



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

διπλωματική εργασία

## **“σχεδιασμός σύγχρονης κατοικίας από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα ,”**

Μπαλαλώτη Μαρίνα\_ΕΜΚ ΔΕ 2016 32

Επιβλέπων : Θανόπουλος Παύλος\_λέκτορας ΕΜΠ



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

# Σχεδιασμός σύγχρονης κατοικίας από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα

Διπλωματική Εργασία  
Μπαλαλώτη Μαρίνα

ΕΜΚ ΔΕ 2016 / 32

Επιβλέπων: Θανόπουλος Παύλος, Λέκτορας ΕΜΠ

Αθήνα, Νοέμβριος 2016



Μπαλαλώτη Μαρίνα (2016)

Σχεδιασμός σύγχρονης κατοικίας από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα

Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2016 / 32

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Balaloti Marina (2016)

Design of a contemporary steel and reinforced concrete residential building

Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2016 / 32

Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece



# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

---

Περίληψη.....	3
Abstract .....	5
Ευχαριστίες.....	7
1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....	9
1.1 Γενικά.....	9
1.2 Υλικά Κατασκευής.....	11
2 ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ .....	13
2.1 Γενικά.....	13
2.2 Μόνιμες Δράσεις.....	13
2.3 Κινητά Φορτία .....	13
2.4 Δράσεις Χιονιού .....	16
2.5 Δράσεις Ανέμου .....	19
2.5.1 Γενικά .....	19
2.5.2 Δράσεις ανέμου επί του κτιρίου .....	25
2.6 Σεισμικές Δράσεις.....	30
2.7 Εδαφικές Ωθήσεις .....	34
2.8 Συνδυασμοί Δράσεων .....	37
3 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	41
3.1 Γενικά.....	41
3.2 Στατικό Προσομοίωμα.....	41
3.3 Στατική Ανάλυση.....	43
3.4 Δυναμική Ανάλυση.....	43
4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	47
4.1 Γενικά.....	47
4.1.1 Κατάταξη διατομών .....	47
4.2 Σύμμικτη Πλάκα.....	50
4.3 Δευτερεύουσες Δοκοί.....	56
4.3.1 Φάση κατασκευής.....	60
4.3.2 Φάση λειτουργίας.....	63
4.4 Κύριες Δοκοί .....	69
4.4.1 Φάση κατασκευής.....	70
4.4.2 Φάση λειτουργίας.....	72
4.5 Υποστυλώματα.....	76
4.6 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	78
4.7 Τοίχος οπλισμένου σκυροδέματος .....	81
5 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ .....	85
5.1 Γενικά.....	85

5.2	Σύνδεση Κατακόρυφου Συνδέσμου Δυσκαμψίας – Υποστυλώματος.....	85
5.3	Σύνδεση Κύριας Δοκού – Υποστυλώματος .....	88
5.4	Σύνδεση Δευτερεύουσας – Κύριας Δοκού .....	89
5.5	Θεμελίωση Υποστυλώματος.....	90
6	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ - ΑΝΑΚΕΦΑΛΑΙΩΣΗ .....	95
	Βιβλιογραφία.....	97
	Παράρτημα Α: Φορτία Ανέμου .....	99







ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ  
ΕΜΚ ΔΕ 2016 / 32

## **Σχεδιασμός σύγχρονης κατοικίας από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα**

Μπαλαλώτη Μαρίνα (Επιβλέπων: Θανόπουλος Παύλος)

### **ΠΕΡΙΛΗΨΗ**

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής είναι η μελέτη και ο σχεδιασμός μιας σύγχρονης κατοικίας, της οποίας ο φέρων οργανισμός αποτελείται από μεταλλικά στοιχεία και στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος. Ιδιαιτερότητα του συγκεκριμένου κτιρίου είναι ότι έχει κατασκευαστεί σε περιοχή που παρουσιάζει έντονο γεωγραφικό ανάγλυφο, με αποτέλεσμα μέρος της κατασκευής να εφάπτεται σε απότομη πλαγιά. Ως εκ τούτου κατασκευάζεται τοίχος αντιστήριξης του εδάφους, ο οποίος επιβαρύνει το κτίριο με εδαφικές ωθήσεις. Ο υπόλοιπος φορέας αποτελείται από σύμμικτες δοκούς και μεταλλικά υποστυλώματα για την παραλαβή των κατακόρυφων δράσεων και κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας για την εξασφάλιση της αμεταθετότητας των πλαισίων. Η ανάλυση της κατασκευής υλοποιήθηκε με την βοήθεια του προγράμματος Robot Structural Analysis της Autodesk, στο οποίο αναπτύχθηκε το προσομοίωμα του φέροντος οργανισμού του κτιρίου. Η μελέτη των δράσεων επί της κατασκευής, μονίμων, μεταβλητών και σεισμικών, βασίστηκε στις ισχύουσες διατάξεις των Ευρωκωδίκων και του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ 2000) όσον αφορά τις αυξημένες σεισμικές εδαφικές ωθήσεις. Ο έλεγχος και η διαστασιολόγηση των μελών της κατασκευής έγινε ώστε να ικανοποιούνται οι διατάξεις που αναφέρονται στους Ευρωκώδικες και η τελική επιλογή των μελών να αποτελεί το βέλτιστο σχεδιασμό του κτιρίου.



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

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔΕ 2016 / 32

## **Design of a contemporary steel and reinforced concrete residential building**

Balaloti Marina (Supervised by Thanopoulos Pavlos)

### **ABSTRACT**

The objective of the present diploma thesis is the design and structural analysis of a contemporary residence, whose bearing structure consists of steel and reinforced concrete components. The analyzed structure is unique, since it is located on a region with mountainous relief, adjacent to a steep slope. Due to this position, a retaining wall is constructed burdening the building with significant earth pressures. The rest of the bearing structure consists of composite beams and steel columns for the vertical loading. Furthermore, vertical concentric braces provide lateral stiffness. The structural analysis was performed by modeling the bearing structure of the building, in the structural software named "Robot Structural Analysis" of Autodesk. The permanent, variable and seismic actions to be considered in the design are based on the current Eurocode regulations. The seismically increased ground pressures are based on the Greek Seismic Code (EAK 2000). The assessment and dimensioning of the structural elements was conducted with respect to the Eurocode regulations, while the final selection of the components was performed following optimal building design principles.



## ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα της διπλωματικής μου εργασίας, Λέκτορα του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, κ. Παύλο Θανόπουλο, για την εξαιρετική συνεργασία, επίβλεψη και υποδειγματική καθοδήγηση που μου παρείχε καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της συγκεκριμένης εργασίας.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κ. Χάρη Γαντέ, Καθηγητή του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, καθώς και τον κ. Δημήτριο Βαμβάτσικο, Επίκουρο Καθηγητή του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, για την συμμετοχή τους στην εξεταστική επιτροπή της διπλωματικής μου εργασίας.

Τέλος, από καρδιάς ευχαριστώ τους γονείς μου, Θοδωρή και Βάσω, και τον αδερφό μου Τίμο, που με υποστήριξαν όλα αυτά τα χρόνια και με βοηθούν να κάνω τις επιθυμίες μου πραγματικότητα, καθώς και τους φίλους μου για την βοήθεια και συμπαράστασή τους, και ιδιαίτερως την Αγγελική που επιμελήθηκε το εξώφυλλο της εργασίας.

*Μαρίνα Μπαλαλώτη*

*Νοέμβριος 2016*



# 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

---

## 1.1 ΓΕΝΙΚΑ

Στη παρούσα εργασία, γίνεται ο σχεδιασμός μιας σύγχρονης κατοικίας η οποία κατασκευάζεται στον Ελλαδικό χώρο και η αρχιτεκτονική έμπνευση προέκυψε από ένα παρόμοιο κτίριο το οποίο έχει κατασκευαστεί στο Περού. Η κατοικία είναι τριώροφη και οι αρχιτεκτονικές απαιτήσεις συνιστούν στο ισόγειο χώρο αναψυχής (καθιστικό, playroom), στον 1<sup>ο</sup> όροφο τους κύριους χώρους της κατοικίας (κουζίνα, τραπεζαρία, υπνοδωμάτια κ.λ.π.) και στον 2<sup>ο</sup> όροφο ένα υπνοδωμάτιο και η υπόλοιπη κάτοψη αποτελεί βατή στέγη.

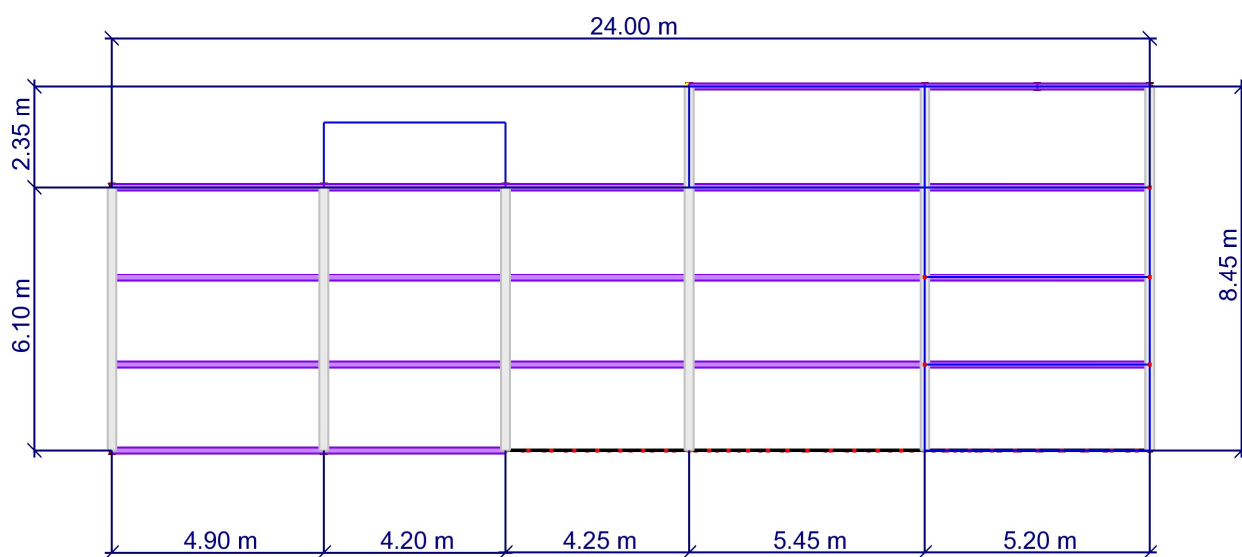
Το ενδιαφέρον που παρουσιάζει η συγκεκριμένη κατοικία είναι ότι κατασκευάζεται σε περιοχή που το ανάγλυφο του εδάφους παρουσιάζει έντονη ανομοιομορφία. Το έδαφος παρουσιάζει απότομη κλίση με αποτέλεσμα να έρχεται σε επαφή με μία πλευρά του κτιρίου. Ως εκ τούτου, το συγκεκριμένο τμήμα κατασκευάζεται από οπλισμένο σκυρόδεμα ώστε να δέχεται τις εδαφικές ωθήσεις και να λειτουργεί ως τοίχος αντιστήριξης του εδάφους. Ο υπόλοιπος φορέας αποτελείται από μεταλλικές δοκούς, οι οποίες έχουν σύμμικτη λειτουργία με την πλάκα σκυροδέματος των ορόφων, μεταλλικά υποστυλώματα και κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα οι οποίοι τοποθετήθηκαν για να εξασφαλίσουν την απαιτούμενη πλευρική δυσκαμψία της κατασκευής.

Στο Σχήμα 1.1 ακολουθεί η τρισδιάστατη απεικόνιση του κτιρίου, ενώ στα Σχήματα 1.2 και 1.3 η κάτοψη και ο φορέας όπως προέκυψαν από τα αρχιτεκτονικά σχέδια.

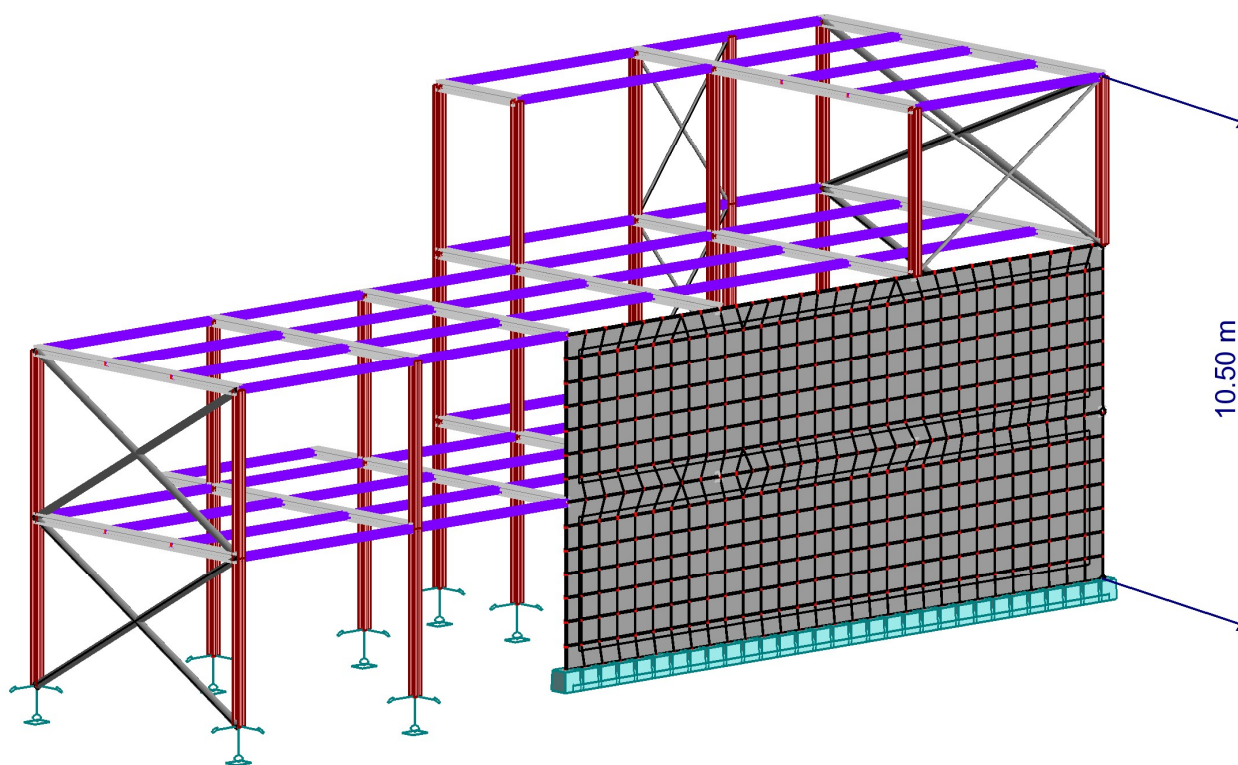


**Σχήμα 1.1:** Τρισδιάστατη απεικόνιση κτιρίου





Σχήμα 1.2: Κάτοψη του 1<sup>ου</sup> ορόφου



Σχήμα 1.3: Τρισδιάστατη απεικόνιση φορέα

## 1.2 ΥΛΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

### ▪ ΔΟΜΙΚΟΣ ΧΑΛΥΒΑΣ

Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται σε όλα τα δομικά στοιχεία της κατασκευής είναι κατηγορίας S 275 και οι ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής  $f_y$  και της εφελκυστικής αντοχής  $f_u$  για εν θερμώ ελατούς χάλυβες δίνονται στα Ευρωπαϊκά Πρότυπα EN 10025-2 και EN 1993-1-1. Τα χαρακτηριστικά του χάλυβα που χρησιμοποιήθηκε παρουσιάζονται παρακάτω:

- Μέτρο ελαστικότητας :  $E=210000\text{N/mm}^2$
- Μέτρο διάτμησης :  $G=E / 2(1+\nu)=81000\text{N/mm}^2$
- Ειδικό βάρος :  $\gamma=78,50\text{kN/m}^3$
- Όριο διαρροής :  $f_y=275\text{MPa}$
- Εφελκυστική αντοχή :  $f_u=430\text{MPa}$

### ▪ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Για τον τοίχο οπλισμένου σκυροδέματος καθώς και για τις σύμμικτες πλάκες χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα C25/30, του οποίου οι τιμές σχεδιασμού είναι:

- Μέτρο ελαστικότητας :  $E=31\text{GPa}$
- Ειδικό βάρος :  $\gamma=25\text{kN/m}^3$
- Αντοχή :  $f_{ck}=25\text{MPa}$

### ▪ ΧΑΛΥΒΑΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ

Για τους οπλισμούς του σκυροδέματος χρησιμοποιήθηκες χάλυβας B500C με χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής  $f_{yk}=500\text{MPa}$ .

### ▪ ΧΑΛΥΒΔΟΦΥΛΛΟ

Χρησιμοποιείται χαλυβδόφυλλο Symdeck 73 το οποίο είναι γαλβανισμένο, τραπεζοειδούς μορφής. Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται είναι υψηλής ποιότητας S320 σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, με χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής  $f_{yp}=320\text{MPa}$  και εφελκυστική αντοχή  $f_{up}=390\text{MPa}$ .

### ▪ ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

Στις μεταλλικές συνδέσεις χρησιμοποιήθηκαν κοχλίες ποιότητας 8.8 με χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής  $f_{yb}=640\text{MPa}$  και χαρακτηριστική τιμή εφελκυστικής αντοχής  $f_{ub}=800\text{MPa}$ .



## 2 ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

### 2.1 ΓΕΝΙΚΑ

Ο φορέας θα πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο, ώστε με κατάλληλο βαθμό αξιοπιστίας και κατά τρόπο οικονομικό, να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις και τις επιδράσεις από το περιβάλλον, οι οποίες είναι πιθανό να εμφανιστούν κατά την εκτέλεση και τη διάρκεια ζωής του και να παραμείνει κατάλληλος για τη χρήση για την οποία προορίζεται σε όλη τη διάρκεια αυτή. Οι δράσεις επί των κατασκευών εξαρτώνται από τη θέση, τη μορφή και τη χρήση του κτιρίου και καθορίζονται από κανονιστικές διατάξεις, οι οποίες περιγράφουν τη ποσοτική όσο και την ποιοτική τους διάσταση. Οι δράσεις σχεδιασμού υπολογίστηκαν σύμφωνα με τις κανονιστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 (EN 1991). Οι δράσεις ανάλογα με το χρόνο διακρίνονται σε:

1. Μόνιμες δράσεις (G)
  - i. Ίδια βάρη κατασκευής
  - ii. Φορτία επικαλύψεων
2. Μεταβλητές δράσεις (Q)
  - i. Κινητά φορτία
  - ii. Δράσεις χιονιού
  - iii. Δράσεις ανέμου
3. Τυχηματικές δράσεις (A)
  - i. Σεισμικές δράσεις

### 2.2 ΜΟΝΙΜΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Μόνιμες χαρακτηρίζονται οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως τα ίδια βάρη (φέροντα στοιχεία, τοίχοι πληρώσεως, ψευδοροφές, επικαλύψεις και επενδύσεις, επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων, ηλεκτρικά και υδραυλικά δίκτυα, κλιματιστικά συστήματα). Πιο συγκεκριμένα οι μόνιμες δράσεις που ασκούνται στο κτίριο είναι:

- Ίδια βάρη φερόντων στοιχείων (δοκοί, υποστυλώματα, τοίχος οπλισμένου σκυροδέματος) τα οποία υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα ανάλυσης (Robot Structural Analysis) για χάλυβα με ίδιο βάρος  $78,5 \text{ kN/m}^3$  και σκυρόδεμα με ίδιο βάρος  $25,0 \text{ kN/m}^3$
- Ίδιο βάρος πλάκας σκυροδέματος :  $g_{\text{πλ}} = 2,70 \text{ kN/m}^2$ , το οποίο υπολογίστηκε με το πρόγραμμα SymDeck Designer στο οποίο έγινε η διαστασιολόγηση της σύμμικτης πλάκας
- Πρόσθετα μόνιμα φορτία :  $g' = 3,50 \text{ kN/m}^2$  (επικαλύψεις, ψευδοροφή, τοιχοποιία κ.λ.π.)

### 2.3 ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ

Τα κινητά φορτία των κτιρίων είναι ομοιόμορφα διανεμημένα ( $q_k$ ) ή συγκεντρωμένα ( $Q_k$ ) και οφείλονται είτε σε κανονική χρήση του κτιρίου από ανθρώπους, είτε σε έπιπλα, κινητά αντικείμενα, μηχανήματα και οχήματα. Ανάλογα με την κατηγορία χρήσης του κτιρίου τα επιβαλλόμενα φορτία λαμβάνουν καθορισμένες τιμές σύμφωνα με τον κανονισμό.

Πίνακας 2.1: Κατηγορίες χρήσης επιφανειών κτιρίων.

Κατηγορία	Ειδική χρήση	Παράδειγμα
A	Επιφάνειες κατοικιών και παρόμοιων δραστηριοτήτων	Δωμάτια σε κτίρια κατοικιών και οικιών, υπνοδωμάτια και θάλαμοι νοσοκομείων, υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία ή οικοτροφία, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Επιφάνειες γραφείων	
C	Επιφάνειες όπου μπορεί να συγκεντρωθούν άνθρωποι (εκτός των κατηγοριών A, B και D)	C1: Επιφάνειες με τραπέζια κλπ. π.χ. σχολεία, καφενεία, εστιατόρια, τραπεζαρίες, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής.
		C2: Επιφάνειες με σταθερά καθίσματα, π.χ. εκκλησίες, θέατρα, κινηματογράφοι, αίθουσες συνεδρίων ή διαλέξεων ή συνελεύσεων, αίθουσες αναμονής.
		C3: Επιφάνειες χωρίς εμπόδια για την κίνηση του κοινού, π.χ. μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, και επιφάνειες προσπέλασης σε δημόσια κτίρια διοίκησης, ξενοδοχεία, νοσοκομεία, σταθμοί τρένων.
		C4: Επιφάνειες με πιθανές φυσικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού ή γυμναστικής, θεατρικές σκηνές.
		C5: Επιφάνειες επιδεικτικές σε συνωστισμό, π.χ. κτίρια δημοσίων θεαμάτων, αίθουσες μουσικής, γυμναστήρια, εξέδρες, τaráτσες και επιφάνειες προσπέλασης, πλατφόρμες τρένων.
D	Επιφάνειες εμπορικών συναλλαγών	D1: Επιφάνειες σε καταστήματα λιανικής πώλησης
		D2: Πολυκαταστήματα
E1	Επιφάνειες επιδεικτικές σε συγκέντρωση αγαθών, περιλαμβανομένων και των επιφανειών προσπέλασης	Επιφάνειες αποθήκευσης περιλαμβανομένων και των βιβλιοθηκών.
E2	Βιομηχανική χρήση	

**Πίνακας 2.2:** Επιβαλλόμενα φορτία δαπέδων κτιρίων σύμφωνα με τις προτεινόμενες τιμές του Εθνικού Προσαρτήματος.

Φορτιζόμενες επιφάνειες	$q_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	$Q_k$ (kN)
<b>Κατηγορία Α</b>		
δάπεδα	2,0	2,0
κλίμακες	3,5	2,0
εξώστες	5,0	3,0
<b>Κατηγορία Β</b>	ως Α	ως Α
<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
<b>Κατηγορία Ε</b>	7,5	7,0

**Πίνακας 2.3:** Κατηγορίες χρήσης οροφών.

Κατηγορία	Ειδική χρήση
<b>Η</b>	Οροφές προσιτές μόνο για κανονική συντήρηση, επισκευή, βαφή και μικροεπισκευές.
<b>Ι</b>	Οροφές προσιτές για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες Α έως D.
<b>Κ</b>	Οροφές προσιτές για ειδικές υπηρεσίες, όπως για προσγείωση ελικοπτέρων

**Πίνακας 2.4:** Επιβαλλόμενα φορτία οροφών σύμφωνα με τις προτεινόμενες τιμές του Εθνικού Προσαρτήματος.

Οροφές	$q_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	$Q_k$ (kN)
<b>Κατηγορία Η</b>	0,5	1,0

Το συγκεκριμένο κτίριο ανήκει στην Κατηγορία Α, ενώ οι οροφές του κτιρίου ανήκουν στην Κατηγορία Ι (στάθμη +7,0m) και στην Κατηγορία Η (στάθμη +10,5m). Το συγκεντρωμένο φορτίο  $Q_k$  έχει αγνοηθεί.

## 2.4 ΔΡΑΣΕΙΣ ΧΙΟΝΙΟΥ

Τα φορτία λόγω χιονόπτωσης προσδιορίζονται με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 - Μέρος 1.3 (EN 1991-1-3). Τα φορτία αυτά αναφέρονται σε κτίρια ή σε έργα πολιτικού μηχανικού γενικά, για υψόμετρο κάτω των 1500m. Θεωρούνται ως στατικά και κατατάσσονται στις μεταβλητές, καθορισμένες δράσεις (όπως αυτές ορίζονται στο EN 1990). Σε ειδικές περιπτώσεις, όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές οι οποίες δεν μπορούν να αξιοποιηθούν μέσω των συνήθων στατιστικών μεθόδων για τον προσδιορισμό της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου χιονιού, οι ακραίες τιμές αυτές μπορεί να θεωρούνται ως τυχηματικές δράσεις.

### ▪ ΦΟΡΤΙΟ ΧΙΟΝΙΟΥ

Το φορτίο χιονιού για μονοκλινή στέγη δίνεται από τη σχέση:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k \quad (2.1)$$

όπου,

$\mu_i$  : ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού.

$S_k$  : η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους.

$C_e$  : ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1,00.

$C_t$  : ο θερμικός συντελεστής, ο οποίος για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης λαμβάνεται ίσος με 1,00.

### ▪ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΤΙΜΗ ΦΟΡΤΙΟΥ ΧΙΟΝΙΟΥ

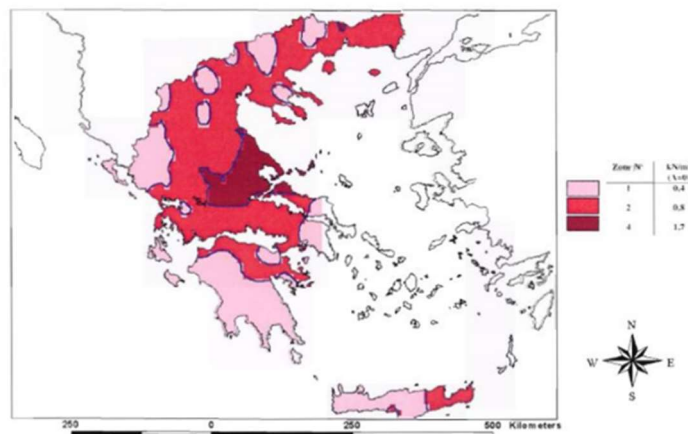
Η χαρακτηριστική τιμή  $s_k$  του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε  $\text{kN/m}^2$  συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου  $A$  για μια συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από τη σχέση:

$$s_k = s_{k,0} \cdot \left( 1 + \left( \frac{A}{917} \right)^2 \right) \quad (2.2)$$

όπου,

$s_{k,0}$  : η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου στη στάθμη της θάλασσας (δηλ. για  $A=0$ ), σε  $\text{kN/m}^2$ . Στην περίπτωση μας η κατοικία βρίσκεται στη Ζώνη 2, οπότε σύμφωνα με το Παράρτημα C του EN 1991-1-3, προκύπτει:  $s_{k,0}=0,80 \text{ kN/m}^2$ .

### Greece: Snow Load at Sea Level



Σχήμα 2.1: Εθνικές ζώνες χιονιού ( Παράρτημα C, EN 1991-1-3)

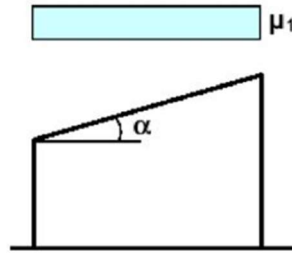
A : το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας, σε m. Το υψόμετρο της περιοχής είναι στο +500m.

Συνεπώς, από τη Σχέση ( 2.2 ) προκύπτει:

$$s_k=1,04 \text{ kN/m}^2$$

#### ▪ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΜΟΡΦΗΣ ΦΟΡΤΙΟΥ ΧΙΟΝΙΟΥ

Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται η προβλεπόμενη διάταξη για το συντελεστή μορφής φορτίου σε μονοκλινείς στέγες.



Σχήμα 2.2: Συντελεστής μορφής χιονιού σε μονοκλινείς στέγες

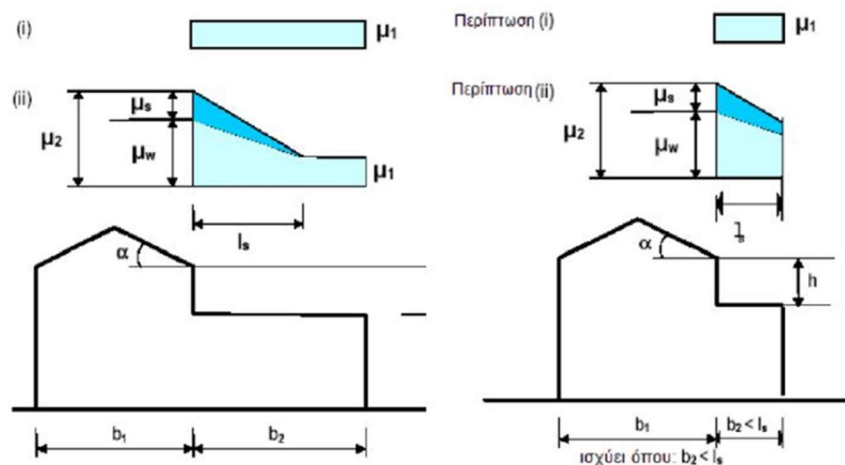
Οι συντελεστές μορφής δίνονται στον Πίνακα 2.8 για διάφορες τιμές της γωνίας  $\alpha$  της στέγης, όταν η ολίσθηση του χιονιού δεν παρεμποδίζεται.

Πίνακας 2.5 : Συντελεστής μορφής χιονιού.

Κλίση στέγης $\alpha$	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 \cdot (60-\alpha)/30$	0
$\mu_2$	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha/30$	1,6	-

Για  $\alpha=0^\circ$  έχουμε  $\mu_1=0,8$ .

Για στέγες με απότομες αλλαγές ύψους, όπου είναι πιθανή η συγκέντρωση χιονιού λόγω ανέμου ή ολίσθησης από υψηλότερη στέγη, θα εξετάζονται οι περιπτώσεις που δίνονται στο Σχήμα 2.3.



Σχήμα 2.3: Συντελεστές μορφής σε στέγες με απότομη αλλαγή ύψους για  $b_2 \geq l_s$  και  $b_2 < l_s$



Οι συντελεστές μορφής είναι οι ακόλουθοι:

$\mu_1=0,80$  (η χαμηλότερη στέγη είναι επίπεδη)

$\mu_2=\mu_s+\mu_w$

(2.3)

όπου,

$\mu_s$  : ο συντελεστής μορφής λόγω ολίσθησης και λαμβάνεται  $\mu_s=0$  για  $\alpha \leq 15^\circ$ .

$\mu_w$  : ο συντελεστής μορφής λόγω ανέμου και προσδιορίζεται από τη σχέση:

$\mu_w = (b_1+b_2)/2 \cdot h \leq \gamma \cdot h/s_k$  , με  $0,8 \leq \mu_w \leq 4,0$

(2.4)

όπου,

$\gamma$  : η πυκνότητα του χιονιού που λαμβάνεται ίση με  $2,0 \text{ kN/m}^3$ .

Για  $b_1=5,20\text{m}$ ,  $b_2=18,80\text{m}$  και  $h=3,50\text{m}$  προκύπτει:  $\mu_w=3,42 \leq 6,73$

Συνεπώς, από τη Σχέση (2.3) προκύπτει:  $\mu_2=3,42$

Το μήκος συγκέντρωσης δίνεται από τη σχέση:

$l_s=2h$

(2.5)

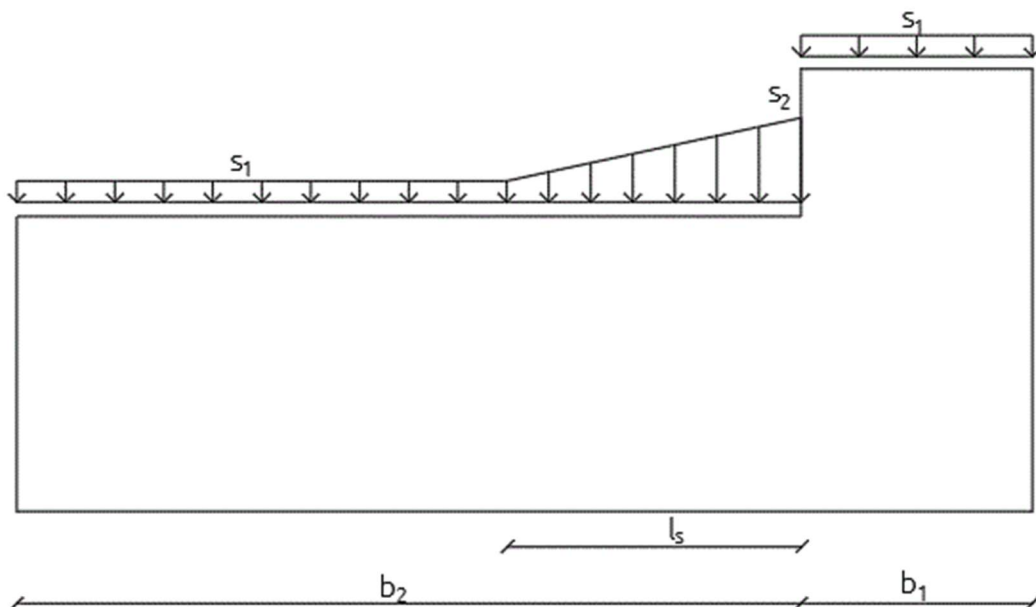
Οπότε, προκύπτει μήκος συγκέντρωσης  $l_s=7\text{m}$ , με  $5 \leq l_s \leq 15 \text{ m}$ .

#### ▪ ΤΕΛΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ ΧΙΟΝΙΟΥ

Το τελικό φορτίο χιονιού προκύπτει από τη Σχέση (1.1) ίσο με :

$-s_1=0,832\text{kN/m}^2$

$-s_2=3,556\text{kN/m}^2$



Σχήμα 2.4: Κατανομή φορτίου χιονιού.

## 2.5 ΔΡΑΣΕΙΣ ΑΝΕΜΟΥ

### 2.5.1 Γενικά

Οι δράσεις ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις και θεωρείται ότι εφαρμόζονται άμεσα στις εξωτερικές επιφάνειες του κτιρίου και έμμεσα στις εσωτερικές. Προσδιορίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 – Μέρος 1.4 (EN 1991-1-4) και αποτελούν τη βασική φόρτιση σε πολλές μεταλλικές κατασκευές. Ως δράση ανέμου επί των κατασκευών θεωρείται η πίεση που αναπτύσσεται λόγω της ανάσχεσης της ροής του ανέμου. Από τις αναπτυσσόμενες πιέσεις προκύπτουν δυνάμεις κάθετες στην προσβαλλόμενη επιφάνεια.

Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Η βάση σχεδιασμού είναι η μέγιστη ταχύτητα που προβλέπεται για τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής. Οι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας και της ασκούμενης πίεσης είναι:

- Η γεωγραφική θέση
- Η φυσική θέση
- Η τοπογραφία
- Οι διαστάσεις των κτιρίων
- Η μέση ταχύτητα του ανέμου
- Το σχήμα της κατασκευής
- Η κλίση της στέγης
- Η διεύθυνση του ανέμου

#### ▪ ΒΑΣΙΚΗ ΤΑΧΥΤΗΤΑ ΑΝΕΜΟΥ

Η βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους προκύπτει από τη σχέση:

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} \quad (2.6)$$

όπου,

$C_{dir}$  : ο συντελεστής διεύθυνσης και λαμβάνεται ίσος με 1

$C_{season}$  : ο συντελεστής εποχής και λαμβάνεται ίσος με 1

$V_{b,0}$  : η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου. Στην περίπτωση μας,  $v_{b,0}=27\text{m/s}$  για κατασκευές σε απόσταση μεγαλύτερη των 10km από την ακτή, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα.

Συνεπώς από τη Σχέση (2.6) προκύπτει:

$$v_b = 27,0\text{m/s}$$

#### ▪ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΠΙΕΣΗΣ ΤΑΧΥΤΗΤΑΣ ΑΙΧΜΗΣ

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

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (2.7)$$

όπου,

$\rho$  : η πυκνότητα του αέρα και λαμβάνεται ίση με  $0,00125\text{ Mg/m}^3$

$I_v(z)$  : η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος  $z$  και υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$I_v(z) = \frac{k_i}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{για} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200\text{m} \quad (2.8)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{για} \quad z < z_{\min} \quad (2.9)$$

όπου,

$k_i$  : ο συντελεστής στροβιλισμού και λαμβάνεται ίσος με 1,00

$v_m(z)$ : η μέση ταχύτητα του ανέμου και υπολογίζεται από τη σχέση

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (2.10)$$

όπου,

$c_r(z)$  : ο συντελεστής τραχύτητας

$c_0(z)$ : ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης και λαμβάνεται ίσος με 1,00 (προτεινόμενη τιμή) καθώς δεν υπάρχουν περαιτέρω στοιχεία για το ανάγλυφο του εδάφους

Ο συντελεστής τραχύτητας υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln \frac{z}{z_0} \quad \text{για} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (2.11)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad \text{για} \quad z < z_{\min} \quad (2.12)$$

όπου,

$k_r$  : ο συντελεστής εδάφους και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$k_r = 0,19 \cdot \left( \frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} \quad (2.13)$$

Οι προτεινόμενες τιμές για το μήκος τραχύτητας  $z_0$  και το ελάχιστο ύψος  $z_{\min}$  δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

**Πίνακας 2.6:** Προτεινόμενες τιμές  $z_0$  και  $z_{\min}$ .

Κατηγορία εδάφους	$z_0$ (m)	$z_{\min}$ (m)
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή ανοικτής θάλασσας	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) σε απόσταση μεταξύ τους 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 πού 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωρία, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15m	1,0	10

Η περιοχή που τοποθετείται η κατασκευή είναι Κατηγορίας εδάφους III, οπότε  $z_0=0,3\text{m}$  και  $z_{\min}=5\text{m}$ .

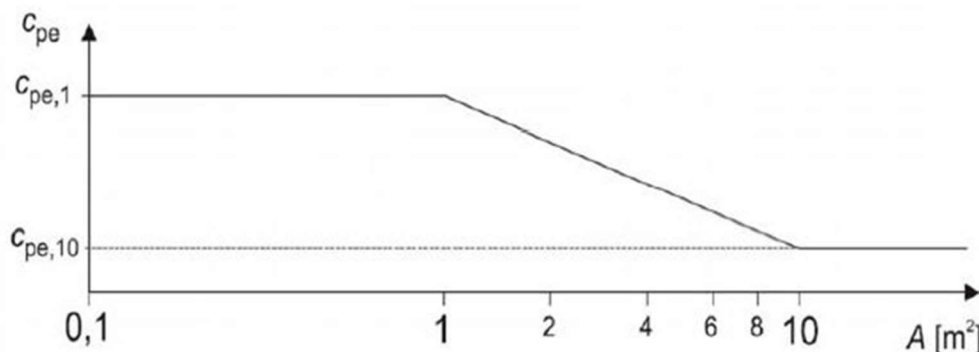
#### ▪ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΕΞΩΤΕΡΙΚΗΣ ΠΙΕΣΗΣ

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$  εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας  $A$  για δύο χαρακτηριστικές τιμές, για  $1\text{m}^2$  και για  $10\text{m}^2$ . Ως φορτιζόμενη επιφάνεια, θεωρείται η επιφάνεια, η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοποίησης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνηση του. Στο Σχήμα 2.5 φαίνεται η γραφική απεικόνιση της μεταβολής της πίεσης  $c_{pe}$  συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας και οι τιμές που προκύπτουν για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης είναι:

$$c_{pe}=c_{pe,1} \quad \text{για} \quad A \leq 1\text{m}^2 \quad (2.14)$$

$$c_{pe}=c_{pe,1}+(c_{pe,10}-c_{pe,1}) \cdot \log A \quad \text{για} \quad 1\text{m}^2 < A < 10\text{m}^2 \quad (2.15)$$

$$c_{pe}=c_{pe,10} \quad \text{για} \quad A \geq 10\text{m}^2 \quad (2.16)$$

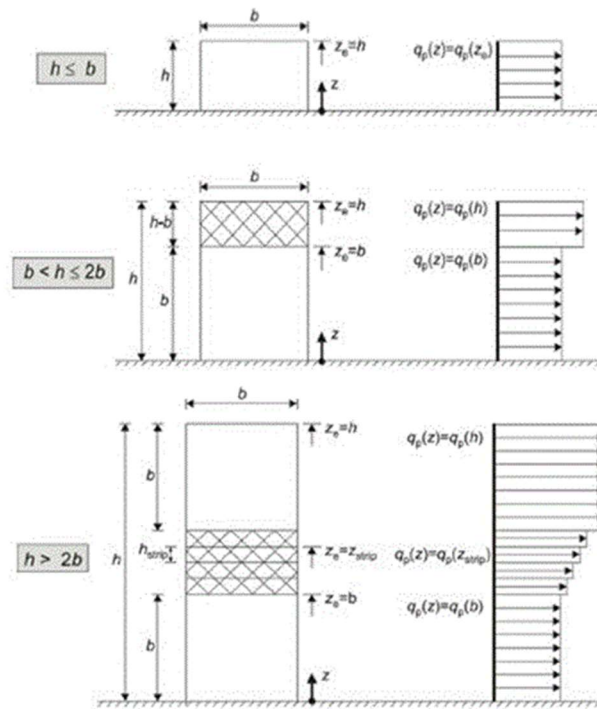


Σχήμα 2.5: Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης σε κτίριο, συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας  $A$ .

