

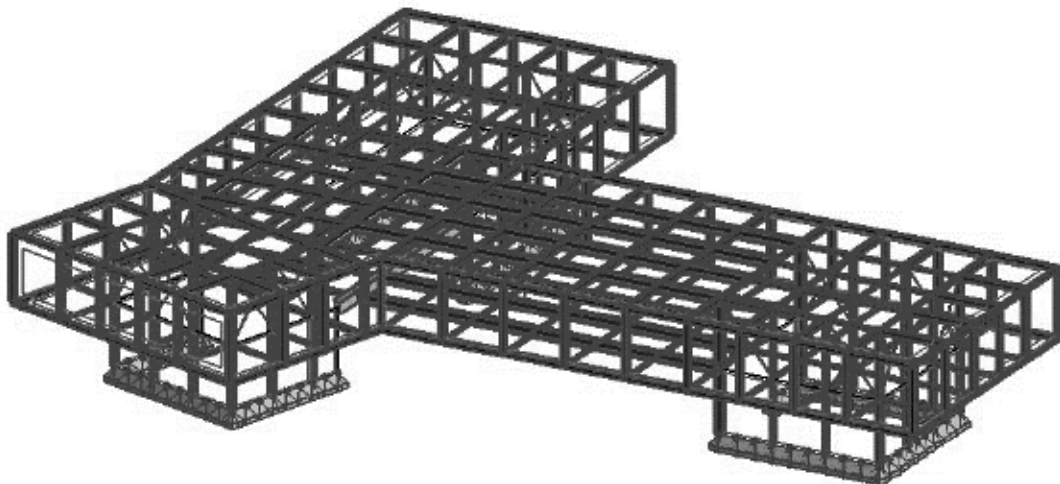


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Μελέτη βιομηχανικού κτιρίου σε συγκρότημα προσαρμόσιμης παραγωγής.



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Γαβριήλ Μπουλούγαρης  
Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος  
Συνεπιβλέπων: Ανδρέας Σπηλιόπουλος

Αθήνα, Νοέμβριος 2018

ΕΜΚ ΔΕ 2018/32

Μπουλούγαρης Γ. (2018)

Μελέτη βιομηχανικού κτιρίου σε συγκρότημα προσαρμόσιμης παραγωγής.

Διπλωματική εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2018/32  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Boulougaris G. (2018)

Investigating the behavior of a building member of a compound of adaptable manufacturing.

Diploma thesis ΕΜΚ ΔΕ 2018/32  
Laboratory of Metal Structures, National Technical University of Athens, Athens

# ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

1. Εισαγωγή .....	5
1.1 Σκοπός της εργασίας.....	5
1.2 Αρχιτεκτονικά.....	6
2. Υλικά και φορτίσεις.....	8
2.1 Υλικά κατασκευής.....	8
2.1.1 Δομικός χάλυβας S355.....	8
2.1.2 Σκυρόδεμα C25/30.....	8
2.1.3 Ελαφροσκυρόδεμα.....	8
2.1.4 Χάλυβας σκυροδέματος.....	9
2.1.5 Θερμικά ενισχυμένο γυαλί.....	9
2.2 Φορτίσεις.....	11
2.2.1 Μόνιμα φορτία.....	11
2.2.2 Κινητά φορτία.....	12
2.2.3 Φορτία Χιονιού.....	13
2.2.5 Σεισμικές Δράσεις.....	25
2.3 Συνδυασμοί δράσεων.....	31
3. Ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα.....	35
3.1 Κτίριο με πλάκα εδραζόμενη επί μεταλλικών δοκών.....	35
3.1.1 Σύμμικτη πλάκα.....	35
3.1.1 Υποστυλώματα.....	42
3.1.2 Κύριες δοκοί.....	46
3.1.3 Δευτερεύουσες δοκοί.....	50
3.1.3 Διαδοκίδες.....	52
3.1.4 Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	56
3.2 Κτίριο με πάνελ στο δώμα.....	59
3.3 Κτίριο με σύμμικτη λειτουργία κύριων δοκών.....	63
3.3.1 Σύμμικτες δοκοί.....	63
4. Σεισμική απόκριση κτιρίου.....	68
5. Μετακινήσεις φορέα.....	70
5.1 Περιορισμός βλαβών.....	70
5.1.1 Κτίριο με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας.....	71
6. Συνδέσεις.....	72
6.1 Σύνδεση της κύριας δοκού HEA 600 με το υποστύλωμα HEM 450.....	72
6.2 Μερική αποκατάσταση συνέχειας HEA 600.....	86
6.3 Σύνδεση διαδοκίδων HEA 200 σε κύρια δοκό HEA 600.....	103
7. Σύγκριση αποτελεσμάτων.....	121
8. Γενικά Συμπεράσματα.....	122
9. Βιβλιογραφία.....	123

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΜΚ ΔΕ 2018/32

Μπουλούγαρης Γαβιρήλ (Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος)

### Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται το σχεδιασμό μονώροφου μεταλλικού κτιρίου γραφείων, εδραζόμενου επί φερόντων τοιχίων οπλισμένου σκυροδέματος και τη διερεύνηση εναλλακτικών λύσεων σχεδιασμού των πλακών του ορόφου και του δώματος. Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση βασίστηκε στις διατάξεις των Ευρωκωδίκων 1, 3, 4 και 8. Αναλύονται και συγκρίνονται τρεις περιπτώσεις του αρχικού φορέα, οι οποίες έχουν κοινές διατομές φέροντων στοιχείων. Στη πρώτη περίπτωση τοποθετούμε πλάκα εδραζόμενη επί μεταλλικών διατομών στον όροφο και στο δώμα. Στη δεύτερη περίπτωση τοποθετούμε στο δώμα πάνελ με μόνωση ενώ στον όροφο κρατάμε τη πλάκα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Τέλος στη τρίτη περίπτωση διαμορφώνουμε τη πλάκα τόσο του ορόφου όσο και του δώματος ώστε να έχει σύμμικτη λειτουργία. Η ανάλυση των τριών αυτών περιπτώσεων γίνεται μέσω του στατικού προγράμματος Robot structural analysis Professional 2018.

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

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔΕ 2018/32

Boulougaris Gavriil (Supervisor: Pavlos Thanopoulos)

**Abstract**

This diploma thesis deals with the design of a one-storey metal office building based on walls of reinforced concrete and the research of different solutions of floors behavior. The behavior of the building in unfavorable loads according to Eurocode 8 has been studied for its predicted response to an earthquake. Three cases of the original carrier are analyzed and compared. In the first case, slab composed with a trapezoid plate are placed both on the 1<sup>st</sup> floor and the ceiling. In the second case sandwich composed plate is placed on the ceiling. Finally, at the 3<sup>rd</sup> case, we form the main beams of both the floor and the roof to work as composed. The analysis of these three cases is done through the static Robot structural analysis Professional 2018.

## **Ευχαριστίες**

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή κύριο Πάυλο Θανόπουλο για τη στήριξη και την καθοδήγηση του καθ' όλη τη διάρκεια της εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας ,τον κύριο Ανδρέα Σπηλιόπουλο για τις πολύτιμες συμβουλές του καθώς και τον συνάδελφο και φίλο Θάνο Ιωαννίδη για τις κατατοπιστικές του συμβουλές όσον αφορά την αρχιτεκτονική προσέγγιση.

Τέλος ευχαριστώ τους φίλους μου και την οικογένεια μου για τη στήριξη που μου παρείχαν καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

Μπουλούγαρης Γαβριήλ

Αθήνα, Νοέμβριος 2018

# 1. Εισαγωγή

## 1.1 Σκοπός της εργασίας

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως στόχο την ανάλυση και διαστασιολόγηση μονώροφου μεταλλικού κτιρίου εδραζόμενου επί τοιχίων οπλισμένου σκυροδέματος, με φέροντα οργανισμό από χάλυβα καθώς και την σύγκριση της συμπεριφοράς των τριών εναλλακτικών συνδυασμών των πλακών του ορόφου και του δώματος.

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

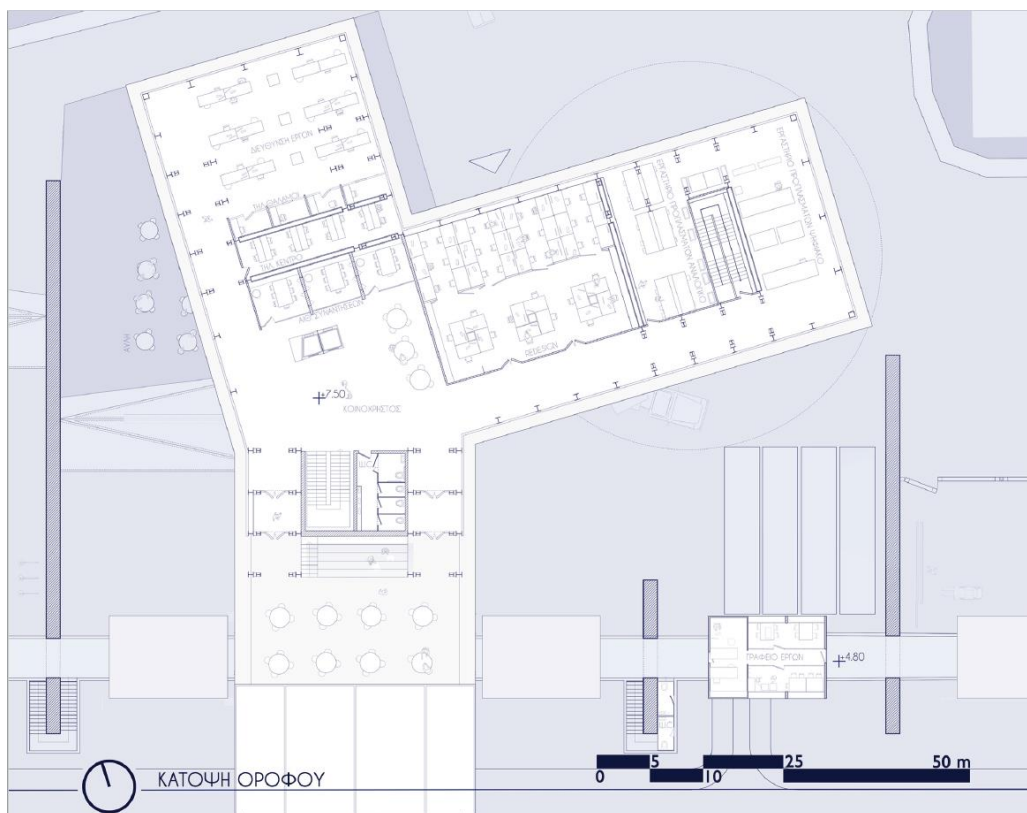
Ευρωκώδικας 4 : Σχεδιασμός Συμμείκτων Κατασκευών από Χάλυβα και Σκυρόδεμα

Ευρωκώδικας 8 : Αντισεισμικός Σχεδιασμός

## 1.2 Αρχιτεκτονικά

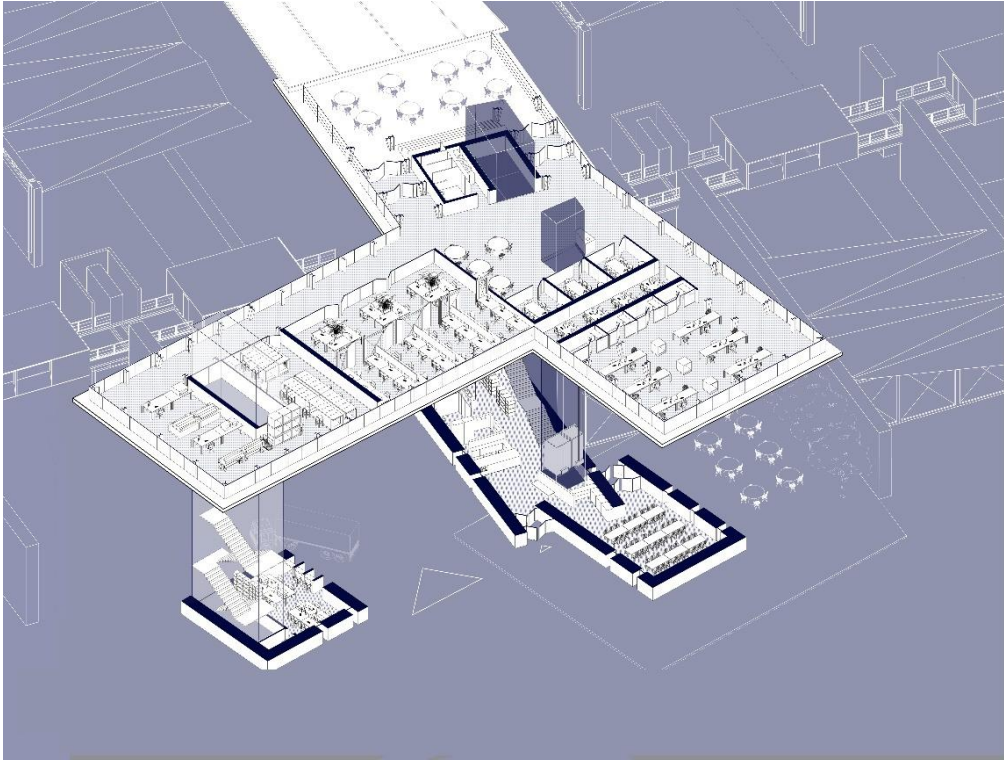
Πρόκειται για μονώροφο κτίριο με μεταλλικό σκελετό εδραζόμενο επί τριών πυρήνων αποτελούμενων από τοιχία οπλισμένου σκυροδέματος. Έχει συνολικό μήκος 45m και μέγιστο πλάτος 40 m. Η κάτοψη του ορόφου καλύπτει επιφάνεια 1026m<sup>2</sup>.

Παρατίθενται οι χαρακτηριστικές όψεις και κατόψεις :

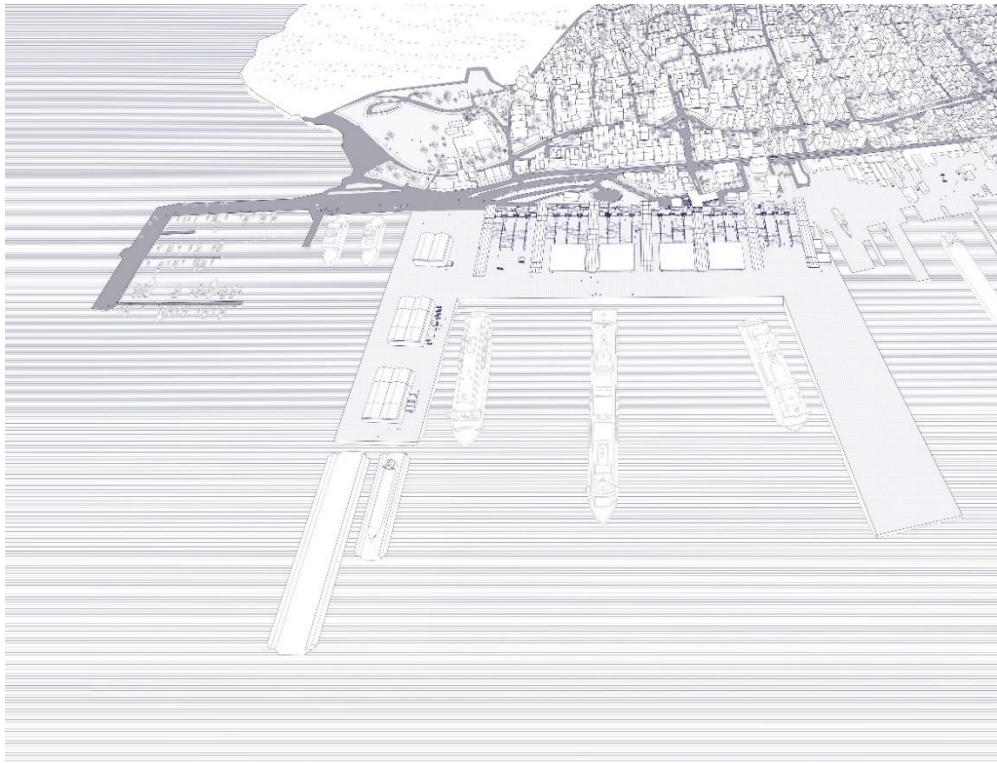


Σχήμα 1.1 Κάτοψη ορόφου





Σχήμα 1.2 Αξονομετρικό κτιρίου



Σχήμα 1.3 Προοπτικό

## 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 :	$f_y = 355 \text{ 000 kN/m}^2$
Εφελκυστική αντοχή :	$f_u = 510 \text{ 000 kN/m}^2$

#### 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 :	$f_{ck} = 25000 \text{ kN/m}^2$
Τάση σχεδιασμού :	$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c \quad \gamma_c=1.5$

#### 2.1.3 Ελαφροσκυρόδεμα

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

Ειδικό βάρος :	$\gamma = 12 \text{ kN/m}^3$
Αντοχή : $f_{ck} =$	$12000 \text{ kN/m}^2$

### 2.1.4 Χάλυβας σκυροδέματος

Για τον οπλισμό των σύμμικτων πλακών χρησιμοποιήθηκε χάλυβας B500C, που έχει ως χαρακτηριστικές τιμές:

Μέτρο ελαστικότητας :	$E = 21 \text{ GPa}$
Σταθερά Poisson :	$\nu = 0.3$
Ειδικό βάρος :	$\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$
Όριο διαρροής :	$f_{ys} = 25000 \text{ kN/m}^2$

### 2.1.5 Θερμικά ενισχυμένο γυαλί

Για την επικάλυψη του σκελετού του κτιρίου επιλέχθηκε η τοποθέτηση διάφανων υαλοπινάκων θερμικά ενισχυμένου γυαλιού (Heat strengthened glass). Το γυαλί ως δομικό υλικό δεν αποτελεί μέρος του φέροντα οργανισμού, παρόλα αυτά η αντοχή, κυρίως ανέμου είναι απαραίτητη. Το θερμικά ενισχυμένο γυαλί (Heat strengthened glass) , υπόκειται σε θερμική επεξεργασία, οπότε αυξάνεται η αντοχή του σε θερμικό σοκ ενώ παράλληλα διπλασιάζεται η μηχανική του αντοχή σε θερμικό σοκ σε σχέση με το ανοπτημένο γυαλί.

