.47 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 1.3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 829.73 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Κόμβος μεταξύ υποστυλωμάτων HEA 340 και δοκού HEA 360:

$$\Sigma M_{Rc} = 2 \cdot 656.97 = 1313.94 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 1.3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 1.3 \cdot 741.46 = 963.9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Κόμβος μεταξύ υποστυλωμάτων HEA 340 και δοκού HEB 240:

$$\Sigma M_{Rc} = 2 \cdot 656.97 = 1313.94 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 1.3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 1.3 \cdot 373.89 = 486.06 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Κόμβος μεταξύ υποστυλωμάτων HEA 340 και δοκού HEA 240:

$$\Sigma M_{Rc} = 2 \cdot 656.97 = 1313.94 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 1.3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 1.3 \cdot 264.36 = 343.67 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Κόμβος μεταξύ υποστυλωμάτων HEA 340 και δοκών HEB 240, HEA 240:

$$\Sigma M_{Rc} = 2 \cdot 656.97 = 1313.94 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 1.3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 829.73 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται για όλους τους κόμβους.

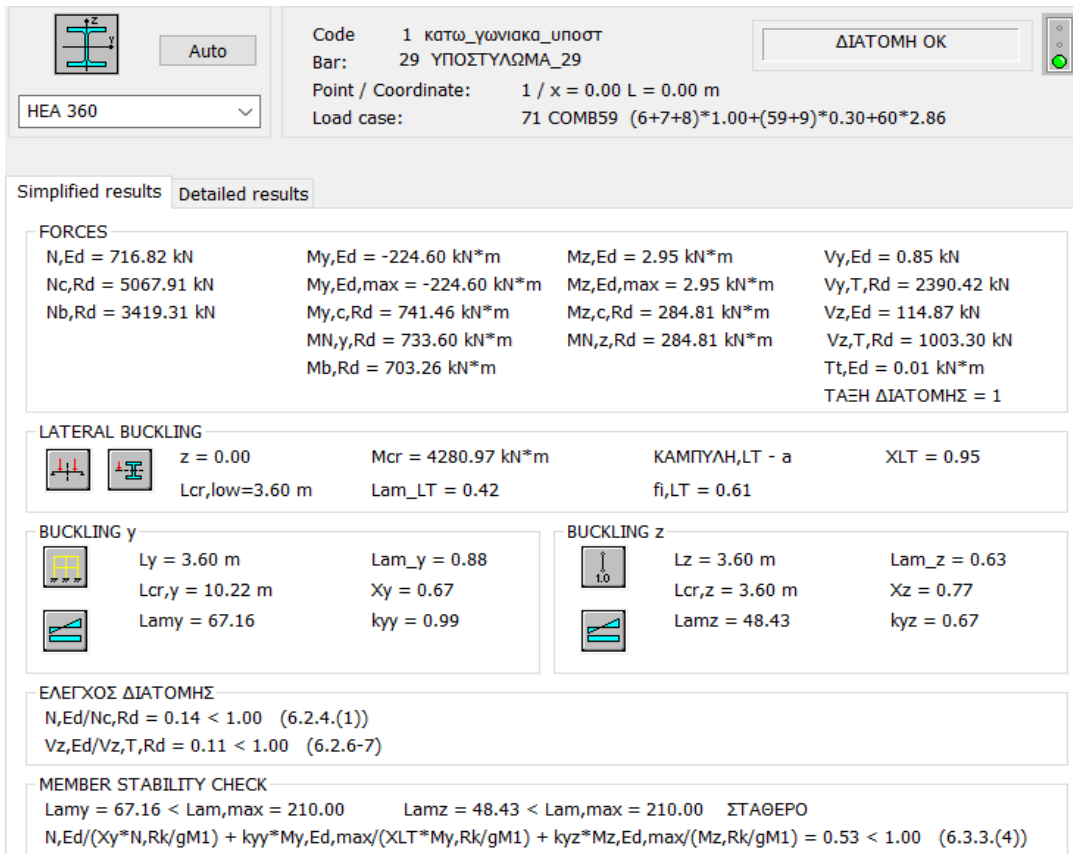
Αξίζει να σημειωθεί ότι στα υποστυλώματα, εκτός από τη ροπή δρα και αξονική δύναμη, η οποία μπορεί ενδεχομένως να περιορίζει την πλαστική αντοχή του υποστυλώματος. Οι πιθανές μειώσεις της  $M_{pl,Rd}$  των υποστυλωμάτων που μπορεί να προκύψουν, αγνοήθηκαν στον συγκεκριμένο έλεγχο χάριν απλότητας, δεδομένου ότι οι έλεγχοι των κόμβων ικανοποιούνται με σημαντικό περιθώριο ασφαλείας.

#### 4.3.4 Έλεγχος υποστυλωμάτων

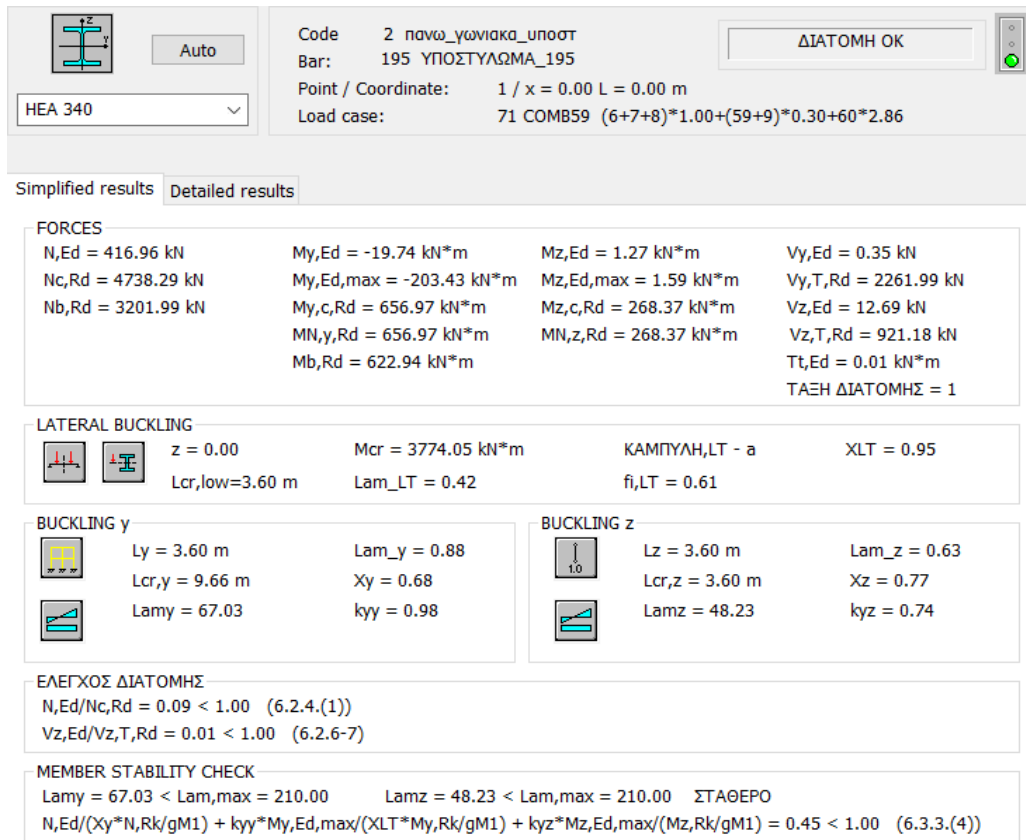
Για τον έλεγχο των υποστυλωμάτων σε αυτήν την διεύθυνση απαιτείται το  $\Omega_{min}$  των δοκών, το οποίο προκύπτει για  $M_{Ed,max}$  σε αυτές για τον σεισμικό συνδυασμό  $G + 0,3 \cdot Q + 1,25 \cdot E_Y$ . Αναζητήθηκε η  $M_{Ed,max}$  και προέκυψε:

$$\Omega_{min} = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed,max}} = \frac{741.46}{356.4} = 2.08 \quad (4.8)$$

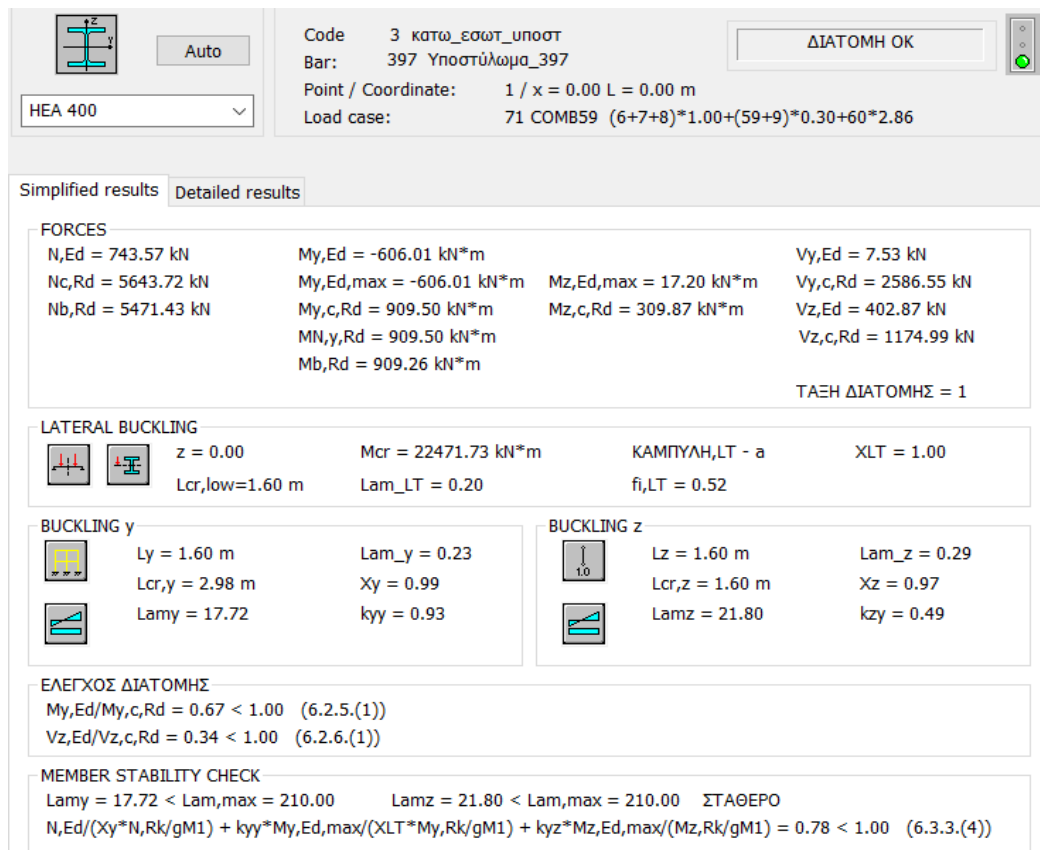
Τα υποστυλώματα, λοιπόν, ελέγχονται προσαυξάνοντας τα σεισμικά μεγέθη κατά:  $1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} = 1.1 \cdot 1.25 \cdot 2.08 = 2.86$ , άρα για τον επιπρόσθετο σεισμικό συνδυασμό:  $G + 0,3 \cdot Q + 2,86 \cdot E_Y + 0,3 \cdot E_X$ . Εξαίρεση αποτελούν τα υποστυλώματα του πρώτου ορόφου, στα οποία τα μεγέθη προσαυξάνονται ακόμα περισσότερο, ώστε να σχηματιστεί πλαστική άρθρωση στη βάση τους. Τα αποτελέσματα για τον έλεγχο όλων των υποστυλωμάτων, εκτός από αυτά του πρώτου ορόφου, δίνονται παρακάτω.



