

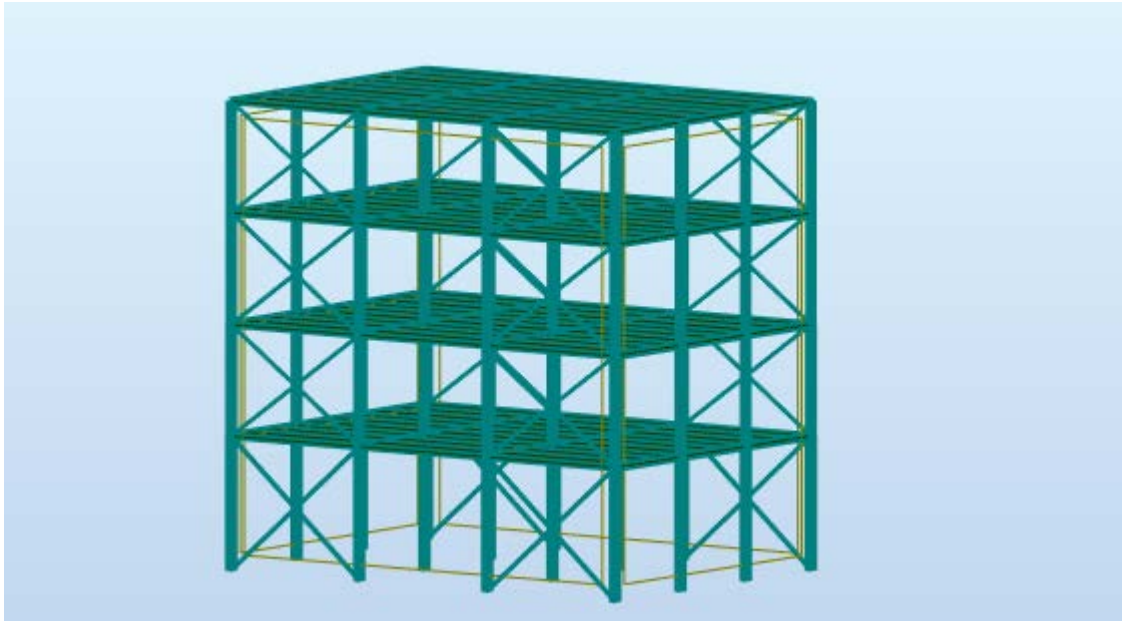


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σύγκριση αντισεισμικής συμπεριφοράς χαλύβδινων πλαισίων με εναλλακτικά συστήματα συνδέσμων δυσκαμψίας



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Καντάρης–Τζαβέλλας Γεώργιος

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Ιούλιος 2019

ΕΜΚ ΔΕ 2019/15

Καντάρης-Τζαβέλλας Γ. (2019)

Σύγκριση αντισεισμικής συμπεριφοράς χαλύβδινων πλαισίων με εναλλακτικά συστήματα συνδέσμων δυσκαμψίας.

Διπλωματική εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2019/15
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Kantaris-Tzavellas G. (2019)

Antiseismic behavior comparison between steel frames with alternative stiffeners.

Diploma thesis ΕΜΚ ΔΕ 2019/15
Laboratory of Metal Structures, National Technical University of Athens, Athens

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

1. Εισαγωγή	6
1.1 Σκοπός της εργασίας.....	6
1.2 Αρχιτεκτονικά.....	6
2. Υλικά και φορτίσεις.....	10
2.1 Υλικά κατασκευής.....	10
2.1.1 Δομικός χάλυβας S355.....	10
2.1.2 Σκυρόδεμα C25/30.....	11
2.1.3 Σύμμικτη πλάκα	11
2.2 Φορτίσεις.....	11
2.2.1 Μόνιμα φορτία.....	12
2.2.2 Κινητά φορτία	13
2.2.3 Φορτία Χιονιού	14
2.2.4 Δράσεις ανέμου.....	16
2.2.5 Σεισμικές Δράσεις.....	29
2.3 Συνδυασμοί δράσεων.....	36
3. Ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα υπό στατικά φορτία.....	40
3.1 Κτίριο με Χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας και πλαίσια ροπής.....	40
3.1.1 Σύμμικτη πλάκα	40
3.1.2 Υποστυλώματα.....	50
3.1.3 Κύριες δοκοί.....	51
3.1.4 Δευτερεύουσες δοκοί	52
3.1.5 Διαδοκίδες.....	53
3.1.6 Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	54
3.2 Κτίριο με Λάμδα συνδέσμους δυσκαμψίας και πλαίσια ροπής.....	56
3.2.1 Υποστυλώματα.....	56
3.2.2 Κύριες δοκοί.....	57
3.2.3 Δευτερεύουσες δοκοί	58
3.2.4 Διαδοκίδες.....	58
3.2.5 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου λάμδα Σφάλμα! Δεν έχει οριστεί σελιδοδείκτης.	
4. Ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα υπό σεισμικά φορτία.....	62
4.1 Κτίριο με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας	62
4.1.1 Έλεγχος πλαισίου με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας (σεισμός κατά X).....	63
4.1.2 Έλεγχος πλαισίου ροπής (σεισμός κατά Y)	69
4.2 Κτίριο με συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου Λ.....	83
4.2.1 Έλεγχος πλαισίου με συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου Λ (σεισμός κατά X).....	85
4.2.2 Έλεγχος πλαισίου ροπής (σεισμός κατά Y)	91

5. Έλεγχος μετακινήσεων φορέα	92
5.1 Περιορισμός βλαβών	92
5.1.1 Κτίριο με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας.....	93
5.1.2 Κτίριο με συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου Λ . Σφάλμα! Δεν έχει οριστεί σελιδοδείκτης.	
6. Σύγκριση αποτελεσμάτων - Συμπεράσματα	95
7. Βιβλιογραφία	97
8. Παράρτημα υπολογισμών	98

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2019/15

Καντάρης-Τζαβέλλας Γεώργιος (Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος)

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται το σχεδιασμό τετραώροφου μεταλλικού κτιρίου γραφείων με εναλλακτικούς συνδέσμους δυσκαμψίας. Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση βασίστηκε στις διατάξεις των Ευρωκωδίκων 1, 3 και 8. Αναλύονται και συγκρίνονται οι δύο περιπτώσεις του φορέα, με κοινές διατομές κάποιων φερόντων στοιχείων. Στην πρώτη περίπτωση τοποθετούμε χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας στην μια διεύθυνση και πλαίσια ροπής στην άλλη. Στη δεύτερη περίπτωση αντικαθιστούμε τους χιαστί συνδέσμους με συνδέσμους τύπου Λ ενώ διατηρούμε τα πλαίσια ροπής. Η ανάλυση των δύο αυτών περιπτώσεων γίνεται μέσω του στατικού προγράμματος Robot structural analysis Professional 2018.

INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

DIPLOMA THESIS

EMK ΔΕ 2019/15

Kantaris-Tzavellas G. (Supervisor: Pavlos Thanopoulos)

Abstract

This diploma thesis deals with the design of a four-storey metal office building with alternative stiffeners. The behavior and dimensioning are based on Eurocodes 1, 3 and 8. Two cases of the bearing structure are analyzed and compared and they have some common cross sections. In the first case, X-shape braces are placed in one direction while moment resisting frames are used in the other. In the second case lambda-type stiffeners(Λ) are placed instead of X-braces, leaving the moment resisting frames unchanged. The analysis of these two cases is performed through the static Robot Structural Analysis Professional 2018.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή κύριο Παύλο Θανόπουλο για τη στήριξη και την καθοδήγηση του καθ' όλη τη διάρκεια της εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας . Επίσης θέλω να ευχαριστώ τους φίλους μου και την ευρύτερη οικογένεια μου για τη στήριξη που μου παρείχαν καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

Καντάρης-Τζαβέλλας Γεώργιος

Αθήνα, Ιούλιος 2019

1. Εισαγωγή

1.1 Σκοπός της εργασίας

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως στόχο την ανάλυση και διαστασιολόγηση τετραώροφου μεταλλικού κτιρίου, με φέροντα οργανισμό από χάλυβα, καθώς και την σύγκριση της συμπεριφοράς των δύο εναλλακτικών συνδέσμων δυσκαμψίας που επιλέχθηκαν .

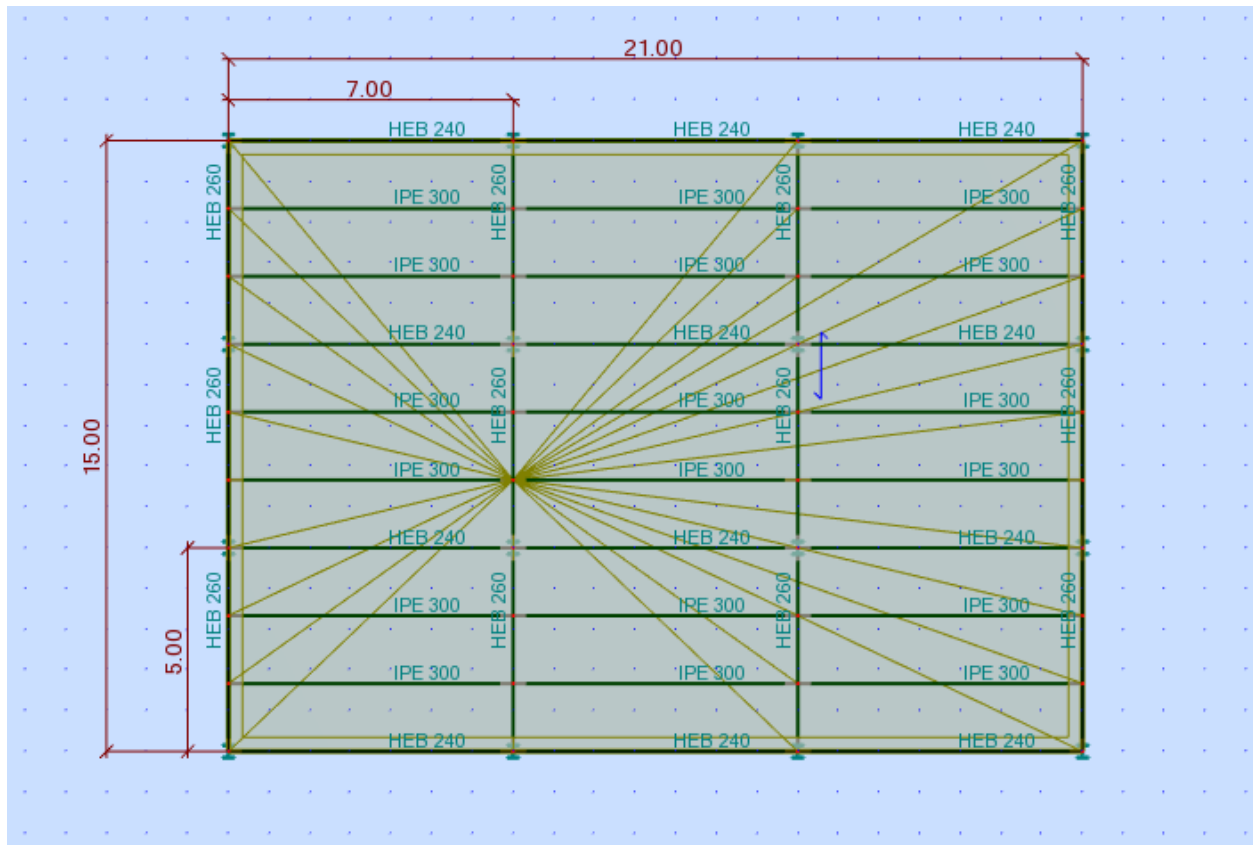
Η προσομοίωση ανάλυση και επίλυση του φορέα πραγματοποιήθηκε με το στατικό πρόγραμμα ανάλυσης Robot structural analysis Professional 2018 και η μελέτη βασίστηκε στους ισχύοντες κανονισμούς:

- Ευρωκώδικας 1 : Βασικές Αρχές Σχεδιασμού και Δράσεις στις κατασκευές
- Ευρωκώδικας 3 : Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα
- Ευρωκώδικας 8 : Αντισεισμικός Σχεδιασμός

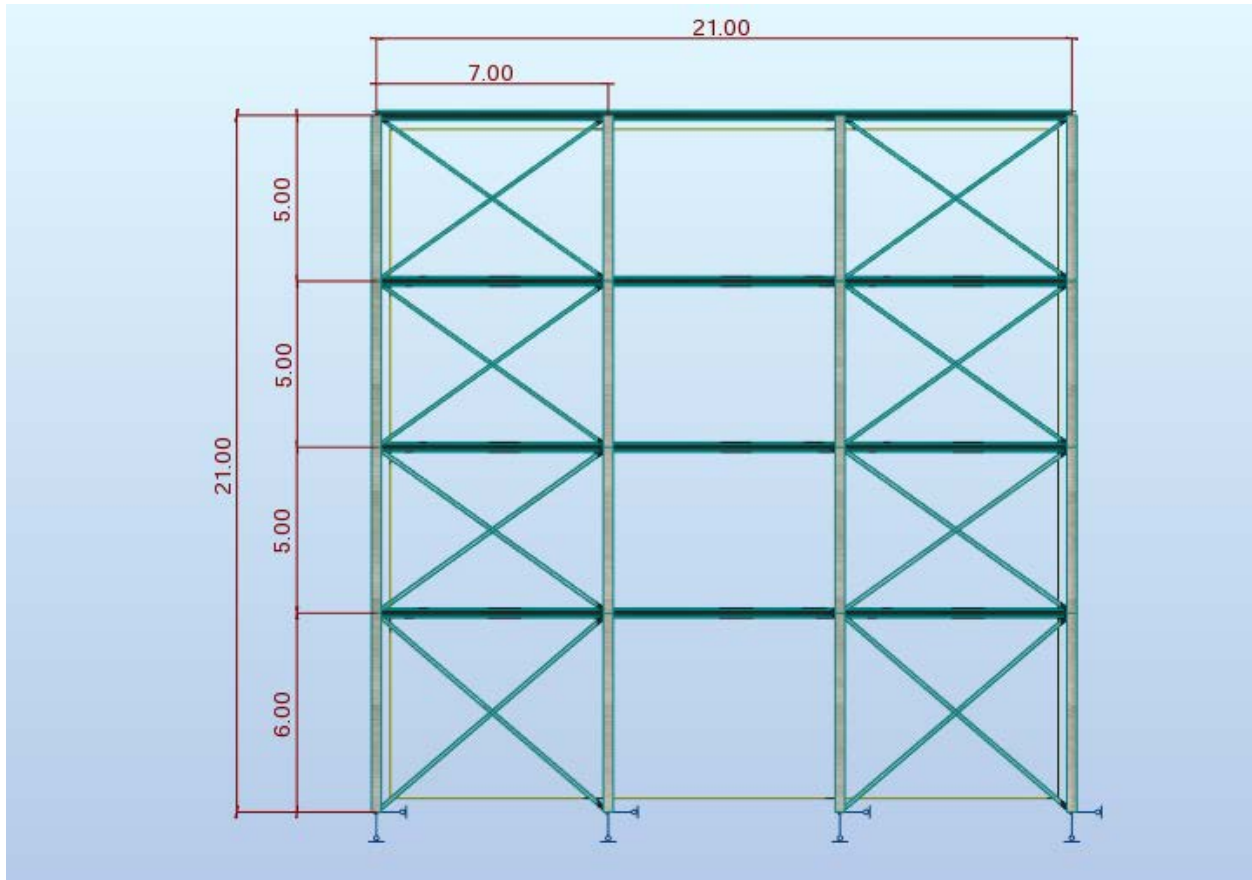
1.2 Αρχιτεκτονικά

Πρόκειται για τετραώροφο κτίριο με μεταλλικό σκελετό. Έχει συνολικό μήκος 21m και πλάτος 15m. Η κάτοψη του ορόφου καλύπτει επιφάνεια $315m^2$. Ο πρώτος όροφος έχει ύψος 6m ενώ οι υπόλοιποι όροφοι έχουν ύψος 5m ο καθένας.

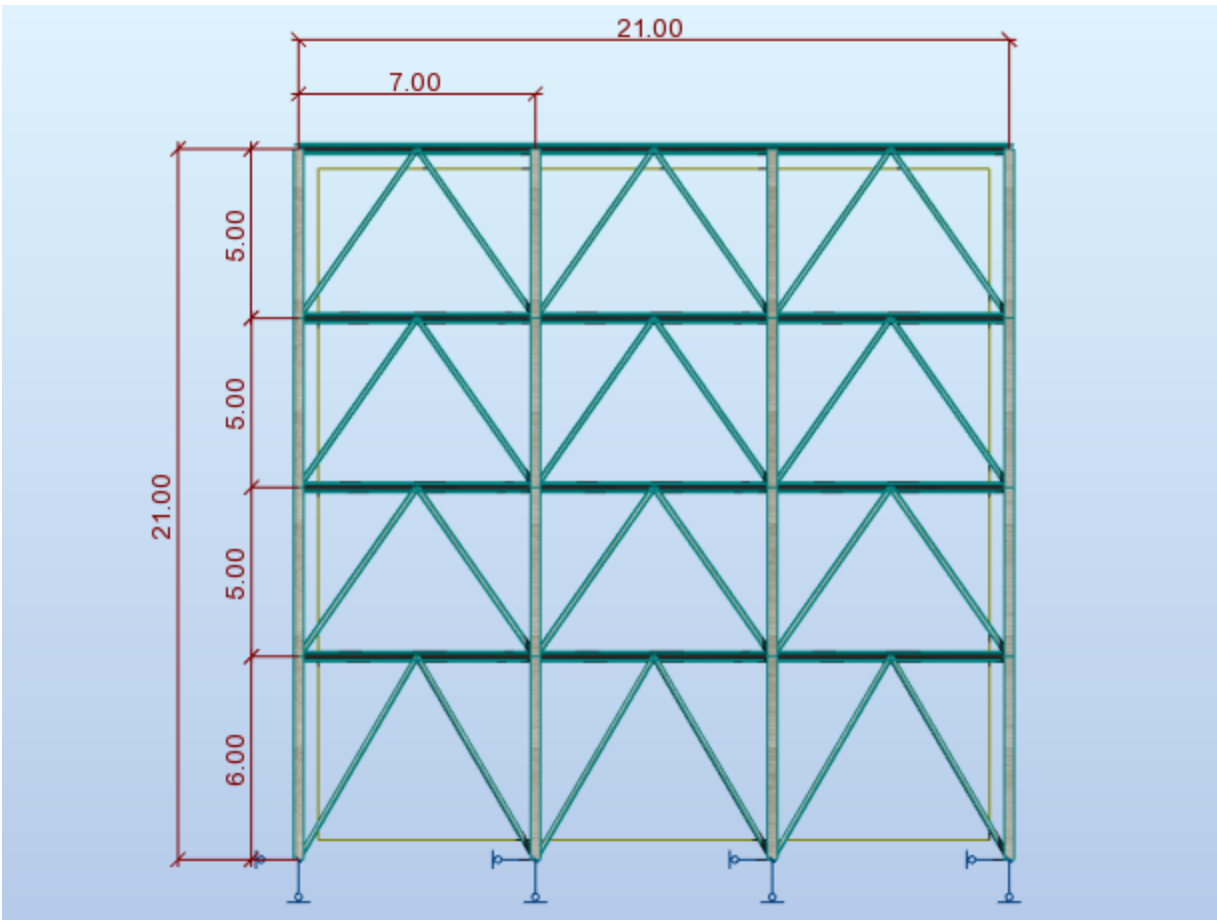
Στα Σχήματα 1.1 έως 1.4 παρατίθενται οι χαρακτηριστικές όψεις και κατόψεις :



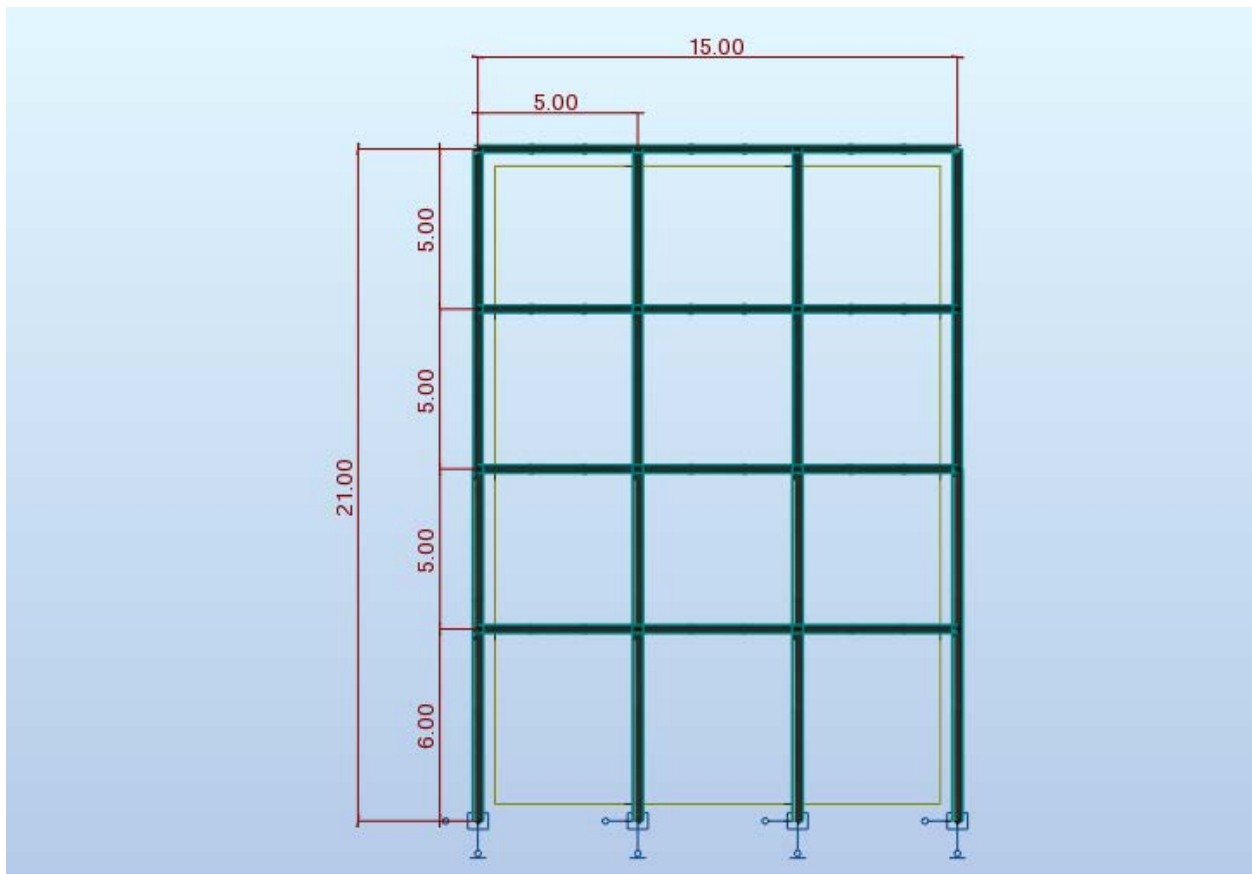
Σχήμα 1.1 Κάτοψη ορόφου



Σχήμα 1.2 Πρόσοψη κτιρίου με χιαστί συνδέσμους



Σχήμα 1.3 Πρόσοψη κτιρίου με συνδέσμους τύπου Λ



Σχήμα 1.4 Πλάγια όψη κτιρίου

2. Υλικά και φορτίσεις

2.1 Υλικά κατασκευής

2.1.1 Δομικός χάλυβας S355

Ο δομικός χάλυβας είναι το βασικό υλικό από το οποίο συντίθεται ο φέρων οργανισμός των χαλύβδινων κατασκευών. Αυτό ισχύει και για το κτιριακό έργο που μελετάται στην παρούσα διπλωματική εργασία. Για τα μέλη του (δοκοί - υποστυλώματα - σύνδεσμοι δυσκαμψίας) χρησιμοποιήθηκε χάλυβας S355 με τιμές σχεδιασμού :

Μέτρο ελαστικότητας :	$E = 21 \text{ GPa}$
Σταθερά Poisson :	$\nu = 0.3$
Ειδικό βάρος :	$\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$
Όριο διαρροής :	$f_y = 355 \text{ MPa}$
Εφελκυστική αντοχή :	$f_u = 510 \text{ MPa}$
Τάση σχεδιασμού :	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s \quad \gamma_s=1.15$

2.1.2 Σκυρόδεμα C25/30

Για τα τοιχώματα και τις σύμμικτες πλάκες του κτιρίου, όπου αυτές υπάρχουν, έχει χρησιμοποιηθεί σκυρόδεμα C25/30 με τιμές σχεδιασμού :

Μέτρο ελαστικότητας :	$E = 30.5 \text{ GPa}$
Σταθερά Poisson :	$\nu = 0.2$
Ειδικό βάρος :	$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
Χαρακτηριστική Αντοχή :	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
Τάση σχεδιασμού :	$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c \quad \gamma_c=1.5$

2.1.3 Σύμμικτη πλάκα

Οι πλάκες των ορόφων είναι σύμμικτες αποτελούμενες από χαλυβδόφυλλα και έγχυτο σκυρόδεμα. Χρησιμοποιήθηκε τραπεζοειδές προφίλ επικάλυψης τύπου SYMDECK 73.

Το χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 είναι ένα γαλβανισμένο προφίλ τραπεζοειδούς σχήματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή σύμμικτων πλακών μεγάλων ανοιγμάτων. Επίσης μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως αμιγώς μεταλλικός φορέας ικανός να καλύψει μεγάλα ανοίγματα.

Το άνω πέλμα του χαλυβδόφυλλου είναι ενισχυμένο έναντι τοπικού λυγισμού με μια ενδιάμεση ενίσχυση στο μέσο του. Στον 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 σε πάχη από 0,75 ως 1,25mm. Στην περίπτωση μας επιλέξαμε πάχος 0,75mm. Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται είναι ποιότητας S320 σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3.

Ίδιο βάρος πλάκας: $\gamma = 2.70 \text{ kN/m}^2$

Στην ενότητα 3.1.1 παρατίθενται οι αναλυτικοί υπολογισμοί της σύμμικτης πλάκας.

2.2 Φορτίσεις

Τα φορτία και δυνάμεις που καταπονούν την κατασκευή εξαρτώνται από τη μορφή, τη θέση και τη χρήση του έργου και καθορίζονται από κανονιστικές διατάξεις. Στη προκειμένη περίπτωση οι δράσεις σχεδιασμού της κατασκευής καλύφθηκαν από τον Ευρωκώδικα 1 όπου αναλύθηκαν και υπολογίστηκαν όλοι οι δυνατοί συνδυασμοί δράσεων που πρόκειται να υποβληθεί η κατασκευή κατά τη διάρκεια της ζωής της.

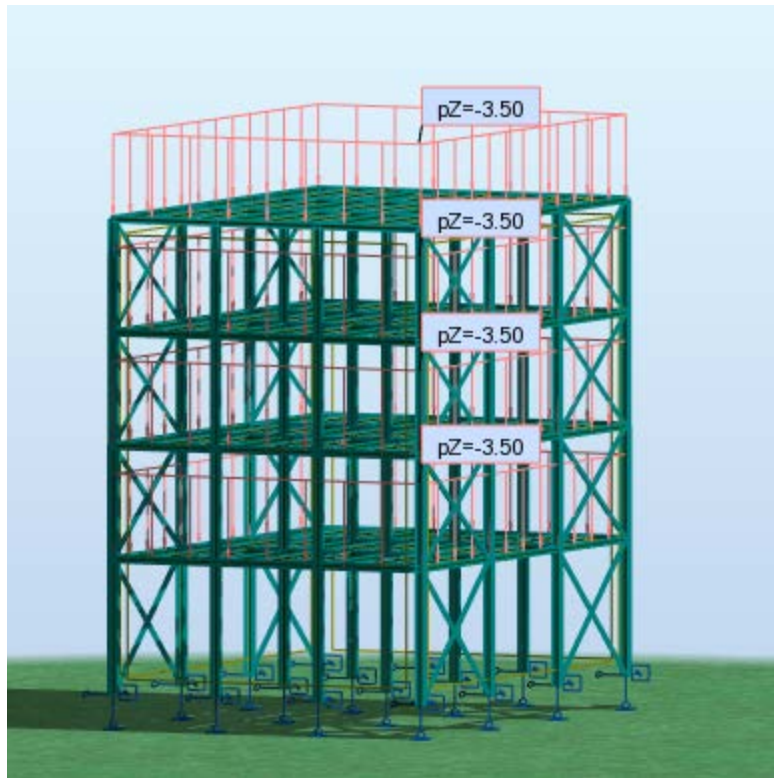
- ❖ **Μόνιμα φορτία (G)**
Ίδιο βάρος φέροντα οργανισμού
Πρόσθετα μόνιμα
- ❖ **Κινητά φορτία (Q)**
Κινητά φορτία ορόφων
δράσεις ανέμου
φορτίο χιονιού
- ❖ **Σεισμικά φορτία**
Φορτίο με επιβολή επιταχύνσεων

2.2.1 Μόνιμα φορτία

Με τον όρο μόνιμα φορτία εννοούμε όλες τις δράσεις των οποίων το μέγεθος, κατά τη διάρκεια μιας περιόδου αναφοράς αναμένεται να μη μεταβληθεί. Στη κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που ασκούνται στη κατασκευή καθ' όλη τη διάρκεια της ζωής της.

- Ίδιο βάρος κατασκευής
- Ίδιο βάρος σιδηροδοκού
- Φορτίο σύμμικτης πλάκας
- Πρόσθετα μόνιμα = $3,5 \text{ kN/m}^2$

Το ίδιο βάρος της κατασκευής λαμβάνεται αυτόματα από το Robot .



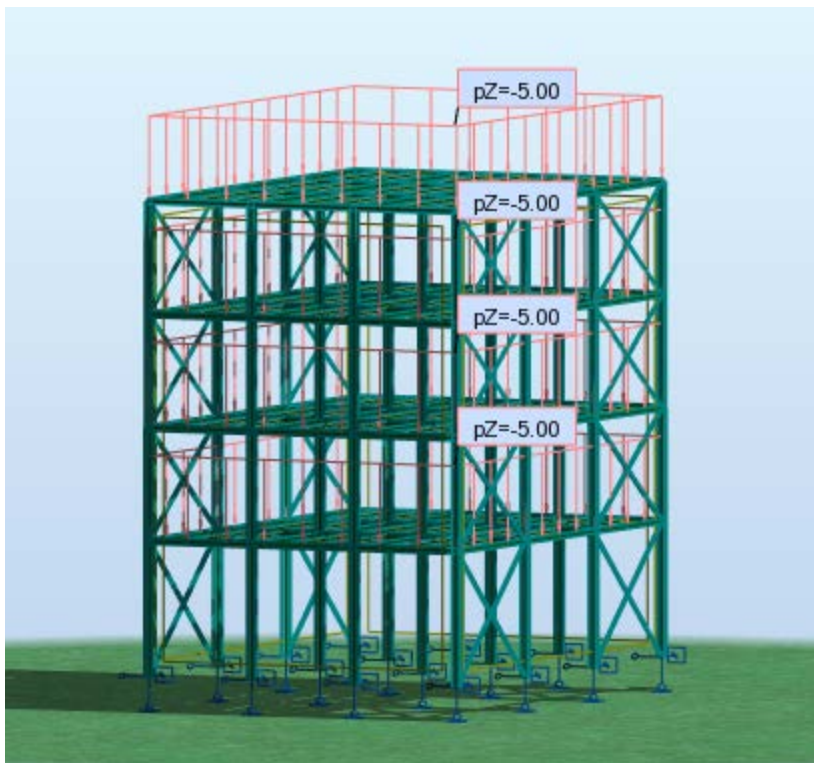
Σχήμα 2.1 Πρόσθετα μόνιμα

2.2.2 Κινητά φορτία

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα φορτία που προκύπτουν από την χρήση των κτιρίων και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, κινητού εξοπλισμού κτλ. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβής η τιμή και η θέση τους και για το λόγο αυτό προσδιορίζονται στατιστικά με τιμές που προκύπτουν από τους κανονισμούς.

Οι μεταβλητές δράσεις, λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανεμημένες και θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι δυσμενείς φορτίσεις

Στην παρούσα εργασία το υπό μελέτη κτίριο έχει χρήση γραφεία, στα οποία όμως επιτρέπεται η συνάθροιση κοινού. Επομένως είναι κατηγορία χρήσης C και τα κινητά φορτία λήφθηκαν 5 kN/m^2 για κάθε όροφο.



Σχήμα 2.2 Κινητά φορτία

2.2.3 Φορτία Χιονιού

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

Το φορτίο χιονιού υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$s = \mu_l \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

όπου: μ_l είναι ο συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού

C_e είναι ο συντελεστής εκθέσεως, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1. Συνιστώμενες τιμές για άλλες συνθήκες είναι :

- Για έκθεση σε ισχυρούς ανέμους ίσος με 0,8
- Για κατασκευές προστατευμένες (από κτίρια ή δένδρα) ίσος με 1,2

Στη περίπτωση μας $C_e = 1$

C_t είναι ο θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης. Μπορεί να επιτρέπονται μικρότερες τιμές, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επιρροή της απώλειας θερμότητας μέσω της στέγης.

Στη περίπτωση μας $C_t = 1$ και από Πίνακα 5.2 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-3 για $\alpha = 0^\circ$ και $0^\circ < \alpha < 30^\circ$ προκύπτει:

$\mu_1 = 0.8$ και $\mu_2 = 0$

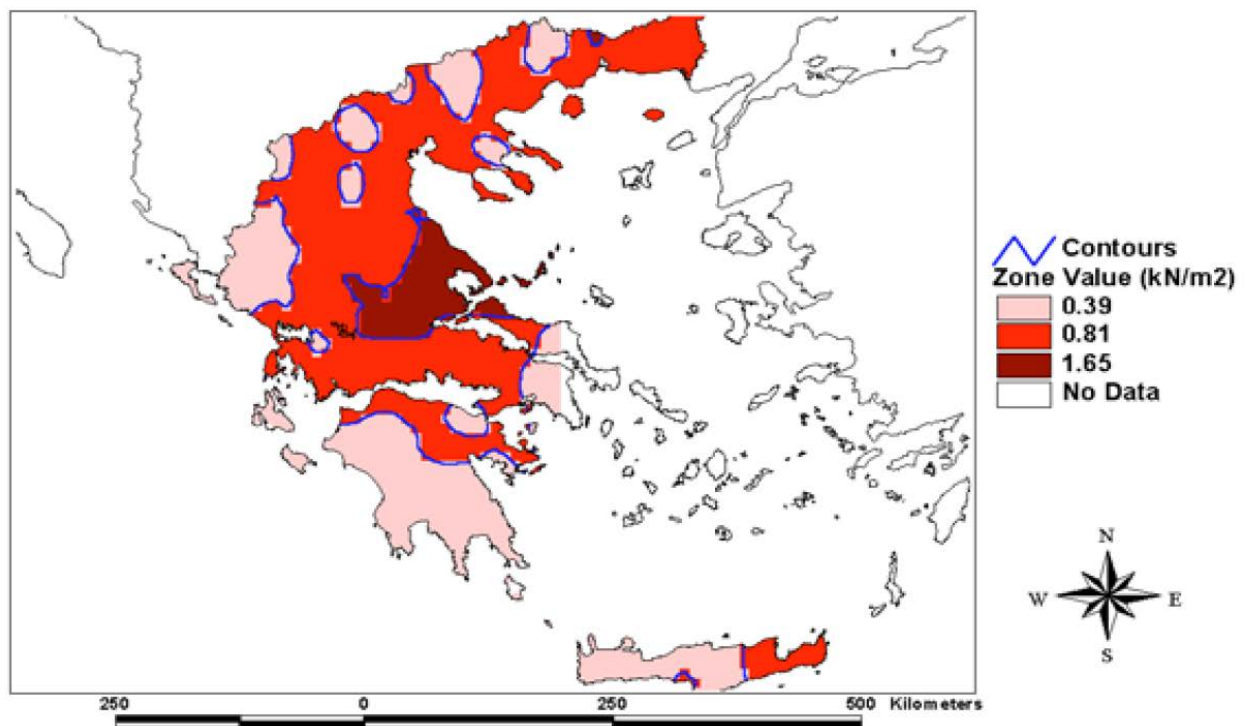
Η χαρακτηριστική τιμή s_k του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε kN/m^2 συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου (A), για μια συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από τη σχέση :

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

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

Ο φορέας αφορά την περιοχή του Πειραιά η οποία έχει μηδενική χιονόπτωση καθώς το υψόμετρο ανήκει στην κατηγορία των $A=100\text{m}$ και βρίσκεται στη ζώνη χιονιού I, άρα $s_{k,0} = 0,4 \text{ kN/m}^2$.