Αντοχή σχεδιασμού ενισχυμένου γυαλιού (Heat strengthened glass) :

$$f_{g;d} = \frac{k_{mod} k_{sp} k_{g;k}}{\gamma_{M;A}} + \frac{k_{\nu} (f_{b;k} - f_{g;k})}{\gamma_{M;\nu}} \quad (1.1)$$

Όπου:

Συντελεστής διάρκειας φορτίου:	$k_{mod} = 0.72$
Συντελεστής επιφάνειας γυαλιού:	$k_{sp} = 1$
Χαρακτηριστική αντοχή θερμικά ενισχυμένου γυαλιού:	$f_{g;k} = 45 \text{ Mpa}$
Τάση σχεδιασμού:	$f_{g;d} = f_{g;k} / \gamma_{M;A} , \gamma_{M;A} = 1.8$
Συντελεστής ενίσχυσης προεντεταμένου γυαλιού:	$k_{\nu} = 1$
Χαρακτηριστική αντοχή προεντεταμένου γυαλιού:	$f_{b;k} = 70 \text{ Mpa}$
Συντελεστής υλικού για επιφανειακά προεντεταμένο γυαλί:	$\gamma_{M;\nu} = 1.2$

Από την (εξ. 1.1) προκύπτει ότι:  $f_{g;d} = 43.1 \text{ Mpa}$

Η μέγιστη ροπή για μία ορθογωνική διατομή θερμικά ενισχυμένου υαλοπίνακα είναι:

$$M_{max} = f_{g;d} \frac{bh^2}{6} \quad (1.2)$$

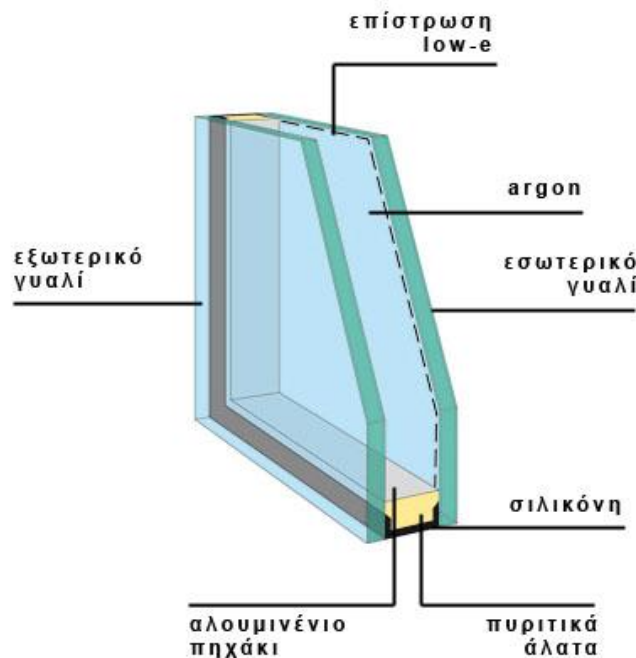
Η μέγιστη ροπή αμφιέριστης δοκού είναι:

$$M_{max} = \frac{ql^2}{8} \quad (1.3)$$

Λαμβάνεται υπέρ της ασφαλείας<sup>1</sup>,  $q_d=2 \text{ kN/m}^2$ . Για ορθογώνιους υαλοπίνακες  $3 \times 3.75 \text{ m}$ , εξισώνοντας τις (1.2) και (1.3) προκύπτει το πάχος του υαλοπίνακα:

$$f_{g,d} \frac{bh^2}{6} = \frac{ql^2}{8} \Leftrightarrow 43.1 \cdot 10^6 \frac{3h^2}{6} = \frac{2 \cdot 10^3 \cdot 3.75^2}{8} \Rightarrow h = 0.013$$

Εν κατακλείδι, χρησιμοποιούνται διπλοί υαλοπίνακες  $3 \times 3.75 \text{ m}$  τύπου low-e (Σχ 2.5), θερμικά ενισχυμένου γυαλιού, πάχους  $h=7 \text{ mm}$ , έκαστος. Οι υαλοπίνακες δημιουργούν κατανεμημένο φορτίο το οποίο λαμβάνεται αυτόματα από το πρόγραμμα ανάλυσης. Το ειδικό βάρος του φυαλιού είναι  $\gamma_\gamma = 2500 \text{ kg/m}^3$ .



Σχήμα 2.5: Τυπικός διπλός υαλοπίνακας, τύπου low-e

<sup>1</sup>Στο κεφάλαιο 3 η μέγιστη πίεση από τα φορτία του ανέμου επί των κατακόρυφων τοίων είναι  $q_d=1.3 \text{ kN/m}^2$

## 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.

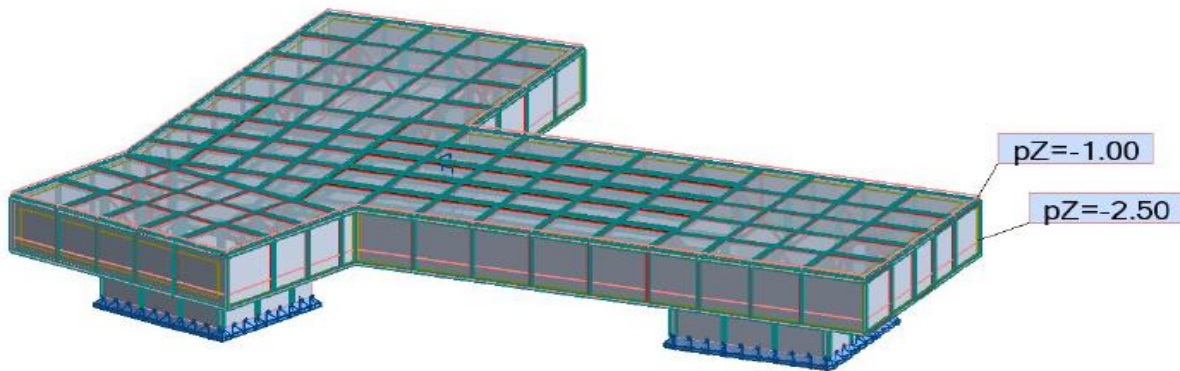
- ❖ **Μόνιμα φορτία (G)**  
Ίδιο βάρος φέροντα οργανισμού  
Πρόσθετα μόνιμα
- ❖ **Κινητά φορτία (Q)**  
Κινητά φορτία ορόφων  
δράσεις ανέμου  
φορτίο χιονιού
- ❖ **Σεισμικά φορτία**  
Φορτίο με επιβολή επιταχύνσεων

### 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 σύμμεικτης πλάκας
- Πρόσθετα μόνιμα επικαλύψεις δώματος=  $1 \text{ kN/m}^2$
- Πρόσθετα μόνιμα επικαλύψεις ορόφου=  $2,5 \text{ kN/m}^2$
- Περιμετρικός γραμμικά κάθετα κατανεμημένο φορτίο υαλοπινάκων

Το ίδιο βάρος της κατασκευής της σύμμεικτης πλάκας και των υαλοπινάκων λαμβάνεται αυτόματα από το Robot .



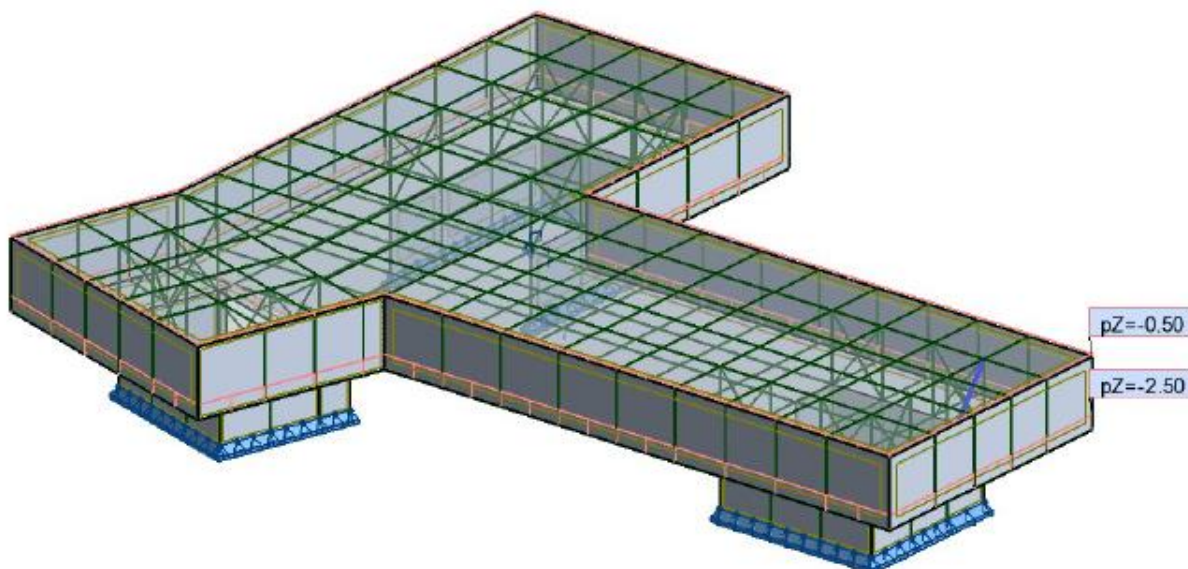
Σχήμα 2.1 Πρόσθετα μόνιμα

### 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 λήφθηκαν κινητά φορτία  $2.5 \text{ kN/m}^2$  για τον όροφο ενώ για την οροφή επιλέχθηκε η τιμή  $0.5 \text{ kN/m}^2$



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:

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

όπου:  $\mu_1$  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 θερμοκός 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  $\alpha = 5^\circ$  και  $0^\circ < 5^\circ < 30^\circ$  προκύπτει:

$\mu_1 = 0,8$  και  $\mu_2 = 0$

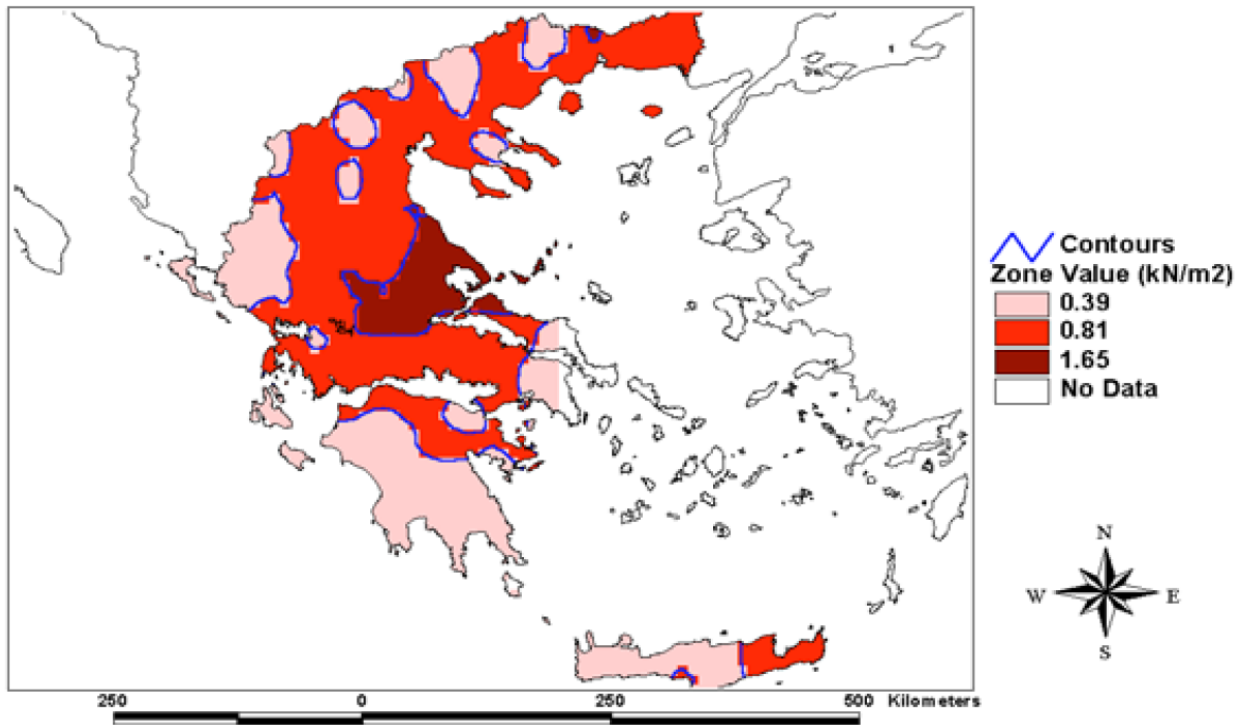
Η χαρακτηριστική τιμή  $s_k$  του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε  $\text{kN/m}^2$  συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου ( $A$ ), για μια συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από τη σχέση :

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

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

Ο φορέας αφορά την περιοχή της Αττικής 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

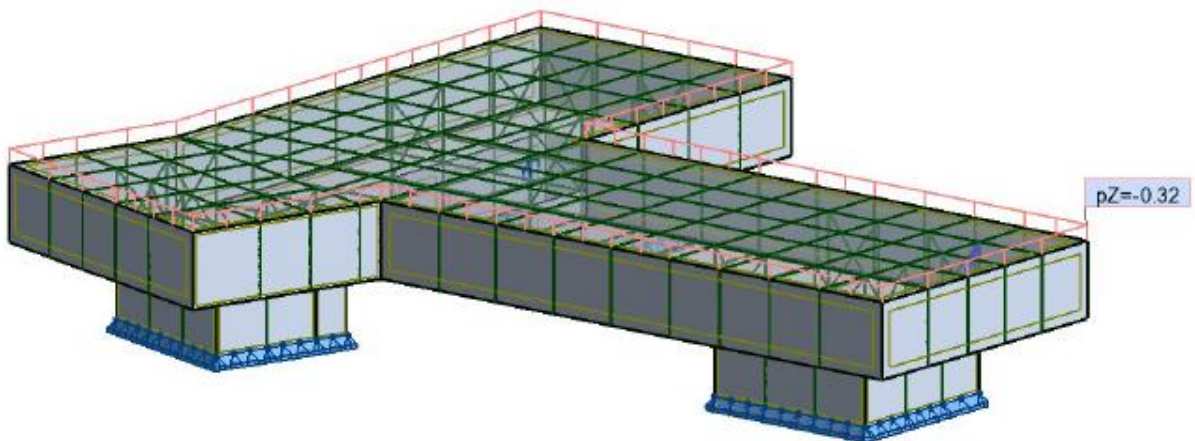


Σχήμα 2.3: Χάρτης διαχωρισμού της ελληνικής επικράτειας σε ζώνες ανάλογα με το φορτίο χιονιού για υψόμετρο A=0m.