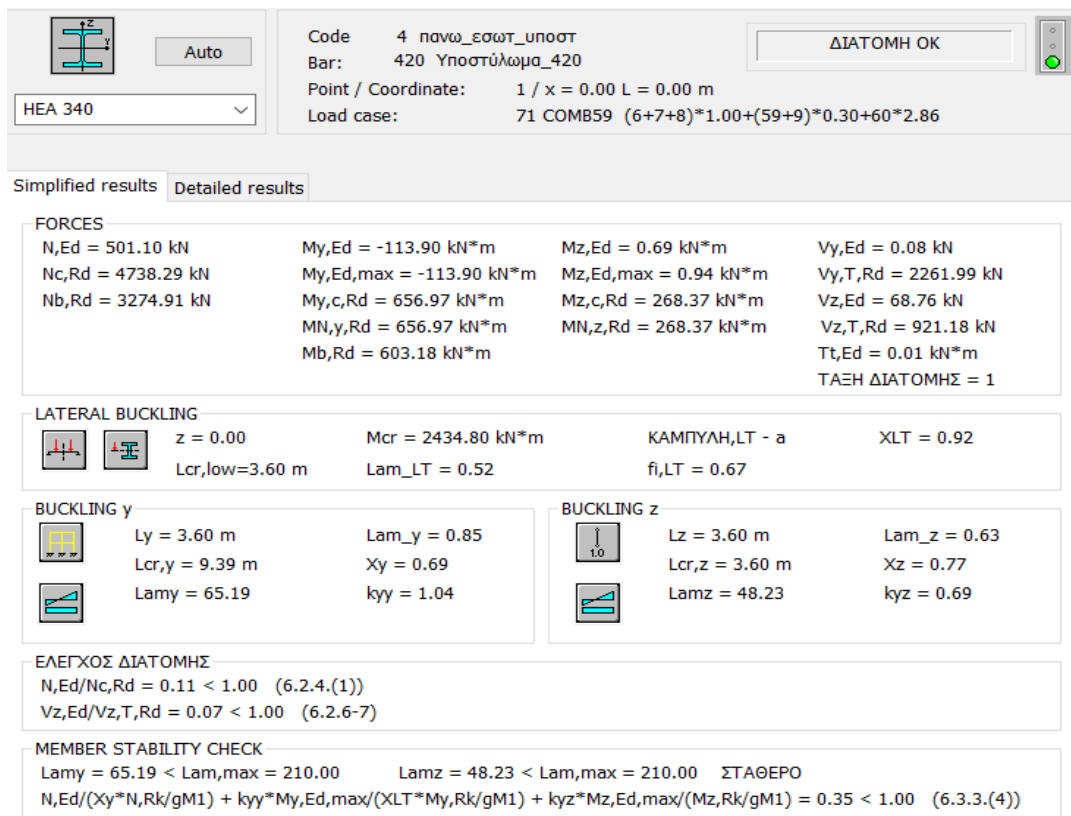
Σχήμα 4.3: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ γωνιακών υποστυλωμάτων 2<sup>ου</sup> και 3<sup>ου</sup> ορόφου



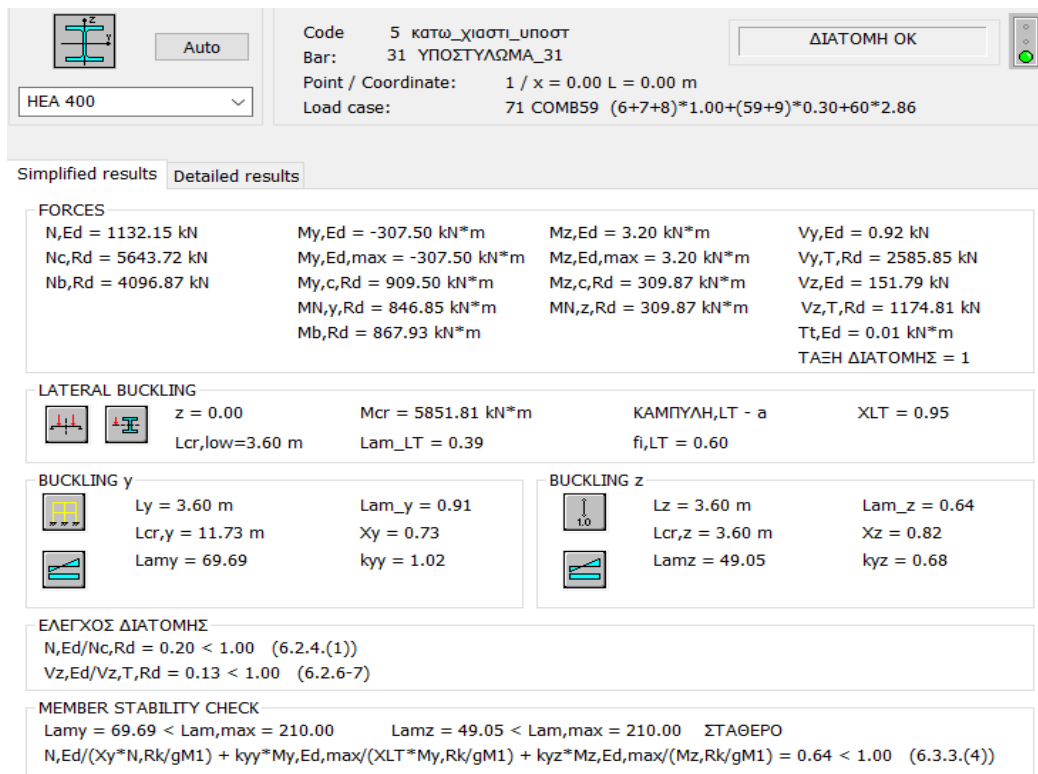
Σχήμα 4.4: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ γωνιακών υποστυλωμάτων 4<sup>ου</sup>, 5<sup>ου</sup> και 6<sup>ου</sup> ορόφου



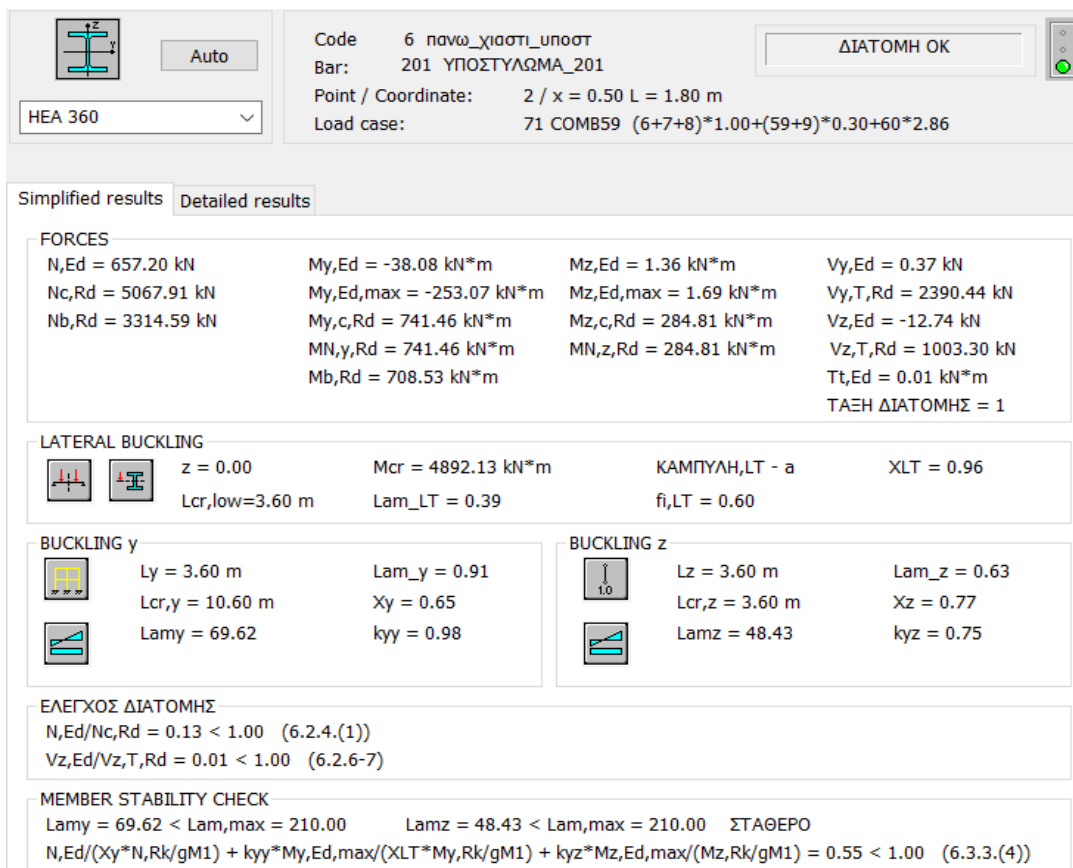
Σχήμα 4.5: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ εσωτερικών υποστυλωμάτων 2<sup>ου</sup> και 3<sup>ου</sup> ορόφου



Σχήμα 4.6: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ εσωτερικών υποστυλωμάτων 4<sup>ου</sup>, 5<sup>ου</sup> και 6<sup>ου</sup> ορόφου



Σχήμα 4.7: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ υποστυλωμάτων πλαισίων χιαστί 2<sup>ου</sup> και 3<sup>ου</sup> ορόφου



Σχήμα 4.8: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ υποστυλωμάτων πλαισίων χιαστί 4<sup>ου</sup>, 5<sup>ου</sup> και 6<sup>ου</sup> ορόφου

Συγκεκριμένα, για τα υποστυλώματα του πρώτου ορόφου, αναζητείται η απαιτούμενη προσαύξηση των σεισμικών δράσεων κατά Y, προκειμένου να σχηματιστεί πλαστική άρθρωση στη βάση τους. Για τον σκοπό αυτόν, δημιουργήθηκε ένα υπολογιστικό φύλλο στο Excel, στο οποίο εισήχθησαν, για κάθε υποστώμα, οι κατάλληλες τιμές των δρώντων αξονικών δυνάμεων και ροπών Y, από τον συνδυασμό των κατακόρυφων φορτίων  $G + 0,3 \cdot Q$  και από τον σεισμό κατά Y, που λήφθηκαν από το Robot. Επιπλέον, τα υποστυλώματα των εσωτερικών πλαισίων επηρεάζονται και από τα εντατικά μεγέθη από τον σεισμό κατά X. Λόγω του ότι στα υποστυλώματα εκτός από τη ροπή δρα και η αξονική δύναμη, ελέγχεται αν απαιτείται έλεγχος απομείωσης της πλαστικής ροπής αντοχής, λόγω της ύπαρξης της αξονικής. Η αλληλεπίδραση μπορεί να αγνοηθεί μόνο αν ισχύουν και οι δύο ακόλουθες συνθήκες:

$$N_{Ed} \leq 0.25 \cdot N_{pl,Rd} \quad (4.9)$$

$$N_{Ed} \leq 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.10)$$

όπου :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.11)$$

Τελικά η αντοχή της διατομής υπολογίζεται από την σχέση:

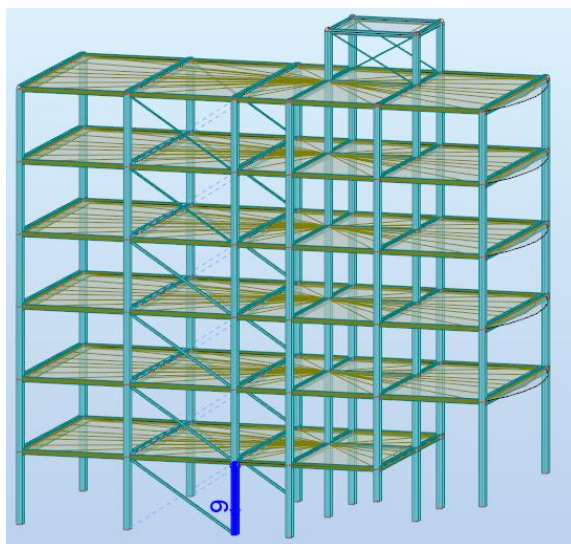
$$M_{N,Rd} = \min \left\{ M_{pl,Rd} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right]; M_{pl,Rd} \cdot \frac{1-n}{1-0.5 \cdot a}; M_{pl,Rd} \right\} \quad (4.12)$$

όπου :

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad \text{και} \quad a = \min \left\{ \left( \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} \right); 0.5 \right\} \quad (4.13)$$

Στο υπολογιστικό φύλλο, μέσω της εντολής «Αναζήτηση στόχου» στην «Ανάλυση πιθανοτήτων» του Excel, υπολογίστηκαν οι αντοχές, για κάθε υποστώμα του πρώτου ορόφου, από τις παραπάνω σχέσεις και υπολογίστηκε η απαιτούμενη προσαύξηση των σεισμικών δράσεων. Στην συνέχεια, με βάση τις προσαυξήσεις που προσδιορίστηκαν, δημιουργήθηκαν οι κατάλληλοι σεισμικοί συνδυασμοί στο Robot, εφαρμόστηκαν στα αντίστοιχα υποστυλώματα και έγινε ο έλεγχος επάρκειάς τους.

Παρακάτω παρουσιάζονται ενδεικτικά τα αποτελέσματα από το Excel και το Robot για το κρίσιμο υποστώμα 9, διατομής HEA 400, που συνδέεται με τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας (Σχήμα 4.9).