Greece: Snow Load at Sea Level

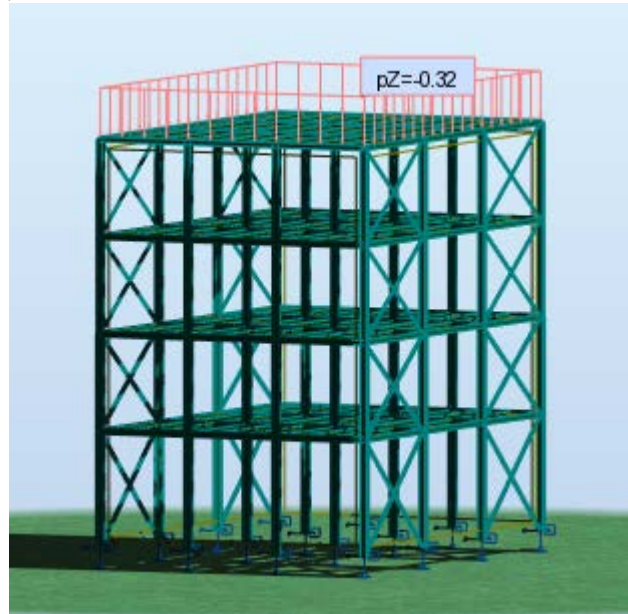


Σχήμα 2.3: Χάρτης διαχωρισμού της ελληνικής επικράτειας σε ζώνες ανάλογα με το φορτίο χιονιού για υψόμετρο $A=0\text{m}$.

$$s_k = 0,4 \cdot \left(1 + \left(\frac{0}{917}\right)^2\right) = 0,4 \text{ kN/m}^2$$

Στη παρούσα εργασία το φορτίο χιονιού τελικά προκύπτει:

$$s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,4 = 0,32 \text{ kN/m}^2$$



Σχήμα 2.4: Φόρτιση χιονιού

2.2.4 Δράσεις ανέμου

Τα φορτία ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις και σε πολλές μεταλλικές κατασκευές αποτελούν τη βασική φόρτιση σχεδιασμού. Σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1991-1-1 ως δράση του ανέμου επί των κατασκευών θεωρείται η πίεση που αναπτύσσεται από την ανάσχεση της ροής του ανέμου. Από τις αναπτυσσόμενες πιέσεις προκύπτουν δυνάμεις κάθετες προς την προσβαλλόμενη επιφάνεια. Η δράση του ανέμου σε μία κατασκευή προσδιορίζεται από την πίεση αιχμής και από τους κατάλληλους αεροδυναμικούς συντελεστές.

Στην παρούσα εργασία εξετάζονται δυο διευθύνσεις ανέμου με φορά τη θετική διεύθυνση του άξονα $x'x$ ($\theta = 0$) και τη θετική διεύθυνση του άξονα $y'y$ ($\theta = 90^\circ$).

Μέση ταχύτητα ανέμου

Η μέση ταχύτητα ανέμου $v_m(z)$, σε ύψος z πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση, προσδιορίζεται δε από τη σχέση:

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

όπου :

$c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας

$c_0(z)$ είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (προτεινόμενη τιμή 1,0)

v_b είναι η βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος κατηγορίας II, σύμφωνα με τη σχέση :

$$V_b = C_{dir} * C_{season} * V_{b,0}$$

C_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (ίσος με 1,0)

C_{season} είναι ο συντελεστής εποχής (ίσος με 1,0)

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

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου για τη χώρα μας ορίζεται σε 33m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10km από την ακτή και σε 27m/s για την υπόλοιπη χώρα.

Στην παρούσα εργασία $v_b = 33\text{m/s}$ ενώ $z_{min} = 2\text{m}$ $z_{min} = 1\text{m}$ $z_{max} = 200\text{m}$ και (από τον αντίστοιχο πίνακα του Ευρωκώδικα)

Συντελεστής τραχύτητας

Ο συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$ υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$c_{r(z)} = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{για } z_{min} < z < z_{max}$$

$$c_{r(z)} = c_r z_{min} = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \quad \text{για } z < z_{min}$$

Όπου:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,156$$

Στις σχέσεις αυτές:

z είναι το ύψος του κτιρίου
 $z_{0,0} = 0,003\text{m}$

$$z_{0,II} = 0,05$$

z_{min} είναι 1m το ελάχιστο ύψος που ορίζεται από πίνακα

z_{max} λαμβάνεται ίσο προς 200 m

Στην περίπτωση μας έχουμε :

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

Έχουμε ύψος $h = 21 \text{ m}$ και πλάτος $b = 21,0 \text{ m} \rightarrow h=b$, συνεπώς $z_e = h. = 21 \text{ m}$

Ισχύει ότι : $z_{\min} < z < z_{\max} = 200 \text{ m}$

$$\text{Και } c_r(z) = 0,156 \cdot \ln\left(\frac{21}{0,003}\right) = 1,38$$

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

Έχουμε ύψος $h = 21 \text{ m}$ και πλάτος $b = 15,0 \text{ m} \rightarrow h > b$, αλλά χωρίς βλάβη της γενικότητας και για ευκολότερους υπολογισμούς θεωρούμε $z_e = h$.

Συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης $C_t(z)$

Μέσω του συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης (ή ανάγλυφου) εκτιμάται η αύξηση της μέσης ταχύτητας του ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις ή γκρεμούς ανάλογα με την προσήνεμη κλίση $\Phi = H/L_u$ κατά τη διεύθυνση του ανέμου.

Προσδιορίζεται από τις παρακάτω σχέσεις :

$$C_t = 1 \quad \text{για } \Phi < 0,05$$

$$C_t = 1 + 2s\Phi \quad \text{για } 0,05 < \Phi < 0,3$$

$$C_t = 1 + 0,6s \quad \text{για } \Phi > 0,3$$

s : είναι ο συντελεστής τοπογραφικής θέσης , συνάρτηση των στοιχείων σύμφωνα με την προσήνεμη πλαγιά (οριζόντια , κατακόρυφη απόσταση κτλ.)

Θεωρώ $\Phi=0$ άρα $C_t=1$

$$\text{Και } v_m(z) = 1,38 * 1 * 33 = 45,58 \text{ m/s}$$

Δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$

Ο συντελεστής αυτός απαρτίζεται από δυο παραμέτρους , την παράμετρο c_s η οποία λαμβάνει υπόψη της τη μειωτική επίδραση στην δράση του ανέμου λόγω μη ταυτόχρονης ύπαρξης των πιέσεων αιχμής από άνεμο επί της επιφάνειας και την δυναμική παράμετρο c_d οποία λαμβάνει υπόψη την αυξανόμενη επίδραση από ταλαντώσεις λόγω στροβιλισμού.

Ο δυναμικός συντελεστής εξαρτάται από τον τύπο της κατασκευής , το ύψος και το πλάτος της και η τιμή του προκύπτει από αντίστοιχο σχήμα του Ευρωκώδικα (για πολυώροφα κτίρια από χάλυβα).

Πίεση ταχύτητας αιχμής

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

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

όπου :

ρ : η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας ($\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$)

$I_v(z)$: η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z

$c_e(z)$: ο συντελεστής έκθεσης και δίδεται από τη σχέση :

$$c_e(z) = \frac{q_b(z)}{q_b}$$

q_b : η βασική πίεση που δίδεται από τη σχέση:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

v_b : η βασική ταχύτητα του ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10 m πάνω από έδαφος κατηγορίας II σύμφωνα με την προαναφερθείσα σχέση (3.2)

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

$$I_v(z) = \frac{k_I}{\left(c_{0(z)} \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right)} \quad \text{για } z_{\min} < z < z_{\max}$$

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

όπου :

k_I : ο συντελεστής στροβιλισμού (ίσος με 1,0)

$$c_{0(z)} = 1,0$$

Προκύπτει:

$$I_v(z) = \frac{1}{\left(1 \cdot \ln\left(\frac{21}{0,003}\right)\right)} = 0,113 \quad \text{και η πίεση ταχύτητας αιχμής προκύπτει:}$$

$$q_p = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = [1 + 7 \cdot 0,113] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 45,58^2 = 2.320 \text{ N/m}$$
$$q_p = 2,32 \text{ kN/m}^2$$

A.Υπολογισμός εξωτερικών πιέσεων:

Διεύθυνση x-x ($\theta=0^\circ$):

1.Εξωτερική πίεση κατακόρυφων τοίχων

Σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς για $h=21\text{m}$
Έχουμε: $e = \min(b; 2h) = \min(15.00\text{m}; 42.00\text{m}) = 15.00\text{m}$. $e > d$
 $h/d = 21/21 = 1$

Οι ζώνες έχουν εμβαδά: $A > 10 \text{ m}^2$, άρα $c_{pe} = c_{pe,10}$

Από τον πίνακα 7.1 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους προκύπτει ο Πίνακας :

Πίνακας : Συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} σε κατακόρυφους τοίχους για $\theta=0^\circ$.

	ZΩNH	A	B	C	D	E
<i>h/d</i>	1	-1.2	-0.8	-0.5	0.8	-0.5

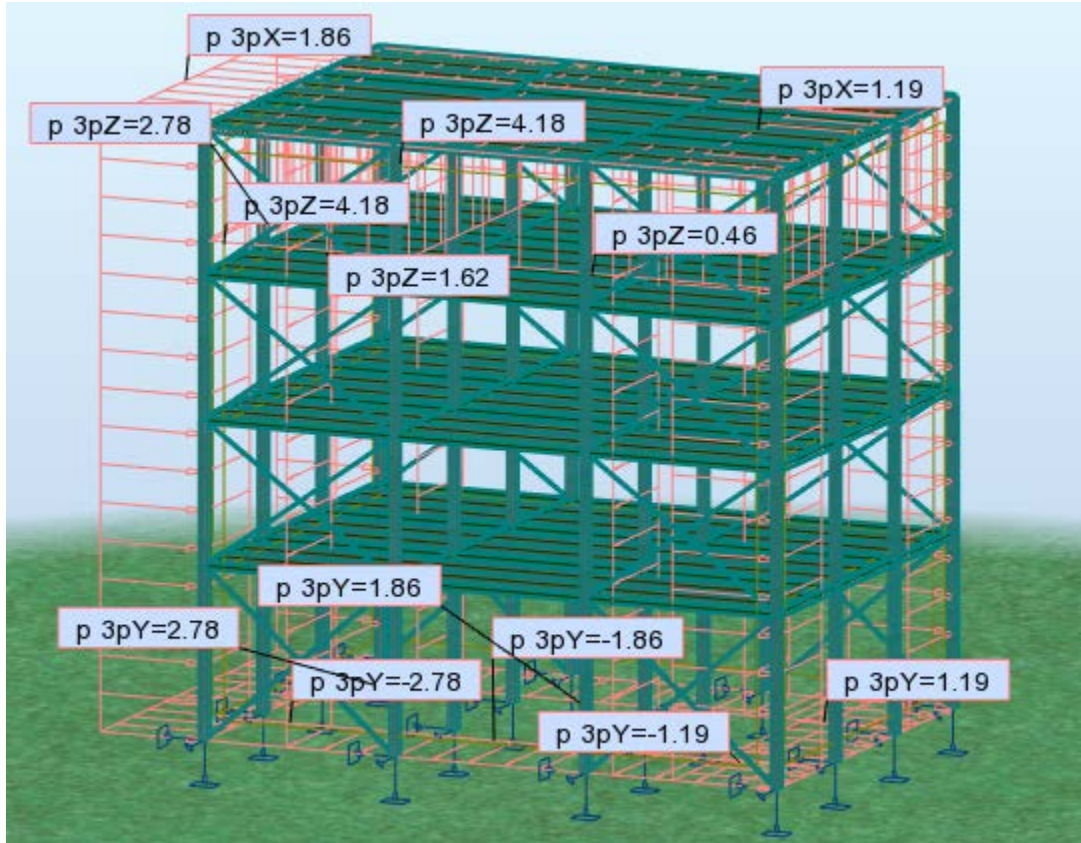
Εξωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων τοίχων (παντού ίδιο ύψος):

Οι εξωτερικές πιέσεις υπολογίζονται από τη σχέση:

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

ZΩNH	A	B	C	D	E
<i>w_e</i>	-2,78	-1,86	-1,19	1,86	-1,19

Εξωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων τοίχων από το πρόγραμμα Robot Structural Analysis 2018



Σχήμα 2.5: windx_θ=0_εξωτερικά_τοίχων

2. Εξωτερικές πιέσεις στέγης

Σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς για $h=21.00\text{m}$
 Έχουμε: $e = \min(b; 2h) = \min(15.00\text{m}; 42.00\text{m}) = 15.00\text{m}$, $d < e < 5 \cdot d$

Οι ζώνες έχουν εμβαδά: $A > 10 \text{ m}^2$, άρα $c_{pe} = c_{pe,10}$

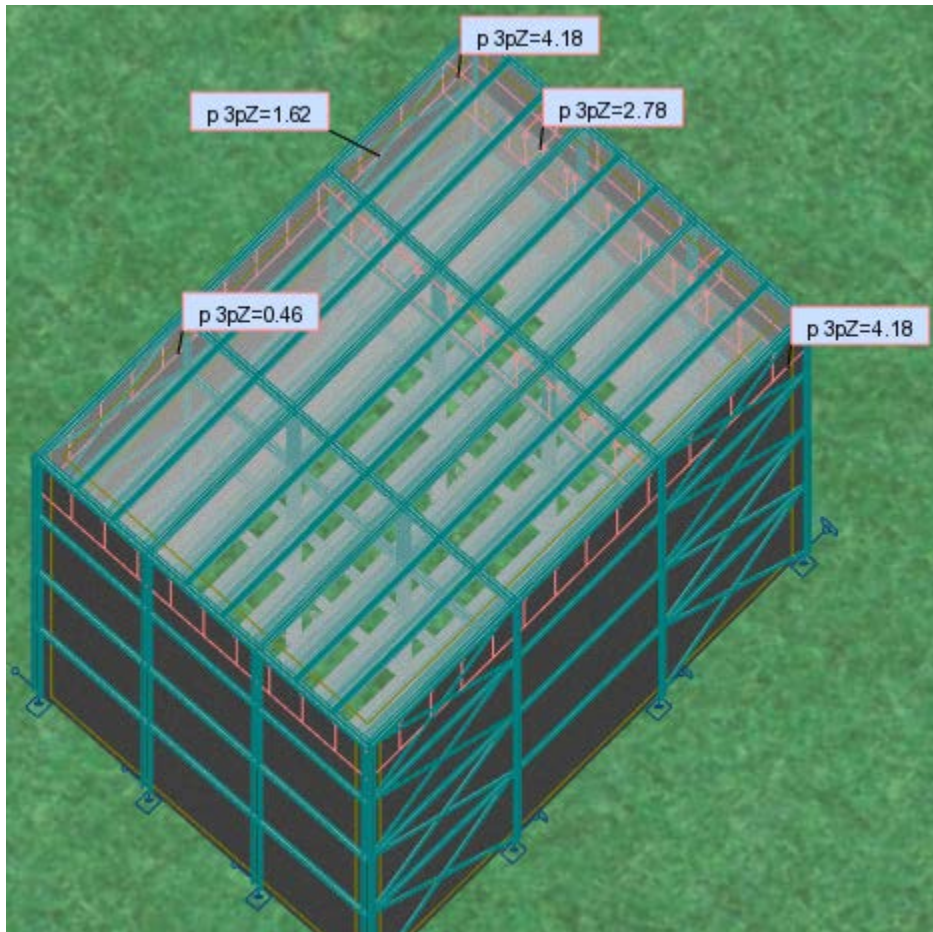
Πίνακας : Συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} σε στέγη, για $\theta=0^\circ$.

ZΩΝΗ	F	G	H	I
c_{pe}	-1.8	-1.2	-0,7	-0.2

Πίνακας : Εξωτερικές πιέσεις w_e σε στέγη, για $\theta=0^\circ$.

ZΩNH	F	G	H	I
w_e	-4.18	-2.78	-1.62	-0.46

Εξωτερικές πιέσεις επί της στέγης από το πρόγραμμα Robot Structural Analysis 2018



Σχήμα 2.6: windxy_θ=0_εξωτερικά_στέγης

Διεύθυνση y-y (θ=90°) :

1. Εξωτερική πίεση κατακόρυφων τοίχων

Σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς για $h=21\text{m}$
Έχουμε: $e = \min(b; 2h) = \min(21.00\text{m}; 42.00\text{m}) = 21.00\text{m}$, $d < e < 5 \cdot d$
 $h/d = 21.00/15.00 = 1.4$

Πραγματοποιείται γραμμική παρεμβολή ανάμεσα σε $c_{pe,1}$ $c_{pe,10}$

Οι ζώνες έχουν εμβαδά: $A > 10 \text{ m}^2$, άρα $c_{pe} = c_{pe,10}$

Με γραμμική παρεμβολή από τον πίνακα 7.1 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4 για τους

συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους προκύπτει ο Πίνακας :

Πίνακας : Συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} σε κατακόρυφους τοίχους για $\theta=0^\circ$.

	ZΩNH	A	B	C	D	E
<i>h/d</i>	1.4	-1.2	-0.8	-0.5	0.8	-0.52

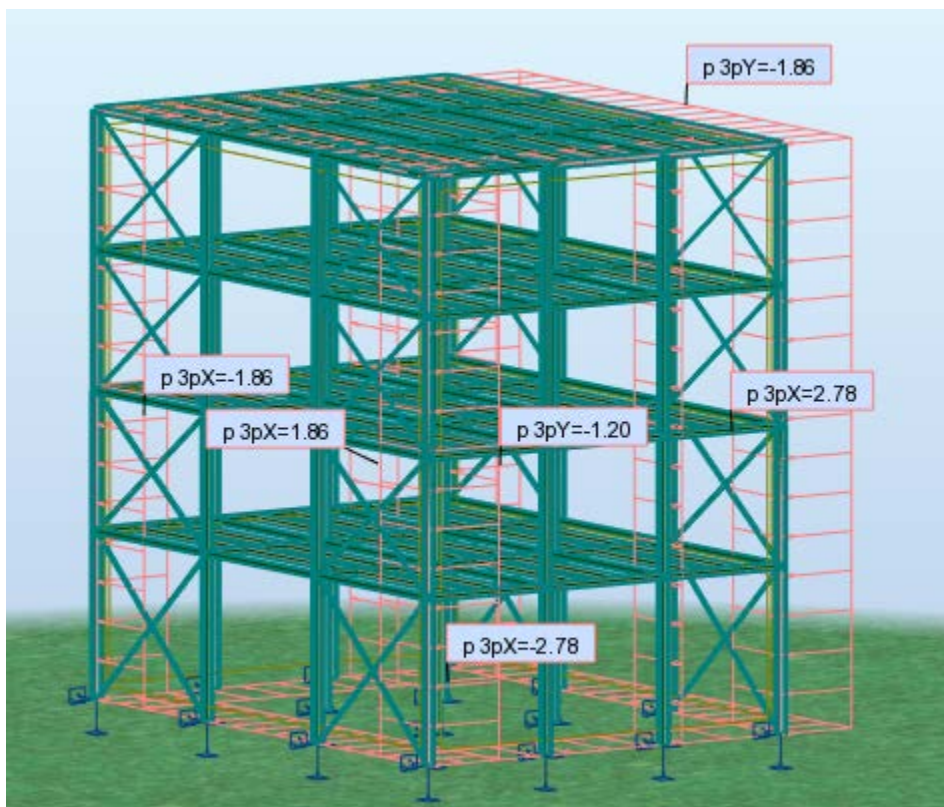
Εξωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων τοίχων (παντού ίδιο ύψος):

Οι εξωτερικές πιέσεις υπολογίζονται από τη σχέση:

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

ZΩNH	A	B	C	D	E
<i>w_e</i>	-2.78	-1.86	-	1.86	-1.2

Εξωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων τοίχων από το πρόγραμμα Robot Structural Analysis 2018



Σχήμα 2.7: windy_θ=90_εξωτερικά_τοίχων

2.Εξωτερικές πιέσεις στέγης

Σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς για $h=21.00\text{m}$
Έχουμε: $e = \min(b; 2h) = \min(21.00\text{m}; 42.00\text{m}) = 21.00\text{m} > d = 15.00$

Η ζώνη F έχει εμβαδό 5 m^2 οπότε θα γίνει γραμμική παρεμβολή ανάμεσα σε $c_{pe,1}$ $c_{pe,10}$
Οι ζώνες έχουν εμβαδά: $A > 10 \text{ m}^2$, άρα $c_{pe} = c_{pe,10}$

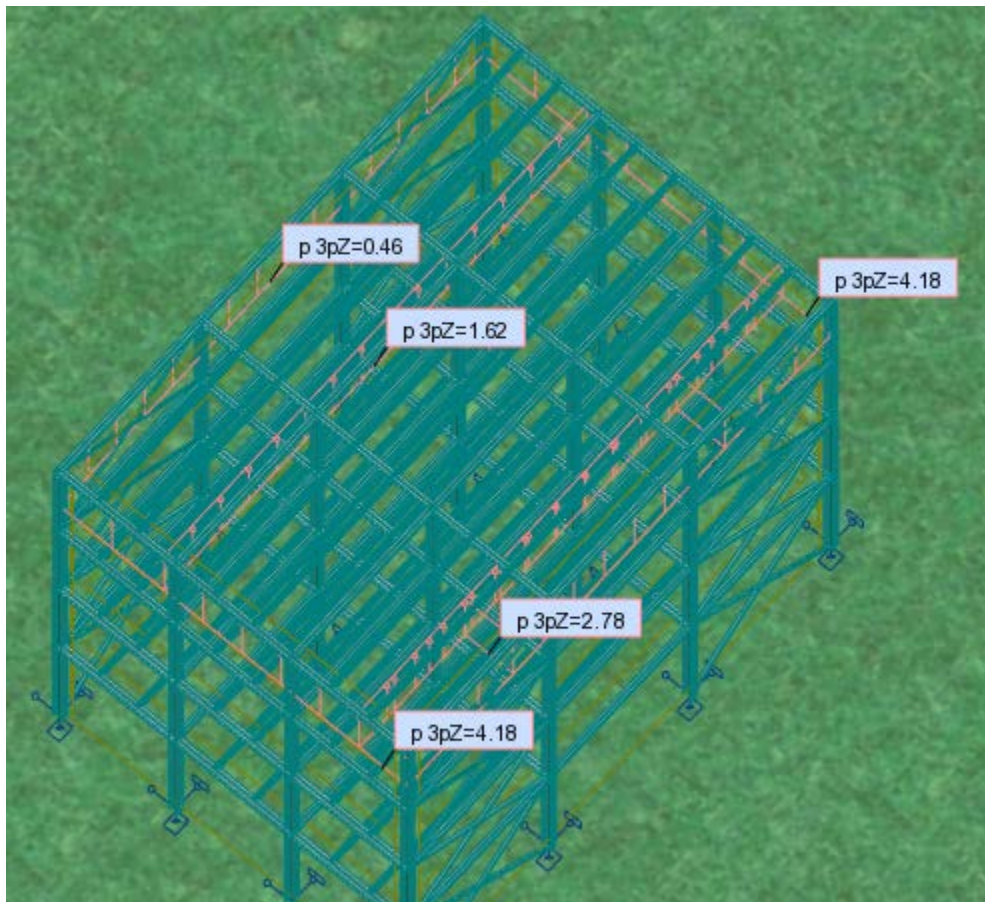
Πίνακας : Συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} σε στέγη, για $\theta=0^\circ$.

ZΩΝΗ	F	G	H	I
c_{pe}	-1.8	-1.2	-0.7	-0.2

Πίνακας : Εξωτερικές πιέσεις w_e σε στέγη, για $\theta=0^\circ$.

ZΩNH	F	G	H	I
w_e	-4.18	-2.78	-1.62	-0.46

Εξωτερικές πιέσεις επί της στέγης από το πρόγραμμα Robot Structural Analysis 2018



Σχήμα 2.8: windy_θ=90_εξωτερικά_στέγης

Β. Υπολογισμός εσωτερικών πιέσεων:

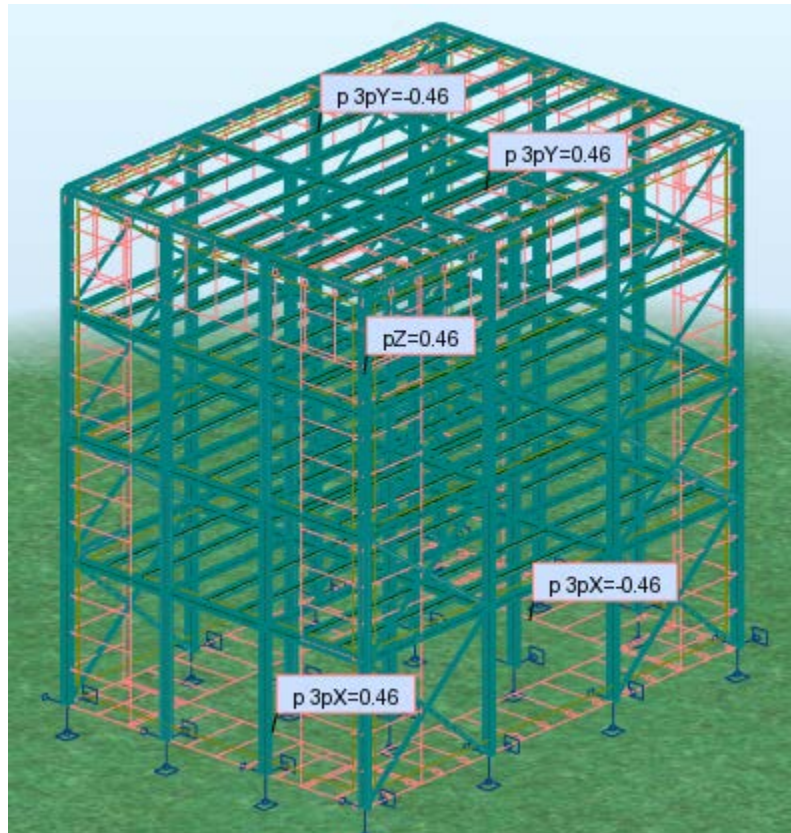
Περίπτωση ανέμου για στέγη:

$$c_{p_i} = +0,2 : w_i = 0,46 \text{ kN/m}^2$$

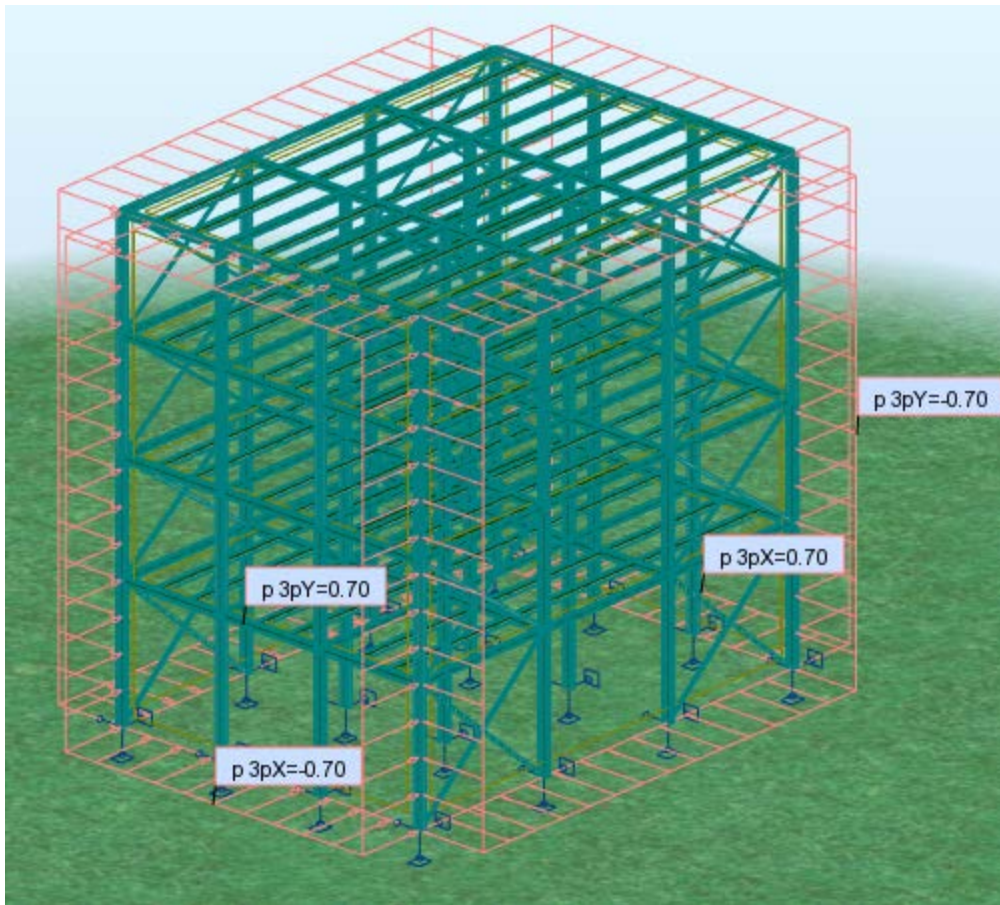
$$c_{p_i} = -0,3 : w_i = -0,70 \text{ kN/m}^2$$

$$c_{p_i} = +0,2 \text{ και } c_{p_{i,0}} < 0:$$

Εσωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων τοίχων από το πρόγραμμα Robot Structural Analysis 2018



Σχήμα 2.9: windyx_θ=0/90_εσωτερικά_cp_i = +0,2



Σχήμα 2.10: windyx_θ=0/90_εσωτερικά_cp_i = -0,3

2.2.5 Σεισμικές Δράσεις

Κατά τη διάρκεια του σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές (κυρίως λόγω μεγέθους), χωρίς όμως αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δε μπορούν να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

Η χώρα μας βρίσκεται σε μια εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών.

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

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 , τα σεισμικά αποτελέσματα και τα αποτελέσματα των άλλων δράσεων που περιλαμβάνονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού μπορούν να υπολογιστούν με βάση γραμμική-ελαστική συμπεριφορά του φορέα . Μπορεί λοιπόν να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης :

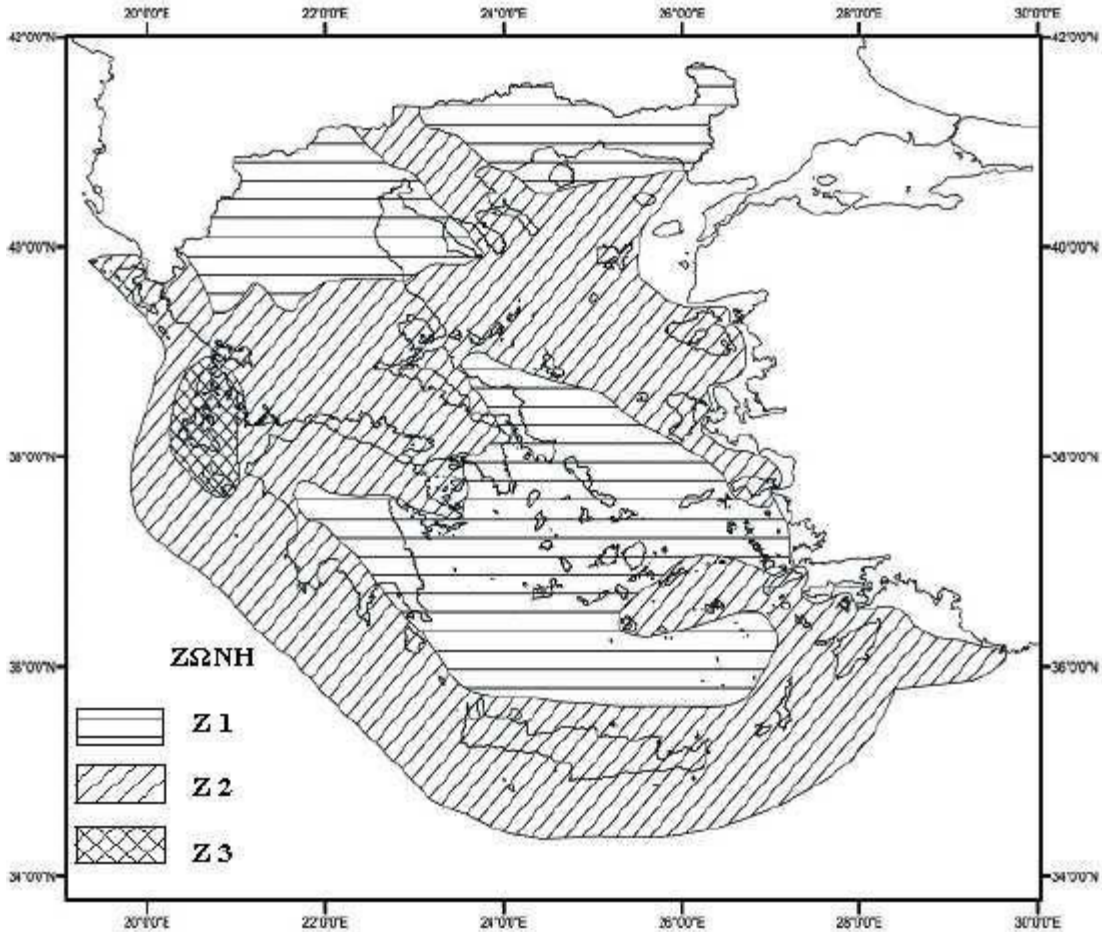
- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Στην παρούσα εργασία η μελέτη του κτιρίου έναντι σεισμού πραγματοποιήθηκε μέσω της Ιδιομορφικής Ανάλυσης Φάσματος Απόκρισης , η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης . αυτή η μέθοδος χρησιμοποιήθηκε κατά την επίλυση με το πρόγραμμα .

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας

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

Για την παρούσα κατασκευή γίνεται η θεώρηση πως βρίσκεται στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II.



Σχ. 2.11 Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης A που έχει ληφθεί από τον χάρτη ζωνών στο Εθνικό Προσάρτημα, και σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη, με βάση τη σχέση $A=a \cdot g$. Για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II, η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους είναι $A=0,24g$

Προσδιορισμός της κατηγορίας εδάφους

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε βασικές κατηγορίες A, B, C, D και E. Το παρόν κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας C (πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή σκληρή άργιλος, αρκετών δεκάδων ή εκατοντάδων μέτρων) σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα, όπως αυτός συμπεριλαμβάνεται στον Ευρωκώδικα 8. Παρατίθεται ο πίνακας με τις κατηγορίες εδάφους.