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

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  $x'x$  ( $\theta = 0^\circ$ ) 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 :

$$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b$$

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  $z_{min} = 2\text{m}$   $z_{max} = 200\text{m}$  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:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,13$$

Στις σχέσεις αυτές:

$z_0$  είναι το μήκος τραχύτητας σε m, σύμφωνα με την κατηγορία εδάφους  
 $z_{0,0} = 0,03\text{m}$

$$z_0 = z_{0,0}$$

$z_{\min}$  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  $h = 3,5$  m σε απόσταση  $h_1 = 3,5$  m και πλάτος  $b = 28,0$  m  $\rightarrow h < 2b$  , συνεπώς το κτίριο θεωρείται σημειακή κατασκευή με ύψος  $z_e = h_1 + h/2 = 5,25\text{m}$

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

$$\text{Και } c_r(z) = 0,13 \cdot \ln\left(\frac{5,25}{0,05}\right) = 0,605$$

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

Έχουμε ύψος  $h = 3,5$  m σε απόσταση  $h_1 = 3,5$  m και πλάτος  $b = 45,0$  m  $\rightarrow h < 2b$  , συνεπώς το κτίριο θεωρείται σημειακή κατασκευή με ύψος  $z_e = h_1 + h/2$ .

Έχουμε ύψος  $h = 16,0$  m και πλάτος  $b = 20,0$  m  $\rightarrow h < 2b$  , συνεπώς το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από ένα τμήμα με ύψος  $z_e = h$ .

Και πάλι  $c_r(z) = 1,096$ .

## 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 :

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

$$C_t=1+2s\Phi \quad \text{για } 0,05 < \Phi < 0,03$$

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

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

Θεωρώ  $\Phi=0$  άρα  $C_t=1$

$$\text{Και } v_m(z)=0,605 \cdot 1 \cdot 33=19,965 \text{ m/s}$$

### 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)

- Για κτίρια με ύψος λιγότερο από 15m  $\rightarrow c_s c_d=1,00$

### 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 :

$\rho$  : 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:

$$I_v(z) = \frac{1}{\left(1 \cdot \ln\left(\frac{16}{0,05}\right)\right)} = 0,1734 \quad \text{και η πίεση ταχύτητας αιχμής προκύπτει:}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{\left(1 \cdot \ln\left(\frac{5,25}{0,05}\right)\right)} = 0,2149 \quad \text{και η πίεση ταχύτητας αιχμής προκύπτει:}$$

$$q_p = \left[1 + 7 \cdot I_v(z)\right] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = \left[1 + 7 \cdot 0,2149\right] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 19,965^2 = 623,89 \text{ N/m}$$

$$q_p = 0,62 \text{ kN/m}^2$$

Το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε για τη στατική επίλυση διαθέτει λειτουργία υπολογισμού των εξωτερικών πιέσεων. Λόγω της πολυγωνικής κάτοψης του κτηρίου, προτιμήθηκε η χρήση του προγράμματος. Ωστόσο υπολογίστηκαν οι πιέσεις προσεγγιστικά με βάση τον Ευρωκώδικα EN 1991-1-3 και συγκρίναμε τα αποτελέσματα. Η σύγκριση έδωσε πολύ κοντινά αποτελέσματα τα οποία παρουσιάζονται στη συνέχεια.

## **A. Υπολογισμός εξωτερικών πιέσεων:**

### **Διεύθυνση γ-γ ( $\theta=0^\circ$ ):**

1. Εξωτερική πίεση κατακόρυφων τοίχων

Σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς για  $h=3,5\text{m}$

Έχουμε:  $e = \min(b; 2h) = \min(45,00\text{m}; 7,00\text{m}) = 7,00\text{m} > d = 15,00$

$$h/d = 3,5/15,00 = 0,23$$

Η ζώνη A έχει εμβαδό  $5 \text{ m}^2$  οπότε θα γίνει γραμμική παρεμβολή ανάμεσα σε  $c_{pe,1}$   $c_{pe,10}$

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

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
$h/d$	$\leq 0.25$	-1.3	-0.8	-0.5	0.7	-0.3

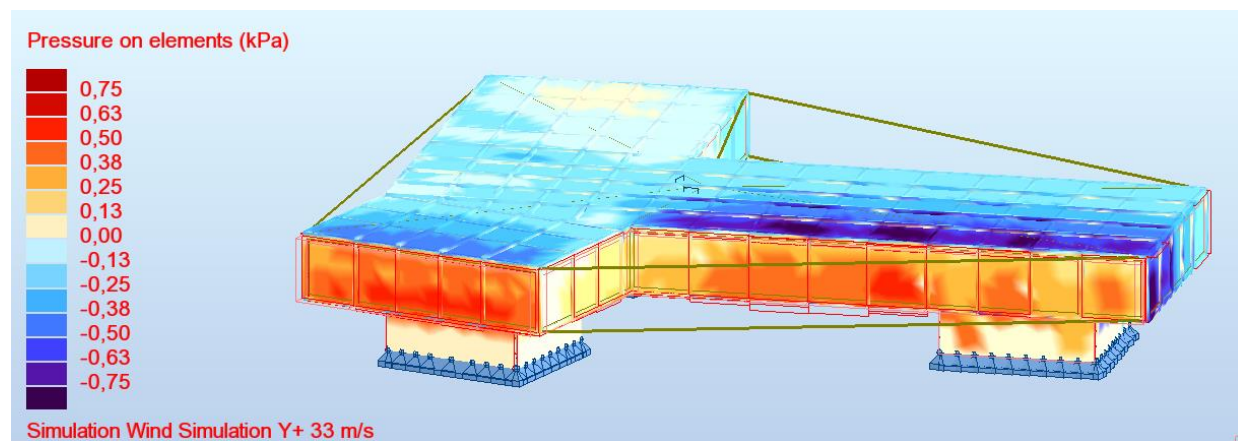
Εξωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων τοίχων (παντού ίδιο ύψος):

Οι εξωτερικές πιέσεις υπολογίζονται από τη σχέση:

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

ZΩNH	A	B	C	D	E
$w_e$	-0,806	-0,496	-0,31	0,43	-0,19

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



Σχήμα 2.5: windy\_θ=0\_εξωτερικά\_τοίχων

## 2.Εξωτερικές πιέσεις στέγης

Σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς για  $h=3,5m$   
Έχουμε:  $e = \min(b; 2h) = \min(45.00m; 7.00m) = 7.00m > d = 15.00$

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:  $A > 10 m^2$ , άρα  $c_{pe} = c_{pe,10}$

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

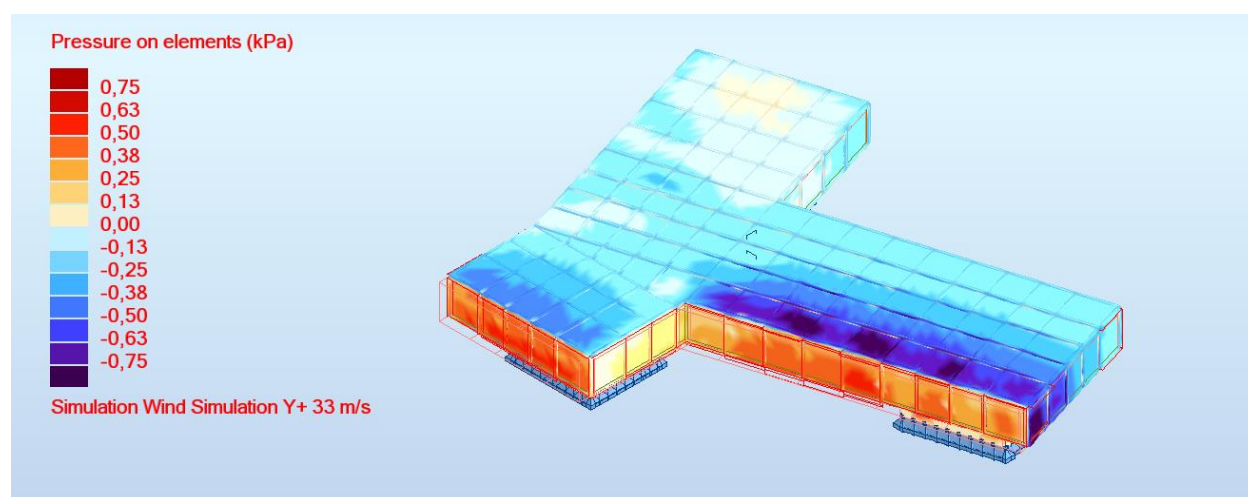
ZΩNH	F	G	H	I
------	---	---	---	---

$c_{pe}$	-2,15	-1.2	-0,7	-0.2
----------	-------	------	------	------

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

ZΩΝΗ	F	G	H	I
$w_e$	-1.33	-0.74	-0,43	-0.12

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



Σχήμα 2.6: windy\_θ=0\_εξωτερικά\_στέγης

### Διεύθυνση x-x ( $\theta=90^\circ$ ) :

#### 1. Εξωτερική πίεση κατακόρυφων τοίχων

Σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς για  $h=3,5m$

Έχουμε:  $e = \min(b; 2h) = \min(35.00m; 7.00m) = 7.00m > d = 15.00$

$h/d = 3.5/15.00 = 0,23$

Η ζώνη A έχει εμβαδό  $5 m^2$  οπότε θα γίνει γραμμική παρεμβολή ανάμεσα σε  $c_{pe,1}$   $c_{pe,10}$

Οι ζώνες έχουν εμβαδά:  $A > 10 m^2$ , 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  $\theta=0^\circ$ .

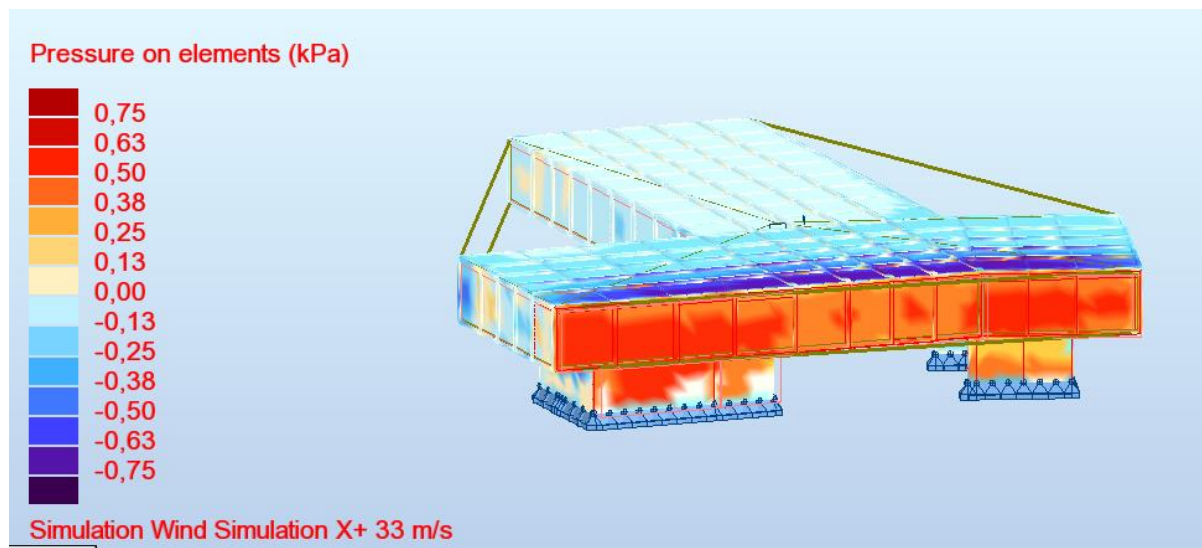
	<b>ZΩNH</b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>	<b>E</b>
$h/d$	$\leq 0.25$	-1.3	-0.8	-0.5	0.7	-0.3

Εξωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων τοίχων (παντού ίδιο ύψος):  
Οι εξωτερικές πιέσεις υπολογίζονται από τη σχέση:

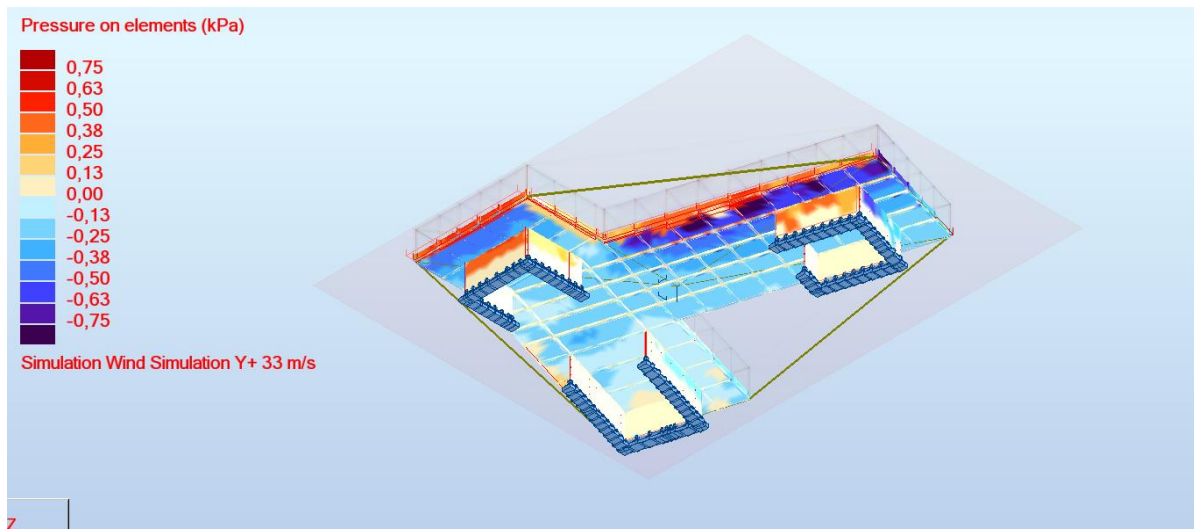
$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10},$$

<b>ZΩNH</b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>	<b>E</b>
$w_e$	-0,806	-0,496	-0,31	0,43	-0,19

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



Σχήμα 2.7: windy\_θ=0\_εξωτερικά\_τοίχων



Σχήμα 2.8: windy\_θ=0\_εξωτερικά\_πλάκας\_ορόφου

## 2.Εξωτερικές πιέσεις στέγης

Σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς για  $h=3,5m$   
 Έχουμε:  $e = \min(b; 2h) = \min(45.00m; 7.00m) = 7.00m > d = 15.00$

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:  $A > 10 m^2$ , άρα  $c_{pe} = c_{pe,10}$