#### ▪ ΠΙΕΣΕΙΣ ΣΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥΣ ΜΕ ΟΡΘΟΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΟΨΗ

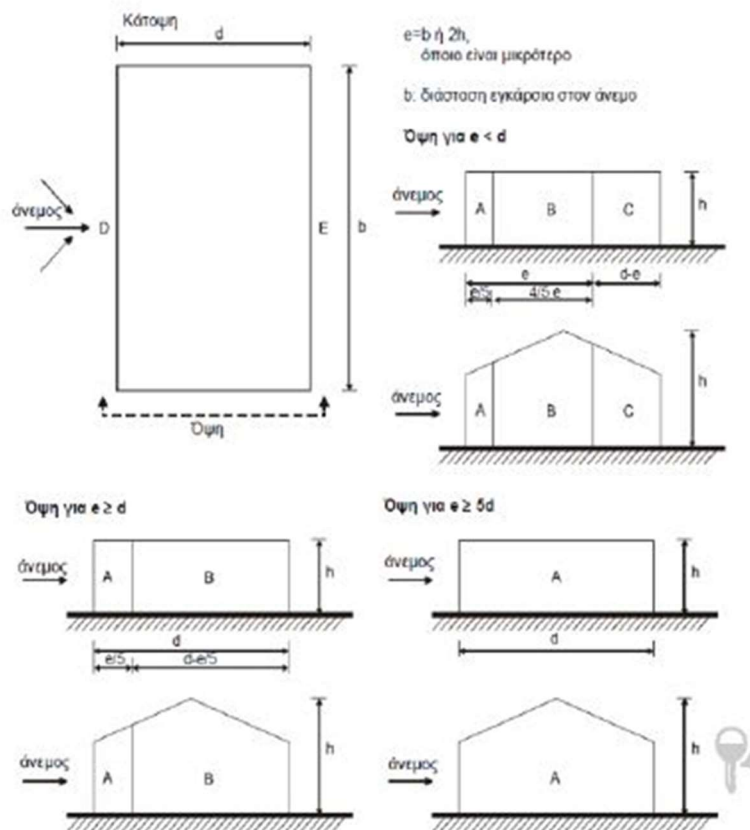
Ο προσδιορισμός του ύψους αναφοράς  $z_e$  για τους προσήνεμους τοίχους εξαρτάται από τη σχέση μεταξύ του ύψους  $h$  και του πλάτους  $b$  του κτιρίου. Σύμφωνα με το Σχήμα 2.8 προκύπτουν οι παρακάτω περιπτώσεις:

- για  $h \leq b$ , λαμβάνεται ως ένα τμήμα με  $z_e=h$ .
- για  $b < h \leq 2b$ , το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από δύο τμήματα με ύψος  $z_e=b$  για το χαμηλότερο και  $z_e=h$  για το υπερκείμενο.
- για  $h > 2b$ , το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από πολλά τμήματα, εκ των οποίων το χαμηλότερο έχει ύψος  $z_e=b$ , το υψηλότερο έχει ύψος  $z_e=h$ , ενώ το μεταξύ αυτών διάστημα υποδιαιρείται σε τμήματα με μέγιστο ύψος κάθε τμήματος ίσο με  $b$ .



Σχήμα 2.7: Κατανομή πιέσεων ταχύτητας αιχμής

Στους υπήνεμους και τους παράπλευρους τοίχους, το ύψος αναφοράς λαμβάνεται ίσο με το ύψος του κτιρίου. Στο Σχήμα 2.8 φαίνονται οι ζώνες υποδιαίρεσης των κατακόρυφων επιφανειών και στον Πίνακα 2.7 δίνονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης  $c_{pe,10}$  και  $c_{pe,1}$  συναρτήσει του λόγου  $h/d$  και των ζωνών υποδιαίρεσης των κατακόρυφων τοίχων της κατασκευής.



Σχήμα 2.8: Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

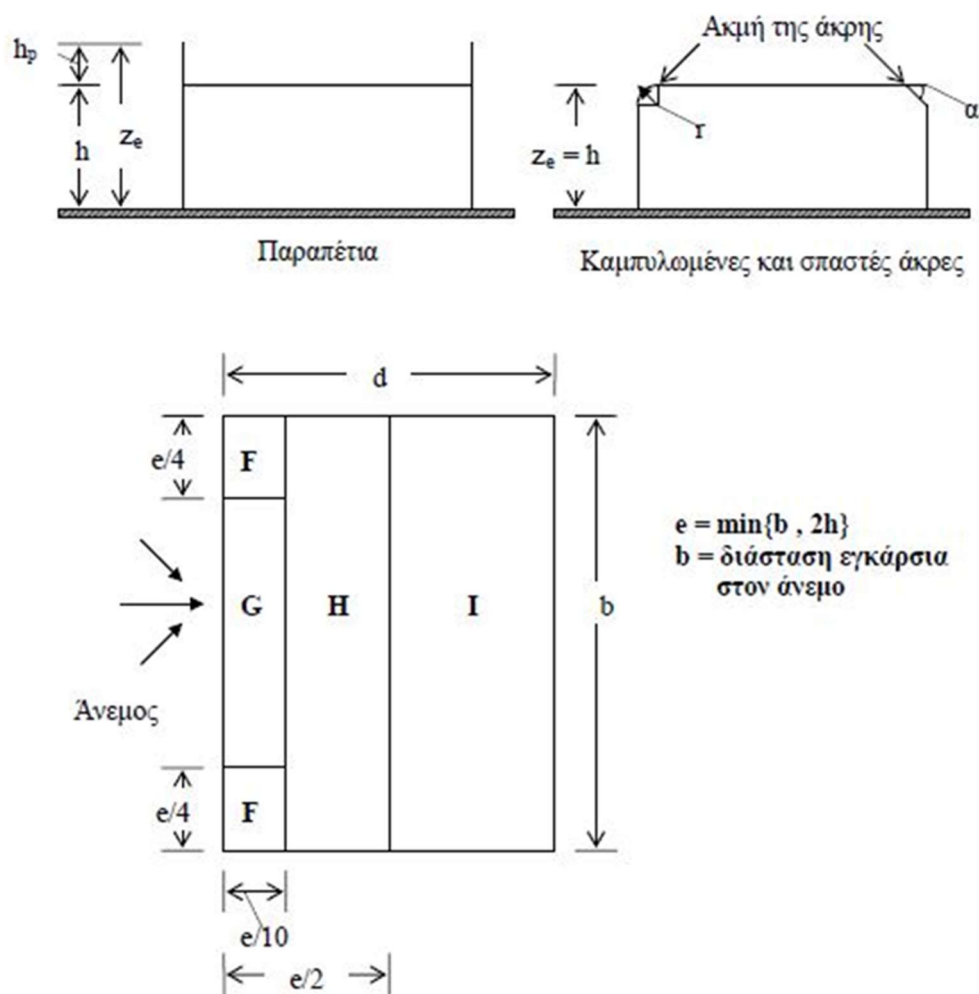
**Πίνακας 2.7:** Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων

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

Για ενδιάμεσες τιμές του h/d θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή

#### ▪ ΠΙΕΣΕΙΣ ΣΕ ΟΡΙΖΟΝΤΙΕΣ ΣΤΕΓΕΣ

Οριζόντιες θεωρούνται οι στέγες με κλίση μέχρι  $\pm 5\%$  ως προς το οριζόντιο επίπεδο. Η στέγη διαιρείται σε ζώνες σύμφωνα με το Σχήμα 2.9. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται στον Πίνακα 2.8.

**Σχήμα 2.9:** Συμβολισμοί για οριζόντιες στέγες

**Πίνακας 2.8:** Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες

Τύπος στέγης	Ζώνη							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
Αιχμηρά άκρα	-1,8	-2,5	-1,2	-2	-0,7	-1,2	$\pm 0,2$	
με στηθαία	$h_p/h=$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	$\pm 0,2$
	$h_p/h=$	-1,4	-2	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	$\pm 0,2$
	$h_p/h=$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	$\pm 0,2$
καμπύλα άκρα	$r/h=$	-1	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		$\pm 0,2$
	$r/h=$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		$\pm 0,2$
	$r/h=$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3		$\pm 0,2$
κεκλιμένα άκρα	$\alpha=$	-1	-1,5	-1	-1,5	-0,3		$\pm 0,2$
	$\alpha=$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4		$\pm 0,2$
	$\alpha=$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5		$\pm 0,2$

#### ▪ ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ

Οι εσωτερικές πιέσεις δρουν ταυτόχρονα με τις εξωτερικές πιέσεις και πρέπει στους υπολογισμούς να λαμβάνονται υπόψη μαζί με αυτές, για κάθε συνδυασμό δυνατών ανοιγμάτων. Ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης  $c_{pi}$  εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στη συνολική επιφάνεια του κτιρίου. Όπου δεν είναι δυνατή ή δεν θεωρείται επαρκής η εκτίμηση του λόγου ανοιγμάτων  $\mu$  για μία συγκεκριμένη περίπτωση, τότε το  $c_{pi}$  πρέπει να λαμβάνεται ως το πλέον δυσμενές από τα +0,2 και -0,3.

#### ▪ ΤΕΛΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ ΑΝΕΜΟΥ

Οι τελικές πιέσεις του ανέμου επί ενός τοίχου ή ενός επιμέρους στοιχείου είναι η διαφορά των εξωτερικών και των εσωτερικών πιέσεων επί των επιφανειών του τοίχου ή του στοιχείου, λαμβάνοντας υπόψη τη φορά των πιέσεων αυτών. Η πίεση που κατευθύνεται προς την επιφάνεια λαμβάνεται ως θετική, ενώ η αναρρόφηση, το διάνυσμα της οποίας απομακρύνεται από την επιφάνεια, λαμβάνεται ως αρνητική, όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 2.10.

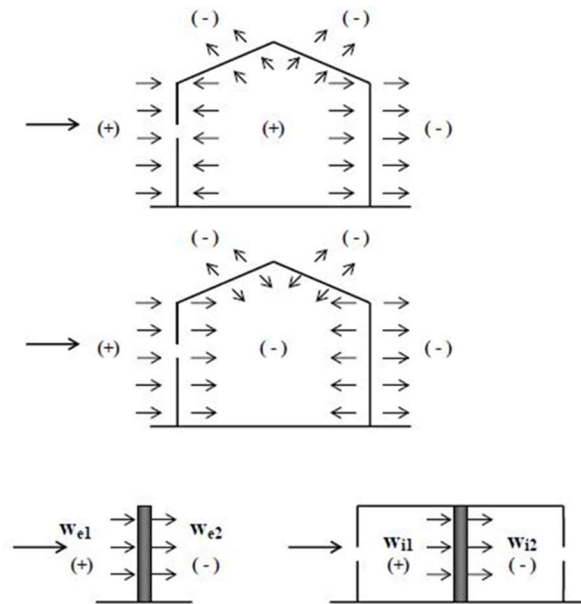
Η εξωτερική πίεση προκύπτει από τη σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot C_{pe} \quad (2.17)$$

Η εσωτερική πίεση προκύπτει από τη σχέση:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot C_{pi} \quad (2.18)$$

Συνεπώς η τελική πίεση είναι η διαφορά των εξωτερικών και εσωτερικών πιέσεων διατηρώντας το πρόσημό τους.



Σχήμα 2.10: Πίεση επί των επιφανειών

## 2.5.2 Δράσεις ανέμου επί του κτιρίου

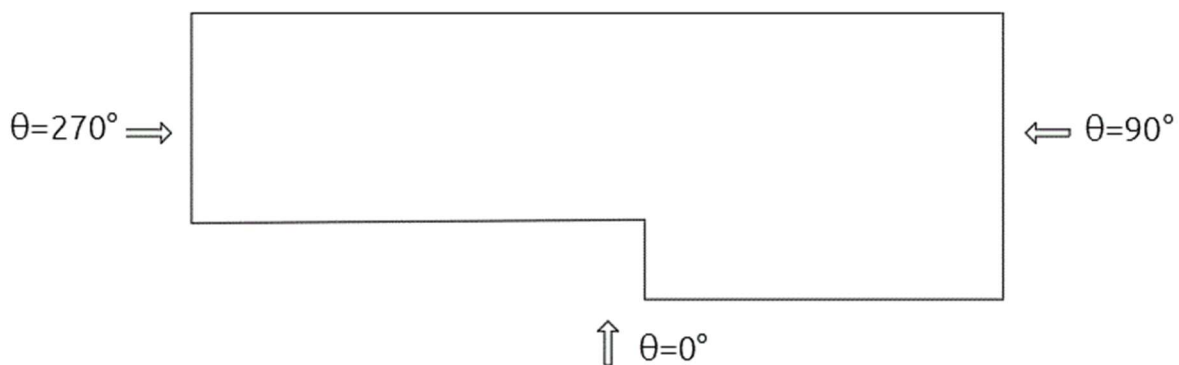
### ▪ ΔΙΕΥΘΥΝΣΕΙΣ ΑΝΕΜΟΥ

Για τον προσδιορισμό των πιέσεων του ανέμου θα αναλυθούν 3 διευθύνσεις εξαιτίας της ασυμμετρίας του κτιρίου και της διαφορετικής κατανομής των φορτίων σε κάθε τμήμα. Οι διευθύνσεις που θα αναλυθούν είναι:

- i.  $\theta=0^\circ$  κατά τον άξονα +Y
- ii.  $\theta=90^\circ$  κατά τον άξονα -X
- iii.  $\theta=270^\circ$  κατά τον άξονα +X

Η διεύθυνση  $\theta=180^\circ$  κατά τον άξονα -Y δεν αναλύεται γιατί το κτίριο είναι προστατευμένο λόγω της πλαγιάς.

Στο Σχήμα 2.11 δίνονται σε κάτοψη οι διευθύνσεις ανέμου που θα αναλυθούν.



Σχήμα 2.11: Διευθύνσεις ανέμου



## I. Διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$

Κατά την διεύθυνση  $\theta=0^\circ$  το κτίριο θα χωριστεί σε δύο τμήματα λόγω της υψομετρικής διαφοράς.

### ❖ 1<sup>ο</sup> ΤΜΗΜΑ

Για το 1<sup>ο</sup> Τμήμα έχουμε:  $h=7,00$  m,  $b=13,35$  m,  $d=6,10$  m.

Επειδή  $h \leq b$ , άρα από το Σχήμα 2.8 προκύπτει ότι διακρίνουμε ένα ύψος αναφοράς  $z_e=h=7,00$  m. Σύμφωνα με τη Σχέση ( 2.7 ) η πίεση ταχύτητας αιχμής προκύπτει ίση με  $q_p(z_e)=0,673$  kN/m<sup>2</sup>

#### ▪ ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΩΝ

Έχουμε  $e=\min(b;2h)=\min(13,35;14,00) \rightarrow e=13,35$  m και  $h/d=1,147$ .

Επειδή  $e \geq d$ , άρα από το Σχήμα 2.8 προκύπτει ότι το μήκος  $d$  θα χωριστεί σε δύο ζώνες Α και Β.

Η Ζώνη Α έχει εμβαδόν  $E_A=(e/5) \cdot h_{op}=9,345$  m<sup>2</sup> < 10 m<sup>2</sup> ενώ για τη Ζώνη Β προκύπτει  $E_B > 10$  m<sup>2</sup>. Οπότε σύμφωνα με τον Πίνακα 2.7 και τη Σχέση ( 2.15 ) προκύπτουν οι παρακάτω συντελεστές εξωτερικής πίεσης και οι εξωτερικές πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών.

**Πίνακας 2.9:** Συντελεστές εξωτερικής πίεσης και εξωτερικές πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών 1<sup>ου</sup> τμήματος για  $\theta=0^\circ$

Ζώνη	A	B	D	E
$C_{pe}$	-1,206	-0,8	+0,8	-0,692
$W_e$	-0,812	-0,538	+0,538	-0,465

#### ▪ ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ ΣΤΕΓΗΣ

Η στέγη είναι οριζόντια με αιχμηρά άκρα με ύψος αναφοράς  $z_e=h=7,00$  m.

Έχουμε  $e=\min(b;2h)=\min(13,35;14,00) \rightarrow e=13,35$  m.

Οι ζώνες χωρίζονται σύμφωνα με το Σχήμα 2.9. Για τη Ζώνη F προκύπτει  $E_F=4,356$  m<sup>2</sup> < 10 m<sup>2</sup> ενώ για τις Ζώνες G και H προκύπτουν  $E > 10$  m<sup>2</sup>. Παρατηρούμε ότι επειδή  $e > d$  δεν υπάρχει Ζώνη I ενώ η Ζώνη G εκτείνεται μέχρι την άκρη της στέγης του 1<sup>ου</sup> τμήματος. Σύμφωνα με τον Πίνακα 2.8 και τη Σχέση ( 2.15 ) προκύπτουν οι παρακάτω συντελεστές εξωτερικής πίεσης και οι εξωτερικές πιέσεις στέγης.

**Πίνακας 2.10:** Συντελεστές εξωτερικής πίεσης και εξωτερικές πιέσεις στέγης 1<sup>ου</sup> τμήματος για  $\theta=0^\circ$

Ζώνη	F	G	H
$C_{pe}$	-2,05	-1,2	-0,7
$W_e$	-1,38	-0,807	-0,407

#### ▪ ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ

Για  $c_{pi}=+0,2$  προκύπτει  $w_i=+0,135$  kN/m<sup>2</sup>.

Για  $c_{pi}=-0,3$  προκύπτει  $w_i=-0,202$  kN/m<sup>2</sup>.

## ❖ 2<sup>ο</sup> ΤΜΗΜΑ

Για το 2<sup>ο</sup> Τμήμα έχουμε:  $h=10,50$  m,  $b=10,60$  m,  $d=8,45$  m.

Επειδή  $h \leq b$ , άρα από το Σχήμα 2.8 προκύπτει ότι διακρίνουμε ένα ύψος αναφοράς  $z_e=h=10,50$  m. Σύμφωνα με τη Σχέση ( 2.7 ) η πίεση ταχύτητας αιχμής προκύπτει ίση με  $q_p(z_e)=0,789$  kN/m<sup>2</sup>.

### ▪ ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΩΝ

Έχουμε  $e=\min(b;2h)=\min(10,60;21,00) \rightarrow e=10,60$  m και  $h/d=1,242$ .

Επειδή  $e \geq d$ , άρα από το Σχήμα 2.8 προκύπτει ότι το μήκος  $d$  θα χωριστεί σε δύο ζώνες Α και Β.

Οι ζώνες έχουν εμβαδόν  $E > 10$  m<sup>2</sup>. Οπότε σύμφωνα με τον Πίνακα 2.7 προκύπτουν οι παρακάτω συντελεστές εξωτερικής πίεσης και οι εξωτερικές πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών.

**Πίνακας 2.11:** Συντελεστές εξωτερικής πίεσης και εξωτερικές πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών 2<sup>ου</sup> τμήματος για  $\theta=0^\circ$

Ζώνη	A	B	D	E
$C_{pe}$	-1,2	-0,8	+0,8	-0,688
$W_e$	-0,947	-0,63	+0,63	-0,543

### ▪ ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ ΣΤΕΓΗΣ

Η στέγη είναι οριζόντια με αιχμηρά άκρα με ύψος αναφοράς  $z_e=h=10,50$  m.

Έχουμε  $e=\min(b;2h)=\min(10,60;21,00) \rightarrow e=10,60$  m.

Οι ζώνες χωρίζονται σύμφωνα με το Σχήμα 2.9. Για τη Ζώνη F προκύπτει  $E_F=2,8$  m<sup>2</sup> < 10 m<sup>2</sup> και για τη Ζώνη G προκύπτει  $E_G=5,6$  m<sup>2</sup> < 10 m<sup>2</sup> ενώ για τις Ζώνες H και I προκύπτουν  $E > 10$  m<sup>2</sup>. Σύμφωνα με τον Πίνακα 2.8 Πίνακας 2.8 και τη Σχέση ( 2.15 ) προκύπτουν οι παρακάτω συντελεστές εξωτερικής πίεσης και οι εξωτερικές πιέσεις στέγης.

**Πίνακας 2.12:** Συντελεστές εξωτερικής πίεσης και εξωτερικές πιέσεις στέγης 2<sup>ου</sup> τμήματος για  $\theta=0^\circ$

Ζώνη	F	G	H	I
$C_{pe}$	-2,19	-1,4	-0,7	$\pm 0,2$
$W_e$	-1,727	-1,1	-0,55	$\pm 0,16$

### ▪ ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ

Για  $c_{pi}=+0,2$  προκύπτει  $w_i=+0,16$  kN/m<sup>2</sup>.

Για  $c_{pi}=-0,3$  προκύπτει  $w_i=-0,24$  kN/m<sup>2</sup>.

## II. Διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$

Έχουμε:  $h=10,50$  m,  $b=8,45$  m,  $d=24,00$  m.

Επειδή  $h > b$ , άρα από το Σχήμα 2.8 προκύπτει ότι ορίζουμε δύο ύψη αναφοράς για  $z_e=b=8,45$  m και για  $z_e=h=10,50$  m. Επί το δυσμενέστερο θα θεωρηθεί ένα ύψος αναφοράς  $z_e=h=10,50$  m.

Σύμφωνα με τη Σχέση ( 2.7 ) η πίεση ταχύτητας αιχμής προκύπτει ίση με  $q_p(z_e)=0,789$  kN/m<sup>2</sup>.

#### ▪ ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΩΝ

Έχουμε  $e=\min(b;2h)=\min(8,45;21,00) \rightarrow e=8,45$  m και  $h/d=0,44$ .

Επειδή  $e<d$ , άρα από το Σχήμα 2.8 προκύπτει ότι το μήκος  $d$  θα χωριστεί σε τρεις ζώνες Α, Β και C.

Οι ζώνες έχουν εμβαδόν  $E > 10$  m<sup>2</sup>. Οπότε σύμφωνα με τον Πίνακα 2.7 προκύπτουν οι παρακάτω συντελεστές εξωτερικής πίεσης και οι εξωτερικές πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών.

**Πίνακας 2.13:** Συντελεστές εξωτερικής πίεσης και εξωτερικές πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών για  $\theta=90^\circ$

Ζώνη	A	B	C	D	E
$c_{pe}$	-1,2	-0,8	-0,5	+0,725	-0,35
$w_e$	-0,947	-0,63	-0,394	+0,572	-0,276

#### ▪ ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ ΣΤΕΓΗΣ

Η στέγη είναι οριζόντια με αιχμηρά άκρα με ύψος αναφοράς  $z_e=h=10,50$  m.

Έχουμε  $e=\min(b;2h)=\min(8,45;21,00) \rightarrow e=8,45$  m.

Οι ζώνες χωρίζονται σύμφωνα με το Σχήμα 2.9. Για τη Ζώνη F προκύπτει  $E_F=1,78$  m<sup>2</sup> < 10 m<sup>2</sup> και για τη Ζώνη G προκύπτει  $E_G=3,57$  m<sup>2</sup> < 10 m<sup>2</sup> ενώ για τις Ζώνες Η και Ι προκύπτουν  $E > 10$  m<sup>2</sup>. Σύμφωνα με τον Πίνακα 2.8 και τη Σχέση ( 2.15 ) προκύπτουν οι παρακάτω συντελεστές εξωτερικής πίεσης και οι εξωτερικές πιέσεις στέγης.

**Πίνακας 2.14:** Συντελεστές εξωτερικής πίεσης και εξωτερικές πιέσεις στέγης για  $\theta=90^\circ$

Ζώνη	F	G	H	I
$c_{pe}$	-2,32	-1,55	-0,7	$\pm 0,2$
$w_e$	-1,83	-1,22	-0,55	$\pm 0,16$

#### ▪ ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ

Για  $c_{pi}=+0,2$  προκύπτει  $w_i=+0,16$  kN/m<sup>2</sup>

Για  $c_{pi}=-0,3$  προκύπτει  $w_i=-0,24$  kN/m<sup>2</sup>

### III. Διεύθυνση ανέμου $\theta=270^\circ$

Έχουμε:  $h=10,50$  m,  $b=8,45$  m,  $d=24,00$  m.

Επειδή  $h>b$ , άρα από το Σχήμα 2.8 προκύπτει ότι ορίζουμε δύο ύψη αναφοράς για  $z_e=b=8,45$  m και για  $z_e=h=10,50$  m. Επί το δυσμενέστερο θα θεωρηθεί ένα ύψος αναφοράς  $z_e=h=10,50$  m.

Σύμφωνα με τη Σχέση ( 2.7 ) η πίεση ταχύτητας αιχμής προκύπτει ίση με  $q_p(z_e)=0,789$  kN/m<sup>2</sup>.

#### ▪ ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΩΝ

Έχουμε  $e=\min(b;2h)=\min(8,45;21,00) \rightarrow e=8,45$  m και  $h/d=0,44$ .

Επειδή  $e<d$ , άρα από το Σχήμα 2.8 προκύπτει ότι το μήκος  $d$  θα χωριστεί σε τρεις ζώνες Α, Β και C.

Η Ζώνη Α έχει εμβαδόν  $E_A=(e/5) \cdot h_{op}=5,95 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$  ενώ για τις υπόλοιπες ζώνες προκύπτει  $E > 10 \text{ m}^2$ . Οπότε σύμφωνα με τον Πίνακα 2.7 και τη Σχέση ( 2.15 ) προκύπτουν οι παρακάτω συντελεστές εξωτερικής πίεσης και οι εξωτερικές πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών.

**Πίνακας 2.15:** Συντελεστές εξωτερικής πίεσης και εξωτερικές πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών για  $\theta=270^\circ$

Ζώνη	A	B	C	D	E
$C_{pe}$	-1,245	-0,8	-0,5	+0,725	-0,35
$W_e$	-0,982	-0,63	-0,394	+0,572	-0,276

#### ▪ ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ ΣΤΕΓΗΣ

Η στέγη είναι οριζόντια με αιχμηρά άκρα με ύψος αναφοράς  $z_e=h=10,50 \text{ m}$ .

Λόγω της κάτοψης της στέγης θεωρούνται τρία πλάτη  $b_1=6,10 \text{ m}$  στη στάθμη  $+7,00 \text{ m}$ ,  $b_2=2,35 \text{ m}$  και  $b_3=6,10 \text{ m}$  στη στάθμη  $+10,50 \text{ m}$ .

Έχουμε  $e_1=\min(b;2h)=\min(6,10;14,00) \rightarrow e=6,10 \text{ m}$

Έχουμε  $e_2=\min(b;2h)=\min(2,35;21,00) \rightarrow e=2,35 \text{ m}$

Έχουμε  $e_3=\min(b;2h)=\min(6,10;21,00) \rightarrow e=6,10 \text{ m}$

Οι ζώνες χωρίζονται σύμφωνα με το Σχήμα 2.9. Για τη Ζώνη F προκύπτει  $E_{F1}=0,93 \text{ m}^2 < 1 \text{ m}^2$ ,  $E_{F2}=0,13 \text{ m}^2 < 1 \text{ m}^2$ ,  $E_{F3}=0,93 \text{ m}^2 < 1 \text{ m}^2$  και για τη Ζώνη G προκύπτει  $E_{G1}=1,86 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$ ,  $E_{G2}=0,27 \text{ m}^2 < 1 \text{ m}^2$ ,  $E_{G3}=1,86 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$  ενώ για τις Ζώνες H και I προκύπτουν  $E > 10 \text{ m}^2$ . Θεωρείται ότι στη στάθμη  $+10,50 \text{ m}$  όλη η επιφάνεια της στέγης φορτίζεται σύμφωνα με τη Ζώνη H και ασκούνται γραμμικά φορτία στην άκρη των ζωνών F και G. Σύμφωνα με τον Πίνακα 2.8 και τις Σχέσεις ( 2.14 ) και ( 2.15 ) προκύπτουν οι παρακάτω συντελεστές εξωτερικής πίεσης και οι εξωτερικές πιέσεις στέγης.

**Πίνακας 2.16:** Συντελεστές εξωτερικής πίεσης και εξωτερικές πιέσεις στέγης για  $\theta=270^\circ$

Ζώνη	$F_1, F_2, F_3$	$G_1, G_3$	$G_2$	H	I
$C_{pe}$	-2,5	-1,784	-2	-0,7	$\pm 0,2$
$W_e$	-1,972	-1,407	-1,578	-0,55	$\pm 0,16$

#### ▪ ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ

Για  $c_{pi}=+0,2$  προκύπτει  $w_i=+0,16 \text{ kN/m}^2$

Για  $c_{pi}=-0,3$  προκύπτει  $w_i=-0,24 \text{ kN/m}^2$

Στο Παράρτημα Α βρίσκονται τα σχήματα που απεικονίζονται οι εξωτερικές πιέσεις στις κατακόρυφες επιφάνειες και στη στέγη για όλες τις διευθύνσεις που αναλύθηκαν.

## 2.6 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Τα κτίρια αποκρίνονται στις ανακυκλιζόμενες αυτές μετακινήσεις που επιβάλλονται από το έδαφος μέσω της ακαμψίας τους και των αντοχών τους. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές, χωρίς αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορεί να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες. Η χώρα μας βρίσκεται σε μία εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης ούτε με τις δράσεις ανέμου. Οι σεισμικές δράσεις, λοιπόν, είναι εσωτερικές αντιδράσεις στις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω της αντίστασης της μάζας της κατασκευής στην μεταδιδόμενη κίνηση του εδάφους. Κατά συνέπεια, εξαρτώνται από την φύση της σεισμικής κίνησης του εδάφους (καθοριζόμενη από την επιτάχυνση, την ταχύτητα, τη χρονική διάρκεια και τη διεύθυνση) και τη συμπεριφορά της κατασκευής ( καθοριζόμενη από την ακαμψία, την κατανομή μάζας, την απόσβεση, τις ιδιότητες του υλικού κ.τ.λ.).

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 1 (EN 1998-1), τα σεισμικά αποτελέσματα και τα αποτελέσματα των άλλων δράσεων που περιλαμβάνονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού μπορούν να υπολογιστούν με βάση την γραμμική – ελαστική συμπεριφορά του φορέα. Ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του φορέα μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής – ελαστικής ανάλυσης:

- i. Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- ii. Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Για τον συγκεκριμένο φορέα, χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης, η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή. Η μέθοδος αυτή πραγματοποιήθηκε κατά την ανάλυση με το πρόγραμμα Robot Structural Analysis.

### ▪ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ

Οι εδαφικές συνθήκες που επικρατούν στην περιοχή μελέτης επηρεάζουν σημαντικά την απόκριση και τη συμπεριφορά της κατασκευής. Ο EN 1998-1 προβλέπει πέντε βασικές κατηγορίες εδάφους (A, B, C, D και E) που καθορίζονται από την στρωματογραφία και τα χαρακτηριστικά του εδάφους (ταχύτητα διατμητικών κυμάτων και διατμητική αντοχή) και μπορεί να χρησιμοποιηθούν για να αποτιμήσουν την επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη σεισμική δράση. Η συγκεκριμένη κατασκευή εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας B (αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος) σύμφωνα με τον Πίνακα 3.1 του EN 1998-1.

Οι τιμές των παραμέτρων που καθορίζουν το οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης δίνονται στον Πίνακα 2.17.

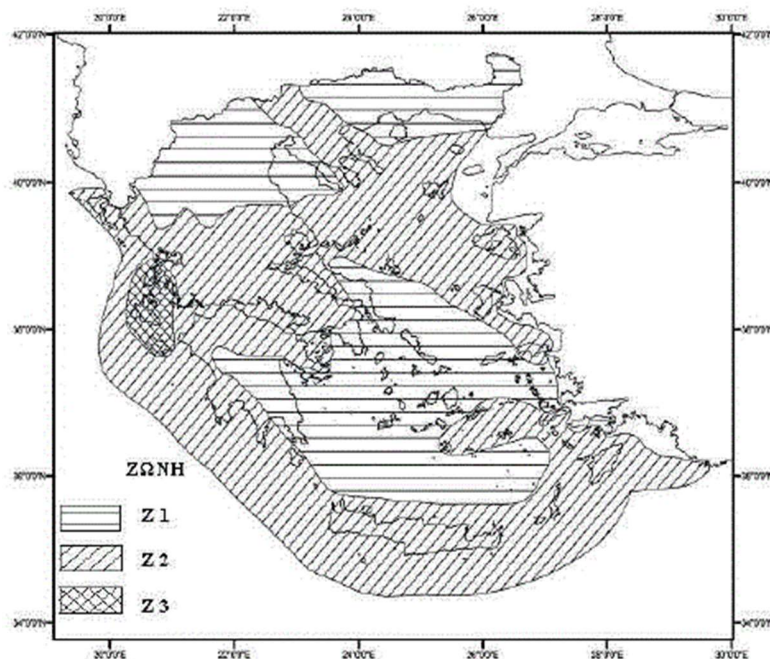
**Πίνακας 2.17:** Παράμετροι φασμάτων ελαστικής απόκρισης

Κατηγορία Εδάφους	S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
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

#### ▪ ΖΩΝΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑΣ

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού  $a_{gr}$ , η οποία καθορίζεται ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας. Η Ελλάδα, υποδιαιρείται σε τρεις σεισμικές ζώνες (Z1, Z2 και Z3) τα όρια των οποίων καθορίζονται στο χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας.

Η παρούσα κατασκευή, μελετάται για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2 με βάση το Σχήμα 2.12.



**Σχήμα 2.12:** Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας.

#### ▪ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης  $a_{gr}$  που έχει ληφθεί με βάση το χάρτη ζωνών από τον EN 1998-1 NA. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης, η οποία, σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα, έχει πιθανότητα υπέρβασης  $P_{NCR}=10\%$  στα 50 έτη (ή περίοδο επαναφοράς  $T_{NCR}=475$  έτη). Η εδαφική επιτάχυνση κλιμακώνεται περαιτέρω μέσα στην ίδια ζώνη ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας του έργου, μέσω του συντελεστή

σπουδαιότητας  $\gamma_i$  ( $a_g = a_{gr} \cdot \gamma_i$ ). Για τη σεισμική ζώνη Z2 η σεισμική επιτάχυνση εδάφους είναι  $a_{gr} = 0,24g$ .

**Πίνακας 2.18:** Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	Z1	Z2	Z3
$a_{gr}/g$	0,16	0,24	0,36

▪ **ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ**

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_i$ . Στην περίπτωση μας, η κατασκευή ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κτλ.). Ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι  $\gamma_i = 1.00$ .

**Πίνακας 2.19:** Συντελεστής σπουδαιότητας

Κατηγορία σπουδαιότητας	I	II	III	IV
$\gamma_i$	0,8	1,0	1,2	1,4

▪ **ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ**

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 απεριόριστο ελαστικό σύστημα. Εκφράζει, γενικά, την ικανότητα ενός δομικού συστήματος να απορροφά ενέργεια μέσω πλάστιμης συμπεριφοράς ορισμένων μελών του χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή του. Μέγιστες τιμές του συντελεστή  $q$  δίνονται στον Πίνακα 2.20 ανάλογα με το υλικό της κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος.

Το συγκεκριμένο κτίριο, λόγω της ύπαρξης τοίχου που αντιστηρίζει τις εδαφικές ωθήσεις, σχεδιάζεται για περιορισμένη πλαστιμότητα, ώστε να ελαχιστοποιηθούν οι μετακινήσεις λόγω σεισμού, και λαμβάνεται συντελεστής συμπεριφοράς  $q = 1,50$ . Σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000, τοίχοι που διαθέτουν δυνατότητα μετακίνησης ή παραμόρφωσης σχεδιάζονται για μια ανεκτή παραμόρφωση βάση τον Πίνακα 2.21. Στην κατηγορία αυτή ανήκουν τοίχοι που είτε διαθέτουν δυνατότητα ολισθήσεως/στροφής στην έδραση είτε είναι παραμορφώσιμοι με αναμενόμενη μετακίνηση στην κορυφή τουλάχιστον το 10% του ύψους.

Συνεπώς, αφού λήφθηκε  $q = 1,50$ , δεν χρειάζεται να εφαρμοσθούν οι πρόσθετες διατάξεις του EN 1998-1 για τον ικανοτικό σχεδιασμό του κτιρίου.

**Πίνακας 2.20:** Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη

ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α. Πλαίσια παραλαβής ροπής	4	$5 \cdot a_u/a_1$
β. Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα		
1. Διαγώνιοι σύνδεσμοι	4	4
2. Συνδέσμοι μορφής V	2	2
γ. Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	$5 \cdot a_u/a_1$

**Πίνακας 2.21:** Συντελεστές συμπεριφοράς για τοίχους με δυνατότητα μετακίνησης

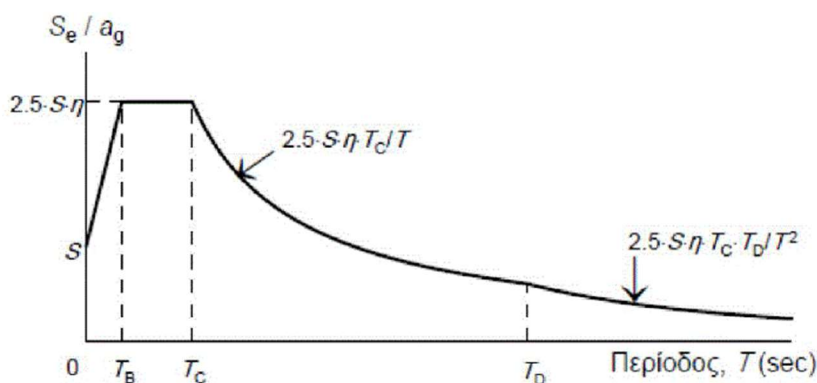
Τύπος τοίχου	q
Τοίχος με δυνατότητα ολισθήσεως 300α (mm)	2,0
Τοίχος με δυνατότητα ολισθήσεως 200α (mm)	1,5

#### ▪ ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΦΑΣΜΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Η σεισμική κίνηση σ' ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνεται με το ελαστικό φάσμα απόκρισης. Η οριζόντια σεισμική δράση περιγράφεται από δύο ορθογώνιες συνιστώσες που θεωρούνται ανεξάρτητες μεταξύ τους και εκφράζονται από το ίδιο φάσμα απόκρισης. Για την κατασκευή των φασμάτων και για τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις του σεισμού (x και y) έγιναν οι ακόλουθες παραδοχές :

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2 (επιτάχυνση  $a_{gr}=0,24g$ )
- Κατηγορία εδάφους Β
- Κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια) με  $\gamma_i=1,00$
- Συντελεστής συμπεριφοράς  $q=1,50$
- Απόσβεση  $\zeta=5\%$

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού  $S_d(T)$ , με βάση τον EN 1998-1, ορίζεται ως εξής:



**Σχήμα 2.13:** Φασματική επιτάχυνση



$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B \quad (2.19)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C \quad (2.20)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D \quad (2.21)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5 T_C \cdot T_D}{q T^2} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{sec} \quad (2.22)$$

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 A ( $a_g = \gamma_i \cdot a_{gr}$ )

$T_B$  : 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. Σύμφωνα με τον EN 1998-1 NA ορίζεται  $\beta=0,20$ .

## 2.7 ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΩΘΗΣΕΙΣ

Ωθήσεις ονομάζονται οι πλευρικές πιέσεις που ασκεί το έδαφος υπό την επίδραση του βάρους του (και ενδεχόμενης εξωτερικής φόρτισής του) στην επιφάνεια ενός έργου.

Ο υπολογισμός του μεγέθους των ωθήσεων πρέπει να λαμβάνει υπόψη τα παρακάτω:

- Την επιφόρτιση και την κλίση της ελεύθερης αντιστηριζόμενης επιφάνειας
- Την κλίση του τοίχου ως προς την κατακόρυφο
- Την στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα και τις δυνάμεις διήθησης
- Τη διεύθυνση της σχετικής μετακίνησης του τοίχου ως προς το έδαφος
- Τη διατμητική αντοχή και το ειδικό βάρος του εδάφους
- Τη δυσκαμψία του τοίχου και του συστήματος αντιστήριξης
- Την τραχύτητα της επιφάνειας του τοίχου (στην πλευρά της επίκωσης)

### ▪ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ

Για τον υπολογισμό των εδαφικών ωθήσεων είναι απαραίτητο να προσδιορισθούν το φαινόμενο βάρος ( $\gamma$ ), η γωνία διατμητικής αντοχής ( $\phi$ ) καθώς και η συνοχή ( $c$ ) του εδαφικού υλικού. Σημαντικό ρόλο, επίσης, παίζει και η ύπαρξη ή μη του υδροφόρου ορίζοντα.

Από την γεωτεχνική μελέτη προέκυψε ότι η κατασκευή εδράζεται σε έδαφος που αποτελείται από πυκνή άμμο και η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα βρίσκεται χαμηλότερα από τη στάθμη θεμελίωσης του κτιρίου. Για την πυκνή άμμο τα εδαφικά χαρακτηριστικά είναι τα παρακάτω:

- Φαινόμενο βάρος  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- Γωνία διατμητικής αντοχής  $\phi = 35^\circ$
- Συνοχή  $c = 0$

### ▪ ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΩΘΗΣΕΙΣ

Οι στατικές ωθήσεις του εδάφους διακρίνονται σε τρεις καταστάσεις ανάλογα με τη φορά και το μέτρο της οριζόντιας μετατόπισης  $\delta_h$  της αντιστήριξης:

- i. Κατάσταση ηρεμίας, δηλ. η αντιστήριξη δεν μπορεί να μετακινηθεί και στο οι πλευρικές ωθήσεις είναι ίσες προς τις γεωστατικές τάσεις. Κατά συνέπεια, οι γεωστατικές ωθήσεις ονομάζονται ωθήσεις ηρεμίας  $P_0$ .
- ii. Οριακή κατάσταση ενεργητικής αστοχίας, δηλ. η φορά της μετατόπισης είναι προς την ελεύθερη πλευρά της αντιστήριξης και θεωρείται ότι το έδαφος "ωθεί" την αντιστήριξη. Οι πλευρικές τάσεις που ασκούνται στην αντιστήριξη όταν η οριζόντια μετατόπιση και οι αντίστοιχες παραμορφώσεις του εδάφους αυξηθούν τόσο ώστε να προκληθεί αστοχία του εδάφους, ονομάζονται ενεργητικές τάσεις. Οι αντίστοιχες ωθήσεις ονομάζονται ενεργητικές ωθήσεις  $P_a$ .
- iii. Οριακή κατάσταση παθητικής αστοχίας, δηλ. η φορά της μετατόπισης είναι προς την πλευρά του εδάφους και θεωρείται ότι το έδαφος "ωθείται" από την αντιστήριξη. Οι πλευρικές τάσεις που αναπτύσσονται όταν η οριζόντια μετατόπιση και οι αντίστοιχες παραμορφώσεις του εδάφους αυξηθούν τόσο ώστε να προκληθεί αστοχία του εδάφους, ονομάζονται παθητικές τάσεις. Οι αντίστοιχες ωθήσεις ονομάζονται παθητικές ωθήσεις  $P_p$ .