Πίνακας 2.1: Κατηγορίες εδάφους κατά ΕΚ8

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (κρούσεις/30 cm)	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	–	–
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.	360 – 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.	< 100 (ενδεικτι κό)	–	10 – 20
S_2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S_1			

Συντελεστής σπουδαιότητας

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I .

Για κατηγορία σπουδαιότητας III (κτίρια των οποίων η αντισεισμική αντοχή είναι σημαντική ως προς τις συνέπειες μιας πιθανής αστοχίας όπως σχολεία, χώροι συνάθροισης κοινού, μουσεία κτλ.) ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι ίσος με 1.20.

Συντελεστής συμπεριφοράς q

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

Πίνακας 2.2: Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q

ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5\alpha_v/\alpha_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντροτητα	4	4
Διαγώνιοι σύνδεσμοι	2	2,5
Σύνδεσμοι μορφής V		
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	$5\alpha_v/\alpha_1$
δ) Αντεστραμμένο εκκρεμές	2	$2\alpha_v/\alpha_1$
ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 5	
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4\alpha_v/\alpha_1$
ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις		
Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο	2	2

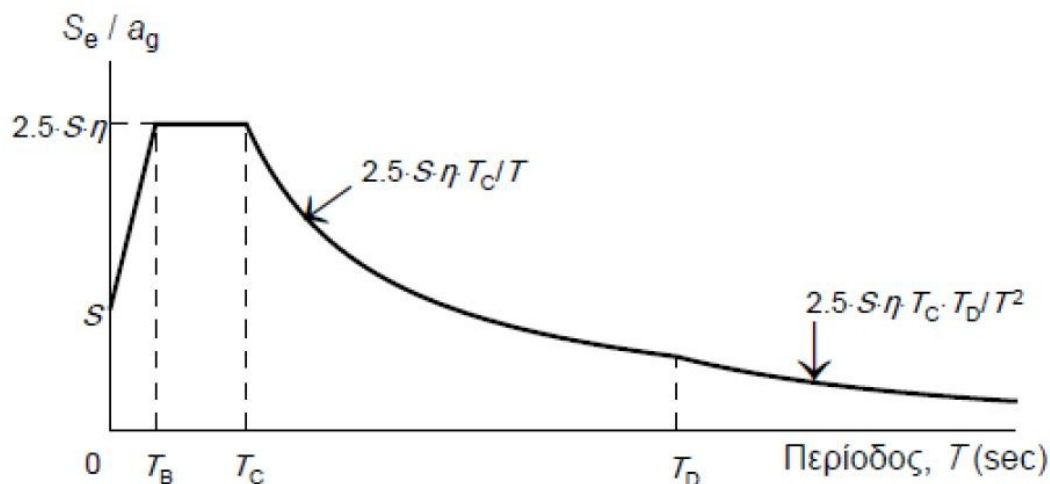
Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)	Βλέπε Κεφάλαιο 7	
	4	5 α _v /α ₁

Φάσμα Σχεδιασμού

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

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II (Επιτάχυνση $A=0,24 g$)
- Κατηγορία εδάφους C
- Κατηγορία σπουδαιότητας III (συνήθη κτίρια), $\gamma=1,20$
- Συντελεστής συμπεριφοράς $q=4,00$ για την περίπτωση των χιαστί συνδέσμων και των πλαισίων ροπής.
- Συντελεστής συμπεριφοράς $q=2,00$ για την περίπτωση των λάμδα συνδέσμων.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού, $S_d(T)$ ορίζεται ως εξής (EK8) :



$$sd(T) = ag \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

Για $0 < T < T_b$ (3.16)

$$sd(T) = ag \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

Για $T_b < T < T_c$ (3.17)

$$sd(T) = ag \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{Tc}{T} \geq \beta \cdot ag$$

Για $Tc < T < Td$ (3.18)

$$sd(T) = ag \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{Tc \cdot Td}{T^2} \geq \beta \cdot ag$$

Για $Td < T < 4sec$ (3.19)

όπου:

Sd(T) είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελεύθερης κίνησης

ag είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας B (ag = γI*agR)

TB είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

TC είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

TD είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος

S είναι ο συντελεστής εδάφους

q είναι συντελεστής συμπεριφοράς

β είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, συνιστώμενη τιμή β=0,2

Ακόμη, για έδαφος κατηγορίας C θα έχουμε :

S=1.15 , TB=0.2sec , TC=0.60sec και TD=2.5sec

Παράμετροι φασμάτων ελαστικής απόκρισης

Εδαφικός Τύπος	S	TB(s)	TC(s)	TD(S)
A	1	0,15	0,4	2,5
B	1,2	0,15	0,5	2,5
C	1,15	0,2	0,6	2,5
D	1,35	0,2	0,8	2,5

E	1,4	0,15	0,5	2,5
---	-----	------	-----	-----

2.3 Συνδυασμοί δράσεων

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 κτλ), που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματος του.
- ❖ Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Serviceability Limit States-SLS, μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κτλ) 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, προσδιορίστηκαν οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων που επενεργούν επ' αυτής, όπως παρουσιάστηκαν στο παραπάνω κεφάλαιο. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) 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.

2.3.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας (για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές)

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

όπου "+" σημαίνει "επαλληλία με"

$G_{k,j}$: χαρακτηριστική τιμή επικρατέστερης μεταβλητής δράσης

$Q_{k,i}$: χαρακτηριστική τιμή λοιπών μεταβλητών δράσεων i

P : χαρακτηριστική τιμή προέντασης

$\gamma_{G,j}$: επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j $\gamma_{Q,i}$: επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i γ_p : επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση

$\psi_{0,i}$: συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων (σύμφωνα με το Ευρωπαϊκό πρότυπο EN 1990)

Οι τιμές του γ που προτείνονται για τους ελέγχους είναι οι ακόλουθες:

$\gamma_{G,j} = 1.35$, όπου είναι δυσμενής και 1.00 όπου είναι ευνοϊκή $\gamma_{Q,I} = 1.50$, όπου είναι δυσμενής και 0 όπου είναι ευνοϊκή $\gamma_{Q,i} = 1.50$, όπου είναι δυσμενής και 0 όπου είναι ευνοϊκή

Ο βασικός έλεγχος μιας οριακής κατάστασης αστοχίας ή υπερβολικής παραμόρφωση μιας διατομής, ενός στοιχείου ή μιας σύνδεσης πραγματοποιείται με την ανίσωση :

$$E_d \leq R_d$$

όπου E_d : η τιμή του σχεδιασμού του αποτελέσματος των δράσεων, π.χ. Εντατικό μέγεθος (N, M, V) ή ένα διάνυσμα που εκφράζει διάφορα εντατικά μεγέθη.

R_d : η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντοχής

Δυσμενής Συνδυασμός :

Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο Q
 $1,35G+1,5Q+1,5 \cdot 0,6W+1,5 \cdot 0,5S$

Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο W
 $1,35G+1,5W+1,5 \cdot 0,7Q+1,5 \cdot 0,5S$

Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το χιόνι S

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

Ευμενής Συνδυασμός :

$$G+Q$$

2.3.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας (για καταστάσεις σεισμού)

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

όπου "+" σημαίνει "επαλληλία με"

$G_{k,j}$: χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων

$Q_{k,i}$: χαρακτηριστική τιμή λοιπών μεταβλητών δράσεων i

P : χαρακτηριστική τιμή προέντασης

A_{ED} : τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

$\psi_{2,i}$: συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων (σύμφωνα με το Ευρωπαϊκό πρότυπο EN 1990)

Οριακή κατάσταση αστοχίας (για καταστάσεις σεισμού):

$$G + AED + 0.60 \cdot Q$$

Η σεισμική δύναμη AED υπολογίζεται από το πρόγραμμα Robot Structural Analysis, ως συνδυασμός τριών σεισμικών συνιστωσών, για κάθε άξονα του χώρου x, y, z.

Πίνακας 2.3: Συντελεστές ψ

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι τιμές ψ μπορούν να καθορισθούν από το Εθνικό Προσάρτημα.			
* Για χώρες οι οποίες δεν αναφέρονται παρακάτω, βλέπε συναφείς τοπικές συνθήκες.			

2.3.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (χαρακτηριστικός συνδυασμός)

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

όπου C_d : η οριακή τιμή σχεδιασμού του συναφούς κριτηρίου λειτουργικότητας

E_d : η τιμή του σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων, οι οποίες καθορίζονται στα πλαίσια του κριτηρίου λειτουργικότητας και η οποία προσδιορίζεται βάσει του σχετικού συνδυασμού.

Οι προτεινόμενες τιμές των συντελεστών συνδυασμού ψ_i σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα είναι οι εξής:

- $\psi_0 = 0,7$, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια (κινητά) (EN 1991-1-1)
- $\psi_0 = 0,6$, φορτία ανέμου σε κτήρια (EN 1991-1-4)

- $\psi_0 = 0,5$, φορτία χιονιού σε κτίρια (EN 1991-1-3)
- $\psi_2 = 0,6$, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια (κινητά) (EN 1991-1-1)
- $\psi_2 = 0$, φορτία ανέμου σε κτίρια (EN 1991-1-4)
- $\psi_2 = 0$, φορτία χιονιού σε κτίρια (EN 1991-1-3)

Συνδυασμοί :

Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο Q
 $G+Q+0,6W+0,5S$

Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο W
 $G+W+0,7Q+0,5S$

Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το χιόνι S
 $G+S+0,7Q+0,6W$

3. Ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα υπό στατικά φορτία

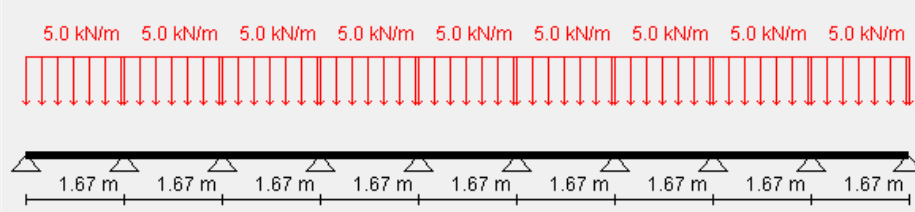
3.1 Κτίριο με Χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας και πλαίσια ροπής

Στο παρόν Κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης που πραγματοποιήθηκε με το Robot Structural Analysis. Παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη για τους συνδυασμούς φορτίσεων, οι έλεγχοι διατομών και μελών, οι τελικές διατομές των μελών. Επιγραμματικά, οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται στα μέλη για την οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ) είναι αντοχής σε θλίψη, αντοχής σε τέμνουσα, αντοχής σε κάμψη, έλεγχος σε κάμψη και αξονική δύναμη, καμπτικού λυγισμού λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Για την παραλαβή των οριζόντιων φορτίων, τα πλαίσια στη διεύθυνση y διαμορφώνονται με συνδέσεις ροπής και τα υποστυλώματα να κάμπτονται ως προς τον ισχυρό τους άξονα, ενώ κατά την διεύθυνση x με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας.

3.1.1 Σύμμικτη πλάκα

Οι πλάκες των ορόφων επιλέχθηκαν σύμμικτες αποτελούμενες από χαλυβδόφυλλα και έγχυτο σκυρόδεμα. Χρησιμοποιήθηκε τραπεζοειδές προφίλ επικάλυψης τύπου SYMDECK 73. Ακολουθούν οι έλεγχοι της σύμμικτης πλάκας:

Πίνακας 3.1 Γενικά στοιχεία σύμμικτης πλάκας (Φάση λειτουργίας)



5.0 kN/m 5.0 kN/m 5.0 kN/m 5.0 kN/m 5.0 kN/m 5.0 kN/m 5.0 kN/m 5.0 kN/m 5.0 kN/m

s/n	L (m)	q (kN/m ²)
6	1.67	5
7	1.67	5
8	1.67	5

Left cantilever L = q =

Right cantilever L = q =

Self weight G = kN/m²

Additional dead l... = kN/m²

Draw slab

$\gamma_G = 1.35$ $\gamma_Q = 1.50$

General Construction phase checks Composite slab checks Fire resistance check

$M_{Rd,S}^+$	$M_{Rd,S}^-$
$M_{pl,Rd}^+ = 26.66$ kNm/m	
$M_{pl,Rd}^- = 5.52$ kNm/m	
$V_{Rd,c} = 26.45$ kN/m	

t = mm $\gamma_{M1} = 1.00$ $A_s = 1.14$ cm²/m

C : MPa $\gamma_C = 1.50$ $\varnothing : 6$ mm / d = cm

S : MPa $\gamma_S = 1.15$

h = m c = m

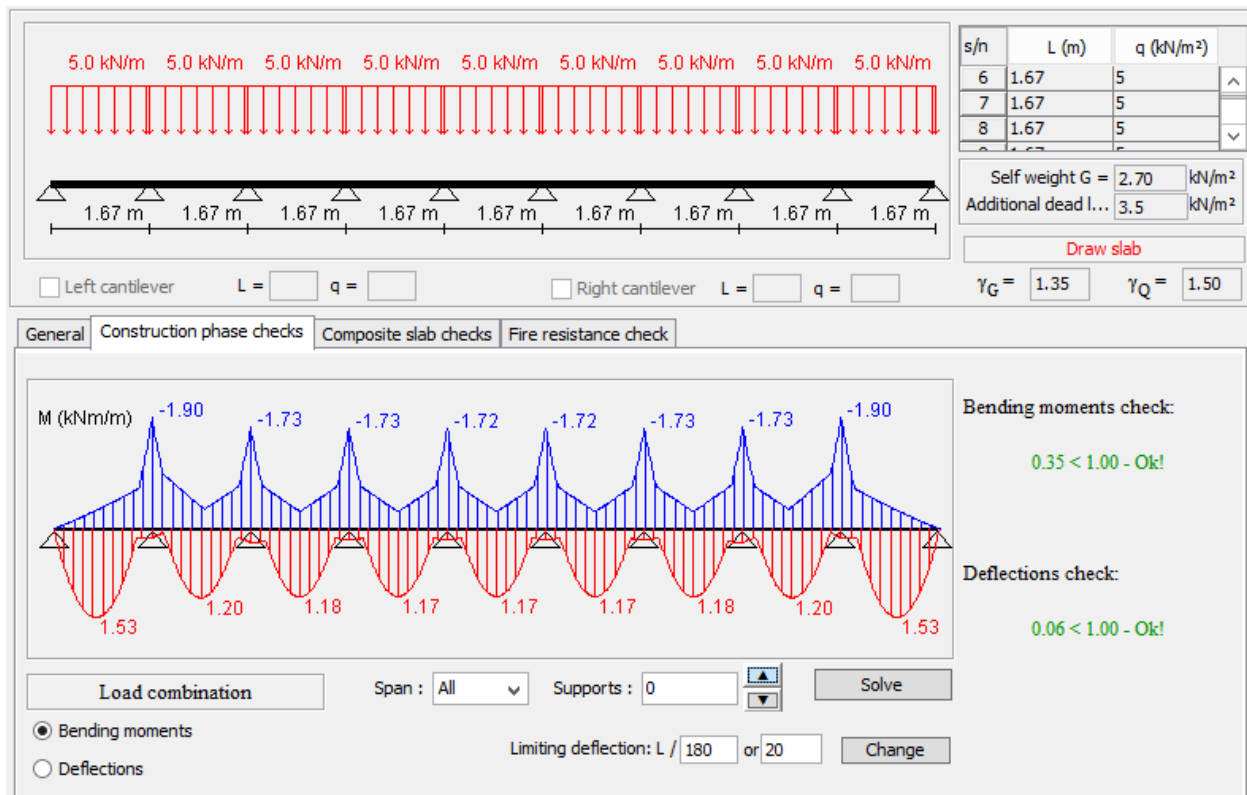
Fe : G MPa

m = MPa

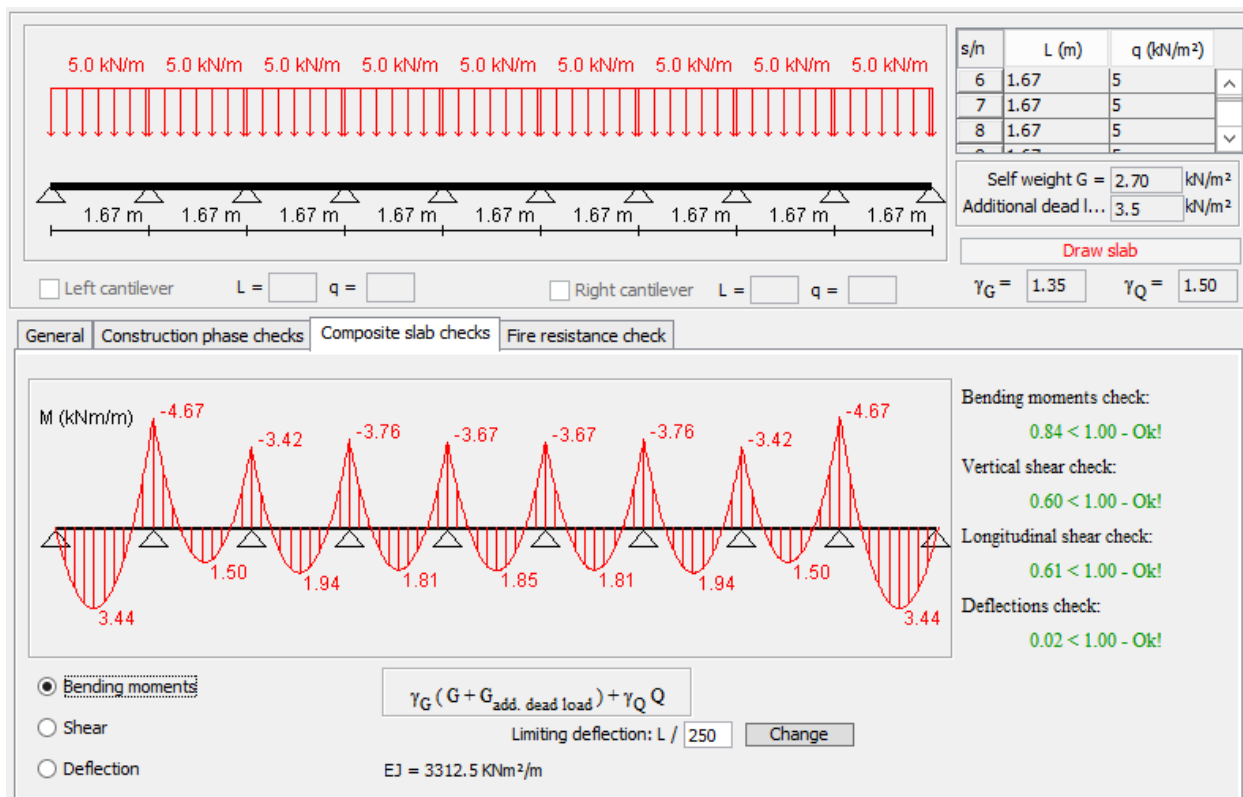
k = MPa

$V_{1,Rd}$

Πίνακας 3.2 Έλεγχοι σύμμικτης πλάκας (Φάση κατασκευής) – Διάγραμμα ροπών κάμψης



Πίνακας 3.3 Έλεγχοι σύμμεικτης πλάκας (Φάση λειτουργίας) – Διάγραμμα ροπών κάμψης (Ο.Κ.Α.)



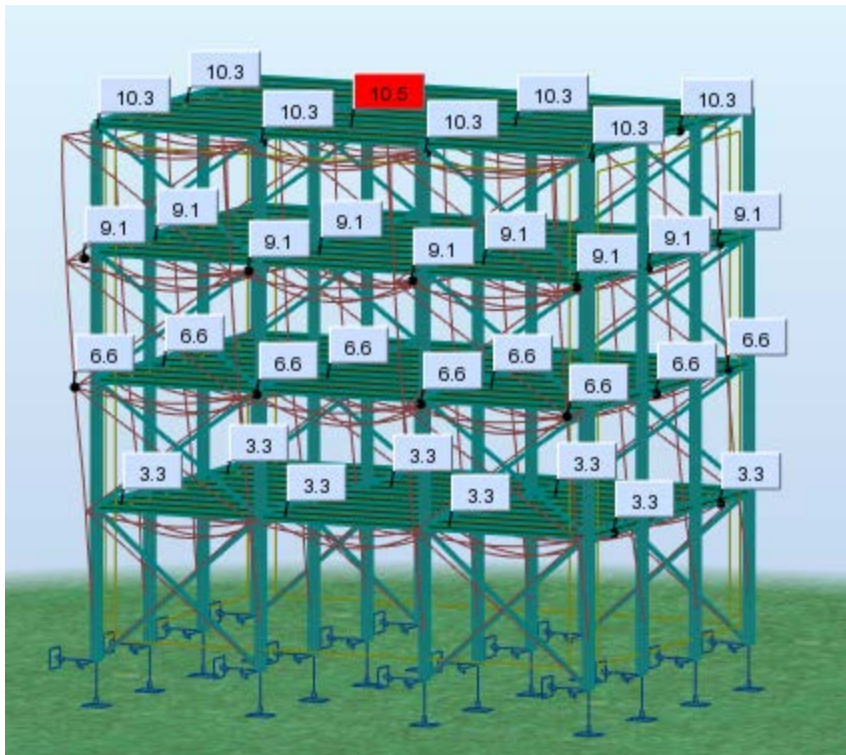
Παραμορφώσεις

Στις εικόνες που ακολουθούν δίνονται χαρακτηριστικά διαγράμματα των παραμορφώσεων της κατασκευής. Λόγω των μεγάλων ανοιγμάτων ο έλεγχος σε βέλη υπήρξε καθοριστικός στη διαστασιολόγηση των διατομών. Ο περιορισμός των βελών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 φαίνεται στον πίνακα βελών.

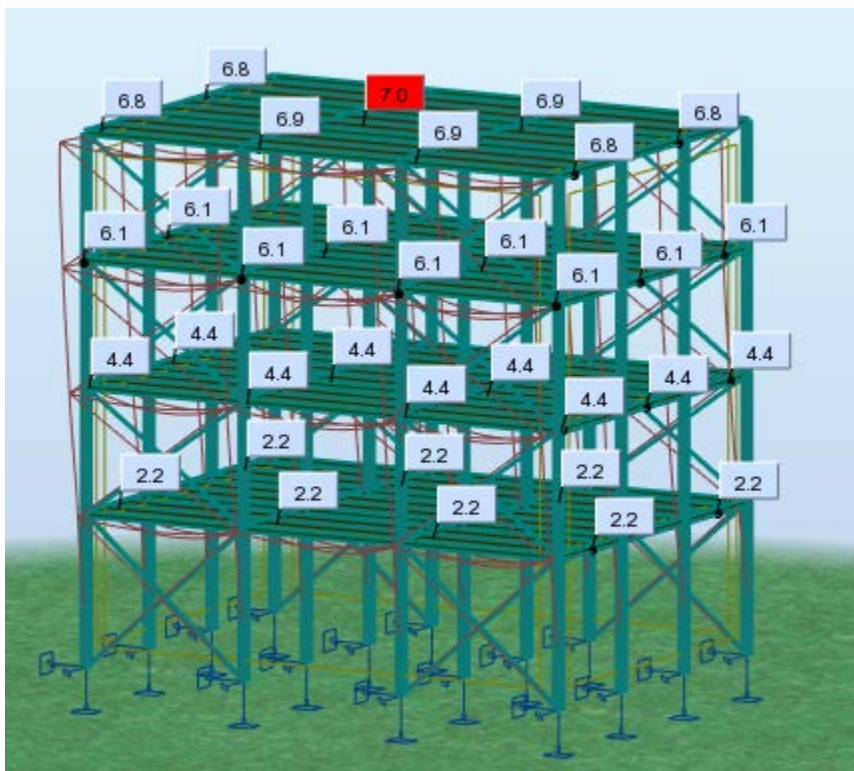
Πίνακας 3.4: βελών

	Όρια	
	δ_{max}	δ_2
Στέγες (γενικά)	L/200	L/250
Στέγες που συχνά φέρουν προσωπικό άλλο από αυτό για συντήρηση	L/250	L/300
Πατώματα (γενικά)	L/250	L/300
Πατώματα και στέγες που υποστηρίζουν γύψινα ή άλλα ψαθυρά τελειώματα ή μη εύκαμπτα χωρίσματα	L/250	L/350
Πατώματα που υποστηρίζουν υποστυλώματα (εκτός εάν το βέλος κάμψης έχει ληφθεί υπ' όψη στην καθολική ανάλυση για τον προσδιορισμό της έσχατης οριακής κατάστασης)	L/400	L/500
Όπου το δ_{max} μπορεί να βλάψει την εμφάνιση του κτιρίου	L/250	

Στις εικόνες που ακολουθούν δίνονται χαρακτηριστικά διαγράμματα παραμορφώσεων, όπως προέκυψαν από τον δυσμενέστερο συνδυασμό ΟΚΑ και ΟΚΛ.



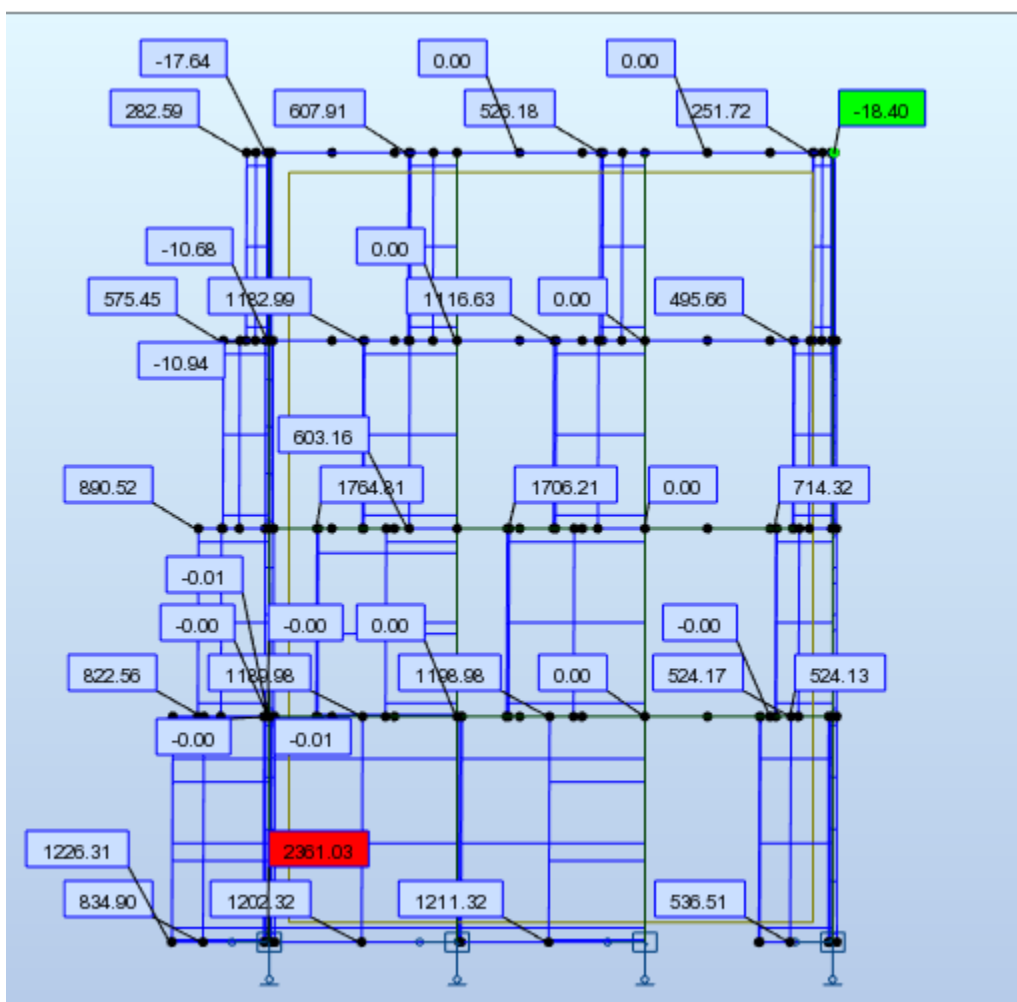
Σχημα 3.1 Παραμόρφωση φορέα σε ΟΚΑ



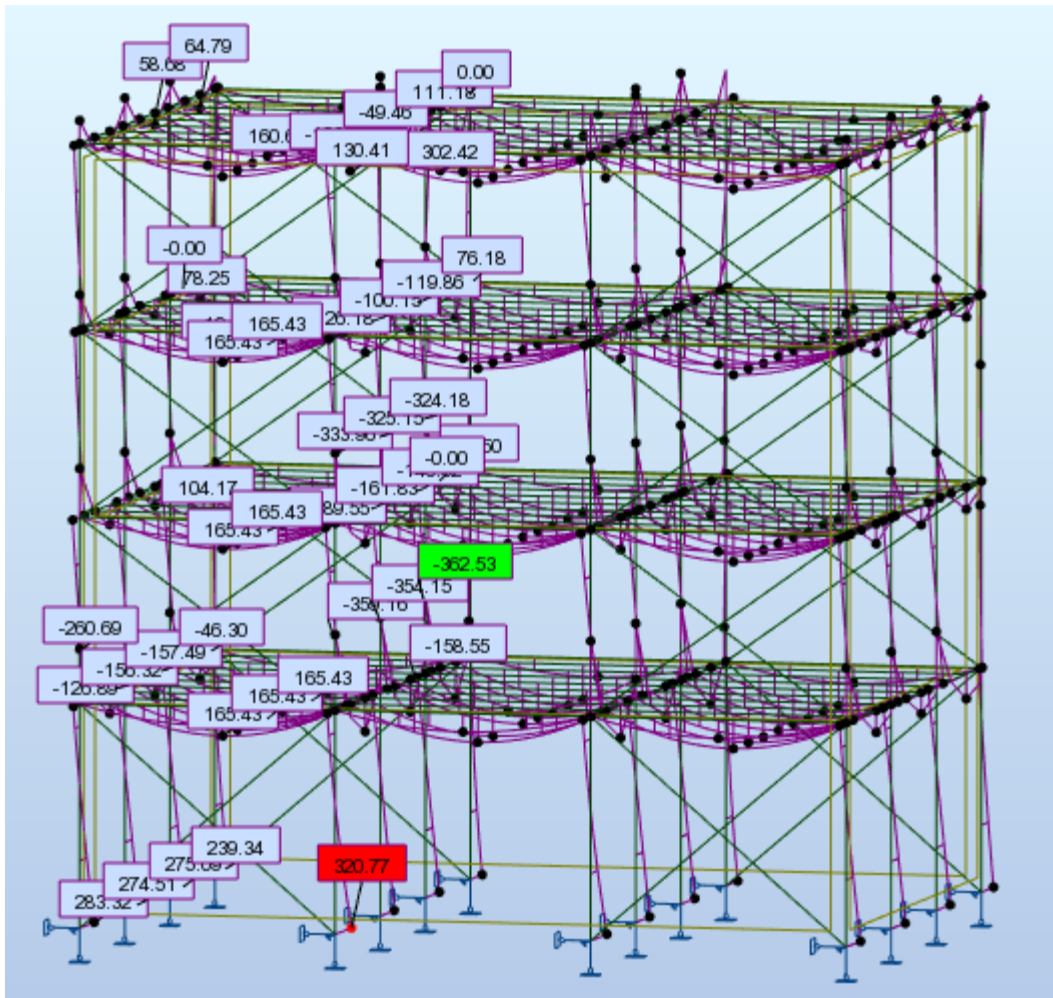
Σχημα 3.2 Παραμόρφωση φορέα σε ΟΚΛ

Εντατικά μεγέθη

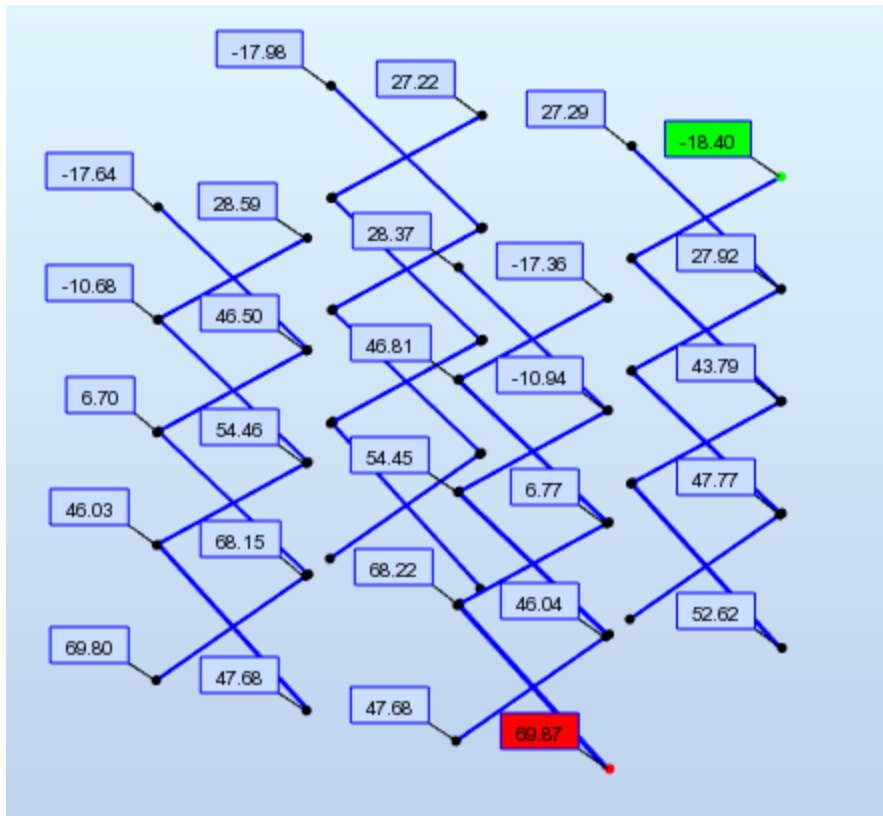
Στις Εικόνες που ακολουθούν δίνονται χαρακτηριστικά διαγράμματα ροπών κάμψης (M_y, E_d), τεμνουσών (V_z, E_d) και αξονικών (N, E_d) δυνάμεων για τα μέλη του φορέα, όπως προέκυψαν από τον πρώτο συνδυασμό της ΟΚΑ. Τα διαγράμματα ροπών (M_z και M_x) και τεμνουσών δυνάμεων (V_y και V_x) επιλέχθηκε να μην παρουσιαστούν διότι οι τιμές των μεγεθών είναι αμελητέες και επιπλέον δεν αποτελούν κρίσιμα μεγέθη για τη διαστασιολόγηση του κτηρίου.