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

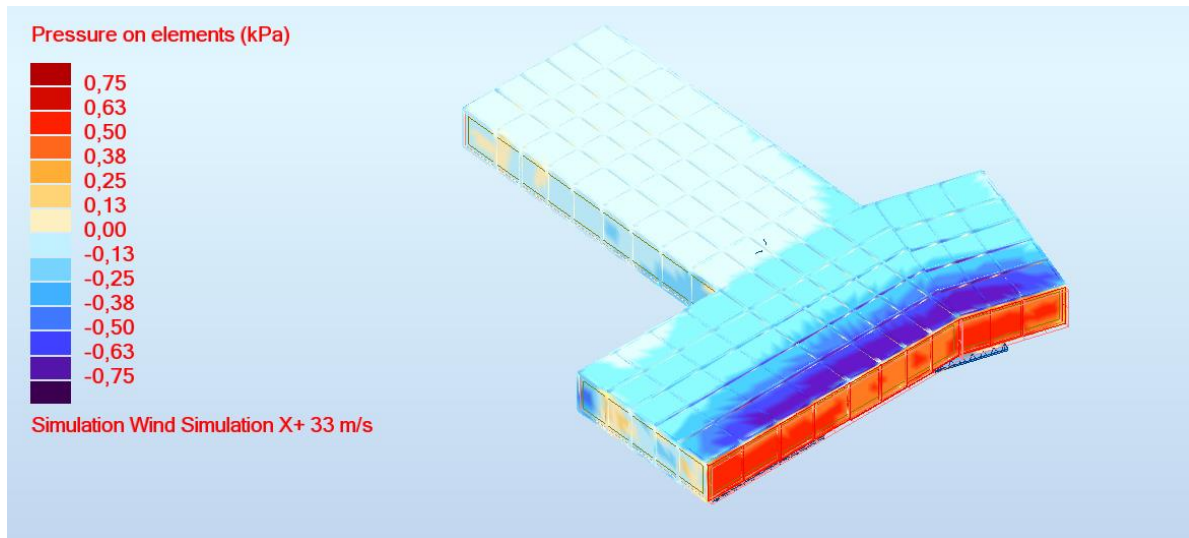
ZΩNH	F	G	H	I
$c_{pe}$	-2,15	-1.2	-0,7	-0.2

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

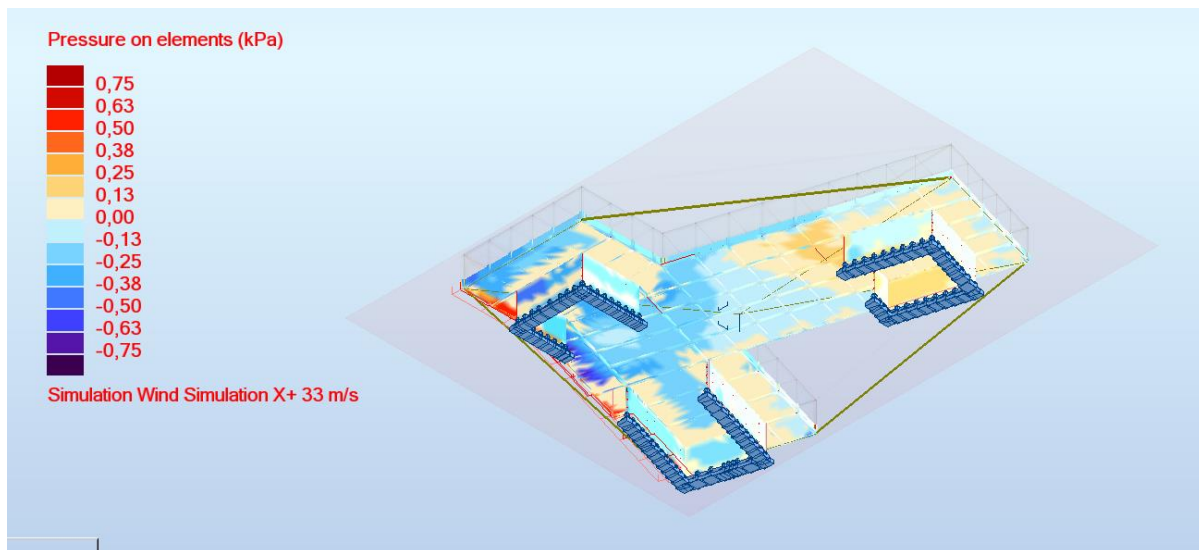
ZΩNH	F	G	H	I
$w_e$	-1.33	-0.74	-0,43	-0.12

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





Σχήμα 2.9: windy\_θ=0\_εξωτερικά\_στέγης



Σχήμα 2.10 windy\_θ=0\_εξωτερικά\_πλάκας\_ορόφου

## **B. Υπολογισμός εσωτερικών πιέσεων:**

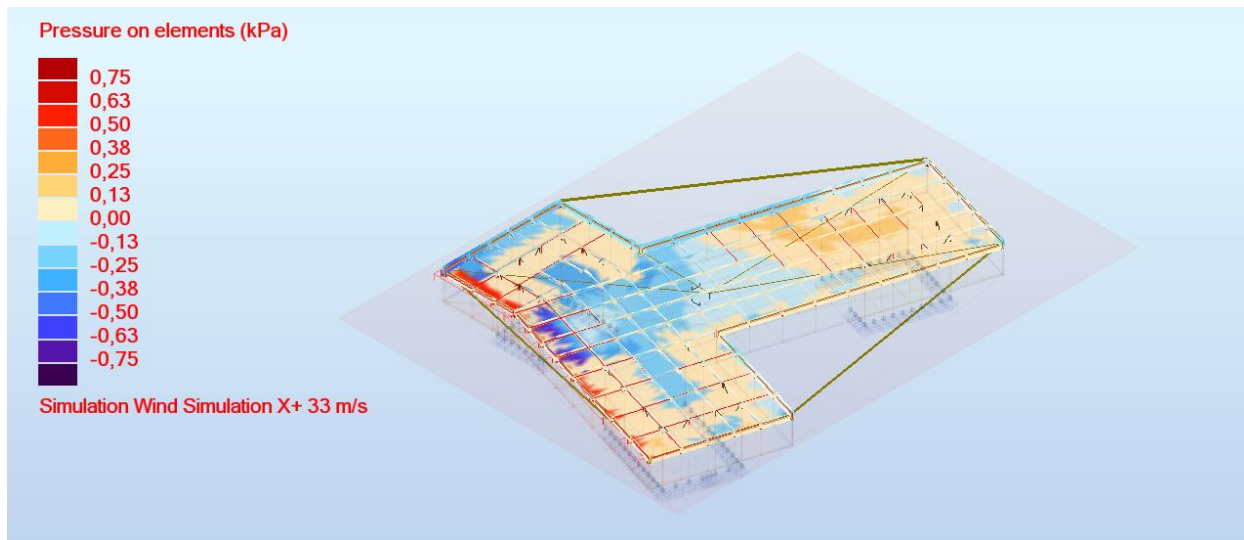
Περίπτωση ανέμου για στεγη:

$$c_{p_i} = +0,2 : w_i = 0,124 \text{ kN/m}^2$$

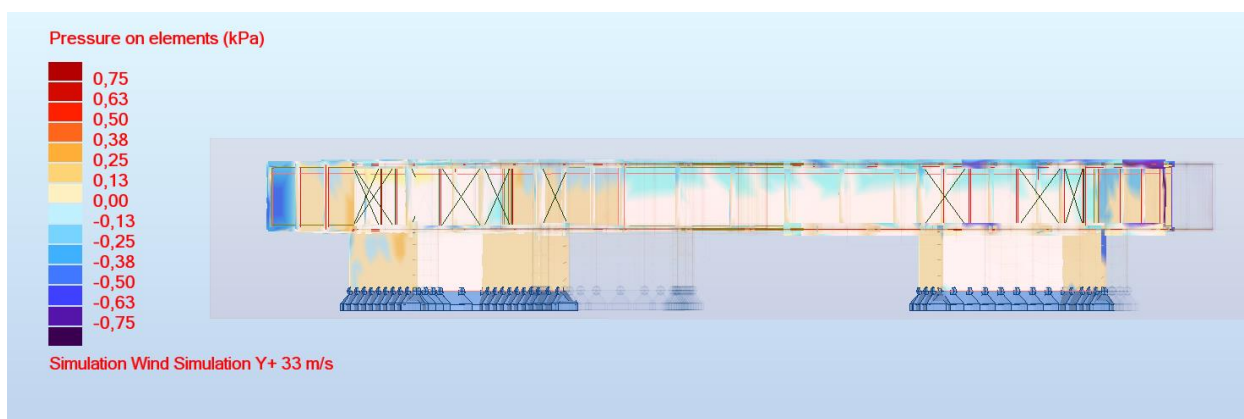
$$c_{p_i} = -0,3 : w_i = -0,186 \text{ kN/m}^2$$

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

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



Σχήμα 2.11: windyx\_θ=090\_εσωτερικά\_στεγης



Σχήμα 2.12: windyx\_θ=0/90\_εσωτερικά\_τοιχων

## 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:

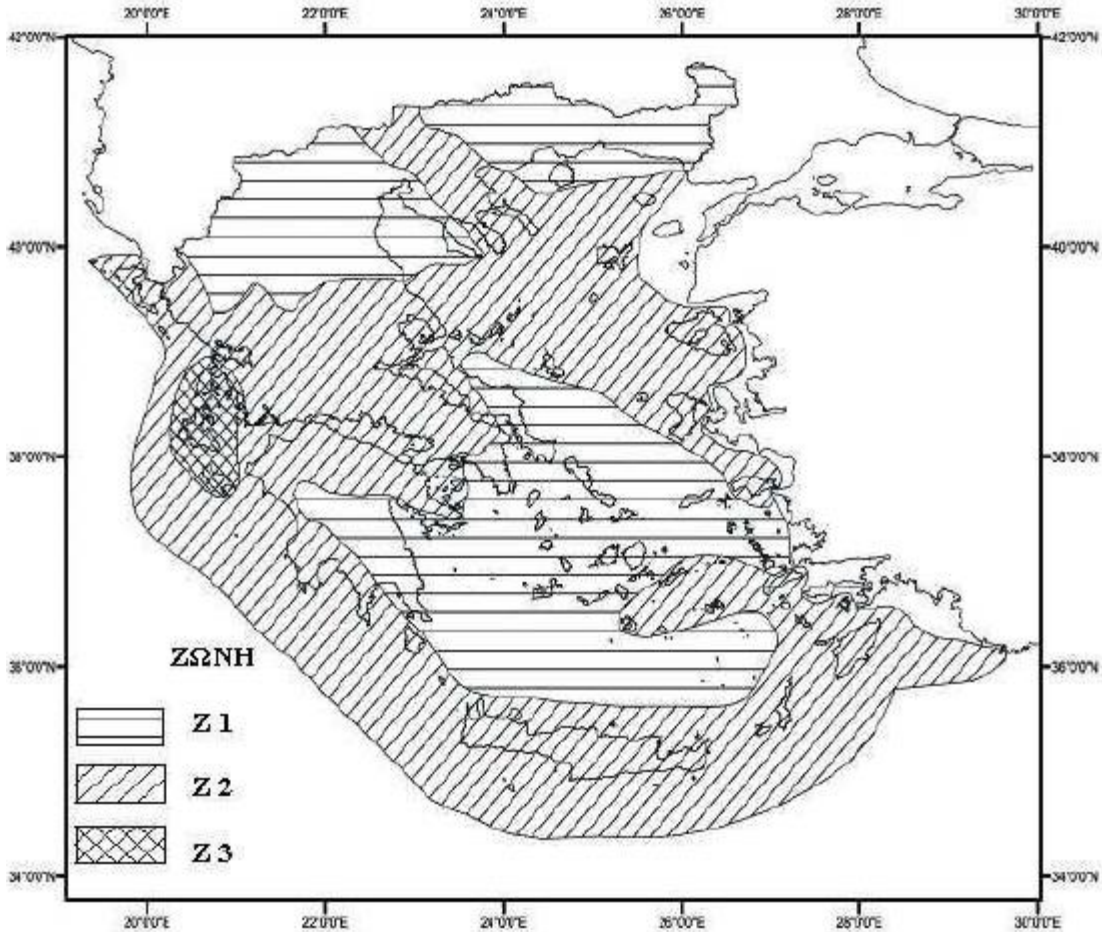
- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

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 I.



Σχ. 2.13 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 I, η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους είναι  $A=0,16g$

### Προσδιορισμός της κατηγορίας εδάφους

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες A, B, Γ, Δ και E. Το παρόν κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας B (αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικιών ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος) σύμφωνα με τον πίνακα 3.2, όπως αυτός συμπεριλαμβάνεται στον Ευρωκώδικα 8. Παρατίθεται ο πίνακας με τις τρεις πρώτες κατηγορίες εδάφους.

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
<b>A</b>	<p>Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με την προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση.</p> <p>Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70μ.</p> <p>Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70μ.</p>
<b>B</b>	<p>Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη.</p> <p>Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p> <p>Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p>
<b>Γ</b>	<p>Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p> <p>Ιλοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5μ.</p>

Πίνακας 2.1: Κατηγορίες εδάφους κατά ΕΚ8

### 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  $\gamma_I$ .

Για κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κτλ.) ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι ίσος με 1.

### Συντελεστής συμπεριφοράς $q$

Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που

προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα . Μέγιστες τιμές του συντελεστή  $q$  δίνονται στον παρακάτω πίνακα , ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος . Οι τιμές αυτές ισχύουν εφόσον για το σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος ( πρώτη πλαστική άρθρωση ) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με τη δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων.

<b>ΥΛΙΚΟ</b>	<b>ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΝΣΤΗΜΑ</b>	<b>q</b>
<b>1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ</b>	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3,50
	β. Συστήματα τοιχομάτων που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3,00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους	2,00
<b>2. ΧΑΛΥΒΑΣ</b>	α. Πλαίσια	4,00
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοί με εκκεντρότητα	4,00
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα	
	• διαγώνιοι σύνδεσμοι	3,00
	• σύνδεσμοι τύπου V ή L	1,50
	• σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται)	1,00
<b>3. ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ</b>	α. Με οριζόντια διαζώματα	1,50
	β. Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2,00
	γ. Οπλισμένη (κατακόρυφα και οριζόντια)	2,50
<b>4. ΞΥΛΟ</b>	α. Πρόβολοι	1,00
	β. Δοκοί – Τόξα- Κολλητά πετάσματα	1,50
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2,00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3,00

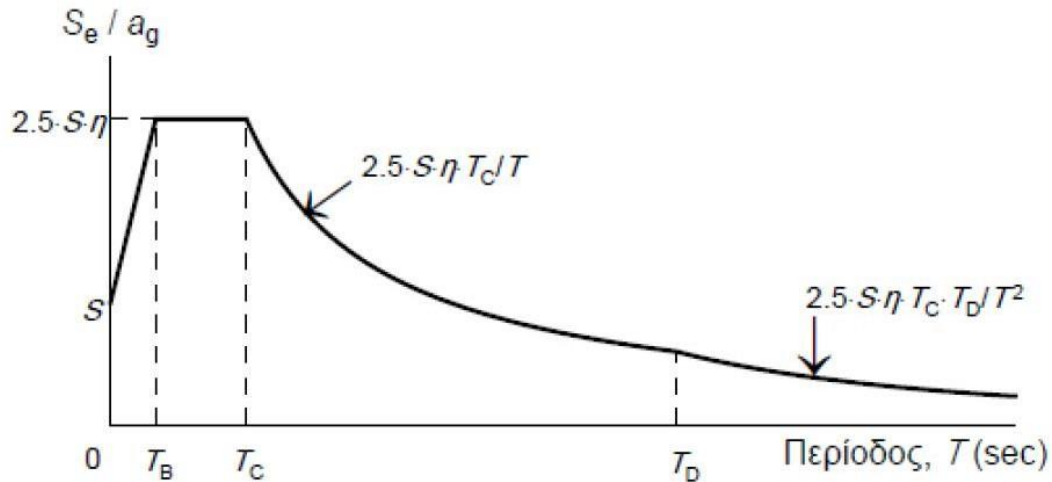
Πίνακας 2.1: Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς  $q$

### 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 I (Επιτάχυνση  $A=0,16$  g)
- Κατηγορία εδάφους B
- Κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια),  $\gamma=1,00$
- Συντελεστής συμπεριφοράς  $q=1,50$

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



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

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)

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

Για  $T_c < T < T_d$  (3.18)

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

Για  $T_d < T < 4\text{sec}$  (3.19)

όπου:

$S_d(T)$  είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

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

$a_g$  είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας B  
( $a_g = \gamma I^* a_{gR}$ )

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

$\eta$  είναι συντελεστής συμπεριφοράς

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

Ακόμη, για έδαφος κατηγορίας B θα έχουμε :

$S=1.2$  ,  $TB=0.15\text{sec}$  ,  $TC=0.50\text{sec}$  και  $TD=2.00\text{sec}$

#### 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  $\gamma$ ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού  $\psi$ ) για καθεμία από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα. Είναι προφανές ότι οι δράσεις που υπεισέρχονται στους συνδυασμούς, επενεργούν και εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

### 2.3.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας (για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές)

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

όπου "+" σημαίνει "επαλληλία με"

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

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

$P$ : χαρακτηριστική τιμή προέκτασης

$\gamma_{G,j}$ : επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση  $j$   $\gamma_{Q,i}$ : επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση  $i$   $\gamma_p$ : επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση  $\psi_{0,i}$ : συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων (σύμφωνα με το Ευρωπαϊκό πρότυπο EN 1990)

Οι τιμές του  $\gamma$  που προτείνονται για τους ελέγχους είναι οι ακόλουθες:

$\gamma_{G,j} = 1.35$ , όπου είναι δυσμενής και  $1.00$  όπου είναι ευνοϊκή  $\gamma_{Q,1} = 1.50$ , 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.