Στην συγκεκριμένη περίπτωση θεωρείται ότι το έδαφος "ωθεί" το κτίριο, συνεπώς αναπτύσσονται ενεργητικές ωθήσεις πάνω στον τοίχο. Οι ενεργητικές ωθήσεις θα υπολογιστούν με βάση τη Θεωρία Rankine η οποία εφαρμόζεται για κατακόρυφο λείο τοίχο και οριζόντια επιφάνεια εδάφους, όπως ισχύει και για τον τοίχο του κτιρίου.

Οι ενεργητικές τάσεις υπολογίζονται σύμφωνα με τη Σχέση ( 2.23)

$$\sigma_{ha} = K_a \cdot \gamma \cdot z \quad (2.23)$$

Η συνολική ενεργητική ώθηση υπολογίζεται σύμφωνα με τη Σχέση ( 2.24)

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (2.24)$$

όπου,

$K_a$ : ο συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων και υπολογίζεται από τη Σχέση

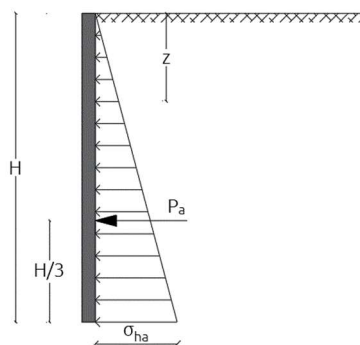
$$K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right) \quad (2.25)$$

$\gamma$ : το φαινόμενο βάρος του εδαφικού υλικού

$z$ : η στάθμη υπολογισμού των τάσεων

$H$ : το ύψος του τοίχου

Η κατανομή των εγκάρσιων πιέσεων στον τοίχο και η συνισταμένη συνολική ώθηση δείχνονται στο Σχήμα 2.14.



Σχήμα 2.14: Κατανομή οριζόντιων ενεργητικών τάσεων

Συνεπώς για την πυκνή άμμο και για ύψος του τοίχου  $H=7,0\text{m}$  από τις Σχέσεις ( 2.23), ( 2.24) και ( 2.25) προκύπτουν:

- $K_a=0,270$
- $\sigma_{ha}=34,15\text{kN/m}^2$
- $P_a=119,5\text{kN}$

Η συνολική ενεργητική εφαρμόζεται σε ύψος  $H/3=2,3\text{m}$ .

#### ▪ ΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΩΘΗΣΕΙΣ

Σε τοίχους που διαθέτουν δυνατότητα μετακίνησης ή παραμόρφωσης, σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000, οι αυξημένες ωθήσεις κατά τη διάρκεια του σεισμού υπολογίζονται με τη μέθοδο οριακής ισορροπίας Mononobe-Okabe, δηλ. για επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης που αντιστοιχεί σε πρόσθετη οριζόντια δράση  $a_h \cdot W$  και πρόσθετη κατακόρυφη δράση  $a_v \cdot W$  στο κρίσιμο πρίσμα με βάρος  $W$ .

Ο οριζόντιος σεισμικός συντελεστής  $a_h$  προκύπτει από τη Σχέση ( 2.26)

$$a_h = a_g / q$$

( 2.26)

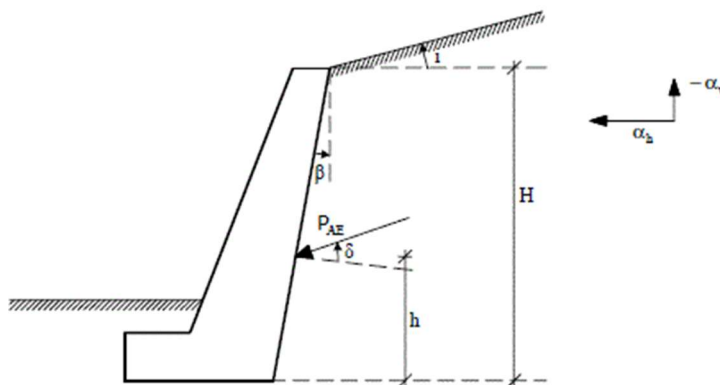
όπου,

$a_g$  : η ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

$q$  : ο συντελεστής συμπεριφοράς

Ο κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής  $a_v$  λαμβάνεται ίσος με  $0,3 \cdot a_g$ .

Η συνολική ενεργητική ώθηση  $P_{aE}$  (στατική και δυναμική) φαίνεται στο Σχήμα 2.15.



Σχήμα 2.15: Συνολική ενεργητική ώθηση

όπου,

$H$  : το ύψος του τοίχου

$\beta$  : η γωνία της παρειάς του τοίχου ως προς την κατακόρυφη, συνεπώς λαμβάνεται  $\beta=0$

$i$  : η γωνία της επιφάνειας του εδάφους ως προς την οριζόντια, συνεπώς λαμβάνεται  $i=0$

$\varphi$  : η γωνία διατμητικής αντοχής

$\delta$  : η γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους, συνεπώς λαμβάνεται  $\delta=0$

Ο συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων προκύπτει σύμφωνα με τη σχέση

$$K_{aE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad (2.27)$$

όπου,

$$\theta = \arctan\left(\frac{a_h}{1-a_v}\right) \quad (2.28)$$

Η συνολική ενεργητική ώθηση (στατική και δυναμική) υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση

$$P_{aE} = 0.5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1-a_v) \cdot K_{aE} \quad (2.29)$$

και εφαρμόζεται σε ύψος  $h=0,4 \cdot H=2,8\text{m}$ .

Συνεπώς με βάση τα δεδομένα προκύπτουν:

$$-K_{aE} = 0,371$$

$$-P_{aE} = 155,67\text{kN}$$

Η δυναμική ώθηση υπολογίζεται ως η διαφορά  $P_{aE}-P_a=36,17\text{kN}$ .

## 2.8 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέρα των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Διακρίνονται στις παρακάτω δύο κατηγορίες :

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

Οι καταστάσεις αυτές (ULS και SLS) προσεγγίζονται με προσαύξηση των φορτίων λειτουργίας του φορέα μέσω των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας. Τα προκύπτοντα φορτία ονομάζονται φορτία ή δράσεις σχεδιασμού και χρησιμοποιούνται υπό μορφή συνδυασμών για το σχεδιασμό του φορέα. Ο σχεδιασμός θα πρέπει να βασίζεται στη χρήση κατάλληλων, για τη συγκεκριμένη οριακή κατάσταση, προσομοιωμάτων του φορέα και της φόρτισης και πρέπει να ελέγχεται ότι δεν υπάρχει υπέρβαση σε καμία οριακή κατάσταση.

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων που επενεργούν επ' αυτή. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας  $\gamma$ ), συνδυάζονται μεταξύ τους κατάλληλως (συντελεστές συνδυασμού  $\psi$ ) για καθεμία από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα. Είναι προφανές ότι οι δράσεις που υπεισέρχονται στους συνδυασμούς, επενεργούν και εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

### ▪ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Οι αβεβαιότητες που καλύπτουν τις δράσεις και τις αντιστάσεις (αντοχή του υλικού ) έχουν οδηγήσει στη πρόβλεψη και χρήση επιμέρους συντελεστών ασφαλείας προκειμένου να δημιουργείται ένα ομοιόμορφο επίπεδο αξιοπιστίας της ασφάλειας του δομήματος.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 0 (EN 1990) οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων εξαρτώνται από το είδος της δράσης, την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση καθώς και τη πιθανότητα εμφάνισης της υπόψη δράσης και δίνονται στους Πίνακες 2.22 και 2.23.

**Πίνακας 2.22:** Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας μόνιμων δράσεων  $\gamma_g$

Οριακές καταστάσεις	Συνδυασμοί	Επιρροή δράσης	
		Ευμενής	Δυσμενής
Αστοχίας	Βασικοί	1,35	1,00
	Τυχηματικοί	1,00	1,00
Λειτουργικότητας	Βασικοί	1,00	1,00

**Πίνακας 2.23:** Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας μεταβλητών δράσεων  $\gamma_q$

Οριακές καταστάσεις	Συνδυασμοί	Επιρροή δράσης	
		Ευμενής	Δυσμενής
Αστοχίας	Βασικοί	1,50	0
	Τυχηματικοί	1,00	0
Λειτουργικότητας	Βασικοί	1,00	0

#### ▪ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥ

Οι συντελεστές συνδυασμού  $\psi$  λαμβάνουν υπόψη τη μικρή πιθανότητα ταυτόχρονης εμφάνισης των ακραίων μεγεθών των μεταβλητών δράσεων στο φορέα. Οι συντελεστές  $\psi$  για τα κτίρια όπως προτείνονται από τον Ευρωκώδικα δίνονται στον Πίνακα 2.24.

**Πίνακας 2.24:** Συντελεστές συνδυασμού δράσεων  $\psi_i$  κατά EN 1990

Δράσεις	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Ωφέλιμα φορτία κτιρίων			
Κατηγορία A: κατοικίες	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: γραφεία	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: σχολεία, θέατρα κτλ	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: καταστήματα	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Οχήματα σε κτίρια			
Κατηγορία F: βάρος <30kN	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: 30kN<βάρος<160kN	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Χιόνι			
Για υψόμετρο 1000m<H<1500m	0,7	0,5	0,2
Για υψόμετρο H≤1000m	0,5	0,2	0
Άνεμος	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία	0,6	0,5	0

### ▪ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

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

– Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

– Για τυχηματικές καταστάσεις:

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

– Για καταστάσεις σεισμού:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Στις παραπάνω σχέσεις το  $Q_{k,1}$  αντιστοιχεί στην επικρατέστερη μεταβλητή δράση. Αν αυτή δεν είναι προφανής, θα πρέπει κάθε μεταβλητή δράση  $Q_{k,i}$  να θεωρηθεί διαδοχικά ως επικρατέστερη

### ▪ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

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

– Χαρακτηριστικός συνδυασμός:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

– Συχνός συνδυασμός:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

– Οιονεί μόνιμος συνδυασμός:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Οι συνδυασμοί που πραγματοποιήθηκαν για την διαστασιολόγηση και τον έλεγχο της συγκεκριμένης κατασκευής είναι οι ακόλουθοι. Στους παρακάτω συνδυασμούς συμβολίζονται:

- G : μόνιμα φορτία συμπεριλαμβανομένων και των στατικών ενεργητικών εδαφικών ωθήσεων
- Q : κινητά φορτία
- S : δράσεις χιονιού
- W : δράσεις ανέμου
- $P_{A,geo}$  : ενεργητική στατική ώθηση εδάφους
- $E_x, E_y$  : σεισμικές δράσεις
- $P_{A,seism}$ : ενεργητική δυναμική ώθηση εδάφους

Οριακή κατάσταση αστοχίας

a. Καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές (δυσμενής συνδυασμός):

- i. Βασικό μεταβλητό τα κινητά:  $1,35 \cdot G + 1,50 \cdot Q + 1,50 \cdot 0,50 \cdot S + 1,50 \cdot 0,60 \cdot W$
- ii. Βασικό μεταβλητό το χιόνι:  $1,35 \cdot G + 1,50 \cdot S + 1,50 \cdot 0,70 \cdot Q + 1,50 \cdot 0,60 \cdot W$
- iii. Βασικό μεταβλητό ο άνεμος:  $1,35 \cdot G + 1,50 \cdot W + 1,50 \cdot 0,70 \cdot Q + 1,50 \cdot 0,50 \cdot S$

## b. Καταστάσεις σεισμού

- i. Σεισμική δράση κατά x :  $G+0,3Q+E_x+0,3\cdot E_y+0,3\cdot P_{A,seism}+P_{A,geo}$   
 $G+0,3Q+E_x-0,3\cdot E_y+P_{A,geo}$
- ii. Σεισμική δράση κατά y :  $G+0,3Q+E_y+0,3\cdot E_x+P_{A,seism}+P_{A,geo}$   
 $G+0,3Q-E_y+0,3\cdot E_x+P_{A,geo}$

## Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

## a. Χαρακτηριστικός συνδυασμός (δυσμενής συνδυασμός):

- i. Βασικό μεταβλητό τα κινητά :  $1,00\cdot G+1,00\cdot Q+0,50\cdot S+0,60\cdot W$
- ii. Βασικό μεταβλητό το χιόνι :  $1,00\cdot G+1,00\cdot S+0,70\cdot Q+0,60\cdot W$
- iii. Βασικό μεταβλητό ο άνεμος :  $1,00\cdot G+1,00\cdot W+0,70\cdot Q+0,50\cdot S$

## 3 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

### 3.1 ΓΕΝΙΚΑ

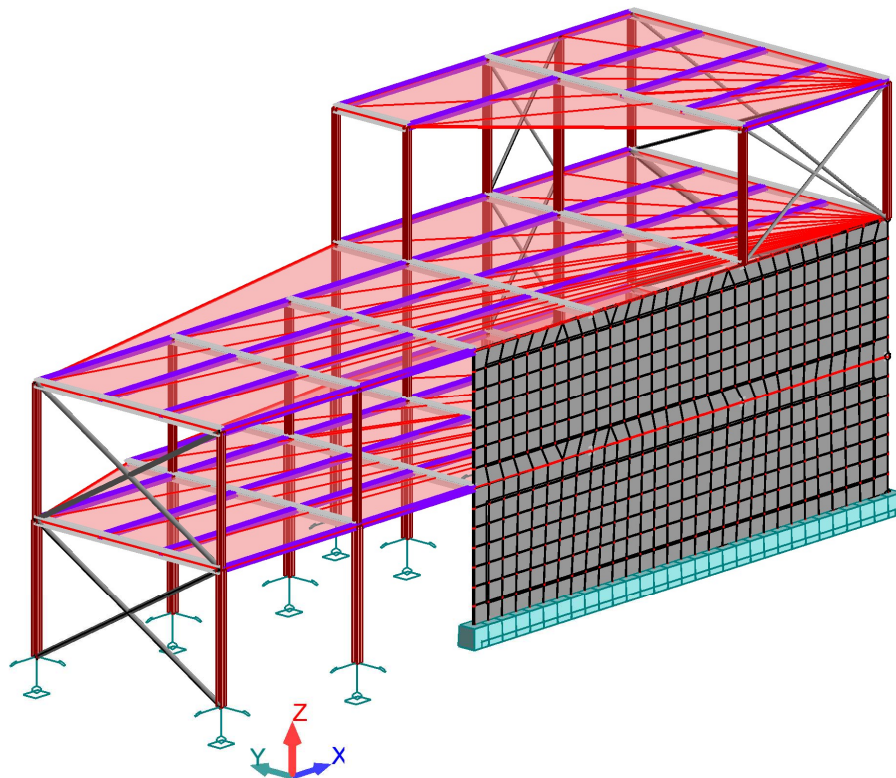
Ο σχεδιασμός του φορέα πρέπει να δημιουργεί ασφαλείς διαδρομές μεταφοράς των φορτίων της κατασκευής στο έδαφος. Το προσομοίωμα το οποίο θα χρησιμοποιηθεί για την ανάλυση πρέπει να περιγράφει και να απεικονίζει με ικανοποιητική ακρίβεια την συμπεριφορά του πραγματικού φορέα ως σύνολου αλλά και των επιμέρους στοιχείων του για τη συγκεκριμένη οριακή κατάσταση. Απαιτείται, λοιπόν, ο προσδιορισμός των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών ώστε να πραγματοποιηθούν οι απαραίτητοι έλεγχοι.

### 3.2 ΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΙΩΜΑ

Το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση, την ανάλυση και την μελέτη της κατασκευής είναι το Robot Structural Analysis. Η προσομοίωση έγινε με γραμμικά στοιχεία για τις δοκούς, τα υποστυλώματα και του κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας και επιφανειακά στοιχεία για τον τοίχο οπλισμένου σκυροδέματος. Λόγω της αδυναμίας του προγράμματος να λάβει τη σύμμικτη δράση χάλυβα-σκυροδέματος, στο προσομοίωμα δεν εισήχθη η πλάκα. Ωστόσο, προσομοιώθηκε η διαφραγματική λειτουργία της πλάκας με την εφαρμογή rigid links τα οποία δεσμεύουν τις οριζόντιες μετακινήσεις  $u_x$  και  $u_y$ .

Τα ίδια βάρη υπολογίστηκαν αυτόματα από το πρόγραμμα, ενώ το φορτίο της πλάκας, τα πρόσθετα μόνιμα, τα κινητά, τα φορτία χιονιού και ανέμου καθώς και οι εδαφικές ωθήσεις εισήχθησαν ως επιφανειακά ή γραμμικά ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία τοποθετημένα σε επιφάνειες φόρτισης που μεταφέρουν τα φορτία στα μέλη του φορέα. Για τον υπολογισμό του σεισμικού φορτίου και του σεισμικού συνδυασμού πραγματοποιήθηκε δυναμική ανάλυση.

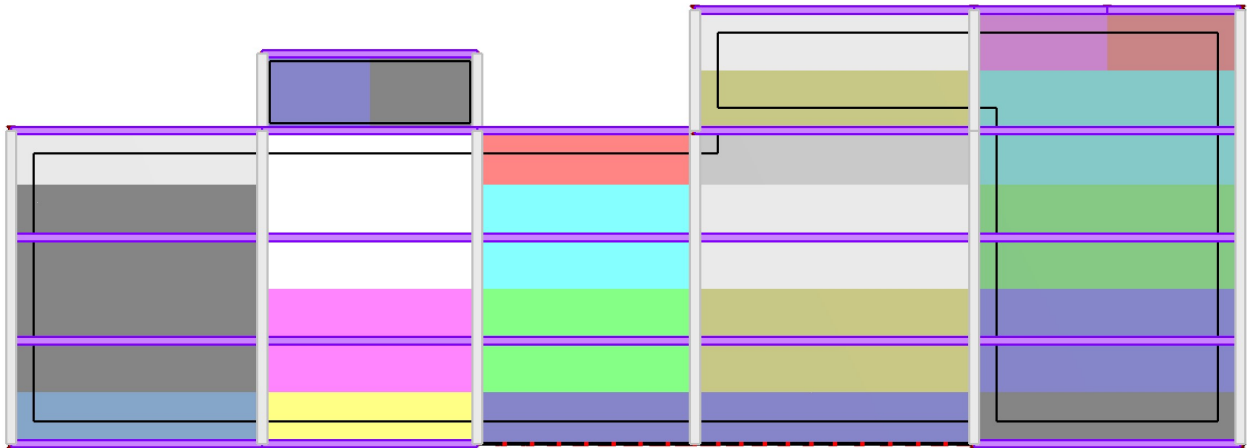
Το προσομοίωμα, λοιπόν, της κατασκευής παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.1.



Σχήμα 3.1: Προσομοίωμα κατασκευής



Οι δευτερεύουσες δοκοί έχουν τοποθετηθεί παράλληλα στη διεύθυνση του άξονα  $x$  ώστε να μειωθεί το άνοιγμα της πλάκας που θα μας οδηγούσε σε μεγάλο στατικό ύψος. Το άνω πέλμα των δευτερευουσών και των κύριων δοκών έχει τοποθετηθεί στο ίδιο επίπεδο έτσι ώστε να δημιουργείται ένα ενιαίο επίπεδο πάνω στο οποίο στηρίζεται η σύμμικτη πλάκα και να επιτυγχάνεται η σύμμικτη λειτουργία τους. Κύριος ρόλος των δευτερευουσών δοκών είναι η μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων στις κύριες δοκούς, γι' αυτό το λόγο οι επιφάνειες φόρτισης μεταφέρουν τα φορτία στις διαδοκίδες, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.2.



**Σχήμα 3.2:** Κατανομή φορτίων στις δευτερεύουσες δοκούς

Οι δευτερεύουσες δοκοί είναι αμφιέριστες ώστε να παραλαμβάνονται μόνο θετικές ροπές και να γίνεται καλύτερη εκμετάλλευση της σύμμικτης λειτουργίας. Η προσομοίωση των αμφιέριστων δοκών έγινε ελευθερώνοντας τη στροφή στον κόμβο σύνδεσης των διαδοκίδων με τις δοκούς. Χρησιμοποιήθηκαν πρότυπες διατομές της σειράς HEA.

Οι κύριες δοκοί έχουν τοποθετηθεί κατά τον άξονα  $y$  και σχεδιάζονται ως σύμμικτες δοκοί που ενώνονται με τα υποστυλώματα με απλές συνδέσεις τέμνουσας. Όπως και οι διαδοκίδες, έτσι και οι κύριες δοκοί θεωρήθηκαν αμφιέριστες για την πλήρη αξιοποίηση της σύμμικτης λειτουργίας. Οι κύριες δοκοί φορτίζονται με τις αντιδράσεις των διαδοκίδων στα σημεία σύνδεσής τους και αναλαμβάνουν να μεταφέρουν αυτά τα φορτία στα υποστυλώματα. Χρησιμοποιήθηκαν πρότυπες διατομές της σειράς HEA.

Για τα υποστυλώματα χρησιμοποιήθηκαν πλατύπελμες διατομές της σειράς HEA διότι έχουν πιο εξισορροπημένη αντοχή έναντι λυγισμού στις δύο κύριες διευθύνσεις. Ο προσανατολισμός τους είναι τέτοιος ώστε τα πέλματα τους να είναι παράλληλα στον άξονα  $x$ . Τα υποστυλώματα είναι συνεχή καθ' ύψος με πλήρη αποκατάσταση συνέχειας και θεωρούνται αρθρωτά στη βάση τους.

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετήθηκαν ώστε να εξασφαλιστεί η πλευρική ευστάθεια της κατασκευής και στις δύο κύριες διευθύνσεις. Χρησιμοποιήθηκαν κοίλες κυκλικές διατομές της σειράς CHS οι οποίες παρουσιάζουν παρόμοια δυσκαμψία και αντοχή σε λυγισμό και στις δύο διευθύνσεις. Οι χιαστί σύνδεσμοι δέχονται μόνο αξονικά φορτία και προσομοιώθηκαν ως truss elements. Η σύνδεση τους με τα υποστυλώματα γίνεται με απλές κοχλιωτές συνδέσεις ώστε να μην παραλαμβάνουν ροπή.

Ο τοίχος οπλισμένου σκυροδέματος έχει τοποθετηθεί ώστε να αντιστηρίζει τις εδαφικές ωθήσεις. Θεωρείται πακτωμένος στη βάση του ώστε να αντλήσει την ικανότητα για ασφαλή παραλαβή των ωθήσεων με μηχανισμό κάμψης και διάτμησης. Πάνω στον τοίχο στηρίζονται οι δοκοί του ισόγειου και του 1<sup>ου</sup> ορόφου καθώς και τα υποστυλώματα του 2<sup>ου</sup> ορόφου. Οι συνδέσεις τους θεωρούνται αρθρωτές και πραγματοποιούνται με αγκύρια. Η προσομοίωση του γίνεται με επιφανειακά στοιχεία shell τα οποία διακριτοποιούνται με τη μέθοδο Delaunay με element size 0,50m.

### 3.3 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Η στατική ανάλυση της κατασκευής μπορεί να πραγματοποιηθεί με μία από τις παρακάτω μεθόδους:

- Ελαστική ανάλυση
- Πλαστική ανάλυση

Η διαφορά των δύο αναλύσεων είναι ότι στην πλαστική λαμβάνονται υπόψη οι επιδράσεις της μη γραμμικότητας του υλικού κατά τον υπολογισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων επί του φορέα, ενώ στην η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων του υλικού είναι πάντα γραμμική. Η ελαστική ανάλυση εφαρμόζεται σε όλες τις περιπτώσεις, ενώ η πλαστική χρησιμοποιείται μόνο εάν τα μέλη της κατασκευής διαθέτουν επαρκή στρωφική ικανότητα στις θέσεις που δημιουργείται πλαστική άρθρωση.

Στο φορέα πραγματοποιήθηκε ελαστική ανάλυση 1<sup>ης</sup> τάξης αφού προέκυψε  $\theta < 0,1$ . Η επίλυση έγινε με βάση την αρχική, απαραμόρφωτη γεωμετρία του φορέα.

### 3.4 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Η δυναμική ανάλυση είναι απαραίτητη όταν το μέγεθος και ο ρυθμός επιβολής μιας δράσης προκαλεί σημαντικά αδρανειακά φορτία. Μια σημαντική δυναμική φόρτιση είναι η σεισμική διέγερση του εδάφους. Η δυναμική ανάλυση της κατασκευής, όπως έχει αναφερθεί, πραγματοποιήθηκε με τη μέθοδο της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης. Η μέθοδος περιλαμβάνει ιδιομορφική ανάλυση με την οποία υπολογίζονται οι ιδιομορφές της κατασκευής και στη συνέχεια ιδιομορφική και χωρική επαλληλία αυτών.

Σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1998 πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Το κριτήριο αυτό ικανοποιείται όταν ισχύει οποιοδήποτε από τα ακόλουθα:

- Το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα.
- Λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από 5% της συνολικής μάζας.

Εάν οι απαιτήσεις αυτές δεν ικανοποιούνται, κυρίως λόγω ανομοιομορφίας δυσκαμψιών και σημαντικής συμβολής στρεπτικών ιδιομορφών, ο ελάχιστος αριθμός ιδιομορφών  $k$  που λαμβάνεται υπόψη πρέπει να ικανοποιεί τις ακόλουθες συνθήκες:

$$k \geq 3 \cdot n \quad (3.1)$$

$$T_k \leq 0,20s \quad (3.2)$$

όπου,

$k$ : το πλήθος των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη

$n$ : το πλήθος των ορόφων πάνω από την θεμελίωση ή πάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου

$T_k$ : η περίοδος ταλάντωσης της ιδιομορφής  $k$

Επίσης, προκειμένου να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες στη θέση των μαζών και στη χωρική μεταβολή της σεισμικής κίνησης, το υπολογισμένο κέντρο μάζας σε κάθε όροφο θα θεωρείται μετατοπισμένο σε κάθε διεύθυνση κατά  $e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$ , όπου  $L_i$  είναι το μήκος του φορέα σε κάθε διεύθυνση.

Η δυναμική ανάλυση πραγματοποιήθηκε στο πρόγραμμα και υπολογίστηκαν τα εξής:

- Οι ιδιοσυχνότητες, ιδιοπερίοδοι και ιδιομορφές ταλάντωσης του φορέα
- Η δρώσα ιδιομορφική μάζα  $M_i$  κάθε ιδιομορφής
- Οι μέγιστες αποκρίσεις, σεισμικά φορτία ή μετακινήσεις σχεδιασμού με βάση το φάσμα σχεδιασμού
- Με τη μέθοδο CQC (Complete quadratic combination) οι μέγιστες αποκρίσεις ανά διεύθυνση σεισμού, υλοποιώντας την επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων
- Η χωρική επαλληλία των σεισμικών διεγέρσεων με τις παρακάτω σχέσεις:

$$A_{Ed} = \pm E_y \pm 0,3 \cdot E_x \quad (3.3)$$

$$A_{Ed} = \pm E_x \pm 0,3 \cdot E_y \quad (3.4)$$

Τα αδρανειακά αποτελέσματα της σεισμικής δράσης σχεδιασμού υπολογίστηκαν λαμβάνοντας υπόψη την παρουσία των μαζών που συνδέονται με όλα τα φορτία βαρύτητας που περιλαμβάνονται στον συνδυασμό  $G+\psi_2 \cdot Q$ . Ο συντελεστής σύμφωνα με τον Πίνακα 2.24 λαμβάνεται ίσος με 0,3 για τα κινητά φορτία.

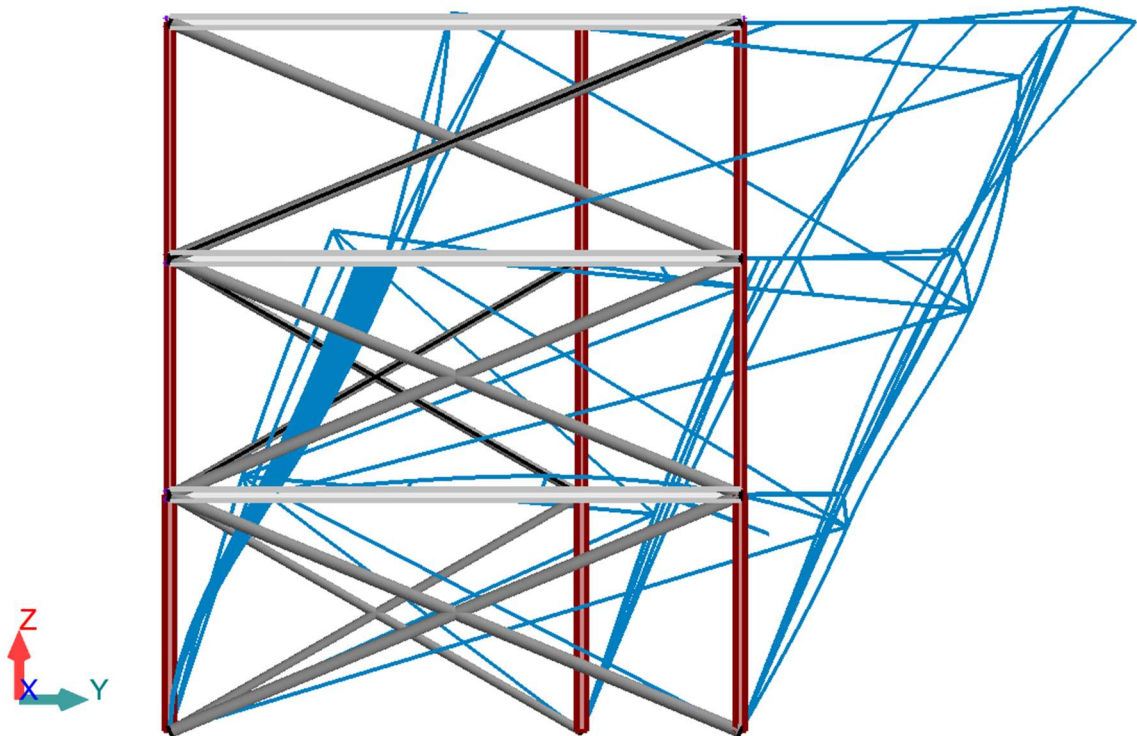
Κατά την ιδιομορφική ανάλυση παρατηρήθηκε ότι απαιτούνται 5 ιδιομορφές κατά τη διεύθυνση  $y$  και 35 ιδιομορφές κατά τη διεύθυνση  $x$  ώστε το άθροισμα των ιδιομορφικών μαζών να "φθάσει" το 90% της συνολικής μάζας. Αυτό συμβαίνει, επειδή η κατασκευή παρουσιάζει ασυμμετρία ως προς τη δυσκαμψία της κατά τις δύο διευθύνσεις λόγω του τοίχου, ο οποίος είναι αρκετά δύσκαμπτος κατά τη διεύθυνση  $x$ . Για τον υπολογισμό τη μέγιστης σεισμικής απόκρισης, λοιπόν, λαμβάνονται υπόψη οι 35 πρώτες ιδιομορφές. Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι τιμές των 9 πρώτων ιδιομορφών, οι οποίες ενεργοποιούν τα μεγαλύτερα ποσοστά ιδιομορφικών μαζών.

**Πίνακας 3.1:** Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

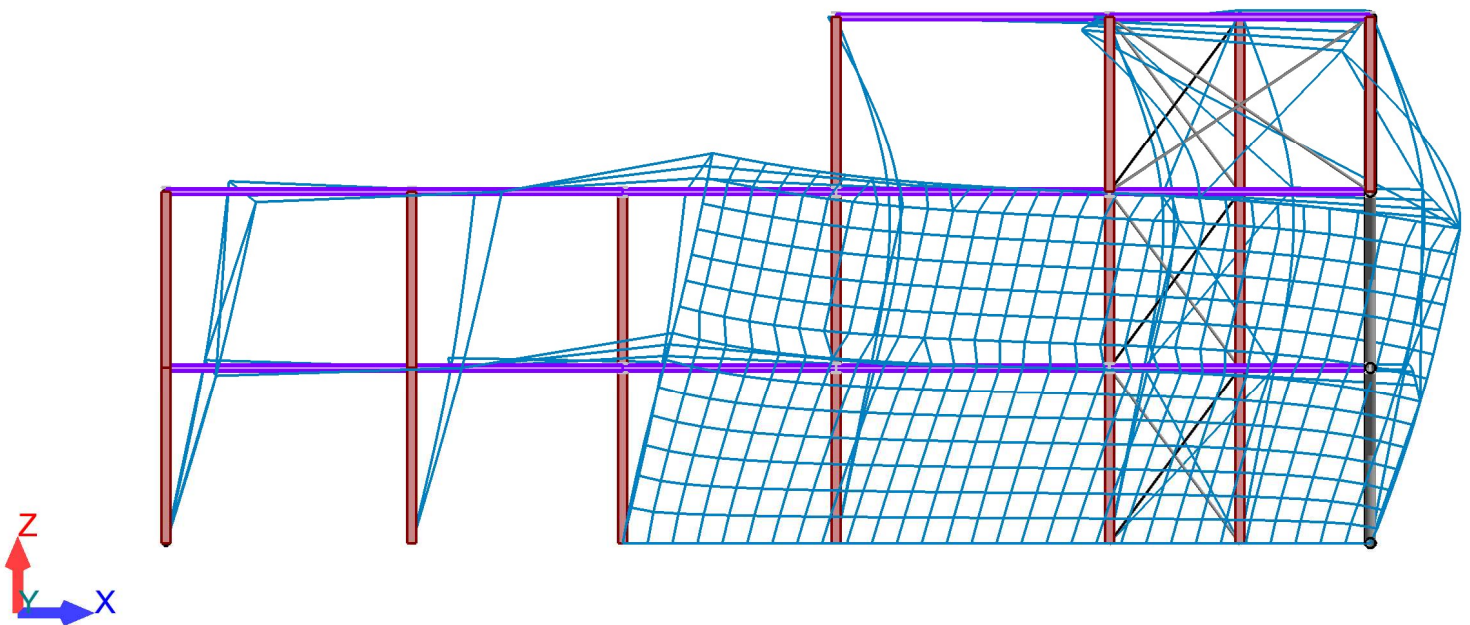
Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (s)	Ποσοστό ιδιομορφικής μάζας (%)	
		x	y
1	0,29	0,10	77,96
2	0,22	15,56	0,05
3	0,18	0,92	3,44
4	0,11	0,35	2,03
5	0,09	0,27	9,27
6	0,07	3,01	0,11
7	0,06	1,44	0,14
8	0,04	64,54	0,05
9	0,03	2,63	1,31
Συνολικό ποσοστό συμμετέχουσας μάζας		88,73	94,36

Οι υπόλοιπες ιδιομορφές, ενεργοποιούν μικρά ποσοστά ιδιομορφικής μάζας και στις δύο διευθύνσεις και γι' αυτόν το λόγο δεν αναγράφονται. Το τελικό άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών για τις 35 ιδιομορφές που λήφθηκαν υπόψη είναι 90,01% κατά τη διεύθυνση  $x$  και 97,19% κατά τη διεύθυνση  $y$ .

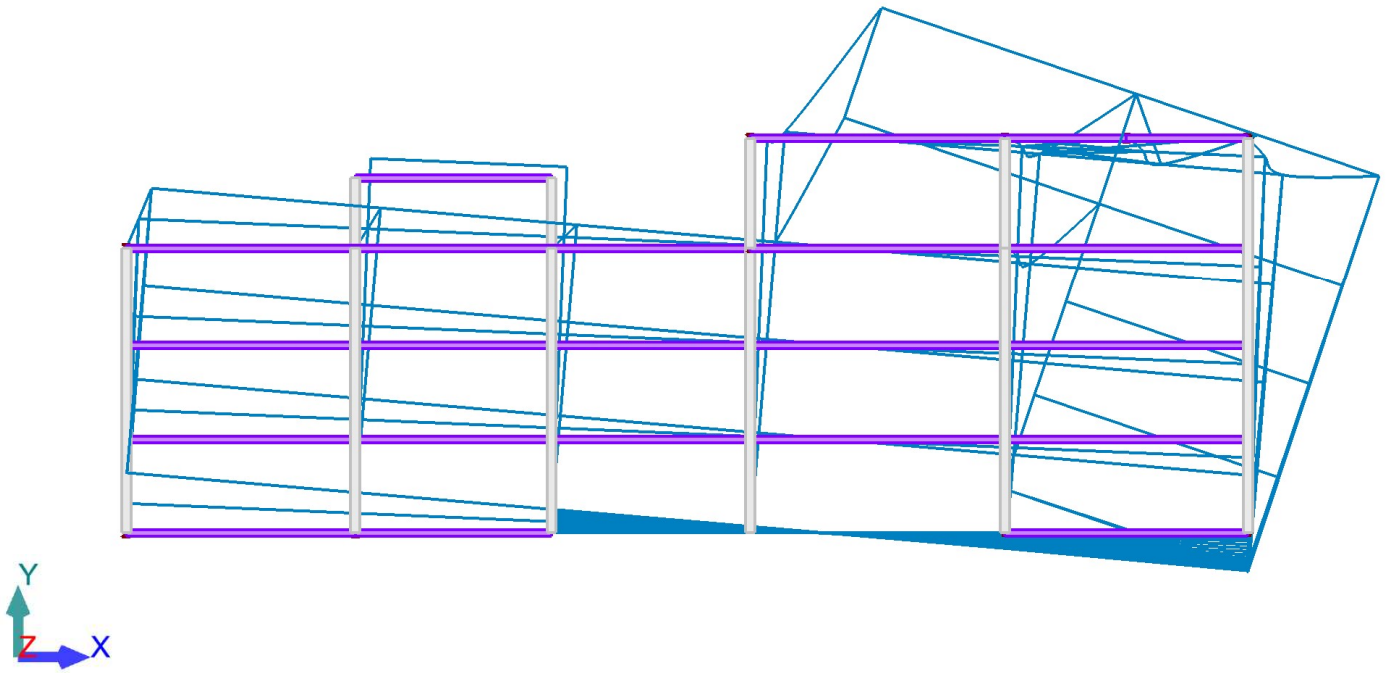
Στα Σχήματα 3.3, 3.4 και 3.5 φαίνεται η παραμόρφωση της κατασκευής για τη δεσπόζουσα ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση  $y$  και  $x$  καθώς επίσης και η στρεπτική ιδιομορφή.



Σχήμα 3.3: 1<sup>η</sup> Ιδιομορφή, δεσπόζουσα κατά y ( $T=0,29s$ )



Σχήμα 3.4: 8<sup>η</sup> Ιδιομορφή, δεσπόζουσα κατά x ( $T=0,04s$ )



Σχήμα 3.5: 2<sup>η</sup> Ιδιομορφή, στρεπτική ( $T=0,22s$ )

## 4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

### 4.1 ΓΕΝΙΚΑ

Ο έλεγχος και η διαστασιολόγηση του φορέα έγιναν σύμφωνα με τις κανονιστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 2, του Ευρωκώδικα 3 και του Ευρωκώδικα 4. Τα μεγέθη σχεδιασμού του φορέα προκύπτουν με βάση τη στατική και δυναμική ανάλυση που πραγματοποιήθηκαν στο χωρικό προσομοίωμα της κατασκευής. Για τον έλεγχο των σύμμικτων και χαλύβδινων διατομών απαραίτητος είναι ο προσδιορισμός της μεθόδου ανάλυσης για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών καθώς και της μεθόδου ανάλυσης για τον προσδιορισμό της αντοχής της διατομής.

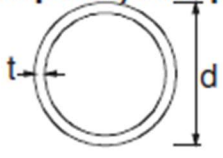
#### 4.1.1 Κατάταξη διατομών

Ανάλογα με την επιρροή του τοπικού λυγισμού στην αντοχή και την στροφική ικανότητα των διατομών, οι διατομές χωρίζονται σε τέσσερις κατηγορίες.