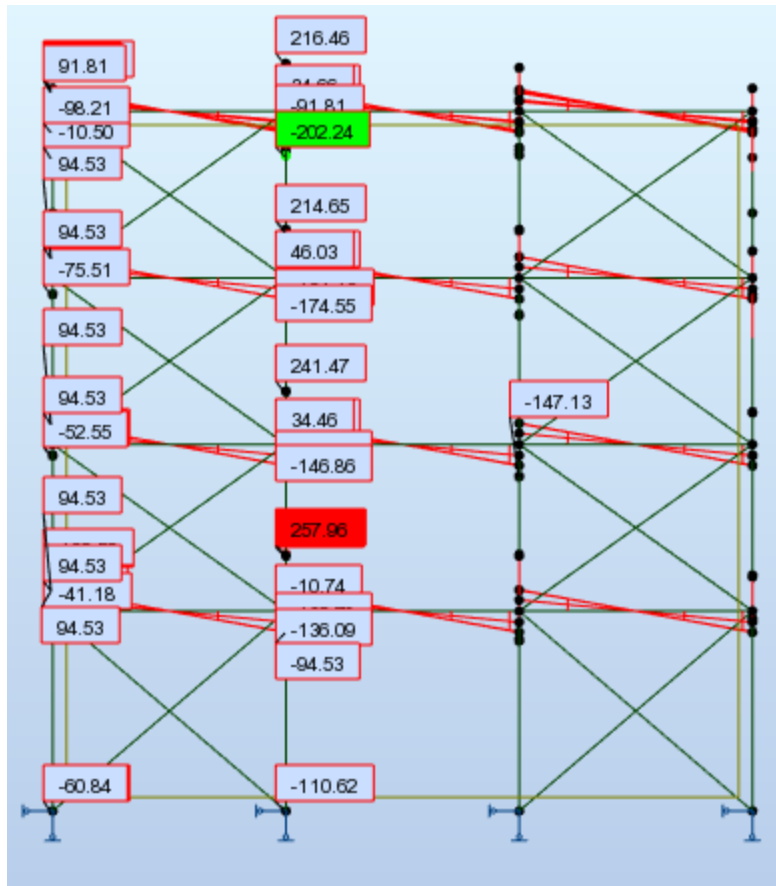
Σχημα 3.3 Περιβάλλουσα θλιπτικής αξονικής δύναμης N



Σχημα 3.4 Περιβάλλουσα καμπτικών ροπών M_y



Σχημα 3.5 Περιβάλλουσα θλιπτικής αξονικής δύναμης N χιαστί συνδέσεων δυσκαμψίας



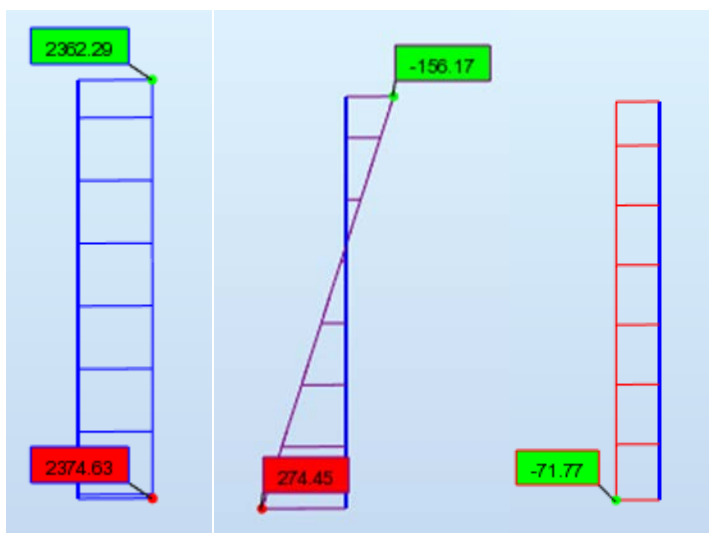
Σχημα 3.6 Περιβάλλουσα διαδοκίδων τεμνουσών δυνάμεων Vz

3.1.2 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα είναι τα στοιχεία εκείνα σε ένα φέροντα οργανισμό, τα οποία σχεδιάζονται ώστε να παραλάβουν και να μεταφέρουν με ασφάλεια στο έδαφος, όλα τα κατακόρυφα φορτία των ορόφων μιας κατασκευής. Αυτό σημαίνει ότι οι διατομές των υποστυλωμάτων καταπονούνται με μεγάλες θλιπτικές δυνάμεις, γεγονός που τα καθιστά ιδιαίτερα κρίσιμα όσον αφορά τους ελέγχους μελών σε λυγισμό σε μία μεταλλική κατασκευή. Συνεπώς τα υποστυλώματα είναι τα πλέον κρίσιμα μέλη όσον αφορά τους ελέγχους λυγισμού, λόγω της σύνθετης και συνδυασμένης καταπόνησης, στην οποία υπόκεινται.

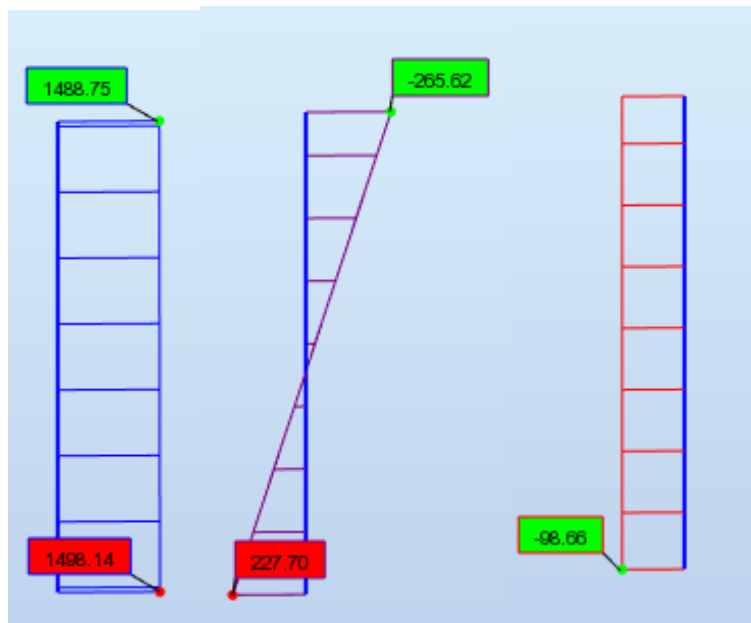
Όσο μετακινούμαστε στους άνω ορόφους τα εντατικά μεγέθη μειώνονται. Για αυτό το λόγο χρησιμοποιούμε μικρότερες διατομές υποστυλωμάτων καθ' ύψος του κτιρίου. Συγκεκριμένα στον 1^ο όροφο τα υποστυλώματα είναι διατομής HEB 400, στον 2^ο όροφο οι διατομές των υποστυλωμάτων είναι HEB 360, ενώ στον 3^ο και 4^ο όροφο οι διατομές είναι HEB 320. Στα παρακάτω σχήματα παρουσιάζονται ενδεικτικά τα εντατικά μεγέθη των δυσμενέστερων υποστυλωμάτων του 1^{ου} και του 2^{ου} ορόφου. Οι αναλυτικές λύσεις βρίσκονται στο παράρτημα.

Υποστυλώμα HEB 400



Σχήμα 3.7 Ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερου υποστυλώματος, N, My, Vz. δυσμενέστερου υποστυλώματος HEB 400.

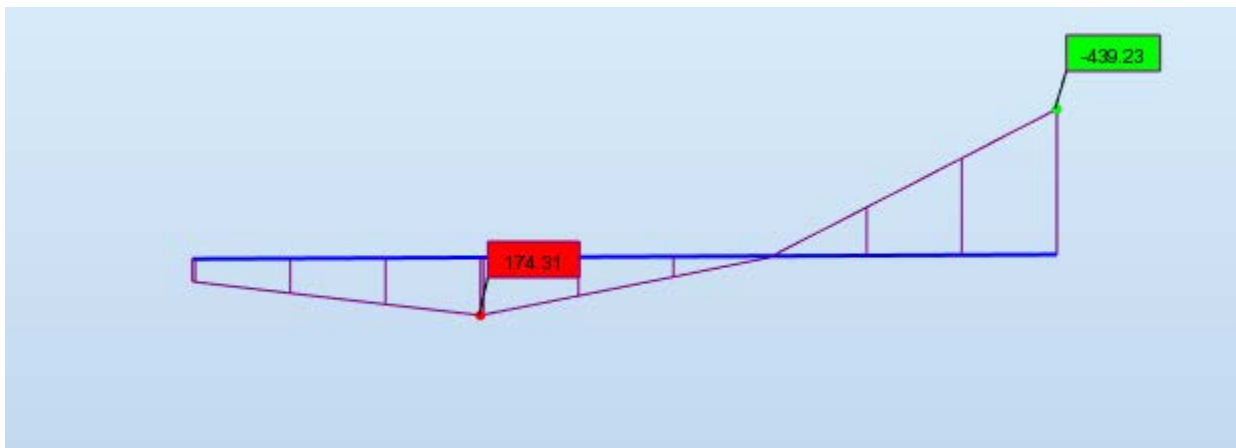
Υποστώλωμα HEB 360



Σχήμα 3.8: Ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερου υποστυλώματος, N, My, Vz δυσμενέστερου υποστυλώματος HEB 360.

3.1.3 Κύριες δοκοί

Κύρια δοκός ισογείου HEB 280



Σχήμα 3.9: Ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης δοκού ισογείου, My, N=0

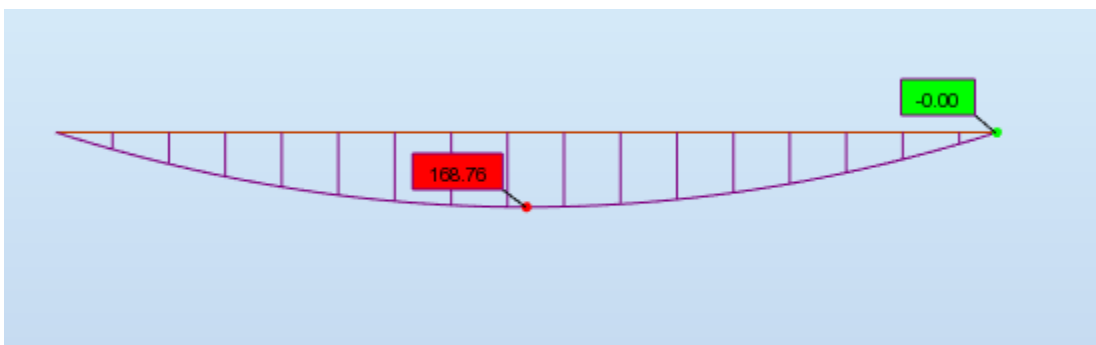
Κύρια δοκός οροφής HEB 260



Σχήμα 3.10 Ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης δοκού οροφής, M_y , $N=0$

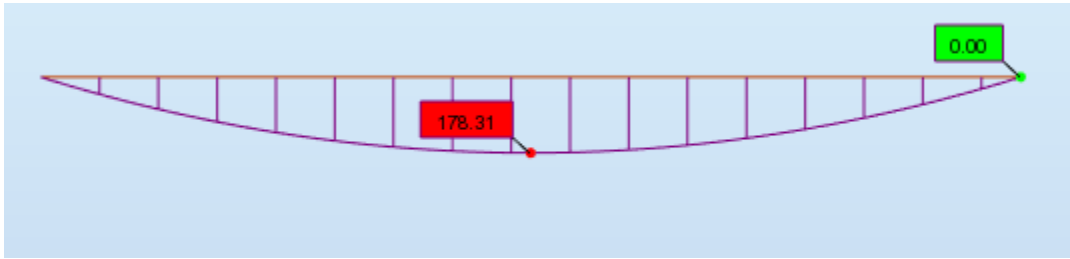
3.1.4 Δευτερεύουσες δοκοί

Δευτερεύουσα δοκός ισογείου HEB 240



Σχήμα 3.11 Ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης δοκού ισογείου, M_y , $N=0$

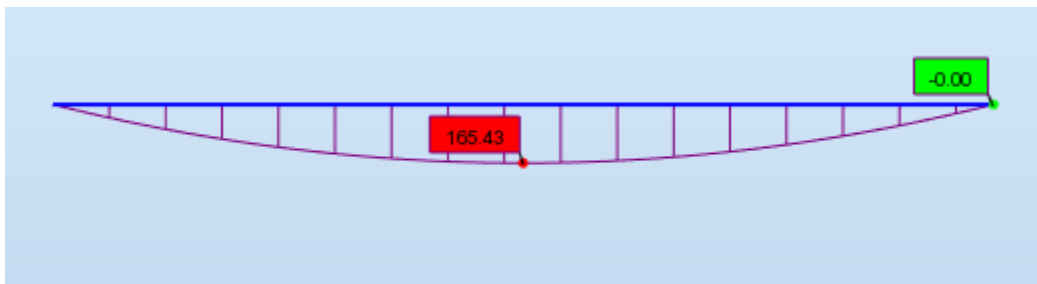
Δευτερεύουσα δοκός οροφής HEB 240



Σχήμα 3.11 Ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης δοκού οροφής, M_y , $N=0$

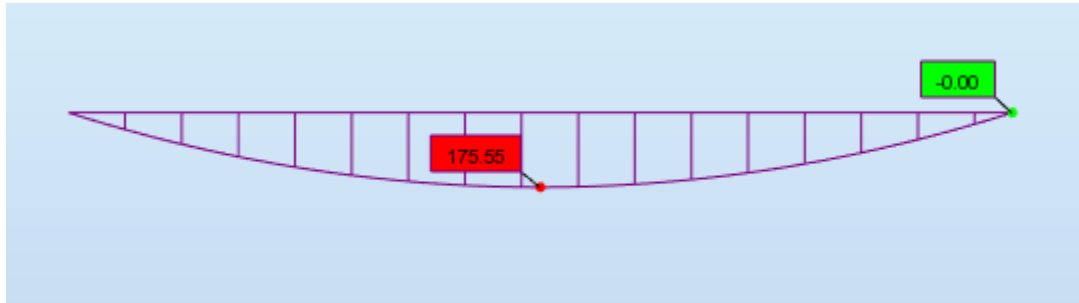
3.1.5 Διαδοκίδες

Διαδοκίδα ισογείου IPE 300



Σχήμα 3.12 Ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης διαδοκίδας ισογείου, M_y , $N=0$

Διαδοκίδα οροφής IPE 330



Σχήμα 3.12 Ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης διαδοκίδας ισογείου, $M_y, N=0$

3.1.6 Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας

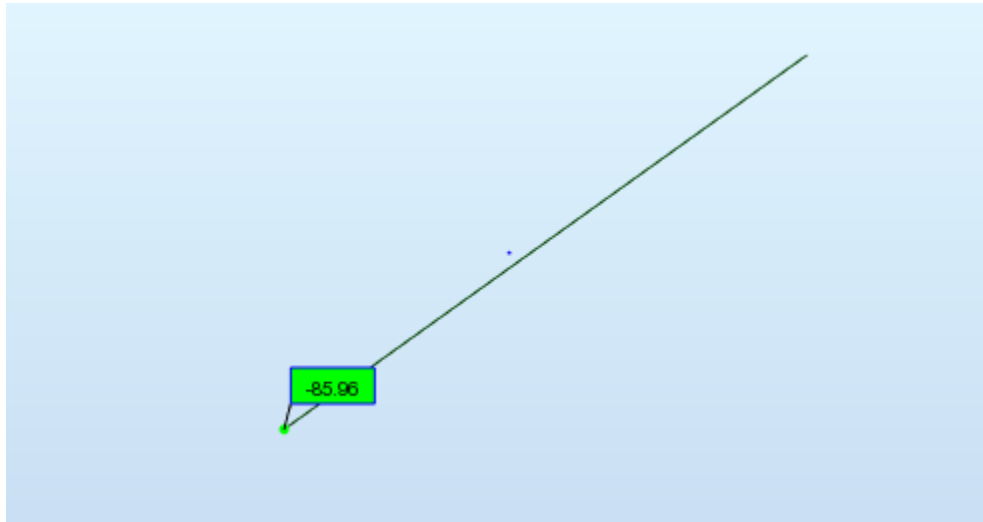
Οι κύριες λειτουργίες των συστημάτων εγκάρσιας δυσκαμψίας των υπόστεγων μπορούν να συνοψισθούν στα εξής :

- ❖ Παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων φορτίων που δρουν κατά την διαμήκη διεύθυνση του υπόστεγου και μεταφορά τους στη θεμελίωση
- ❖ Παροχή ενός δύσκαμπτου συστήματος στο οποίο να απολήγουν οι μηκίδες που παρέχουν πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα
- ❖ Παροχή προσωρινής ευστάθειας στην κατασκευή κατά τη διάρκεια της ανέγερσης της

Οι σύνδεσμοι που τοποθετήθηκαν στο κτίριο είναι σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα και έτσι όλες οι ράβδοι συνδέονται στα άκρα τους με απλές κοχλιωτές συνδέσεις και επομένως καταπονούνται μόνο από αξονικές δυνάμεις.

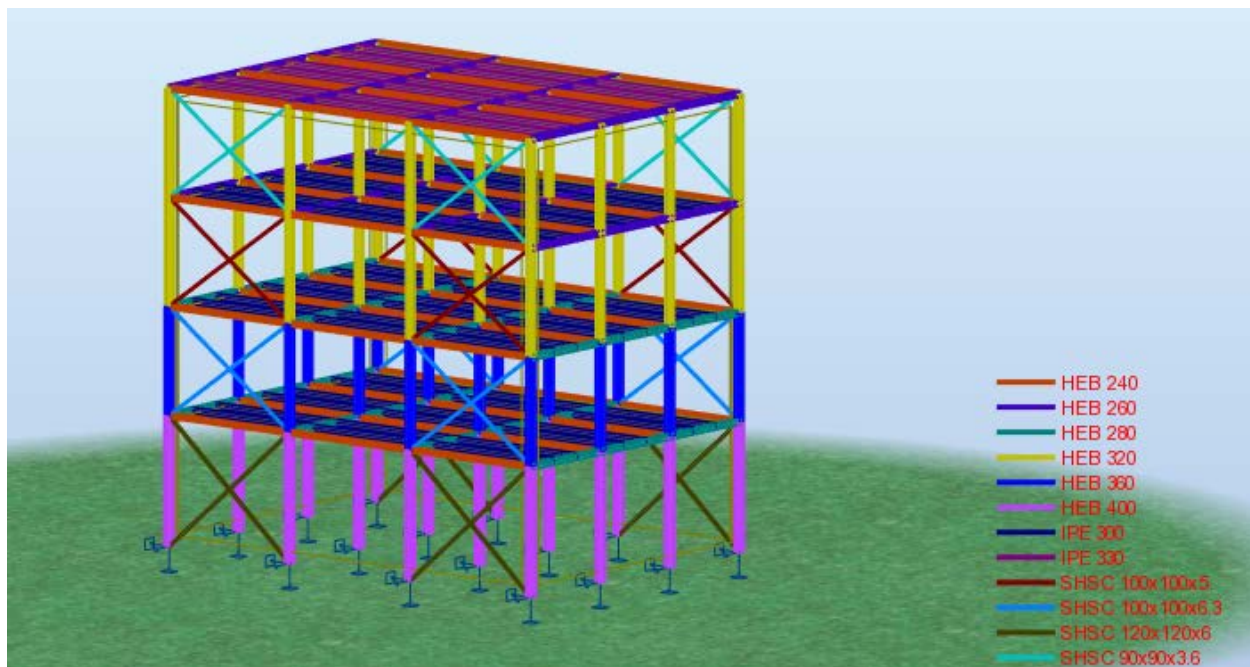
Επελέγησαν κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας κοίλης τετραγωνικής διατομής. Συγκεκριμένα στον 1^ο όροφο τοποθετήθηκαν σύνδεσμοι διατομής SHSC 120X120X6, στον 2^ο όροφο σύνδεσμοι διατομής SHSC 100X100X6.3, στον 3^ο όροφο σύνδεσμοι διατομής SHSC 100X100X5 και στον 4^ο όροφο σύνδεσμοι διατομής SHSC 90X90X3.6.

Παρουσιάζονται ενδεικτικά οι κρίσιμοι έλεγχοι της ράβδου με τη μέγιστη καταπόνηση.



Σχήμα 3.14 Ενδεικτικό διάγραμμα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης διαγωνίας ράβδου κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας, N.

Ακολουθεί σχηματική απεικόνιση της διαστασιολόγησης που προηγήθηκε, με χρωματική διαφοροποίηση των διατομών που χρησιμοποιήθηκαν για κάθε μέλος της κατασκευής.



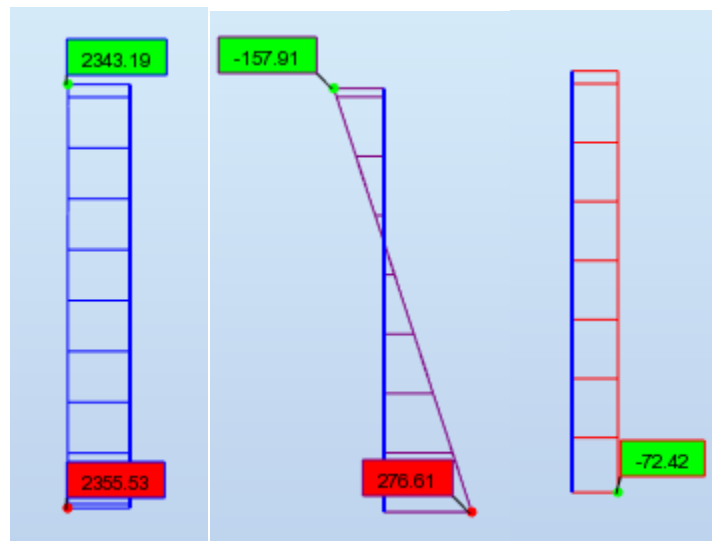
Σχήμα 3.15 Χρωματική απεικόνιση των διαφορετικών διατομών των μελών του κτηρίου με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας.

3.2 Κτίριο με Λάμδα συνδέσμους δυσκαμψίας και πλαίσια ροπής.

Στο παρόν Κεφάλαιο αντικαθιστούμε τους χιαστί συνδέσμους, με συνδέσμους λάμδα (Λ). Για να μπορέσουμε να συγκρίνουμε τις δύο εναλλακτικές λύσεις διατηρούμε τον ίδιο σκελετό, με τις ίδιες διατομές και στη συνέχεια παραθέτουμε τα εντατικά μεγέθη των δυσμενέστερων μελών.

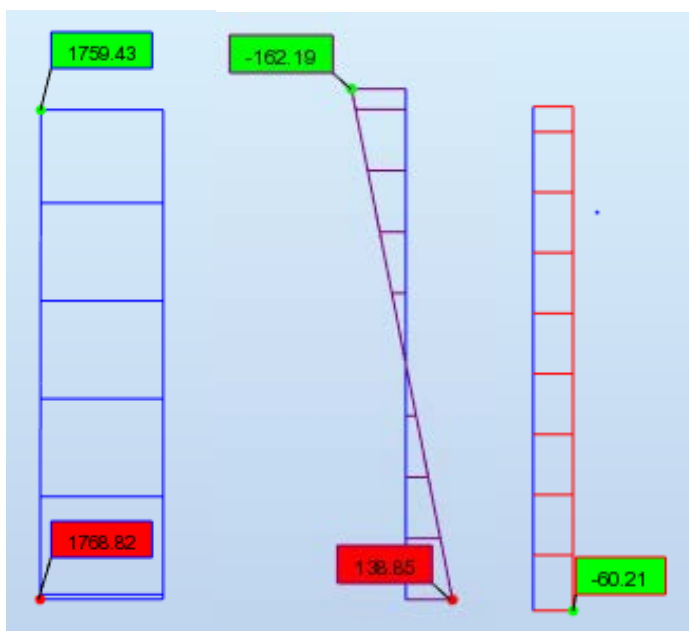
3.2.1 Υποστυλώματα

Υποστύλωμα HEB 400



Σχήμα 3.16 Ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερου υποστυλώματος, N, My, Vz. δυσμενέστερου υποστυλώματος HEB 400.

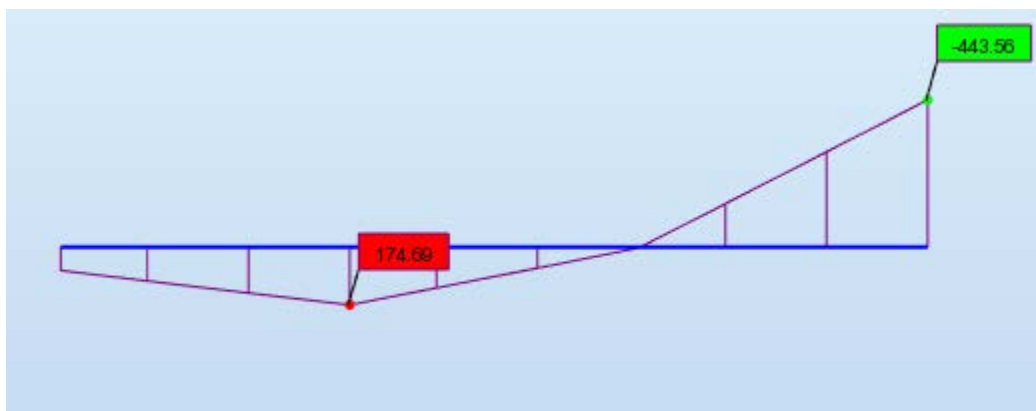
Υποστώλωμα HEB 360



Σχήμα 3.17: Ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερου υποστυλώματος, N, My, Vz δυσμενέστερου υποστυλώματος HEB 360.

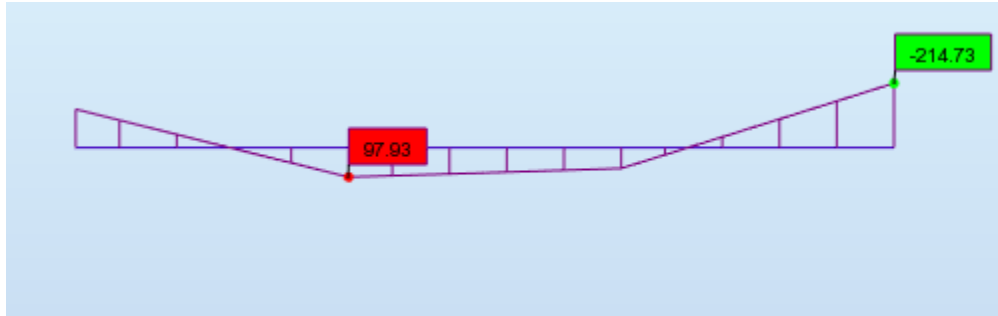
3.2.2 Κύριες δοκοί

Κύρια δοκός ισογείου HEB 280



Σχήμα 3.18: Ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης δοκού ισογείου, My, N=0

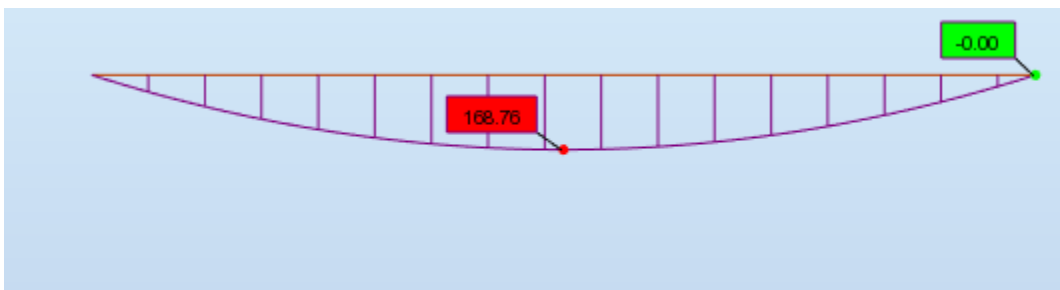
Κύρια δοκός οροφής HEB 260



Σχήμα 3.19 Ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης δοκού οροφής, M_y , $N=0$

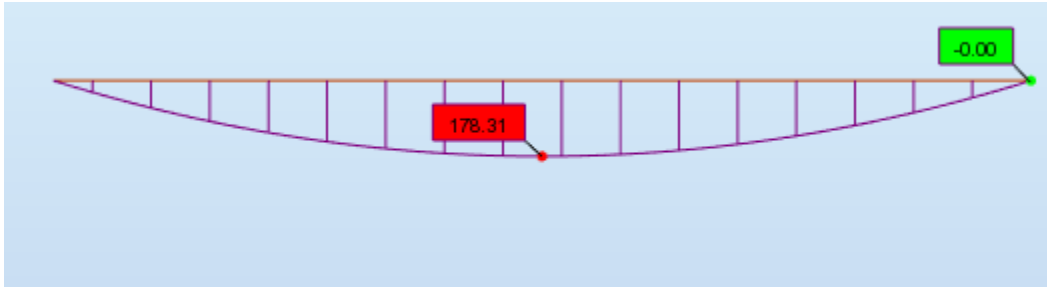
3.2.3 Δευτερεύουσες δοκοί

Δευτερεύουσα δοκός ισογείου HEB 240



Σχήμα 3.20 Ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης δοκού ισογείου, M_y , N

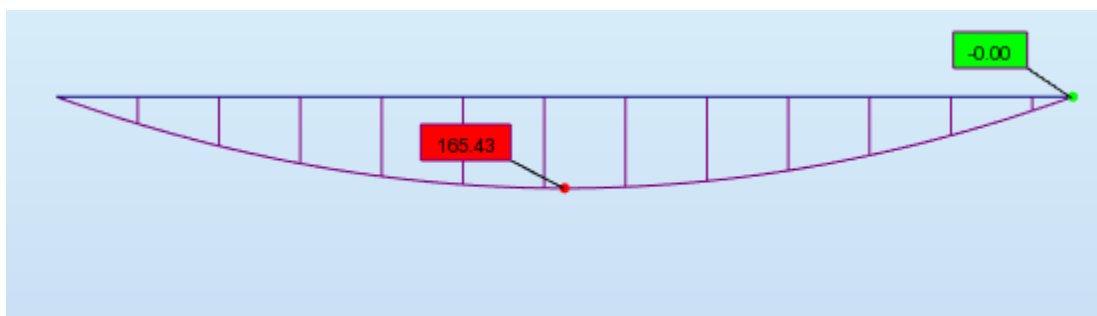
Δευτερεύουσα δοκός οροφής HEB 240



Σχήμα 3.21 Ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης δοκού οροφής, M_y , N

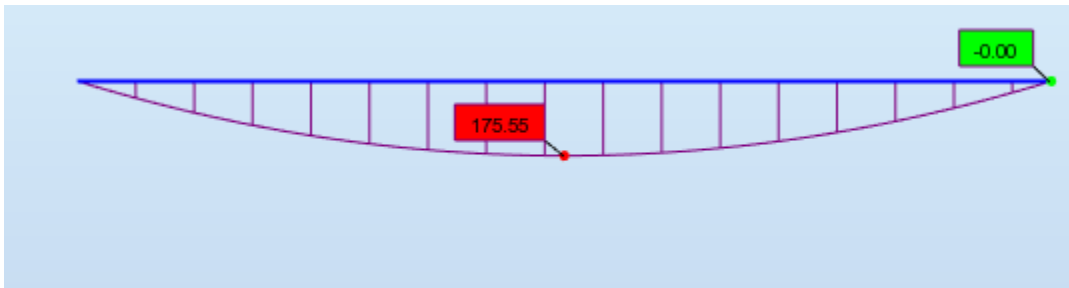
3.2.4 Διαδοκίδες

Διαδοκίδα ισογείου IPE 300



Σχήμα 3.22 Ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης διαδοκίδας ισογείου, M_y , $N=0$

Διαδοκίδα οροφής ΙΡΕ 330



Σχήμα 3.23 Ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης διαδοκίδας ισογείου, M_y ,

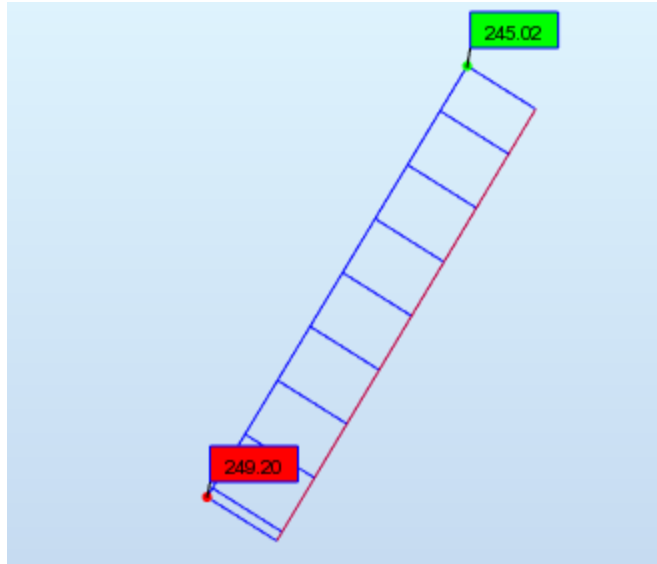
3.2.5 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου λάμδα

Οι σύνδεσμοι που τοποθετήθηκαν στο κτίριο είναι σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα και έτσι όλες οι ράβδοι συνδέονται στα άκρα τους με απλές κοχλιωτές συνδέσεις και επομένως καταπονούνται μόνο από αξονικές δυνάμεις.

Επελέγησαν κατακόρυφοι λάμδα σύνδεσμοι δυσκαμψίας κοίλης τετραγωνικής διατομής.

Συγκεκριμένα στον 1^ο όροφο τοποθετήθηκαν σύνδεσμοι διατομής SHSC 160X160X1.5, στον 2^ο όροφο σύνδεσμοι διατομής SHSC 150X150X10, στον 3^ο όροφο σύνδεσμοι διατομής SHSC 140X140X10 και στον 4^ο όροφο σύνδεσμοι διατομής SHSC 120X120X10.

Παρουσιάζονται ενδεικτικά οι κρίσιμοι έλεγχοι του μέλους του συνδέσμου με τη μέγιστη καταπόνηση.



Σχήμα 3.24 Ενδεικτικό διάγραμμα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης διαγώνιας ράβδου κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας, N.

4. Ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα υπό σεισμικά φορτία

4.1 Κτίριο με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας

Ιδιοπερίοδος φορέα

Στα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης λήφθηκε υπόψη η συνεισφορά των μαζών κατά X και Y. Το άθροισμα των ιδιομορφικών μαζών φθάνει το 99,9% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας για τη διεύθυνση X στην ιδιομορφή 18 και το 99,8% για τη διεύθυνση Y στην ιδιομορφή 11.

Πίνακας 4.1: Φασματική ανάλυση

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ ΔΙΟΜΟΡΦΗ	ΣΥΧΝΟΤΗ ΤΑ (Hz)	ΠΕΡΙΟΔ ΟΣ (sec)	ΣΧΕΤ.ΜΑ ΖΑ.ΥΧ (%)	ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ .UY (%)	ΣΧΕΤ.ΜΑ ΖΑ.ΥΖ (%)	ΤΡΕΧ.ΜΑ Ζ.ΥΧ (%)	ΤΡΕΧ.ΜΑΖ. UY (%)	ΤΡΕΧ.ΜΑ Ζ.ΥΖ (%)	ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΜΑΖΑ ΥΧ (kg)	ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΜΑΖΑ ΥΥ (kg)	ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΜΑΖΑ ΥΖ (kg)
12/ 1	0,65	1,53	0,00	83,41	0,00	0,00	83,41	0,00	1103883,15	1103883,15	1103883,15
12/ 2	1,11	0,90	84,39	83,41	0,00	84,39	0,00	0,00	1103883,15	1103883,15	1103883,15
12/ 3	1,22	0,82	84,39	83,41	0,00	0,00	0,01	0,00	1103883,15	1103883,15	1103883,15
12/ 4	1,99	0,50	84,39	95,14	0,00	0,00	11,73	0,00	1103883,15	1103883,15	1103883,15
12/ 5	3,00	0,33	96,40	95,14	0,01	12,01	0,00	0,00	1103883,15	1103883,15	1103883,15
12/ 6	3,40	0,29	96,40	95,15	0,01	0,00	0,00	0,00	1103883,15	1103883,15	1103883,15
12/ 7	3,78	0,26	96,40	98,56	0,01	0,00	3,41	0,00	1103883,15	1103883,15	1103883,15
12/ 8	4,50	0,22	96,40	98,56	2,99	0,00	0,00	2,98	1103883,15	1103883,15	1103883,15
12/ 9	4,93	0,20	99,25	98,56	2,99	2,85	0,00	0,00	1103883,15	1103883,15	1103883,15
12/ 10	5,70	0,18	99,25	99,97	2,99	0,00	1,40	0,00	1103883,15	1103883,15	1103883,15
12/ 11	5,78	0,17	99,25	99,98	2,99	0,00	0,01	0,00	1103883,15	1103883,15	1103883,15
12/ 12	6,69	0,15	99,25	99,98	3,31	0,00	0,00	0,32	1103883,15	1103883,15	1103883,15
12/ 13	6,75	0,15	99,26	99,98	4,52	0,00	0,00	1,21	1103883,15	1103883,15	1103883,15
12/ 14	6,81	0,15	99,98	99,98	4,53	0,73	0,00	0,00	1103883,15	1103883,15	1103883,15
12/ 15	7,06	0,14	99,98	99,98	28,61	0,00	0,00	24,08	1103883,15	1103883,15	1103883,15
12/ 16	7,10	0,14	99,98	99,98	44,58	0,00	0,00	15,97	1103883,15	1103883,15	1103883,15
12/ 17	7,17	0,14	99,98	99,98	44,58	0,00	0,00	0,00	1103883,15	1103883,15	1103883,15
12/ 18	7,76	0,13	99,99	99,98	44,65	0,00	0,00	0,07	1103883,15	1103883,15	1103883,15
12/ 19	7,79	0,13	99,99	99,98	45,41	0,00	0,00	0,76	1103883,15	1103883,15	1103883,15
12/ 20	8,02	0,12	99,99	99,98	45,90	0,00	0,00	0,49	1103883,15	1103883,15	1103883,15

Στον Πίνακα δίνονται οι ιδιοπερίοδοι, τα αθροιστικά ποσοστά συμμετοχής κάθε ιδιομορφής και η θεωρούμενη μάζα του φορέα.