Σχήμα 4.9: Θέση υποστυλώματος 9

Για το συγκεκριμένο υποστύλωμα υπολογίστηκε από την «Αναζήτηση στόχου» στο Excel ότι για να σχηματιστεί πλαστική άρθρωση στην βάση του, χρειάζεται ο σεισμός κατά Y να προσαυξηθεί κατά  $a = 10.91$ . Με βάση αυτήν την προσαύξηση προσδιορίστηκαν τα παρακάτω μεγέθη:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G+0.3Q} + a \cdot N_{Ed,EY} + 0.3 \cdot N_{Ed,EX} = 834.19 + 10.91 \cdot 92.33 + 0.3 \cdot 426.67 = 1968.58 \text{ kN}$$

Από την σχέση 4.13:

$$n = \frac{1968.58}{5643.72} = 0.349 \quad \text{και} \quad a = \min\left\{\left(\frac{143 - 2 \cdot 30 \cdot 1.75}{143 \cdot 0.5}\right), 0.266\right\} = 0.266$$

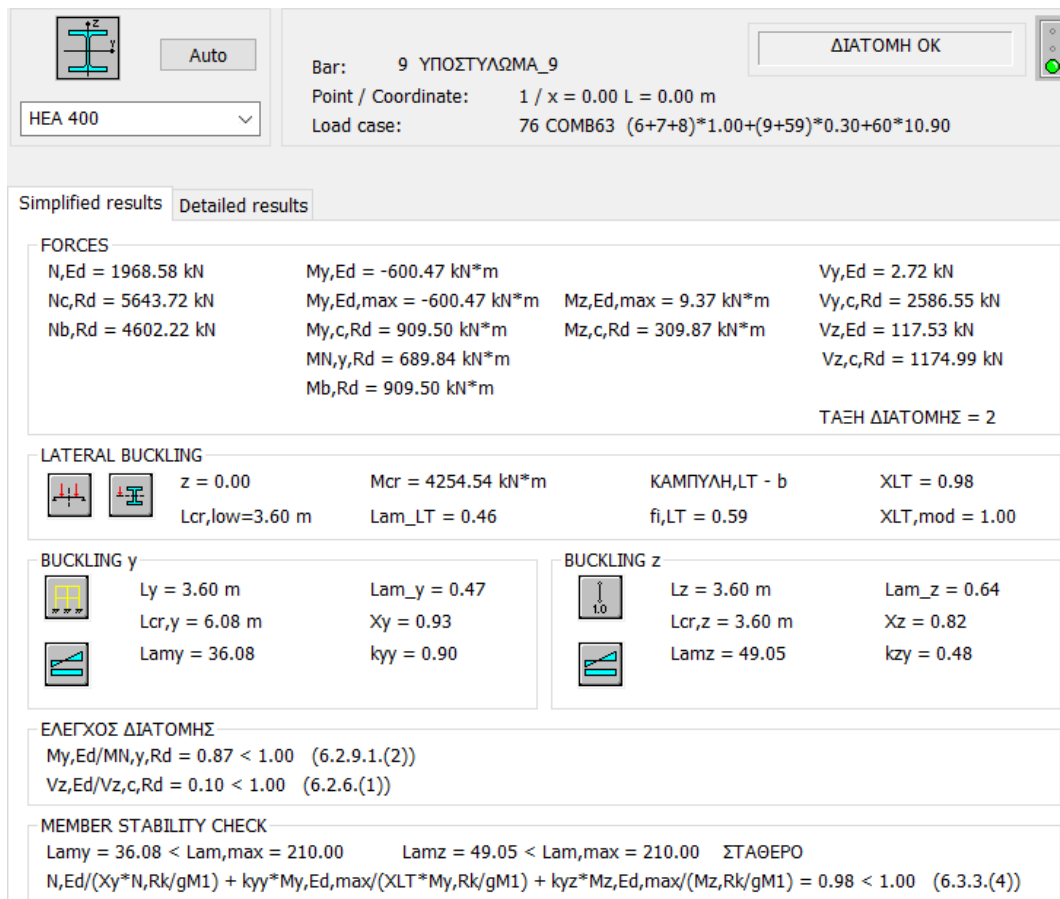
Από την σχέση 4.12:

$$M_{N,Rd} = \min\left\{909.5 \cdot \left[1 - \left(\frac{1968.58}{5643.72}\right)^2\right]; 909.5 \cdot \frac{1 - 0.349}{1 - 0.5 \cdot 0.266}; 909.5\right\} = 689.84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Έτσι, δημιουργείται στο Robot ο επιπλέον σεισμικός συνδυασμός  $G + 0,3 \cdot Q + 10.91 \cdot E_Y + 0,3 \cdot E_X$ , για το συγκεκριμένο υποστύλωμα και γίνεται ο έλεγχος επάρκειάς του. Αξίζει να αναφερθεί ότι, αρχικά, χρησιμοποιώντας την General method, στις παραμέτρους της διατομής στο πρόγραμμα, το μέλος αυτό αστοχούσε (καθώς και τα υπόλοιπα του πρώτου ορόφου), λόγω της υπερβολικής αύξησης των σεισμικών δράσεων. Για τον λόγο αυτόν, επιλέχθηκε να γίνει χρήση της Detailed method που είναι λιγότερο συντηρητική και τα αποτελέσματα του ελέγχου δίνονται παρακάτω.



Σχήμα 4.10: Παράμετροι υποστυλωμάτων πρώτου ορόφου



Σχήμα 4.10: Φύλλο αποτελεσμάτων ΟΚΑ υποστυλώματος 9

### 4.3.5 Περιορισμός βλαβών

Όμοια με τον περιορισμό βλαβών κατά X, προκύπτει στη διεύθυνση Y:

$$d_r \cdot v = 2.8 \cdot 0.5 = 1.4 \text{ cm} \leq 0.0075 \cdot h = 0.0075 \cdot 360 = 2.7 \text{ cm}, \text{ άρα ικανοποιείται ο έλεγχος.}$$



## 5 Συνδέσεις

### 5.1 Γενικά

Οι συνδέσεις αποτελούν ένα πολύ σημαντικό κομμάτι της διαστασιολόγησης του φορέα, διότι αναλαμβάνουν τη μεταφορά των εντατικών μεγεθών ανάμεσα στα μέλη που τον αποτελούν. Η διαμόρφωσή τους απαιτεί ιδιαίτερη λεπτομέρεια, ώστε τα φορτία να μεταβιβάζονται σωστά από μέλος σε μέλος και η συμπεριφορά του φορέα να είναι ικανοποιητική.

Στην συγκεκριμένη κατασκευή οι συνδέσεις μεταξύ των μελών γίνονται με απλούς κοχλίες και πραγματοποιούνται στο εργοτάξιο, ενώ τα επιπλέον ελάσματα, όπου χρειάζονται συγκολλούνται στα εκάστοτε μέλη. Η διαδικασία της συγκόλλησης πραγματοποιείται στο εργοστάσιο κάτω από ιδανικές συνθήκες περιβάλλοντος, ώστε να εξασφαλίζονται οι ελάχιστες δυνατές κατασκευαστικές ατέλειες. Οι συνδέσεις διαστασιολογήθηκαν σύμφωνα με τους EN1993-1-8 [11] και EN1998-1 [14]. Πιο αναλυτικά, χρησιμοποιούνται κοχλίες κατηγορίας A για τις συνδέσεις ροπής και τέμνουσας του κτιρίου με την βοήθεια του προγράμματος, ενώ οι συνδέσεις των χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας είναι κατηγορίας C. Στην συνέχεια παρουσιάζονται τρεις τυπικές συνδέσεις του κτιρίου.

### 5.2 Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας – υποστυλώματος

Παρουσιάζεται η σύνδεση μεταξύ του κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας RHS 120X120X7,1 ( $N_{pl,Rd} = 892.12$  kN) με το υποστύλωμα του 2<sup>ου</sup> ορόφου, η οποία προσδιορίστηκε με υπολογισμούς στο χέρι. Χρησιμοποιούνται προεντεταμένους κοχλίες τύπου M27 (Πίνακας 5.1), κατηγορίας 10.9 (Πίνακας 5.2)

Πίνακας 5.1: Χαρακτηριστικά κοχλιών

M	d [mm]	d <sub>m</sub> [mm]	p [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	A <sub>e</sub> [mm <sup>2</sup> ]	A <sub>1</sub> [mm <sup>2</sup> ]	d <sub>0</sub> [mm]
12	12	20,5	1,75	113	84,3	76,3	d + 1
16	16	26	2	201	157	144	d + 2
20	20	32,5	2,5	314	245	225	
22	22	34,5	2,5	380	303	282	
24	24	39	3	452	353	324	
27	27	44	3	573	459	427	d + 3
30	30	49,5	3,5	707	561	519	

Πίνακας 5.2: Ονομαστικές τιμές τάσεων διαρροής και θραύσης κοχλιών

Κατηγορία κοχλία	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f <sub>yb</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	240	300	480	640	900
f <sub>ub</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	400	500	600	800	1000

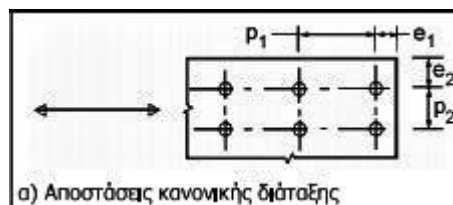
Η σύνδεση πρέπει να ελεγχθεί με την ικανοτική αντοχή της διαγωνίου, η οποία λαμβάνεται επί το δυσμενέστερο εφελκυστική:  $N_{Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd} = 1.1 \cdot 1.25 \cdot 892.12 = 1226.67$  kN.

#### Έλεγχος αποστάσεων

Σύμφωνα με τον Πίνακα 5.3 και το Σχήμα 5.1 γίνεται παρακάτω ο έλεγχος των αποστάσεων των κοχλιών.

Πίνακας 5.3: Μέγιστες και ελάχιστες αποστάσεις κοχλιών

Αποστάσεις [mm], βλέπε Σχ. 3.1	Ελάχιστη	Μέγιστη <sup>1) 2) 3)</sup>		
		Κατασκευές από χάλυβες που συμφωνούν με το EN 10025 εκτός εκείνων που συμφωνούν με το EN 10025-5		Κατασκευές από χάλυβες που συμφωνούν με το EN 10025-5
		Χάλυβας εκτεθειμένος σε καιρικές συνθήκες ή άλλα διαβρωτικά περιβάλλοντα	Χάλυβας μη εκτεθειμένος	Χάλυβας χωρίς προστασία
Απόσταση από άκρο $e_1$	$1,2 \cdot d_0$	$4 \cdot t + 40$		$\max\{8 \cdot t; 125\}$
Απόσταση από άκρο $e_2$	$1,2 \cdot d_0$	$4 \cdot t + 40$		$\max\{8 \cdot t; 125\}$
Απόσταση $e_3$ σε επιμήκεις οπές	$1,5 \cdot d_0$			
Απόσταση $e_4$ σε επιμήκεις οπές	$1,5 \cdot d_0$			
Βήμα $p_1$	$2,2 \cdot d_0$	$\min\{14 \cdot t; 200\}$	$\min\{14 \cdot t; 200\}$	$\min\{14 \cdot t_{\min}; 175\}$
Βήμα $p_{1,0}$		$\min\{14 \cdot t; 200\}$		
Βήμα $p_{1,1}$		$\min\{28 \cdot t; 400\}$		
Βήμα $p_2$ <sup>5)</sup>	$2,4 \cdot d_0$	$\min\{14 \cdot t; 200\}$	$\min\{14 \cdot t; 200\}$	$\min\{14 \cdot t_{\min}; 175\}$



Σχήμα 5.1: Αποστάσεις κοχλιών

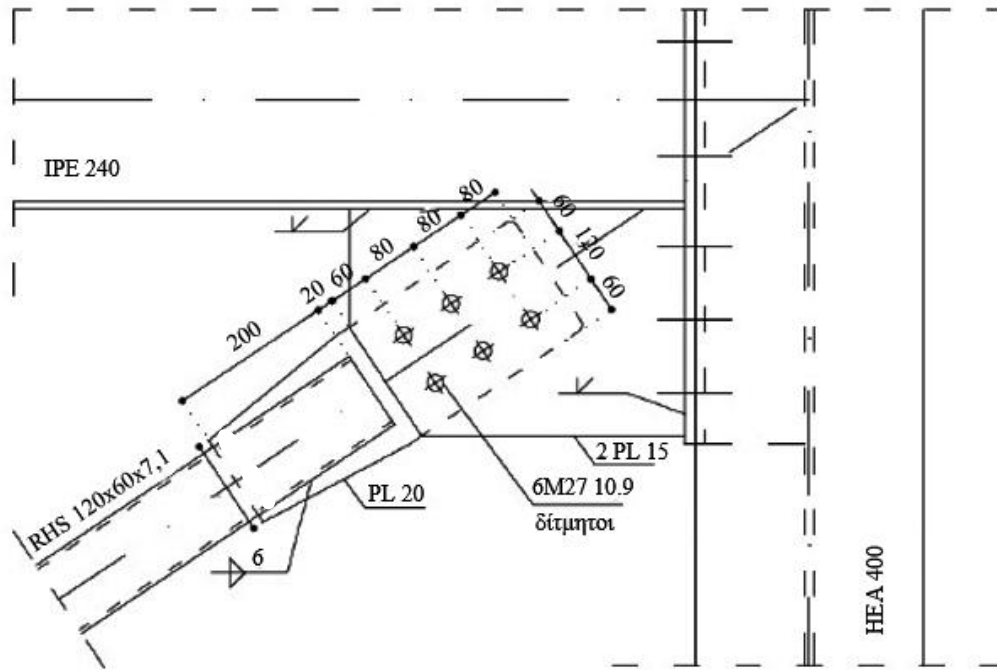
$$1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 30 = 36 \text{ mm} < e_1 = 60 \text{ mm} < 4 \cdot t + 40 = 4 \cdot 15 + 40 = 100 \text{ mm}$$

$$1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 30 = 36 \text{ mm} < e_2 = 60 \text{ mm} < 4 \cdot t + 40 = 4 \cdot 15 + 40 = 100 \text{ mm}$$

$$2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 30 = 66 \text{ mm} < p_1 = 80 \text{ mm} < \min\{14 \cdot t; 200\} = \min\{14 \cdot 15; 200\} = 200 \text{ mm}$$

$$2,4 \cdot d_0 = 2,4 \cdot 30 = 72 \text{ mm} < p_2 = 120 \text{ mm} < \min\{14 \cdot t; 200\} = \min\{14 \cdot 15; 200\} = 200 \text{ mm}$$

Οι αποστάσεις μεταξύ των κοχλιών είναι εντός των απαιτήσεων.