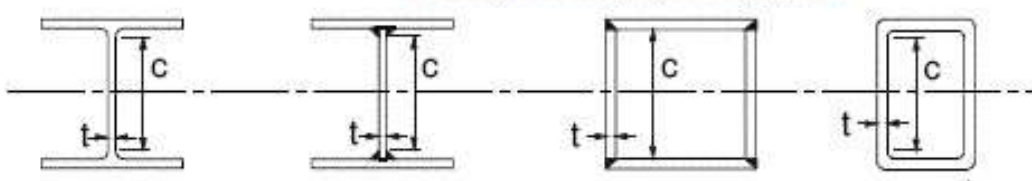
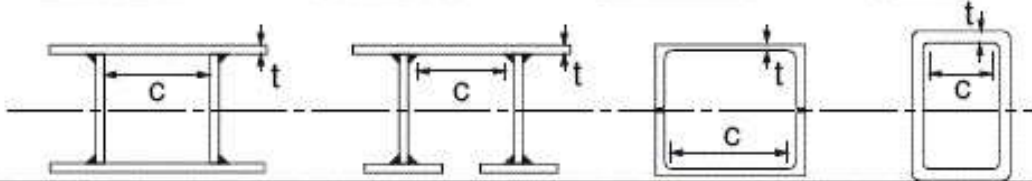
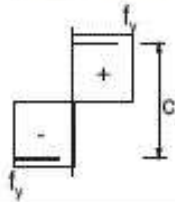
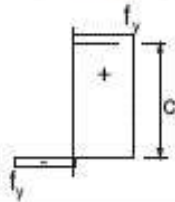
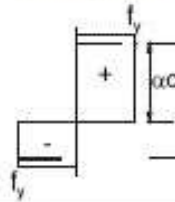
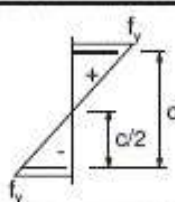
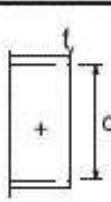
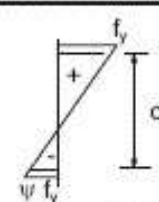
- **Κατηγορία 1:** Είναι διατομές με αντοχή σε ροπή μεγαλύτερη της πλαστικής ροπής και στροφική ικανότητα επαρκή. Σε διατομές Κατηγορίας 1 εφαρμόζεται πλαστική-πλαστική ανάλυση.
- **Κατηγορία 2:** Είναι διατομές με αντοχή τουλάχιστον ίση με την πλαστική ροπή, αλλά χωρίς στροφική ικανότητα λόγω τοπικού λυγισμού των πελμάτων ή του κορμού. Σε διατομές Κατηγορίας 2 εφαρμόζεται το πολύ ελαστική-πλαστική ανάλυση.
- **Κατηγορία 3:** Είναι διατομές με αντοχή τουλάχιστον ίση με την ελαστική ροπή. Επιτρέπεται μόνο η εφαρμογή ελαστικής-ελαστικής ανάλυσης.
- **Κατηγορία 4:** Είναι διατομές με αντοχή μικρότερη της ελαστικής ροπής λόγω τοπικού λυγισμού. Εφαρμόζεται μόνο εφαρμογή ελαστικής-ελαστικής ανάλυσης με πρόσθετους ελέγχους σε κύρτωση έναντι κινδύνου τοπικού λυγισμού.

Στους παρακάτω πίνακες φαίνονται οι γενικοί κανόνες για την κατάταξη των διατομών.

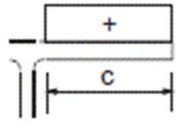
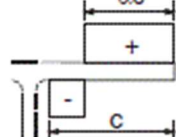
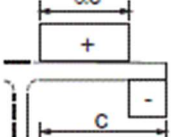
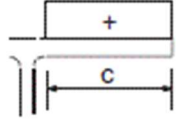
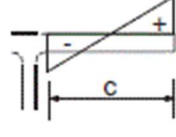
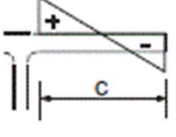
**Πίνακας 4.1:** Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία

Σωληνωτές διατομές						
						
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη					
1	$d/t \leq 50 \cdot \epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70 \cdot \epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90 \cdot \epsilon^2$					
	<b>ΣΗΜΕΙΩΣΗ</b> Για $d/t > 90 \cdot \epsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.					
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	$\epsilon^2$	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Πίνακας 4.2: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία

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

Πίνακας 4.3: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία

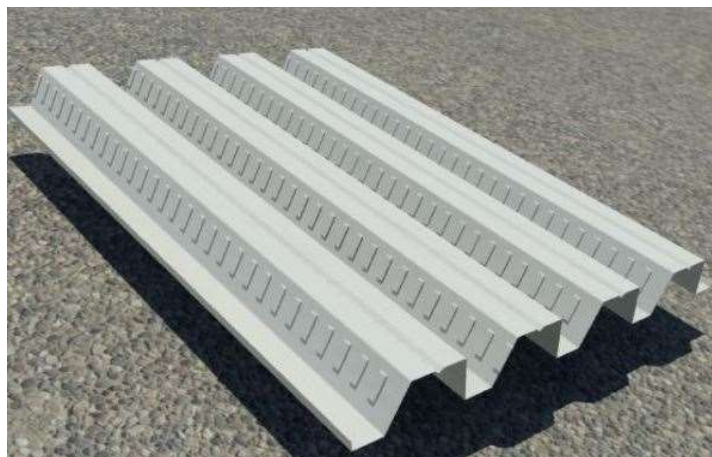
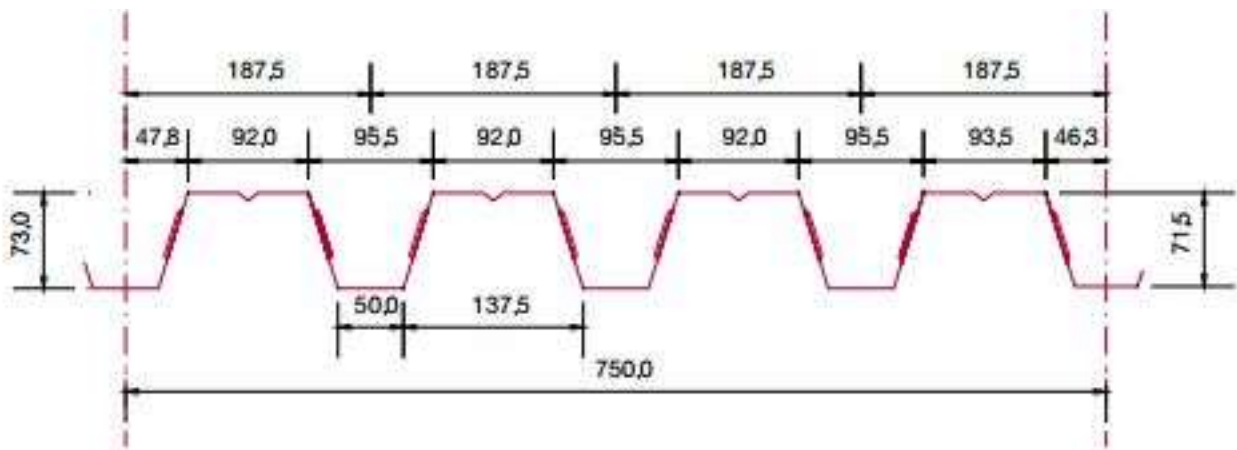
Προεξέχοντα πέλματα						
Ελατές διατομές			Συγκολλητές διατομές			
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη				
		Άκρο σε θλίψη		Άκρο σε εφελκυσμό		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 9 \cdot \epsilon$	$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{\alpha}$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



## 4.2 ΣΥΜΜΙΚΤΗ ΠΛΑΚΑ

Για το σχεδιασμό των σύμμικτων πλακών χρησιμοποιήθηκε χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 το οποίο είναι ένα γαλβανισμένο προφίλ τραπεζοειδούς σχήματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή σύμμικτων πλακών μεγάλων ανοιγμάτων. Το άνω πέλμα του είναι ενισχυμένο έναντι τοπικού λυγισμού με μία ενδιάμεση ενίσχυση στο μέσο του. Στο κορμό υπάρχουν ειδικές νευρώσεις (εντυπώματα) μήκους 40mm, τα οποία προσδίδουν την επιπλέον συνάφεια που απαιτείται μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος ούτως ώστε να μεταφέρονται οι δυνάμεις διαμήκους διάτμησης που αναπτύσσονται μεταξύ των δύο υλικών. Τα χαλυβδόφυλλα παράγονται με τα υψηλά επίπεδα ποιότητας του εργοστασίου σε πάχη από 0,75 έως 1,25mm.

- ΑΝΑΠΤΥΓΜΑ: 1250mm
- ΠΑΧΟΣ: 0,75mm ~ 1,25mm ( $\pm 0,02$ )
- ΚΑΛΥΨΗ: 750  $\pm 5,0$ mm
- ΒΑΘΟΣ: 73  $\pm 1,0$ mm
- ΠΑΤΗΜΑ: 187,5  $\pm 2,0$ mm



**Σχήμα 4.1:** Γεωμετρικά χαρακτηριστικά SYMDECK 73

### ▪ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΠΛΑΚΩΝ

Ο σχεδιασμός και ο έλεγχος των σύμμικτων πλακών έγινε με τη βοήθεια του προγράμματος SymDeck Designer της εταιρείας ΕΛΑΣΤΡΟΝ. Οι κανονισμοί στους οποίους βασίζεται η λειτουργία του προγράμματος είναι:

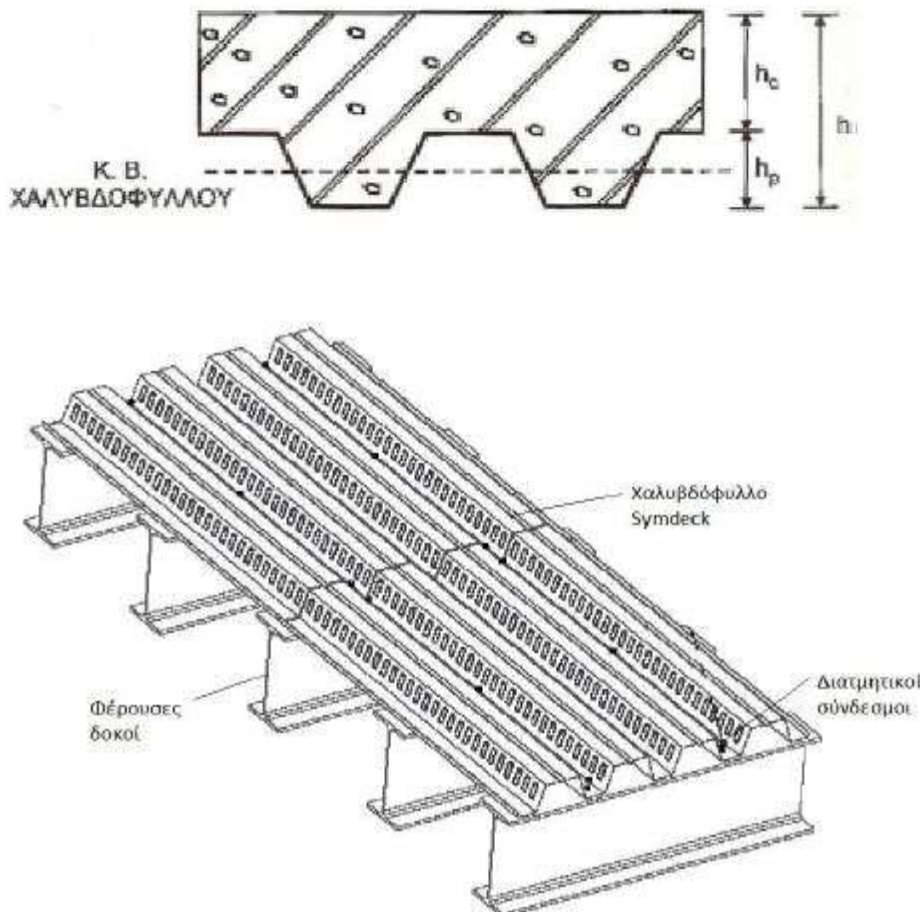
- Ευρωκώδικας 3 - Μέρος 1.3 (ENV 1993-1-3:1996)
- Ευρωκώδικας 4 - Μέρος 1.1 (ENV 1994-1-1:1992)
- ΕΚΩΣ 2000

Οι βασικές απαιτήσεις σχεδιασμού σύμμικτων πλακών του κανονισμού (EN 1994-1-1) ώστε να εξασφαλίζεται η διαφραγματική λειτουργία είναι:

- Συνολικό ελάχιστο πάχος:  $min h = 80 \text{ mm}$
- Ελάχιστο πάχος πάνω από το χαλυβδόφυλλο:  $min h_c = 50 \text{ mm}$

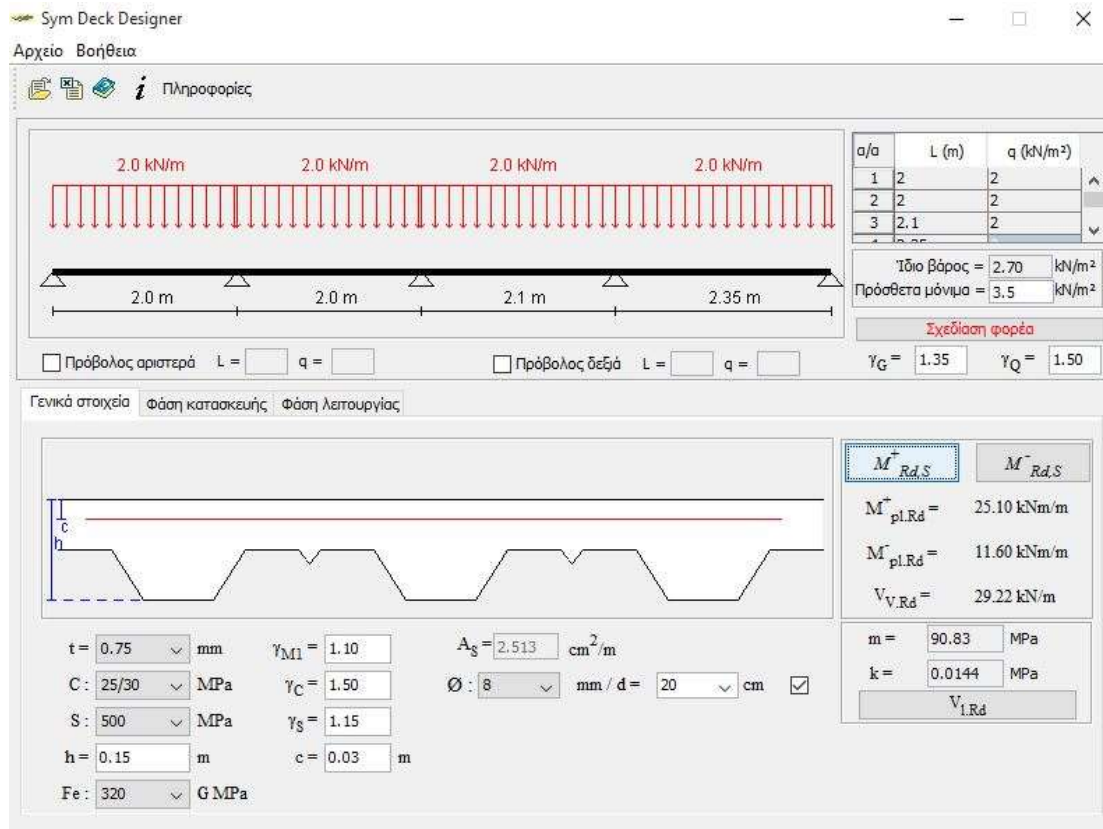
Επίσης, εντός του ύψους  $h_c$  του σκυροδέματος πρέπει να τοποθετείται διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός, ελάχιστου εμβαδού  $80 \text{ mm}^2/\text{m}$  ανά κατεύθυνση με μέγιστη απόσταση ράβδων  $d = \min(2h; 350 \text{ mm})$ .

Οι πλάκες σχεδιάστηκαν για μία τυπική τομή του κτιρίου με συνολικό ύψος  $h = 150 \text{ mm}$  και χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 πάχους  $t = 0,75 \text{ mm}$  και ύψους  $h_p = 73 \text{ mm}$ . Τοποθετήθηκαν συνεχή χαλυβδόφυλλα με τις νευρώσεις κάθετες στις δευτερεύουσες δοκούς.



**Σχήμα 4.2:** Τυπική διάταξη σύμμικτης πλάκας

Τα δεδομένα που εισήχθησαν στο πρόγραμμα φαίνονται στο Σχήμα 4.4.



Σχήμα 4.4: Γενικά στοιχεία σύμμικτης πλάκας

Η μελέτη και ο σχεδιασμός των σύμμικτων πλακών σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4 περιλαμβάνει δύο στάδια, τη «φάση κατασκευής» και τη «φάση λειτουργίας». Κατά τη φάση κατασκευής, δηλαδή πριν τη σκλήρυνση του σκυροδέματος, επιδιώκεται το προβλεπόμενο στατικό σύστημα να έχει την ικανότητα παραλαβής της έντασης που δημιουργεί το νωπό σκυρόδεμα και τα λοιπά φορτία διάστρωσης. Ο φορέας παραλαβής της προκαλούμενης έντασης είναι το γυμνό χαλυβδόφυλλο με τις στηρίξεις, που στην ουσία είναι ο μεταλλότυπος της πλάκας. Μετά την πήξη του σκυροδέματος, ο σχεδιασμός αφορά τη φάση λειτουργίας, όπου χαλυβδόφυλλο και σκυρόδεμα δρουν σύμμικτα ως ενιαία πλάκα. Η ένταση που προκαλούν τα φορτία που επιβάλλονται στην πλάκα κατά την διάρκεια ζωής του έργου παραλαμβάνονται σ' αυτή τη φάση από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών.

## I. Φάση Κατασκευής

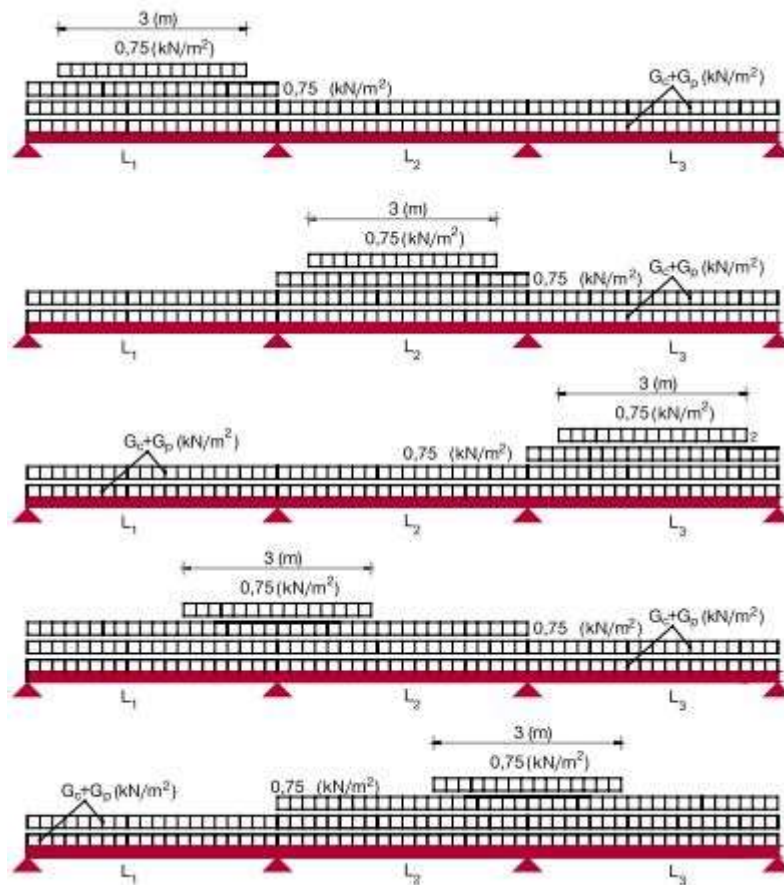
Στη φάση κατασκευής ο σχεδιασμός γίνεται με βάση τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Ειδικότερα ελέγχεται η δυνατότητα παραλαβής της ροπής κάμψης που προκαλούν τα δρώντα φορτία από το χαλυβδόφυλλο με το δεδομένο στατικό σύστημα. Η οριακή κατάσταση αντοχής διεξάγεται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1993-1-3 που αφορούν τις λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης. Στην περίπτωση που για δεδομένο πάχος χαλυβδόφυλλου ο έλεγχος δεν ικανοποιείται, προβλέπονται ενδιάμεσες στηρίξεις στο χαλυβδόφυλλο. Επίσης θα πρέπει τα βέλη κάμψης που δημιουργούνται να είναι εντός των ορίων που καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 4.

Για τον υπολογισμό των δρωσών ροπών, εξάγεται η περιβάλλουσα των ροπών κάμψης του φορέα κατά τη φάση κατασκευής σύμφωνα με τις φορτίσεις που προδιαγράφονται από τον EN 1994. Για

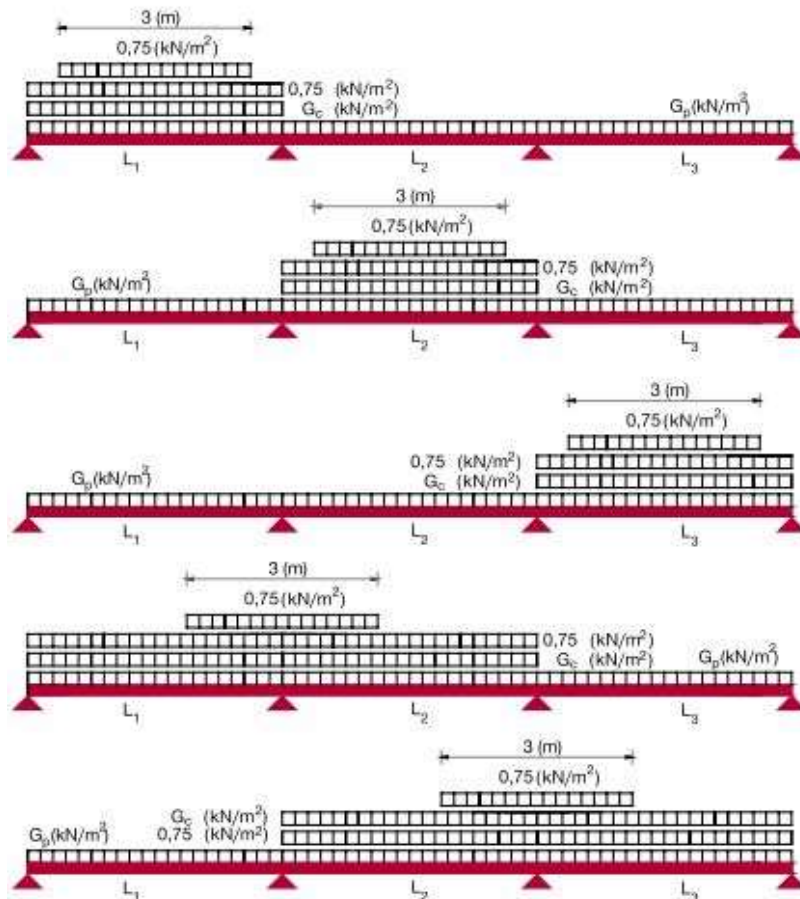
τον προσδιορισμό της περιβάλλουσας των καμπτικών ροπών του φορέα εφαρμόζονται τα εξής φορτία :

- Ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου  $G_p$  (μόνιμη φόρτιση).
- Ίδιο βάρος νωπού σκυροδέματος (μόνιμη φόρτιση). Για το ίδιο βάρος του σκυροδέματος, λαμβάνονται υπόψη δύο περιπτώσεις:
  - i. Φατνωματική διάστρωση (σκυροδετείται πρώτα κάποιο φάντωμα με το προβλεπόμενο πάχος και στη συνέχεια σκυροδετείται κάποιο άλλο φάντωμα), Σχήμα 4.5.
  - ii. Σταδιακή διάστρωση (η πλάκα διαστρώνεται σε διαδοχικές στρώσεις που καταλαμβάνουν το σύνολο του μήκους της πλάκας), Σχήμα 4.6.
- Φορτίο διάστρωσης (λαμβάνεται ως ωφέλιμο φορτίο). Ως φορτίο διάστρωσης λαμβάνεται ένα ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο  $0,75\text{ kN/m}^2$  που δρα σε επιφάνεια  $3\text{ m}\times 3\text{ m}$  (ή όσο είναι το μήκος του ανοίγματος εάν αυτό είναι μικρότερο) και ένα ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο  $0,75\text{ kN/m}^2$  που δρα στην περιοχή που απομένει, ανάλογα με το αν υπολογίζεται η μέγιστη αρνητική ή θετική δρώσα ροπή κάμψης.

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας ο συνδυασμός φορτίσεων είναι ο  $1,35\cdot G+1,50\cdot Q$  ενώ στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ο συνδυασμός φορτίσεων είναι ο  $1,00\cdot G+1,00\cdot Q$ .

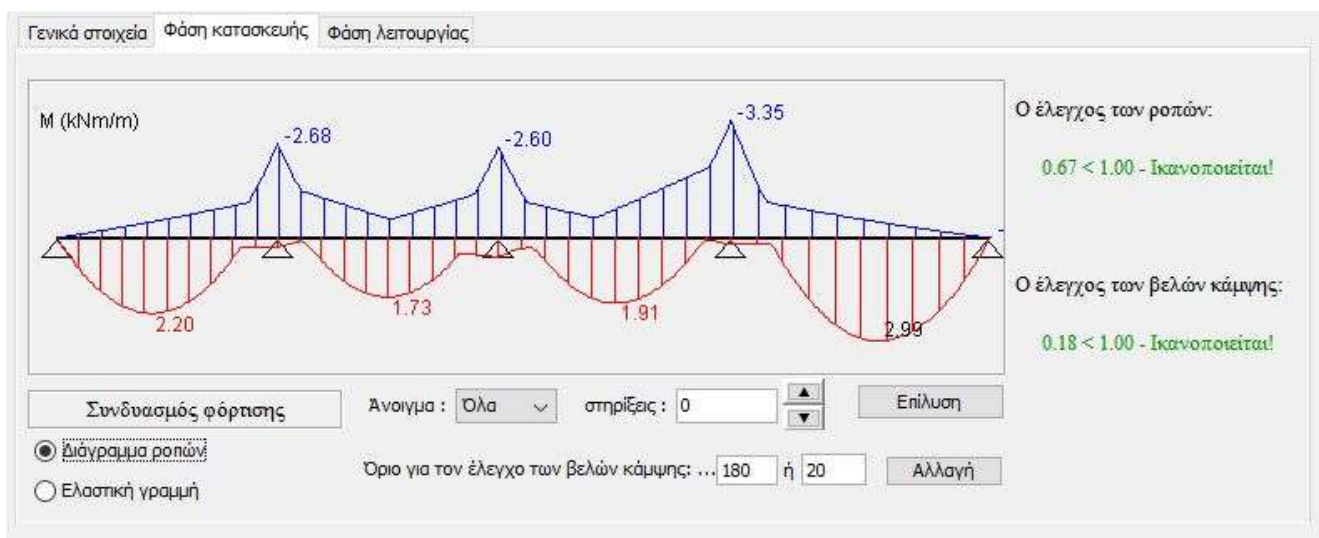


Σχήμα 4.5: Φατνωματική διάστρωση

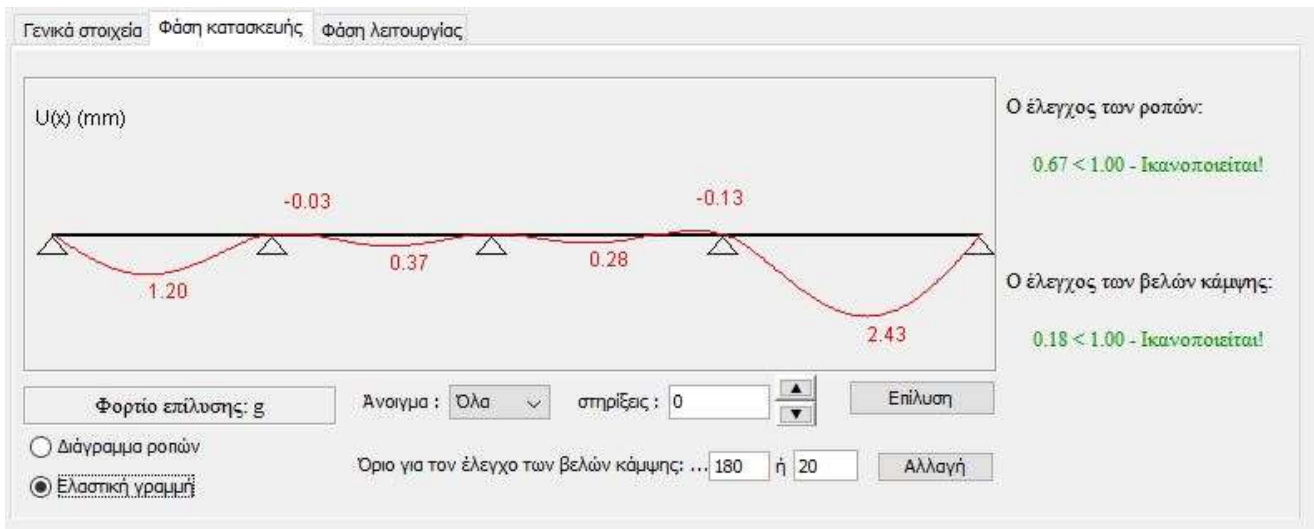


Σχήμα 4.6: Σταδιακή διάστρωση

Οι έλεγχοι της σύμμικτης πλάκας για τη φάση κατασκευής φαίνονται στα Σχήματα 4.7 και 4.8.



Σχήμα 4.7: Έλεγχος ροπών στη φάση κατασκευής

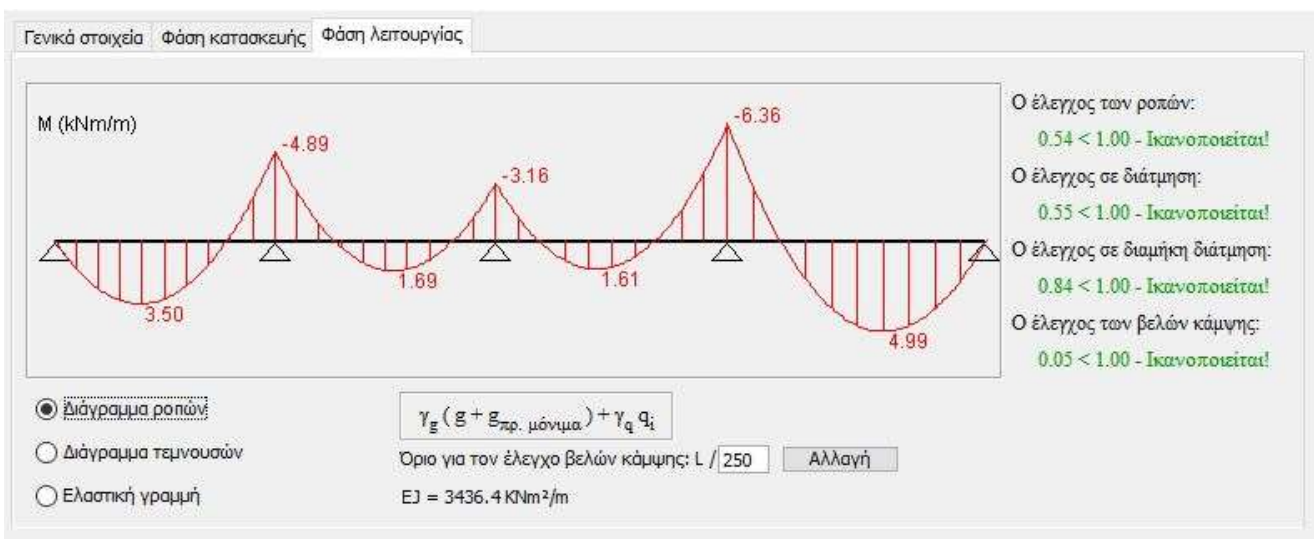


Σχήμα 4.8: Έλεγχος βελών κάμψης στη φάση κατασκευής

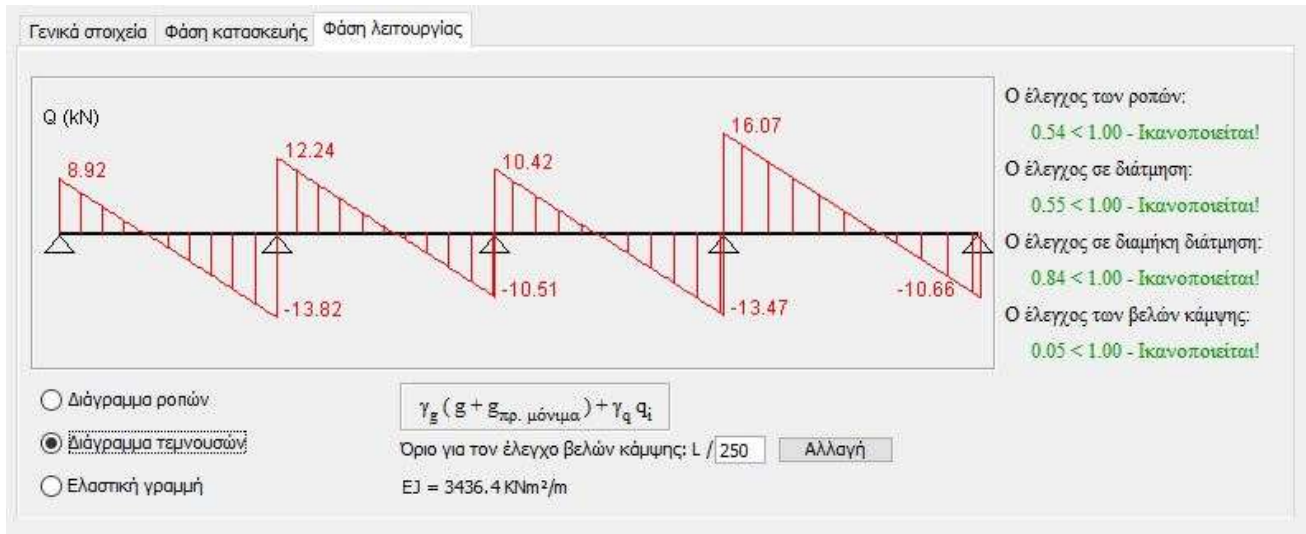
## II. Φάση Λειτουργίας

Στη φάση λειτουργίας διεξάγονται έλεγχοι, τόσο σε οριακή κατάσταση αστοχίας όσο και λειτουργικότητας, που αφορούν την ικανότητα παραλαβής της έντασης της πλάκας έναντι θετικής και αρνητικής ροπής κάμψης καθώς και έναντι κατακόρυφης και διαμήκου διάτμησης. Επίσης ελέγχονται οι παραμορφώσεις της σύμμικτης πλάκας οι οποίες πρέπει να είναι συμβατές με προκαθορισμένα από τον κανονισμό όρια. Τα φορτία που δρουν σ' αυτή τη φάση στη σύμμικτη πλάκα είναι το ίδιο βάρος  $G$  και το ωφέλιμο κινητό  $Q$  (σε όλη την επιφάνεια). Οι συνδυασμοί φορτίσεων που λαμβάνονται είναι  $1,35G+1,50Q$  για την οριακή κατάσταση αστοχίας και  $1,0G+1,0Q$  για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

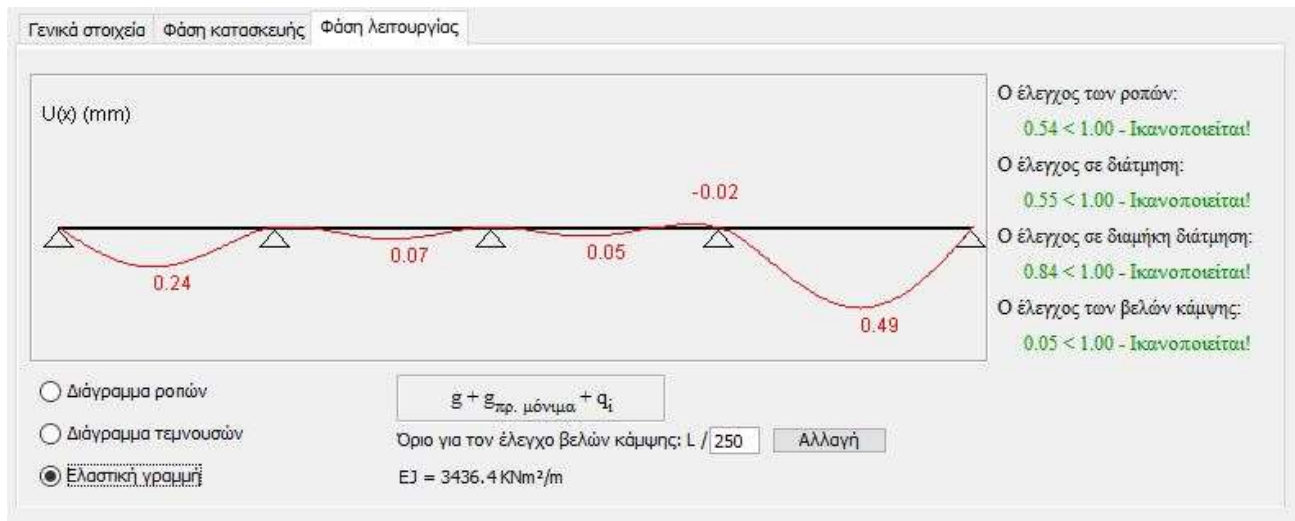
Οι έλεγχοι της σύμμικτης πλάκας για τη φάση λειτουργίας φαίνονται στα Σχήματα 4.9, 4.10 και 4.11.



Σχήμα 4.9: Έλεγχος ροπών κάμψης στη φάση λειτουργίας



Σχήμα 4.10: Έλεγχος σε διάτμηση στη φάση λειτουργίας



Σχήμα 4.11: Έλεγχος βελών κάμψης στη φάση λειτουργίας

### 4.3 ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΥΣΕΣ ΔΟΚΟΙ

Οι δευτερεύουσες δοκοί έχουν σχεδιαστεί ως αμφιέρειστες σύμμικτες δοκοί.

Ο σχεδιασμός των σύμμικτων δευτερευουσών δοκών γίνεται σε δύο φάσεις:

1. Φάση κατασκευής
2. Φάση λειτουργίας

Ο σχεδιασμός τους έγινε στο Excel, λόγω της αδυναμίας του Robot Structural Analysis να λάβει την επαλληλία των φάσεων κατασκευής. Για τον σχεδιασμό και τον έλεγχο, λοιπόν, των δευτερευουσών δοκών επιλέχθηκε η δοκός που παρουσιάζει τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη. Η δοκός έχει μήκος  $L=5,45\text{m}$  και απέχει από τις γειτονικές δευτερεύουσες δοκούς  $d_1=2,0\text{m}$  και  $d_2=2,1\text{m}$ . Η διατομή που χρησιμοποιήθηκε για τις δευτερεύουσες είναι πρότυπη ελατή διατομή HEA140.

### ▪ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

**Πίνακας 4.4:** Χαρακτηριστικά διατομής

HEA 140								
Γεωμετρικά χαρακτηριστικά	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>vz</sub> (cm <sup>2</sup> )	h (mm)	b (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r (mm)	
	31,42	10,12	133	140	5,5	8,5	12	
Αδρανειακά χαρακτηριστικά	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)	I <sub>t</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>w</sub> (cm <sup>6</sup> )
	173,5	84,85	1033	615,6	5,73	3,52	8,13	15060

### ▪ ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

Η κατάταξη της διατομής γίνεται για τη σιδηροδοκό στη φάση κατασκευής.

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = \sqrt{235 / 275} = 0,92$$

Η κατάταξη του κορμού γίνεται για τμήμα που υπόκειται σε κάμψη

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{92}{5,5} = 16,72 \leq 72 \cdot \varepsilon = 66,24$$

Άρα ο κορμός είναι Κατηγορία 1

Η κατάταξη πελμάτων γίνεται για πέλματα σε θλίψη.

$$c = \frac{b - t_w}{2} - r = \frac{140 - 5,5}{2} - 12 = 55,25$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{55,25}{8,5} = 6,5 \leq 9 \cdot \varepsilon = 8,28$$

Άρα τα πέλματα είναι Κατηγορία 1

Συνεπώς όλη η διατομή είναι Κατηγορία 1, οπότε μπορούμε να εφαρμόσουμε πλαστική ανάλυση για τον προσδιορισμό των αντοχών σε κάμψη και διάτμηση της διατομής.

### ▪ ΣΥΝΕΡΓΑΖΟΜΕΝΟ ΠΛΑΤΟΣ

Οι σύμμικτες δοκοί αποτελούνται από τη σιδηροδοκό και το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας. Το συνεργαζόμενο πλάτος μεταβάλλεται κατά μήκος της δοκού, εξαρτώμενο από την κλίση του διαγράμματος ροπών. Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4 το συνεργαζόμενο πλάτος δίνεται από τη σχέση:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (4.1)$$

$$b_{ei} = \frac{L_e}{8} \leq b_i \quad (4.2)$$

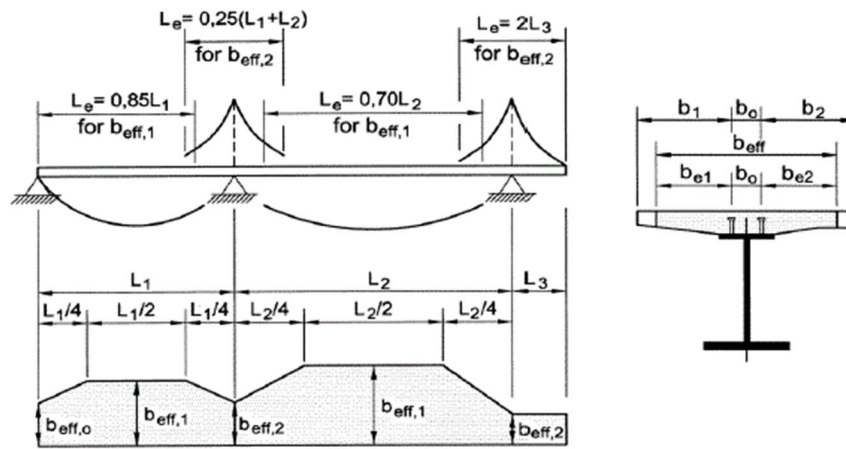
όπου,

b<sub>0</sub>: η απόσταση των εξωτερικών διατμητικών συνδέσμων. Για κτιριακά έργα b<sub>0</sub>=0.



$L_e$ : η προσεγγιστική απόσταση διαδοχικών σημείων μηδενισμού του διαγράμματος ροπών.

$b_i$ : η απόσταση από το μέσο της πλάκας έως το μέσον μεταξύ παράλληλων κορμών, ή μέχρι το ελεύθερο άκρο για κτίρια.