4.1.1 Έλεγχος πλαισίου με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας (σεισμός κατά X)

4.1.1.1 Ατέλειες

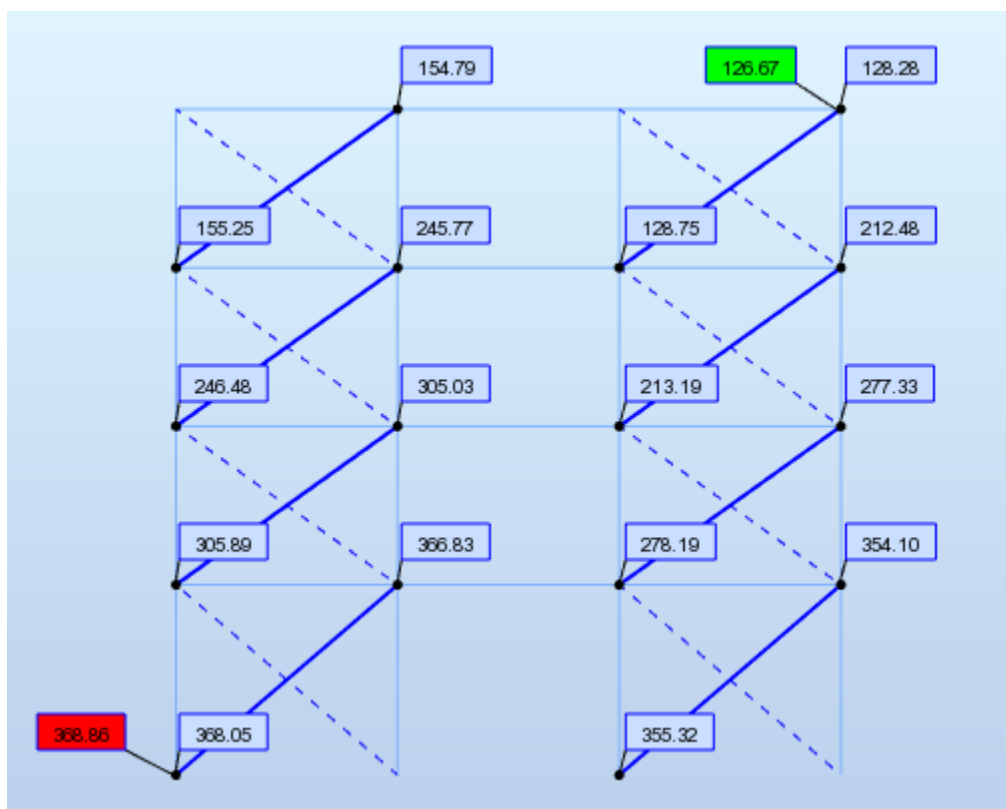
Οι ατέλειες λαμβάνονται υπ' όψιν στην περίπτωση που η οριζόντια δύναμη του σεισμού είναι μεγαλύτερη από $0,15 V_{Ed} = 0,15 \times 10894,15 = 1634,12 \text{ kN}$. Στη συγκεκριμένη περίπτωση η οριζόντια δύναμη σεισμού $F_X = 1095,15 \text{ kN} < 1634,12 \text{ kN}$. Επομένως οι ατέλειες δεν λαμβάνονται υπ' όψιν.

4.1.1.2 Εντατικά μεγέθη και φαινόμενα 2^{ας} τάξεως

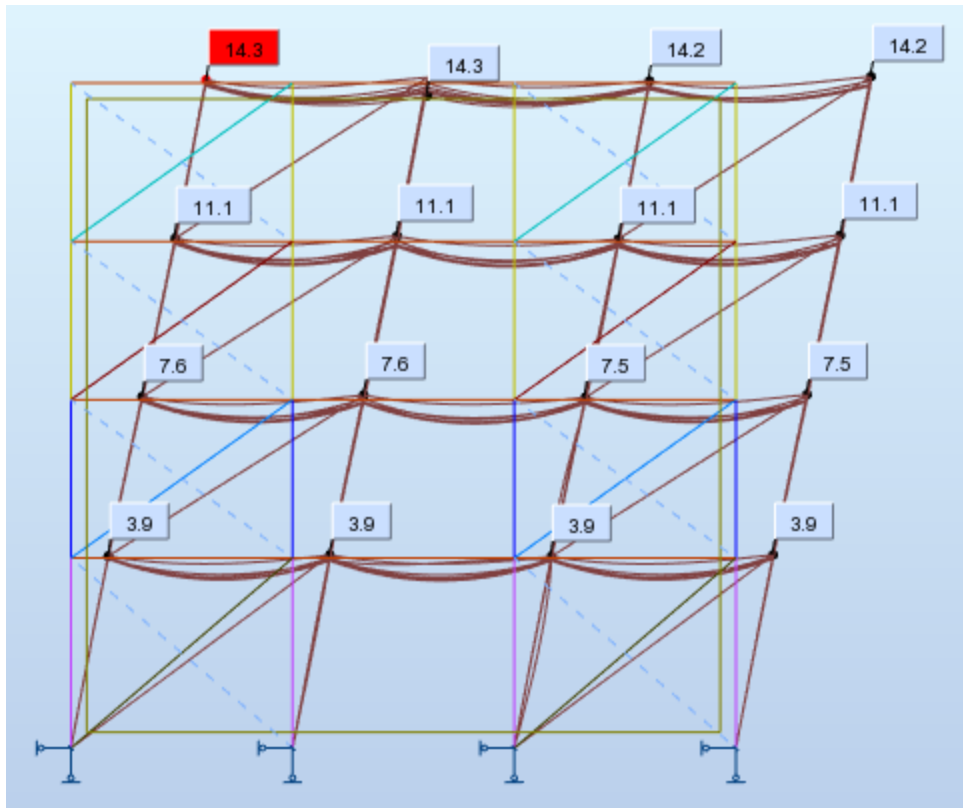
Πίνακας 4.2: Δυνάμεις τέμνουσας και κατακόρυφα φορτία

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ΟΡΟΦΟΣ	FX (kN)	FY (kN)	MZ (kNm)	FX ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	FY ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	FZ (kN)
16 (C) (CQC)/ 1	1095,15	201,91	56,23	1093,30	201,91	-10894,15
16 (C) (CQC)/ 2	957,49	172,39	48,63	956,10	172,39	-8076,07
16 (C) (CQC)/ 3	747,32	138,67	37,50	746,17	138,67	-5360,30
16 (C) (CQC)/ 4	457,66	93,95	22,40	456,91	93,95	-2658,11

Τα αποτελέσματα της φασματικής ανάλυσης παρουσιάζονται στα Σχήματα 4.1 και 4.2.



Σχήμα 4.1 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων των συνδέσμων λόγω σεισμού κατά τη διεύθυνση X



Σχήμα 4.2 Οριζόντιες μετακινήσεις λόγω σεισμού κατά τη διεύθυνση X

Πίνακας 4.3: Υπολογισμός συντελεστή θ

Όροφος		1	2	3	4
Συνολικό φορτίο βαρύτητας ορόφου	P_{tot} (kN)	10894,15	8076,07	5360,30	2658,11
Συνολική τέμνουσα ορόφου	V_{tot} (kN)	1095,15	957,49	747,32	457,66
Σχετική μετακίνηση ορόφου	d_r (cm)	3,5	3,2	3,1	3,9
Ύψος ορόφου	h (cm)	600	500	500	500

Συντελεστής θ	$\theta = \frac{P_{tot} \cdot dr}{V_{tot} \cdot h}$	0,058	0,054	0,044	0,045
----------------------	---	-------	-------	-------	-------

Επειδή ο συντελεστής θ είναι μικρότερος από 0,1 τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως αγνοούνται.

4.1.1.3 Έλεγχος διαγωνίων συνδέσμων

Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι που βρίσκονται υπό θλίψη αγνοούνται υπέρ της ασφαλείας. Για να συμπεριφερθούν με τον σωστό τρόπο οι διαγώνιοι, πρέπει η ανηγμένη λυγηρότητά τους να είναι $1,3 < \lambda < 2,0$. Το μήκος λυγισμού των διαγωνίων είναι $L_{cr} = 0,5 \cdot L$. Οι λυγηρότητες υπολογίζονται αυτόματα από το Robot. Επομένως έχουμε:

- Διαγώνιος 1^{ου} (SHSC 120X120X6)
 $\lambda = 1,31$ ικανοποιείται
- Διαγώνιος 2^{ου} (SHSC 100X100X6,3)
 $\lambda = 1,50$ ικανοποιείται
- Διαγώνιος 3^{ου} (SHSC 100X100X5)
 $\lambda = 1,47$ ικανοποιείται
- Διαγώνιος 4^{ου} (SHSC 90X90X3,6)
 $\lambda = 1,60$ ικανοποιείται

Οι διαγώνιοι ελέγχονται σε εφελκυσμό που προκύπτει από τα σεισμικά φορτία. Το Robot υπολογίζει αυτόματα την N_{pl} . Οπότε έχουμε τα εξής αποτελέσματα:

- Διαγώνιος 1^{ου} (SHSC 120X120X6)
 $N_{pl} = 937,20 \text{ kN}$
 $N_{Ed} = 355,61 \text{ Kn}$
 $N_{pl} > N_{Ed}$ ικανοποιείται
Υπεραντοχή $\Omega = \frac{N_{pl}}{N_{Ed}} = \frac{937,20}{355,61} = 2,64 = 264\%$

- Διαγώνιος 2^{ου} (SHSC 100X100X6,3)
 $N_{pl} = 788,10 \text{ kN}$
 $N_{Ed} = 287,95 \text{ kN}$
 $N_{pl} > N_{Ed}$ ικανοποιείται
Υπεραντοχή $\Omega = \frac{N_{pl}}{N_{Ed}} = \frac{788,10}{287,95} = 2,74 = 274\%$
- Διαγώνιος 3^{ου} (SHSC 100X100X5)
 $N_{pl} = 653,20 \text{ kN}$
 $N_{Ed} = 226,85 \text{ kN}$
 $N_{pl} > N_{Ed}$ ικανοποιείται
Υπεραντοχή $\Omega = \frac{N_{pl}}{N_{Ed}} = \frac{653,20}{226,85} = 2,88 = 288\%$
- Διαγώνιος 4^{ου} (SHSC 90X90X3,6)
 $N_{pl} = 429,55 \text{ kN}$
 $N_{Ed} = 140,22 \text{ kN}$
 $N_{pl} > N_{Ed}$ ικανοποιείται
Υπεραντοχή $\Omega = \frac{N_{pl}}{N_{Ed}} = \frac{429,55}{140,22} = 3,06 = 306\%$

Για να εξασφαλιστεί ομοιόμορφη πλαστιμότητα καθ' ύψος του πλαισίου πρέπει η μέγιστη τιμή της υπεραντοχής να μην υπερβαίνει την ελάχιστη περισσότερο από 25%

$$\frac{\Omega_{\max} - \Omega_{\min}}{\Omega_{\min}} = \frac{3,06 - 2,64}{2,64} = 0,16 < 0,25 \text{ ικανοποιείται}$$

4.1.1.4 Έλεγχος υποστυλωμάτων

Στα υποστυλώματα, λόγω του σεισμού κατά X ασκείται ο σεισμικός συνδυασμός : $1,00 \cdot G + 0,30 \cdot Q + E_x + 0,30 \cdot E_y$. Ο συνδυασμός σχεδιασμού από τον οποίο προκύπτει η αξονική σχεδιασμού των υποστυλωμάτων είναι: $1,00 \cdot G + 0,30 \cdot Q + 1,1 \cdot \gamma_{on} \cdot \Omega_{\min} \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y = 1,00 \cdot G + 0,30 \cdot Q + 1,1 \cdot \gamma_{on} \cdot 2,64 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y$. Με αυτό τον συνδυασμό γίνεται ο έλεγχος των υποστυλωμάτων μέσω του προγράμματος. Παρατίθεται ο έλεγχος του δυσμενέστερου υποστυλώματος HEB 400 του εξωτερικού πλαισίου, του ισογείου:

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 5
0.00 m

ΣΗΜΕΙΟ:

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: $x = 0.00 L =$

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 19 ΠΡΟΣΑΥΞΗΣΗ ΑΕΔ X (1+2+11)*1.00+(3+14)*0.30+13*3.63

ΥΛΙΚΟ:

S 355 (S 355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΗΕΒ 400

$h=40.0 \text{ cm}$

$gM0=1.00$

$gM1=1.00$

$b=30.0 \text{ cm}$

$A_y=157.55 \text{ cm}^2$

$A_z=69.98 \text{ cm}^2$

$A_x=197.78 \text{ cm}^2$

$tw=1.4 \text{ cm}$

$I_y=57680.50 \text{ cm}^4$

$I_z=10819.00 \text{ cm}^4$

$I_x=382.00 \text{ cm}^4$

$tf=2.4 \text{ cm}$

$W_{ply}=3231.91 \text{ cm}^3$

$W_{plz}=1104.05 \text{ cm}^3$

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{,Ed} = 2761.47 \text{ kN}$

$M_{y,Ed} = -34.08 \text{ kN*m}$

$V_{y,Ed} = 1.03 \text{ kN}$

$N_{c,Rd} = 7021.12 \text{ kN}$

$M_{y,Ed,max} = -67.89 \text{ kN*m}$

$M_{z,Ed,max} = 5.89 \text{ kN*m}$

$V_{y,T,Rd} = 3229.06 \text{ kN}$

$N_{b,Rd} = 3920.86 \text{ kN}$

$M_{y,c,Rd} = 1147.33 \text{ kN*m}$

$M_{z,c,Rd} = 391.94 \text{ kN*m}$

$V_{z,Ed} = 3.34 \text{ kN}$

$M_{N,y,Rd} = 805.60 \text{ kN*m}$

$V_{z,T,Rd} = 1434.26 \text{ kN}$

$M_{b,Rd} = 1074.70 \text{ kN*m}$

$T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kN*m}$

ÔÁÍÇ ÄËÁÔÏËÇÔ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

$z = 0.00$

$M_{cr} = 2374.14 \text{ kN*m}$

$\xi_{\text{ÄËÏËÇ,LT}} - b$

$X_{LT} = 0.87$

$L_{cr,low} = 6.00 \text{ m}$

$L_{am_LT} = 0.70$

$\xi_{i,LT} = 0.73$

$X_{LT,mod} = 0.94$

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΕΛΝΕ ΟΔΙ ΑΙΔΙΑ y:

$L_y = 6.00 \text{ m}$

$L_{am_y} = 0.72$

$L_{cr,y} = 9.41 \text{ m}$

$X_y = 0.84$

$L_{am_y} = 55.10$

$k_{yy} = 1.50$



ΕΛΝΕ ΟΔΙ ΑΙΔΙΑ z:

$L_z = 6.00 \text{ m}$

$L_{am_z} = 1.06$

$L_{cr,z} = 6.00 \text{ m}$

$X_z = 0.56$

$L_{am_z} = 81.12$

$k_{zy} = 0.80$

ΣΤΡΕΠΤΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ:

ΛΥΓΙΣΜΟΣ

ΚΑΜΠΥΛΗ, T=b

$\alpha_{f,T} = 0.34$

$L_t = 6.00 \text{ m}$

$\xi_{i,T} = 0.81$

ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΣ

ΚΑΜΠΥΛΗ, TF=b

$\alpha_{f,TF} = 0.34$

$N_{cr,y} = 13503.13 \text{ kN}$

$\xi_{i,TF} = 0.81$

$N_{cr,T}=15264.78 \text{ kN}$ $X,T=0.80$ $N_{cr,TF}=15264.78 \text{ kN}$ $X,TF=0.80$
 $Lam_T=0.72$ $Nb,T,Rd=5587.95 \text{ kN}$ $Lam_TF=0.68$ $Nb,TF,Rd=5587.95 \text{ kN}$

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

$N_{y,Ed}/N_{c,Rd} = 0.39 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.5.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.04 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$\lambda_{y,Ed} = 55.10 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z,Ed} = 81.12 < \lambda_{z,max} = 210.00$ ΣΤΑΘΕΡΟ
 $N_{y,Ed}/\min(Nb,Rd,Nb,T,Rd,Nb,TF,Rd) = 0.70 < 1.00$ (6.3.1)
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.06 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{y,Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.58 < 1.00$
 (6.3.3.(4))
 $N_{z,Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.77 < 1.00$
 (6.3.3.(4))

ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!

4.1.2 Έλεγχος πλαισίου ροπής (σεισμός κατά Y)

4.1.2.1 Ατέλειες

Οι ατέλειες λαμβάνονται υπ' όψιν στην περίπτωση που η οριζόντια δύναμη του σεισμού είναι μεγαλύτερη από $0,15 V_{Ed} = 0,15 \times 10923,70 = 1638,55 \text{ kN}$. Στη συγκεκριμένη περίπτωση η οριζόντια δύναμη σεισμού $F_X = 668,80 < 1,634.12$. Επομένως οι ατέλειες δεν λαμβάνονται υπ' όψιν.

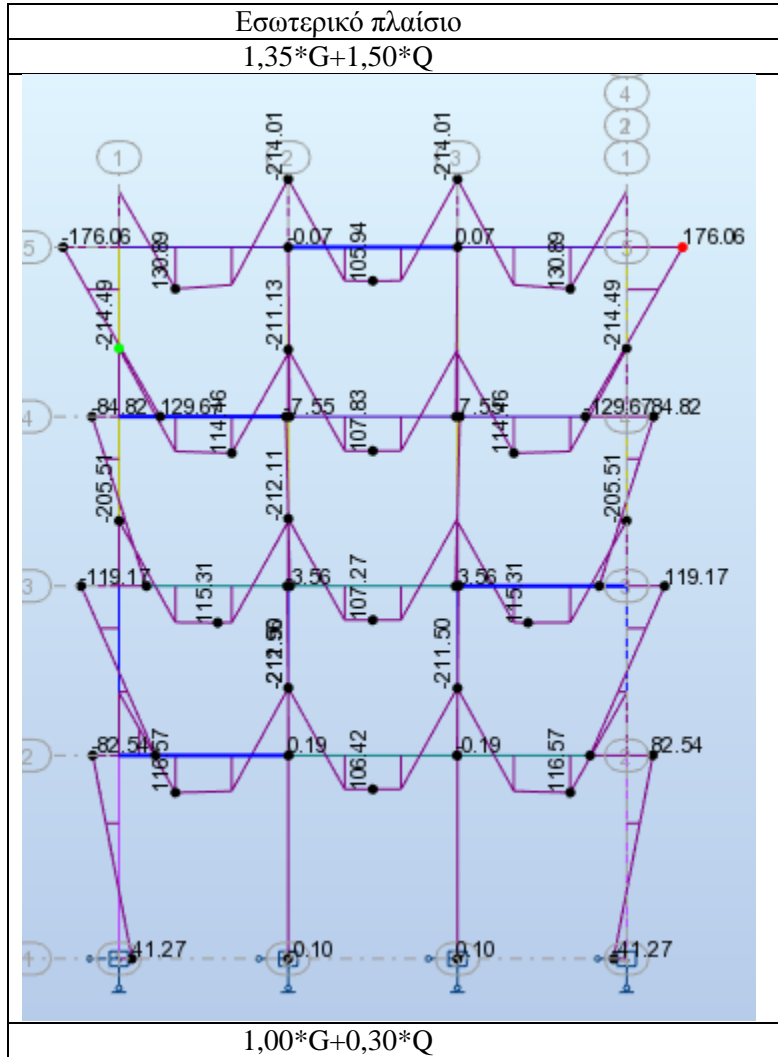
Πίνακας 4.4: Δυνάμεις τέμνουσας και κατακόρυφα φορτία

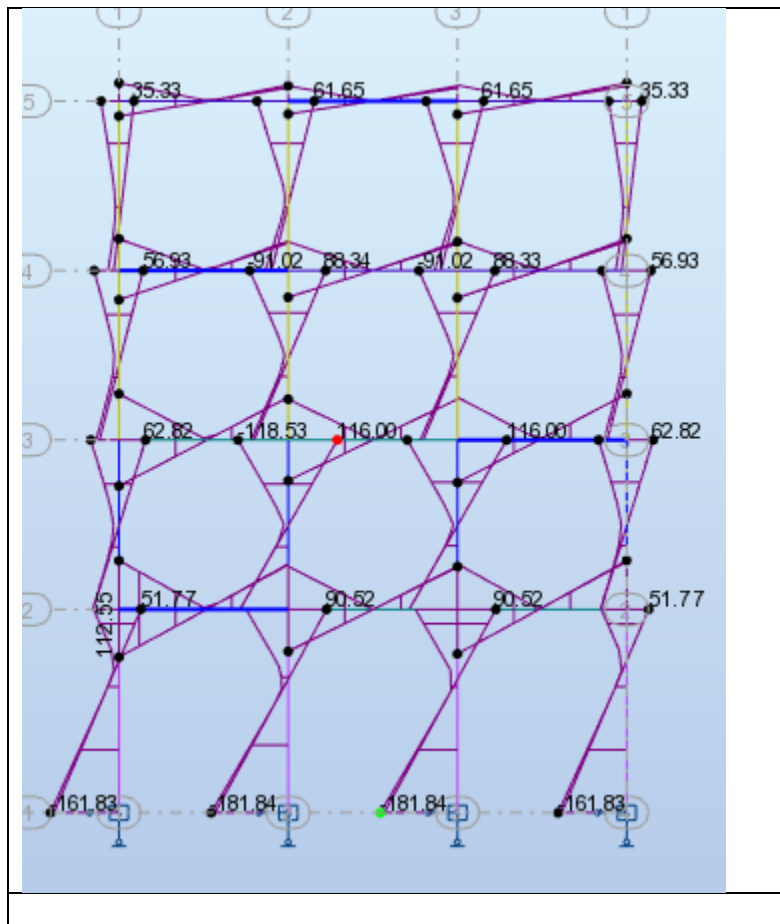
ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ΟΡΟΦΟΣ	G (x,y,z) (m)	FX (kN)	FY (kN)	MZ (kNm)	FX ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	FY ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	FZ (kN)
17 (C) (CQC)/ 1	10,50 7,50 5,83	422,33	668,80	7,81	422,34	668,80	-10923,70
17 (C) (CQC)/ 2	10,50 7,50 10,8	374,21	572,67	7,04	374,22	572,67	-8093,97
17 (C) (CQC)/ 3	10,50 7,50 15,9	293,15	460,69	5,41	293,16	460,69	-5370,93
17 (C) (CQC)/ 4	10,50 7,50 20,9	175,92	308,52	3,05	175,92	308,52	-2662,40

4.1.2.2 Εντατικά μεγέθη και φαινόμενα 2^{ης} τάξεως

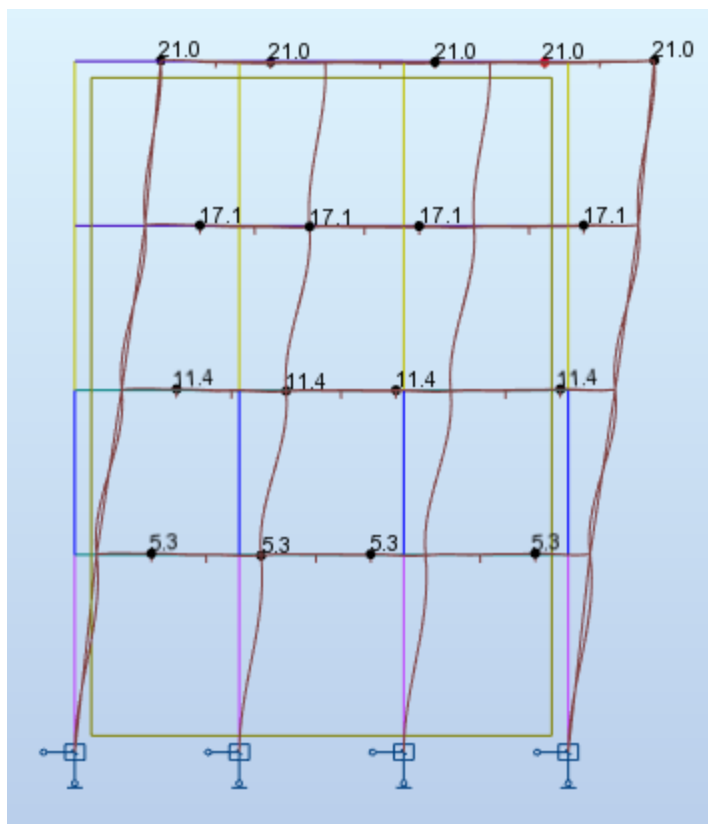
Στα πλαίσια ροής αναπτύσσονται αξονικές, τέμνουσες δυνάμεις και ροπές καμψης, τόσο από τα κατακόρυφα, όσο και από τα σεισμικά φορτία.

Πίνακας 4.5: Διαγράμματα ροπών M_y κατά τη διεύθυνση Y [kNm]





Οι μετακινήσεις που προκύπτουν από την φασματική ανάλυση κατά την διεύθυνση Y παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.3 και είναι πολλαπλασιασμένες με q , όπου $q = 4$.



Σχήμα 4.3 Οριζόντιες μετακινήσεις λόγω σεισμού κατά τη διεύθυνση Y

Πίνακας 4.5: Υπολογισμός συντελεστή θ

Όροφος		1	2	3	4
Συνολικό φορτίο βαρύτητας ορόφου	P_{tot} (kN)	10923,70	8093,97	5370,93	2662,40
Συνολική τέμνουσα ορόφου	V_{tot} (kN)	668,80	572,67	460,69	308,52
Σχετική μετακίνηση ορόφου	d_r (cm)	5,3	6,1	5,6	3,8
Ύψος ορόφου	h (cm)	600	500	500	500

Συντελεστής θ	$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h}$	0,14	0,17	0,13	0,065
----------------------	--	------	------	------	-------

Επειδή ο συντελεστής θ είναι μεγαλύτερος από 0,1 τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως δεν μπορούν να αγνοηθούν. Συντηρητικά προσαυξάνουμε τα σεισμικά μεγέθη κατά $\frac{1}{1-\theta} = \frac{1}{1-0,17} = 1,2$.

4.1.2.3 Έλεγχος δοκών

Ο ικανοτικός έλεγχος των δοκών γίνεται η παραδοχή ότι έχει σχηματιστεί πλαστική άρθρωση σε ένα από τα δύο άκρα τους. Οι έλεγχοι γίνονται σε επίπεδο μέλους άρα οι έλεγχοι των διατομών ικανοποιούνται ως ευμενέστεροι. Οι έλεγχοι που γίνονται είναι ο έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και ο έλεγχος τέμνουσας. Ο έλεγχος τέμνουσας πραγματοποιείται για τις δυσμενέστερες δοκούς του εσωτερικού πλαισίου, που απεικονίζονται και στον Πίνακα 4.5 με μπλε χρώμα. Ο έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό γίνεται ενδεικτικά στην δυσμενέστερη δοκό του εσωτερικού πλαισίου του 1^{ου} ορόφου.

Έλεγχος δοκού HEB 280:

Για να σχηματιστεί πλαστική άρθρωση πρέπει η δοκός να είναι κατηγορίας 1

- Άνω πέλμα : εφελκύεται , κατηγορία 1
- Κάτω πέλμα: $\frac{c}{t} = \frac{(b-2r-ts)/2}{tg} = 6,15 < 9 \cdot \varepsilon$, κατηγορία 1
- Κορμός : $\frac{c}{t} = \frac{h-2 \cdot c}{tg} = 10,89 < 72 \cdot \varepsilon$, κατηγορία 1

Επομένως η διατομή είναι κατηγορίας 1.

Στο Σχήμα φαίνονται τα γιαγράμματα ροπών που προκύπτουν από τη σεισμική δράση και το σεισμικό συνδυασμό.

Για το σχηματισμό στο σημείο Α (κόμβος 10) πλαστικής αρθρώσεως απαιτείται η προσαύξηση των σεισμικών δράσεων κατά 377%:

$$M_{A,Ed} = M_{pl,Rd} = -96,37 - 3,77 \cdot 118,89 = 544,76 \text{ kNm}$$

Για το σχηματισμό στο σημείο Β (κόμβος 12) πλαστικής αρθρώσεως απαιτείται η προσαύξηση των σεισμικών δράσεων κατά 401%:

$$M_{B,Ed} = M_{pl,Rd} = -104,45 - 4,01 \cdot 109,67 = 544,76 \text{ kNm}$$

Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού στο ακραίο τμήμα της δοκού

Ο έλεγχος γίνεται με βάση τα εντατικά διαγράμματα του Σχήματος. Το άνω πέλμα εξασφαλίζεται πλευρικά μέσω της σύνδεσής του με το δάπεδο. Στις περιοχές των στηρίξεων όπου θλίβεται το κάτω πέλμα, προβλέπονται κατάλληλες κατασκευαστικές διατάξεις για να αυξηθεί η αντοχή της δοκού έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Για να μπορεί να αναπτυχθεί η $M_{pl,Rd}$ λαμβάνεται η πρώτη πλευρική εξασφάλιση σε απόσταση 0,60m από τον κόμβο.

Η δοκός στο ακραίο τμήμα έχει τραπεζοειδές διάγραμμα ροπών με λόγο ακραίων ροπών $\psi=0,75$ και $C_1=1,141$, $C_2=0$.

Θεωρώντας απλές στεπτικές στηρίξεις στα άκρα, λαμβάνονται: $k=k_w=1,0$

Η κρίσιμη ελαστική ροπή είναι:

$$M_{cr} = C_1 * \frac{\pi^2 * E * I_z}{(k * L)^2} * \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 * \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K * L)^2 * G * I_t}{\pi^2 * E * I_z}} = 6155838,18 \text{ kNcm} = 61558,38 \text{ kNm}$$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα } \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} * f_y}{M_{cr}}} = 0,09 < 0,2$$

Επομένως δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής της δοκού λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού στο δεύτερο τμήμα της δοκού

Η δεύτερη πλευρική εξασφάλιση λαμβάνεται σε απόσταση 1,67m από τον κόμβο, στη θέση της δαδοκίδας.

Το διάγραμμα ροπών λαμβάνεται συντηρητικά με λόγο ακραίων ροπών $\psi=0,50$ και $C_1=1,323$, $C_2=0$.