Δράσεις	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρους οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρους οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	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 $\psi$ μπορούν να καθορισθούν από το Εθνικό Προσάρτημα.			
* Για χώρες οι οποίες δεν αναφέρονται παρακάτω, βλέπε συναφείς τοπικές συνθήκες.			

Πίνακας 2.3: Συντελεστές  $\psi$

### 2.3.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (χαρακτηριστικός συνδυασμός)

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

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  $\psi$  σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα είναι οι εξής:

- $\psi_0 = 0,7$  , επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια (κινητά) (EN 1991-1-1)
- $\psi_0 = 0,6$  , φορτία ανέμου σε κτίρια ( 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  
 $G+S+0,7Q+0,6W$

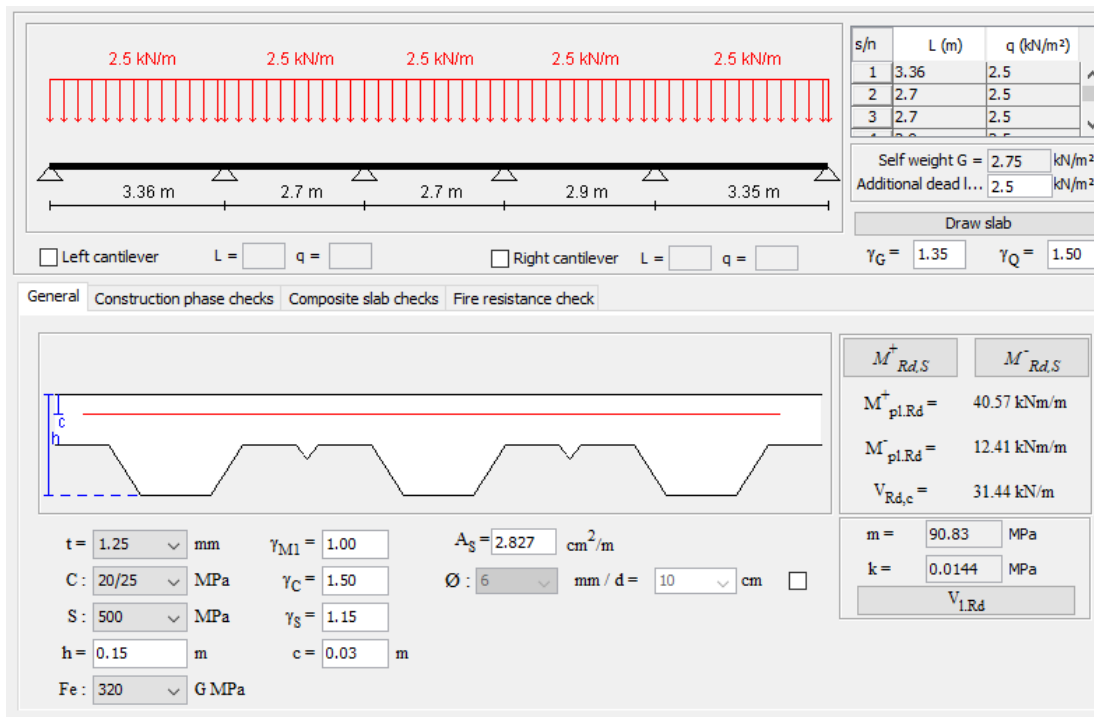
### 3. Ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα

#### 3.1 Κτίριο με πλάκα εδραζόμενη επί μεταλλικών δοκών

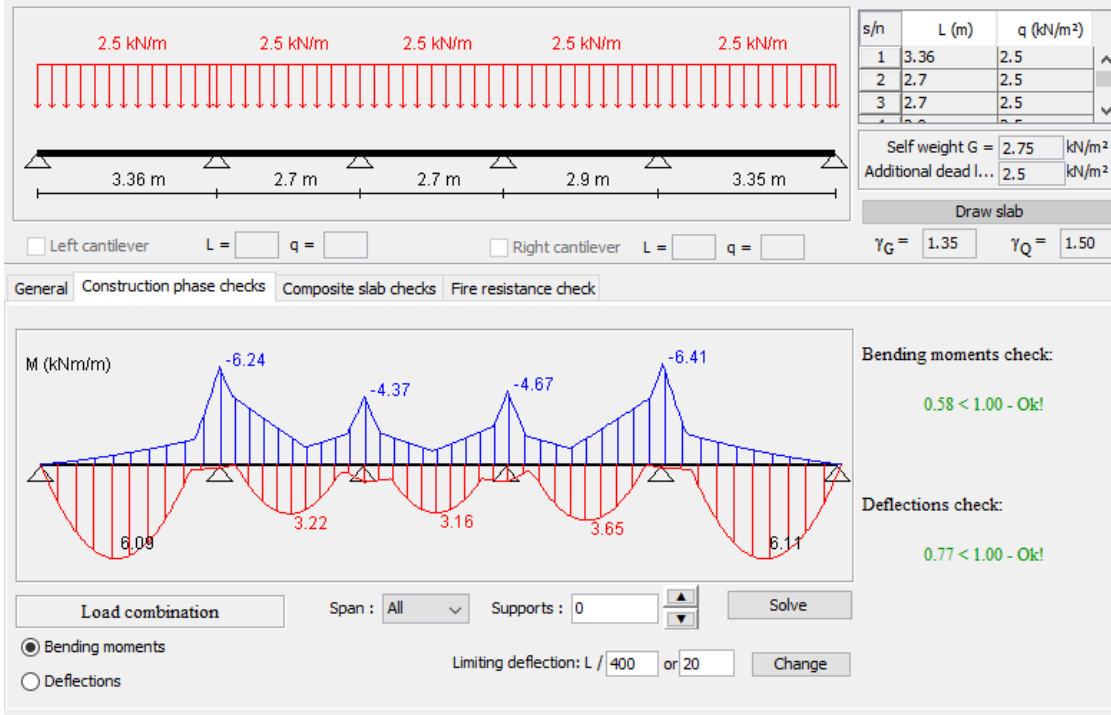
Στο παρόν Κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης που πραγματοποιήθηκε με το Robot Structural Analysis, για την περίπτωση όπου έχουμε πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος απλά εδραζόμενες επί μεταλλικών δοκών. Παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη για τους συνδυασμούς φορτίσεων, οι έλεγχοι διατομών 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.

##### 3.1.1 Σύμμικτη πλάκα

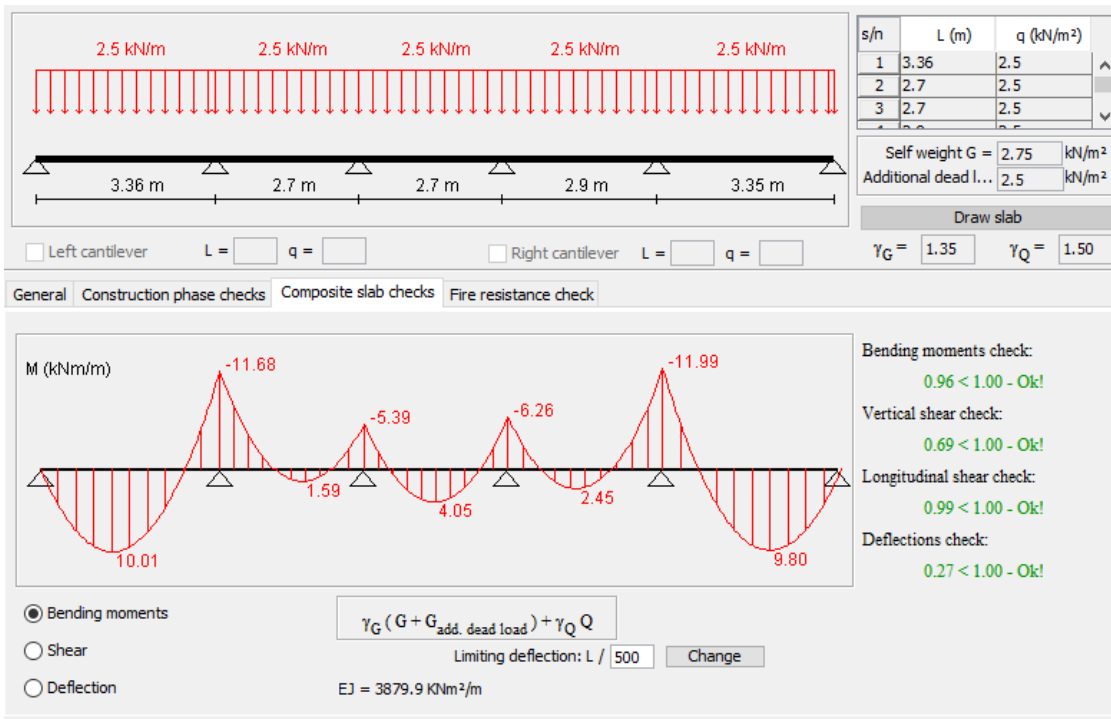
Οι πλάκες των ορόφων επιλέχθηκαν σύμμικτες αποτελούμενες από χαλυβδόφυλλα και έγχυτο σκυρόδεμα. Χρησιμοποιήθηκε τραπεζοειδές προφίλ επικάλυψης τύπου SYMDECK 73. Ακολουθούν οι έλεγχοι της σύμμικτης πλάκας:



Πίνακας 3.1 Γενικά στοιχεία σύμμικτης πλάκας (Φάση λειτουργίας)



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



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

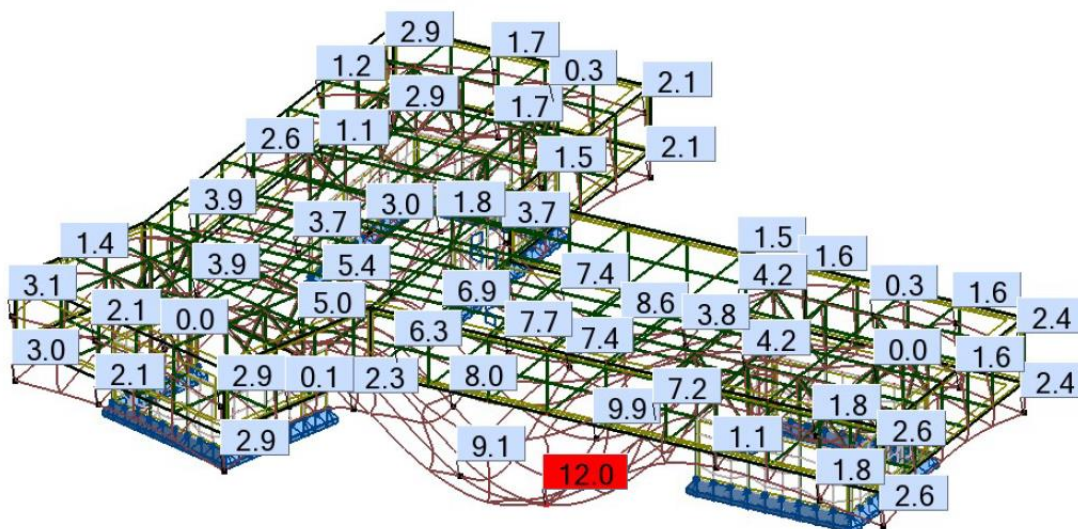
## Παραμορφώσεις

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.

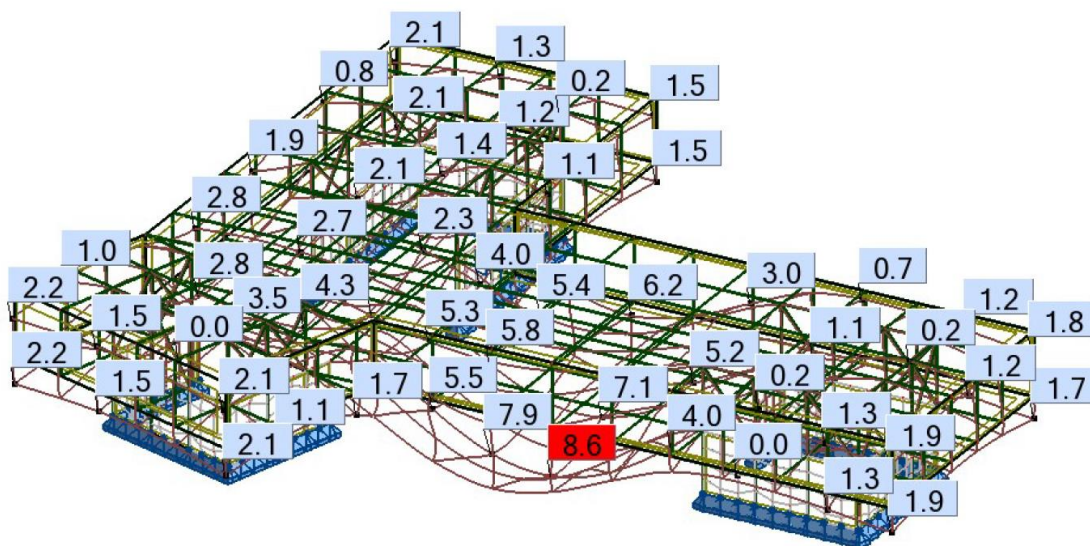
	Όρια	
	$\delta_{max}$	$\delta_z$
Στέγες (γενικά)	L/200	L/250
Στέγες που συχνά φέρουν προσωπικό άλλο από αυτό για συντήρηση	L/250	L/300
Πατώματα (γενικά)	L/250	L/300
Πατώματα και στέγες που υποστηρίζουν γύψινα ή άλλα ψαθυρά τελειώματα ή μη εύκαμπτα χωρίσματα	L/250	L/350
Πατώματα που υποστηρίζουν υποστυλώματα (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 $\delta_{max}$ μπορεί να βλάψει την εμφάνιση του κτιρίου	L/250	

Πίνακας 3.4: βελών

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



Σχημα 3.1 Παραμόρφωση φορέα για φορτία αστοχίας



Σχημα 3.2 Παραμόρφωση φορέα για κινητά φορτία

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/250.00 = 8.2 \text{ cm}$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
Governing load case:	53 SLS:CHR/14=1*1.00 + 2*0.70 + 33*1.00 + 3*0.50
$u_z = 7.3 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/250.00 = 8.2 \text{ cm}$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
Governing load case:	48 SLS:CHR/3=1*1.00 + 2*1.00 + 32*0.60 + 3*0.50
$u_{\text{ inst,y}} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{ inst,max,y}} = L/350.00 = 5.9 \text{ cm}$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
Governing load case:	0.7*2 + 1*33 + 0.5*3
$u_{\text{ inst,z}} = 2.4 \text{ cm} < u_{\text{ inst,max,z}} = L/350.00 = 5.9 \text{ cm}$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
Governing load case:	1*2 + 0.6*32 + 0.5*3