**Σχήμα 4.12:** Προσδιορισμός του συνεργαζόμενου πλάτους πλάκας σκυροδέματος

Στο φορέα μας οι δευτερεύουσες δοκοί είναι αμφιαρθρωτές οπότε:

$$L_e = L = 5,45 \text{ m}$$

$$b_i = \frac{d_1}{2} = \frac{2,0}{2} = 1,0 \text{ m}$$

όπου,

$d_1$ : είναι η μικρότερη απόσταση μεταξύ των δοκών

Από τις Σχέση ( 4.2) προκύπτει:

$$b_{ei} = 0,681 \text{ m} < 1,0 \text{ m}$$

Συνεπώς το συνεργαζόμενο πλάτος πλάκας σκυροδέματος είναι:

$$b_{eff} = 2 \cdot b_{ei} = 1,362 \text{ m}$$

#### ▪ ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΙ ΈΛΕΓΧΟΙ

Οι απαιτούμενοι έλεγχοι που πρέπει να γίνουν στις δύο φάσεις του έργου για την οριακή κατάσταση αστοχίας και για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας φαίνονται στον Πίνακα 4.5

**Πίνακας 4.5:** Απαιτούμενοι έλεγχοι

Φάσεις έργου	Διατομή	Οριακή κατάσταση αστοχίας	Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας
Φάση κατασκευής	Σιδηροδοκός	Αντοχή Ευστάθεια	Παραμορφώσεις
Φάση λειτουργίας	Σύμμικτη δοκός	Αντοχή Ευστάθεια Διατμητική σύνδεση Αντοχή σε πυρκαγιά	Παραμορφώσεις Ταλάντωση

–Αντοχή διατομής

Ο έλεγχος σε αντοχή αφορά τον προσδιορισμό των αντοχών σχεδιασμού σε κάμψη και τέμνουσα της διατομής. Ορίζονται επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις αντιστάσεις των διατομών ανάλογα με τον τύπο αστοχίας όπως προτείνονται από τον EN 1993 NA.

**Πίνακας 4.6:** Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας

Τύπος αστοχίας	Συντελεστής ασφαλείας	Τιμή
Διαρροή	$\gamma_{M0}$	1,00
Απώλεια ευστάθειας	$\gamma_{M1}$	1,00
Εφελκυστική θραύση	$\gamma_{M2}$	1,25

–Ευστάθεια μέλους

Όταν μία δοκός μη προστατευμένη έναντι πλευρικής εκτροπής υποβάλλεται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα της διατομής, ένα από τα πέλματα θλίβεται και επομένως καθίσταται επιρρεπές σε λυγισμό που εκδηλώνεται εκτός του επιπέδου με ταυτόχρονη στροφή των κύριων αξόνων της διατομής σε σχέση με την αρχική τους θέση. Ο έλεγχος ευστάθειας αφορά, λοιπόν, την αντοχή έναντι στρεπτοκαμπτικού-πλευρικού λυγισμού της δοκού.

–Διατμητική σύνδεση

Βασική προϋπόθεση της σύμμικτης λειτουργίας είναι η παραλαβή της διάτμησης που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια μεταξύ καλύβδινης διατομής και σκυροδέματος μέσω μηχανικών μέσων που ονομάζονται διατμητικοί σύνδεσμοι. Σ' ένα σύμμικτο φορέα αναπτύσσονται δύο είδη διάτμησης: η κατακόρυφη και η διαμήκης διάτμηση. Η κατακόρυφη διάτμηση εξασφαλίζει τη συνθήκη ισορροπίας δυνάμεων ως προς κατακόρυφο άξονα ενώ η διαμήκης διάτμηση απαιτείται για λόγους συμβιβαστού των παραμορφώσεων μεταξύ χάλυβα και σκυροδέματος. Όταν οι διατμητικοί σύνδεσμοι παραλαμβάνουν όλη τη διαμήκη διάτμηση που εμφανίζεται μεταξύ χάλυβα και σκυροδέματος εμποδίζεται πλήρως η ολίσθηση μεταξύ σιδηροδοκού και πλάκας σκυροδέματος και επιτυγχάνεται πλήρης διατμητική σύνδεση.

–Παραμορφώσεις

Οι παραμορφώσεις θα πρέπει να περιορίζονται στο βαθμό που δεν επηρεάζουν την εμφάνιση και τη λειτουργικότητα του έργου ή δε προκαλούν βλάβες σε μη φέροντα στοιχεία. Τα βέλη υπολογίζονται για τη φάση κατασκευής και τη φάση λειτουργίας με βάση την ελαστική ανάλυση. Στη φάση κατασκευής που δεν έχει επιτευχθεί σύμμικτη λειτουργία τα βέλη που δημιουργεί το ίδιο βάρος της δευτερεύουσας δοκού και του νωπού σκυροδέματος παραλαμβάνονται από τη μεταλλική δοκό ενώ στη φάση λειτουργίας δημιουργούνται τα βέλη λόγω των πρόσθετων μόνιμων και κινητών φορτίων και παραλαμβάνονται από τη σύμμικτη δοκό.

**Πίνακας 4.7:** Συνιστώμενα επιτρεπόμενα βέλη

Φορέας	$\delta_{max}$	$\delta_z$
Μη βατές στέγες	L/200	L/250
Πατώματα και βατές στέγες	L/250	L/300

όπου,

$\delta_{\max}$ : είναι το τελικό συνολικό βέλος

$\delta_2$  : είναι το βέλος λόγω των μεταβλητών δράσεων και των χρόνιων παραμορφώσεων

#### 4.3.1 Φάση κατασκευής

Κατά τη φάση κατασκευής το σκυρόδεμα δεν έχει αποκτήσει τη θλιπτική αντοχή του και δεν έχει επιτευχθεί η σύμμικτη λειτουργία πλάκας-δοκού. Συνεπώς κατά τη φάση κατασκευής λειτουργεί μόνο η σιδηροδοκός. Κατά τη φάση κατασκευής μπορεί να χρησιμοποιηθεί ή όχι προσωρινή υποστήριξη στη δοκό. Ο έλεγχος παραμορφώσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι ο πλέον κρίσιμος για την ύπαρξη ή όχι προσωρινής υποστήριξης.

Τα φορτία που μετέχουν σ' αυτήν τη φάση είναι:

-Ίδιο βάρος νωπού σκυροδέματος :  $g_{\pi\lambda}=2,70\text{kN/m}^2$

-Ίδιο βάρος σιδηροδοκού :  $g_{\text{HEA140}}=0,25\text{kN/m}$

##### ❖ Φάση κατασκευής χωρίς προσωρινή υποστήριξη

Κατά τη φάση κατασκευής χωρίς προσωρινή υποστήριξη το στατικό προσομοίωμα είναι αμφιέριστη δοκός.

Θα γίνει πρώτα ο έλεγχος παραμορφώσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας για να δούμε αν είναι κρίσιμο το βέλος κάμψης της σιδηροδοκού από τα ίδια βάρη.

Το φορτίο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι:

$$q_{\text{ser}}=1,0 \cdot (g_{\text{HEA140}}+g_{\pi\lambda} \cdot b)=5,71\text{kN/m}$$

όπου,

b: το πλάτος επιρροής της δοκού λαμβάνεται ίσο με  $(d_1+d_2)/2=2,05\text{m}$ .

$$\text{Βέλος κάμψης: } \delta_1=\frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y}=3,02\text{cm} > \delta_{\max}=\frac{L}{250}=2,18\text{cm}$$

Άρα θα χρησιμοποιηθεί προσωρινή υποστήριξη στο μέσον της δευτερεύουσας δοκού ώστε να μειωθεί το βέλος κάμψης.

##### ❖ Φάση κατασκευής με προσωρινή υποστήριξη

Κατά τη φάση κατασκευής με προσωρινή υποστήριξη στο μέσον της δοκού το στατικό προσομοίωμα είναι συνεχής δοκός δύο ίσων ανοιγμάτων  $l_1=l_2=l=2,725\text{m}$ .

##### ▪ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

#### i. Αντοχή

Το φορτίο σχεδιασμού είναι:

$$q_{\text{sd}}=1,35 \cdot (g_{\text{HEA140}}+g_{\pi\lambda} \cdot b)=7,7\text{kN/m}$$

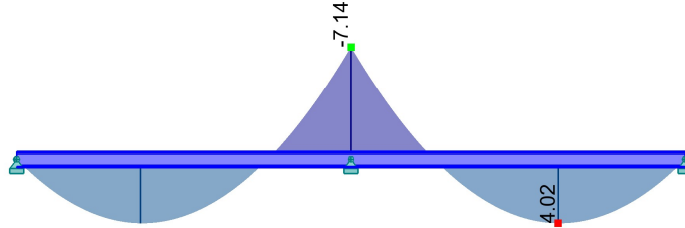
- Αντοχή διατομής

$$\text{Κάμψη: } M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 47,71 \text{ kNm}$$

$$\text{Διάτμηση: } V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = 160,67 \text{ kN}$$

- Έλεγχος διατομής

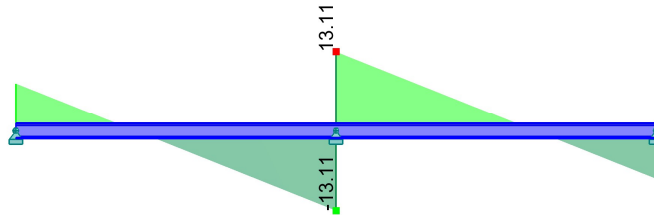
$$\text{Κάμψη: } M_{Ed} = 7,14 \text{ kNm} < M_{pl,Rd} \quad \checkmark$$



**Σχήμα 4.13:** Διάγραμμα ροπών κάμψης δευτερεύουσας δοκού στη φάση κατασκευής (kNm)

$$\text{Διάτμηση: } V_{Ed} = 26,22 \text{ kN} < V_{pl,Rd} \quad \checkmark$$

$$V_{Ed} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 80,34 \text{ kN} \text{ οπότε δεν χρειάζεται να γίνει απομείωση της ροπής αντοχής}$$



**Σχήμα 4.14:** Διάγραμμα τεμνουσών δευτερεύουσας δοκού στη φάση κατασκευής (kN)

## ii. Ευστάθεια

Το χαλυβδόφυλλο που είναι κάθετο στη δευτερεύουσα δοκό προσφέρει πλευρική υποστήριξη στο θλιβόμενο άνω πέλμα των ανοιγμάτων λόγω πλήρους διατμητικής σύνδεσης. Ο έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό θα γίνει για το θλιβόμενο κάτω πέλμα στην περιοχή της προσωρινής υποστήριξης όπου οι ροπές είναι αρνητικές.

Η ελαστική κρίσιμη ροπή πλευρικού λυγισμού υπολογίζεται με βάση τη Σχέση ( 4.3).

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\} \quad (4.3)$$

όπου,

$C_1, C_2$  και  $C_3$  : είναι συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και στρεπτικής στήριξης

$I_t$  : η σταθερά στρέψης της διατομής

$I_w$  : η σταθερά στρέβλωσης

- $I_z$  : η ροπή αδράνειας ως προς τον ασθενή άξονα  
 $L$  : το μήκος της δοκού μεταξύ σημείων πλευρικά εξασφαλισμένων  
 $k$  και  $k_w$  : συντελεστές εξαρτώμενοι από το είδος των στηρίξεων ως προς την ελευθερία στροφής και στρέβλωσης των άκρων του εξεταζόμενου πλευρικά μη προστατευμένου τμήματος  
 $Z_g=Z_a-Z_s$  : η απόσταση του κέντρου διάτμησης από το σημείο εφαρμογής του φορτίου  
 $Z_a$  : η τεταγμένη του σημείου εφαρμογής του φορτίου ως προς τον κεντροβαρικό άξονα  $y-y$   
 $Z_s$  : η τεταγμένη του κέντρου διάτμησης ως προς τον κεντροβαρικό άξονα  $y-y$   
 $Z_j=0$  : για διατομή διπλής συμμετρίας

Οι συντελεστές  $k$  και  $k_w$  λαμβάνονται ίσοι με:

$k=1,0$  , γιατί τα παρακείμενα τμήματα της δοκού λυγίζουν εναλλάξ.

$k_w=1,0$  , συνίσταται γενικά για όλες τις περιπτώσεις.

Το φορτίο εφαρμόζεται στο άνω πέλαμα της δοκού, οπότε λαμβάνεται:

$$z_g=h/2=6,65\text{cm}$$

Οι συντελεστές  $C_1, C_2$  και  $C_3$  ορίζονται με βάση τον Πίνακα 4.8 ανάλογα με τις συνθήκες φόρτισης και το διάγραμμα καμπτικών ροών, όπως ορίζεται από τον EN 1993-1-1.

**Πίνακας 4.8:** Συντελεστές  $C_1, C_2$  και  $C_3$  για διάφορες τιμές του  $k$ , σε περίπτωση εγκάρσιων φορτίων

Συνθήκες φόρτισης και στήριξης	Διάγραμμα ροών κάμψης	Συντελεστής $k$	Συντελεστής		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Επειδή το διάγραμμα ροών της δοκού δεν εμπεριέχεται στον Πίνακα 4.8, για τον προσδιορισμό των συντελεστών  $C$  επιλέχθηκε η περίπτωση του διαγράμματος ροών αμφίρρευσης. Συνεπώς, προκύπτουν  $C_1=1,132$ ,  $C_2=0,459$  και  $C_3=0,525$ .

Με βάση τις παραπάνω τιμές και για μήκος ίσο με  $l$ , προέκυψε ελαστική κρίσιμη ροπή ίση με:  $M_{cr}=68,9\text{kNm}$

όμως, επειδή

$$M_{Ed}/M_{cr}=0,10<0,16$$

Δεν χρειάζεται να γίνει έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, σύμφωνα με τον περιορισμό που ισχύει για ελατές διατομές.

## ▪ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

### i. Παραμορφώσεις

Το φορτίο για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι:  $q_{ser}=5,71\text{kN/m}$

Το μέγιστο βέλος κάμψης της σιδηροδοκού προκύπτει στα ανοίγματα και ισούται με:

$$\delta_1 = \frac{q \cdot L^4}{192,8 \cdot E \cdot I_y} = 0,075\text{cm}$$

### 4.3.2 Φάση λειτουργίας

Κατά τη φάση λειτουργίας το σκυρόδεμα έχει, πλέον, αναπτύξει την αντοχή του οπότε έχει επιτευχθεί η σύμμικτη λειτουργία πλάκας-δοκού.

Σ' αυτήν τη φάση μετέχουν όλα τα φορτία σχεδιασμού του φορέα (μόνιμα, κινητά, δράσεις χιονιού, δράσεις ανέμου).

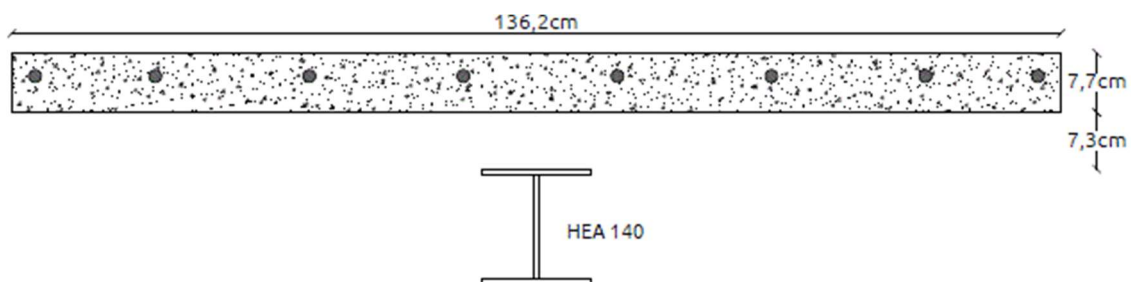
## ▪ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

### i. Αντοχή

Ο υπολογισμός των ροπών αντοχής της διατομής δίνεται με πλαστική ανάλυση.

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της σύμμικτης διατομής, όπως φαίνονται και στο Σχήμα 4.15, είναι τα ακόλουθα:

- Συνολικό πάχος πλάκας :  $h=15\text{cm}$
- Πάχος σκυροδέματος :  $h_c=7,7\text{cm}$
- Ύψος χαλυβδόφυλλου :  $h_p=7,3\text{cm}$
- Εμβαδόν σκυροδέματος :  $A_c=h_c \cdot b_{eff}=1049\text{cm}^2$



**Σχήμα 4.15:** Διατομή σύμμικτης δευτερεύουσας δοκού

#### • Αντοχή διατομής

Θλιπτική δύναμη σκυροδέματος:

$$F_c = A_c \cdot f_{cd} = 1486,26\text{kN}$$

Εφελκυστική δύναμη σιδηροδοκού:

$$F_a = A_a \cdot f_{yd} = 864,05\text{kN}$$

Επειδή  $F_c > F_a$ , η θέση του ουδέτερου άξονα βρίσκεται εντός της πλάκας σκυροδέματος ώστε να υπάρχει ισορροπία εσωτερικών δυνάμεων. Συνεπώς, εφελκύεται όλη η όλη η σιδηροδοκός και είναι Κατηγορία 1.

$$z_0 = \frac{F_a}{b_{\text{eff}} \cdot f_{cd}} = 4,5 \text{ cm} < 7,7 \text{ cm}$$

Η πλαστική ροπή αντοχής της σύμμικτης διατομής είναι:

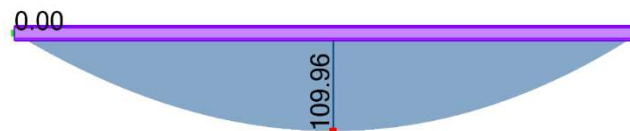
$$M_{pl,Rd} = F_a \cdot \left( z_a - \frac{z_0}{2} \right) = 167,73 \text{ kNm}$$

Οι τέμνουσες δυνάμεις παραλαμβάνονται μόνο από τον κορμό της σιδηροδοκού. Οπότε:

$$V_{pl,Rd} = 160,67 \text{ kN}$$

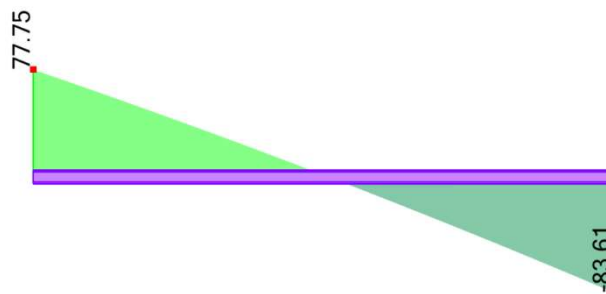
- Έλεγχος αντοχής

Κάμψη:  $M_{Ed} = 109,96 \text{ kNm} < M_{pl,Rd} \checkmark$



**Σχήμα 4.16:** Διάγραμμα ρομών κάμψης δευτερεύουσας δοκού στη φάση λειτουργίας (kNm)

Διάτμηση:  $V_{Ed} = 83,61 \text{ kN} < V_{pl,Rd} \checkmark$



**Σχήμα 4.17:** Διάγραμμα τεμνουσών δευτερεύουσας δοκού στη φάση λειτουργίας (kN)

## ii. Ευστάθεια

Στη φάση λειτουργίας η πλάκα σκυροδέματος δημιουργεί ένα διάφραγμα με το οποίο εμποδίζει το λυγισμό του θλιβόμενου πέλματος καθώς και τη στροφή της δοκού. Συνεπώς, στη φάση αυτή του έργου δεν υπάρχει κίνδυνος στρεπτοκαμπτικού-πλευρικού λυγισμού και ο έλεγχος ευστάθειας δε χρειάζεται να γίνει.

## iii. Διατμητική σύνδεση

- Διαμήκης διάτμηση

Η διαμήκης διάτμηση προσδιορίζεται με πλαστική, ελαστοπλαστική ή ελαστική ανάλυση. Εφόσον η αντοχή των διατομών προσδιορίστηκε με πλαστική ανάλυση και για τον έλεγχο της διατμητικής σύνδεσης που γίνεται στην οριακή κατάσταση αστοχίας θα εφαρμοστεί πλαστική ανάλυση. Στη περίπτωση αυτή η διαμήκης διάτμηση βρίσκεται από εξέταση της συνθήκης ισορροπίας των οριζόντιων δυνάμεων εντός ενός μήκους της δοκού. Η δευτερεύουσα δοκός που εξετάζεται είναι αμφίεριστη οπότε στο τμήμα που εξετάζεται ισχύει παντού:  $V_l = \sum T_l = F_c^+ = F_a^+$

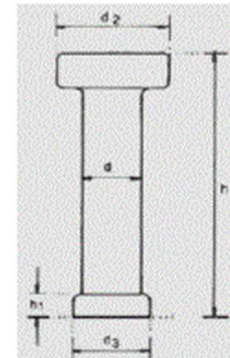
Συνεπώς εντός του κρίσιμου μήκους της δοκού, δηλ. εντός του μισού μήκους της δοκού, η διαμήκης διάτμηση που ασκείται ισούται με:  $V_i=864,05\text{kN}$ .

• Χαρακτηριστικά διατμητικών ήλων

Επιλέγονται διατμητικοί ήλοι κεφαλής από τον Πίνακα 4.9 οι οποίοι αποτελούν το συνηθέστερο τύπο διατμητικών συνδέσμων. Οι σύνδεσμοι αυτοί προτιμώνται λόγω του εύκολου τρόπου κατασκευής τους και του πλεονεκτικού ρόλου της κεφαλής τους η οποία εμποδίζει την ανύψωση της πλάκας σκυροδέματος και την αποκόλλησή της από τη δοκό.

**Πίνακας 4.9:** Διαστάσεις διατμητικών ήλων κεφαλής

d (mm)	d <sub>2</sub> (mm)	h (mm)
16	29	50,75,100,125,150,175,200
19	32	75,100,125,150,200
22	35	50,75,100,125,150,175,200,225,250
25	38	100,125,150,175,200,250



Επιλέγονται ήλοι διαμέτρου  $d=19\text{mm}$ , ύψους  $h=125\text{mm}$  και εφελκυστικής αντοχής  $f_u=500\text{MPa}$ .

Για τους ήλους θα πρέπει να ικανοποιούνται οι παρακάτω απαιτήσεις:

- Διάμετρος ήλου :  $d=19\text{mm} < 2,5 \cdot t_f=21,25\text{mm}=21,25\text{mm} \checkmark$
- Ύψος ήλου :  $h_{sc}=125\text{mm} > h_p=73\text{mm} \checkmark$   
 $h_{sc}=125\text{mm} < h=150\text{mm} \checkmark$
- Υπερκάλυψη σκυροδέματος c :  $h-h_{sc}=25\text{mm} \geq 20\text{mm} \checkmark$

• Αντοχή ήλου

Η παραλαμβανόμενη από τον ήλο δύναμη εξαρτάται από την αντοχή του ήλου σε διάτμηση και από την αντοχή του σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυγας. Συνεπώς, η οριακή αντοχή του ήλου εντός συμπαγούς πλάκας σκυροδέματος προσδιορίζεται ως η ελάχιστη τιμή από τις σχέσεις:

$$P_{v,Rd} = 0,8 \cdot f_u \cdot \left( \frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) / \gamma_v \quad (4.4)$$

$$P_{b,Rd} = 0,29 \cdot a \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v \quad (4.5)$$

όπου,

- $P_{v,Rd}$  : αντοχή ήλου σε διάτμηση
- $P_{b,Rd}$  : αντοχή σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυγας
- $\gamma_v=1,25$  : επιμέρους συντελεστής ασφαλείας
- a : λαμβάνεται ως  $a=0,2 \cdot (h/d+1)$  για  $3 \leq h/d \leq 4$   
 $a=1$  για  $4 < h/d$

Οπότε η οριακή αντοχή ενός ήλου προκύπτει ίση με:

$$P_{Rd} = \min(P_{v,Rd}; P_{b,Rd}) = \min(81,65; 73,13) = 73,13\text{kN}$$



Η αντοχή των ήλων εντός σύμμικτης πλάκας που αποτελείται από τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο και πλάκα σκυροδέματος είναι μικρότερη από την αντοχή τους εντός συμπαγούς πλάκας. Αυτό συμβαίνει γιατί δεν υπάρχει επαρκές σκυρόδεμα πίσω από τον ήλο λόγω του μεταλλικού χαλυβδόφυλλου οπότε και μειώνεται η αντοχή του. Εφόσον οι νευρώσεις του χαλυβδόφυλλου είναι κάθετες στη δευτερεύουσα δοκό ο μειωτικός συντελεστής δίνεται από τη σχέση:

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) < k_{t,max} \quad (4.6)$$

όπου,

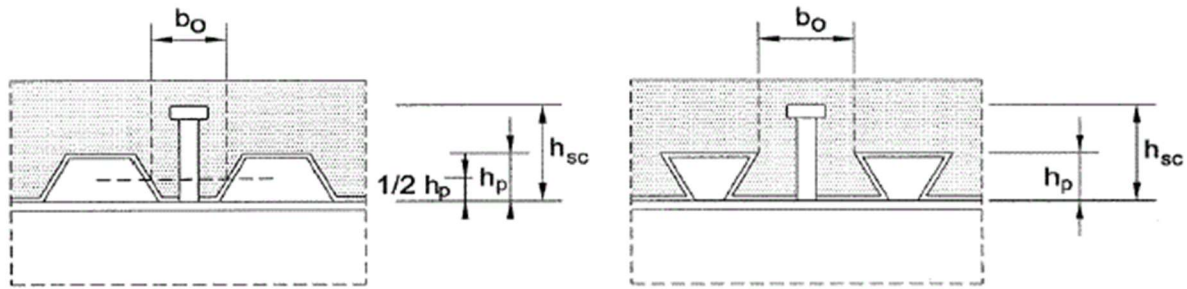
$N_r$  : αριθμός διατμητικών ήλων σε κάθε αυλάκωση με  $N_r \leq 2$  για τους υπολογισμούς. Έστω  $N_r = 2$ .

$b_0$  : μέσο πλάτος των αυλακώσεων όπως φαίνεται στο ( )  
 $b_0 = (95,5 - 50) / 2 + 50 = 72,5 \text{ mm} < 73 \text{ mm} = h_p$ , άρα  $b_0 = h_p = 73 \text{ mm}$

$h_{sc} - h_p = 125 - 73 = 52 \text{ mm} \geq 2 \cdot d = 38 \text{ mm}$

$d = 19 \text{ mm} < 22 \text{ mm}$  για συγκόλληση διαμέσου οπών στα φύλλα

$k_{t,max} = 0,60$  για  $N_r = 2$  και  $t = 0,75 \text{ mm} \leq 1$



Σχήμα 4.18: Δοκός με αυλακωτό χαλυβδόφυλλο εγκάρσιο προς τη δοκό

Τελικώς, προκύπτει μειωτικός συντελεστής  $k_t = 0,5$ .

Άρα η τελική απομειωμένη αντοχή του διατμητικού ήλου είναι:  $P_{Rd} = 0,5 \cdot 73,13 = 36,56 \text{ kN}$ .

• Κατανομή ήλων

Πλήρης διατμητική σύνδεση υφίσταται όταν ο συνολικός αριθμός των διατμητικών ήλων προσδιορίζεται ως ο λόγος:  $n_f = V_l / P_{Rd}$

Συνεπώς ο απαραίτητος αριθμός συνδέσμων για να αναπτυχθεί πλήρης διατμητική σύνδεση είναι:

$n_f = 864,05 / 36,56 = 23,63$ , δηλ. 24 ήλοι στο μισό μήκος της δοκού

Όμως η ομοιόμορφη πλαστική κατανομή συνδέσμων κατά μήκος γειτονικών χαρακτηριστικών μήκων μιας δοκού επιτρέπεται υπό τις ακόλουθες προϋποθέσεις:

- Χρησιμοποιούνται όλκιμοι ήλοι κεφαλής  $16 \text{ mm} \leq d \leq 22 \text{ mm}$  και  $h \geq 4 \cdot d$
- Οι διατομές είναι κατηγορίας 1 ή 2
- Ο λόγος της πλαστικής ροπής αντοχής της σύμμικτης διατομής προς την πλαστική ροπή της σιδηροδοκού δεν υπερβαίνει το 2,5

Επειδή στην περίπτωση μας δεν ικανοποιείται το τελευταίο κριτήριο, αφού :

$$\frac{M_{pl,Rd}}{M_{pl,a,Rd}} = \frac{167,73}{47,71} = 3,51 > 2,5$$

η κατανομή των ήλων θα γίνει με ελαστοπλαστική κατανομή.

Θεωρείται ότι στα ακραία  $l/4$  γίνεται πύκνωση ώστε η μεταβιβαζόμενη διαμήκης διάτμηση να είναι διπλάσια απ' ότι στο μέσο. Έτσι η κατανομή που προκύπτει είναι η εξής:

- Για τα ακραία  $l/4$ , χρησιμοποιούνται 16 ήλοι οι οποίοι τοποθετούνται σε 2 σειρές με  $e_T=80\text{mm}$  και  $e_L=170\text{mm}$ . Δηλ. 2Φ19/170.
- Για τη μέση, χρησιμοποιούνται 8 ήλοι οι οποίοι τοποθετούνται σε 1 σειρά με  $e_L=170\text{mm}$ . Δηλ. Φ19/170.

Οι ελάχιστες και οι μέγιστες αποστάσεις που πρέπει να ικανοποιούνται είναι οι παρακάτω:

- Ελάχιστες διαμήκεις αποστάσεις :  $\text{mine}_L=5 \cdot d=5 \cdot 19=95\text{mm}$
- Μέγιστες διαμήκεις αποστάσεις :  $\text{maxe}_L=\min[6 \cdot (h_c+h_p); 800\text{mm}]=\min[6 \cdot 150; 800]=800\text{mm}$
- Ελάχιστες εγκάρσιες αποστάσεις :  $\text{mine}_T=4 \cdot d=4 \cdot 19=76\text{mm}$

**Πίνακας 4.10:** Περιορισμοί ως προς τη διάταξη ήλων για κτίρια

	$\text{mine}_L$	$\text{maxe}_L$	$\text{mine}_T$	$\text{min } c$	$\text{min}(h_{sc}-h_p)$
<b>Ολόσωμες πλάκες</b>	5·d	$\leq 6 \cdot h_c$	2,5·d	20mm ότι ισχύει για οπλισμό μείον 5mm	-
<b>Σύμμικτες πλάκες</b>		$\leq 6 \cdot (h_c+h_p)$ $\leq 800\text{mm}$			

#### ▪ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

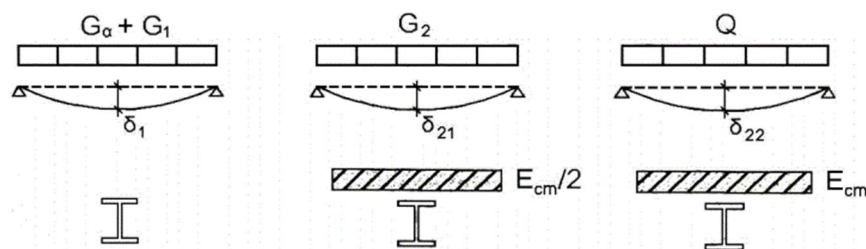
##### i. Παραμορφώσεις

Για τον προσδιορισμό των παραμορφώσεων στη φάση λειτουργίας, η σύμμικτη διατομή μετατρέπεται σε ισοδύναμη διατομή ώστε να υπολογιστεί η ροπή αδράνειας και τα άλλα χαρακτηριστικά της. Η ισοδύναμη διατομή αποτελείται από τη σιδηροδοκό, τη διατομή του οπλισμού και την ισοδύναμη διατομή του σκυροδέματος. Για την μετατροπή αυτή, εισάγεται ο λόγος των μέτρων ελαστικότητας των δύο υλικών:  $\eta = E_a/E_c$

Ο λόγος  $\eta$  εξαρτάται από τη διάρκεια επιρροής των δράσεων (μακροχρόνια ή βραχυχρόνια), δεδομένου ότι για μακροχρόνια φόρτιση το σκυρόδεμα υπόκειται σε ερπυσμό και μικραίνει το μέτρο ελαστικότητας του.

Συνεπώς για τον υπολογισμό των βέλων κάμψης, η σύμμικτη διατομή θα μετατραπεί σε δύο ισοδύναμες:

1. Ισοδύναμη με μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος  $E_c=E_{cm}/2$ , ώστε να υπολογιστούν τα βέλη κάμψης  $\delta_{21}$  λόγω πρόσθετων μόνιμων φορτίων.
2. Ισοδύναμη με μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος  $E_c=E_{cm}$ , ώστε να υπολογιστούν τα βέλη κάμψης  $\delta_{22}$  λόγω κινητών φορτίων.



**Σχήμα 4.19:** Διατομές για προσδιορισμό βελών σύμμικτων δοκών

Τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά της ισοδύναμης διατομής δίνονται στις παρακάτω σχέσεις:

$$\text{Εμβαδόν διατομής: } A_e = A_a + A_s + A_c / \eta \quad (4.7)$$

$$\text{Κέντρο βάρους : } z_e = (A_a \cdot z_a + A_s \cdot z_s + A_c \cdot z_c / \eta) / A_e \quad (4.8)$$

Ροπή αδρανείας αρηγμάτωσης διατομής:

$$I_e = I_{a,0} + A_a \cdot (z_a - z_e)^2 + \frac{I_{c,0}}{\eta} + \frac{A_c}{\eta} \cdot (z_c - z_e)^2 + A_s \cdot (z_s - z_e)^2 \quad (4.9)$$

όπου οι δείκτες συμβολίζουν,

a: διατομή σιδηροδοκού

c: διατομή σκυροδέματος

s: οπλισμός πλάκας (δεν συμπεριλαμβάνεται το χαλυβδόφυλλο)

- Βέλος κάμψης λόγω πρόσθετων μόνιμων

Το μέτρο ελαστικότητας είναι ίσο με  $E_c = 15250 \text{ MPa}$ , οπότε ο λόγος  $\eta$  προκύπτει ίσος με:  $\eta = 13,77$

Τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά της διατομής είναι:

$$A_e = 111,03 \text{ cm}^2$$

$$z_e = 8,87 \text{ cm}$$

$$I_e = 8563,59 \text{ cm}^4$$

Το φορτίο σχεδιασμού ισούται με:  $q_{ser} = 1,0 \cdot (g_{np} \cdot b) = 7 \text{ kN/m}$

Το βέλος κάμψης, λοιπόν, προκύπτει:

$$\delta_{21} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = 0,45 \text{ cm}$$

όπου,

E: μέτρο ελαστικότητας χάλυβα

I: ροπή αδράνειας ισοδύναμης

- Βέλος κάμψης λόγω μεταβλητών δράσεων

Το μέτρο ελαστικότητας είναι ίσο με  $E_c = 30500 \text{ MPa}$ , οπότε ο λόγος  $\eta$  προκύπτει ίσος με:  $\eta = 6,88$

Τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά της διατομής είναι:

$$A_e = 187,21 \text{ cm}^2$$

$$z_e = 11,51 \text{ cm}$$

$$I_e = 10862,43 \text{ cm}^4$$

Το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων υπολογίστηκε στο Robot Structural Analysis, ώστε να βρεθεί ο δυσμενέστερος συνδυασμός των φορτίων (κινητά, δράσεις χιονιού, δράσεις ανέμου) που προκαλεί το μεγαλύτερο βέλος. Επειδή το πρόγραμμα δεν μπορεί να λάβει σωστά τη σύμμικτη δράση σκυροδέματος-χάλυβα, δημιουργήθηκε διατομή με τα χαρακτηριστικά της ισοδύναμης.

Το βέλος κάμψης, λοιπόν, προκύπτει:

$$\delta_{22} = 0,42 \text{ cm}$$

- Συνολικό βέλος

Τελικώς, το συνολικό βέλος κάμψης στο μέσο του ανοίγματος στη φάση λειτουργίας ισούται με:

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$$

όπου,  
 $\delta_1=0$ : αφού υπάρχει προσωρινή υποστήριξη στο μέσο  
 $\delta_2=\delta_{21}+\delta_{22}=0,87\text{cm}$   
 $\delta_{22}=0,42\text{cm} < L/300=1,82\text{cm} \checkmark$   
 Άρα  $\delta_{\text{tot}}=0,87\text{cm} < L/250=2,18\text{cm} \checkmark$

Το βέλος είναι επαρκώς μικρό, ώστε να μην απαιτείται ακριβής σχεδιασμός του δαπέδου έναντι ταλαντώσεων.

#### 4.4 ΚΥΡΙΕΣ ΔΟΚΟΙ

Οι κύριες δοκοί σχεδιάζονται ως αμφιέριστες σύμμικτες δοκοί που στηρίζονται στα υποστυλώματα και φορτίζονται από τις αντιδράσεις των δευτερευουσών δοκών στις θέσεις που συνδέονται. Στις κύριες δοκούς οι αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου είναι παράλληλες προς τον άξονα της δοκού.

Όπως και στις δευτερεύουσες έτσι και στις κύριες δοκούς ο σχεδιασμός γίνεται σε δύο φάσεις:

1. Φάση κατασκευής
2. Φάση λειτουργίας

Ο σχεδιασμός τους έγινε στο Excel και επιλέχθηκε η δοκός που παρουσιάζει τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη. Η δοκός έχει μήκος  $L=6,10\text{m}$  και απέχει από τις άλλες δοκούς  $d_1=5,45\text{m}$  και  $d_2=5,20\text{m}$ , όσο είναι δηλαδή το μήκος των αντίστοιχων δευτερευουσών δοκών. Η διατομή που χρησιμοποιήθηκε για τις κύριες δοκούς είναι πρότυπη ελατή HEA 200.

##### ▪ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

**Πίνακας 4.11:** Χαρακτηριστικά διατομής

HEA 200								
Γεωμετρικά χαρακτηριστικά	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{vz} \text{ (cm}^2\text{)}$	$h \text{ (mm)}$	$b \text{ (mm)}$	$t_w \text{ (mm)}$	$t_f \text{ (mm)}$	$r \text{ (mm)}$	
	53,83	18,08	190	200	6,5	10	18	
Αδρανειακά χαρακτηριστικά	$W_{pl,y} \text{ (cm}^3\text{)}$	$W_{pl,z} \text{ (cm}^3\text{)}$	$I_y \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_z \text{ (cm}^4\text{)}$	$i_y \text{ (cm)}$	$i_z \text{ (cm)}$	$I_t \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_w \text{ (cm}^6\text{)}$
	429,5	203,8	3692	1336	8,28	4,98	20,98	108000

##### ▪ ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

Η κατάταξη γίνεται για τη σιδηροδοκό στη φάση κατασκευής.

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/275} = 0,92$$

Η κατάταξη του κορμού γίνεται για τμήμα που υπόκειται σε κάμψη

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{134}{6,5} = 20,61 \leq 72 \cdot \varepsilon = 66,24$$

Άρα ο κορμός είναι Κατηγορία 1

Η κατάταξη πελμάτων γίνεται για πέλματα σε θλίψη.

$$c = \frac{b-t_w}{2} - r = \frac{200-6,5}{2} - 18 = 78,75$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{78,75}{10} = 7,875 \leq 9 \cdot \varepsilon = 8,28$$

Άρα τα πέλματα είναι Κατηγορία 1.

Συνεπώς όλη η διατομή είναι Κατηγορία 1, οπότε μπορούμε να εφαρμόσουμε πλαστική ανάλυση για τον προσδιορισμό των αντοχών σε κάμψη και διάτμηση της διατομής.

#### ▪ ΣΥΝΕΡΓΑΖΟΜΕΝΟ ΠΛΑΤΟΣ

Το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας σκυροδέματος για τις κύριες δοκούς υπολογίζεται όπως και στις δευτερεύουσες δοκούς.

Στο φορέα μας οι κύριες δοκοί είναι αμφιαρθρωτές οπότε:

$$L_e = L = 6,10\text{m}$$

$$b_i = \frac{d_2}{2} = \frac{5,2}{2} = 2,6\text{m}$$

όπου,

$d_2$ : είναι η μικρότερη απόσταση μεταξύ των δοκών

Από τις Σχέση ( 4.2) προκύπτει:

$$b_{ei} = 0,762\text{m} < 2,6\text{m}$$

Συνεπώς το συνεργαζόμενο πλάτος πλάκας σκυροδέματος είναι:

$$b_{eff} = 2 \cdot b_{ei} = 1,525\text{m}$$

#### ▪ ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΙ ΈΛΕΓΧΟΙ

Οι απαιτούμενοι έλεγχοι που πρέπει να γίνουν στις δύο φάσεις του έργου για την οριακή κατάσταση αστοχίας και για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας φαίνονται στον Πίνακα 4.5.

### 4.4.1 Φάση κατασκευής

Κατά τη φάση κατασκευής το σκυρόδεμα δεν έχει αποκτήσει τη θλιπτική αντοχή του και δεν έχει επιτευχθεί η σύμμικτη λειτουργία πλάκας–δοκού. Συνεπώς κατά τη φάση κατασκευής λειτουργεί μόνο η σιδηροδοκός. Κατά τη φάση κατασκευής μπορεί να χρησιμοποιηθεί ή όχι προσωρινή υποστήριξη στη δοκό. Ο έλεγχος παραμορφώσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι ο πλέον κρίσιμος για την ύπαρξη ή όχι προσωρινής υποστήριξης.

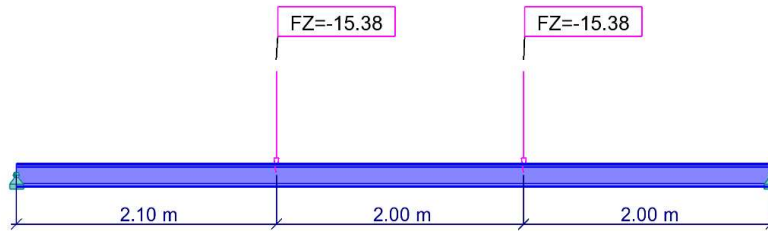
Τα φορτία που μετέχουν σ' αυτή τη φάση είναι:

Ίδιο σιδηροδοκού κύριας δοκού :  $g_{HEA200} = 0,42\text{kN/m}$

Αντιδράσεις στήριξης  $R_1$  και  $R_2$  λόγω του ίδιου βάρους του νωπού σκυροδέματος και του ίδιου βάρους της σιδηροδοκού της δευτερεύουσας, στις θέσεις στήριξης δευτερευουσών–κύριων δοκών, δηλ. σε απόσταση  $x_1 = 2,10\text{m}$  και  $x_2 = 2,00\text{m}$  από τα άκρα της δοκού.

**Στο**

Σχήμα 4.20 φαίνεται η θέση και η τιμή των αντιδράσεων  $R_1$  και  $R_2$ , όπου σε κάθε θέση στηρίζονται δύο δευτερεύουσες δοκοί μήκους  $L_1 = 5,45\text{m}$  και  $L_2 = 5,20\text{m}$ .