Θεωρώντας απλές στεπτικές στηρίξεις στα άκρα, λαμβάνονται: $k=k_w=1,0$

Η κρίσιμη ελαστική ροπή είναι:

$$M_{cr} = C_1 * \frac{\pi^2 * E * I_z}{(k * L)^2} * \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 * \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K * L)^2 * G * I_t}{\pi^2 * E * I_z}} = 2086547,13 \text{ kNcm} = 20865,47 \text{ kNm}$$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα } \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} * f_y}{M_{cr}}} = 0,16 < 0,2$$

Επομένως δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής της δοκού λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Υπεραντοχές δυσμενέστερων δοκών

- HEB 280 1⁰⁰
G+0,3Q

Άκρο Α(κόμβος10) : $M_{1A} = -97,62 \text{ kNm}$

Άκρο Β(κόμβος12) : $M_{1B} = -104,48 \text{ kNm}$

Ey

Άκρο Α(κόμβος10) : $M_{yA} = -115,11 \text{ kNm}$

Άκρο Β(κόμβος12) : $M_{yB} = -107,20 \text{ kNm}$

. $M_{pl} = 544,76 \text{ kNm}$

$M_{EdMAX} = 97,62 + 115,11 = 212,73 \text{ kNm}$

$$\Omega = \frac{M_{pl}}{M_{EdMAX}} = 2,56$$

- HEB 280 2⁰⁰
G+0,3Q

Άκρο Α(κόμβος10) : $M_{1A} = -100,10 \text{ kNm}$

Άκρο Β(κόμβος12) : $M_{1B} = -104,43 \text{ kNm}$

Ey

Άκρο Α(κόμβος10) : $M_{yA} = -100,64 \text{ kNm}$

Άκρο Β(κόμβος12) : $M_{yB} = -108,43 \text{ kNm}$

. $M_{pl} = 544,76 \text{ kNm}$

$M_{EdMAX} = 212,46 \text{ kNm}$

$$\Omega = \frac{M_{pl}}{M_{EdMAX}} = 2,56$$

- HEB 260 3⁰⁰
G+0,3Q

Άκρο Α(κόμβος10) : $M_{1A} = -106,58 \text{ kNm}$

Άκρο Β(κόμβος12) : $M_{1B} = -96,34 \text{ kNm}$

Ey

Άκρο Α(κόμβος10) : $M_{yA} = -74,43 \text{ kNm}$

Άκρο Β(κόμβος12) : $M_{yB} = -69,91 \text{ kNm}$

$$. M_{pl} = 455,46 \text{ kNm}$$

$$M_{EdMAX} = 181,01 \text{ kNm}$$

$$\Omega = \frac{M_{pl}}{M_{EdMAX}} = 2,51$$

- HEB 260 4⁰⁰
G+0,3Q

Άκρο Α(κόμβος10) : $M_{1A} = -118,23 \text{ kNm}$

Άκρο Β(κόμβος12) : $M_{1B} = -71,86 \text{ kNm}$

Ey

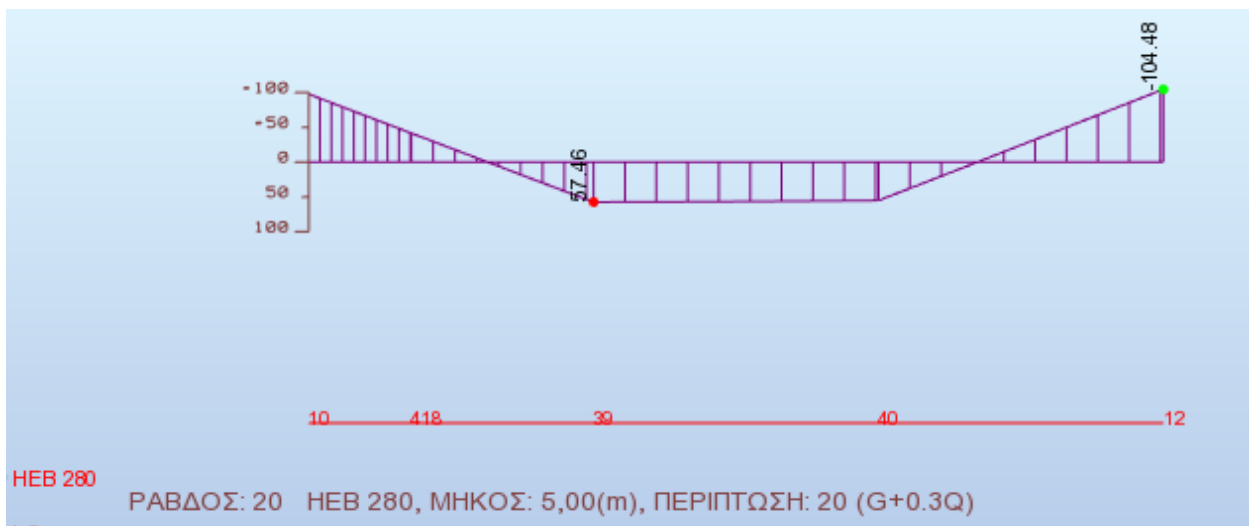
Άκρο Α(κόμβος10) : $M_{yA} = -41,03 \text{ kNm}$

Άκρο Β(κόμβος12) : $M_{yB} = -48,42 \text{ kNm}$

$$. M_{pl} = 455,46 \text{ kNm}$$

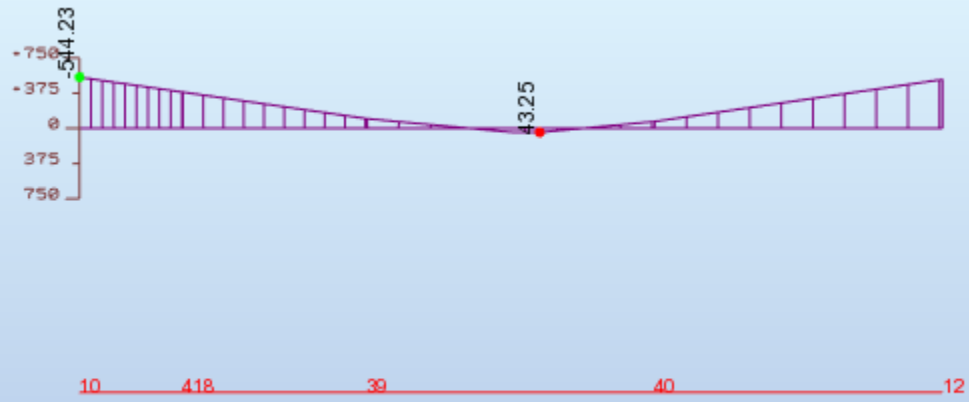
$$M_{EdMAX} = 159,26 \text{ kNm}$$

$$\Omega = \frac{M_{pl}}{M_{EdMAX}} = 2,86$$

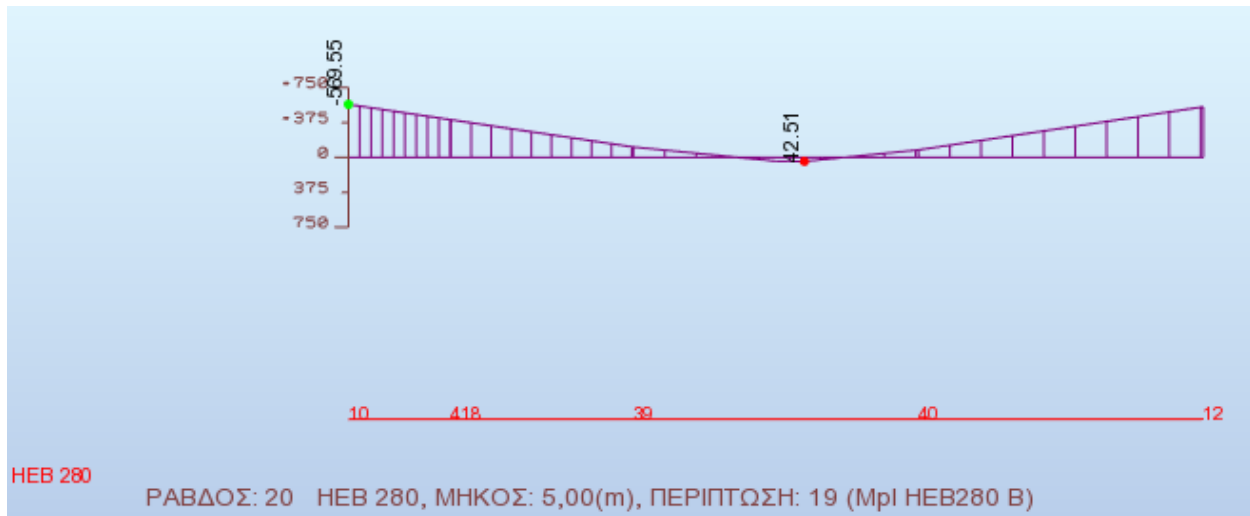




HEB 280
 ΡΑΒΔΟΣ: 20 ΗΕΒ 280, ΜΗΚΟΣ: 5,00(m), ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: 14 (Seismic EC 8 Direction_Y)



HEB 280
 ΡΑΒΔΟΣ: 20 ΗΕΒ 280, ΜΗΚΟΣ: 5,00(m), ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: 52 (Mpl HEB280 A)



Σχήμα 4.4 Διαγράμματα ροπών δοκού 1^{ου} ορόφου εσωτερικού πλαισίου [kNm]

Έλεγχος έναντι τέμνουσας

Για τον υπολογισμό της ικανοτικής τέμνουσας στη δοκό γίνεται επίσης η παραδοχή ότι έχουν σχηματιστεί πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα της δοκού. Εξετάζουμε τις τέσσερις δυσμενέστερες δοκούς του εσωτερικού πλαισίου.

- HEB 280 1^{ου}

$$V_{Ed,M} = (M_{pl,RdA} + M_{pl,RdB}) / L = (2 \cdot 544,76) / 5 = 217,90 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,G} = 96,88 \text{ kN}$$

$$V_{pl} = 841,78 \text{ kN}$$

$$V_{pl} \gg V_{Ed,M} + V_{Ed,G}, \text{ ικανοποιείται}$$

$(V_{Ed,M} + V_{Ed,G}) / V_{pl} = 0,37 > 0,50$, άρα δεν χρειάζεται ν αληφθεί υπ'όψιν η αλληλεπίδραση κάμψης και διάτμησης.

- HEB 280 2^{ου}

$$V_{Ed,M} = (M_{pl,RdA} + M_{pl,RdB}) / L = (2 \cdot 544,76) / 5 = 217,90 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,G} = 96,05 \text{ kN}$$

$$V_{pl} = 841,78 \text{ kN}$$

$$V_{pl} \gg V_{Ed,M} + V_{Ed,G}, \text{ ικανοποιείται}$$

$(V_{Ed,M} + V_{Ed,G}) / V_{pl} = 0,37 > 0,50$, άρα δεν χρειάζεται ν αληφθεί υπ'όψιν η αλληλεπίδραση κάμψης και διάτμησης.

- HEB 260 3^{ου}

$$V_{Ed,M} = (M_{pl,RdA} + M_{pl,RdB}) / L = (2 \cdot 455,46) / 5 = 182,18 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,G} = 97,06 \text{ kN}$$

$$V_{pl} = 770,51 \text{ kN}$$

$$V_{pl} \gg V_{Ed,M} + V_{Ed,G}, \text{ ικανοποιείται}$$

$(V_{Ed,M} + V_{Ed,G}) / V_{pl} = 0,36 > 0,50$, άρα δεν χρειάζεται ν αληφθεί υπ'όψιν η αλληλεπίδραση κάμψης και διάτμησης.

- HEB 260 4^{ου}

$$V_{Ed,M} = (M_{pl,RdA} + M_{pl,RdB}) / L = (2 \cdot 544,76) / 5 = 182,18 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,G} = 104,76 \text{ kN}$$

$$V_{pl} = 770,49 \text{ kN}$$

$$V_{pl} \gg V_{Ed,M} + V_{Ed,G}, \text{ ικανοποιείται}$$

$(V_{Ed,M} + V_{Ed,G}) / V_{pl} = 0,37 > 0,50$, άρα δεν χρειάζεται ν αληφθεί υπ'όψιν η αλληλεπίδραση κάμψης και διάτμησης.

Έλεγχος κόμβων

Για την αποφυγή της δημιουργίας μαλακού ορόφου η διαστασιολόγηση γίνεται έτσι ώστε να πλαστικοποιηθούν πρώτα οι δοκοί και μετά τα υποστυλώματα. Εξαίρεση αποτελεί η κορυφή και η βάση των υποστυλωμάτων, όπου επιτρέπεται η δημιουργία πλαστικής άρθρωσης. Εξετάζουμε τους κόμβους του εσωτερικού πλαισίου με τα δυσμενέστερα υποστυλώματα.

Πλαστικές ροπές μελών που συντρέχουν στους υπό εξέταση κόμβους:

$$\text{HEB 400: } M_{pl} = 1147,33 \text{ kNm}$$

$$\text{HEB 360: } M_{pl} = 952,15 \text{ kNm}$$

$$\text{HEB 320: } M_{pl} = 763,03 \text{ kNm}$$

$$\text{HEB 280: } M_{pl} = 544,76 \text{ kNm}$$

$$\text{HEB 260: } M_{pl} = 455,46 \text{ kNm}$$

Στα υποστυλώματα εκτός από την ροπή, δρά και αξονική δύναμη η οποία ενδεχομένως να περιορίζει την πλαστική ροπή του υποστυλώματος. Το πρόγραμμα Robot υπολογίζει τις απομειωμένες ροπές λόγω αξονικής. Επομένως για τα υποστυλώματα ελέγχου έχουμε:

$$\text{HEB 400: } M_{NRd} = 1102,36 \text{ kNm}$$

$$\text{HEB 360: } M_{NRd} = 938,62 \text{ kNm}$$

$$\text{HEB 320: } M_{NRd} = M_{pl} = 763,03 \text{ kNm}$$

- Έλεγχος κόμβου 1^{ου} ορόφου

$$\Sigma M_{Rc} = 1102,36 + 938,62 = 2040,90$$

$$\Sigma M_{Rb} = 2 * 544,76 = 1089,52$$

$\Sigma M_{Rc} > 1,3 * \Sigma M_{Rb}$ ικανοποιείται

- Έλεγχος κόμβου 2^{ου} ορόφου

$$\Sigma M_{Rc} = 938,62 + 763,03 = 1701,65$$

$$\Sigma M_{Rb} = 2 * 544,76 = 1089,52$$

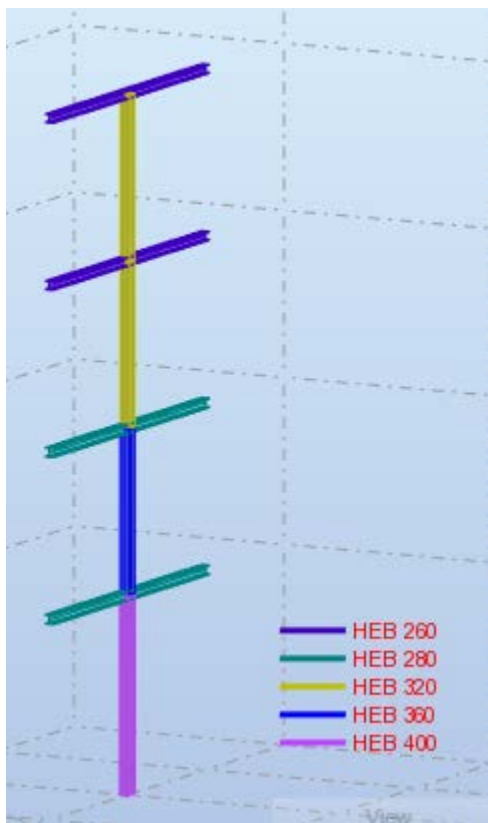
$\Sigma M_{Rc} > 1,3 * \Sigma M_{Rb}$ ικανοποιείται

- Έλεγχος κόμβου 3^{ου} ορόφου

$$\Sigma M_{Rc} = 763,03 + 763,03 = 1526,06$$

$$\Sigma M_{Rb} = 2 * 455,46 = 910,92$$

$\Sigma M_{Rc} > 1,3 * \Sigma M_{Rb}$ ικανοποιείται



Σχήμα 4.5 Κόμβοι ικανοτικού ελέγχου εσωτερικού πλαισίου

4.1.2.4 Έλεγχος υποστυλωμάτων

Ο συνδυασμός σχεδιασμού από τον οποίο προκύπτει η αξονική σχεδιασμού των υποστυλωμάτων είναι: $1,00 \cdot G + 0,30 \cdot Q + 1,1 \cdot \gamma_{\text{ον}} \cdot \Omega_{\text{min}} \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y = 1,00 \cdot G + 0,30 \cdot Q + 1,1 \cdot \gamma_{\text{ον}} \cdot 2,651 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y$ (όπου Ω_{min} η ελάχιστη υπεραντοχή των δοκών). Με αυτό τον συνδυασμό γίνεται ο έλεγχος των υποστυλωμάτων μέσω του προγράμματος. Παρατίθεται ο έλεγχος του δυσμενέστερου υποστυλώματος HEB 400 του εξωτερικού πλαισίου, του ισογείου:

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:
ΜΕΛΟΣ: 6 **ΣΗΜΕΙΟ:** **ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:** $x = 0.00 \text{ L} = 0.00 \text{ m}$

ΦΟΡΤΙΑ:
ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 50 ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΠ/ΤΩΝ ΑΕΔ Υ $(1+2+11) \cdot 1.00 + (3+13) \cdot 0.30 + 14 \cdot 3.45$

ΥΛΙΚΟ:
S 355 (S 355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEB 400

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

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{,Ed} = 1214.81 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -627.79 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = -3.01 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 7021.12 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -627.79 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed,max} = 20.55 \text{ kN}\cdot\text{m}$
	$V_{y,T,Rd} = 3229.09 \text{ kN}$	
$N_{b,Rd} = 3920.86 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 1147.33 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 391.94 \text{ kN}\cdot\text{m}$
	$M_{N,y,Rd} = 1098.11 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = 161.61 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 1062.55 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 1434.26 \text{ kN}$
		$T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
		$\Omega_{\text{ΑΙΤ}} \text{ \AA } \text{ΕΑ} \text{ \AA } \text{Ο} \text{ \AA } \text{Ε} \text{ \AA } \text{Ζ} \text{ \AA } \text{Ο} = 1$



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

$z = 0.00$	$M_{cr} = 2305.28 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$\xi_{\text{ΕΑ} \text{ \AA } \text{Ε} \text{ \AA } \text{Ζ} \text{ \AA } \text{Ο}, LT} - b$	$X_{LT} = 0.87$
$L_{cr,low} = 6.00 \text{ m}$	$\lambda_{m,LT} = 0.71$	$\eta_{i,LT} = 0.74$	$X_{LT,mod} = 0.93$

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΕΛΙΝΕ ΟΔΙ ΑΙΔΙΑ y:

Ly = 6.00 m Lam_y = 0.64
Lcr,y = 8.41 m Xy = 0.87
Lamy = 49.24 kyy = 1.14



ΕΛΙΝΕ ΟΔΙ ΑΙΔΙΑ z:

Lz = 6.00 m Lam_z = 1.06
Lcr,z = 6.00 m Xz = 0.56
Lamz = 81.12 kzy = 0.62

ΣΤΡΕΠΤΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ:

ΛΥΓΙΣΜΟΣ

ΚΑΜΠΥΛΗ, T=b alfa, T=0.34
Lt=6.00 m fi, T=0.81
Ncr, T=15264.78 kN X, T=0.80
Lam_T=0.64 Nb, T, Rd=5587.95 kN

ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΣ

ΚΑΜΠΥΛΗ, TF=b alfa, TF=0.34
Ncr,y=16907.22 kN fi, TF=0.81
Ncr, TF=15264.78 kN X, TF=0.80
Lam_TF=0.68 Nb, TF, Rd=5587.95 kN

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

N,Ed/Nc,Rd = 0.17 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/My,c,Rd = 0.55 < 1.00 (6.2.5.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.57 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.11 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Lambda,y = 49.24 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 81.12 < Lambda,max = 210.00 ΣΤΑΘΕΡΟ

N,Ed/Min(Nb,Rd,Nb,T,Rd,Nb,TF,Rd) = 0.31 < 1.00 (6.3.1)

My,Ed,max/Mb,Rd = 0.59 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.92 < 1.00 (6.3.3.(4))

N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.72 < 1.00 (6.3.3.(4))

ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!

4.2 Κτίριο με συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου Λ

Ιδιοπερίοδος φορέα

Στα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης λήφθηκε υπόψη η συνεισφορά των μαζών κατά X και Y. Το άθροισμα των ιδιομορφικών μαζών φθάνει το 97,62% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας για τη διεύθυνση X στην ιδιομορφή 40 και το 99,98% για τη διεύθυνση Y στην ιδιομορφή 30.

Πίνακας 4.6: Φασματική ανάλυση

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ΔΙ ΟΜΟΡΦΗ	ΣΥΧΝΟΤΗ ΤΑ (Hz)	ΠΕΡΙΟΔΟΣ (sec)	ΣΧΕΤ.ΜΑΖ Α.ΥΧ (%)	ΣΧΕΤ.ΜΑΖ Α.ΥΥ (%)	ΣΧΕΤ. ΜΑΖΑ. ΥΖ (%)	ΤΡΕΧ. ΜΑΖ.Υ Χ (%)	ΤΡΕΧ. ΜΑΖ.Υ Υ (%)	ΤΡΕΧ. ΜΑΖ.Υ Ζ (%)	ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΜΑΖΑ ΥΧ (kg)	ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΜΑΖΑ ΥΥ (kg)	ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΜΑΖΑ ΥΖ (kg)
12/ 10	3,15	0,32	87,41	96,16	0,00	0,00	0,00	0,00	1112425,12	1112425,12	1112425,12
12/ 11	3,15	0,32	87,41	96,17	0,00	0,00	0,01	0,00	1112425,12	1112425,12	1112425,12
12/ 12	3,21	0,31	87,41	96,17	0,00	0,00	0,00	0,00	1112425,12	1112425,12	1112425,12
12/ 13	3,21	0,31	87,41	96,17	0,00	0,00	0,00	0,00	1112425,12	1112425,12	1112425,12
12/ 14	3,21	0,31	87,41	96,17	0,00	0,00	0,00	0,00	1112425,12	1112425,12	1112425,12
12/ 15	3,21	0,31	87,41	96,17	0,00	0,00	0,00	0,00	1112425,12	1112425,12	1112425,12
12/ 16	3,21	0,31	87,41	96,17	0,00	0,00	0,00	0,00	1112425,12	1112425,12	1112425,12
12/ 17	3,22	0,31	87,41	96,17	0,00	0,00	0,00	0,00	1112425,12	1112425,12	1112425,12
12/ 18	3,22	0,31	87,41	96,17	0,00	0,00	0,00	0,00	1112425,12	1112425,12	1112425,12
12/ 19	3,22	0,31	87,41	96,17	0,00	0,00	0,00	0,00	1112425,12	1112425,12	1112425,12
12/ 20	3,22	0,31	87,41	96,17	0,00	0,00	0,00	0,00	1112425,12	1112425,12	1112425,12
12/ 21	3,22	0,31	87,41	96,17	0,00	0,00	0,00	0,00	1112425,12	1112425,12	1112425,12
12/ 22	3,24	0,31	87,41	96,17	0,00	0,00	0,00	0,00	1112425,12	1112425,12	1112425,12
12/ 23	3,24	0,31	87,41	96,17	0,00	0,00	0,00	0,00	1112425,12	1112425,12	1112425,12
12/ 24	3,24	0,31	87,41	96,17	0,00	0,00	0,00	0,00	1112425,12	1112425,12	1112425,12
12/ 25	3,24	0,31	87,41	96,17	0,00	0,00	0,00	0,00	1112425,12	1112425,12	1112425,12
12/ 26	3,33	0,30	87,41	96,28	0,00	0,00	0,11	0,00	1112425,12	1112425,12	1112425,12
12/ 27	3,34	0,30	87,41	96,28	0,00	0,00	0,00	0,00	1112425,12	1112425,12	1112425,12
12/ 28	3,38	0,30	87,41	96,53	0,00	0,00	0,25	0,00	1112425,12	1112425,12	1112425,12
12/ 29	4,13	0,24	87,41	98,76	0,00	0,00	2,23	0,00	1112425,12	1112425,12	1112425,12
12/ 30	5,94	0,17	87,41	99,98	0,00	0,00	1,22	0,00	1112425,12	1112425,12	1112425,12
12/ 31	6,69	0,15	87,41	99,98	0,31	0,00	0,00	0,31	1112425,12	1112425,12	1112425,12
12/ 32	6,70	0,15	88,50	99,98	0,31	1,09	0,00	0,00	1112425,12	1112425,12	1112425,12
12/ 33	6,70	0,15	88,50	99,98	0,31	0,00	0,00	0,00	1112425,12	1112425,12	1112425,12
12/ 34	6,75	0,15	97,55	99,98	0,31	9,05	0,00	0,00	1112425,12	1112425,12	1112425,12
12/ 35	7,08	0,14	97,55	99,98	46,00	0,00	0,00	45,69	1112425,12	1112425,12	1112425,12
12/ 36	7,12	0,14	97,61	99,98	46,00	0,06	0,00	0,00	1112425,12	1112425,12	1112425,12
12/ 37	7,22	0,14	97,61	99,98	46,00	0,00	0,00	0,00	1112425,12	1112425,12	1112425,12
12/ 38	7,30	0,14	97,61	99,98	46,00	0,00	0,00	0,00	1112425,12	1112425,12	1112425,12
12/ 39	7,83	0,13	97,61	99,98	48,12	0,00	0,00	2,12	1112425,12	1112425,12	1112425,12
12/ 40	7,88	0,13	97,62	99,98	48,12	0,01	0,00	0,00	1112425,12	1112425,12	1112425,12

Στον Πίνακα δίνονται οι ιδιοπερίοδοι, τα αθροιστικά ποσοστά συμμετοχής κάθε ιδιομορφής και η θεωρούμενη μάζα του φορέα.

4.2.1 Έλεγχος πλαισίου με συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου Λ (σεισμός κατά Χ)

4.2.1.1 Ατέλειες

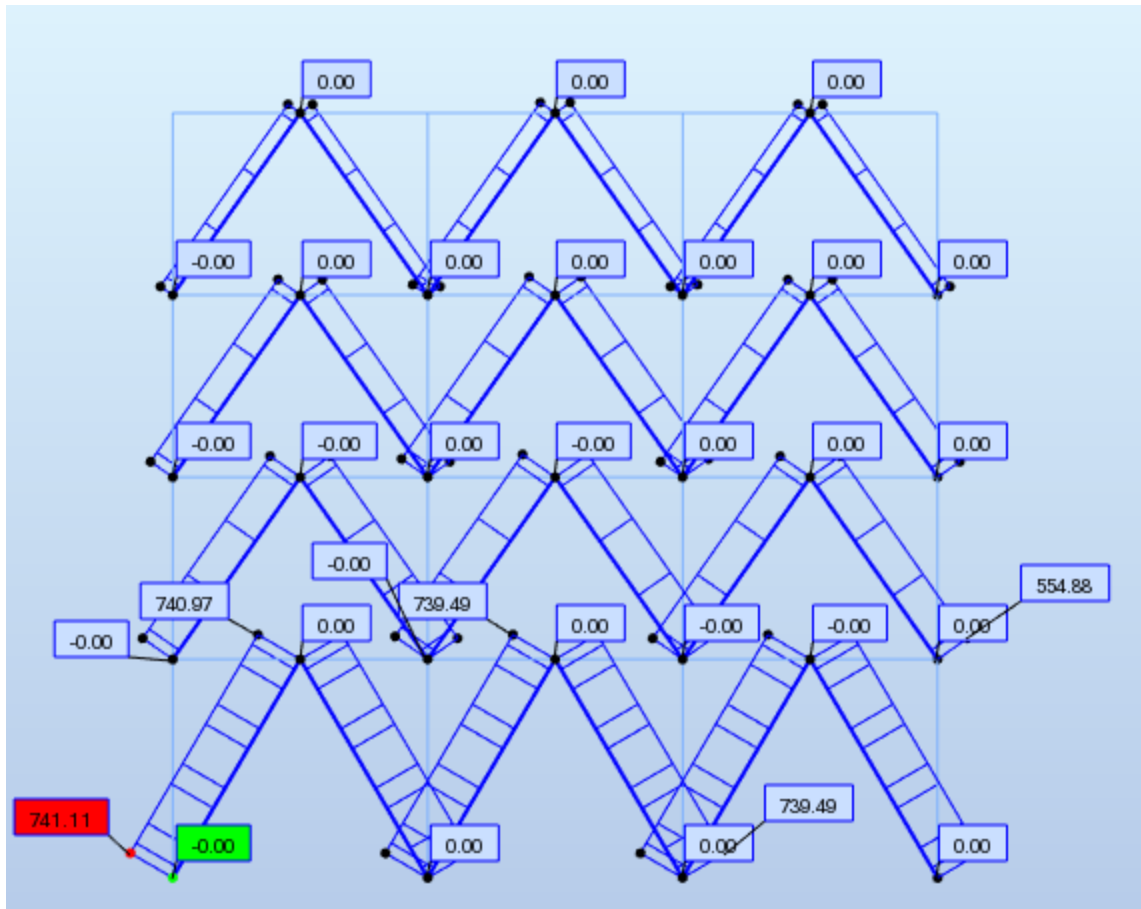
Οι ατέλειες λαμβάνονται υπ' όψιν στην περίπτωση που η οριζόντια δύναμη του σεισμού είναι μεγαλύτερη από $0,15 V_{Ed} = 0,15 \times 11570,66 = 1735,60 \text{ KN}$. Στη συγκεκριμένη περίπτωση η οριζόντια δύναμη σεισμού $F_X = 4472,56 > 1634,12$. Επομένως οι ατέλειες λαμβάνονται υπ' όψιν, αλλά δεν θα γίνει περαιτέρω ανάλυση στην παρούσα διπλωματική.

4.1.1.2 Εντατικά μεγέθη και φαινόμενα 2^{ας} τάξεως

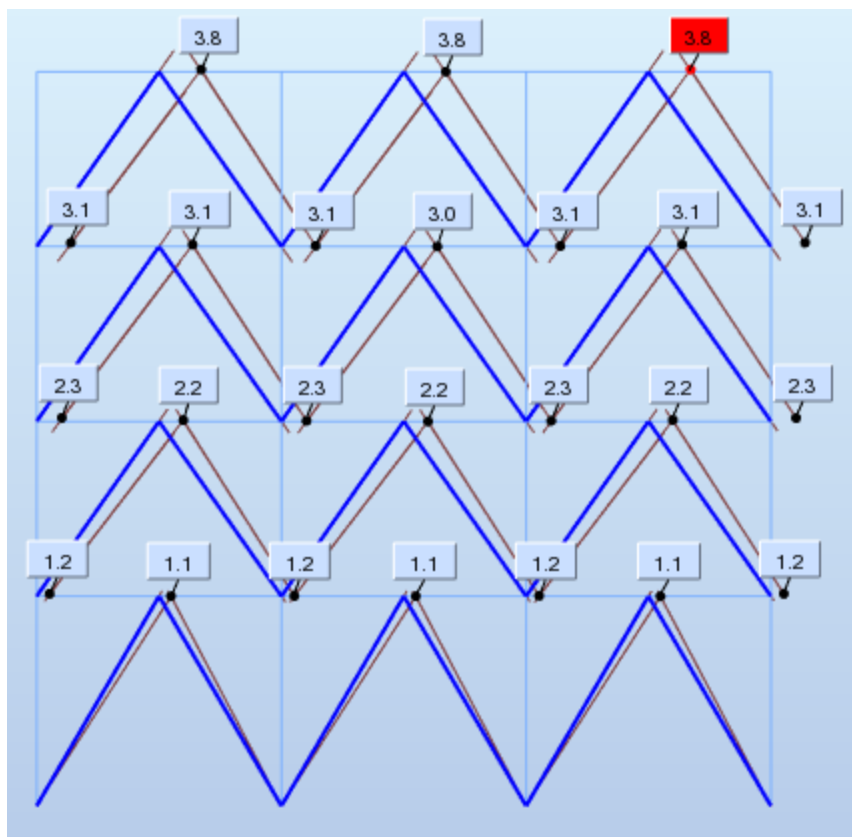
Πίνακας 4.7: Δυνάμεις τέμνουσας και κατακόρυφα φορτία

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ΟΡΟΦΟΣ	G (x,y,z) (m)	F _X (kN)	F _Y (kN)	M _Z (kNm)	F _X ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	F _Z (kN)
16 (C) (CQC)/ 1	10,50 7,50 5,80	3353,54	400,92	28,69	3353,57	-11564,81
16 (C) (CQC)/ 2	10,50 7,50 10,8	2953,53	343,31	25,34	2953,59	-8699,89
16 (C) (CQC)/ 3	10,50 7,50 15,8	2226,51	275,44	19,15	2226,51	-5959,65
16 (C) (CQC)/ 4	10,50 7,50 20,8	1256,67	182,05	10,48	1256,70	-3235,32

Τα αποτελέσματα της φασματικής ανάλυσης παρουσιάζονται στα Σχήματα 4.1 και 4.2.



Σχήμα 4.6 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων των συνδέσμων λόγω σεισμού κατά τη διεύθυνση X



Σχήμα 4.7 Οριζόντιες μετακινήσεις λόγω σεισμού κατά τη διεύθυνση X

Πίνακας 4.3: Υπολογισμός συντελεστή θ

Όροφος		1	2	3	4
Συνολικό φορτίο βαρύτητας ορόφου	P_{tot} (kN)	11564,81	8699,89	5959,65	3235,32
Συνολική τέμνουσα ορόφου	V_{tot} (kN)	3353,54	2953,53	2226,51	1256,67
Σχετική μετακίνηση ορόφου	d_r (cm)	1,2	1,1	0,8	0,8
Ύψος ορόφου	h (cm)	600	500	500	500

Συντελεστής θ	$\theta = \frac{P_{tot} \cdot dr}{V_{tot} \cdot h}$	0,007	0,006	0,004	0,004
----------------------	---	-------	-------	-------	-------

Επειδή ο συντελεστής θ είναι μικρότερος από 0,1 τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως αγνοούνται.

4.1.1.3 Έλεγχος διαγωνίων συνδέσμων

Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι που βρίσκονται υπό θλίψη αγνοούνται υπέρ της ασφαλείας. Για να συμπεριφερθούν με τον σωστό τρόπο οι διαγώνιοι, πρέπει η ανηγμένη λυγηρότητά τους να είναι $\lambda < 2,0$. Το μήκος λυγισμού των διαγωνίων είναι $L_{cr} = L$. Οι λυγηρότητες υπολογίζονται αυτόματα από το Robot. Επομένως έχουμε:

- Διαγώνιος 1^{ου} (SHSC 160X160X12,5)
 $\lambda = 1,56$ ικανοποιείται
- Διαγώνιος 2^{ου} (SHSC 160X160X8)
 $\lambda = 1,30$ ικανοποιείται
- Διαγώνιος 3^{ου} (SHSC 150X150X10)
 $\lambda = 1,16$ ικανοποιείται
- Διαγώνιος 4^{ου} (SHSC 140X140X3,6)
 $\lambda = 1,20$ ικανοποιείται

Οι διαγώνιοι ελέγχονται σε εφελκυσμό που προκύπτει από τα σεισμικά φορτία. Το Robot υπολογίζει αυτόματα την N_{pl} . Οπότε έχουμε τα εξής αποτελέσματα:

- Διαγώνιος 1^{ου} (SHSC 160X160X8)
 $N_{pl} = 2378,50$ kN
 $N_{Ed} = 569,20$ kN
 $N_{pl} > N_{Ed}$ ικανοποιείται
Υπεραντοχή $\Omega = \frac{N_{pl}}{N_{Ed}} = \frac{2378,50}{569,20} = 4,18 = 418\%$

- Διαγώνιος 2^{ου} (SHSC 160X160X8)
 $N_{pl} = 1647,20 \text{ kN}$
 $N_{Ed} = 414,29 \text{ kN}$
 $N_{pl} > N_{Ed}$ ικανοποιείται
Υπεραντοχή $\Omega = \frac{N_{pl}}{N_{Ed}} = \frac{1647,20}{414,29} = 3,98 = 398\%$
- Διαγώνιος 3^{ου} (SHSC 150X150X10)
 $N_{pl} = 1236,10 \text{ kN}$
 $N_{Ed} = 296,01 \text{ kN}$
 $N_{pl} > N_{Ed}$ ικανοποιείται
Υπεραντοχή $\Omega = \frac{N_{pl}}{N_{Ed}} = \frac{1236,10}{296,01} = 4,17 = 417\%$
- Διαγώνιος 4^{ου} (SHSC 140X140X6,3)
 $N_{pl} = 759,05 \text{ kN}$
 $N_{Ed} = 169,41 \text{ kN}$
 $N_{pl} > N_{Ed}$ ικανοποιείται
Υπεραντοχή $\Omega = \frac{N_{pl}}{N_{Ed}} = \frac{759,05}{169,41} = 4,48 = 448\%$

Για να εξασφαλιστεί ομοιόμορφη πλαστιμότητα καθ' ύψος του πλαισίου πρέπει η μέγιστη τιμή της υπεραντοχής να μην υπερβαίνει την ελάχιστη περισσότερο από 25%

$$\frac{\Omega_{\max} - \Omega_{\min}}{\Omega_{\min}} = \frac{4,18 - 3,98}{3,98} = 0,12 < 0,25 \text{ ικανοποιείται}$$

4.1.1.4 Έλεγχος υποστυλωμάτων

Στα υποστυλώματα, λόγω του σεισμού κατά X ασκείται ο σεισμικός συνδυασμός : $1,00 \cdot G + 0,30 \cdot Q + E_x + 0,30 \cdot E_y$. Ο συνδυασμός σχεδιασμού από τον οποίο προκύπτει η αξονική σχεδιασμού των υποστυλωμάτων είναι: $1,00 \cdot G + 0,30 \cdot Q + 1,1 \cdot \gamma_{on} \cdot \Omega_{\min} \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y = 1,00 \cdot G + 0,30 \cdot Q + 1,1 \cdot \gamma_{on} \cdot 3,98 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y$. Με αυτό τον συνδυασμό γίνεται ο έλεγχος των υποστυλωμάτων μέσω του προγράμματος. Παρατίθεται ο έλεγχος του δυσμενέστερου υποστυλώματος HEB 400 του εξωτερικού πλαισίου, του ισογείου:

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: [EN 1993-1:2005/A1:2014](#), [Eurocode 3: Design of steel structures](#).
ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: [ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ](#)

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 6
0.00 m

ΣΗΜΕΙΟ:

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: $x = 0.00$ L =

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 50 ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΠ/ΤΩΝ ΑΕΔ Υ (1+2+11)*1.00+(3+14)*0.30+13*5.47

ΥΛΙΚΟ:

S 355 (S 355) $f_y = 355.00$ MPa

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEΒ 400**

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

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{,Ed} = 1230.47$ kN	$M_{y,Ed} = -110.45$ kN*m	$V_{y,Ed} = 0.59$ kN
$N_{c,Rd} = 7021.12$ kN	$M_{y,Ed,max} = -110.45$ kN*m	$M_{z,Ed,max} = 42.10$ kN*m
	$V_{y,T,Rd} = 3229.08$ kN	
$N_{b,Rd} = 3920.86$ kN	$M_{y,c,Rd} = 1147.33$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 391.94$ kN*m
	$M_{N,y,Rd} = 1095.15$ kN*m	$V_{z,Ed} = 28.71$ kN
	$M_{b,Rd} = 1058.68$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 1434.26$ kN
		$T_{t,Ed} = 0.00$ kN*m
		ΌΆΪϚ ΆΈΆΌĐΈϚΌ = 1

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

$z = 0.00$	$M_{cr} = 2284.24$ kN*m	$\xi_{\text{ΆΈĐΌĐΈϚ,LT} - b}$	$X_{LT} = 0.87$
$L_{cr,low} = 6.00$ m	$Lam_{LT} = 0.71$	$\xi_{i,LT} = 0.74$	$X_{LT,mod} = 0.92$

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**ΕΛΝΈ ΟΔΪ ΑΪΔΪΆ y:**

$L_y = 6.00$ m	$Lam_y = 0.64$
$L_{cr,y} = 8.41$ m	$X_y = 0.87$
$Lam_y = 49.24$	$k_{yy} = 1.08$

**ΕΛΝΈ ΟΔΪ ΑΪΔΪΆ z:**

$L_z = 6.00$ m	$Lam_z = 1.06$
$L_{cr,z} = 6.00$ m	$X_z = 0.56$
$Lam_z = 81.12$	$k_{zy} = 0.58$

ΣΤΡΕΠΤΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ:**ΛΥΓΙΣΜΟΣ**

$KAMΠYΛH,T=b$	$\alpha_{f,T} = 0.34$
$L_t = 6.00$ m	$\xi_{f,T} = 0.81$
$N_{cr,T} = 15264.78$ kN	$X_{f,T} = 0.80$
$Lam_T = 0.64$	$N_{b,T,Rd} = 5587.95$ kN

ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΣ

$KAMΠYΛH,TF=b$	$\alpha_{f,TF} = 0.34$
$N_{cr,y} = 16907.22$ kN	$\xi_{f,TF} = 0.81$
$N_{cr,TF} = 15264.78$ kN	$X_{f,TF} = 0.80$
$Lam_{TF} = 0.68$	$N_{b,TF,Rd} = 5587.95$ kN

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.18 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

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

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$$\lambda_{y} = 49.24 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 81.12 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{ΣΤΑΘΕΡΟ}$$

$$N_{Ed}/\min(N_{b,Rd}, N_{b,T,Rd}, N_{b,TF,Rd}) = 0.31 < 1.00 \quad (6.3.1)$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.10 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.38 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.46 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!