Σχήμα 5.2: Απεικόνιση σύνδεσης χιαστί συνδέσμου - υποστύλωματος

### Έλεγχος κοχλιών έναντι ολίσθησης

Δύναμη προέντασης κοχλία:

$$F_{p,C} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0.7 \cdot 100 \cdot 4.59 = 321.3 \text{ kN} \quad (5.1)$$

Αντοχή έναντι ολίσθησης:

$$F_{s,Rd} = m \cdot \frac{n \cdot k_s \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,C} = 6 \cdot \frac{2 \cdot 1 \cdot 0.5}{1.25} \cdot 321.3 = 1542.24 \text{ kN} > N_{Ed} = 1226.67 \text{ kN} \quad (5.2)$$

όπου  $m = 6$  ο αριθμός των κοχλιών

$k_s = 1.0$  για κανονικές σπές

$n = 2$  οι επιφάνειες τριβής για δίτμητους κοχλίες

$\mu = 0.5$  ο συντελεστής τριβής για μεταλλικές επιφάνειες προετοιμασμένες με αμμοβολή (Κατ. Α)

### Έλεγχος κοχλίωσης έναντι σύνθλιψης άντυγας

Αντοχή έναντι σύνθλιψης άντυγας:

$$t = \min\{2 \cdot 15 \text{ mm}; 20 \text{ mm}\} = 20 \text{ mm}$$

$$a_b = \min\left\{\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1.0\right\} = \min\left\{\frac{60}{3 \cdot 30}; \frac{80}{3 \cdot 30} - \frac{1}{4}; \frac{100}{51}; 1.0\right\} = 0.64$$

$$k_1 = \min\left\{2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7; 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7; 2.5\right\} = \min\left\{2.8 \cdot \frac{60}{30} - 1.7; 1.4 \cdot \frac{120}{30} - 1.7; 2.5\right\} = 2.5$$

$$F_{b,Rd} = m \cdot \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_{\min}}{\gamma_{M2}} = 6 \cdot \frac{2.5 \cdot 0.64 \cdot 51 \cdot 2.7 \cdot 2}{1.25} = 2115.07 \text{ kN} > N_{Ed} = 1226.67 \text{ kN} \quad (5.3)$$

### Έλεγχος κοιλίωσης έναντι τέμνουσας

Εφόσον η σύνδεση είναι τύπου C δεν απαιτείται ο έλεγχος της κοιλίωσης έναντι τέμνουσας. Παρόλα αυτά, επειδή η σύνδεση βρίσκεται σε ζώνη απορρόφησης ενέργειας απαιτείται ο ικανοτικός σχεδιασμός της έτσι ώστε η αντοχή έναντι τέμνουσας να ξεπερνά την αντοχής έναντι σύνθλιψης άντυνας κατά τουλάχιστον 20%. Πρόκειται για συνθήκη πλάστιμης αστοχίας που εξασφαλίζει ότι θα πλαστικοποιηθεί το έλασμα πριν από την αστοχία σε διάτμηση των κοιλιών.

Λαμβάνονται κοιλίες των οποίων το σπείρωμα δεν διέρχεται από τις επιφάνειες διάτμησης.

Αντοχή κοιλίωσης έναντι τέμνουσας:

$$F_{V,Rd} = m \cdot n \cdot \frac{a_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 6 \cdot 2 \cdot \frac{0.6 \cdot 100 \cdot 4.59}{1.25} = 2643.84 \text{ kN} > 1.2 \cdot F_{b,Rd} = 2538.08 \text{ kN} \quad (5.4)$$

### Έλεγχος κομβοελάσματος σε εφελκυσμό

Ελέγχεται η επιφάνεια αστοχίας, η οποία διέρχεται από τις οπές των κοιλιών, λαμβάνοντας συντηρητικά το πλάτος του ελάσματος στη θέση της πρώτης σειράς κοιλιών:  
 $A_{net} = (b - 2 \cdot d_0) \cdot t = (24 - 2 \cdot 3) \cdot 2 = 36 \text{ cm}^2$

Αντοχή ελάσματος σε εφελκυσμό:

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{36 \cdot 35.5}{1.0} = 1278 \text{ kN} > N_{Ed} = 1226.67 \text{ kN} \quad (5.5)$$

### Έλεγχος αντοχής συγκόλλησης

Τάση αντοχής συγκόλλησης για χάλυβες S355:

$$f_{w,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{51 \cdot \sqrt{3}}{0.9 \cdot 1.25} = 26.17 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (5.6)$$

Λαμβάνεται πάχος συγκόλλησης  $a = 6 \text{ mm}$ .

Ισχύει  $a_{min} = 3 \text{ mm} < a = 6 \text{ mm} < a_{max} = 0.7 \cdot t_{min} = 0.7 \cdot \min\{2 \cdot 7.1 ; 20\} = 10 \text{ mm}$

Επιλέγεται μήκος συγκόλλησης  $l_w = 20 \text{ cm} > l_{w,min} = \max\{30 \text{ mm} ; 6 \cdot a\} = 36 \text{ mm}$

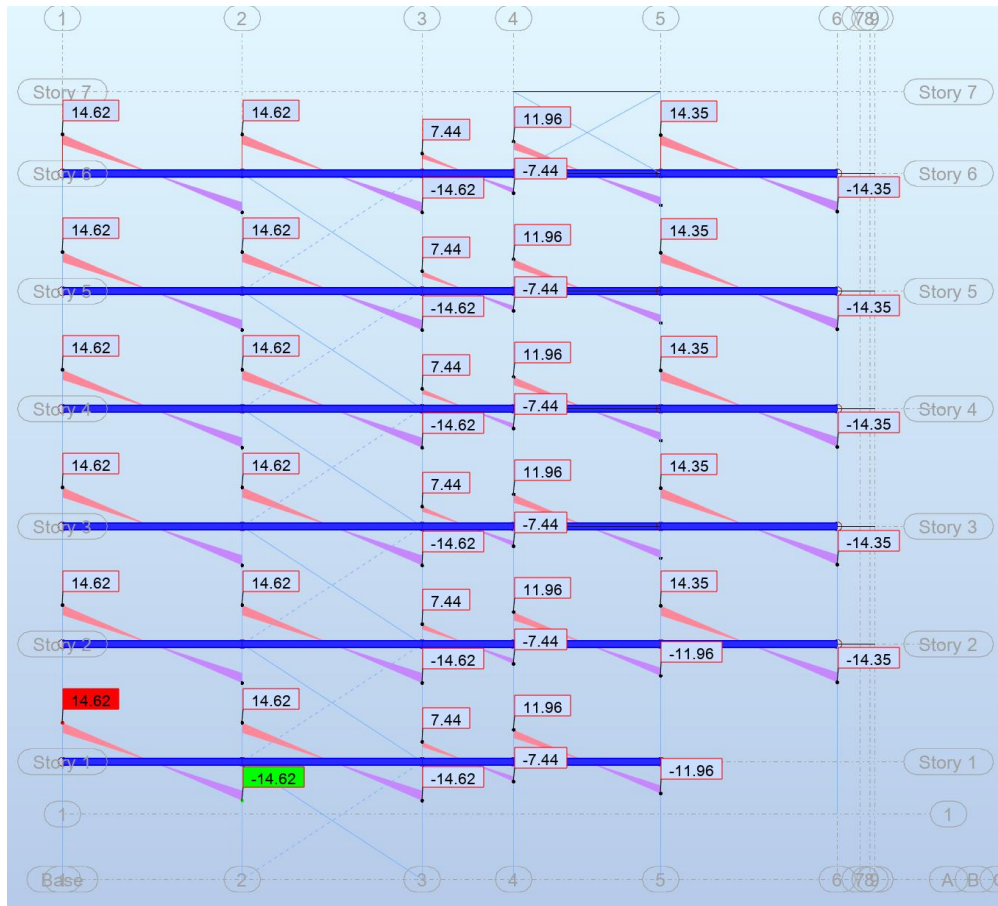
Αντοχή συγκόλλησης κομβοελάσματος – διαγωνίου:

$$F_{w,Rd} = 4 \cdot l \cdot a \cdot f_{w,d} = 4 \cdot 20 \cdot 0.6 \cdot 26.17 = 1256.16 \text{ kN} > N_{Ed} = 1226.67 \text{ kN} \quad (5.7)$$

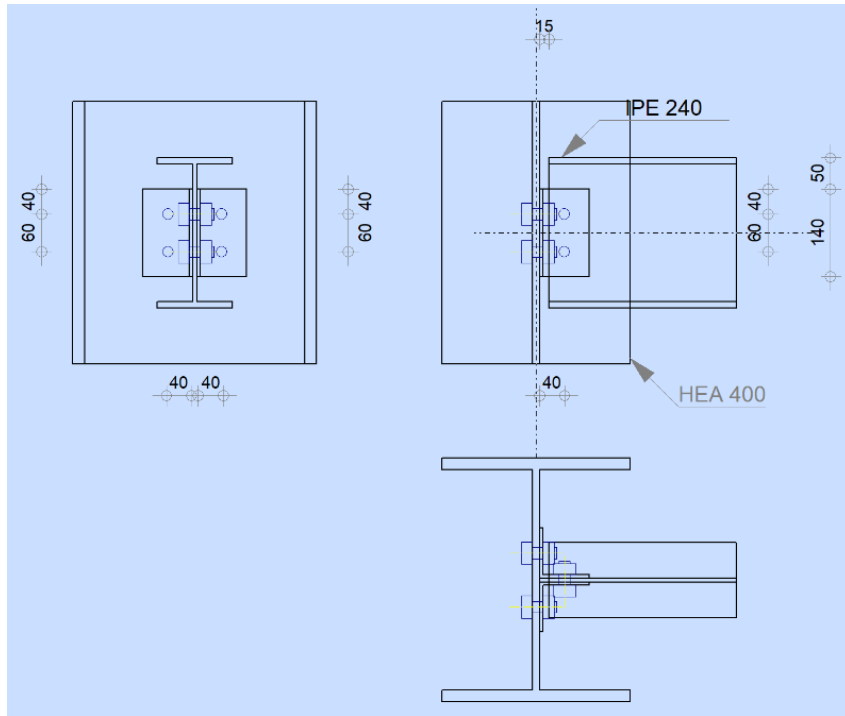
## 5.3 Σύνδεση κύριας δοκού – κορμού υποστυλώματος

Για την σύνδεση της κύριας δοκού IPE 240 με ένα τυπικό υποστύλωμα, λαμβάνονται από το πρόγραμμα οι δυσμενέστερες τιμές των τεμνουσών και των αξονικών από τα διαγράμματα των περιβαλλουσών δυνάμεων όλων των συνδυασμών οριακής κατάστασης αστοχίας. Λόγω της ύπαρξης του διαφράγματος, οι αξονικές στις δοκούς είναι μηδενικές, επομένως απαιτείται μόνο η περιβάλλουσα των τεμνουσών, η οποία απεικονίζεται στο Σχήμα 5.3. Επιλέγεται να υπολογιστεί η σύνδεση για την δοκό 19 του πρώτου ορόφου με  $V_{Ed} = 14.62 \text{ kN}$ , η μικρή τιμή της οποίας οφείλεται στο ότι οι κύριες δοκοί κατά X δεν

παραλαμβάνουν μεγάλα φορτία, καθώς αυτά παραλαμβάνονται κυρίως από τα πλαίσια ροπής. Υλοποιείται, λοιπόν, η σύνδεση σαν σύνδεση τέμνουσας με γωνιακά ελάσματα 80x140x5,5 ποιότητας S355 και κοχλίες M18 ποιότητας 10.9, οι έλεγχοι της οποίας αλλά και η απεικόνισή της παρουσιάζονται παρακάτω. Το αναλυτικό φύλλο αποτελεσμάτων δίνεται στο Παράρτημα Β, στο τέλος της εργασίας.