Σχήμα 4.20: Αντιδράσεις δευτερευουσών δοκών στην κύρια

#### ❖ Φάση κατασκευής χωρίς προσωρινή υποστήριξη

Κατά τη φάση κατασκευής χωρίς προσωρινή υποστήριξη το στατικό προσομοίωμα είναι αμφιέριστη δοκός.

Θα γίνει πρώτα ο έλεγχος παραμορφώσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας για να δούμε αν είναι κρίσιμο το βέλος κάμψης της σιδηροδοκού από τα ίδια βάρη.

Βέλος κάμψης στο μέσο λόγω ομοιόμορφου κατανεμημένου ίδιου βάρους:

$$\delta_{11} = \frac{5 \cdot g_{\text{HEA200}} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = 0,1 \text{ cm}$$

Βέλος κάμψης στο μέσο λόγω συγκεντρωμένου φορτίου:

$$\delta_{12} = \frac{R_1 \cdot x_1}{24 \cdot E \cdot I} \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot x_1^2) = 1,6 \text{ cm}$$

Συνολικό βέλος κάμψης:  $\delta_1 = \delta_{11} + \delta_{12} = 1,7 \text{ cm}$

Το τελικό μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος είναι ίσο με  $\delta_{\text{max}} = L/250 = 2,44 \text{ cm}$ . Επειδή το βέλος λόγω μόνιμων είναι αρκετά κοντά στο επιτρεπόμενο, θα τοποθετηθεί προσωρινή υποστήριξη.

#### ❖ Φάση κατασκευής με προσωρινή υποστήριξη

Κατά τη φάση κατασκευής με προσωρινή υποστήριξη στο μέσον της δοκού το στατικό προσομοίωμα είναι συνεχής δοκός δύο ίσων ανοιγμάτων  $l_1 = l_2 = l = 3,05 \text{ m}$ .

##### ▪ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

#### i. Αντοχή

Το φορτίο σχεδιασμού είναι:

$$q_{\text{sd}} = 1,35 \cdot g_{\text{HEA140}} + 1,35 \cdot (R_1 + R_2)$$

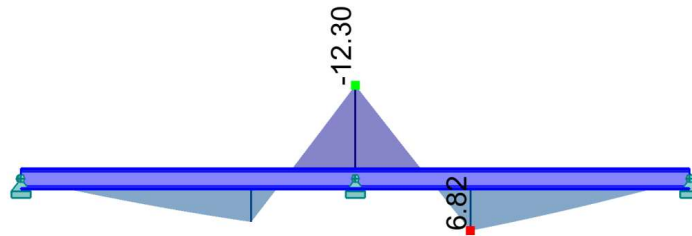
##### • Αντοχή διατομής

$$\text{Κάμψη: } M_{\text{pl,Rd}} = \frac{W_{\text{ply}} \cdot f_y}{\gamma_{\text{M0}}} = 118,10 \text{ kNm}$$

$$\text{Διάτμηση: } V_{\text{pl,Rd}} = \frac{A_{\text{vz}} \cdot f_y}{\gamma_{\text{M0}} \cdot \sqrt{3}} = 287,10 \text{ kN}$$

- Έλεγχος διατομής

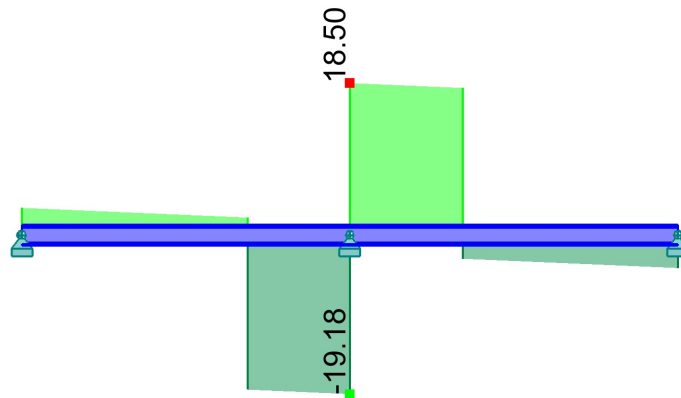
Κάμψη:  $M_{Ed}=12,30\text{kNm} < M_{pl,Rd}$  ✓



**Σχήμα 4.21:** Διάγραμμα ροπών κάμψης κύριας δοκού στη φάση κατασκευής (kNm)

Διάτμηση:  $V_{Ed}=37,68\text{kN} < V_{pl,Rd}$  ✓

$V_{Ed} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 143,55\text{kN}$  οπότε δεν χρειάζεται να γίνει απομείωση της ροπής αντοχής



**Σχήμα 4.22:** Διάγραμμα τεμνουσών κύριας δοκού στη φάση κατασκευής (kN)

## ii. Ευστάθεια

Το χαλυβδόφυλλο είναι τοποθετημένο παράλληλα στον άξονα της δοκού και δεν προσφέρει πλευρική υποστήριξη. Αντιθέτως, στην κύρια δοκό προσφέρουν πλευρική υποστήριξη οι δευτερεύουσες δοκοί το οποίο δημιουργεί ευεργετικές συνθήκες στον έλεγχο σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Σε συνδυασμό και με τις αρκετά μικρές δρώσες ροπές, σε σχέση με την αντοχή της διατομής, ο έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό δεν θεωρήθηκε κρίσιμος και δεν ελέγχθηκε.

### ▪ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

#### i. Παραμορφώσεις

Το μέγιστο βέλος βρίσκεται στο σημείο που ασκείται το συγκεντρωμένο φορτίο και είναι ίσο με:

$$\delta_1 = \frac{R_1 \cdot x_1^2 \cdot (l - x_1)^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot l} = 0,08\text{cm}$$

#### 4.4.2 Φάση λειτουργίας

Κατά τη φάση λειτουργίας το σκυρόδεμα έχει, πλέον, αναπτύξει την αντοχή του οπότε έχει επιτευχθεί η σύμμικτη λειτουργία πλάκας-δοκού.

Σ' αυτή τη φάση η δοκός φορτίζεται με τις αντιδράσεις των δευτερευουσών δοκών που προκύπτουν από τους συνδυασμούς φόρτισης όλων των φορτίων του φορέα (μόνιμα, κινητά, δράσεις χιονιού, δράσεις ανέμου).

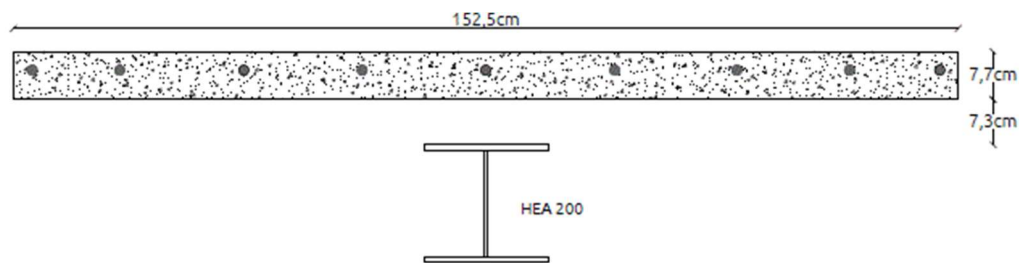
#### ▪ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

##### ι. Αντοχή

Ο υπολογισμός των ροπών αντοχής της διατομής δίνεται με πλαστική ανάλυση.

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της σύμμικτης διατομής, όπως φαίνονται και στο σχήμα, είναι τα ακόλουθα:

- Συνολικό πάχος πλάκας :  $h=15\text{cm}$
- Πάχος σκυροδέματος :  $h_c=7,7\text{cm}$
- Ύψος χαλυβδόφυλλου :  $h_p=7,3\text{cm}$
- Εμβαδόν σκυροδέματος :  $A_c=h_c \cdot b_{\text{eff}}=1174,25\text{cm}^2$



Σχήμα 4.23: Διατομή σύμμικτης κύριας δοκού

##### • Αντοχή διατομής

Θλιπτική δύναμη σκυροδέματος:

$$F_c = A_c \cdot f_{cd} = 1663,52 \text{ kN}$$

Εφελκυστική δύναμη σιδηροδοκού:

$$F_a = A_a \cdot f_{yd} = 1480,32 \text{ kN}$$

Επειδή  $F_c > F_a$ , η θέση του ουδέτερου άξονα βρίσκεται εντός της πλάκας σκυροδέματος ώστε να υπάρχει ισορροπία εσωτερικών δυνάμεων. Συνεπώς είναι Κατηγορία 1.

$$z_0 = \frac{F_a}{b_{\text{eff}} \cdot f_{cd}} = 6,9 \text{ cm} < 7,7 \text{ cm}$$

Η πλαστική ροπή αντοχής της σύμμικτης διατομής είναι:

$$M_{pl,Rd} = F_a \cdot \left( z_a - \frac{z_0}{2} \right) = 311,96 \text{ kNm}$$

Οι τέμνουσες δυνάμεις παραλαμβάνονται μόνο από τον κορμό της σιδηροδοκού. Οπότε:

$$V_{pl,Rd} = 287,10 \text{ kN}$$

##### • Έλεγχος αντοχής

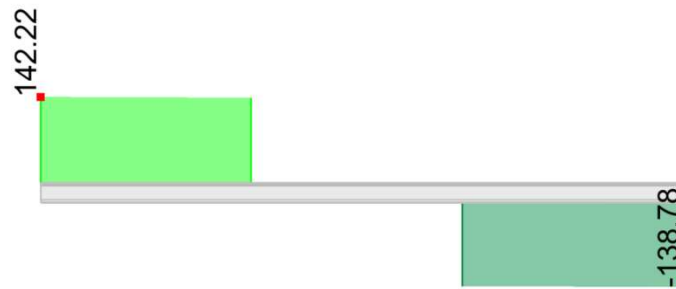
Κάμψη:  $M_{Ed} = 290,19 \text{ kNm} < M_{pl,Rd} \checkmark$





**Σχήμα 4.24:** Διάγραμμα ροπών κάμψης κύριας δοκού στη φάση λειτουργίας (kNm)

Διάτμηση:  $V_{Ed}=142,22\text{kN} < V_{pl,Rd}$



**Σχήμα 4.25:** Διάγραμμα τεμνουσών κύριας δοκού στη φάση λειτουργίας (kN)

## ii. Ευστάθεια

Στη φάση λειτουργίας η πλάκα σκυροδέματος δημιουργεί ένα διάφραγμα με το οποίο εμποδίζει το λυγισμό του θλιβόμενου πέλματος καθώς και τη στροφή της δοκού. Συνεπώς, στη φάση αυτή του έργου δεν υπάρχει κίνδυνος στρεπτοκαμπτικού-πλευρικού λυγισμού και ο έλεγχος ευστάθειας δε χρειάζεται να γίνει.

## iii. Διατμητική σύνδεση

### • Διαμήκης διάτμηση

Η κύρια δοκός που εξετάζεται είναι αμφιέριστη οπότε στο τμήμα που εξετάζεται ισχύει παντού:

$$V_l = \sum T_l = F_c^+ = F_a^+$$

Συνεπώς εντός του κρίσιμου μήκους της δοκού, δηλ. εντός του μισού μήκους της δοκού, η διαμήκης διάτμηση που ασκείται ισούται με:  $V_l = 1480,32\text{kN}$ .

### • Χαρακτηριστικά ήλων

Επιλέγονται ήλοι με βάση τον Πίνακα 4.9 διαμέτρου  $d=22\text{mm}$ , ύψους  $h=125\text{mm}$  και εφελκυστικής αντοχής  $f_u=500\text{MPa}$ .

Για τους ήλους θα πρέπει να ικανοποιούνται οι παρακάτω απαιτήσεις:

- Διάμετρος ήλου :  $d=22\text{mm} < 2,5 \cdot t_f=25\text{mm} \checkmark$
- Ύψος ήλου :  $h_{sc}=125\text{mm} > h_p=73\text{mm} \checkmark$   
 $h_{sc}=125\text{mm} < h=150\text{mm} \checkmark$
- Υπερκάλυψη σκυροδέματος  $c$  :  $h-h_{sc}=25\text{mm} \geq 20\text{mm} \checkmark$

### • Αντοχή ήλου

Από τις Σχέσεις ( 4.4) και ( 4.5) προκύπτει η οριακή αντοχή ενός ήλου. Συνεπώς:

$$P_{Rd} = \min(P_{v,Rd}; P_{b,Rd}) = \min(121,64; 98,05) = 98,05\text{kN}$$

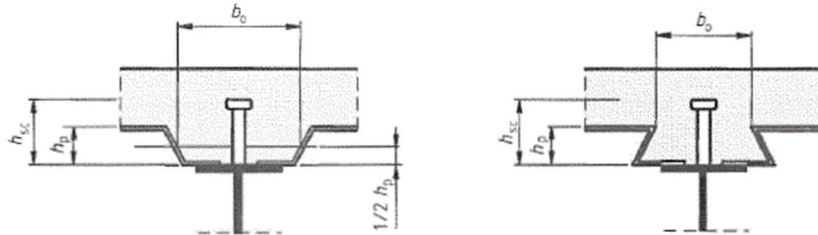
Εφόσον οι νευρώσεις του χαλυβδόφυλλου είναι παράλληλες στη δοκό, ο μειωτικός συντελεστής της αντοχής του ήλου δίνεται από τον τύπο:

$$k_i = 0,6 \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 \quad (4.10)$$

όπου,

$b_0$ : μέσο πλάτος αυλακώσεων, θα τοποθετήσουμε το χαλυβδόφυλλο έτσι ώστε να αρχίζει η κλίση στο άκρο της δοκού οπότε δημιουργείται κενό  $b-b_p=200-50=150\text{mm}$ . Άρα θα προκύψει  $b_0=72,5+150=225,5\text{mm}$

$h_{sc}=125\text{mm} < h_p+75\text{mm}=150\text{mm}$



**Σχήμα 4.26:** Δοκός με αυλακωτό χαλυβδόφυλλο παράλληλο στη δοκό

Οπότε προκύπτει  $k_i=1,3 > 1$ , άρα δεν απομειώνεται η αντοχή του ήλου.

#### • Κατανομή ήλων

Για να έχουμε πλήρη διατμητική κάλυψη της πλάκας ο απαραίτητος αριθμός ήλων είναι:  $n=V/P_{Rd}=1480,32/98,05=15,1$ , δηλ. 16 ήλοι στο μισό μήκος της δοκού.

Η κατανομή θα γίνει ελαστοπλαστική και όχι ομοιόμορφη πλαστική γιατί δεν ικανοποιείται το κριτήριο:

$$\frac{M_{pl,Rd}}{M_{pl,a,Rd}} = \frac{311,96}{118,11} = 2,64 > 2,5$$

Θεωρείται ότι στα ακραία  $l/4$  γίνεται πύκνωση ώστε η μεταβιβαζόμενη διαμήκης διάτμηση να είναι διπλάσια απ' ότι στο μέσο. Έτσι η κατανομή που προκύπτει είναι η εξής:

Για τα ακραία  $l/4$ , χρησιμοποιούνται 12 ήλοι οι οποίοι τοποθετούνται σε 1 σειρά με  $e_l=127\text{mm}$ . Δηλ.  $\Phi 22/127$ .

Για τη μέση, χρησιμοποιούνται 6 ήλοι οι οποίοι τοποθετούνται σε 1 σειρά με  $e_l=250\text{mm}$ . Δηλ.  $\Phi 22/250$ .

Οι ελάχιστες και οι μέγιστες αποστάσεις που πρέπει να ικανοποιούνται είναι οι παρακάτω:

Ελάχιστες διαμήκεις αποστάσεις :  $\min e_l = 5 \cdot d = 5 \cdot 22 = 110\text{mm}$

Μέγιστες διαμήκεις αποστάσεις :  $\max e_l = \min[6 \cdot (h_c + h_p); 800\text{mm}] = \min[6 \cdot 150; 800] = 800\text{mm}$

Ελάχιστες εγκάρσιες αποστάσεις :  $\min e_T = 4 \cdot d = 4 \cdot 22 = 88\text{mm}$

#### ▪ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

#### i. Παραμορφώσεις

Για τον προσδιορισμό του βέλους κάμψης θα ακολουθηθεί η διαδικασία των ισοδύναμων διατομών όπως αναλύθηκε και στις δευτερεύουσες δοκούς.

#### • Βέλος κάμψης λόγω πρόσθετων μόνιμων

Το μέτρο ελαστικότητας είναι ίσο με  $E_c=15250\text{MPa}$ , οπότε ο λόγος η προκύπτει ίσος με:  $\eta=13,77$

Τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά της διατομής είναι:

$$A_e = 142,94 \text{ cm}^2$$

$$z_e = 11,61 \text{ cm}$$

$$I_e = 18450,61 \text{ cm}^4$$

Οι αντιδράσεις λόγω πρόσθετων μόνιμων είναι  $R_1 = R_2 = 37,27 \text{ kN}$

Το βέλος κάμψης στο μέσο προκύπτει ίσο με:

$$\delta_{21} = \frac{R_1 \cdot x_1}{24 \cdot E \cdot I} \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot x_1^2) = 0,8 \text{ cm}$$

- Βέλος κάμψης λόγω μεταβλητών δράσεων

Το μέτρο ελαστικότητας είναι ίσο με  $E_c = 30500 \text{ MPa}$ , οπότε ο λόγος η προκύπτει ίσος με:  $\eta = 6,88$

Τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά της διατομής είναι:

$$A_e = 228,21 \text{ cm}^2$$

$$z_e = 13,91 \text{ cm}$$

$$I_e = 24013,14 \text{ cm}^4$$

Οι αντιδράσεις λόγω μεταβλητών δράσεων είναι  $R_1 = R_2 = 31,20 \text{ kN}$  και υπολογίστηκαν στο Robot Structural Analysis για το δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Το βέλος υπολογίστηκε στο πρόγραμμα για διατομή με τα χαρακτηριστικά της ισοδύναμης διατομής.

Το βέλος κάμψης στο μέσο προκύπτει ίσο με:

$$\delta_{22} = 0,53 \text{ cm}$$

- Συνολικό βέλος

Τελικώς, το συνολικό βέλος κάμψης στο μέσο του ανοίγματος στη φάση λειτουργίας ισούται με:

$$\delta_{\text{tot}} = \delta_1 + \delta_2$$

όπου,

$$\delta_1 = 0: \text{αφού υπάρχει προσωρινή υποστήριξη στο μέσο}$$

$$\delta_2 = \delta_{21} + \delta_{22} = 1,329 \text{ cm}$$

$$\delta_{22} = 0,53 \text{ cm} < L/300 = 2,03 \text{ cm} \checkmark$$

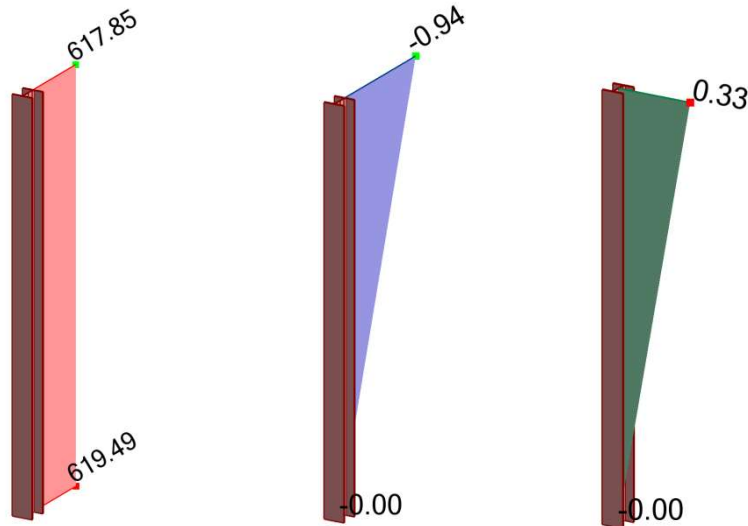
$$\text{Άρα } \delta_{\text{tot}} = 1,329 \text{ cm} < L/250 = 2,44 \text{ cm} \checkmark$$

## 4.5 ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

Η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος των υποστυλωμάτων πραγματοποιήθηκαν στο Robot Structural Analysis με επαναληπτική διαδικασία ώστε οι τελικές διατομές να επαρκούν έναντι των απαραίτητων ελέγχων αντοχής. Χρησιμοποιήθηκαν πρότυπες ελατές διατομές της σειράς HEA. Τα υποστυλώματα υπόκεινται σε θλίψη και διαξονική κάμψη.

Ακολουθεί ο έλεγχος του υποστυλώματος. Στο Παράρτημα Β παραθέτονται οι αναλυτικοί έλεγχοι όπως προέκυψαν από το πρόγραμμα.

Τα δρώντα εντατικά μεγέθη του υποστυλώματος του ισογείου φαίνονται στο Σχήμα 4.27.



**Σχήμα 4.27:** Διαγράμματα εντατικών μεγεθών  $N$  (kN),  $M_y$  (kNm),  $M_z$  (kNm) υποστυλώματος ισογείου

Παρατηρούμε ότι οι ροπές κάμψης είναι αμελητέες, οπότε και θα τις αγνοήσουμε για τους ελέγχους.

#### ▪ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

**Πίνακας 4.12:** Χαρακτηριστικά διατομής

HEA 180								
Γεωμετρικά χαρακτηριστικά	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{vz}$ (cm <sup>2</sup> )	$h$ (mm)	$b$ (mm)	$t_w$ (mm)	$t_f$ (mm)	$r$ (mm)	
	45,25	14,47	171	180	6	9,5	15	
Αδρανειακά χαρακτηριστικά	$W_{pl,y}$ (cm <sup>3</sup> )	$W_{pl,z}$ (cm <sup>3</sup> )	$I_y$ (cm <sup>4</sup> )	$I_z$ (cm <sup>4</sup> )	$i_y$ (cm)	$i_z$ (cm)	$I_t$ (cm <sup>4</sup> )	$I_w$ (cm <sup>6</sup> )
	324,9	156,5	2510	924,6	7,45	4,52	14,8	60210

#### ▪ ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

Η κατάταξη του κορμού γίνεται για τμήμα που υπόκειται σε θλίψη:

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{122}{6} = 20,33 \leq 72 \cdot \epsilon = 30,36$$

Άρα ο κορμός είναι Κατηγορία 1

Η κατάταξη πελμάτων γίνεται για τμήματα που υπόκειται σε θλίψη:

$$c = \frac{b-t_w}{2} - r = \frac{180-6}{2} - 15 = 72$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{72}{9,5} = 7,58 \leq 9 \cdot \epsilon = 8,28$$

Άρα τα πέλματα είναι Κατηγορία 1

Συνεπώς όλη η διατομή είναι Κατηγορία 1, οπότε μπορούμε να εφαρμόσουμε πλαστική ανάλυση για τον προσδιορισμό των αντοχών.

## ▪ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

### i. Αντοχή διατομής

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1244,41 > N_{Ed} \quad \checkmark$$

### ii. Αντοχή μέλους

Λόγω της θλιπτικής δύναμης το υποσύλωμα είναι ευάλωτο σε καμπτικό λυγισμό και στις δύο κύριες διευθύνσεις της διατομής. Το μήκος λυγισμού και στις δύο διευθύνσεις είναι ίσο με το ύψος του ορόφου, δηλ.  $L_y = L_z = h = 3,50\text{m}$ .

Η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό δίνεται από τη σχέση:

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

όπου,

$\chi$ : μειωτικός συντελεστής

Η καμπύλη λυγισμού της διατομής είναι η  $b$ , οπότε προκύπτει  $\alpha_{LT} = 0,34$ . Στο παρακάτω πίνακα φαίνονται οι τιμές της λυγηρότητας και της ανηγμένης λυγηρότητας και ο μειωτικός συντελεστής για τις δύο διευθύνσεις.

**Πίνακας 4.13:** Λυγηρότητα, ανηγμένη λυγηρότητα και μειωτικός συντελεστής για τις δύο διευθύνσεις

	Λυγηρότητα	Ανηγμένη λυγηρότητα	Μειωτικός συντελεστής
<b>Άξονας y-y</b>	46,99	0,54	0,87
<b>Άξονας z-z</b>	77,43	0,89	0,60

όπου,

$$\text{λυγηρότητα} : \lambda = L_{cr}/i \quad (4.12)$$

$$\text{χαρακτηριστική λυγηρότητα} : \lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon \quad (4.13)$$

$$\text{ανηγμένη λυγηρότητα} : \bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1 \quad (4.14)$$

Συνεπώς προκύπτει ο έλεγχος:

$$N_{b,Rd,y} = 1082,63 > N_{Ed} \quad \checkmark$$

$$N_{b,Rd,z} = 744,65 > N_{Ed} \quad \checkmark$$

## ▪ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

Η οριζόντια μετατόπιση είναι:

$$u_y = 0,3\text{cm} < h/300 = 1,16\text{cm} \quad \checkmark$$

## 4.6 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

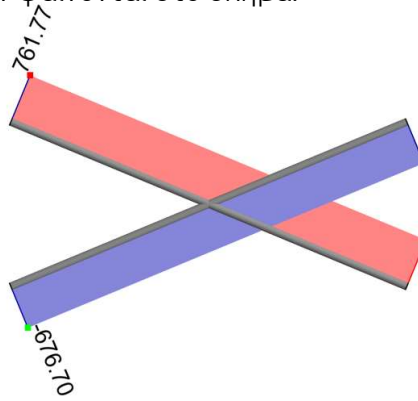
Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας δέχονται μόνο αξονικά φορτία και διαστασιολογήθηκαν θεωρώντας ότι λειτουργεί τόσο η εφελευκόμενη ράβδος όσο και η θλιβόμενη. Δηλαδή, η θλιβόμενη ράβδος ελέγχεται έναντι λυγισμού. Οι σύνδεσμοι συνδέονται μεταξύ τους στο μέσο, συνεπώς ως μήκος λυγισμού θεωρείται το μισό μήκος της ράβδου. Η μέγιστη καταπόνηση των συνδέσμων δυσκαμψίας πραγματοποιείται υπό τις σεισμικές δράσεις. Η διαστασιολόγηση έγινε με το

πρόγραμμα και τελικά επιλέχθηκαν δύο κοίλες διατομές λόγω της διαφοράς του μεγέθους των αξονικών δυνάμεων των ράβδων.

Ακολουθεί ο έλεγχος των συνδέσμων δυσκαμψίας και για τις τρεις διατομές. Στο Παράρτημα Β παραθέτονται οι αναλυτικοί έλεγχοι όπως προέκυψαν από το πρόγραμμα.

#### ❖ CHS 168,3x8

Οι αξονικές δυνάμεις των ράβδων φαίνονται στο σχήμα.



**Σχήμα 4.28:** Αξονικές δυνάμεις κατακόρυφων συνδέσμων διατομής CHS 168,3x8 (kN)

#### ▪ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

**Πίνακας 4.14:** Χαρακτηριστικά διατομής

CHS 168,3x8				
h (mm)	t (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	W <sub>pl</sub> (cm <sup>3</sup> )	i (cm)
168	8	40,3	205,74	5,7

#### ▪ ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

Η διατομή για να είναι Κατηγορία 1 πρέπει:  
 $h/t = 168/8 = 21 \leq 50 \cdot \varepsilon^2 = 42,32 \checkmark$

Άρα η διατομή είναι Κατηγορία 1.

#### ▪ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

##### i. Αντοχή διατομής

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1108,25 \text{ kN} > N_{Ed} \checkmark$$

##### ii. Αντοχή μέλους

Η καμπύλη λυγισμού για κοίλες διατομές θερμής έλασης είναι η α.

Η τιμή του μειωτικού συντελεστή  $\chi$  βρίσκεται από τη σχέση:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} \leq 1,0 \quad (4.15)$$

όπου,

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2] \quad (4.16)$$

Οι τιμές των παραμέτρων για τον προσδιορισμό της αντοχής του μέλους φαίνονται στον πίνακα.

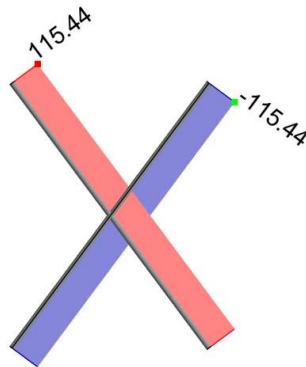
**Πίνακας 4.15:** Παράμετροι για τον προσδιορισμό της αντοχής του μέλους

Κρίσιμο μήκος (m)	Λυγηρότητα	Ανηγγμένη λυγηρότητα	Μειωτικός συντελεστής
4,57	80,61	0,93	0,71

Άρα προκύπτει:  
 $N_{b,Rd} = 792,28 > N_{Ed} \checkmark$

❖ **CHS 76,1x5**

Οι αξονικές δυνάμεις των ράβδων φαίνονται στο σχήμα.



**Σχήμα 4.29:** Αξονικές δυνάμεις κατακόρυφων συνδέσμων διατομής CHS 76,1x5 (kN)

▪ **ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ**

**Πίνακας 4.16:** Χαρακτηριστικά διατομής

CHS 76,1x5				
h (mm)	t (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	W <sub>pl</sub> (cm <sup>3</sup> )	i (cm)
76	5	11,2	25,32	2,5

▪ **ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ**

Η διατομή για να είναι Κατηγορία 1 πρέπει:  
 $h/t = 76/5 = 15,2 \leq 50 \cdot \varepsilon^2 = 42,32 \checkmark$

Άρα η διατομή είναι Κατηγορία 1.

## ▪ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

### i. Αντοχή διατομής

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 308 > N_{Ed} \checkmark$$

### ii. Αντοχή μέλους

Η καμπύλη λυγισμού για κοίλες διατομές θερμής έλασης είναι η α.

Οι τιμές των παραμέτρων για τον προσδιορισμό της αντοχής του μέλους φαίνονται στον πίνακα.

**Πίνακας 4.17:** Παράμετροι για τον προσδιορισμό της αντοχής του μέλους

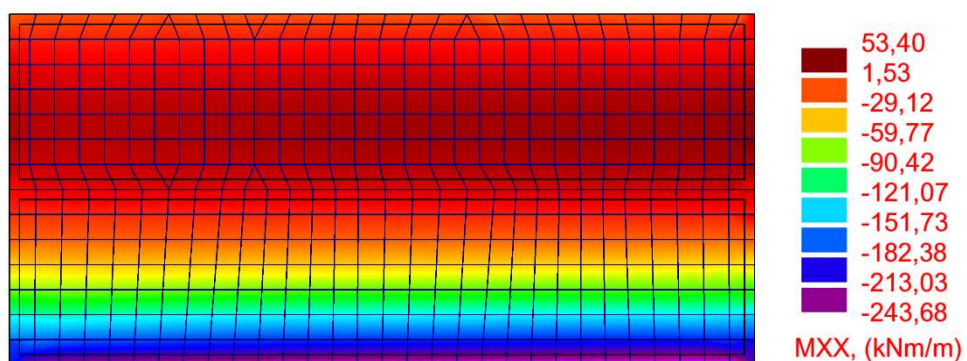
Κρίσιμο μήκος (m)	Λυγηρότητα	Ανηγγμένη λυγηρότητα	Μειωτικός συντελεστής
2,18	86,55	1	0,67

Άρα προκύπτει:

$$N_{b,Rd} = 205,42 > N_{Ed} \checkmark$$

## 4.7 ΤΟΙΧΟΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Το πάχος του τοίχου επιλέχθηκε ίσο με:  $t=0,30\text{m}$ . Η κύρια καταπόνηση του είναι κάμψη εκτός επιπέδου που προκαλούν οι εδαφικές ωθήσεις. Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 2, τοιχώματα τα οποία υπόκεινται κυρίως σε κάμψη εκτός επιπέδου οπλίζονται ως πλάκες. Ο κύριος οπλισμός του τοίχου είναι κατά την διεύθυνση του τοπικού άξονα  $x$ , δηλ. κατά τον κάθετο άξονα του. Ο οπλισμός του τοίχου θα υπολογιστεί με βάση τους συνδυασμούς στη οριακή κατάσταση αστοχία για καταστάσεις διάρκειας και για καταστάσεις σεισμού. Στο Σχήμα 4.30 φαίνονται οι δυσμενέστερες ροπές κάμψης που ασκούνται κατά τον άξονα  $x$  με κρισιμότερο τον σεισμικό συνδυασμό για διεύθυνση σεισμού  $+y$ .

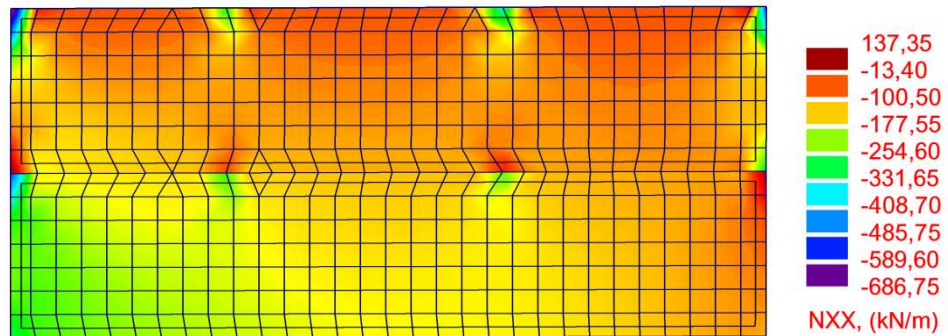


**Σχήμα 4.30:** Δράσεις ροπές για σεισμικό συνδυασμό  $M_x$  (kNm/m)

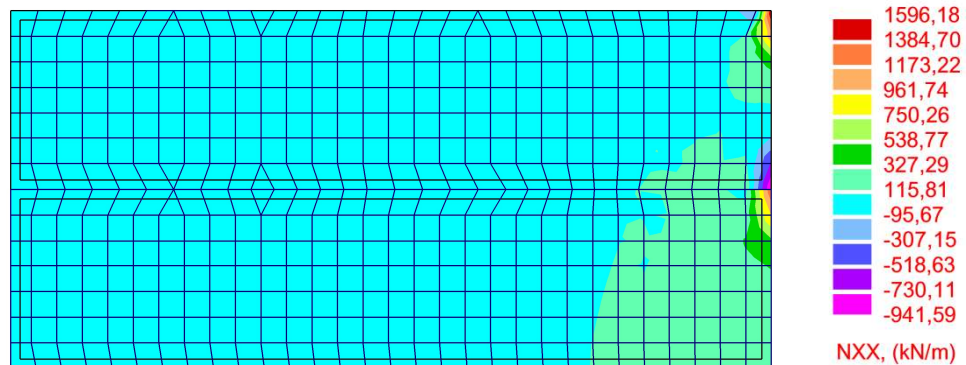
Επίσης, στον τοίχο μεταβιβάζονται τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής μέσω των αντιδράσεων των δοκών και των υποστυλωμάτων που στηρίζονται σ' αυτόν. Υπό τους στατικούς συνδυασμούς, ο τοίχος θλίβεται και παρατηρούμε ότι στα σημεία σύνδεσης των στοιχείων στον τοίχο η καταπόνηση



είναι πιο έντονη, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.31. Ενώ, υπό τους σεισμικούς συνδυασμούς παρατηρείται ότι αναπτύσσονται εφελκυστικές δυνάμεις, Σχήμα 4.32, οι οποίες είναι κυρίως έντονες στον κόμβο που ενώνονται οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά  $y$ .



**Σχήμα 4.31:** Αξονικές δυνάμεις  $N_x$  (kN/m) για στατικό συνδυασμό δράσεων



**Σχήμα 4.32:** Αξονικές δυνάμεις  $N_x$  (kN/m) για σεισμικό συνδυασμό δράσεων

Η όπλιση του τοίχου έγινε στο πρόγραμμα με βάση τις διατάξεις του EN1992 και ο οπλισμός υπολογίστηκε για τύπο όπλισης bending+compression/tension με περιορισμό να ικανοποιείται το ελάχιστο απαιτούμενο εμβαδόν οπλισμού. Το εμβαδόν του οπλισμού που απαιτείται στην εξωτερική (-) και εσωτερική (+) παρειά του τοίχου κατά την κύρια διεύθυνση, δίνεται στα Σχήματα 4.33 και 4.34.

4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	23,71
4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	13,45
4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52
4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	5,67
4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	6,70	12,50
5,00	5,00	5,26	5,47	5,63	5,81	5,92	6,11	6,35	6,66	7,08	7,91	8,63	9,78	12,50
14,98	15,12	15,45	15,75	16,04	16,31	16,51	16,78	17,10	17,54	18,11	18,86	19,46	19,46	19,88
22,04	22,30	22,60	22,96	23,32	23,65	23,88	24,20	24,62	25,06	25,60	26,38	27,27	27,56	27,56

**Σχήμα 4.33:** Απαιτούμενος οπλισμός  $A_x(-)$  (cm<sup>2</sup>/m)

4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	7,23	32,19	
4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,53	4,88	5,36	5,96	7,23	18,71
4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,56	4,77	5,14	5,70	6,24	6,50	6,54
4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,56	4,77	5,14	5,70	6,24	6,50	10,71
4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	5,34	5,34	4,52	4,78	5,47	15,46	
4,99	4,73	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	5,34	5,34	4,52	4,52	4,76	15,46	
5,37	5,06	4,67	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52
5,37	5,06	4,67	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52

Σχήμα 4.34: Απαιτούμενος οπλισμός  $A_x(+)$  ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )

Ο οπλισμός, λοιπόν, που τοποθετείται είναι στην εξωτερική παρειά  $\Phi 20/11$  ( $A_s=28,56\text{cm}^2/\text{m}$ ) μέχρι το  $1/4$  του ύψους και στο υπόλοιπο ύψος συνεχίζει  $\Phi 20/22$  ( $A_s=14,28\text{cm}^2/\text{m}$ ) και στην εσωτερική παρειά τοποθετείται  $\Phi 20/27$  ( $A_s=11,64\text{cm}^2/\text{m}$ ). Κατά τον άξονα  $y$ , τοποθετείται  $\Phi 16/22$  ( $A_s=9,14\text{cm}^2/\text{m}$ ). Στα σημεία που ενώνεται ο τοίχος με τους χιαστοί συνδέσμους και παρατηρούμε ότι απαιτείται αυξημένος οπλισμός θα γίνει τοπική κατασκευαστική πύκνωση του οπλισμού και στις δύο διευθύνσεις ώστε ο οπλισμός σε συνδυασμό με τα αγκύρια που θα τοποθετηθούν για την σύνδεση να αναλαμβάνουν τον τοπικό εφελκυσμό που παρουσιάζεται.

Ο οπλισμός πρέπει να τηρεί τις κατασκευαστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 2.

Κύριος οπλισμός:

$$A_{s,\min}=0,26 \cdot (f_{ctm}/f_{yk}) \cdot b \cdot d = 4,51\text{cm}^2/\text{m} > 0,0013 \cdot b \cdot d = 4,51\text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,\max}=0,04 \cdot A_c = 108\text{cm}^2/\text{m}$$

$$s_{\max}=\min(3 \cdot h; 40\text{cm})=40\text{cm}$$

Δευτερεύων οπλισμός:

$$A_{s,2}=0,2 \cdot A_s = 0,2 \cdot 28,56 = 5,71\text{cm}^2/\text{m}$$

$$s_{\max}=\min(3,5 \cdot h; 45\text{cm})=45\text{cm}$$

Επίσης γίνεται έλεγχος σε διάτμηση, αφού ο Ευρωκώδικας αναφέρει ότι οπλισμός διάτμησης τοποθετείται για πλάκες με ύψος  $> 20\text{cm}$ . Η τέμνουσα για την οποία δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης ή τοποθετείται ο ελάχιστος δίνεται από τη σχέση:

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \geq (V_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.17)$$

όπου,

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1,86 \leq 2$$

$$\rho_l = A_{sl}/(b \cdot d) = 28,56/(100 \cdot 25) = 0,011$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 0 \text{ (δυσμενέστερο)}$$

$$b_w = 1000\text{mm}$$

$$d = 250\text{mm}$$

$$C_{Rd,c} = 0,12$$

$$V_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,44$$

$$\text{Άρα } V_{Rd,c} = 168,42\text{kN/m}$$

Η μέγιστη τέμνουσα που ασκείται με κρισιμότερο τον σεισμικό συνδυασμό είναι  $V_{Ed} = 155,53\text{kN/m}$ . Άρα δεν τοποθετείται οπλισμός διάτμησης.



## 5 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ

### 5.1 ΓΕΝΙΚΑ

Οι συνδέσεις αποτελούν σημαντικό κομμάτι στη διαστασιολόγηση μιας κατασκευής καθώς αναλαμβάνουν τη μεταφορά των εντατικών μεγεθών ανάμεσα στα μέλη του φορέα. Τα προκατασκευασμένα τμήματα μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους, ώστε να συνθέσουν το συνολικό φορέα. Η διαμόρφωσή τους απαιτεί ιδιαίτερη λεπτομέρεια ώστε τα φορτία να μεταβιβάζονται σωστά από μέλος σε μέλος και η συμπεριφορά του φορέα να είναι ικανοποιητική και σύμφωνη με τη μελέτη.

Στη συγκεκριμένη κατασκευή, οι συνδέσεις μεταξύ των μελών είναι απλές, δηλ. παραλαμβάνουν και μεταφέρουν μόνο αξονικές και τέμνουσες δυνάμεις, επιτρέποντας τις στροφές που προκύπτουν λόγω των δράσεων σχεδιασμού χωρίς να αναπτύσσουν σημαντικές ροπές. Οι συνδέσεις μελετήθηκαν με τη βοήθεια του προγράμματος Robot Structural Analysis καθώς επίσης και στο χέρι επειδή το πρόγραμμα έχει τη δυνατότητα για υπολογισμό ορισμένων τύπων συνδέσεων. Ενδεικτικά οι συνδέσεις που υπολογίστηκαν είναι:

- Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας CHS 219,3x5 – Υποστυλώματος HEA 180
- Κύριας δοκού HEA 200 – Υποστυλώματος HEA 180
- Δευτερεύουσας δοκού HEA 140 – Κύριας δοκού HEA 200
- Θεμελίωση υποστυλώματος

### 5.2 ΣΥΝΔΕΣΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ – ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Η σύνδεση της διαγωνίου με το υποστύλωμα σχεδιάζεται ως κοχλιωτή. Ένα έλασμα πάχους  $t=20\text{mm}$  θα συγκολληθεί με εξωραφές στη διαγώνιο κοίλης κυκλικής διατομής, το οποίο έπειτα θα συνδεθεί κοχλιωτά με δύο ελάσματα πάχους  $t=12\text{mm}$  το καθένα τα οποία είναι συγκολλητά στο πέλμα του υποστυλώματος.