4.2.2 Έλεγχος πλαισίου ροπής (σεισμός κατά Y)

Τα εντατικά μεγέθη των πλαισίων ροπής στην περίπτωση του κτιρίου με τους συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου Λ, παρατηρούμε ότι δεν αποκλίνουν σε μεγάλο βαθμό από τα εντατικά μεγέθη των πλαισίων ροπής στην περίπτωση του κτιρίου με τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας. Επιπλέον τα μέλη του κτιρίου έχουν μεγάλες ανοχές ακόμα και στους δυσμενέστερους συνδυασμούς ΟΚΑ και ΟΚΛ, καθώς και στους σεισμικούς συνδυασμούς στην περίπτωση του κτιρίου με τους χιαστί συνδέσμους. Άρα δεν απαιτείται να γίνει εκ νέου ικανοτικός έλεγχος των πλαισίων ροπής σε αυτή την περίπτωση.

5. Έλεγχος μετακινήσεων φορέα

5.1 Περιορισμός βλαβών

Ο έλεγχος για τον περιορισμό βλαβών επί της κατασκευής είναι βασικός σε κτίρια τα οποία σχεδιάζονται σε περιοχές υψηλής σεισμικότητας και συνδέεται άμεσα με τον περιορισμό των γωνιακών παραμορφώσεων « γ » και των σχετικών μετακινήσεων « d_r » των ορόφων.

Η σχετική μετακίνηση κάθε ορόφου, η οποία υπολογίζεται ως η διαφορά των μετακινήσεων του πάνω διαφράγματος (πλάκας) στην κεφαλή του υποστυλώματος και του κάτω διαφράγματος στον πόδα του ίδιου υποστυλώματος, πρέπει να περιορίζεται σε:

- 0,5% για ψαθυρά μη φέροντα στοιχεία (τοιχοπληρώσεις) συνδεδεμένα με το φορέα
- 0,7% για πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία συνδεδεμένα με το φορέα

Ο έλεγχος, που αφορά τη μετακίνηση και στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις X και Y, πραγματοποιείται μέσω της σχέσης:

$$\gamma = (d_r \cdot q \cdot v) / h \leq 0,005 \text{ (0,5\%)}$$

$$d_r \leq (0,005 \cdot h) / (q \cdot v)$$

όπου:

γ η γωνιακή παραμόρφωση

$d_r = d_o - d_u$ η σχετική ελαστική μετακίνηση (relative displacement) του ορόφου

– d_o η μετακίνηση του διαφράγματος στην κεφαλή του υποστυλώματος

– d_u η μετακίνηση του διαφράγματος στον πόδα του υποστυλώματος

– $d_s = q \cdot d_r$ η τελική σχετική μετακίνηση του ορόφου

q ο συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής

v ο συντελεστής μείωσης σεισμικής δράσης περιορισμού βλαβών (κατηγορίας σπουδαιότητας ΙΙΙ, ισούται με 0,4)

h το ύψος του κάθε ορόφου

5.1.1 Κτίριο με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας

Έλεγχος μετακινήσεων πλαισίων με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας

Πίνακας 5.1: Σχετικές μετακινήσεις λόγω σεισμού στη διεύθυνση X

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ΟΡΟΦΟΣ	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
13/ 1	3,4	0,0	3,4	0,0	0,01	0,00	3,4	0,0	0,0	0,0
13/ 2	6,6	0,0	3,1	0,0	0,01	0,00	6,6	0,1	3,4	0,0
13/ 3	9,7	0,0	3,1	0,0	0,01	0,00	9,7	0,1	6,6	0,0
13/ 4	12,6	0,0	2,9	-0,0	0,01	-0,00	12,6	0,1	9,7	0,0

Έλεγχος:

$$ds \leq (0,005 \cdot h) / v \Rightarrow ds \leq (0,005 \cdot 600) / 0,4$$

$$dr UX (cm) = 3,4 \text{ cm} < 7,50 \text{ cm}$$

Οι έλεγχοι ικανοποιούνται και οι μετακινήσεις είναι αποδεκτές

Έλεγχος μετακινήσεων πλαισίων ροπής

Πίνακας 5.2: Σχετικές μετακινήσεις λόγω σεισμού στη διεύθυνση X

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ΟΡΟΦΟΣ	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
14/ 1	0,0	5,3	0,0	5,3	0,00	0,01	0,0	5,2	0,0	0,0
14/ 2	0,0	11,3	0,0	6,1	0,00	0,01	0,0	11,3	0,0	5,2
14/ 3	0,0	17,0	-0,0	5,6	-0,00	0,01	0,0	17,0	0,0	11,3
14/ 4	0,0	20,8	-0,0	3,8	-0,00	0,01	0,0	20,8	0,0	17,0

Έλεγχος:

$$ds \leq (0,005 \cdot h) / v \Rightarrow ds \leq (0,005 \cdot 500) / 0,4$$

$$dr UX (cm) = 6,1 \text{ cm} < 6,25 \text{ cm}$$

Οι έλεγχοι ικανοποιούνται και οι μετακινήσεις είναι αποδεκτές

5.1.2 Κτίριο με συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου Λ

Έλεγχος μετακινήσεων πλαισίων με συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου Λ

Πίνακας 5.3: Σχετικές μετακινήσεις λόγω σεισμού στη διεύθυνση X

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ΟΡΟΦΟΣ	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY	Max UX (cm)	Min UY (cm)
16 (C) (CQC)/ 1	1,2	1,6	1,2	1,6	0,00	0,00	1,2	0,0
16 (C) (CQC)/ 2	0,0	0,0	1,1	1,8	0,00	0,00	2,3	1,6
16 (C) (CQC)/ 3	0,0	0,0	0,8	1,7	0,00	0,00	3,1	3,4
16 (C) (CQC)/ 4	0,0	0,0	0,8	1,2	0,00	0,00	3,9	5,1

Έλεγχος:

$$ds \leq (0,005 \cdot h) / \nu \Rightarrow ds \leq (0,005 \cdot 600) / 0,4$$

$$dr UX (cm) = 1,2 \text{ cm} < 7,50 \text{ cm}$$

Οι έλεγχοι ικανοποιούνται και οι μετακινήσεις είναι αποδεκτές

Έλεγχος μετακινήσεων πλαισίων ροπής

Πίνακας 5.2: Σχετικές μετακινήσεις λόγω σεισμού στη διεύθυνση X

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ΟΡΟΦΟΣ	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	d UX	d UY	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
14/ 1	0,0	5,3	0,0	5,3	0,00	0,01	0,0	5,2	0,0	0,0
14/ 2	0,0	11,3	0,0	6,1	0,00	0,01	0,0	11,3	0,0	5,2
14/ 3	0,0	17,0	-0,0	5,6	-0,00	0,01	0,0	17,0	0,0	11,3
14/ 4	0,0	20,8	-0,0	3,8	-0,00	0,01	0,0	20,8	0,0	17,0

Έλεγχος:

$$ds \leq (0,005 \cdot h) / \nu \Rightarrow ds \leq (0,005 \cdot 500) / 0,4$$

$$dr UX (cm) = 6,1 \text{ cm} < 6,25 \text{ cm}$$

Οι έλεγχοι ικανοποιούνται και οι μετακινήσεις είναι αποδεκτές

6. Σύγκριση αποτελεσμάτων - Συμπεράσματα

Κάτωθι παρουσιάζονται και συγκρίνονται τα αποτελέσματα των τριών περιπτώσεων του αρχικού φορέα.

1^η περίπτωση:

- Κτίριο με πλαίσια ροπής και χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας

2^η περίπτωση:

- Κτίριο με πλαίσια ροπής και συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου Λ

Μάζα κατασκευής

Περίπτωση	Μάζα χάλυβα	Αύξηση από 1 ^η περ.	Μέγιστη μετακίνηση πλαισίων συνδέσμων	Μέγιστη μετακίνηση πλαισίων ροπής
1 ^η	118388 Kg	-	3,4 cm	6,1 cm
2 ^η	122358 Kg	3970 Kg (3,35%)	1,2 cm	6,1 cm

Συμπεράσματα

Οι περιπτώσεις των χιαστί και λάμδα συνδέσμων αναλύθηκαν και διαστασιολογήθηκαν με βάση την οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ) και την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ). Αρχικά έγινε διαστασιολόγηση του κτιρίου με τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας στη διεύθυνση X και των πλαισίων ροπής στη διεύθυνση Y. Παρατηρήθηκε ότι τα πλαίσια ροπής είναι πιο ευπαθή στο σεισμό σε σχέση με τα πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας. Αυτό αποτυπώνεται στις μεγάλες μετακινήσεις των πλαισίων ροπής συγκριτικά με τις μετακινήσεις των πλαισίων με συνδέσμους δυσκαμψίας. Για να περιοριστούν οι μεγάλες μετακινήσεις των πλαισίων τοποθετήθηκαν υποστυλώματα με μεγάλες διατομές (HEB 400). Επομένως η διαστασιολόγηση του φορέα καθορίστηκε από την συμπεριφορά των πλαισίων ροπής.

Το παραπάνω μοντέλο διατηρήθηκε, ενώ οι χιαστί σύνδεσμοι αντικαταστάθηκαν με συνδέσμους τύπου Λ. Στην περίπτωση αυτή ο συντελεστής συμπεριφοράς αλλάζει από $q=4$ σε $q=2$. Αυτή η αλλαγή σε συνδυασμό με την μεγαλύτερη δυσκαμψία του εν λόγω κτιρίου οδηγεί σε μια σεισμική δύναμη αρκετά μεγαλύτερη από αυτή της πρώτης περίπτωσης. Για να μην καταφύγουμε σε περαιτέρω αύξηση των ήδη μεγάλων διατομών, τοποθετήθηκε μια τρίτη σειρά συνδέσμων Λ σε κάθε πλευρά στη διεύθυνση X.

Συγκριτικά, η πρώτη περίπτωση (χιαστί) είναι μια πιο εύκαμπτη κατασκευή με μεγαλύτερες μετακινήσεις στην περίπτωση του σεισμού. Επίσης, έχει μεγαλύτερη ολκιμότητα, που αποτυπώνεται στον υψηλό συντελεστή συμπεριφοράς. Αντίθετα, η δεύτερη περίπτωση (Λ) είναι μια πιο δύσκαμπτη κατασκευή με μικρότερες μετακινήσεις, η οποία οδηγεί σε σημαντική αύξηση της σεισμικής δύναμης και σε ό,τι αυτό επηρεάζει, όπως π.χ. η θεμελίωση. Δεδομένου του γεγονότος ότι οι δύο λύσεις είναι αρκετά κοντά όσον αφορά στο βάρος του τελικού φορέα, τα δύο εναλλακτικά συστήματα δυσκαμψίας είναι πρακτικά ισοδύναμα. Η επιλογή της τελικής λύσης μπορεί να είναι οποιαδήποτε από τις δύο πληροί τις προϋποθέσεις του σχεδιασμού του εκάστοτε φορέα, ανάλογα με τις απαιτήσεις του έργου.

7. Βιβλιογραφία

- Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- Ερμόπουλος Ι.:« Ευρωκώδικας 1, Βάσεις σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών-Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005
- Ευρωκώδικας 1, Δράσεις, Μέρος 1-1:Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια (EN1991)
- Ευρωκώδικας 1, Δράσεις επί των κατασκευών, Μέρος 1.3 : Φορτία χιονιού (EN 1991- 1-3)
- Ευρωκώδικας 1, Δράσεις στις κατασκευές, Μέρος 1-4 : Γενικές Δράσεις - Δράσεις ανέμου (EN 1991-1-4)
- Ευρωκώδικας 1, Δράσεις στις κατασκευές, Μέρος 1-5 : Γενικές Δράσεις – Θερμικές δράσεις (EN 1991-1-5)
- Ευρωκώδικας 3, Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια (EN1993-1-1:2005)
- Ευρωκώδικας 3, Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-8: Σχεδιασμός κόμβων (EN1993-1-8:2003)
- Ευρωκώδικας 8, Αντισεισμικός Σχεδιασμός, Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτήρια (EN1998-1:2004)

8. Παράρτημα υπολογισμών

Κτίριο με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας, έλεγχοι μελών σε ΟΚΑ, ΟΚΛ

Δυσμενέστερο υποστύλωμα 1^ο ΗΕΒ 400

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:
ΜΕΛΟΣ: 6 ΣΗΜΕΙΟ: ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: $x = 0.00 L = 0.00 \text{ m}$

ΦΟΡΤΙΑ:
ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 23 ULS/43=1*1.35+2*1.35+11*1.35+3*1.50+7*0.90+8*0.90+4*0.75
(1+2+11)*1.35+3*1.50+(7+8)*0.90+4*0.75

ΥΛΙΚΟ:
S 355 (S 355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΗΕΒ 400

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

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{,Ed} = 2374.63 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 274.45 \text{ kN*m}$	$V_{y,Ed} = -6.49 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 7021.12 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 274.45 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed,max} = 38.93 \text{ kN*m}$
	$V_{y,T,Rd} = 3229.09 \text{ kN}$	
$N_{b,Rd} = 3920.86 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 1147.33 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 391.94 \text{ kN*m}$
	$M_{N,y,Rd} = 878.76 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = -71.77 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 1147.33 \text{ kN*m}$	$V_{z,T,Rd} = 1434.26 \text{ kN}$
		$T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kN*m}$
		$\text{ÔÁÎÇ ÄËÀÔËÖÇÓ} = 1$

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

z = 0.00 Mcr = 4899.66 kN*m ΕΞΕΤΑΣΕΙΣ,LT - b XLT = 0.97
 Lcr,upp=6.00 m Lam_LT = 0.48 fi,LT = 0.60 XLT,mod = 1.00

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**ΕΛΛΙΠΕ ΟΔΙ ΑΪΔΙΑ y:**

Ly = 6.00 m Lam_y = 0.64
 Lcr,y = 8.41 m Xy = 0.87
 Lamy = 49.24 kyy = 0.69

**ΕΛΛΙΠΕ ΟΔΙ ΑΪΔΙΑ z:**

Lz = 6.00 m Lam_z = 1.06
 Lcr,z = 6.00 m Xz = 0.56
 Lamz = 81.12 kzy = 0.32

ΣΤΡΕΠΤΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ:**ΛΥΓΙΣΜΟΣ**

ΚΑΜΠΥΛΗ, T=b alfa, T=0.34
 Lt=6.00 m fi, T=0.81
 Ncr, T=15264.78 kN X, T=0.80
 Lam_T=0.64 Nb, T, Rd=5587.95 kN

ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΣ

ΚΑΜΠΥΛΗ, TF=b alfa, TF=0.34
 Ncr,y=16907.22 kN fi, TF=0.81
 Ncr, TF=15264.78 kN X, TF=0.80
 Lam_TF=0.68 Nb, TF, Rd=5587.95 kN

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:**ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

$N, Ed/Nc, Rd = 0.34 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_y, Ed/M_{y,c}, Rd = 0.24 < 1.00$ (6.2.5.(1))
 $M_y, Ed/MN_{y,Rd} = 0.31 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $V_y, Ed/V_{y,T}, Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_z, Ed/V_{z,T}, Rd = 0.05 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy}, Ed/(f_y/(\sqrt{3}) * gM_0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz}, Ed/(f_y/(\sqrt{3}) * gM_0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$\lambda_{y} = 49.24 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 81.12 < \lambda_{z,max} = 210.00$ ΣΤΑΘΕΡΟ
 $N, Ed/Min(Nb, Rd, Nb, T, Rd, Nb, TF, Rd) = 0.61 < 1.00$ (6.3.1)
 $M_y, Ed, max/Mb, Rd = 0.24 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N, Ed/(X_y * N, Rk/gM_1) + k_{yy} * M_y, Ed, max/(XLT * M_y, Rk/gM_1) + k_{yz} * M_z, Ed, max/(M_z, Rk/gM_1) = 0.62 < 1.00$
 (6.3.3.(4))
 $N, Ed/(X_z * N, Rk/gM_1) + k_{zy} * M_y, Ed, max/(XLT * M_y, Rk/gM_1) + k_{zz} * M_z, Ed, max/(M_z, Rk/gM_1) = 0.77 < 1.00$
 (6.3.3.(4))

ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ**ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ****ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):**

$v_x = 0.3 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 4.0 \text{ cm}$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 40 SLS:CHR/16=1*1.00+2*1.00+11*1.00+3*0.70+5*1.00+6*1.00+4*0.50
 (1+2+11+5+6)*1.00+3*0.70+4*0.50
 $v_y = 2.2 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 4.0 \text{ cm}$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 7 ΕΞΩΤ. ΠΙΕΣΕΙΣ $\theta=90$

ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΟΚ !!!**Δυσμενέστερο υποστώλωμα 2^ο ΗΕΒ 360**

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 68
5.00 m

ΣΗΜΕΙΟ:

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: $x = 1.00 L =$

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 23 ULS/43=1*1.35+2*1.35+11*1.35+3*1.50+7*0.90+8*0.90+4*0.75
(1+2+11)*1.35+3*1.50+(7+8)*0.90+4*0.75

ΥΛΙΚΟ:

S 355 (S 355) $f_y = 355.00$ MPa



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEB 360

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

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{,Ed} = 1778.77$ kN	$M_{y,Ed} = -162.03$ kN*m	$M_{z,Ed} = 12.83$ kN*m	$V_{y,Ed} = -12.61$ kN
$N_{c,Rd} = 6412.47$ kN	$M_{y,Ed,max} = -162.03$ kN*m		$M_{z,Ed,max} = -50.20$ kN*m
	$V_{y,T,Rd} = 3033.56$ kN		
$N_{b,Rd} = 3952.02$ kN	$M_{y,c,Rd} = 952.51$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 366.54$ kN*m	$V_{z,Ed} = -59.98$ kN
	$M_{N,y,Rd} = 787.81$ kN*m	$M_{N,z,Rd} = 366.14$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 1241.96$ kN
	$M_{b,Rd} = 952.51$ kN*m		$T_{t,Ed} = 0.00$ kN*m
			ΟΑΪÇ ÅĖĂŌĎĚÇŌ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

$z = 0.00$	$M_{cr} = 5479.09$ kN*m	$\xi_{\text{ÄĚĐŌĚÇ,LT}} - b$	$X_{LT} = 0.99$
$L_{cr,low} = 5.00$ m	$L_{am_LT} = 0.42$	$\eta_{i,LT} = 0.57$	$X_{LT,mod} = 1.00$

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΕΛΝΕ ΟΔΪ ΑΪΔΪΆ y:

$L_y = 5.00$ m	$L_{am_y} = 0.80$
$L_{cr,y} = 9.43$ m	$X_y = 0.73$
$L_{am_y} = 61.01$	$k_{zy} = 0.30$



ΕΛΝΕ ΟΔΪ ΑΪΔΪΆ z:

$L_z = 5.00$ m	$L_{am_z} = 0.87$
$L_{cr,z} = 5.00$ m	$X_z = 0.62$
$L_{am_z} = 66.73$	$k_{zz} = 0.68$

ΣΤΡΕΠΤΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ:

ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΣ

ΛΥΓΙΣΜΟΣ

ΚΑΜΠΥΛΗ, T=c	alfa, T=0.49	ΚΑΜΠΥΛΗ, TF=c	alfa, TF=0.49
Lt=5.00 m	fi, T=0.80	Ncr,y=10058.52 kN	fi, TF=0.80
Ncr, T=16588.53 kN	X, T=0.77	Ncr, TF=16588.53 kN	X, TF=0.77
Lam_T=0.80	Nb, T, Rd=4953.15 kN	Lam_TF=0.62	Nb, TF, Rd=4953.15 kN

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

$$N, Ed/Nc, Rd = 0.28 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$
$$(M_y, Ed/MN, y, Rd)^2 + (M_z, Ed/MN, z, Rd)^2 = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$
$$V_y, Ed/V_y, T, Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$
$$V_z, Ed/V_z, T, Rd = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

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

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$$\lambda_{y, y} = 61.01 < \lambda_{y, max} = 210.00 \quad \lambda_{z, z} = 66.73 < \lambda_{z, max} = 210.00 \quad \text{ΣΤΑΘΕΡΟ}$$

$$N, Ed/\text{Min}(N_b, Rd, N_b, T, Rd, N_b, TF, Rd) = 0.45 < 1.00 \quad (6.3.1)$$

$$M_y, Ed, \max/M_b, Rd = 0.17 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N, Ed/(X_y \cdot N, Rk/gM1) + k_{yy} \cdot M_y, Ed, \max/(X_{LT} \cdot M_y, Rk/gM1) + k_{yz} \cdot M_z, Ed, \max/(M_z, Rk/gM1) = 0.55 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N, Ed/(X_z \cdot N, Rk/gM1) + k_{zy} \cdot M_y, Ed, \max/(X_{LT} \cdot M_y, Rk/gM1) + k_{zz} \cdot M_z, Ed, \max/(M_z, Rk/gM1) = 0.60 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ



ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ



ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):

$$v_x = 0.3 \text{ cm} < v_{x, \max} = L/150.00 = 3.3 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 40 SLS: CHR/16=1*1.00+2*1.00+11*1.00+3*0.70+5*1.00+6*1.00+4*0.50
(1+2+11+5+6)*1.00+3*0.70+4*0.50

$$v_y = 2.2 \text{ cm} < v_{y, \max} = L/150.00 = 3.3 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 7 ΕΞΩΤ. ΠΙΕΣΕΙΣ $\theta=90$

ἈΕἰ ὁδῶς OK !!!

Δυσμενέστερη κύρια δοκός ισογείου **HEB 280**

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 20
0.00 m

ΣΗΜΕΙΟ:

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: x = 0.00 L =

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 27 ULS/65=1*1.35+2*1.35+11*1.35+3*1.05+7*1.50+8*1.50+4*0.75
 (1+2+11)*1.35+3*1.05+(7+8)*1.50+4*0.75

ΥΛΙΚΟ:

S 355 (S 355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΗΕΒ 280**

h=28.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=28.0 cm	Ay=110.78 cm ²	Az=41.09 cm ²	Ax=131.36 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=19270.30 cm ⁴	Iz=6594.52 cm ⁴	Ix=148.00 cm ⁴
tf=1.8 cm	Wply=1534.53 cm ³	Wplz=717.58 cm ³	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

N,Ed = -0.00 kN	My,Ed = -441.27 kN*m	Mz,Ed = -0.00 kN*m	Vy,Ed = -0.00 kN
Nt,Rd = 4663.42 kN	My,pl,Rd = 544.76 kN*m	Mz,pl,Rd = 254.74 kN*m	Vy,T,Rd = 2266.81 kN
	My,c,Rd = 544.76 kN*m	Mz,c,Rd = 254.74 kN*m	Vz,Ed = 268.35 kN
	MN,y,Rd = 544.76 kN*m	MN,z,Rd = 254.74 kN*m	Vz,T,Rd = 841.43 kN
	Mb,Rd = 464.04 kN*m		Tt,Ed = -0.07 kN*m
			ÔÁÎÇ ÄËÁÔÏËÇÓ = 1

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

z = 1.00	Mcr = 887.96 kN*m	ËÄÏËÇ,LT - b	XLT = 0.83
Lcr,low=5.00 m	Lam_LT = 0.78	fi,LT = 0.80	XLT,mod = 0.85

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ÏΛÎË ÕÏÁ ÁÎÏÁ y:



ÏΛÎË ÕÏÁ ÁÎÏÁ z:

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:**ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

N,Ed/Nt,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.3.(1))
 (My,Ed/MN,y,Rd)^2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.66 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
 Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
 Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.32 < 1.00 (6.2.6-7)
 Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
 Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

My,Ed/Mb,Rd = 0.95 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ**ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):**

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 2.5 cm

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 35 SLS:CHR/3=1*1.00+2*1.00+11*1.00+3*1.00+7*0.60+8*0.60+4*0.50

$$(1+2+11+3)*1.00+(7+8)*0.60+4*0.50$$

$$u_z = 0.4 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 2.5 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 36 SLS:CHR/5=1*1.00+2*1.00+11*1.00+3*1.00+5*0.60+6*0.60+4*0.50

$$(1+2+11+3)*1.00+(5+6)*0.60+4*0.50$$

$$u_{\text{inst},y} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst},\text{max},y} = L/250.00 = 2.0 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 0.7*3 + 0.5*4 + 1*5 + 1*6

$$u_{\text{inst},z} = 0.2 \text{ cm} < u_{\text{inst},\text{max},z} = L/250.00 = 2.0 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 0.7*3 + 0.5*4 + 1*7 + 1*6



ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ

ΑΕΛΑΟΔΕΞ ΟΚ !!!

Δυσμενέστερη κύρια δοκός οροφής ΗΕΒ 260

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 199

ΣΗΜΕΙΟ:

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: x = 0.00 L =

0.00 m

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:

23

$$\text{ULS}/43=1*1.35+2*1.35+11*1.35+3*1.50+7*0.90+8*0.90+4*0.75$$

$$(1+2+11)*1.35+3*1.50+(7+8)*0.90+4*0.75$$

ΥΛΙΚΟ:

S 355 (S 355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΗΕΒ 260

$$h=26.0 \text{ cm}$$

$$gM0=1.00$$

$$gM1=1.00$$

$$b=26.0 \text{ cm}$$

$$A_y=100.74 \text{ cm}^2$$

$$A_z=37.59 \text{ cm}^2$$

$$A_x=118.44 \text{ cm}^2$$

$$t_w=1.0 \text{ cm}$$

$$I_y=14919.40 \text{ cm}^4$$

$$I_z=5134.52 \text{ cm}^4$$

$$I_x=125.00 \text{ cm}^4$$

$$t_f=1.8 \text{ cm}$$

$$W_{ply}=1283.00 \text{ cm}^3$$

$$W_{plz}=602.26 \text{ cm}^3$$

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$$N_{,Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = -265.43 \text{ kN*m}$$

$$M_{z,Ed} = 0.00 \text{ kN*m}$$

$$V_{y,Ed} = 0.00 \text{ kN}$$

$$N_{c,Rd} = 4204.76 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed,max} = -265.43 \text{ kN*m}$$

$$M_{z,Ed,max} = -0.00 \text{ kN*m}$$

$$V_{y,T,Rd} = 2064.68 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd} = 4204.76 \text{ kN}$$

$$M_{y,c,Rd} = 455.46 \text{ kN*m}$$

$$M_{z,c,Rd} = 213.80 \text{ kN*m}$$

$$V_{z,Ed} = 221.59 \text{ kN}$$

$$M_{N,y,Rd} = 455.46 \text{ kN*m}$$

$$M_{N,z,Rd} = 213.80 \text{ kN*m}$$

$$V_{z,T,Rd} = 770.49 \text{ kN}$$

$$M_{b,Rd} = 381.94 \text{ kN*m}$$

$$T_{t,Ed} = -0.00 \text{ kN*m}$$

$$\text{ΟΑΙÇ ΑΕΛΑΟΔΕΞΟ} = 1$$

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

$z = 1.00$ $M_{cr} = 699.77 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ΕΞΕΤΑΣΗ, LT - b $XLT = 0.81$
 $L_{cr,low} = 5.00 \text{ m}$ $\lambda_{LT} = 0.81$ $\phi_{i,LT} = 0.81$ $XLT_{mod} = 0.84$

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ΘΛΝΕ ΟΔΙ ΑΙΔΙΑ y:
 $k_{yy} = 1.00$



ΘΛΝΕ ΟΔΙ ΑΙΔΙΑ z:
 $k_{zz} = 1.00$

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:**ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.34 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.29 < 1.00$ (6.2.6-7)

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

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

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.69 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.69 < 1.00$
 (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.69 < 1.00$
 (6.3.3.(4))

ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ**ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):**

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 2.5 \text{ cm}$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 37 SLS:CHR/7=1*1.00+2*1.00+11*1.00+3*1.00+5*0.60+8*0.60+4*0.50
 (1+2+11+3)*1.00+(5+8)*0.60+4*0.50

$u_z = 0.6 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 2.5 \text{ cm}$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 37 SLS:CHR/7=1*1.00+2*1.00+11*1.00+3*1.00+5*0.60+8*0.60+4*0.50
 (1+2+11+3)*1.00+(5+8)*0.60+4*0.50

$u_{inst,y} = 0.0 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/250.00 = 2.0 \text{ cm}$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 0.7*3 + 0.5*4 + 1*7 + 1*6

$u_{inst,z} = 0.3 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/250.00 = 2.0 \text{ cm}$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 1*3 + 0.5*4 + 0.6*5 + 0.6*8

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

ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΟΚ !!!

Δυσμενέστερη δευτερεύουσα δοκός ισογείου ΗΕΒ 240

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 35
3.50 m

ΣΗΜΕΙΟ:

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: $x = 0.50 L =$

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 25 ULS/47=1*1.35+2*1.35+11*1.35+3*1.50+5*0.90+8*0.90+4*0.75
(1+2+11)*1.35+3*1.50+(5+8)*0.90+4*0.75

ΥΛΙΚΟ:

S 355 (S 355) $f_y = 355.00$ MPa



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEB 240

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

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{,Ed} = 0.01$ kN	$M_{y,Ed} = 168.76$ kN*m
$N_{c,Rd} = 3762.50$ kN	$M_{y,Ed,max} = 168.76$ kN*m
$N_{b,Rd} = 3762.50$ kN	$M_{y,c,Rd} = 373.89$ kN*m
	$M_{N,y,Rd} = 373.89$ kN*m
	$M_{b,Rd} = 272.44$ kN*m

ΟΑΙÇ ÅÉÁÔĎĚÇÓ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 384.72$ kN*m	$\xi_{\dot{A}\dot{E}\dot{D}\dot{O}\dot{E}\dot{C},LT - b}$	$XLT = 0.71$
$L_{cr,upp}=7.00$ m	$Lam_{LT} = 0.99$	$\dot{f}_{i,LT} = 0.96$	$XLT,mod = 0.73$

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΕΛΝΕ ΟΔΙ ΑΙΔΙΑ y :
 $k_{yy} = 1.00$



ΕΛΝΕ ΟΔΙ ΑΙΔΙΑ z :
 $k_{zy} = 1.00$

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

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

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.45 < 1.00$ (6.2.5.(1))

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.62 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

$N_{,Ed}/(X_y*N_{,Rk}/gM1) + k_{yy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) = 0.62 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{,Ed}/(X_z*N_{,Rk}/gM1) + k_{zy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) = 0.62 < 1.00$ (6.3.3.(4))

ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ



ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 3.5 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 39 SLS:CHR/14=1*1.00+2*1.00+11*1.00+3*0.70+7*1.00+8*1.00+4*0.50
(1+2+11+7+8)*1.00+3*0.70+4*0.50

$$u_z = 2.6 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 3.5 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 34 SLS:CHR/1=1*1.00+2*1.00+11*1.00+3*1.00+7*0.60+6*0.60+4*0.50
(1+2+11+3)*1.00+(7+6)*0.60+4*0.50

$$u_{\text{inst},y} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},y} = L/250.00 = 2.8 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 0.7*3 + 0.5*4 + 1*7 + 1*8

$$u_{\text{inst},z} = 1.1 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},z} = L/250.00 = 2.8 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 1*3 + 0.5*4 + 0.6*7 + 0.6*6



ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ

ΑΕΑΪΘΔΕΣ ΟΚ !!!

Δυσμενέστερη δευτερεύουσα δοκός οροφής ΗΕΒ 240

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 212
3.50 m

ΣΗΜΕΙΟ:

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: $x = 0.50 L =$

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 25 ULS/47=1*1.35+2*1.35+11*1.35+3*1.50+5*0.90+8*0.90+4*0.75
(1+2+11)*1.35+3*1.50+(5+8)*0.90+4*0.75

ΥΛΙΚΟ:

S 355 (S 355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΗΕΒ 240

$$h=24.0 \text{ cm}$$

$$gM0=1.00$$

$$gM1=1.00$$

$$b=24.0 \text{ cm}$$

$$A_y=89.59 \text{ cm}^2$$

$$A_z=33.23 \text{ cm}^2$$

$$A_x=105.99 \text{ cm}^2$$

$$t_w=1.0 \text{ cm}$$

$$I_y=11259.30 \text{ cm}^4$$

$$I_z=3922.66 \text{ cm}^4$$

$$I_x=107.00 \text{ cm}^4$$

$$t_f=1.7 \text{ cm}$$

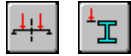
$$W_{ply}=1053.21 \text{ cm}^3$$

$$W_{plz}=498.43 \text{ cm}^3$$

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N,Ed = -0.00 \text{ kN}$ $M_{y,Ed} = 178.31 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $N_{t,Rd} = 3762.50 \text{ kN}$ $M_{y,pl,Rd} = 373.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $M_{y,c,Rd} = 373.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $M_{N,y,Rd} = 373.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $M_{b,Rd} = 272.44 \text{ kN}\cdot\text{m}$

ὉΆΙÇ ἈΈΆὸḌΈÇ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

$z = 1.00$ $M_{cr} = 384.72 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ἘΆΈḌḌΈÇ,LT - b $X_{LT} = 0.71$
 $L_{cr,upp} = 7.00 \text{ m}$ $\lambda_{m,LT} = 0.99$ $\bar{\eta}_{i,LT} = 0.96$ $X_{LT,mod} = 0.73$

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ḌΛΝΈ ḌḌÍ ἈÍḌÍÁ y:



ḌΛΝΈ ḌḌÍ ἈÍḌÍÁ z:

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

$N,Ed/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.3.(1))

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.48 < 1.00$ (6.2.5.(1))

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.65 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ



ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 3.5 \text{ cm}$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 7 ΕΞΩΤ.ΠΙΕΣΕΙΣ $\theta=90$

$u_z = 2.7 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 3.5 \text{ cm}$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 37 SLS:CHR/7=1*1.00+2*1.00+11*1.00+3*1.00+5*0.60+8*0.60+4*0.50

(1+2+11+3)*1.00+(5+8)*0.60+4*0.50

$u_{inst,y} = 0.0 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/250.00 = 2.8 \text{ cm}$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 0.7*3 + 0.5*4 + 1*7 + 1*6

$u_{inst,z} = 1.2 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/250.00 = 2.8 \text{ cm}$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 1*3 + 0.5*4 + 0.6*5 + 0.6*8



ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ

ἈΈΆὸḌΈÇ ΟΚ !!!