Σχήμα 5.3: Περιβάλλουσα τέμνουσών κύριων δοκών κατά X



Σχήμα 5.4: Διάταξη σύνδεσης δοκού σε κορμό υποστυλώματος

## ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

### ΓΩΝΙΑΚΟ

ΔΙΑΤΟΜΗ: CAE 80x5.5

$h_k =$	80	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$b_k =$	80	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$t_{ik} =$	6	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$r_k =$	10	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ ΜΕ ΚΟΡΜΟ
$l_k =$	140	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ

ΥΛΙΚΟ S355

$f_{yk} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{uk} =$	490,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

### ΚΟΧΛΙΕΣ

#### ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΜΕ ΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
$d =$	18	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
$d_0 =$	20	[mm]	Διάμετρος οπής κοχλία
$A_s =$	1,92	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
$A_v =$	2,54	[cm <sup>2</sup> ]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ
$k =$	1		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
$w =$	2		ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
$e_1 =$	40	[mm]	ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ
$p_1 =$	60	[mm]	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

## ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	10.9	ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
d =	18 [mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
d <sub>0</sub> =	20 [mm]	Διάμετρος σπής κοχλία
A <sub>s</sub> =	1,92 [cm <sup>2</sup> ]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
A <sub>v</sub> =	2,54 [cm <sup>2</sup> ]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
f <sub>ub</sub> =	1000,00 [MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ
k =	1	ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
w =	2	ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
e <sub>1</sub> =	40 [mm]	ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ
p <sub>1</sub> =	60 [mm]	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

## ΦΟΡΤΙΑ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: 25: COMB16 (6+7+8)\*1.35+(1+4)\*1.50+9\*1.05

N <sub>b,Ed</sub> =	-0,01 [kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
V <sub>b,Ed</sub> =	14,62 [kN]	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
M <sub>b,Ed</sub> =	-0,00 [kN*m]	ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

## ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

### ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΜΕ ΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

#### ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

F<sub>v,Rd</sub> = 122,15 [kN] Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt  
F<sub>t,Rd</sub> = 138,24 [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$
$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$$

#### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

k <sub>1x</sub> > 0.0	2,50 > 0,00	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
α <sub>bx</sub> > 0.0	1,00 > 0,00	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
k <sub>1z</sub> > 0.0	2,50 > 0,00	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
α <sub>bz</sub> > 0.0	0,75 > 0,00	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

#### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

k <sub>1x</sub> > 0.0	2,50 > 0,00	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
α <sub>bx</sub> > 0.0	0,67 > 0,00	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
k <sub>1z</sub> > 0.0	2,50 > 0,00	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
α <sub>bz</sub> > 0.0	0,67 > 0,00	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

#### ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ - ΣΥΝΔΕΣΗ ΓΩΝΙΑΚΟΥ

##### ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

F <sub>x,Ed</sub>   ≤ F <sub>Rdx</sub>	5,25  < 64,68	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,08)
F <sub>z,Ed</sub>   ≤ F <sub>Rdz</sub>	3,65  < 64,68	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,06)
F <sub>Ed</sub> ≤ F <sub>v,Rd</sub>	6,40 < 122,15	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,05)

##### ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

F <sub>t,Ed</sub> ≤ F <sub>t,Rd</sub>	5,54 < 138,24	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,04)
---------------------------------------	---------------	---------------	--------

#### ΤΑΥΤΟΧΡΟΝΗ ΔΡΑΣΗ ΜΙΑΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΚΑΙ ΜΙΑΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ

F <sub>v,Ed</sub> /F <sub>v,Rd</sub> + F <sub>t,Ed</sub> /(1.4*F <sub>t,Rd</sub> ) ≤ 1.0	0,08 < 1,00	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,08)
--	-------------	---------------	--------

## ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

### ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 244,29$  [kN] Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗ ΔΟΚΟ

$K_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,42 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$K_{1z} > 0.0$	$1,80 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,75 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

$K_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,67 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$K_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,67 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

### ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ - ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ

#### ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 11,09  < 45,57$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,24)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 7,31  < 59,06$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,12)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$13,28 < 244,29$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,05)

## VERIFICATION OF THE SECTION DUE TO BLOCK TEARING (SHEAR FORCE)

### ΓΩΝΙΑΚΟ

$ 0.5 \cdot V_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 7,31  < 111,25$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,07)
---------------------------------------	-------------------	--------------	--------

### ΔΟΚΟΣ

$ V_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 14,62  < 170,72$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,09)
-----------------------------	--------------------	--------------	--------

## ΕΠΑΛΗΘΕΥΣΗ ΓΩΝΙΑΚΗΣ ΚΑΘΑΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΧΩΡΙΣ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$	$0,64 < 0,91$		
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$	$ 0,33  < 6,22$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,05)
$ 0.5 \cdot V_{b,Ed}  \leq V_{pl,Rd}$	$ 7,31  < 157,82$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,00)

## ΕΠΑΛΗΘΕΥΣΗ ΚΑΘΑΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ ΧΩΡΙΣ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$	$0,60 < 0,91$		
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$	$ 0,67  < 19,90$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,03)
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 14,62  < 304,98$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,05)

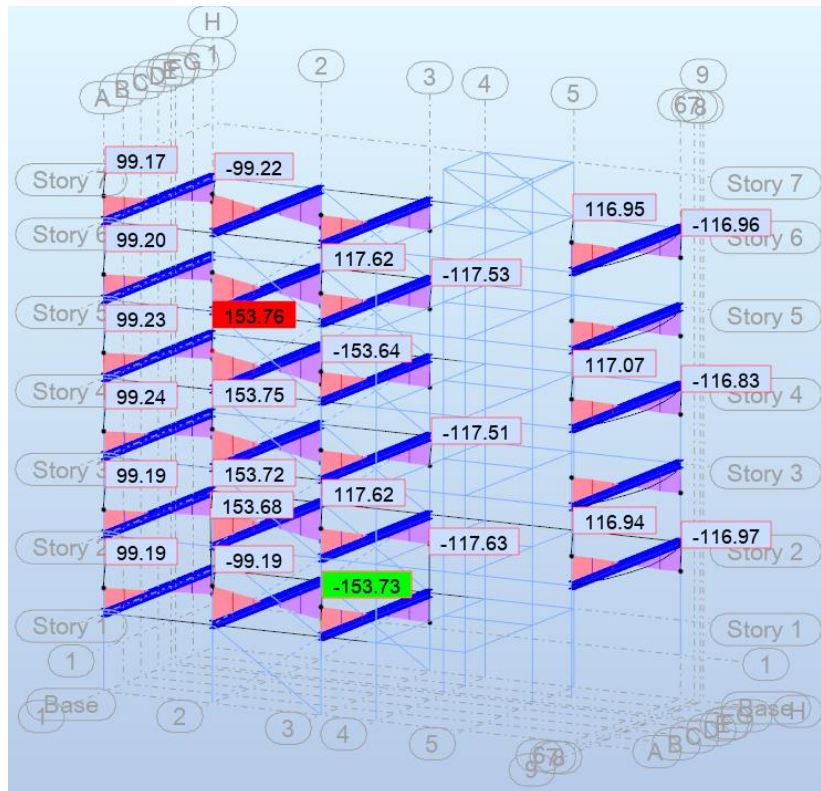
<b>Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ</b>	ΛΟΓΟΣ	0,24
---	-------	------

Σχήμα 5.5: Φύλλο αποτελεσμάτων σύνδεσης κύριας δοκού σε κορμό υποστυλώματος



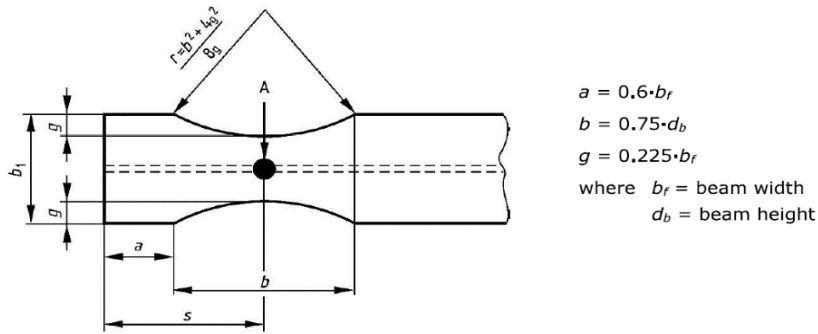
## 5.4 Σύνδεση κύριας δοκού – πέλματος υποστύλωματος

Για την σύνδεση της κύριας δοκού HEA 360 με ένα τυπικό υποστύλωμα HEA 360 στα πλαίσια ροπής, λαμβάνεται από το πρόγραμμα η δοκός εκείνη με τη δυσμενέστερη τιμή τέμνουσας για τον συνδυασμό των κατακόρυφων φορτίων  $G + 0.3 \cdot Q$  (Σχήμα 5.6). Επιλέγεται να υπολογιστεί η σύνδεση, σαν σύνδεση ροπής, για την δοκό 207 του τέταρτου ορόφου με  $V_{Ed,G+0.3Q} = 153.76$  kN. Σύμφωνα με τον ΕΚ8 η σύνδεση πρέπει να ελεγχθεί με την ικανοτική αντοχή των δοκών:  $M_{Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{pl,Rd} = 1.1 \cdot 1.25 \cdot 741.46 = 1019.51$  kN·m και δράσα τέμνουσα  $V_{Ed} = V_{Ed,G+0.3Q} + V_{Ed,M} = 153.76 + (2 \cdot 741.46/10.6) = 293.66$  kN.



Σχήμα 5.6: Διαγράμματα τεμνουσών κύριων δοκών για  $G + 0.3 \cdot Q$

Αρχικά, έγινε προσπάθεια υπολογισμού της συγκεκριμένης σύνδεσης με πολλές δοκιμές και αλλαγές στους κοχλίες και τα ελάσματα, όμως λόγω της μεγάλης ροπής, δε μπορούσε να προκύψει σύνδεση σύμφωνη με τον κανονισμό. Συνεπώς, αποφασίστηκε να γίνει απομείωση της διατομής της δοκού, αφαιρώντας τμήμα των πελμάτων και χρησιμοποιώντας τις γεωμετρικές παραμέτρους όπως ορίζονται στον EN 1998-3 [15] για τις «reduced beam sections (RBS)» (Σχήμα 5.7). Η συγκεκριμένη διαμόρφωση στη δοκό δεν επηρεάζει την δυσκαμψία του κτιρίου που είναι απαραίτητο να διατηρηθεί αμετάβλητη, η δοκός όμως, λειτουργεί με μειωμένη πλαστική αντοχή, ο υπολογισμός της οποίας γίνεται στην συνέχεια.



Σχήμα 5.7: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά απομειωμένης διατομής δοκού RBS

$$g = 0.225 \cdot b_f = 0.225 \cdot 300 = 67.5 \text{ mm} \quad (5.8)$$

$$W_{pl,RBS} = W_{pl} - 2 \cdot g \cdot t_f \cdot (d_b - t_f) = 2088 - 2 \cdot 6.75 \cdot 1.75 \cdot (35 - 1.75) = 1302.47 \text{ cm}^3 \quad (5.9)$$

Με βάση το εντατικό διάγραμμα ροπής της δοκού για σεισμό κατά Y (Σχήμα 5.8) και για τον συνδυασμό  $G + 0.3 \cdot Q$  (Σχήμα 5.9) λαμβάνονται οι απαιτούμενες τιμές της ροπής για τον υπολογισμό της ροπής αντοχής της.

**ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ:ΑΡ. ΡΑΒΔΟΥ 207**

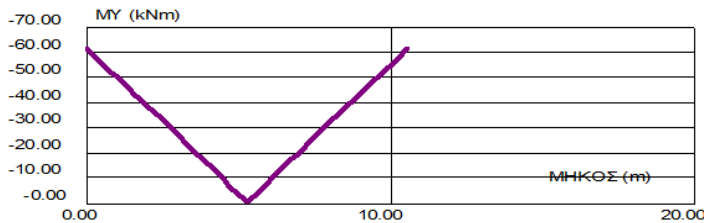
ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ 60 Seismic EC 8 Direction\_Y

ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ [cm]:

154	UX=9,9	UY=0,9	UZ=0,0
149	UX=9,9	UY=0,9	UZ=0,0

ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΕΚΤΡΟΠΕΣ [cm]:

UX=0,0	UY=-0,8	UZ=0,6
X=0,19	X=0,49	X=0,81



Σχήμα 5.8: Διάγραμμα ροπής δοκού 207 για σεισμό κατά Y

**ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ:ΑΡ. ΡΑΒΔΟΥ 207**

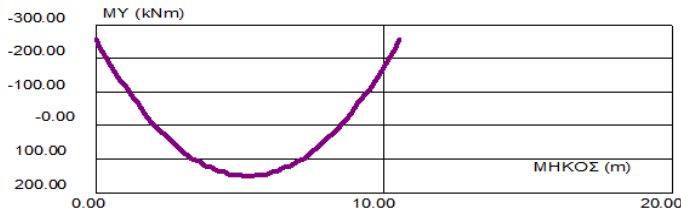
ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ 69 COMB57

ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ [cm]:

154	UX=-0,0	UY=0,3	UZ=-0,4
149	UX=-0,0	UY=0,3	UZ=-0,4

ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΕΚΤΡΟΠΕΣ [cm]:

UX=0,0	UY=-0,0	UZ=-1,7
X=0,81	X=0,82	X=0,50



Σχήμα 5.8: Διάγραμμα ροπής δοκού 207 για συνδυασμό  $G + 0.3 \cdot Q$

Τιμές στο σημείο της πλαστικής άρθρωσης A:

$$M_{G+0.3Q,A} = 208.67 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_{EY,A} = 1.25 \cdot 57.7 = 72.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,A} = M_{G+0.3Q,A} + M_{EY,A} = 280.8 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Τιμές στο άκρο της δοκού:

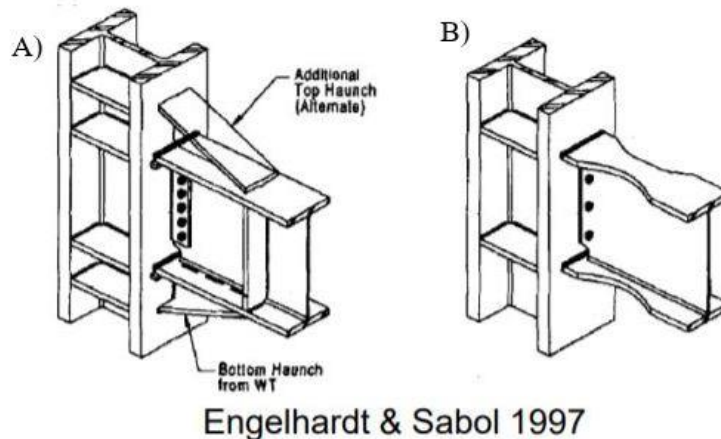
$$M_{G+0.3Q,1} = 257.89 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_{EY,1} = 75.53 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,1} = M_{G+0.3Q,1} + M_{EY,1} = 333.42 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

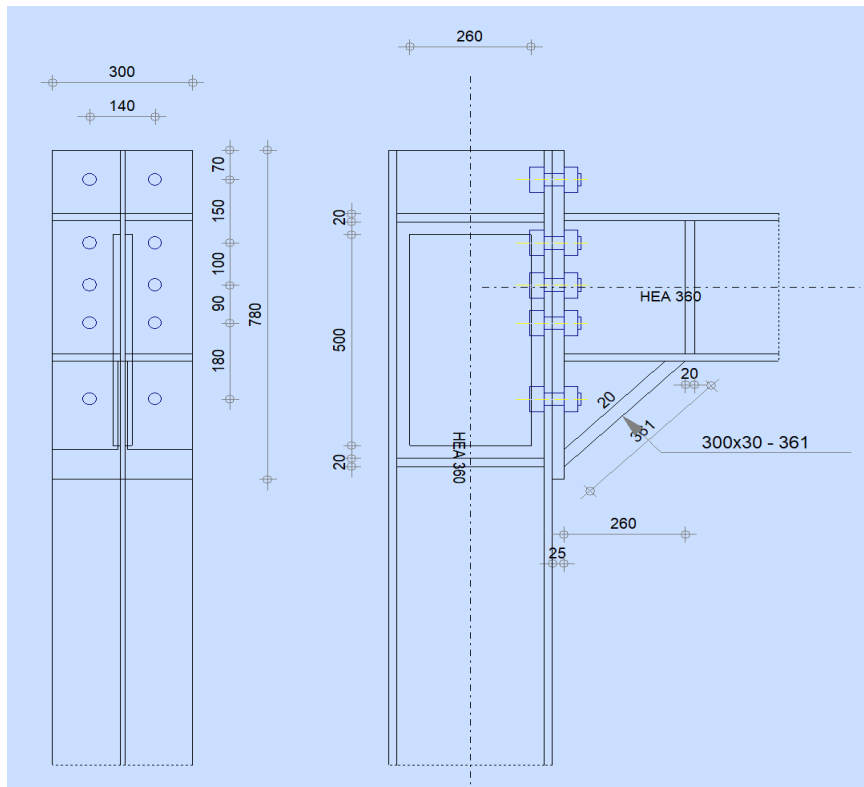
Στην θέση της πλαστικής άρθρωσης απαιτείται να αναπτυχθεί η  $M_{pl,RBS} = W_{pl,RBS} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 462.38 \text{ kN}\cdot\text{m}$  και για να γίνει αυτό ο σεισμός σχεδιασμού πρέπει να αυξηθεί κατά 3.52 φορές.

Τελικά, η πλήρης διατομή ελέγχεται με:  $M_{Ed,1}' = M_{G+0.3Q,1} + 3.52 \cdot M_{EY,1} = 523.76 \text{ kN}\cdot\text{m}$  και πρέπει:  $M_{Ed,1}' < M_{pl,Rd} = 741.46 \text{ kN}\cdot\text{m}$  Ικανοποιείται.

Η σύνδεση ελέγχεται με:  $M_{Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{Ed,1}' = 720.17 \text{ kN}\cdot\text{m}$ , και  $V_{Ed} = 293.66 \text{ kN}$ . Διαμορφώνεται ως συνδυασμός των συνδέσεων του Σχήματος 5.10, παρότι δε συνηθίζεται να προστίθεται γοφοειδής ενίσχυση όταν υπάρχει η απομειωμένη διατομή, όμως, χωρίς την ενίσχυση αυτή η σύνδεση δε θα ήταν αποδεκτή σύμφωνα με τον κανονισμό. Ως απόσταση μεταξύ του άκρου της δοκού και του σημείου της πλαστικής άρθρωσης A (Σχήμα 5.7), μετά από δοκιμές επιλέχθηκε  $a = 260 \text{ mm}$ . Χρησιμοποιούνται κοχλίες M30 ποιότητας 10.9, ελάσματα και γοφοειδής ενίσχυση που παρουσιάζονται στο Σχήμα 5.11. Οι έλεγχοι της σύνδεσης παρατίθενται παρακάτω. Το αναλυτικό φύλλο αποτελεσμάτων δίνεται στο Παράρτημα Β, στο τέλος της εργασίας.



Σχήμα 5.10: Α) Γοφοειδής ενίσχυση (Haunch) και Β) Απομείωση (RBS)



Σχήμα 5.11: Διάταξη σύνδεσης δοκού σε πέλμα υποστυλώματος

## ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

### ΚΟΧΛΙΕΣ

$d =$	30	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{tRd} =$	403,92	[kN]	Εφελκυστική αντοχή κοχλία
$n_h =$	2		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
$n_v =$	5		ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
$h_1 =$	70	[mm]	Απόσταση μεταξύ πρώτου κοχλία και άνω άκρου λεπίδας σύνδεσης
ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ $e_i =$	140	[mm]	
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ $p_i =$	150;100;90;180	[mm]	

### ΠΛΑΚΑ

$h_p =$	780	[mm]	ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$b_p =$	300	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$t_p =$	25	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
ΥΛΙΚΟ	S355		
$f_{yp} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ

### ΚΑΤΩ ΕΝΙΣΧΥΣΗ

$w_d =$	300	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$t_{fd} =$	30	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ
$h_d =$	250	[mm]	ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$t_{wd} =$	20	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ
$l_d =$	260	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$\alpha =$	43,9	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ

ΥΛΙΚΟ Def  
 $f_{ybu} = 235,00$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

### ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

#### ΑΝΩ

$h_{su} = 315$  [mm] ΥΨΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ  
 $b_{su} = 145$  [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΝΕΥΡΩΣΗΣ  
 $t_{hu} = 20$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

ΥΛΙΚΟ Def  
 $f_{ysu} = 235,00$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

#### ΚΑΤΩ

$h_{sd} = 315$  [mm] ΥΨΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ  
 $b_{sd} = 145$  [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΝΕΥΡΩΣΗΣ  
 $t_{hd} = 20$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

ΥΛΙΚΟ Def  
 $f_{ysu} = 235,00$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

### ΠΛΑΚΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Τυρ: ΔΙΠΛΕΥΡΟ

$h_a = 500$  [mm] ΜΗΚΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ  
 $w_a = 260$  [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ  
 $t_a = 15$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ

ΥΛΙΚΟ Def  
 $f_{ya} = 235,00$  [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

### ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΕΞΩΡΑΦΗΣ

$a_w = 6$  [mm] ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ ΚΟΡΜΟΥ  
 $a_f = 10$  [mm] ΚΟΛΛΗΣΗ ΠΕΛΜΑΤΟΣ  
 $a_s = 6$  [mm] ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ  
 $a_{fd} = 7$  [mm] ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ  
 $a_{p1} = 4$  [mm] ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ  
 $a_{p2} = 4$  [mm] ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ

### ΦΟΡΤΙΑ

#### ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

$M_{b1,Ed} = 720,17$  [kN\*m] ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ  
 $V_{b1,Ed} = 252,58$  [kN] ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ

### ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

#### ΑΝΤΟΧΕΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

##### ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$   $0,12 < 1,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,12)

#### ΑΝΤΟΧΕΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

##### ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$   $0,93 < 1,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,93)

#### ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

##### ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ $M_{j,Rd}$

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$   $1,00 < 1,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (1,00)

### **ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ**

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,10 < 1,00$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>	(0,10)
---------------------------------	---------------	---------------------	--------

### **ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ**

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$304,76 < 435,56$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>	(0,70)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$268,45 < 435,56$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>	(0,62)
$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2}$	$152,38 < 352,80$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>	(0,43)

<b>Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ</b>	<b>ΛΟΓΟΣ</b>	1,00
---	--------------	------

Σχήμα 5.12: Φύλλο αποτελεσμάτων σύνδεσης κύριας δοκού σε πέλμα υποστυλώματος

## 6 Συμπεράσματα

Η ενασχόληση με την συγκεκριμένη διπλωματική εργασία αποτέλεσε κίνητρο για μελέτη και αναζήτηση και οδήγησε σε σημαντικούς προβληματισμούς αναφορικά με τον σχεδιασμό και την κατασκευή μεταλλικών κτιρίων. Μέσω της παρούσας διπλωματικής εργασίας δόθηκε η ευκαιρία, όχι μόνο στην περαιτέρω εμβάθυνση στις σύμμικτες, τις μεταλλικές κατασκευές και τον αντισεισμικό σχεδιασμό, αλλά και στην καλύτερη κατανόηση των εννοιών της επιστήμης του πολιτικού μηχανικού.