Ο κατακόρυφος σύνδεσμος δυσκαμψίας είναι μέλος από το οποίο προσδοκάτε η απορρόφηση σεισμικής ενέργειας, γι' αυτό το λόγο επιθυμείται η διαρροή να γίνεται στην βασική διατομή της διαγωνίου και όχι στο έλασμα σύνδεσης, όπως αναφέρετε στις διατάξεις του EN 1998. Αυτό ικανοποιείται μέσω της σχέσης:

$$R_d \geq 1,2 \cdot R_{fy} \quad (5.1)$$

όπου,

$R_d$ : η οριακή αντοχή της σύνδεσης

$R_{fy}$ : η αντοχή διαρροής του πλαστικού μέλους

#### ▪ ΈΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΕΛΑΣΜΑΤΟΣ

Η επιλογή του πλάτους θα γίνει ώστε να ικανοποιείται η συνθήκη που αναφέρθηκε. Οπότε πρέπει να ικανοποιούνται οι παρακάτω ανισότητες.

$$t \cdot b \geq 1,2 \cdot A \rightarrow b \geq \frac{1,2 \cdot A}{t} \rightarrow b \geq 24,18\text{cm}$$

και

$$N_{u,Rd,ελ} \geq 1,2 \cdot N_{pl,Rd} \rightarrow \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \geq 1,2 \cdot N_{pl,Rd} \rightarrow b \geq \frac{1,2 \cdot N_{pl,Rd} \cdot \gamma_{M2}}{0,9 \cdot t \cdot f_u} + d_0 \rightarrow b \geq 25,17\text{cm}$$

όπου,

$A_{net}=t \cdot (b-2 \cdot d_0)$  : το απομειωμένο εμβαδόν της διατομής του ελάσματος, θα τοποθετηθούν 2 στήλες κοχλιών

$N_{pl,Rd}$  : η πλαστική αντοχή της διαγωνίου

Συνεπώς, επιλέγεται πλάτος ελάσματος  $b=26\text{cm}$ .

#### ▪ ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

Η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση της συγκόλλησης είναι:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 23,36 \text{ kN/cm}^2$$

όπου,

$\beta_w=0,85$  : συντελεστής συσχέτισης για ποιότητα χάλυβα S275

Επιλέγεται πάχος συγκόλλησης  $a=0,5\text{cm}$  για το οποίο πρέπει να ισχύει ο περιορισμός:

$$a \leq 0,7 \cdot t_{\min} = 0,7 \cdot \min(0,8;2) = 0,56 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Για την αντοχή σχεδιασμού της ραφής-σχισμής πρέπει να ισχύει:

$$F_{w,Rd} \geq 1,2 \cdot N_{pl,Rd} \rightarrow f_{vw,d} \cdot A_w \geq 1,2 \cdot N_{pl,Rd} \rightarrow l \geq \frac{1,2 \cdot N_{pl,Rd}}{f_{vw,d} \cdot 4 \cdot a} \rightarrow l \geq 28,45$$

όπου,

$A_w=4 \cdot a \cdot l$  : η συνολική επιφάνεια ραφής

Συνεπώς, επιλέγεται μήκος συγκόλλησης  $l=30\text{cm}$ .

#### ▪ ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Η αντοχή ενός κοχλίου σε διάτμηση ανά επίπεδο διάτμησης δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$F_{v,Rd} = \frac{a_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \quad (5.2)$$

Όπου,

$a_v=0,6$  : για ποιότητες κοχλιών 4.6,5.6 και 8.8

$A$  : εμβαδόν διατομής κοχλίου

Για δίτμητους κοχλίες M20 ποιότητας 8.8, η αντοχή είναι ίση με  $F_{v,Rd}=241,15\text{kN}$ .

Το πλήθος που απαιτείται ώστε να αναλάβει την δύναμη είναι:

$$m \cdot F_{v,Rd} \geq 1,2 \cdot N_{pl,Rd} \rightarrow m \geq 5,51$$

Θα τοποθετηθούν 6 κοχλίες σε 3 σειρές. Η τελική δύναμη που αναλαμβάνουν είναι:

$$\sum F_{v,Rd} = 1447,65 \text{ kN} \geq 1,2 \cdot N_{pl,Rd} = 1329,9 \text{ kN} \quad \checkmark$$

#### ▪ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΣΥΝΘΛΙΨΗ ΑΝΤΥΓΑΣ

Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας για κάθε κοχλίο δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (5.3)$$

όπου οι συντελεστές  $k_1$  και  $a_b$  ισούνται με,

$$a_b = \min \left( \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) \quad (5.4)$$

$$k_1 = \min \left( 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) \quad (5.5)$$

Επιλέγονται αποστάσεις  $e_2=70\text{mm}$  και  $p_2=120\text{mm}$ . Οπότε προκύπτει  $k_1=2,5$ .

Οι αποστάσεις  $e_1$  και  $p_1$  θα επιλεχθούν με βάση το κριτήριο ολκιμότητας, σύμφωνα με το οποίο καθοριστική θα πρέπει να είναι η αστοχία σε σύνθλιψη άντυνας οπών. Δηλ. πρέπει:

$$1,2 \cdot N_{pl,Rd} \leq F_{b,Rd} \leq F_{v,Rd} \rightarrow 1329,9 \leq 2064 a_b \leq 1446,65 \rightarrow 0,644 \leq a_b \leq 0,701$$

Με βάση την παραπάνω ανισότητα προκύπτουν οι περιορισμοί των αποστάσεων .

$$42,52\text{mm} \leq e_1 \leq 46,29\text{mm}$$

$$59,02\text{mm} \leq p_1 \leq 62,79\text{mm}$$

Επιλέγονται αποστάσεις  $e_1=45\text{mm}$  και  $p_1=60\text{mm}$ . Οπότε προκύπτει  $a_b=0,659$ .

Συνεπώς η αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας είναι  $F_{b,Rd}=1360,64\text{kN}$ .

#### ▪ ΈΛΕΓΧΟΣ ΑΠΟΣΤΑΣΕΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ

Οι αποστάσεις των κοχλιών πρέπει να είναι εντός των ορίων των μέγιστων και ελάχιστων αποστάσεων που φαίνονται στον πίνακα.

**Πίνακας 5.1:** Μέγιστες και ελάχιστες αποστάσεις μεταξύ κοχλιών και από τα άκρα

	Ελάχιστη	Εκτεθειμένος χάλυβας	Μέγιστη Μη εκτεθειμένος χάλυβας
<b>e1</b>	$1,2 \cdot d_0$	$4 \cdot t + 40\text{mm}$	
<b>e2</b>	$1,2 \cdot d_0$	$4 \cdot t + 40\text{mm}$	
<b>p1</b>	$2,2 \cdot d_0$	$\min(14 \cdot t; 200\text{mm})$	$\min(14 \cdot t; 200\text{mm})$
<b>p1</b>	$2,4 \cdot d_0$	$\min(14 \cdot t; 200\text{mm})$	$\min(14 \cdot t; 200\text{mm})$

Συνεπώς, για κοχλίες M20:

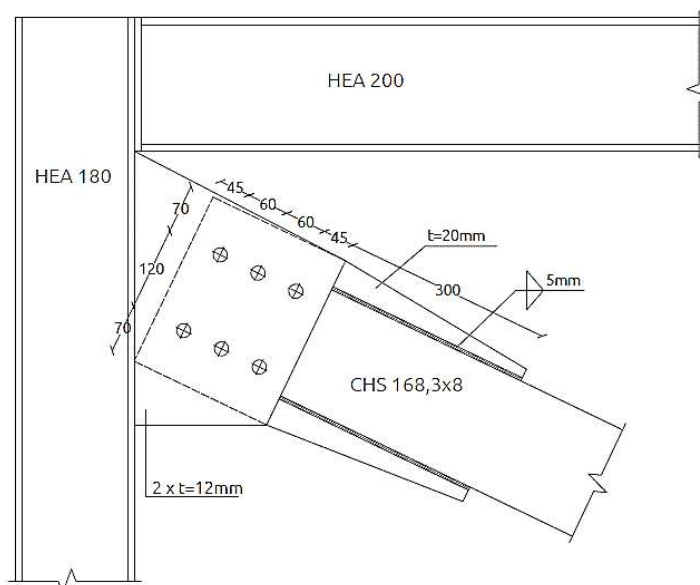
$$\min e_1 = \min e_2 = 26,4\text{mm} < 45\text{mm} \quad \checkmark$$

$$\min p_1 = 48,4\text{mm} < 60\text{mm} \quad \checkmark$$

$$\min p_2 = 52,8\text{mm} < 150\text{mm} \quad \checkmark$$

$$\max e_1 = \max e_2 = 88\text{mm} > 70\text{mm} \quad \checkmark$$

$$\max p_1 = \max p_2 = 168\text{mm} > 120\text{mm} \quad \checkmark$$



**Σχήμα 5.1:** Όψεις σύνδεσης κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας

### 5.3 ΣΥΝΔΕΣΗ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ – ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Η σύνδεση της κύριας δοκού με το υποστύλωμα γίνεται με μετωπική πλάκα η οποία συγκολλάται στην κύρια δοκό και κοχλιώνεται στο πέλμα του υποστυλώματος. Για την σύνδεση χρησιμοποιούνται κοχλίες M16 ποιότητας 8.8 και μετωπική πλάκα πάχους  $t_p=10\text{mm}$ , πλάτους  $b_p=200\text{mm}$ , ύψους  $h_p=190\text{mm}$  και ποιότητας S275. Θεωρήθηκε ότι η τέμνουσα ασκείται στην διεπιφάνεια μεταξύ του άκρου της δοκού και του υποστυλώματος. Η τιμή της τέμνουσας που πρέπει να αναλάβει η σύνδεση είναι  $V_{Ed}=138,75\text{kN}$ .

#### ▪ ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Οι κοχλίες της σύνδεσης είναι μονότμητοι, οπότε σύμφωνα με τη Σχέση ( 5.2)

Το πλήθος κοχλιών που απαιτείται για να παραλάβει την τέμνουσα είναι:

$$m \geq \frac{V_{Ed}}{F_{v,Rd}} = 3,19$$

Άρα, θα τοποθετηθούν 4 κοχλίες. Η δύναμη που μπορούν να αναλάβουν είναι:

$$\sum F_{v,Rd} = 308,83\text{kN} \geq V_{Ed} \checkmark$$

#### ▪ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΣΥΝΘΛΙΨΗ ΆΝΤΥΓΑΣ

Το πέλμα του υποστυλώματος είναι πιο λεπτό από τη μετωπική πλάκα, συνεπώς κίνδυνος σε σύνθλιψη άντυγας υπάρχει στο πέλμα. Οι κοχλίες έχουν τοποθετηθεί σε αποστάσεις:

$$e_1 = 45\text{mm} > \min e_1 = 15,6\text{mm} \checkmark$$

$$e_2 = 45\text{mm} > \min e_2 = 15,6\text{mm} \checkmark$$

$$p_1 = 100\text{mm} > \min p_1 = 28,6\text{mm} \checkmark$$

$$< \max p_1 = 126\text{mm} \checkmark$$

Με βάση τη Σχέση ( 5.3)

$$F_{b,Rd} = 298,13\text{kN} \geq V_{Ed} \checkmark$$

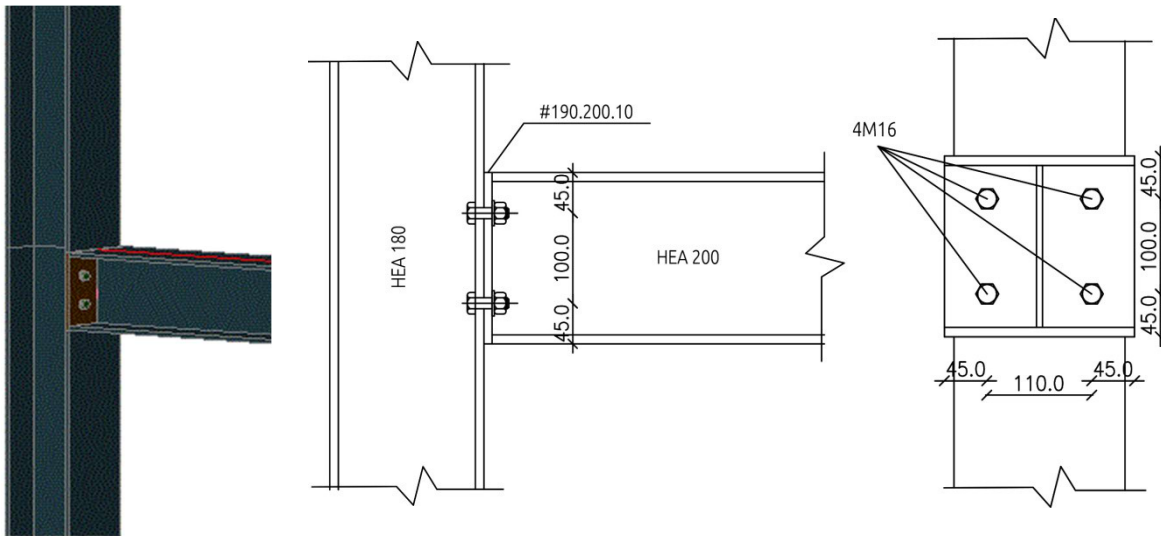
#### ▪ ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

Το πάχος της συγκόλλησης της μετωπικής πλάκας στον κορμό της δοκού επιλέγεται ίσο με  $a=3\text{mm}$ . Ισχύει ο περιορισμός  $a \leq 0,7 \cdot t_{\min} = 0,7 \cdot t_{w,b} = 3,85\text{mm}$ .

Η αντοχή σχεδιασμού της συγκόλλησης σε διάτμηση είναι  $f_{vw,d} = 23,36\text{kN/cm}^2$ , όπως υπολογίστηκε και στη σύνδεση των διαγωνίων.

Για να μην υπάρχει κίνδυνος αστοχίας της συγκόλλησης πρέπει η διατμητική τάση που μεταφέρεται να είναι μικρότερη από την αντοχή σχεδιασμού. Θεωρούμε ότι η συγκόλληση της σύνδεσης είναι εξωραφή που γίνεται εκατέρωθεν του κορμού. Συνεπώς:

$$\tau_2 = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot a \cdot d} = 17,25 < f_{vw,d} \checkmark$$



Σχήμα 5.2: Όψεις σύνδεσης δοκού – υποστύλματος

#### 5.4 ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΥΣΑΣ – ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ

Η σύνδεση της διαδοκίδας με την κύρια δοκό πρέπει να δημιουργεί ένα ενιαίο επίπεδο πάνω στο οποίο επικάθεται η πλάκα. Τέτοιου είδους σύνδεση, συνήθως πραγματοποιείται με απότμηση μέρους του κορμού της διαδοκίδας, το οποίο όμως μειώνει αρκετά την αντοχή της διατομής που απαιτείται για να παραληφθεί η τέμνουσα. Γι' αυτόν το λόγο θεωρήθηκε σκόπιμο να μην γίνει απότμηση της δευτερεύουσας δοκού. Η σύνδεση πραγματοποιείται με μετωπική πλάκα η οποία συγκολλάται στον κορμό της δευτερεύουσας δοκού και κοχλιώνεται σε πλάκα η οποία συγκολλάται στην κύρια δοκό. Έτσι, δημιουργείται ισοσταθμία διαδοκίδας – δοκού. Για την κοχλίωση χρησιμοποιήθηκαν κοχλίες M16 ποιότητας 8.8. Η διατομή που συγκολλάται στην κύρια δοκό έχει πάχος  $t_t=8\text{mm}$ , πλάτος  $b_t=190\text{mm}$  και ύψος  $h_t=140\text{mm}$ . Η μετωπική πλάκα έχει πάχος  $t_p=8\text{mm}$  και ύψος  $h_p=135\text{mm}$ . Χρησιμοποιήθηκε ποιότητα χάλυβα S275 και για τις δύο διατομές. Η τέμνουσα που πρέπει να αναλάβει η σύνδεση είναι  $V_{Ed}=83,6\text{kN}$  και θεωρείται ότι ασκείται στην διεπιφάνεια του άκρου της δοκού και της πλάκας.

##### ▪ ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Οι κοχλίες της σύνδεσης είναι μονότμητοι, οπότε σύμφωνα με τη Σχέση ( 5.2)

Το πλήθος κοχλιών που απαιτείται για να παραλάβει την τέμνουσα είναι:

$$m \geq \frac{V_{Ed}}{F_{v,Rd}} = 1,92$$

Άρα, θα τοποθετηθούν 2 κοχλίες. Η δύναμη που μπορούν να αναλάβουν είναι:

$$\sum F_{v,Rd} = 154,42\text{kN} \geq V_{Ed} \checkmark$$

##### ▪ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΣΥΝΘΛΙΨΗ ΑΝΤΥΓΑΣ

Οι κοχλίες τοποθετούνται σε απόσταση  $e_2=35\text{mm}$  και  $e_1=97\text{mm}$ . Συνεπώς, η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας σύμφωνα με τη Σχέση ( 5.3) προκύπτει:

$$F_{b,Rd} = 110,08\text{kN} > V_{Ed}/2$$



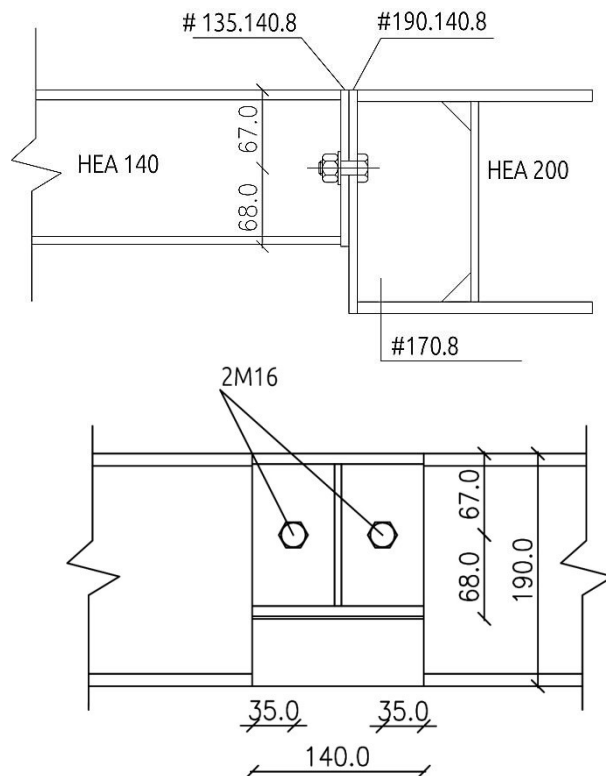
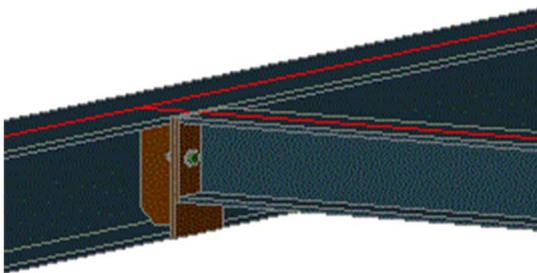
### ▪ ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΗΣΗΣ

Το πάχος της συγκόλλησης της μετωπικής πλάκας στον κορμό της δοκού επιλέγεται ίσο με  $a=3\text{mm}$ . Ισχύει ο περιορισμός  $a \leq 0,7 \cdot t_{\min} = 0,7 \cdot t_{w,b} = 3,85\text{mm}$ .

Η αντοχή σχεδιασμού της συγκόλλησης σε διάτμηση είναι  $f_{vw,d} = 23,36\text{kN/cm}^2$ , όπως υπολογίστηκε και στη σύνδεση των διαγωνίων.

Για να μην υπάρχει κίνδυνος αστοχίας της συγκόλλησης πρέπει η διατμητική τάση που μεταφέρεται να είναι μικρότερη από την αντοχή σχεδιασμού. Θεωρούμε ότι η συγκόλληση της σύνδεσης είναι εξωραφή που γίνεται εκατέρωθεν του κορμού. Συνεπώς:

$$\tau_2 = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot a \cdot d} = 15,15\text{kN/cm}^2 < f_{vw,d} \checkmark$$



Σχήμα 5.3: Όψεις σύνδεσης κύριας-δευτερεύουσας δοκού

## 5.5 ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Τα υποστυλώματα είναι αρθρωτά στη βάση τους. Αρθρωτή έδραση μπορούμε να πραγματοποιήσουμε με δύο αγκύρια τα οποία τοποθετούνται εκατέρωθεν του κορμού του υποστυλώματος επί του ισχυρού άξονα αδρανείας του. Προκειμένου να διατηρηθούν τα αγκύρια στη φάση κατασκευής σε σταθερές αποστάσεις μεταξύ τους, κοχλιώνονται σε μια επίπεδη πλάκα. Στη σύνδεση μεταφέρεται η αξονική του υποστυλώματος η οποία ισούται με  $N_{Ed} = 616,91\text{kN}$ . Η πλάκα έδρασης είναι ποιότητας S275, έχει διαστάσεις  $300 \times 300\text{mm}$  και πάχος  $t = 25\text{mm}$  ενώ για το θεμέλιο χρησιμοποιείται σκυρόδεμα C25/30 και έχει διαστάσεις  $600 \times 600\text{mm}$  και ύψος  $h = 300\text{mm}$ . Για την κοχλίωση χρησιμοποιούνται αγκύρια M20 ποιότητας 8.8. Η σύνδεση υπολογίστηκε στο Robot Structural Analysis. Παρουσιάζεται ο έλεγχος της σύνδεσης όπως προέκυψε από το πρόγραμμα.

## GEOMETRY

### COLUMN

Section:	HEA 180		
Bar no.:	9		
$L_c =$	3,50	[m]	Column length
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Inclination angle
$h_c =$	171	[mm]	Height of column section
$b_{fc} =$	180	[mm]	Width of column section
$t_{wc} =$	6	[mm]	Thickness of the web of column section
$t_{fc} =$	10	[mm]	Thickness of the flange of column section
$r_c =$	15	[mm]	Radius of column section fillet
$A_c =$	45,25	[cm <sup>2</sup> ]	Cross-sectional area of a column
$I_{yc} =$	2510,29	[cm <sup>4</sup> ]	Moment of inertia of the column section
Material:	S 275		
$f_{yc} =$	275,00	[MPa]	Resistance
$f_{uc} =$	430,00	[MPa]	Yield strength of a material

### COLUMN BASE

$l_{pd} =$	300	[mm]	Length
$b_{pd} =$	300	[mm]	Width
$t_{pd} =$	25	[mm]	Thickness
Material:	S275		
$f_{ypd} =$	275,00	[MPa]	Resistance
$f_{upd} =$	430,00	[MPa]	Yield strength of a material

### ANCHORAGE

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

Class =	8.8		Anchor class
$f_{yb} =$	640,00	[MPa]	Yield strength of the anchor material
$f_{ub} =$	800,00	[MPa]	Tensile strength of the anchor material
$d =$	20	[mm]	Bolt diameter
$A_s =$	2,45	[cm <sup>2</sup> ]	Effective section area of a bolt
$A_v =$	3,14	[cm <sup>2</sup> ]	Area of bolt section
$n_v =$	2		Number of bolt columns
$n_H =$	2		Number of bolt rows
$e_H =$	86	[mm]	Horizontal spacing
$e_v =$	100	[mm]	Vertical spacing

### Anchor dimensions

$L_1 =$	60	[mm]
$L_2 =$	250	[mm]

### Washer

$l_{wd} =$	60	[mm]	Length
$b_{wd} =$	60	[mm]	Width
$t_{wd} =$	10	[mm]	Thickness

### MATERIAL FACTORS

$\gamma_{M0} =$	1,00	Partial safety factor
$\gamma_{M2} =$	1,25	Partial safety factor
$\gamma_C =$	1,50	Partial safety factor

### SPREAD FOOTING

$L =$	600	[mm]	Spread footing length
$B =$	600	[mm]	Spread footing width
$H =$	300	[mm]	Spread footing height

### Concrete

Class	C25/30		
$f_{ck} =$	25,00	[MPa]	Characteristic resistance for compression

### Grout layer

$t_g =$	30	[mm]	Thickness of leveling layer (grout)
---------	----	------	-------------------------------------

$t_g =$	30	[mm]	Thickness of leveling layer (grout)
$f_{ck,g} =$	12,00	[MPa]	Characteristic resistance for compression
$C_{f,d} =$	0,30		Coeff. of friction between the base plate and concrete

## WELDS

$a_p =$	3	[mm]	Footing plate of the column base
---------	---	------	----------------------------------

## LOADS

Case: 33: COMB5\_kinito\_90\_+0.2 (1+4+8+9)\*1.35+10\*1.50+11\*0.75+(18+19+20+22)\*0.90

$N_{j,Ed} =$	-619,49	[kN]	Axial force
$V_{j,Ed,y} =$	0,09	[kN]	Shear force
$V_{j,Ed,z} =$	0,27	[kN]	Shear force

## RESULTS

### COMPRESSION ZONE

#### COMPRESSION OF CONCRETE

$f_{cd} =$	16,67	[MPa]	Design compressive resistance	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	22,22	[MPa]	Design bearing resistance under the base plate	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$				
$c =$	51	[mm]	Additional width of the bearing pressure zone	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	111	[mm]	Effective width of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	282	[mm]	Effective length of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	312,66	[cm <sup>2</sup> ]	Area of the joint between the base plate and the foundation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	1937,44	[cm <sup>2</sup> ]	Maximum design area of load distribution	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$				
$F_{rd,u} =$	1297,18	[kN]	Bearing resistance of concrete	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j =$	0,67		Reduction factor for compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j*F_{rd,u}/(b_{eff}*l_{eff})$				
$f_{jd} =$	27,66	[MPa]	Design bearing resistance	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} =$	679,59	[cm <sup>2</sup> ]	Bearing area for compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$				
$F_{c,Rd,n} =$	1879,65	[kN]	Bearing resistance of concrete for compression	[6.2.8.2.(1)]

#### RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE COMPRESSION ZONE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$				
$N_{j,Rd} =$	1879,65	[kN]	Resistance of a spread footing for axial compression	[6.2.8.2.(1)]

### CONNECTION CAPACITY CHECK

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,33 < 1,00	verified	(0,33)
---------------------------------------	-------------	----------	--------

### SHEAR

#### BEARING PRESSURE OF AN ANCHOR BOLT ONTO THE BASE PLATE

##### Shear force $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} =$	1,52		Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear	[Table 3.4]
$\alpha_{b,y} =$	1,00		Coeff. for resistance calculation $F_{1,vb,Rd}$	[Table 3.4]
$k_{1,y} =$	2,50		Coeff. taking account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shear	[Table 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y}*\alpha_{b,y}*f_{up}*d*t_p / \gamma_{M2}$				
$F_{1,vb,Rd,y} =$	430,00	[kN]	Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate	[6.2.2.(7)]

##### Shear force $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} =$	1,63		Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear	[Table 3.4]
$\alpha_{b,z} =$	1,00		Coeff. for resistance calculation $F_{1,vb,Rd}$	[Table 3.4]
$k_{1,z} =$	2,50		Coeff. taking account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shear	[Table 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z}*\alpha_{b,z}*f_{up}*d*t_p / \gamma_{M2}$				
$F_{1,vb,Rd,z} =$	430,00	[kN]	Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate	[6.2.2.(7)]

#### SHEAR OF AN ANCHOR BOLT

$\alpha_b =$	0,25		Coeff. for resistance calculation $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} =$	3,14	[cm <sup>2</sup> ]	Area of bolt section	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} =$	800,00	[MPa]	Tensile strength of the anchor material	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} =$	1,25		Partial safety factor	[6.2.2.(7)]

$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 49,86$ [kN]	Shear resistance of a bolt - without lever arm	[6.2.2.(7)]
$\alpha_M = 2,00$	Factor related to the fastening of an anchor in the foundation	CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s} = 0,75$ [kN*m]	Characteristic bending resistance of an anchor	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 53$ [mm]	Lever arm length	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} = 1,20$	Partial safety factor	CEB [3.2.3.2]

$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$		
$F_{v,Rd,sm} = 23,94$ [kN]	Shear resistance of a bolt - with lever arm	CEB [9.3.1]

**CONCRETE PRY-OUT FAILURE**

$N_{Rk,c} = 81,54$ [kN]	Design uplift capacity	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2,00$	Factor related to the anchor length	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Partial safety factor	CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,cp} = 75,50$ [kN]	Concrete resistance for pry-out failure	CEB [9.3.1]

**CONCRETE EDGE FAILURE****Shear force  $V_{j,Ed,y}$** 

$V_{Rk,c,y}^0 = 278$ [kN]	Characteristic resistance of an anchor	CEB [9.3.4.(a)]
$= 19$ [N]		

$\Psi_{A,V,y} = 0,55$	Factor related to anchor spacing and edge distance	CEB [9.3.4]
-----------------------	--	-------------

$\Psi_{h,V,y} = 1,08$	Factor related to the foundation thickness	CEB [9.3.4.(c)]
-----------------------	--	-----------------

$\Psi_{s,V,y} = 0,91$	Factor related to the influence of edges parallel to the shear load direction	CEB [9.3.4.(d)]
-----------------------	---	-----------------

$\Psi_{ec,V,y} = 1,00$	Factor taking account a group effect when different shear loads are acting on the individual anchors in a group	CEB [9.3.4.(e)]
------------------------	---	-----------------

$\Psi_{\alpha,V,y} = 1,00$	Factor related to the angle at which the shear load is applied	CEB [9.3.4.(f)]
----------------------------	--	-----------------

$\Psi_{ucr,V,y} = 1,00$	Factor related to the type of edge reinforcement used	CEB [9.3.4.(g)]
-------------------------	---	-----------------

$\gamma_{Mc} = 2,16$	Partial safety factor	CEB [3.2.3.1]
----------------------	-----------------------	---------------

$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 \cdot \Psi_{A,V,y} \cdot \Psi_{h,V,y} \cdot \Psi_{s,V,y} \cdot \Psi_{ec,V,y} \cdot \Psi_{\alpha,V,y} \cdot \Psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,y} = 68,97$ [kN]	Concrete resistance for edge failure	CEB [9.3.1]

**Shear force  $V_{j,Ed,z}$** 

$V_{Rk,c,z}^0 = 290,37$ [kN]	Characteristic resistance of an anchor	CEB [9.3.4.(a)]
------------------------------	--	-----------------

$\Psi_{A,V,z} = 0,50$	Factor related to anchor spacing and edge distance	CEB [9.3.4]
-----------------------	--	-------------

$\Psi_{h,V,z} = 1,09$	Factor related to the foundation thickness	CEB [9.3.4.(c)]
-----------------------	--	-----------------

$\Psi_{s,V,z} = 0,89$	Factor related to the influence of edges parallel to the shear load direction	CEB [9.3.4.(d)]
-----------------------	---	-----------------

$\Psi_{ec,V,z} = 1,00$	Factor taking account a group effect when different shear loads are acting on the individual anchors in a group	CEB [9.3.4.(e)]
------------------------	---	-----------------

$\Psi_{\alpha,V,z} = 1,00$	Factor related to the angle at which the shear load is applied	CEB [9.3.4.(f)]
----------------------------	--	-----------------

$\Psi_{ucr,V,z} = 1,00$	Factor related to the type of edge reinforcement used	CEB [9.3.4.(g)]
-------------------------	---	-----------------

$\gamma_{Mc} = 2,16$	Partial safety factor	CEB [3.2.3.1]
----------------------	-----------------------	---------------

$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \cdot \Psi_{A,V,z} \cdot \Psi_{h,V,z} \cdot \Psi_{s,V,z} \cdot \Psi_{ec,V,z} \cdot \Psi_{\alpha,V,z} \cdot \Psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,z} = 65,86$ [kN]	Concrete resistance for edge failure	CEB [9.3.1]

**SPLITTING RESISTANCE**

$C_{f,d} = 0,30$	Coeff. of friction between the base plate and concrete	[6.2.2.(6)]
------------------	--	-------------

$N_{c,Ed} = 619,49$ [kN]	Compressive force	[6.2.2.(6)]
--------------------------	-------------------	-------------

$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 185,85$ [kN]	Slip resistance	[6.2.2.(6)]

**SHEAR CHECK**

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,y} = 281,59$ [kN]	Connection resistance for shear	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	verified	(0,00)
------------------------------------	---------------	----------	--------

$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,z} = 281,59$ [kN]	Connection resistance for shear	CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	verified	(0,00)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	verified	(0,00)

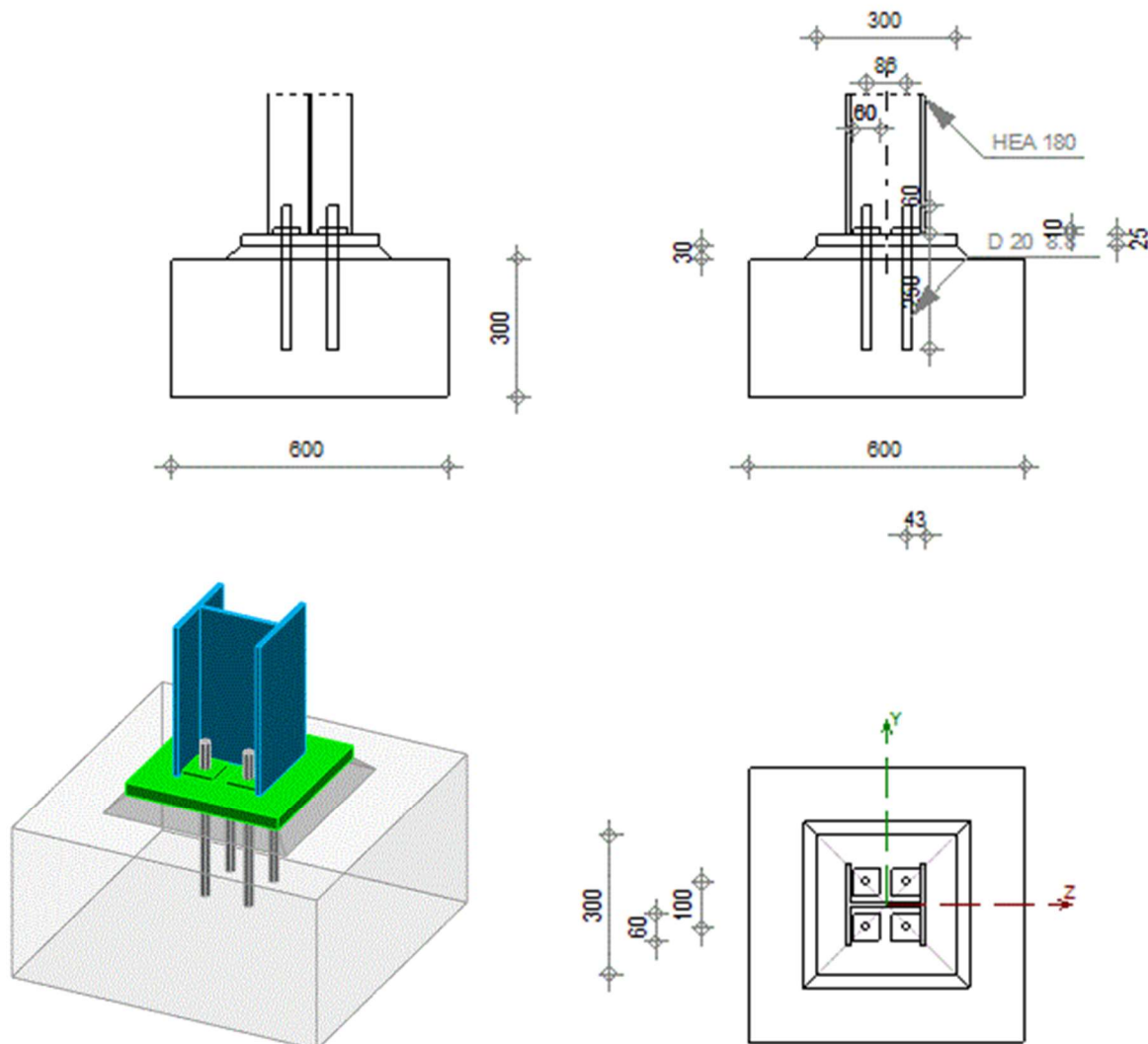
### WELDS BETWEEN THE COLUMN AND THE BASE PLATE

$\sigma_{\perp} =$	108,21	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	108,21	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	0,04	[MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	0,30	[MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,35 < 1,00$		verified	(0,35)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,53 < 1,00$		verified	(0,53)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,53 < 1,00$		verified	(0,53)

### WEAKEST COMPONENT:

WELDS JOINING THE COLUMN PIER WITH THE BASE PLATE

<b>Connection conforms to the code</b>	<b>Ratio</b> 0,53
--	-------------------



Σχήμα 5.4: Όψεις θεμελίωσης υποστύλωματος

## 6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ - ΑΝΑΚΕΦΑΛΑΙΩΣΗ

---

Από τη μόρφωση, την ανάλυση και τη διαστασιολόγηση της κατασκευής συμπεραίνουμε τα εξής:

- Η μορφολογία του εδάφους που κατασκευάζεται η συγκεκριμένη κατοικία καθιστά υποχρεωτική την χρήση φέροντος στοιχείου οργανισμού από οπλισμένο σκυρόδεμα ώστε να δέχεται τις ωθήσεις που δημιουργεί το έδαφος.
- Το προσομοίωμα της κατασκευής πρέπει να σχεδιάζεται ώστε να ανταποκρίνεται στην συμπεριφορά που θέλουμε να έχει η πραγματική κατασκευή.
- Τα δομικά στοιχεία διαστασιολογούνται με βάση το δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεων, ο οποίος διαφοροποιείται ανάλογα με την λειτουργία του κάθε δομικού στοιχείου. Οι κύριες δοκοί, οι δευτερεύουσες δοκοί και τα υποστυλώματα σχεδιάζονται ώστε να παραλαμβάνουν τις κατακόρυφες δράσεις που ασκούνται στην κατασκευή και διαστασιολογούνται με βάση το δυσμενέστερο συνδυασμό που προκύπτει για την οριακή κατάσταση αστοχίας για καταστάσεις διάρκειας (1,35G+1,50Q). Η σύμμικτη λειτουργία χάλυβα – σκυροδέματος προσφέρει πλήρη αποδοτικότητα σε αμφιέριστες δοκούς καθώς εκμεταλλευόμαστε πλήρως τις ιδιότητες των δύο συνεργαζομένων υλικών. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται ώστε να επαλληλίζονται με κατάλληλο τρόπο τα εντατικά μεγέθη των σύμμικτων διατομών κατά τις διάφορες φάσεις κατασκευής.
- Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετούνται ώστε να προσφέρουν πλευρική δυσκαμψία στην κατασκευή γι' αυτό το λόγο κρίσιμοι για το σχεδιασμό τους είναι οι σεισμικοί συνδυασμοί, σε συνδυασμό με τις υψηλές ωθήσεις γαίων λόγω της αντιστήριξης του εδάφους. Ως εκ τούτου, οι διατομές των συνδέσμων κατά τη διεύθυνση y είναι αρκετά μεγάλες, ενώ κρίθηκε απαραίτητος ο σχεδιασμός της θλιβόμενης διαγωνίου με επαρκή αντοχή έναντι λυγισμού.
- Ο τοίχος οπλισμένου σκυροδέματος λειτουργεί ως τοίχος αντιστήριξης του εδάφους και διαστασιολογείται έναντι κάμψης. Η ύπαρξη του, δημιουργεί "ανομοιομορφία" της δυσκαμψίας του κτιρίου κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις όπως παρατηρήθηκε από τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης.
- Ο σχεδιασμός του κτιρίου έγινε για περιορισμένη πλαστιμότητα ώστε να περιοριστούν οι μετακινήσεις λόγω σεισμού, επειδή λόγω της πλευρικής ώθησης που δίνει το έδαφος στο κτίριο διαφορετικός σχεδιασμός θα οδηγούσε σε μεγάλες παραμορφώσεις.