Δυσμενέστερη διαδοκίδα ισογείου ΙΡΕ 300

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:**ΜΕΛΟΣ:** 46**ΣΗΜΕΙΟ:****ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:** $x = 0.50 L =$

3.50 m

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 22 ULS/41=1*1.35+2*1.35+11*1.35+3*1.50+7*0.90+6*0.90+4*0.75
 (1+2+11)*1.35+3*1.50+(7+6)*0.90+4*0.75

ΥΛΙΚΟ:S 355 (S 355) $f_y = 355.00$ MPa**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: IPE 300**

$h=30.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=15.0$ cm	$A_y=36.16$ cm ²	$A_z=25.68$ cm ²	$A_x=53.81$ cm ²
$tw=0.7$ cm	$I_y=8356.11$ cm ⁴	$I_z=603.78$ cm ⁴	$I_x=19.47$ cm ⁴
$tf=1.1$ cm	$W_{ply}=628.40$ cm ³	$W_{plz}=125.22$ cm ³	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$M_{y,Ed} = 165.43$ kN*m
 $M_{y,pl,Rd} = 223.08$ kN*m
 $M_{y,c,Rd} = 223.08$ kN*m

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:****ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**ΕΛΝΕ ΟΔΙ ΑΙΔΙΑ y :ΕΛΝΕ ΟΔΙ ΑΙΔΙΑ z :**ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:****ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :** $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.74 < 1.00$ (6.2.5.(1))**ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ****ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):** $u_y = 0.0$ cm $< u_{y,max} = L/200.00 = 3.5$ cm

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 7 ΕΞΩΤ. ΠΙΕΣΕΙΣ $\theta=90$ $u_z = 3.4$ cm $< u_{z,max} = L/200.00 = 3.5$ cm

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 34 SLS:CHR/1=1*1.00+2*1.00+11*1.00+3*1.00+7*0.60+6*0.60+4*0.50

(1+2+11+3)*1.00+(7+6)*0.60+4*0.50

 $u_{inst,y} = 0.0$ cm $< u_{inst,max,y} = L/250.00 = 2.8$ cm

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 0.7*3 + 0.5*4 + 1*7 + 1*6 $u_{inst,z} = 1.5$ cm $< u_{inst,max,z} = L/250.00 = 2.8$ cm

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: $1*3 + 0.5*4 + 0.6*7 + 0.6*6$



ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ

ΑΕΑΪΘΔΕ΢ ΟΚ !!!

Δυσμενέστερη διαδοκίδα οροφής ΙΡΕ 330

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 222
3.50 m

ΣΗΜΕΙΟ:

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: $x = 0.50 L =$

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 23 ULS/43=1*1.35+2*1.35+11*1.35+3*1.50+7*0.90+8*0.90+4*0.75
(1+2+11)*1.35+3*1.50+(7+8)*0.90+4*0.75

ΥΛΙΚΟ:

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



ΠΑΡΑΜΕΤΡΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΙΡΕ 330

$h=33.0$ cm

$gM0=1.00$

$gM1=1.00$

$b=16.0$ cm

$A_y=42.28$ cm²

$A_z=30.81$ cm²

$A_x=62.61$ cm²

$tw=0.8$ cm

$I_y=11766.90$ cm⁴

$I_z=788.14$ cm⁴

$I_x=25.70$ cm⁴

$tf=1.1$ cm

$W_{ply}=804.40$ cm³

$W_{plz}=153.68$ cm³

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$M_{y,Ed} = 175.55$ kN*m

$M_{y,pl,Rd} = 189.03$ kN*m

$M_{y,c,Rd} = 189.03$ kN*m

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ΕΛΙΝΕ ΟΔΙ ΑΙΔΙΑ y:



ΕΛΙΝΕ ΟΔΙ ΑΙΔΙΑ z:

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

$$M_y, E_d / M_y, c, R_d = 0.93 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ



ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \max} = L/200.00 = 3.5 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 39 SLS:CHR/14=1*1.00+2*1.00+11*1.00+3*0.70+7*1.00+8*1.00+4*0.50
(1+2+11+7+8)*1.00+3*0.70+4*0.50

$$u_z = 2.6 \text{ cm} < u_{z \max} = L/200.00 = 3.5 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 35 SLS:CHR/3=1*1.00+2*1.00+11*1.00+3*1.00+7*0.60+8*0.60+4*0.50
(1+2+11+3)*1.00+(7+8)*0.60+4*0.50

$$u_{\text{inst},y} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst},\max,y} = L/250.00 = 2.8 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 0.7*3 + 0.5*4 + 1*7 + 1*8

$$u_{\text{inst},z} = 1.2 \text{ cm} < u_{\text{inst},\max,z} = L/250.00 = 2.8 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 1*3 + 0.5*4 + 0.6*7 + 0.6*8



ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ

ΑΕΑΟΔΕΞ ΟΚ !!!

Δυσμενέστερος χιαστί σύνδεσμος SHSC 120X120X6

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 240
0.00 m

ΣΗΜΕΙΟ:

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: x = 0.00 L =

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 29 ULS/69=1*1.35+2*1.35+11*1.35+3*1.05+5*1.50+8*1.50+4*0.75
(1+2+11)*1.35+3*1.05+(5+8)*1.50+4*0.75

ΥΛΙΚΟ:

S 355 (S 355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$



ΠΑΡΑΜΕΤΡΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: SHSC 120x120x6

$$h=12.0 \text{ cm}$$

$$gM0=1.00$$

$$gM1=1.00$$

b=12.0 cm	Ay=13.20 cm ²	Az=13.20 cm ²	Ax=26.40 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=562.00 cm ⁴	Iz=562.00 cm ⁴	Ix=913.00 cm ⁴
tf=0.6 cm	Wply=112.00 cm ³	Wplz=112.00 cm ³	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

N,Ed = 263.77 kN
 Nc,Rd = 937.20 kN
 Nb,Rd = 436.84 kN

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΕΛΙΝΕ ΟΔΙ ΑΪΔΙΑ y:

Ly = 9.22 m Lam_y = 1.31
 Lcr,y = 4.61 m Xy = 0.47
 Lamy = 99.91



ΕΛΙΝΕ ΟΔΙ ΑΪΔΙΑ z:

Lz = 9.22 m Lam_z = 1.31
 Lcr,z = 4.61 m Xz = 0.47
 Lamz = 99.91

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

N,Ed/Nc,Rd = 0.28 < 1.00 (6.2.4.(1))

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

Lambda,y = 99.91 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 99.91 < Lambda,max = 210.00 ΣΤΑΘΕΡΟ

N,Ed/Nb,Rd = 0.60 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ



ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ



ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):

vx = 0.3 cm < vx max = L/150.00 = 6.1 cm ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 40 SLS:CHR/16=1*1.00+2*1.00+11*1.00+3*0.70+5*1.00+6*1.00+4*0.50
 (1+2+11+5+6)*1.00+3*0.70+4*0.50

vy = 2.2 cm < vy max = L/150.00 = 6.1 cm ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 38 SLS:CHR/12=1*1.00+2*1.00+11*1.00+3*0.70+7*1.00+6*1.00+4*0.50
 (1+2+11+7+6)*1.00+3*0.70+4*0.50

ΑΕΑΟΔΕΞ ΟΚ !!!

Κτίριο με συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου Λ, έλεγχοι μελών σε ΟΚΑ, ΟΚΛ

Δυσμενέστερο υποστύλωμα 1^ο ΗΕΒ 400

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:
ΜΕΛΟΣ: 6 **ΣΗΜΕΙΟ:** **ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:** $x = 0.00 L = 0.00 \text{ m}$

ΦΟΡΤΙΑ:
ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 23 ULS/43=1*1.35+2*1.35+11*1.35+3*1.50+7*0.90+8*0.90+4*0.75
 (1+2+11)*1.35+3*1.50+(7+8)*0.90+4*0.75

ΥΛΙΚΟ:
 S 355 (S 355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΗΕΒ 400

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

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{,Ed} = 2355.53 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 276.61 \text{ kN*m}$	$V_{y,Ed} = -6.49 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 7021.12 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 276.61 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed,max} = 38.95 \text{ kN*m}$
	$V_{y,T,Rd} = 3229.09 \text{ kN}$	
$N_{b,Rd} = 3920.86 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 1147.33 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 391.94 \text{ kN*m}$
	$M_{N,y,Rd} = 882.37 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = -72.42 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 1147.33 \text{ kN*m}$	$V_{z,T,Rd} = 1434.26 \text{ kN}$
		$T_{t,Ed} = -0.00 \text{ kN*m}$
		$\hat{\sigma} = \hat{\sigma}_y = \hat{\sigma}_z = 1$



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

$z = 0.00$	$M_{cr} = 4899.66 \text{ kN*m}$	$\xi_{LT} = 0.60$	$X_{LT} = 0.97$
$L_{cr,upp} = 6.00 \text{ m}$	$\lambda_{m,LT} = 0.48$	$\xi_{i,LT} = 0.60$	$X_{LT,mod} = 1.00$

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΕΛΛΕΝΕ ΟΔΙ ΑΙΔΙΑ y:

$L_y = 6.00 \text{ m}$	$\lambda_{m,y} = 0.64$
$L_{cr,y} = 8.41 \text{ m}$	$X_y = 0.87$
$\lambda_{m,y} = 49.24$	$k_{yy} = 0.69$



ΕΛΛΕΝΕ ΟΔΙ ΑΙΔΙΑ z:

$L_z = 6.00 \text{ m}$	$\lambda_{m,z} = 1.06$
$L_{cr,z} = 6.00 \text{ m}$	$X_z = 0.56$
$\lambda_{m,z} = 81.12$	$k_{zy} = 0.32$

ΣΤΡΕΠΤΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ:
ΛΥΓΙΣΜΟΣ

ΚΑΜΠΥΛΗ, T=b $\alpha_{f,T} = 0.34$

ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΣ

ΚΑΜΠΥΛΗ, TF=b $\alpha_{f,TF} = 0.34$

Lt=6.00 m	fi,T=0.81	Ncr,y=16907.22 kN	fi,TF=0.81
Ncr,T=15264.78 kN	X,T=0.80	Ncr,TF=15264.78 kN	X,TF=0.80
Lam_T=0.64	Nb,T,Rd=5587.95 kN	Lam_TF=0.68	Nb,TF,Rd=5587.95 kN

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.34 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.24 < 1.00$ (6.2.5.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.31 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.05 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$\lambda_{y} = 49.24 < \lambda_{max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 81.12 < \lambda_{max} = 210.00$ ΣΤΑΘΕΡΟ
 $N_{Ed}/\min(N_{b,Rd}, N_{b,T,Rd}, N_{b,TF,Rd}) = 0.60 < 1.00$ (6.3.1)
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.24 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.62 < 1.00$
 (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.76 < 1.00$
 (6.3.3.(4))

ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!

Δυσμενέστερο υποστώλωμα 2^ο **HEB 360**

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 68 **ΣΗΜΕΙΟ:** **ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:** $x = 1.00 L = 5.00 \text{ m}$

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 23 $ULS/43 = 1 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.35 + 11 \cdot 1.35 + 3 \cdot 1.50 + 7 \cdot 0.90 + 8 \cdot 0.90 + 4 \cdot 0.75$
 $(1 + 2 + 11) \cdot 1.35 + 3 \cdot 1.50 + (7 + 8) \cdot 0.90 + 4 \cdot 0.75$

ΥΛΙΚΟ:

S 355 (S 355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: **HEB 360**

h=36.0 cm	g _{M0} =1.00	g _{M1} =1.00	
b=30.0 cm	A _y =148.01 cm ²	A _z =60.60 cm ²	A _x =180.63 cm ²
tw=1.3 cm	I _y =43193.50 cm ⁴	I _z =10141.20 cm ⁴	I _x =310.00 cm ⁴

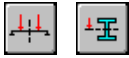
tf=2.3 cm

Wply=2683.14 cm³

Wplz=1032.51 cm³

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

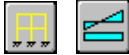
N,Ed = 1759.43 kN	My,Ed = -162.19 kN*m	Mz,Ed = 12.83 kN*m	Vy,Ed = -12.61 kN
Nc,Rd = 6412.47 kN	My,Ed,max = -162.19 kN*m		Mz,Ed,max = -50.23 kN*m
	Vy,T,Rd = 3033.56 kN		
Nb,Rd = 3952.02 kN	My,c,Rd = 952.51 kN*m	Mz,c,Rd = 366.54 kN*m	Vz,Ed = -60.21 kN
	MN,y,Rd = 791.09 kN*m	MN,z,Rd = 366.23 kN*m	Vz,T,Rd = 1241.96 kN
	Mb,Rd = 952.51 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			ÔÁÎÇ ÄËÁÔÏËÇÓ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

z = 0.00	Mcr = 5479.09 kN*m	ËÄÏËËÇ,LT - b	XLT = 0.99
Lcr,low=5.00 m	Lam_LT = 0.42	fi,LT = 0.57	XLT,mod = 1.00

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ËΛÎÑË ÔÏÎ ÁÎÏÎÁ y:

Ly = 5.00 m	Lam_y = 0.80
Lcr,y = 9.43 m	Xy = 0.73
Lamy = 61.01	kzy = 0.30



ËΛÎÑË ÔÏÎ ÁÎÏÎÁ z:

Lz = 5.00 m	Lam_z = 0.87
Lcr,z = 5.00 m	Xz = 0.62
Lamz = 66.73	kzz = 0.69

ΣΤΡΕΠΤΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ:

ΛΥΓΙΣΜΟΣ

KΑΜΠΥΛΗ,T=c	alfa,T=0.49
Lt=5.00 m	fi,T=0.80
Ncr,T=16588.53 kN	X,T=0.77
Lam_T=0.80	Nb,T,Rd=4953.15 kN

ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΣ

KΑΜΠΥΛΗ,TF=c	alfa,TF=0.49
Ncr,y=10058.52 kN	fi,TF=0.80
Ncr,TF=16588.53 kN	X,TF=0.77
Lam_TF=0.62	Nb,TF,Rd=4953.15 kN

ËΞÎΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ËΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

$N,Ed/Nc,Rd = 0.27 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(My,Ed/MN,y,Rd)^2 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^2 = 0.05 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.05 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

ÔΛÎΚΟΣ ËΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$\lambda_{y} = 61.01 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 66.73 < \lambda_{z,max} = 210.00$ ΣΤΑΘΕΡΟ
 $N,Ed/\min(Nb,Rd,Nb,T,Rd,Nb,TF,Rd) = 0.45 < 1.00$ (6.3.1)
 $My,Ed,max/Mb,Rd = 0.17 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N,Ed/(Xy \cdot N,Rk/gM1) + k_{yy} \cdot My,Ed,max/(XLT \cdot My,Rk/gM1) + k_{yz} \cdot Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.55 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N,Ed/(Xz \cdot N,Rk/gM1) + k_{zy} \cdot My,Ed,max/(XLT \cdot My,Rk/gM1) + k_{zz} \cdot Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.59 < 1.00$ (6.3.3.(4))

ÔΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ



ËΚΤΡΟΠΕΣ (ÔÔΠÎΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): ΔËΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚË

**ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):** $v_x = 0.1 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 3.3 \text{ cm}$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 41 SLS:CHR/18=1*1.00+2*1.00+11*1.00+3*0.70+5*1.00+8*1.00+4*0.50
(1+2+11+5+8)*1.00+3*0.70+4*0.50 $v_y = 2.2 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 3.3 \text{ cm}$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 39 SLS:CHR/14=1*1.00+2*1.00+11*1.00+3*0.70+7*1.00+8*1.00+4*0.50
(1+2+11+7+8)*1.00+3*0.70+4*0.50**ΑΕΑΪΟΔΕΪΣ ΟΚ !!!****Δυσμενέστερη κύρια δοκός ισογείου ΗΕΒ 280****ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ****ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ:** EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.**ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ:** ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ**ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:****ΜΕΛΟΣ:** 20
0.00 m**ΣΗΜΕΙΟ:****ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:** $x = 0.00 L =$ **ΦΟΡΤΙΑ:****ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 27 ULS/65=1*1.35+2*1.35+11*1.35+3*1.05+7*1.50+8*1.50+4*0.75
(1+2+11)*1.35+3*1.05+(7+8)*1.50+4*0.75**ΥΛΙΚΟ:**S 355 (S 355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$ **ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΗΕΒ 280**

h=28.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=28.0 cm

Ay=110.78 cm²Az=41.09 cm²Ax=131.36 cm²

tw=1.1 cm

Iy=19270.30 cm⁴Iz=6594.52 cm⁴Ix=148.00 cm⁴

tf=1.8 cm

Wply=1534.53 cm³Wplz=717.58 cm³**ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:**N_{i,Ed} = -0.00 kNM_{y,Ed} = -443.56 kN*mM_{z,Ed} = -0.00 kN*mV_{y,Ed} = 0.00 kNN_{t,Rd} = 4663.42 kNM_{y,pl,Rd} = 544.76 kN*mM_{z,pl,Rd} = 254.74 kN*mV_{y,T,Rd} = 2266.81 kNM_{y,c,Rd} = 544.76 kN*mM_{z,c,Rd} = 254.74 kN*mV_{z,Ed} = 269.16 kNM_{N,y,Rd} = 544.76 kN*mM_{N,z,Rd} = 254.74 kN*mV_{z,T,Rd} = 841.43 kNM_{b,Rd} = 464.04 kN*mT_{t,Ed} = -0.07 kN*m

ΟΑΪΣ ΑΕΑΪΟΔΕΪΣ = 1

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

z = 1.00
Lcr,low=5.00 m

Mc_r = 887.96 kN*m
Lam_LT = 0.78

Εξέδοξ,LT - b
fi,LT = 0.80

XLT = 0.83
XLT,mod = 0.85

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



Εξέδοξ Άξξξά y:



Εξέδοξ Άξξξά z:

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

N,Ed/Nt,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.3.(1))

(My,Ed/MN,y,Rd)^2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.66 < 1.00 (6.2.9.1.(6))

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

Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.32 < 1.00 (6.2.6-7)

Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

My,Ed/Mb,Rd = 0.96 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ



ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 2.5 cm

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:

41 SLS:CHR/18=1*1.00+2*1.00+11*1.00+3*0.70+5*1.00+8*1.00+4*0.50
(1+2+11+5+8)*1.00+3*0.70+4*0.50

uz = 0.4 cm < uz max = L/200.00 = 2.5 cm

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:

36 SLS:CHR/5=1*1.00+2*1.00+11*1.00+3*1.00+5*0.60+6*0.60+4*0.50
(1+2+11+3)*1.00+(5+6)*0.60+4*0.50

u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/250.00 = 2.0 cm

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 0.7*3 + 0.5*4 + 1*5 + 1*8

u inst,z = 0.2 cm < u inst,max,z = L/250.00 = 2.0 cm

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 0.7*3 + 0.5*4 + 1*7 + 1*6



ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ

Άξξξοξ οκ !!!

Δυσμενέστερη κύρια δοκός οροφής ΗΕΒ 260

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 199
0.00 m

ΣΗΜΕΙΟ:

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: x = 0.00 L =

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 23 ULS/43=1*1.35+2*1.35+11*1.35+3*1.50+7*0.90+8*0.90+4*0.75
 (1+2+11)*1.35+3*1.50+(7+8)*0.90+4*0.75

ΥΛΙΚΟ:

S 355 (S 355) $f_y = 355.00$ MPa

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEB 260**

h=26.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=26.0 cm	Ay=100.74 cm ²	Az=37.59 cm ²	Ax=118.44 cm ²
tw=1.0 cm	Iy=14919.40 cm ⁴	Iz=5134.52 cm ⁴	Ix=125.00 cm ⁴
tf=1.8 cm	Wply=1283.00 cm ³	Wplz=602.26 cm ³	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

N _{Ed} = 0.00 kN	My _{Ed} = -239.07 kN*m	Mz _{Ed} = -0.00 kN*m	Vy _{Ed} = -0.00 kN
Nc,Rd = 4204.76 kN	My _{Ed,max} = -239.07 kN*m		Mz _{Ed,max} = 0.00 kN*m
	Vy,T,Rd = 2064.69 kN		
Nb,Rd = 4204.76 kN	My,c,Rd = 455.46 kN*m	Mz,c,Rd = 213.80 kN*m	Vz _{Ed} = 201.93 kN
	MN _{y,Rd} = 455.46 kN*m	MN _{z,Rd} = 213.80 kN*m	Vz,T,Rd = 770.49 kN
	Mb,Rd = 381.94 kN*m		Tt _{Ed} = -0.00 kN*m
			ÔÁÏÇ ÄËÁÔÏËÇÓ = 1

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

z = 1.00	Mcr = 699.77 kN*m	ËÄËÏËÇ,LT - b	XLT = 0.81
Lcr,low=5.00 m	Lam_LT = 0.81	fi,LT = 0.81	XLT,mod = 0.84

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ËÏÏË ÕÏÏ ÁÏÏÏÁ y:
kyy = 1.00



ËÏÏË ÕÏÏ ÁÏÏÏÁ z:
kzz = 1.00

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:**ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
 (My_{Ed}/MN_{y,Rd})^{2.00} + (Mz_{Ed}/MN_{z,Rd})^{1.00} = 0.28 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
 Vy_{Ed}/Vy_{T,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
 Vz_{Ed}/Vz_{T,Rd} = 0.26 < 1.00 (6.2.6-7)
 Tau_{ty,Ed}/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
 Tau_{tz,Ed}/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

My_{Ed,max}/Mb,Rd = 0.63 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
 N_{Ed}/(Xy*N_{Rk}/gM1) + kyy*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) + kyz*Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.63 < 1.00 (6.3.3.(4))
 N_{Ed}/(Xz*N_{Rk}/gM1) + kzy*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) + kzz*Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.63 < 1.00 (6.3.3.(4))

ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ



ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 2.5 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 37 SLS:CHR/7=1*1.00+2*1.00+11*1.00+3*1.00+5*0.60+8*0.60+4*0.50
(1+2+11+3)*1.00+(5+8)*0.60+4*0.50

$$u_z = 0.4 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 2.5 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 37 SLS:CHR/7=1*1.00+2*1.00+11*1.00+3*1.00+5*0.60+8*0.60+4*0.50
(1+2+11+3)*1.00+(5+8)*0.60+4*0.50

$$u_{\text{inst},y} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},y} = L/250.00 = 2.0 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 1*3 + 0.5*4 + 0.6*5 + 0.6*8

$$u_{\text{inst},z} = 0.2 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},z} = L/250.00 = 2.0 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 1*3 + 0.5*4 + 0.6*5 + 0.6*8



ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ

ΑΞΙΑΘΩΔΕΣ ΟΚ !!!

Δυσμενέστερη δευτερεύουσα δοκός ισογείου ΗΕΒ 240

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 35

ΣΗΜΕΙΟ:

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: $x = 0.50 L =$

3.50 m

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 25 ULS/47=1*1.35+2*1.35+11*1.35+3*1.50+5*0.90+8*0.90+4*0.75
(1+2+11)*1.35+3*1.50+(5+8)*0.90+4*0.75

ΥΛΙΚΟ:

S 355 (S 355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$



ΠΑΡΑΜΕΤΡΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΗΕΒ 240

$$h=24.0 \text{ cm}$$

$$gM0=1.00$$

$$gM1=1.00$$

$$b=24.0 \text{ cm}$$

$$A_y=89.59 \text{ cm}^2$$

$$A_z=33.23 \text{ cm}^2$$

$$A_x=105.99 \text{ cm}^2$$

$$t_w=1.0 \text{ cm}$$

$$I_y=11259.30 \text{ cm}^4$$

$$I_z=3922.66 \text{ cm}^4$$

$$I_x=107.00 \text{ cm}^4$$

$$t_f=1.7 \text{ cm}$$

$$W_{ply}=1053.21 \text{ cm}^3$$

$$W_{plz}=498.43 \text{ cm}^3$$

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$$N_{,Ed} = 0.01 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 168.76 \text{ kN*m}$$

$$N_{c,Rd} = 3762.50 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed,max} = 168.76 \text{ kN*m}$$

$$N_{b,Rd} = 3762.50 \text{ kN}$$

$$M_{y,c,Rd} = 373.89 \text{ kN*m}$$

$M_{N,y,Rd} = 373.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $M_{b,Rd} = 272.44 \text{ kN}\cdot\text{m}$

ΌΑΙÇ ÄËÁÔÐËÇÓ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

$z = 1.00$ $M_{cr} = 384.72 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $\xi_{\text{ÄËÐÖËÇ,LT}} - b$ $X_{LT} = 0.71$
 $L_{cr,upp} = 7.00 \text{ m}$ $L_{am_LT} = 0.99$ $\eta_{i,LT} = 0.96$ $X_{LT,mod} = 0.73$

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΘΛΊΝË ÔÐΊ ÄΊÐΊÄΊ y:
 $k_{yy} = 1.00$



ΘΛΊΝË ÔÐΊ ÄΊÐΊÄΊ z:
 $k_{zy} = 1.00$

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

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

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.45 < 1.00$ (6.2.5.(1))

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.62 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.62 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.62 < 1.00$ (6.3.3.(4))

ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ



ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 3.5 \text{ cm}$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 39 SLS:CHR/14=1*1.00+2*1.00+11*1.00+3*0.70+7*1.00+8*1.00+4*0.50
(1+2+11+7+8)*1.00+3*0.70+4*0.50

$u_z = 2.6 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 3.5 \text{ cm}$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 37 SLS:CHR/7=1*1.00+2*1.00+11*1.00+3*1.00+5*0.60+8*0.60+4*0.50
(1+2+11+3)*1.00+(5+8)*0.60+4*0.50

$u_{inst,y} = 0.0 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/250.00 = 2.8 \text{ cm}$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 0.7*3 + 0.5*4 + 1*7 + 1*8

$u_{inst,z} = 1.1 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/250.00 = 2.8 \text{ cm}$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 1*3 + 0.5*4 + 0.6*5 + 0.6*8



ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ

ÄËÁÔÐËÇÓ OK !!!

Δυσμενέστερη δευτερεύουσα δοκός οροφής HEB 240

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 212
3.50 m

ΣΗΜΕΙΟ:

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: $x = 0.50 L =$

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 25 ULS/47=1*1.35+2*1.35+11*1.35+3*1.50+5*0.90+8*0.90+4*0.75
(1+2+11)*1.35+3*1.50+(5+8)*0.90+4*0.75

ΥΛΙΚΟ:

S 355 (S 355) $f_y = 355.00$ MPa



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΗΕΒ 240

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

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{,Ed} = -0.00$ kN	$M_{y,Ed} = 178.31$ kN*m
$N_{t,Rd} = 3762.50$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 373.89$ kN*m
	$M_{y,c,Rd} = 373.89$ kN*m
	$M_{N,y,Rd} = 373.89$ kN*m
	$M_{b,Rd} = 272.44$ kN*m

ΟΑΙÇ ÅÉÅÔĎĚÇÓ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 384.72$ kN*m	$\xi_{\text{ÅĚĎĚÇ,LT} - b}$	$XLT = 0.71$
$L_{cr,upp}=7.00$ m	$\lambda_{m_LT} = 0.99$	$\eta_{i,LT} = 0.96$	$XLT,mod = 0.73$

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΕΛΝΕ ΟΔΙ ΑΙΔΙΑ y:



ΕΛΝΕ ΟΔΙ ΑΙΔΙΑ z:

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.3.(1))

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.48 < 1.00$ (6.2.5.(1))

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.65 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ

**ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):** $u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 3.5 \text{ cm}$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 38 SLS:CHR/12=1*1.00+2*1.00+11*1.00+3*0.70+7*1.00+6*1.00+4*0.50
(1+2+11+7+6)*1.00+3*0.70+4*0.50 $u_z = 2.7 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 3.5 \text{ cm}$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 37 SLS:CHR/7=1*1.00+2*1.00+11*1.00+3*1.00+5*0.60+8*0.60+4*0.50
(1+2+11+3)*1.00+(5+8)*0.60+4*0.50 $u_{\text{inst},y} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},y} = L/250.00 = 2.8 \text{ cm}$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 0.7*3 + 0.5*4 + 1*7 + 1*6 $u_{\text{inst},z} = 1.2 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},z} = L/250.00 = 2.8 \text{ cm}$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 1*3 + 0.5*4 + 0.6*5 + 0.6*8**ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ****ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΟΚ !!!****Δυσμενέστερη διαδοκίδα ισογείου ΙΡΕ 300****ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ****ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ:** EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.**ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ:** ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ**ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:****ΜΕΛΟΣ:** 46
3.50 m**ΣΗΜΕΙΟ:****ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:** $x = 0.50 L =$ **ΦΟΡΤΙΑ:****ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 22 ULS/41=1*1.35+2*1.35+11*1.35+3*1.50+7*0.90+6*0.90+4*0.75
(1+2+11)*1.35+3*1.50+(7+6)*0.90+4*0.75**ΥΛΙΚΟ:**S 355 (S 355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$ **ΠΑΡΑΜΕΤΡΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΙΡΕ 300**

h=30.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=15.0 cm

Ay=36.16 cm²Az=25.68 cm²Ax=53.81 cm²

tw=0.7 cm

Iy=8356.11 cm⁴Iz=603.78 cm⁴Ix=19.47 cm⁴

tf=1.1 cm

Wply=628.40 cm³Wplz=125.22 cm³**ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:** $M_{y,Ed} = 165.43 \text{ kN*m}$ $M_{y,pl,Rd} = 223.08 \text{ kN*m}$ $M_{y,c,Rd} = 223.08 \text{ kN*m}$

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ΕΛΝΕ ΟΔΙ ΑΙΔΙΑ y:



ΕΛΝΕ ΟΔΙ ΑΙΔΙΑ z:

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

$M_y, Ed / M_{y,c, Rd} = 0.74 < 1.00$ (6.2.5.(1))

ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ



ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 3.5 \text{ cm}$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 38 SLS:CHR/12=1*1.00+2*1.00+11*1.00+3*0.70+7*1.00+6*1.00+4*0.50
(1+2+11+7+6)*1.00+3*0.70+4*0.50

$u_z = 3.4 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 3.5 \text{ cm}$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 34 SLS:CHR/1=1*1.00+2*1.00+11*1.00+3*1.00+7*0.60+6*0.60+4*0.50
(1+2+11+3)*1.00+(7+6)*0.60+4*0.50

$u_{\text{inst}, y} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst}, \text{max}, y} = L/250.00 = 2.8 \text{ cm}$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: $0.7*3 + 0.5*4 + 1*7 + 1*6$

$u_{\text{inst}, z} = 1.5 \text{ cm} < u_{\text{inst}, \text{max}, z} = L/250.00 = 2.8 \text{ cm}$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: $1*3 + 0.5*4 + 0.6*7 + 0.6*6$



ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ

ΑΕΑΟΔΕΣ ΟΚ !!!

Δυσμενέστερη διαδοκίδα οροφής IPE 330

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 222

ΣΗΜΕΙΟ:

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: $x = 0.50 L =$

3.50 m

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 23 ULS/43=1*1.35+2*1.35+11*1.35+3*1.50+7*0.90+8*0.90+4*0.75
(1+2+11)*1.35+3*1.50+(7+8)*0.90+4*0.75

ΥΛΙΚΟ:S 235 (S 235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$ **ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: IPE 330**

$h=33.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=16.0 \text{ cm}$	$A_y=42.28 \text{ cm}^2$	$A_z=30.81 \text{ cm}^2$	$A_x=62.61 \text{ cm}^2$
$tw=0.8 \text{ cm}$	$I_y=11766.90 \text{ cm}^4$	$I_z=788.14 \text{ cm}^4$	$I_x=25.70 \text{ cm}^4$
$tf=1.1 \text{ cm}$	$W_{ply}=804.40 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=153.68 \text{ cm}^3$	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$M_{y,Ed} = 175.55 \text{ kN*m}$
 $M_{y,pl,Rd} = 189.03 \text{ kN*m}$
 $M_{y,c,Rd} = 189.03 \text{ kN*m}$

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:****ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

ΕΛΙΝΕ ΟΔΙ ΑΙΔΙΑ y:



ΕΛΙΝΕ ΟΔΙ ΑΙΔΙΑ z:

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:**ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:** $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.93 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$ **ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ****ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):** $u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \max} = L/200.00 = 3.5 \text{ cm}$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 38 SLS:CHR/12=1*1.00+2*1.00+11*1.00+3*0.70+7*1.00+6*1.00+4*0.50
(1+2+11+7+6)*1.00+3*0.70+4*0.50 $u_z = 2.6 \text{ cm} < u_{z \max} = L/200.00 = 3.5 \text{ cm}$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 35 SLS:CHR/3=1*1.00+2*1.00+11*1.00+3*1.00+7*0.60+8*0.60+4*0.50
(1+2+11+3)*1.00+(7+8)*0.60+4*0.50 $u_{inst,y} = 0.0 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/250.00 = 2.8 \text{ cm}$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 0.7*3 + 0.5*4 + 1*7 + 1*6 $u_{inst,z} = 1.2 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/250.00 = 2.8 \text{ cm}$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 1*3 + 0.5*4 + 0.6*7 + 0.6*8**ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ****ΑΕΑΟΔΕΣ ΟΚ !!!**

Δυσμενέστερος χιαστί σύνδεσμος SHSC 160X160X12,5

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 315 Δοκός₃₁₅
0.00 m

ΣΗΜΕΙΟ:

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: $x = 0.00 L =$

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 28 ULS/67=1*1.35+2*1.35+11*1.35+3*1.05+5*1.50+6*1.50+4*0.75
(1+2+11)*1.35+3*1.05+(5+6)*1.50+4*0.75

ΥΛΙΚΟ:

S 355 (S 355) $f_y = 355.00$ MPa



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: SHSC 160x160x12.5

$h=16.0$ cm

$gM0=1.00$

$gM1=1.00$

$b=16.0$ cm

$A_y=33.50$ cm²

$A_z=33.50$ cm²

$A_x=67.00$ cm²

$tw=1.3$ cm

$I_y=2275.00$ cm⁴

$I_z=2275.00$ cm⁴

$I_x=4114.00$ cm⁴

$tf=1.3$ cm

$W_{ply}=356.00$ cm³

$W_{plz}=356.00$ cm³

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{,Ed} = 249.20$ kN

$N_{c,Rd} = 2378.50$ kN

$N_{b,Rd} = 828.15$ kN

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΘΛΝΕ ΟΔΙ ΑΙΔΙΑ y :

$L_y = 6.95$ m

$\lambda_{m,y} = 1.56$

$L_{cr,y} = 6.95$ m

$X_y = 0.35$

$\lambda_{m,y} = 119.21$



ΘΛΝΕ ΟΔΙ ΑΙΔΙΑ z :

$L_z = 6.95$ m

$\lambda_{m,z} = 1.56$

$L_{cr,z} = 6.95$ m

$X_z = 0.35$

$\lambda_{m,z} = 119.21$

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.10 < 1.00$ (6.2.4.(1))

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$\lambda_{m,y} = 119.21 < \lambda_{m,max} = 210.00$

$\lambda_{m,z} = 119.21 < \lambda_{m,max} = 210.00$ ΣΤΑΘΕΡΟ

$N_{,Ed}/N_{b,Rd} = 0.30 < 1.00$ (6.3.1.1.(1))

ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ



ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ



ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):

$$v_x = 0.1 \text{ cm} < v_{x \max} = L/150.00 = 4.6 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 40 SLS:CHR/16=1*1.00+2*1.00+11*1.00+3*0.70+5*1.00+6*1.00+4*0.50
(1+2+11+5+6)*1.00+3*0.70+4*0.50

ΆΕΑΏΔΉΣ ΟΚ !!!