Τα συμπεράσματα που προέκυψαν είναι τα εξής:

- Οι στατικοί συνδυασμοί ΟΚΑ με επικρατέστερο τον άνεμο μπορεί σε αρκετές περιπτώσεις να είναι περισσότερο δυσμενείς σε σχέση με τους σεισμικούς συνδυασμούς.
- Η τοποθέτηση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας είναι καθοριστικής σημασίας για τη παραλαβή των οριζόντιων φορτίων σεισμού και ανέμου.
- Αναδείχθηκε η σπουδαιότητα του αντισεισμικού σχεδιασμού και η αναγκαιότητα του για την αποφυγή ολικής ή μερικής κατάρρευσης για σεισμό μεγαλύτερο του σχεδιασμού. Προφανώς για να επιτευχθεί αυτό απαιτούνται και μεγαλύτερες διατομές, με αποτέλεσμα βέβαια και μεγαλύτερο βάρος χάλυβα και άρα ακριβότερη κατασκευή.
- Λόγω της ύπαρξης των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας, η κατασκευή εμφανίζει σημαντικά χαμηλότερες μετακινήσεις στην διεύθυνση X σε σχέση με τη διεύθυνση των πλαισίων ροπής, Y.
- Για την διεύθυνση των πλαισίων ροπής, Y, η επιλογή του μέγιστου επιτρεπτού συντελεστή συμπεριφοράς  $q = 4$  για κτίρια ΚΠΜ, προκάλεσε στον συγκεκριμένο φορέα μεγάλες τιμές του συντελεστή ευαισθησίας στα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης  $\theta$ . Άρα, δημιουργήθηκε η ανάγκη για αύξηση των διαστάσεων των δοκών και των υποστυλωμάτων των ορόφων, ειδικά στους τρεις πρώτους, προκειμένου να περιοριστούν οι σχετικές τους μετακινήσεις. Πιθανώς, αν είχε χρησιμοποιηθεί  $q = 3$  για την μείωση των σεισμικών δυνάμεων, οι τελικές διατομές της κατασκευής να ήταν μικρότερες.
- Για την επιλογή των διατομών των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας κρίσιμος ήταν ο έλεγχος για την εξασφάλιση ομοιόμορφης πλαστιμότητας καθ' ύψος του κτιρίου. Λόγω αυτού, δεν ήταν δυνατό να υπάρχουν μεγάλες αποκλίσεις μεταξύ των υπεραντοχών των ορόφων, επομένως, στους τρεις πρώτους ορόφους επιλέχθηκαν μεγαλύτερες διατομές.
- Κατά την διαστασιολόγηση των δοκών των πλαισίων ροπής στον ικανοτικό σχεδιασμό, υπολογίστηκε ότι για να δημιουργηθεί πλαστική άρθρωση στα άκρα τους, χρειάζεται ο σεισμός σχεδιασμού να αυξηθεί κατά 7 φορές περίπου. Άρα, η κατασκευή στη διεύθυνση των πλαισίων ροπής, Y, δε θα λειτουργεί πλάστιμα για τον σεισμό σχεδιασμού και δε θα εμφανίσει σημαντικές βλάβες. Αυτό οφείλεται στο ότι τα πλαίσια διαστασιολογήθηκαν, αφενός από τους στατικούς συνδυασμούς και αφετέρου

από τον περιορισμό του συντελεστή ευαισθησίας  $\theta$  και επομένως, δε μπορούσαν να επιλεγούν μικρότερες διατομές για τις δοκούς.

- Κατά τον έλεγχο των υποστυλωμάτων του πρώτου ορόφου στον ικανοτικό σχεδιασμό για σεισμό κατά τη διεύθυνση Y, υπολογίστηκε ότι για να δημιουργηθεί πλαστική άρθρωση στην βάση τους, χρειάζεται ο σεισμός σχεδιασμού να αυξηθεί κατά 10 φορές περίπου. Επομένως, δε θα λειτουργήσουν πλάστιμα για τον σεισμό αυτόν. Η υπερβολική, αυτή, αύξηση των σεισμικών δράσεων οδηγούσε τα υποστυλώματα σε αστοχία, για αυτό και επιλέχθηκε να ελεγχθούν στο πρόγραμμα με την Detailed method, αντί για την General που είναι πιο συντηρητική.
- Προκειμένου να επαρκεί η σύνδεση κύριας δοκού με πέλμα υποστυλώματος, επιλέχθηκε η υλοποίησή της με συνδυασμό τριγωνικής ενίσχυσης και απομειωμένης διατομής δοκού, παρότι στην πράξη δεν συνηθίζεται. Η χρήση της ενίσχυσης θα μπορούσε να είχε αποφευχθεί, είτε με επιλογή χαμηλότερης ποιότητας χάλυβα για τα πλάστιμα μέλη, είτε με χρήση διατομών HEB για τα υποστυλώματα, λόγω του παχύτερου πέλματός τους.
- Θεωρητικά, αν η διαστασιολόγηση των μελών του φορέα γινόταν μέλος προς μέλος και όχι σε ομάδες (groups), θα προέκυπταν μικρότερες διατομές, όμως, αυτό θα απαιτούσε περισσότερο χρόνο για την μελέτη και θα αύξανε την πολυπλοκότητα της κατασκευής.

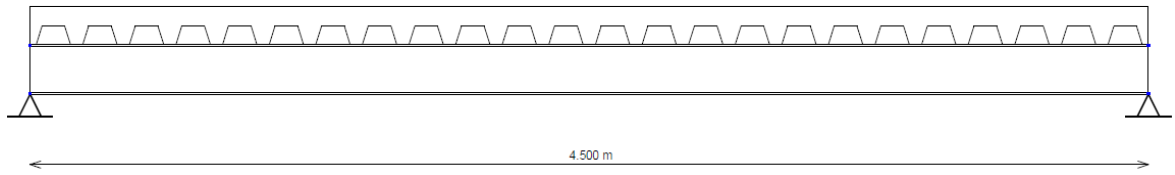


## 7 Βιβλιογραφία

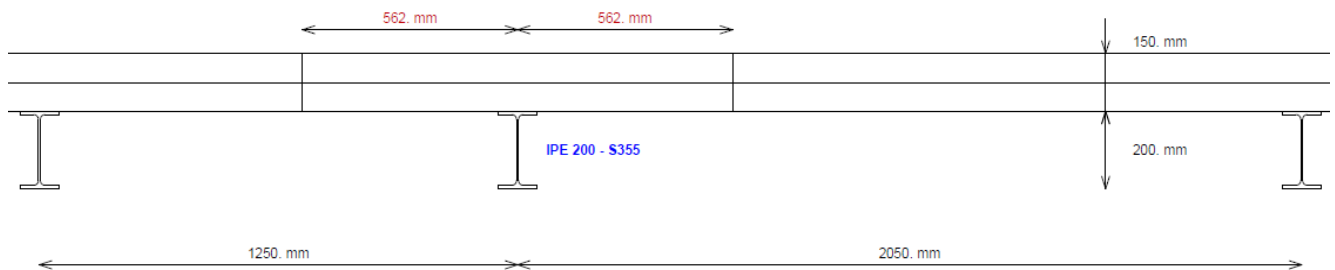
1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2013) «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι. (2003) «Σιδηρές κατασκευές - Ανάλυση και διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι. (2010) «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3<sup>η</sup> έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Ερμόπουλος Ι.(2005) «Ευρωκώδικας 1-Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών-Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Γαντές Χ. (2015): Σημειώσεις Μαθήματος Σιδηρών Κατασκευών ΙΙ, ΕΜΠ.
6. Ψυχάρης Ι. (2016) «Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας», Αθήνα
7. EN1990, Ευρωκώδικας 0, «Βασικές αρχές σχεδιασμού», CEN(2002).
8. EN1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις - Πυκνότητες, ίδιο βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002.
9. EN1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-3: Φορτία χιονιού, CEN, Ιούλιος 2003.
10. EN1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-4: Γενικές δράσεις - Δράσεις ανέμου, CEN, Απρίλιος 2005.
11. EN1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Μάιος 2005.
12. EN1993-1-8, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-8: Σχεδιασμός κόμβων, CEN, Μάιος 2005.
13. EN1994-1-1, Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, 2004.
14. EN1998-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.
15. EN1998-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 3: Αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και ενισχύσεις κτιρίων, CEN, Ιούνιος 2005.
16. <https://www.elastron.gr>



## Παράρτημα Α. Μελέτη σύμμικτης δοκού κλιμακοστασίου



Σχήμα Α.1: Τομή παράλληλη στον άξονα της δοκού



Σχήμα Α.2: Συνεργαζόμενο πλάτος της δοκού

Στη συνέχεια δίνεται το φύλλο αποτελεσμάτων σύμμικτης δοκού κλιμακοστασίου από το πρόγραμμα ABC ArcelorMittal Beams Calculator της εταιρίας Constructalia

### Preliminary Design Note

#### DATA

#### General parameters

##### Main span

L = 4.500 m

##### Intermediate beam

##### Width on the left

L<sub>1</sub> = 1.250 m Max. participating width L<sub>1</sub> = 0.625 m

##### Width on the right

L<sub>2</sub> = 2.050 m Max. participating width L<sub>2</sub> = 1.025 m

#### Slab

##### Slab with profiled sheeting

Total thickness = 15.00 cm

##### Profiled steel sheeting "" , perpendicular to the beam - pre-punched sheetings

(h = 72.0 mm ; e = 187.5 mm ; b<sub>1</sub> = 50.0 mm ; b<sub>2</sub> = 95.5 mm ; t = 1.00 mm ; f<sub>y</sub> = 320 N/mm<sup>2</sup> ; M = 8.90 daN/m<sup>2</sup>)

Sheeting not interrupted at beam

#### Section

##### IPE 200 - S355 JR/J0/J2/K2

h<sub>t</sub> = 200.0 mm  
b<sub>f</sub> = 100.0 mm  
t<sub>w</sub> = 5.6 mm  
t<sub>f</sub> = 8.5 mm  
r = 12.0 mm

A = 28.48 cm<sup>2</sup>  
A<sub>v</sub> = 14.00 cm<sup>2</sup>  
I<sub>y</sub> = 1943.17 cm<sup>4</sup>  
I<sub>z</sub> = 142.37 cm<sup>4</sup>  
I<sub>t</sub> = 6.98 cm<sup>4</sup>  
I<sub>w</sub> = 12988.09 cm<sup>6</sup>  
W<sub>el,y</sub> = 194.32 cm<sup>3</sup>  
W<sub>pl,y</sub> = 220.64 cm<sup>3</sup>

## Materials

### Steel

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$
$$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$$

Steel grade S355 JR/J0/J2/K2 - Reduction of  $f_y$  with thickness according to EC3

Databases 2018_01	Flanges	$f_{yf} = 355 \text{ N/mm}^2$
	Web	$f_{yw} = 355 \text{ N/mm}^2$
	Section	$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$
		$\varepsilon = 0.814$

### Concrete slab C25/30

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 31476 \text{ N/mm}^2$$

Modular ratio for LONG TERM

$$C_{eq} = 19.81$$

Modular ratio for SHORT TERM

$$C_{eq} = 6.67$$

Shrinkage (R) - Long term

$$\varepsilon = 300 \cdot 10^{-6}$$

Density of the concrete (slab)

$$\rho = 25.00 \text{ kN/m}^3$$

Reinforcement steel

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

### Connection

#### Connectors

$$\phi = 22.0 \text{ mm}$$
$$h = 125.0 \text{ mm}$$
$$f_y = 355.0 \text{ N/mm}^2$$
$$f_u = 510.0 \text{ N/mm}^2$$

Main span

$$L = 4.500 \text{ m} \quad e = 0.188 \text{ m} \quad n = 1 \text{ row(s)}$$

Total number of connectors : 24

Lateral restraint of the beam - The beam is laterally restrained at supports

### Propping in the construction stage

No propping

#### Loads

##### Loads at construction stage

Permanent loads (g)	Dead weight of the profile	0.22 kN/m
	Dead weight of the slab ( 2.73 kN/m <sup>2</sup> )	4.50 kN/m
Construction load (Q <sub>c</sub> )	Q <sub>c</sub> = 0.75 kN/m <sup>2</sup>	1.24 kN/m

##### Loads at final stage

Permanent loads	Dead weight of the profile	0.22 kN/m
	Dead weight of the slab ( 2.73 kN/m <sup>2</sup> )	4.50 kN/m
Span	Surface load = 1.50 kN/m <sup>2</sup>	
Live load case n° 1 ( $\psi_0 = 0.70$ )		
Span	Surface load = 2.00 kN/m <sup>2</sup>	

### Partial Factors

Permanent loads	$\gamma_{G.sup} = 1.35$	Structural steel	$\gamma_{M0} = 1.00$
	$\gamma_{G.inf} = 1.00$	Structural steel (instabilities)	$\gamma_{M1} = 1.00$
Live loads	$\gamma_Q = 1.50$	Concrete	$\gamma_c = 1.50$

Reinforcement bars	$\gamma_s = 1.15$
Connectors	$\gamma_v = 1.25$
Shear resistance of the steel sheeting	$\gamma_{ap} = 1.10$

**Combinations of actions**

ULS combination (construction stage)	$1.35 G + 1.50 Q_c$
ULS combination(s)	$1.35 G + 1.50 Q_1$
SLS combination(s)	$G + R + Q_1$

**CONSTRUCTION stage**

Moment resistance Section Class 1  $M_{Rd} = 78.33 \text{ kN.m}$

Plastic shear force resistance  $V_{pl,Rd} = 286.95 \text{ kN}$  ( $\eta = 1.20$ )

No risk of shear buckling ( $h_w / t_w < 72 \varepsilon / \eta$  EN 1993-1-1 § 6.2.6(6))

ULS combination (construction stage) :  $1.35 G + 1.50 Q_c$

Support reactions  $R_{V1} = 18.52 \text{ kN}$   
 $R_{V2} = 18.52 \text{ kN}$

Critical amplification factor / Lateral Torsional Buckling

$\mu_{cr} = 1.42$  (LTBeam calc. module)