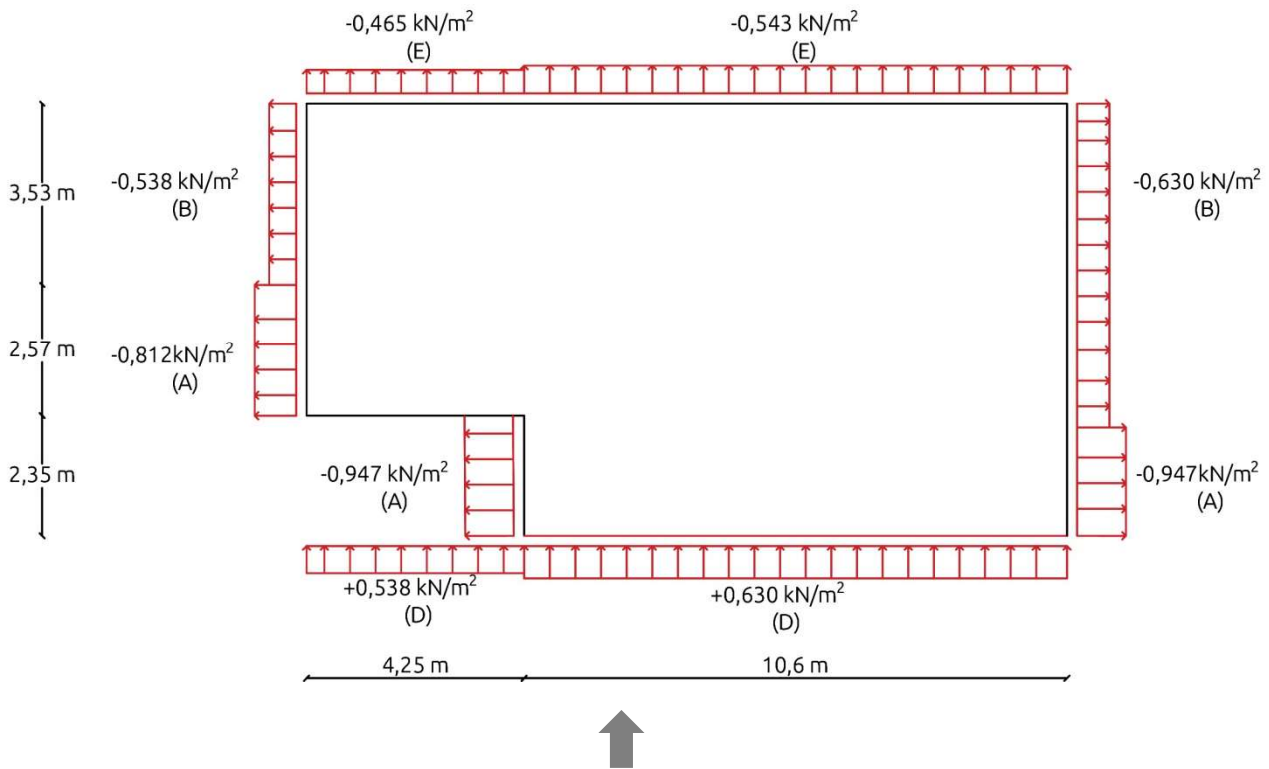
## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2013): «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005): «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων». Εκδόσεις Κλειδάριθμος
3. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ.,(2013): «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών». Εκδόσεις Κλειδάριθμος
4. Βάγιας Ι. (2003):«Σιδηρές κατασκευές Ανάλυση και διαστασιολόγηση».Εκδόσεις Κλειδάριθμος
5. Ερμόπουλος Ι.(2005): «Ευρωκώδικας 1-Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών: Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής».Εκδόσεις Κλειδάριθμος
6. Βάγιας Ι. (2010): «Σύμμικτες Κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος
7. Γεωργιάδης Κ., Γεωργιάδης Μ. (2011): «Στοιχεία εδαφομηχανικής». Εκδόσεις Ζήτη
8. EN-1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002
9. EN-1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-3:Γενικές δράσεις-Φορτία χιονιού , CEN, Ιούλιος 2003
10. EN-1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-4: Δράσεις Ανέμου, CEN, Απρίλιος 2005
11. EN-1992-1-1 Ευρωκώδικας 2, «Σχεδιασμός φορέων από σκυρόδεμα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004
12. EN-1993-1-3, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004
13. EN-1993-1-8, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-8: Σχεδιασμός κόμβων, CEN, Απρίλιος 2004
14. EN-1994-1-1, Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων φορέων από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Σεπτέμβριος 2004.
15. EN 1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.
16. Ο.Α.Σ.Π.- Σ.Π.Μ.Ε (2001): Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ 2000)
17. Έλαστρον Α.Ε.Β.Ε. , «Τεχνικό εγχειρίδιο χαλυβδόφυλλου Symdeck 73»
18. Γκαζέτας Γ., (2010): «Σημειώσεις εδαφομηχανικής». Έκδοση 2.10 Τομέας Γεωτεχνικής, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ

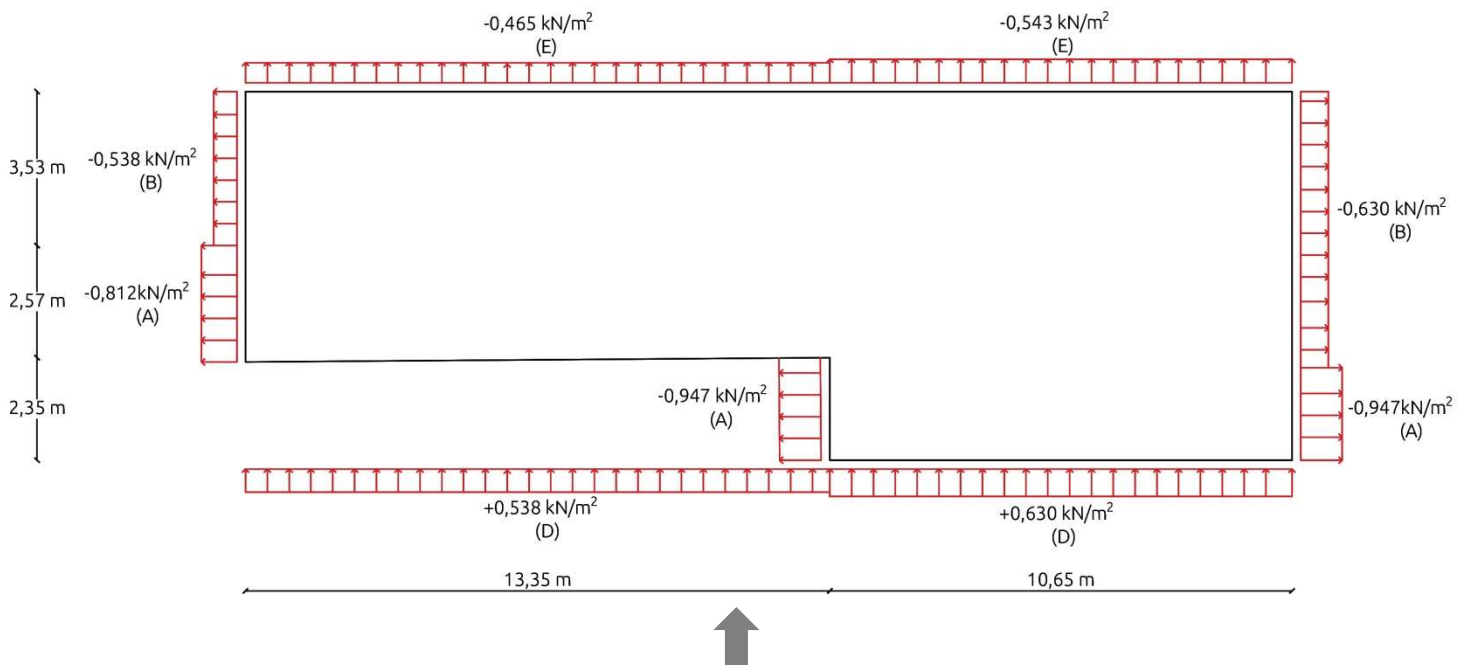




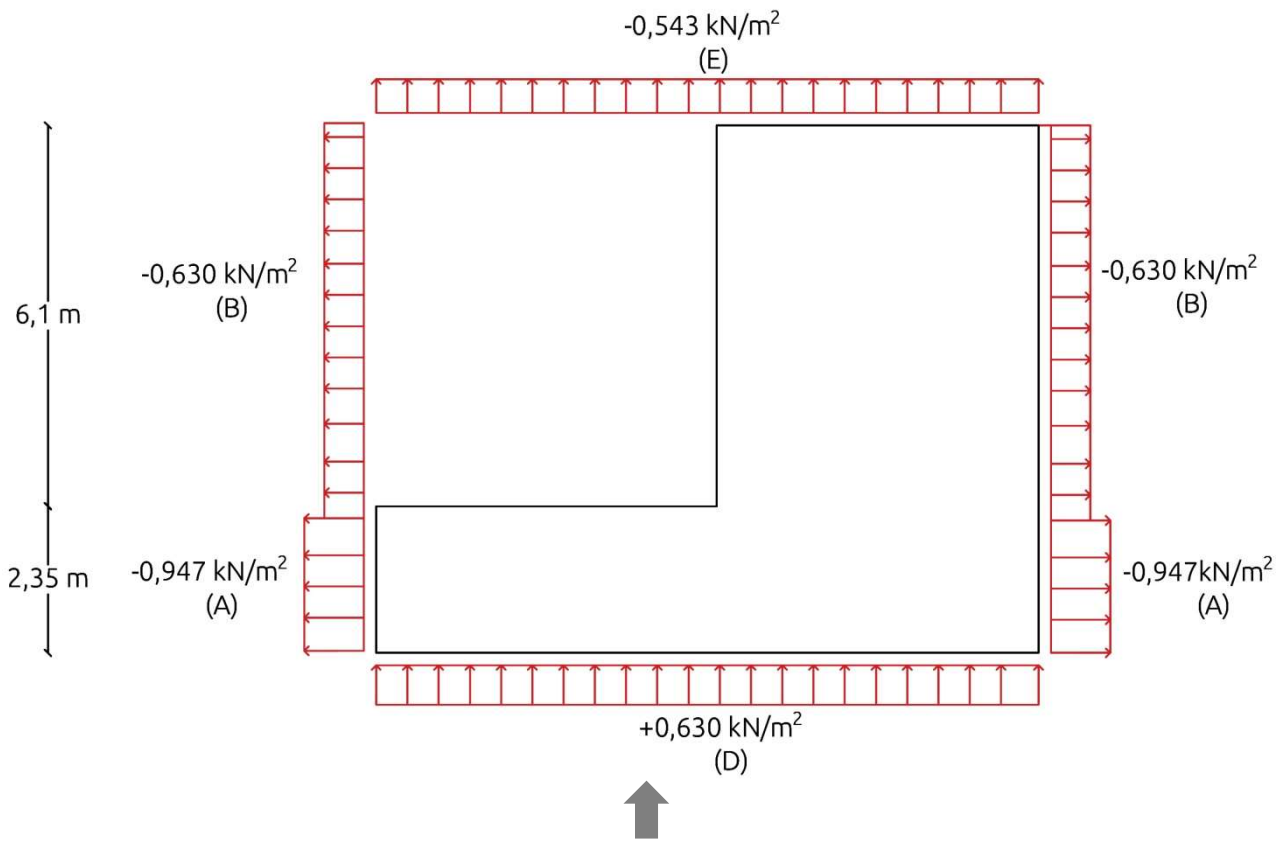
## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΦΟΡΤΙΑ ΑΝΕΜΟΥ



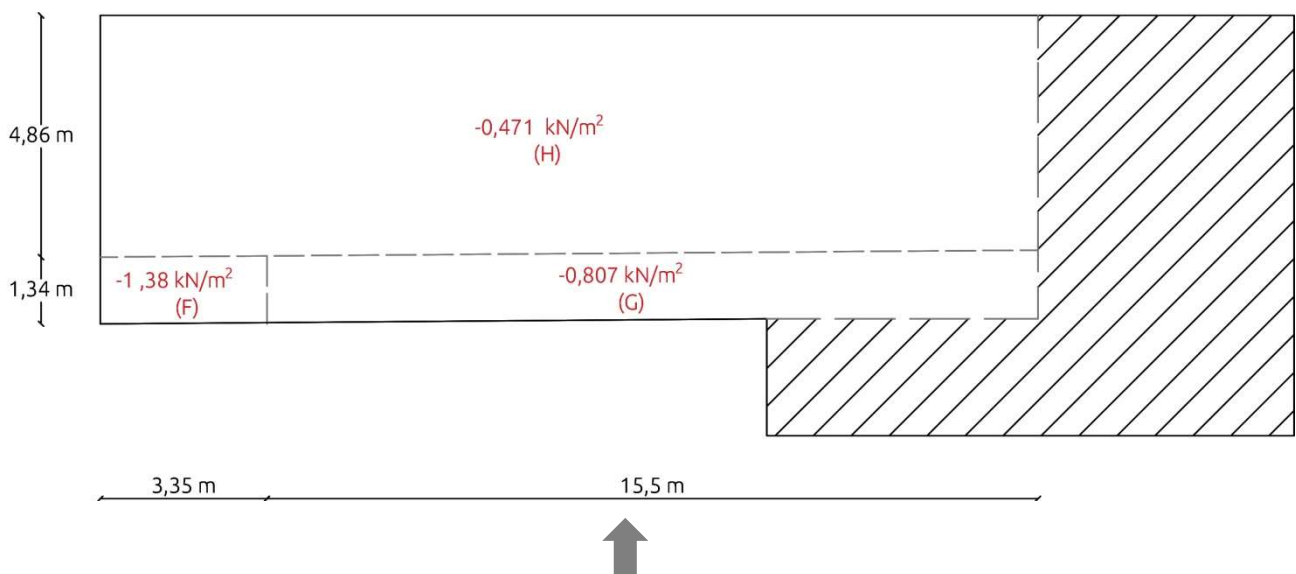
Σχήμα Α 1: Εξωτερικές πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών ισογείου,  $\theta=0^\circ$



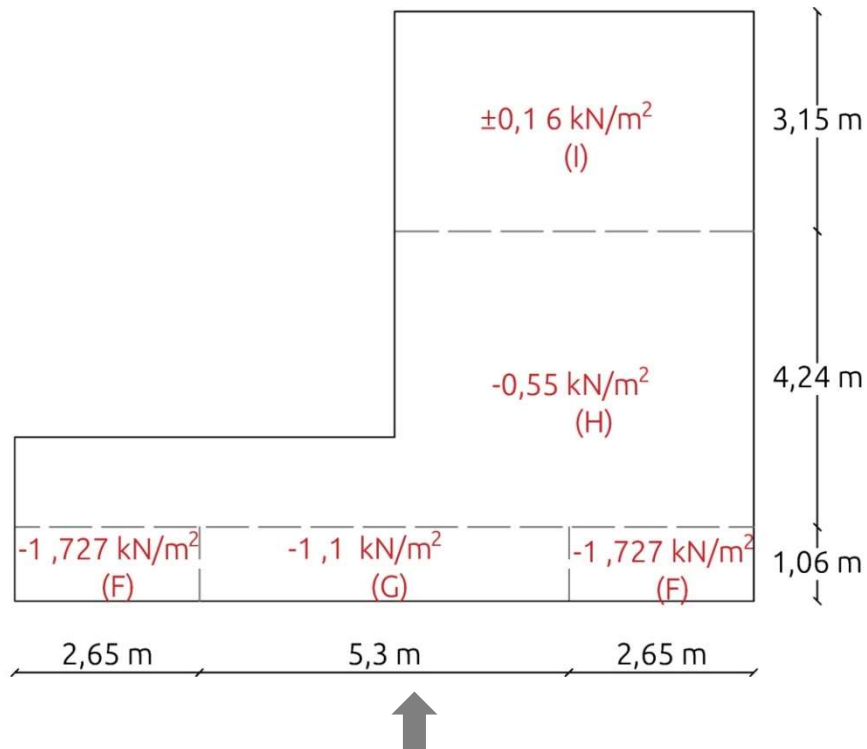
Σχήμα Α 2: Εξωτερικές πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών 1<sup>ου</sup> ορόφου,  $\theta=0^\circ$



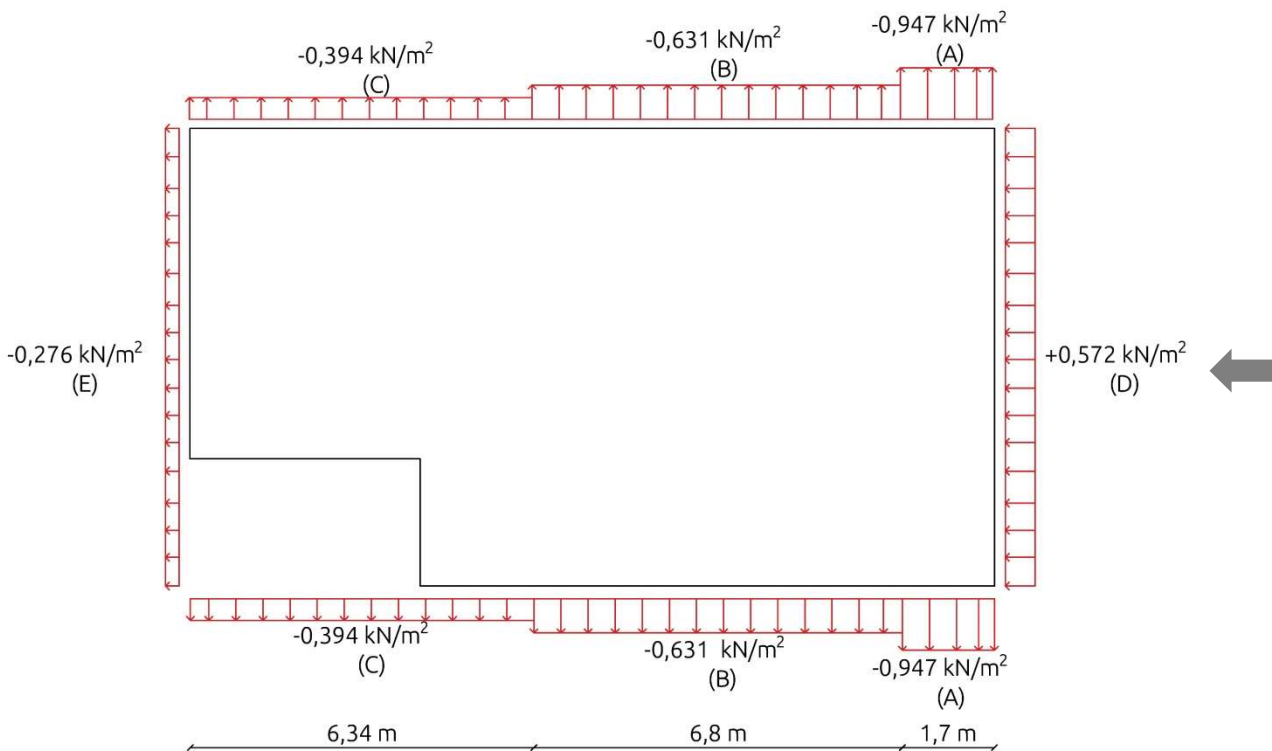
**Σχήμα A 3:** Εξωτερικές πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών 2<sup>ου</sup> ορόφου,  $\theta = 0^\circ$



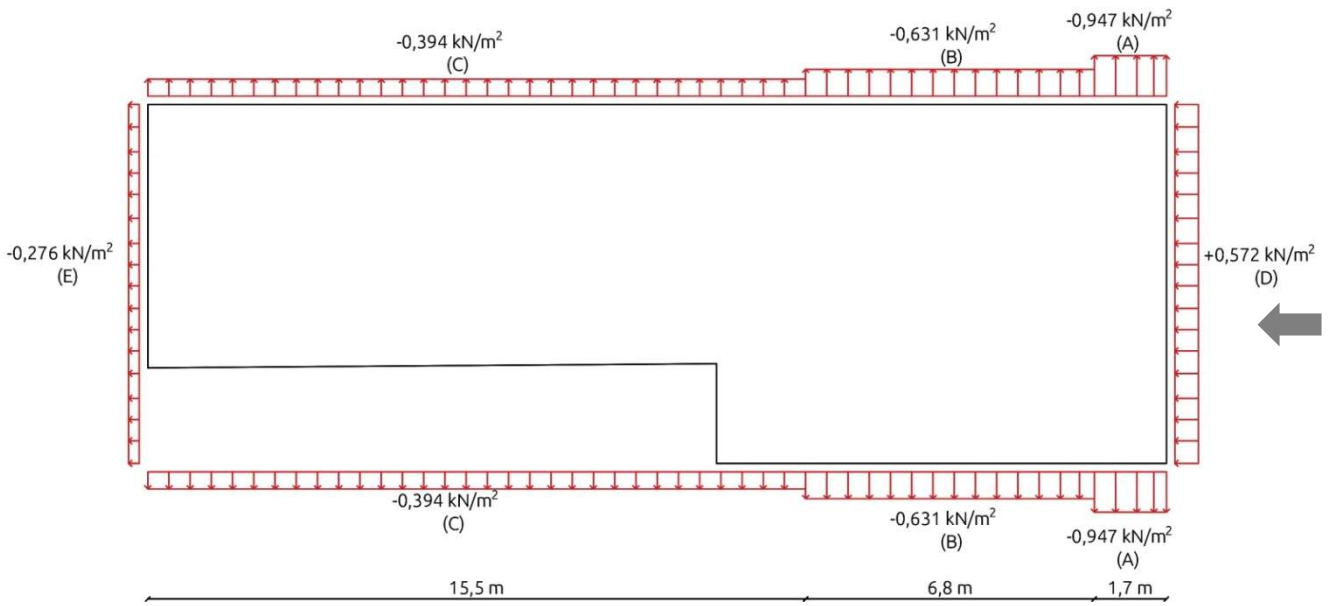
**Σχήμα A 4:** Εξωτερικές πιέσεις στέγης στη στάθμη +7,00m,  $\theta = 0^\circ$



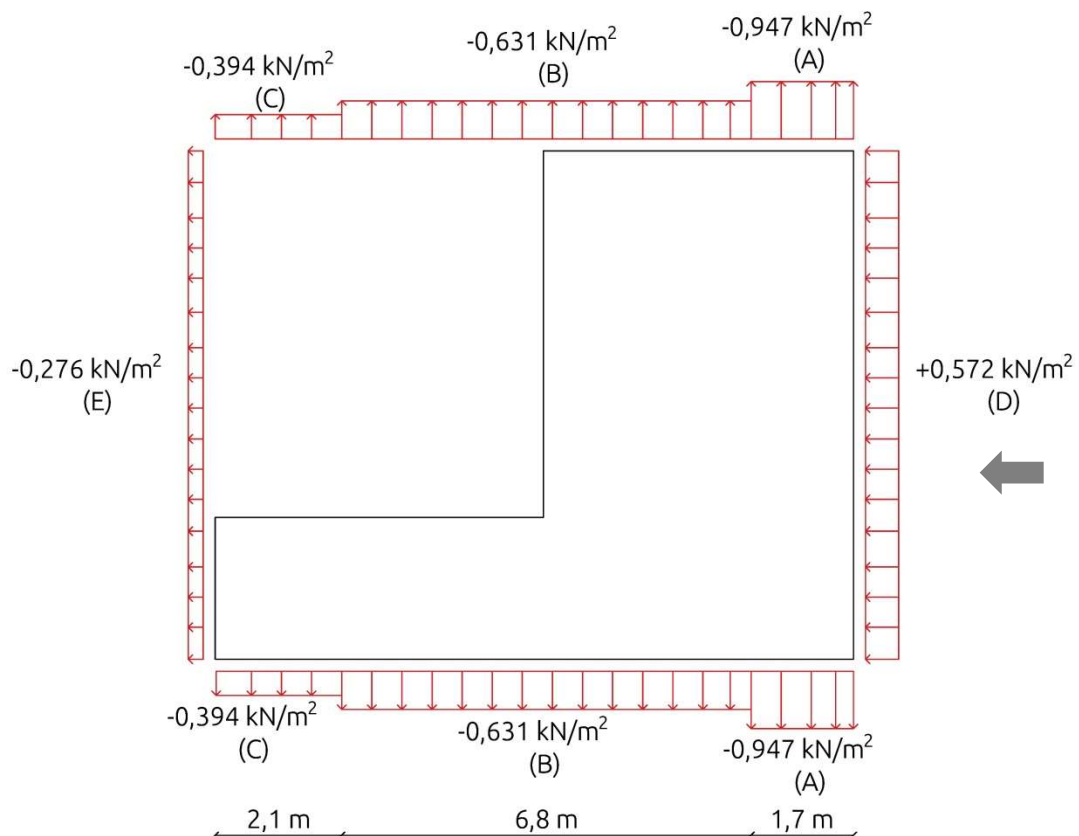
**Σχήμα Α 5:** Εξωτερικές πιέσεις στέγης στη στάθμη +10,5m,  $\theta=0^\circ$



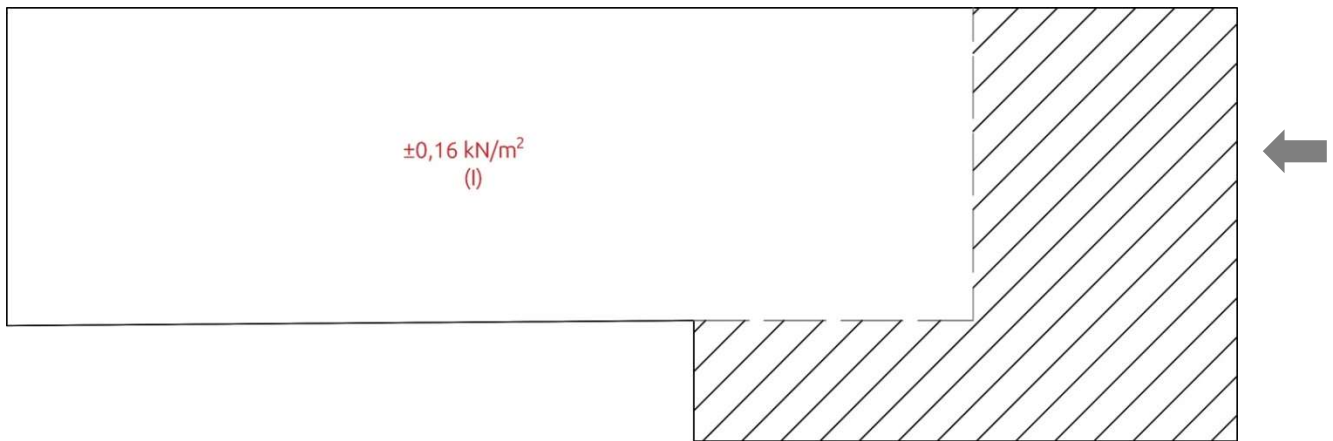
**Σχήμα Α 6:** Εξωτερικές πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών ισογείου,  $\theta=90^\circ$



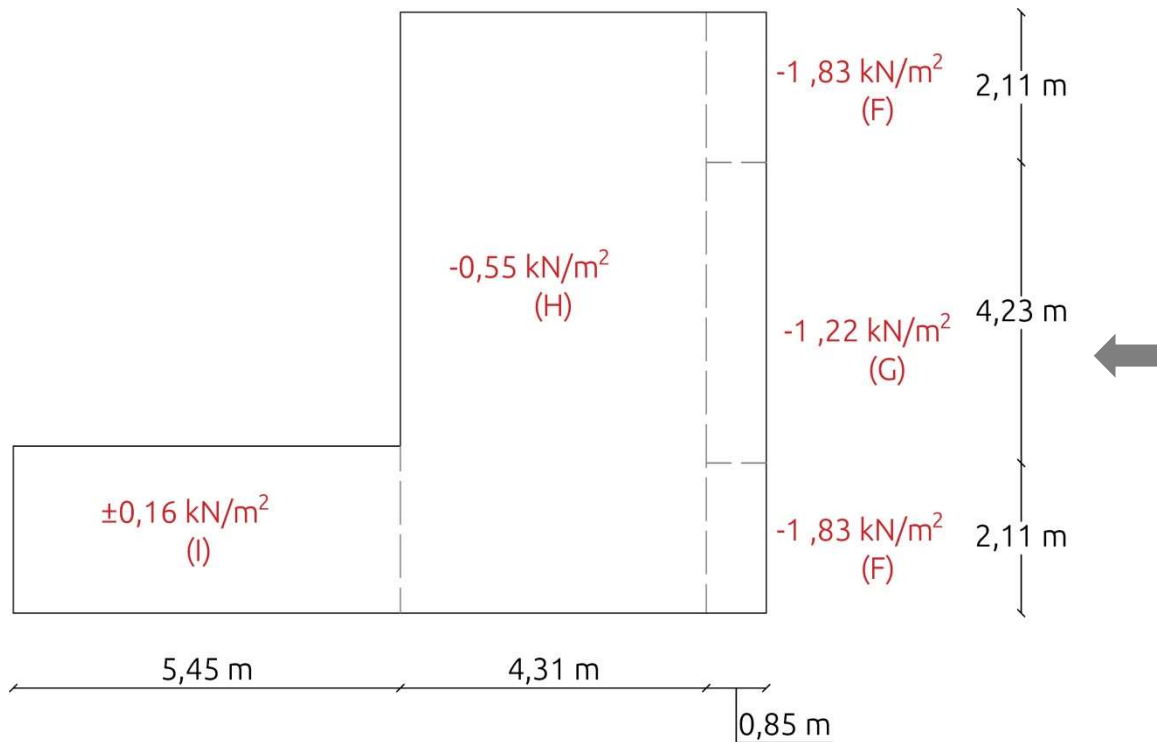
**Σχήμα Α 7:** Εξωτερικές πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών 1<sup>ου</sup> ορόφου ,  $\theta=90^\circ$



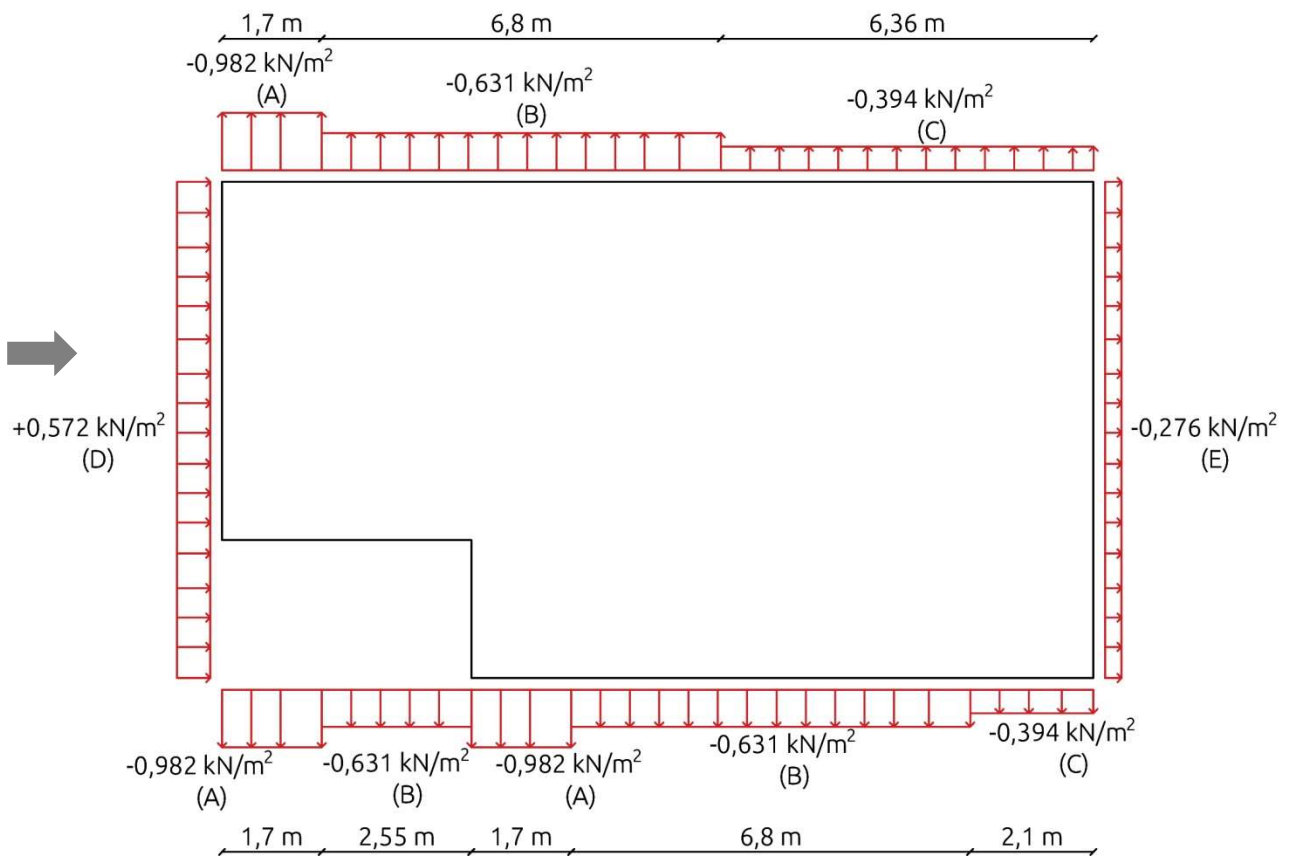
**Σχήμα Α 8:** Εξωτερικές πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών 2<sup>ου</sup> ορόφου ,  $\theta=90^\circ$



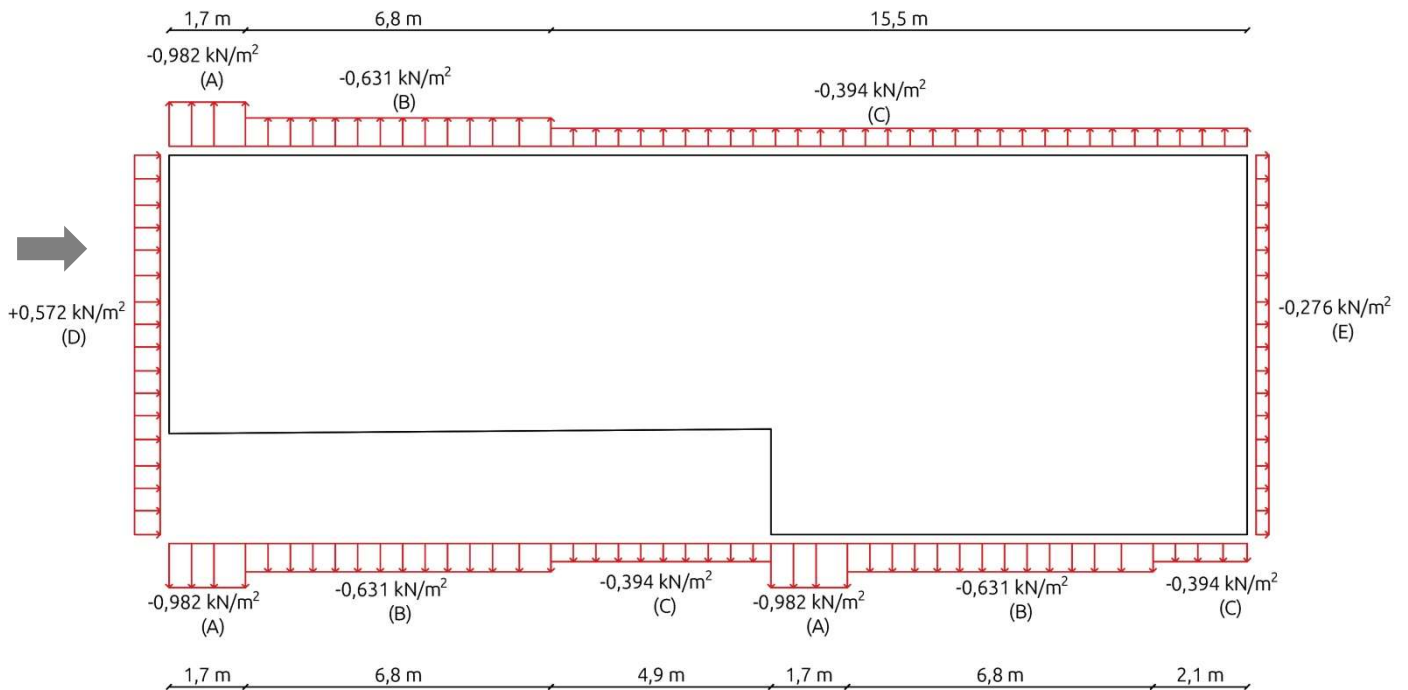
Σχήμα A 9: Εξωτερικές πιέσεις στέγης στη στάθμη +7,00m,  $\theta=90^\circ$



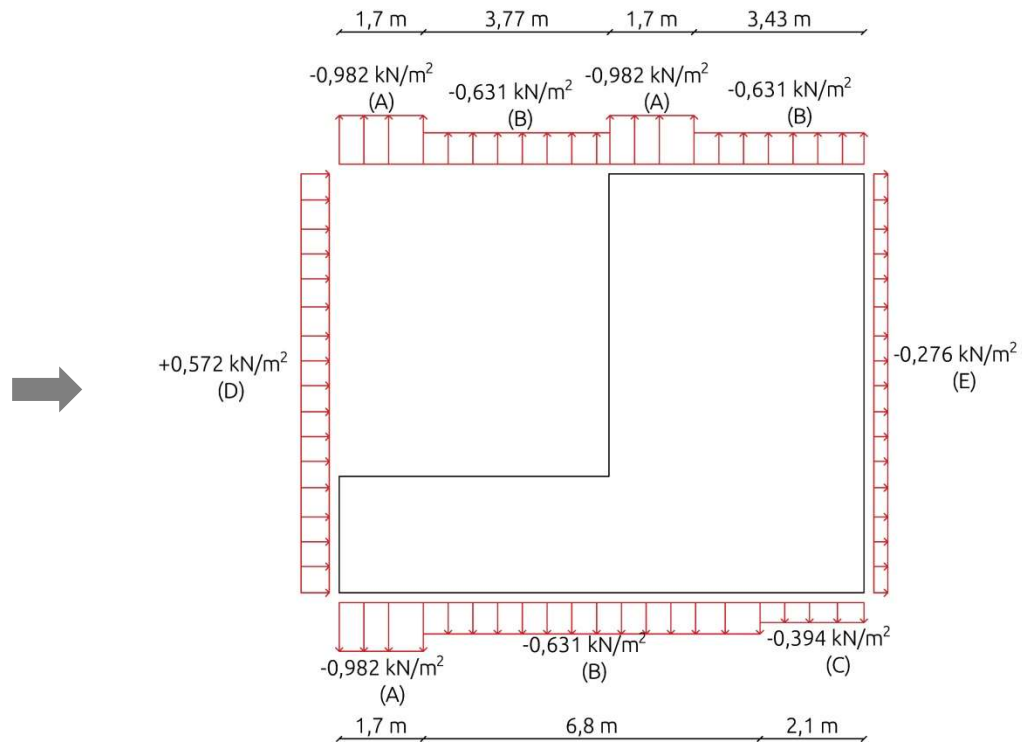
Σχήμα A 10: Εξωτερικές πιέσεις στέγης στη στάθμη +10,5m,  $\theta=90^\circ$



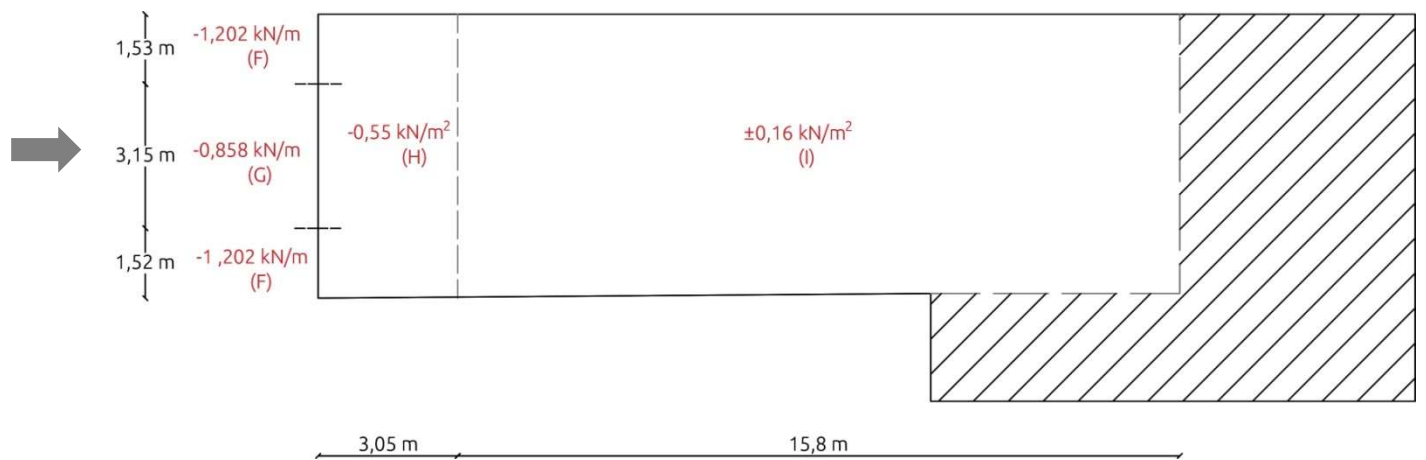
Σχήμα Α 11: Εξωτερικές πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών ισογείου,  $\theta=270^\circ$



Σχήμα Α 12: Εξωτερικές πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών 1<sup>ου</sup> ορόφου,  $\theta=270^\circ$

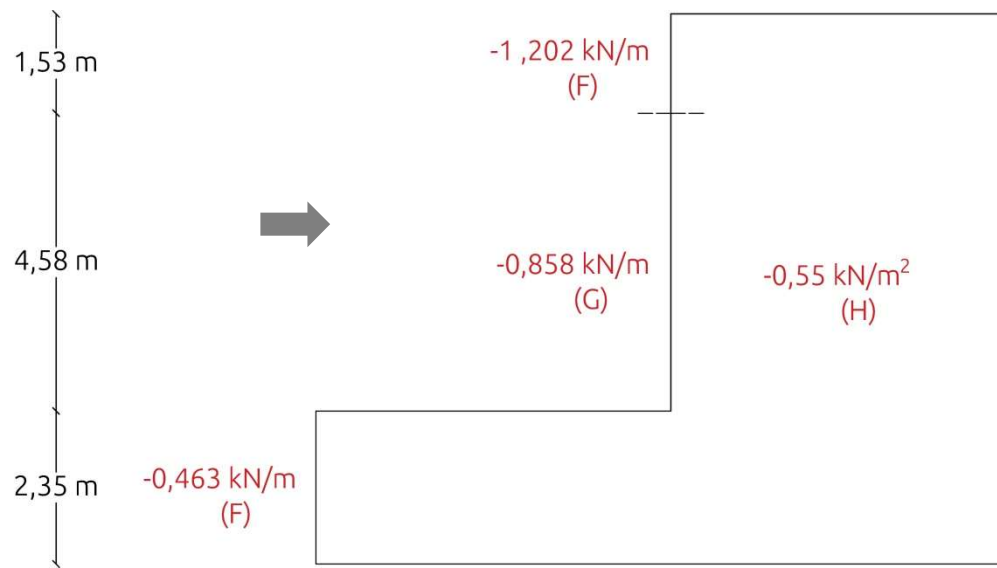


**Σχήμα Α 13:** Εξωτερικές πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών 2<sup>ου</sup> ορόφου,  $\theta=270^\circ$



**Σχήμα Α 14:** Εξωτερικές πιέσεις στέγης στη στάθμη +7,00m,  $\theta=270^\circ$





**Σχήμα A 15:** : Εξωτερικές πιέσεις στέγης στη στάθμη +10,5m,  $\theta=270^\circ$