$M_{Ed,max(+)} = 20.82 \text{ kN.m}$	$M_{Ed,max(-)} = 0.00 \text{ kN.m}$	$\Gamma_M = 0.266$	( $x = 2.250 \text{ m}$ )
$V_{Ed,max} = 18.52 \text{ kN}$		$\Gamma_V = 0.065$	( $x = 4.500 \text{ m}$ )
		$\Gamma_{MV} = 0.266$	( $x = 2.250 \text{ m}$ )
		$\Gamma_{LT} = 0.708$	

Maximum criterion for bending resistance  $\Gamma_{M,max} = 0.266$

Maximum criterion for shear force resistance  $\Gamma_{V,max} = 0.065$

Maximum criterion for bending moment - shear force interaction  $\Gamma_{MV,max} = 0.266$

Maximum criterion for lateral torsional buckling  $\Gamma_{LT,max} = 0.708$

**Serviceability Limit States**  
(CONSTRUCTION stage)

**Deflections per load case**

Case 'Dead weight'	Span	$v_{max} = 6.2 \text{ mm}$ ( $L / 729$ )
Case 'Construction load' ( $Q_c$ )	Span	$v_{max} = 1.6 \text{ mm}$ ( $L / 2779$ )
	Total deflection	$v_{max} = 7.8 \text{ mm}$ ( $L / 577$ )

**FINAL stage**

<b>Participating width</b>	on left support	0.844 m
	L / 4 (= 1.125 m)	1.125 m
	3 L / 4 (= 3.375 m)	1.125 m
	on right support	0.844 m

<b>Moments of inertia</b>	...at mid-span
Long-term	9886 cm <sup>4</sup>
Short-term	13034 cm <sup>4</sup>

Resistance of the connectors  $P_{Rd} = 51.86 \text{ kN}$

**Verification of the degree of connection**

Minimum degree of connection = 0.400

$$F_{\text{Steel}} = 1011.19 \text{ kN}$$

$$F_{\text{Concrete}} = 1243.13 \text{ kN}$$

$$\text{Degree of connection} = 0.615 > 0.400$$

The degree of connection is calculated for the section with maximum bending moment

**Plastic resistance with partial connection**

Plastic shear force resistance  $V_{pl,Rd} = 286.95 \text{ kN} \quad (\eta = 1.20)$

No risk of shear buckling ( $h_w / t_w < 72 \varepsilon / \eta$ )

**ULS combination : 1.35 G + 1.50 Q<sub>1</sub>**

**Support reactions**  $R_{V1} = 33.00 \text{ kN}$   
 $R_{V2} = 33.00 \text{ kN}$

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab :  $A_s/s_f > 0.62 \text{ cm}^2/\text{m}$

$M_{Ed,max(+)} = 37.13 \text{ kN.m}$	$M_{Ed,max(-)} = 0.00 \text{ kN.m}$	$\Gamma_M = 0.217$	(x = 1.575 m)
$V_{Ed,max} = -33.00 \text{ kN}$		$\Gamma_V = 0.115$	(x = 0.000 m)
		$\Gamma_{MV} = 0.217$	(x = 1.575 m)
		$\Gamma_{Vh} = 0.444$	

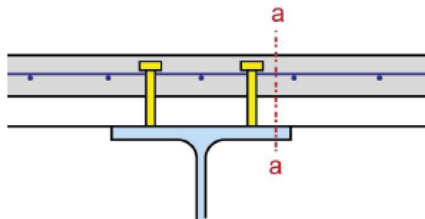
**Longitudinal shear resistance of the slab - Transverse reinforcing bars**

Minimum transverse reinforcement ratio :  $\rho_{w,min} = 0.08 \%$   
(EN 1994-1-1 §6.6.6.3 & EN 1992-1-1 §9.2.2(5))

$$A_s/s_f > 0.62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Reinforcement ratio (EN 1992-1-1 §6.2.4) :

$$A_s/s_f > 0.62 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\rho_w > 0.08 \%)$$



Plastic moment in span	$M_{pl,Rd} =$	181.25 kN.m
Maximum criterion for bending resistance	$\Gamma_{M,max} =$	0.217
Maximum criterion for shear force resistance	$\Gamma_{V,max} =$	0.115
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction	$\Gamma_{MV,max} =$	0.217
Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab	$\Gamma_{Vh,max} =$	0.444

#### Serviceability Limit States

##### Deflections per load case

Case 'Dead weight'	$v_{max} =$	6.2 mm (L / 729)
Case 'Other permanent loads'	$v_{max} =$	0.6 mm (L / 7040)
Case 'Q <sub>1</sub> '	$v_{max} =$	0.6 mm (L / 6972)
Case 'Shrinkage (R) - Long term'	$v_{max} =$	2.9 mm (L / 1561)

##### Deflections per combination

Combination SLS 'G + R + Q <sub>1</sub> '	$v_{max} =$	10.3 mm (L / 435)
---	-------------	-------------------

##### Estimation of the first natural frequency

G + 0.00 Q <sub>1</sub>	:14.97 Hz
G + 0.10 Q <sub>1</sub>	:14.64 Hz
G + 0.20 Q <sub>1</sub>	:14.33 Hz
G + 0.30 Q <sub>1</sub>	:14.04 Hz
G + 0.40 Q <sub>1</sub>	:13.76 Hz
G + 0.50 Q <sub>1</sub>	:13.50 Hz
G + 0.60 Q <sub>1</sub>	:13.26 Hz
G + 0.70 Q <sub>1</sub>	:13.03 Hz
G + 0.80 Q <sub>1</sub>	:12.81 Hz
G + 0.90 Q <sub>1</sub>	:12.60 Hz
G + 1.00 Q <sub>1</sub>	:12.40 Hz

Resistance criteria satisfied in the CONSTRUCTION stage

Resistance criteria satisfied in the FINAL stage





## Παράρτημα Β. Αποτελέσματα συνδέσεων

### Β.1 Αποτελέσματα σύνδεσης κύριας δοκού – κορμού υποστυλώματος

#### ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

---

##### ΓΩΝΙΑΚΟ

ΔΙΑΤΟΜΗ: CAE 80x5.5

$h_k =$	80	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$b_k =$	80	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$t_{fk} =$	6	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
$r_k =$	10	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ ΜΕ ΚΟΡΜΟ
$l_k =$	140	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ
ΥΛΙΚΟ S355			
$f_{yk} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{uk} =$	490,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

##### ΚΟΧΛΙΕΣ

#### ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΜΕ ΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
$d =$	18	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
$d_0 =$	20	[mm]	Διάμετρος σπής κοχλία
$A_s =$	1,92	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
$A_v =$	2,54	[cm <sup>2</sup> ]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ
$k =$	1		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
$w =$	2		ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
$e_1 =$	40	[mm]	ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ
$p_1 =$	60	[mm]	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

#### ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
$d =$	18	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
$d_0 =$	20	[mm]	Διάμετρος σπής κοχλία
$A_s =$	1,92	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
$A_v =$	2,54	[cm <sup>2</sup> ]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ
$k =$	1		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
$w =$	2		ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
$e_1 =$	40	[mm]	ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ
$p_1 =$	60	[mm]	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

##### ΦΟΡΤΙΑ

---

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: 25: COMB16 (6+7+8)\*1.35+(1+4)\*1.50+9\*1.05

$N_{b,Ed} =$	-0,01	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$V_{b,Ed} =$	14,62	[kN]	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
$M_{b,Ed} =$	-0,00	[kN*m]	ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

## ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

### ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΜΕ ΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

#### ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 122,15$  [kN] Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

$F_{t,Rd} = 138,24$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$$

#### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,75 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

#### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,67 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,67 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

#### ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ - ΣΥΝΔΕΣΗ ΓΩΝΙΑΚΟΥ

##### ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$15,25 < 64,68$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,08)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$13,65 < 64,68$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,06)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$6,40 < 122,15$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,05)

##### ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$5,54 < 138,24$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,04)
--------------------------	-----------------	--------------	--------

#### ΤΑΥΤΟΧΡΟΝΗ ΔΡΑΣΗ ΜΙΑΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΚΑΙ ΜΙΑΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,08 < 1,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,08)
--	---------------	--------------	--------

### ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

#### ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 244,29$  [kN] Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

#### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗ ΔΟΚΟ

$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,42 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$k_{1z} > 0.0$	$1,80 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,75 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

#### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,67 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,67 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

## ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ - ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ

### ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 11,09  < 45,57$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,24)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 7,31  < 59,06$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,12)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$13,28 < 244,29$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,05)

### VERIFICATION OF THE SECTION DUE TO BLOCK TEARING (SHEAR FORCE)

#### ΓΩΝΙΑΚΟ

$ 0.5*V_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 7,31  < 111,25$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,07)
---------------------------------	-------------------	---------------	--------

#### ΔΟΚΟΣ

$ V_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 14,62  < 170,72$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,09)
-----------------------------	--------------------	---------------	--------

### ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΣΗ ΓΩΝΙΑΚΗΣ ΚΑΘΑΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΧΩΡΙΣ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$	$0,64 < 0,91$		
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$	$ 0,33  < 6,22$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,05)
$ 0.5*V_{b,Ed}  \leq V_{pl,Rd}$	$ 7,31  < 157,82$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,00)

### ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΣΗ ΚΑΘΑΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ ΧΩΡΙΣ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$	$0,60 < 0,91$		
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$	$ 0,67  < 19,90$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,03)
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 14,62  < 304,98$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,05)

**Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ**

ΛΟΓΟΣ 0,24

## B.2 Αποτελέσματα σύνδεσης κύριας δοκού – κορμού υποστυλώματος

### ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

#### ΚΟΧΛΙΕΣ

d =	30	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
F <sub>tRd</sub> =	403,92	[kN]	Εφελκυστική αντοχή κοχλία
n <sub>h</sub> =	2		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
n <sub>v</sub> =	5		ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
h <sub>1</sub> =	70	[mm]	Απόσταση μεταξύ πρώτου κοχλία και άνω άκρου λεπίδας σύνδεσης
ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ e <sub>i</sub> =	140	[mm]	
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ p <sub>i</sub> =	150;100;90;180	[mm]	

## ΠΛΑΚΑ

$h_p =$	780	[mm]	ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$b_p =$	300	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$t_p =$	25	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
ΥΛΙΚΟ S355			
$f_{yp} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ

## ΚΑΤΩ ΕΝΙΣΧΥΣΗ

$w_d =$	300	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$t_{fd} =$	30	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ
$h_d =$	250	[mm]	ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$t_{wd} =$	20	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ
$l_d =$	260	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$\alpha =$	43,9	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
ΥΛΙΚΟ Def			
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ

## ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

### **ΑΝΩ**

$h_{su} =$	315	[mm]	ΥΨΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ
$b_{su} =$	145	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΝΕΥΡΩΣΗΣ
$t_{hu} =$	20	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ
ΥΛΙΚΟ Def			
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ

### **ΚΑΤΩ**

$h_{sd} =$	315	[mm]	ΥΨΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ
$b_{sd} =$	145	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΝΕΥΡΩΣΗΣ
$t_{hd} =$	20	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ
ΥΛΙΚΟ Def			
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ

## ΠΛΑΚΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Τυρ: ΔΙΠΛΕΥΡΟ

$h_a =$	500	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$w_a =$	260	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$t_a =$	15	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
ΥΛΙΚΟ Def			
$f_{ya} =$	235,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ

## ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΕΞΩΡΑΦΗΣ

$a_w =$	6	[mm]	ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ ΚΟΡΜΟΥ
$a_f =$	10	[mm]	ΚΟΛΛΗΣΗ ΠΕΛΜΑΤΟΣ
$a_s =$	6	[mm]	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ
$a_{fd} =$	7	[mm]	ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ
$a_{p1} =$	4	[mm]	ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ
$a_{p2} =$	4	[mm]	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ

## ΦΟΡΤΙΑ

### **ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ**

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

$M_{b1,Ed} =$	720,17	[kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$V_{b1,Ed} =$	252,58	[kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ

$M_{b1,Ed} = 720,17$  [kN\*m] ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ

## ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

### ΑΝΤΟΧΕΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

#### ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$        $0,12 < 1,00$       **ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**      (0,12)

### ΑΝΤΟΧΕΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

#### ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$        $0,93 < 1,00$       **ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**      (0,93)

### ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

#### ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ $M_{j,Rd}$

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$        $1,00 < 1,00$       **ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**      (1,00)

### ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$        $0,10 < 1,00$       **ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**      (0,10)

### ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$        $304,76 < 435,56$       **ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**      (0,70)

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$        $268,45 < 435,56$       **ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**      (0,62)

$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u / \gamma_{M2}$        $152,38 < 352,80$       **ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**      (0,43)

**Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ**

ΛΟΓΟΣ 1,00