Δυσμενέστερη κύρια δοκός κατά y HEA 600

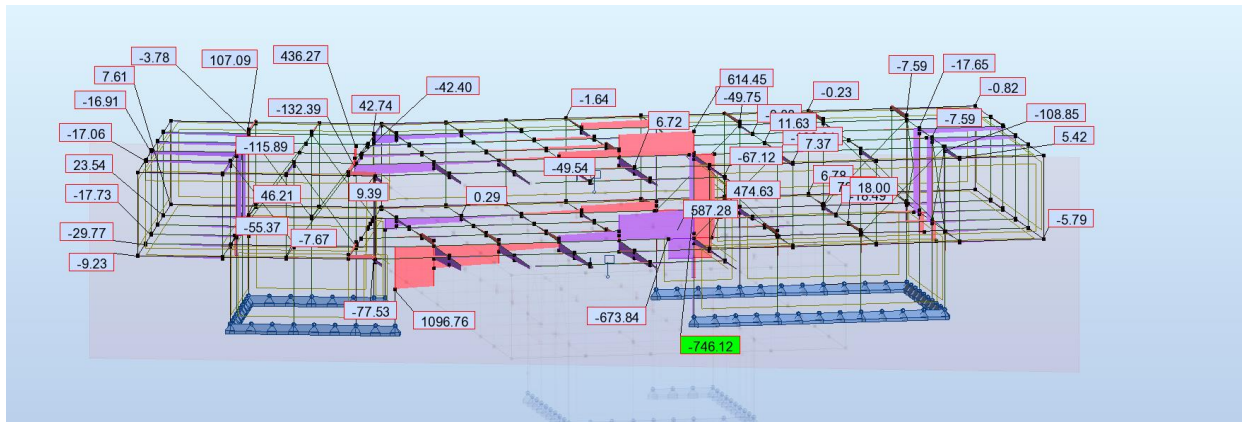
$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/250.00 = 4.9 \text{ cm}$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
Governing load case:	52 SLS:CHR/12=1*1.00 + 2*0.70 + 32*1.00 + 3*0.50
$u_z = 4.8 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/250.00 = 4.9 \text{ cm}$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
Governing load case:	48 SLS:CHR/3=1*1.00 + 2*1.00 + 32*0.60 + 3*0.50
$u_{\text{ inst,y}} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{ inst,max,y}} = L/350.00 = 3.5 \text{ cm}$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
Governing load case:	0.7*2 + 1*32 + 0.5*3
$u_{\text{ inst,z}} = 1.7 \text{ cm} < u_{\text{ inst,max,z}} = L/350.00 = 3.5 \text{ cm}$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
Governing load case:	1*2 + 0.6*32 + 0.5*3

Δυσμενέστερη κύρια δοκός κατά x CUSTOM SECTION

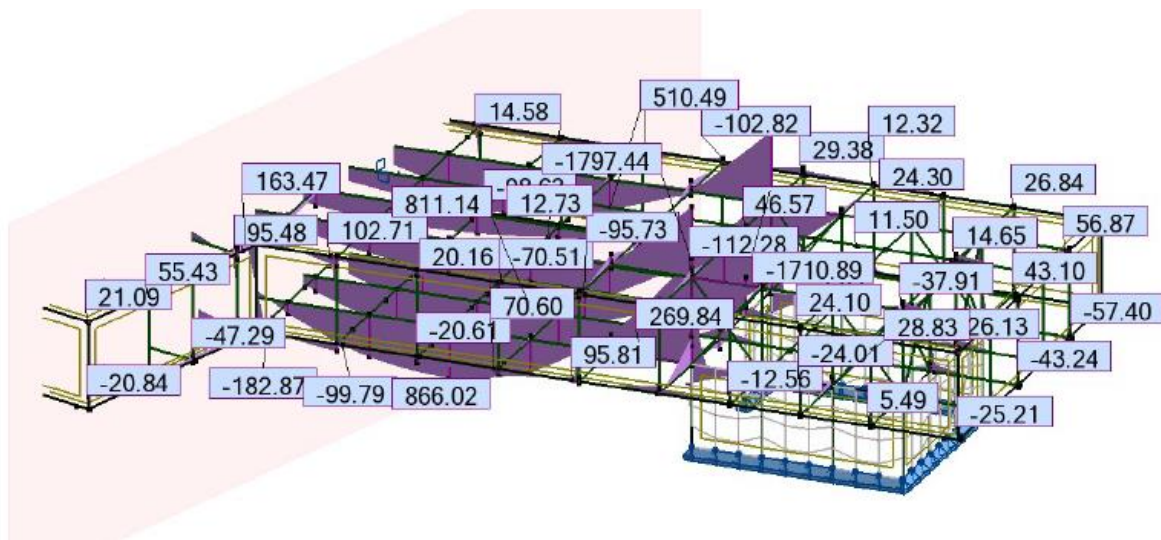


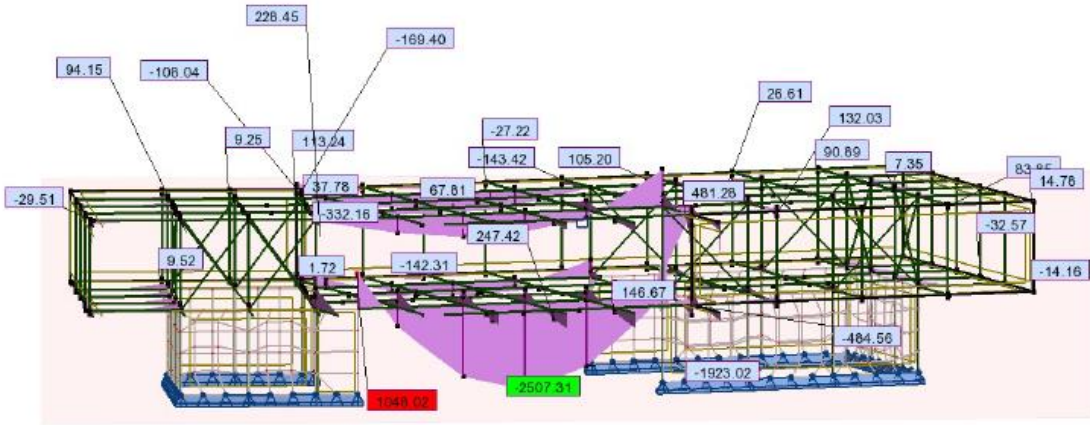
## Εντατικά μεγέθη

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.

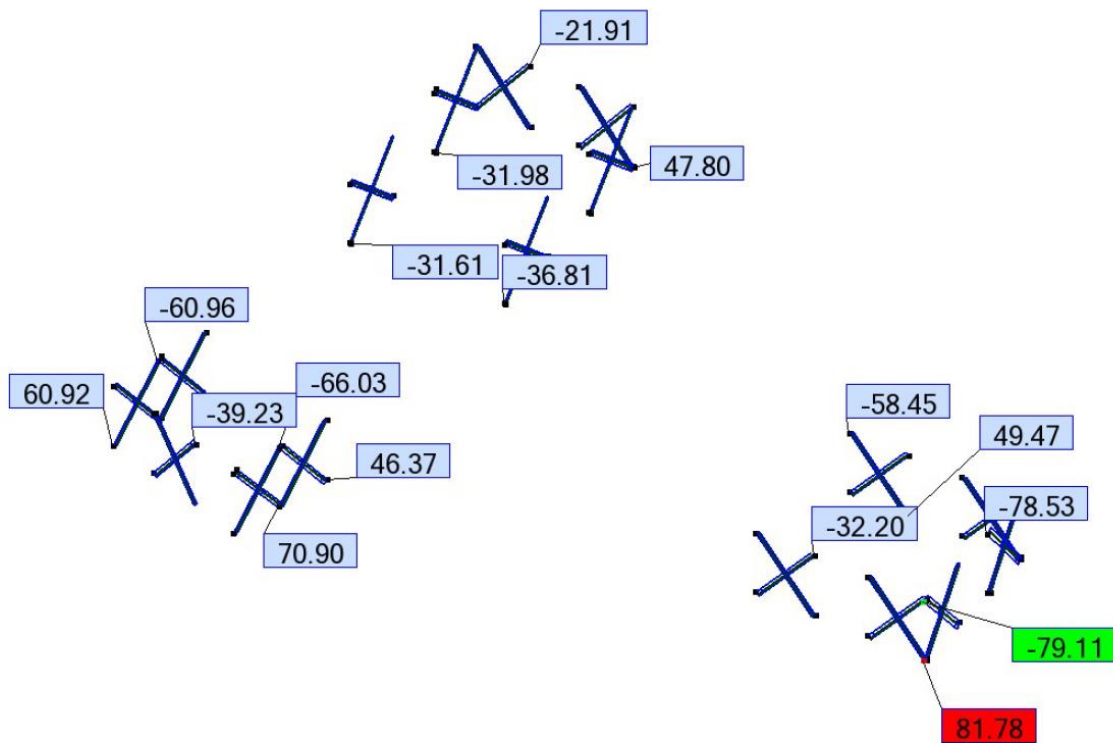


Σχημα 3.3 Περιβάλλουσα θλιπτικής αξονικής δύναμης N

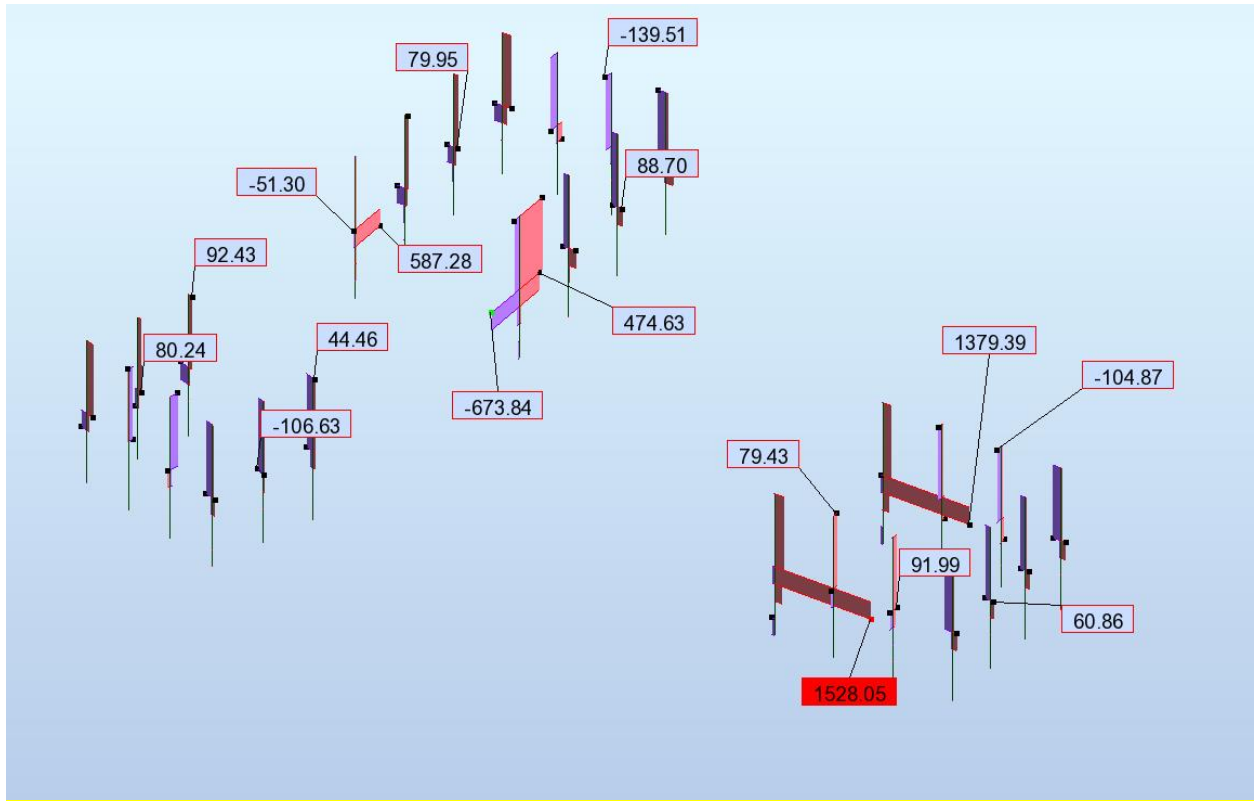




Σχημα 3.4 Περιβάλλουσα καμπτικών ροπών  $M_y$



Σχημα 3.5 Περιβάλλουσα θλιπτικής αξονικής δύναμης  $N$  χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας



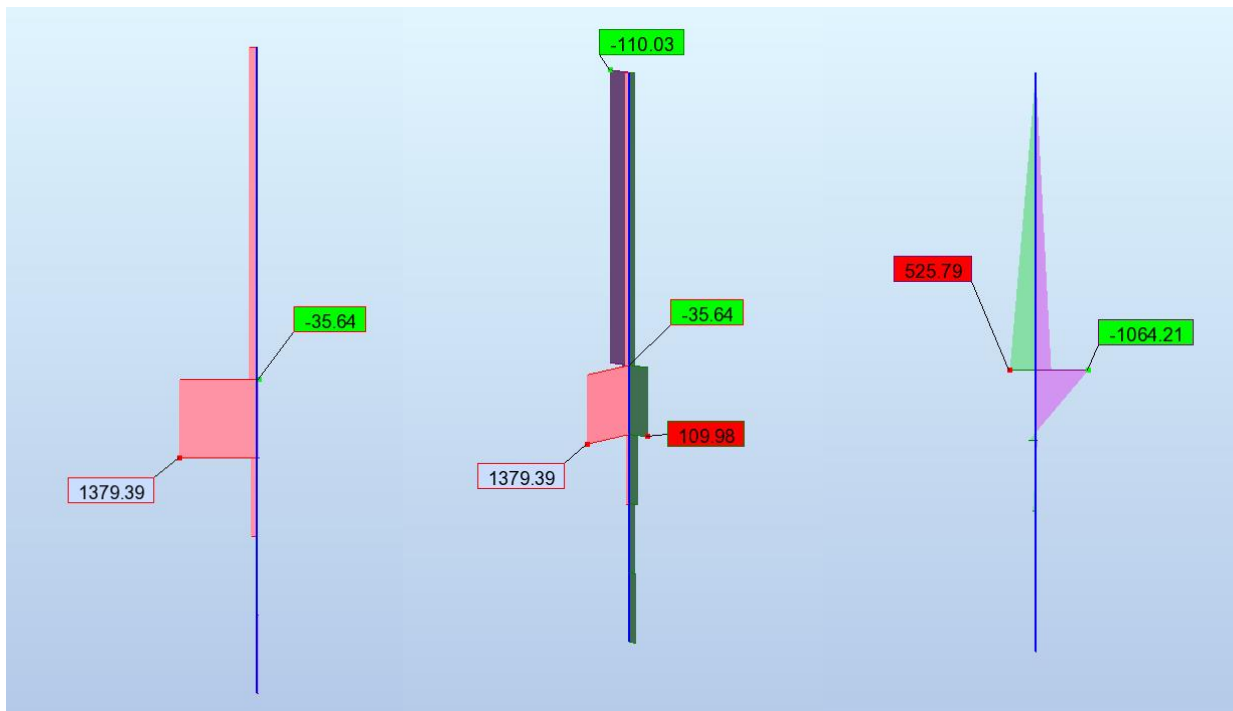
Σχημα 3.6 Περιβάλλουσα κύριων δοκών τεμνουσών δυνάμεων  $V_z$

### 3.1.1 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.

Το μήκος λυγισμού για τα υποστυλώματα ελήφθη το μισό άνω τμήμα ολόκληρο ενώ το μισό κάτω τμήμα δεσμεύεται καθώς είναι εγκιβωτισμένο.

Υποστυλώμα HEM 450



Σχήμα 3.7 Ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερου υποστυλώματος, N, Vz, My. δυσμενέστερου υποστυλώματος HEM 450.

## ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ

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

**ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ:** ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

**ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:**

**ΜΕΛΟΣ:** 1376  
3.70 m

**ΣΗΜΕΙΟ:** 21

**ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:**  $x = 0.51 L =$

**ΦΟΡΤΙΑ:**

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:  $60 \text{ ACC:SEI/1}=1*1.00 + 2*0.60 + 26*1.00 (1+26)*1.00+2*0.60$

**ΥΛΙΚΟ:**

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

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΗΜ 450**

$h=47.8 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.7 \text{ cm}$	$A_y=263.20 \text{ cm}^2$	$A_z=119.84 \text{ cm}^2$	$A_x=335.44 \text{ cm}^2$
$t_w=2.1 \text{ cm}$	$I_y=131484.00 \text{ cm}^4$	$I_z=19339.00 \text{ cm}^4$	$I_x=1791.00 \text{ cm}^4$
$t_f=4.0 \text{ cm}$	$W_{ply}=6331.22 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=1939.23 \text{ cm}^3$	

**ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:**

$N_{,Ed} = 364.58 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -33.44 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = 127.06 \text{ kN*m}$	$V_{y,Ed} = -55.60 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 11908.05 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -850.57 \text{ kN*m}$		$M_{z,Ed,max} = -148.83 \text{ kN*m}$
	$V_{y,T,Rd} = 5394.39 \text{ kN}$		
$N_{b,Rd} = 9736.84 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 2247.58 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 688.43 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = 142.18 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 2247.58 \text{ kN*m}$	$M_{N,z,Rd} = 688.43 \text{ kN*m}$	$V_{z,T,Rd} = 2456.17 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 2241.28 \text{ kN*m}$		$T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kN*m}$
			$\text{ÔÁÎÇ ÆÉÁÔĎĚÇÓ} = 1$

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

$z = 0.00$	$M_{cr} = 10342.01 \text{ kN*m}$	$\xi_{\text{ÁĚĎŎĚÇ,LT}} - b$	$X_{LT} = 0.97$
$L_{cr,low} = 3.70 \text{ m}$	$\lambda_{m,LT} = 0.47$	$\xi_{i,LT} = 0.59$	$X_{LT,mod} = 1.00$

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

ΕΛΛΙΠΕ ΟΔΙ ΑΪΔΪΑ y:

$L_y = 7.20 \text{ m}$	$\lambda_{m,y} = 0.24$
$L_{cr,y} = 3.70 \text{ m}$	$X_y = 0.99$
$\lambda_{my} = 18.69$	$k_{yy} = 1.00$



ΕΛΛΙΠΕ ΟΔΙ ΑΪΔΪΑ z:

$L_z = 7.20 \text{ m}$	$\lambda_{m,z} = 0.64$
$L_{cr,z} = 3.70 \text{ m}$	$X_z = 0.82$
$\lambda_{mz} = 48.73$	$k_{yz} = 0.75$

**ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:****ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00$  (6.2.4.(1))  
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.18 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.06 < 1.00$  (6.2.6-7)

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

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

**ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:**

$\lambda_{m,y} = 18.69 < \lambda_{m,max} = 210.00$   $\lambda_{m,z} = 48.73 < \lambda_{m,max} = 210.00$  ΣΤΑΘΕΡΟ

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.38 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))

$N_{,Ed}/(X_y*N_{,Rk}/gM1) + k_{yy}*M_{y,Ed,max}/(X_{LT}*M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.57 < 1.00$   
 (6.3.3.(4))

$N_{,Ed}/(X_z*N_{,Rk}/gM1) + k_{zy}*M_{y,Ed,max}/(X_{LT}*M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.47 < 1.00$   
 (6.3.3.(4))

**ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ**

**ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ**



**ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):**

$$v_x = 0.2 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 4.8 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

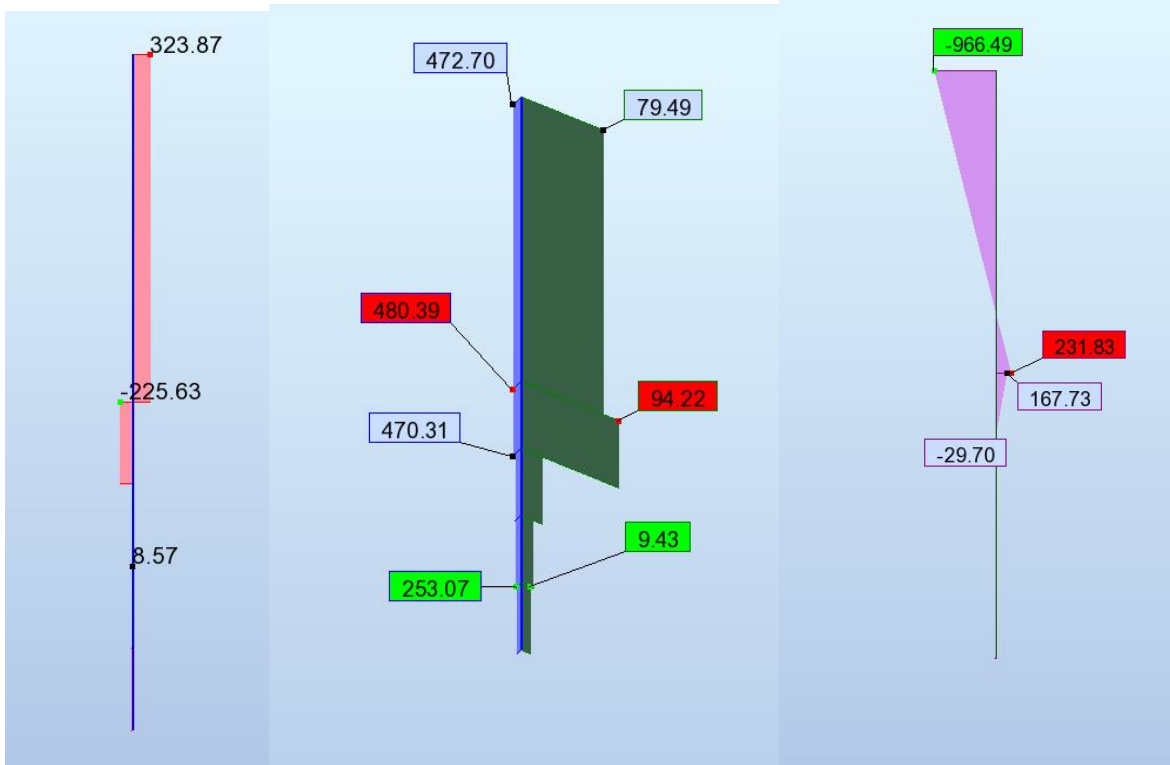
**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 52 SLS:CHR/12=1\*1.00 + 2\*0.70 + 32\*1.00 + 3\*0.50 (1+32)\*1.00+2\*0.70+3\*0.50

$$v_y = 0.2 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/240.00 = 3.0 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 55 SLS:CHR/18=1\*1.00 + 2\*0.70 + 35\*1.00 + 3\*0.50 (1+35)\*1.00+2\*0.70+3\*0.50

**ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!**



Σχήμα 3.8: Ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερου υποστυλώματος, N, Vz, My, δυσμενέστερου υποστυλώματος HEB 600.

## ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ

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

**ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ:** ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

**ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:**

**ΜΕΛΟΣ:** 1734 COLLUM DISMENEISTERI

**ΣΗΜΕΙΟ:** 21

**ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:**  $x = 0.51 L = 3.70 \text{ m}$

**ΦΟΡΤΙΑ:**

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 61 ACC:SEI/4=1\*1.00 + 2\*0.60 + 27\*1.00 (1+27)\*1.00+2\*0.60

**ΥΛΙΚΟ:**

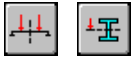
S355J2G3 ( S355 )  $f_y = 355.00 \text{ MPa}$

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΗΕΒ 600**

h=60.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=194.63 cm <sup>2</sup>	Az=110.81 cm <sup>2</sup>	Ax=269.96 cm <sup>2</sup>
tw=1.6 cm	Iy=171041.00 cm <sup>4</sup>	Iz=13530.20 cm <sup>4</sup>	Ix=759.00 cm <sup>4</sup>
tf=3.0 cm	Wply=6425.41 cm <sup>3</sup>	Wplz=1391.08 cm <sup>3</sup>	

**ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:**

N,Ed = 554.69 kN	My,Ed = -142.93 kN*m	Mz,Ed = -141.02 kN*m	Vy,Ed = 106.89 kN
Nc,Rd = 9583.51 kN	My,Ed,max = -1223.89 kN*m		Mz,Ed,max = 213.08 kN*m
	Vy,T,Rd = 3988.83 kN		
Nb,Rd = 7596.58 kN	My,c,Rd = 2281.02 kN*m	Mz,c,Rd = 493.83 kN*m	Vz,Ed = 509.14 kN
	MN,y,Rd = 2281.02 kN*m	MN,z,Rd = 493.83 kN*m	Vz,T,Rd = 2271.04 kN
	Mb,Rd = 2206.31 kN*m		Tt,Ed = 0.01 kN*m
			ΟΑΙÇ ÄÉÁÔĎĚÇÓ = 1

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

z = 0.00	Mcr = 7730.82 kN*m	ΞΆΞĐŎĚÇ,LT - b	XLT = 0.94
Lcr,low=3.70 m	Lam_LT = 0.54	fi,LT = 0.63	XLT,mod = 0.97

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

ΕΛΝΕ ΟΔΙ ΑΙΔΙΑ y:

Ly = 7.20 m	Lam_y = 0.19
Lcr,y = 3.70 m	Xy = 1.00
Lamy = 14.70	kyy = 1.02



ΕΛΝΕ ΟΔΙ ΑΙΔΙΑ z:

Lz = 7.20 m	Lam_z = 0.68
Lcr,z = 3.70 m	Xz = 0.79
Lamz = 52.26	kyz = 0.83

**ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:****ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

$$N,Ed/Nc,Rd = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.29 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.22 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

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

**ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:**

$$\lambda_{y,y} = 14.70 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z,z} = 52.26 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{ΣΤΑΘΕΡΟ}$$

$$My,Ed,max/Mb,Rd = 0.55 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N,Ed/(Xy \cdot N,Rk/gM1) + k_{yy} \cdot My,Ed,max/(XLT \cdot My,Rk/gM1) + k_{yz} \cdot Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.98 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(Xz \cdot N,Rk/gM1) + k_{zy} \cdot My,Ed,max/(XLT \cdot My,Rk/gM1) + k_{zz} \cdot Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.86 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

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

$$v_x = 0.2 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 4.8 \text{ cm} \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$\text{ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: } 52 \text{ SLS: CHR}/12 = 1 \cdot 1.00 + 2 \cdot 0.70 + 32 \cdot 1.00 + 3 \cdot 0.50 \quad (1+32) \cdot 1.00 + 2 \cdot 0.70 + 3 \cdot 0.50$$

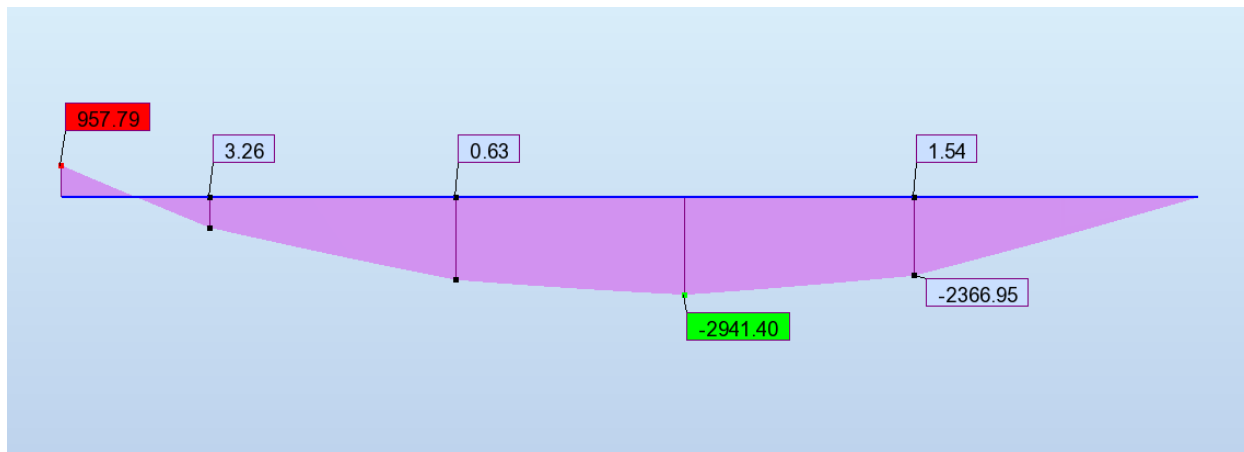
$$v_y = 0.3 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/240.00 = 3.0 \text{ cm} \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$\text{ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: } 51 \text{ SLS: CHR}/9 = 1 \cdot 1.00 + 2 \cdot 1.00 + 35 \cdot 0.60 + 3 \cdot 0.50 \quad (1+2) \cdot 1.00 + 35 \cdot 0.60 + 3 \cdot 0.50$$

**ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!**

### 3.1.2 Κύριες δοκοί

Κύρια δοκός ισογείου κατά y



Σχήμα 3.9: Ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης δοκού ισογείου κατά y,  $M_y, N=0$

## ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ

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

**ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ:** ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

**ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:**

**ΜΕΛΟΣ:** 1634 1634  
7.35 m

**ΣΗΜΕΙΟ:** 1

**ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:**  $x = 0.55 L =$

**ΦΟΡΤΙΑ:**

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 60 ACC:SEI/1=1\*1.00 + 2\*0.60 + 26\*1.00 (1+26)\*1.00+2\*0.60

**ΥΛΙΚΟ:**

S355 ( S355 )  $f_y = 355.00$  MPa



**ΠΑΡΑΜΕΤΡΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:** BOX3\_1

$h=71.0$  cm

$gM0=1.00$

$gM1=1.00$

$b=40.0$  cm

$A_y=384.00$  cm<sup>2</sup>

$A_z=504.00$  cm<sup>2</sup>

$A_x=888.00$  cm<sup>2</sup>

$tw=4.0$  cm

$I_y=592977.50$  cm<sup>4</sup>

$I_z=186510.00$  cm<sup>4</sup>

$I_x=314604.08$  cm<sup>4</sup>

$tf=4.0$  cm

$W_{ply}=20674.00$  cm<sup>3</sup>

$W_{plz}=12044.00$  cm<sup>3</sup>

**ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:**

$N_{,Ed} = 0.00$  kN

$M_{y,Ed} = -1805.05$  kN\*m

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

$V_{y,Ed} = 0.00$  kN

$N_{c,Rd} = 31524.00$  kN

$M_{y,pl,Rd} = 7339.27$  kN\*m

$M_{z,pl,Rd} = 4275.62$  kN\*m

$V_{y,T,Rd} = 7794.79$  kN

$N_{b,Rd} = 30821.33$  kN

$M_{y,c,Rd} = 7339.27$  kN\*m

$M_{z,c,Rd} = 4275.62$  kN\*m

$V_{z,Ed} = 82.83$  kN

$M_{N,y,Rd} = 7339.27$  kN\*m

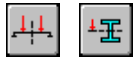
$M_{N,z,Rd} = 4275.62$  kN\*m

$V_{z,T,Rd} = 10305.35$  kN

$M_{b,Rd} = 7339.27$  kN\*m

$T_{t,Ed} = 21.15$  kN\*m





**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

z = 0.00                      Mcr = 417720.48 kN\*m                      ΕΆĚĎŌĚÇ,LT - d                      XLT = 1.00  
 Lcr,low=2.70 m                      Lam\_LT = 0.13                      fi,LT = 0.40                      XLT,mod = 1.00

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**



ĎĹĹĒ ŌĎĹ ĀĬĎĹĹ y:

Ly = 13.40 m                      Lam\_y = 0.14  
 Lcr,y = 2.70 m                      Xy = 1.00  
 Lamy = 10.45                      kyy = 1.00



ĎĹĹĒ ŌĎĹ ĀĬĎĹĹ z:

Lz = 13.40 m                      Lam\_z = 0.24  
 Lcr,z = 2.70 m                      Xz = 0.98  
 Lamz = 18.63                      kyz = 0.64

**ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:**

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))  
 (My,Ed/MN,y,Rd)^1.66 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.66 = 0.10 < 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 = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)

Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3))\*gM0) = 0.01 < 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 = 10.45 < Lambda,max = 210.00                      Lambda,z = 18.63 < Lambda,max = 210.00                      ΣΤΑΘΕΡΟ

My,Ed/Mb,Rd = 0.25 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

N,Ed/(Xy\*N,Rk/gM1) + kyy\*My,Ed/(XLT\*My,Rk/gM1) + kyz\*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.25 < 1.00 (6.3.3.(4))

N,Ed/(Xz\*N,Rk/gM1) + kzy\*My,Ed/(XLT\*My,Rk/gM1) + kzz\*Mz,Ed/(Mz,Rk/gM1) = 0.14 < 1.00 (6.3.3.(4))

**ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ**



**ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):**

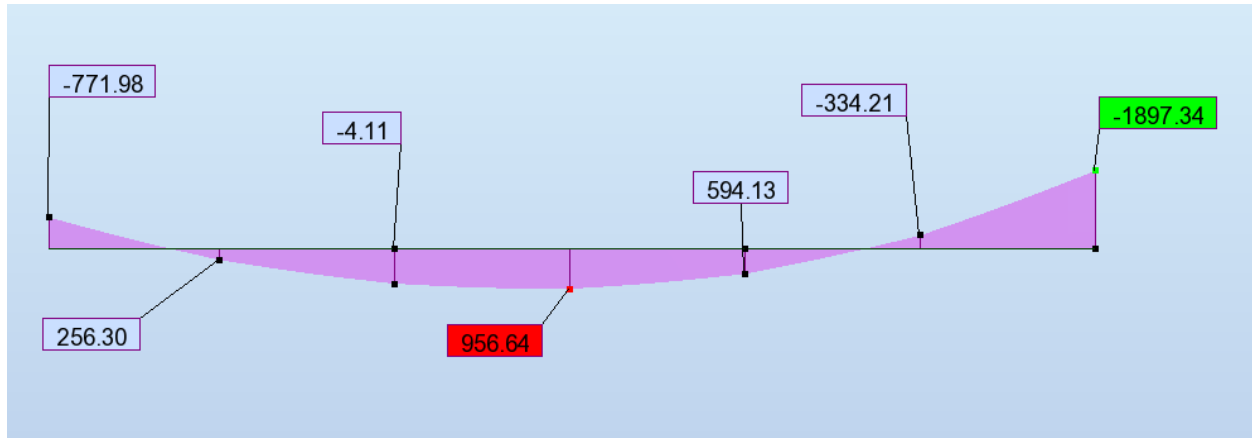
uy = 0.0 cm < uy max = L/250.00 = 5.4 cm                      ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ  
**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 52 SLS:CHR/12=1\*1.00 + 2\*0.70 + 32\*1.00 + 3\*0.50 (1+32)\*1.00+2\*0.70+3\*0.50  
 uz = 3.0 cm < uz max = L/250.00 = 5.4 cm                      ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ  
**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 48 SLS:CHR/3=1\*1.00 + 2\*1.00 + 32\*0.60 + 3\*0.50 (1+2)\*1.00+32\*0.60+3\*0.50  
 u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/350.00 = 3.8 cm                      ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ  
**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 0.7\*2 + 1\*32 + 0.5\*3  
 u inst,z = 1.0 cm < u inst,max,z = L/350.00 = 3.8 cm                      ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ  
**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 1\*2 + 0.6\*32 + 0.5\*3



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

**ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!**

Κύρια δοκός ισογείου κατά x



Σχήμα 3.10 Ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης δοκού ισογείου κατά x,  $M_y, N=0$

## ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ

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

**ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ:** ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

**ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:**

**ΜΕΛΟΣ:** 1612 1612  
0.00 m

**ΣΗΜΕΙΟ:** 1

**ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:**  $x = 0.00 L =$

**ΦΟΡΤΙΑ:**

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 60 ACC:SEI/1=1\*1.00 + 2\*0.60 + 26\*1.00 (1+26)\*1.00+2\*0.60

**ΥΛΙΚΟ:**

S355 ( S355 )  $f_y = 355.00$  MPa



**ΠΑΡΑΜΕΤΡΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:** HEA 600

$h=59.0$  cm

$gM0=1.00$

$gM1=1.00$

$b=30.0$  cm

$A_y=163.28$  cm<sup>2</sup>

$A_z=93.21$  cm<sup>2</sup>

$A_x=226.46$  cm<sup>2</sup>

$tw=1.3$  cm

$I_y=141208.00$  cm<sup>4</sup>

$I_z=11271.30$  cm<sup>4</sup>

$I_x=440.00$  cm<sup>4</sup>

$tf=2.5$  cm

$W_{ply}=5350.66$  cm<sup>3</sup>

$W_{plz}=1155.67$  cm<sup>3</sup>

**ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:**

$N_{,Ed} = 0.03$  kN

$M_{y,Ed} = -1190.37$  kN\*m

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

$V_{y,Ed} = 0.00$  kN

$N_{c,Rd} = 8039.26$  kN

$M_{y,Ed,max} = -1190.37$  kN\*m

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

$V_{y,T,Rd} = 3338.95$  kN

$N_{b,Rd} = 6563.89$  kN

$M_{y,c,Rd} = 1899.48$  kN\*m

$M_{z,c,Rd} = 410.26$  kN\*m

$V_{z,Ed} = 300.29$  kN

$M_{N,y,Rd} = 1899.48$  kN\*m

$M_{N,z,Rd} = 410.26$  kN\*m

$V_{z,T,Rd} = 1908.13$  kN

$M_{b,Rd} = 1852.95$  kN\*m

$T_{t,Ed} = -0.20$  kN\*m

ÔÁÎÇ ÆÉÁÔĎĚĆÓ = 1



### ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

$z = 0.00$   $M_{cr} = 6952.19 \text{ kN}\cdot\text{m}$   $\xi_{\text{ΆξΩΪΪ},LT} - b$   $X_{LT} = 0.95$   
 $L_{cr,low} = 3.45 \text{ m}$   $\lambda_{LT} = 0.52$   $f_{i,LT} = 0.62$   $X_{LT,mod} = 0.98$

### ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΕΛΝΕ ΟΔΙ ΑΪΔΙΑ y:

$L_y = 20.60 \text{ m}$   $\lambda_{m,y} = 0.18$   
 $L_{cr,y} = 3.45 \text{ m}$   $X_y = 1.00$   
 $L_{m,y} = 13.82$   $k_{yy} = 1.00$



ΕΛΝΕ ΟΔΙ ΑΪΔΙΑ z:

$L_z = 20.60 \text{ m}$   $\lambda_{m,z} = 0.64$   
 $L_{cr,z} = 3.45 \text{ m}$   $X_z = 0.82$   
 $L_{m,z} = 48.90$   $k_{yz} = 0.86$

### ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

#### ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.4.(1))  
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.39 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.16 < 1.00$  (6.2.6-7)

$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}\cdot gM0)) = 0.01 < 1.00$  (6.2.6)

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

#### ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$\lambda_{m,y} = 13.82 < \lambda_{m,max} = 210.00$   $\lambda_{m,z} = 48.90 < \lambda_{m,max} = 210.00$  ΣΤΑΘΕΡΟ

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.64 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.64 < 1.00$  (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.33 < 1.00$  (6.3.3.(4))

### ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ



#### ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/250.00 = 8.2 \text{ cm}$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 53 SLS:  $CHR/14 = 1 \cdot 1.00 + 2 \cdot 0.70 + 33 \cdot 1.00 + 3 \cdot 0.50$  (1+33)  $\cdot 1.00 + 2 \cdot 0.70 + 3 \cdot 0.50$

$u_z = 7.3 \text{ cm} < u_{z,max} = L/250.00 = 8.2 \text{ cm}$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 48 SLS:  $CHR/3 = 1 \cdot 1.00 + 2 \cdot 1.00 + 32 \cdot 0.60 + 3 \cdot 0.50$  (1+2)  $\cdot 1.00 + 32 \cdot 0.60 + 3 \cdot 0.50$

$u_{inst,y} = 0.0 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/350.00 = 5.9 \text{ cm}$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:**  $0.7 \cdot 2 + 1 \cdot 33 + 0.5 \cdot 3$

$u_{inst,z} = 2.4 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/350.00 = 5.9 \text{ cm}$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:**  $1 \cdot 2 + 0.6 \cdot 32 + 0.5 \cdot 3$

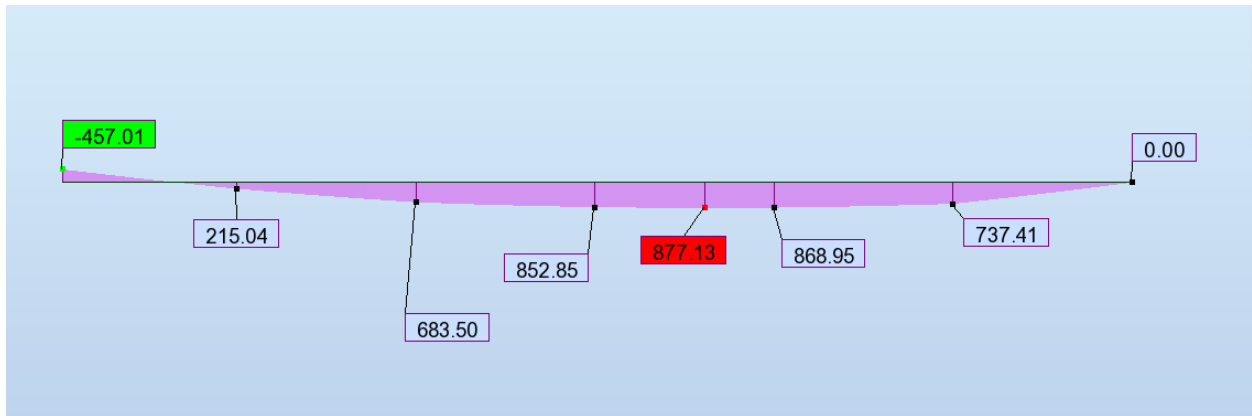


ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ

**ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!**

### 3.1.3 Δευτερεύουσες δοκοί

Κύρια δοκός οροφής



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

## ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ

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

**ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ:** ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

**ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:**

**ΜΕΛΟΣ:** 1646 1646  
12.33 m

**ΣΗΜΕΙΟ:** 9

**ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:**  $x = 0.60 L =$

**ΦΟΡΤΙΑ:**

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 63 ACC:SEI/8=1\*1.00 + 2\*0.60 + 27\*-1.00 1\*1.00+2\*0.60+27\*-1.00

**ΥΛΙΚΟ:**

S355J2G3 ( S355 )  $f_y = 355.00$  MPa



**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:** ΗΕΑ 650

$h=64.0$  cm

$b=30.0$  cm

$t_w=1.4$  cm

$t_f=2.6$  cm

$gM_0=1.00$

$A_y=169.55$  cm<sup>2</sup>

$I_y=175178.00$  cm<sup>4</sup>

$W_{ply}=6136.59$  cm<sup>3</sup>

$gM_1=1.00$

$A_z=103.19$  cm<sup>2</sup>

$I_z=11723.90$  cm<sup>4</sup>

$W_{plz}=1204.81$  cm<sup>3</sup>

$A_x=241.64$  cm<sup>2</sup>

$I_x=448.30$  cm<sup>4</sup>

**ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:**

$N_{y,Ed} = -0.00$  kN

$N_{t,Rd} = 8578.15$  kN

$M_{y,Ed} = 595.84$  kN\*m

$M_{y,pl,Rd} = 2178.49$  kN\*m

$M_{y,c,Rd} = 2178.49$  kN\*m

$M_{N,y,Rd} = 2178.49$  kN\*m

$V_{y,Ed} = -0.00$  kN

$V_{y,T,Rd} = 3473.50$  kN

$V_{z,Ed} = -2.05$  kN

$V_{z,T,Rd} = 2114.45$  kN

$T_{t,Ed} = 0.04$  kN\*m

ÔÁÏÇ ÆÉÁÔĎĚĆÓ = 1



**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

---

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

---

**ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:**

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

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

$$M_y,Ed/M_{y,c},Rd = 0.27 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

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

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

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

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

---

**ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ**



**ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):**

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/250.00 = 8.2 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 55 SLS:CHR/18=1\*1.00 + 2\*0.70 + 35\*1.00 + 3\*0.50 (1+35)\*1.00+2\*0.70+3\*0.50

$$u_z = 7.6 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/250.00 = 8.2 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 50 SLS:CHR/7=1\*1.00 + 2\*1.00 + 34\*0.60 + 3\*0.50 (1+2)\*1.00+34\*0.60+3\*0.50

$$u_{\text{inst},y} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},y} = L/350.00 = 5.9 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 0.7\*2 + 1\*35 + 0.5\*3

$$u_{\text{inst},z} = 1.6 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},z} = L/350.00 = 5.9 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 1\*2 + 0.6\*34 + 0.5\*3



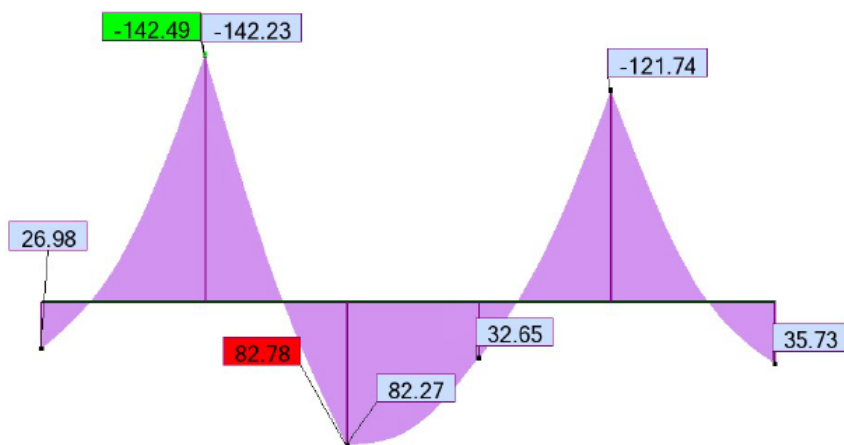
**ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ**

---

**ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!**

### 3.1.3 Διαδοκίδες

#### ΔΙΑΔΟΚΙΔΑ



Σχήμα 3.12 Ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης δοκού ορόφων,  $M_y$ ,  $N=0$

## ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ

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

**ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ:** ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

**ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:**

**ΜΕΛΟΣ:** 1290  
2.90 m

**ΣΗΜΕΙΟ:** 21

**ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:**  $x = 1.00 L =$

**ΦΟΡΤΙΑ:**

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 61 ACC:SEI/4=1\*1.00 + 2\*0.60 + 27\*1.00 (1+27)\*1.00+2\*0.60

**ΥΛΙΚΟ:**

S355 ( S355 )  $f_y = 355.00$  MPa



**ΠΑΡΑΜΕΤΡΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:** HEA 240

$h=23.0$  cm  
 $b=24.0$  cm  
 $t_w=0.8$  cm  
 $t_f=1.2$  cm

$gM_0=1.00$   
 $A_y=64.54$  cm<sup>2</sup>  
 $I_y=7763.18$  cm<sup>4</sup>  
 $W_{ply}=744.68$  cm<sup>3</sup>

$gM_1=1.00$   
 $A_z=25.18$  cm<sup>2</sup>  
 $I_z=2768.81$  cm<sup>4</sup>  
 $W_{plz}=351.70$  cm<sup>3</sup>

$A_x=76.84$  cm<sup>2</sup>  
 $I_x=38.20$  cm<sup>4</sup>

**ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:**

N<sub>Ed</sub> = 0.00 kN  
N<sub>c,Rd</sub> = 2727.66 kN  
N<sub>b,Rd</sub> = 2089.69 kN

M<sub>y,Ed</sub> = -92.72 kN\*m  
M<sub>y,Ed,max</sub> = -92.72 kN\*m  
M<sub>y,c,Rd</sub> = 264.36 kN\*m  
M<sub>N,y,Rd</sub> = 264.36 kN\*m

V<sub>z,Ed</sub> = -58.88 kN  
V<sub>z,T,Rd</sub> = 515.82 kN  
T<sub>t,Ed</sub> = 0.01 kN\*m  
ÔÁÎÇ ÆÉÁÔÐËÇÓ = 2



### ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

#### ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:

L<sub>y</sub> = 2.90 m      Lam<sub>y</sub> = 0.38  
L<sub>cr,y</sub> = 2.90 m      X<sub>y</sub> = 0.93  
Lam<sub>y</sub> = 28.85      k<sub>yy</sub> = 1.00



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

L<sub>z</sub> = 2.90 m      Lam<sub>z</sub> = 0.63  
L<sub>cr,z</sub> = 2.90 m      X<sub>z</sub> = 0.77  
Lam<sub>z</sub> = 48.31      k<sub>zy</sub> = 0.51

#### ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

##### ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

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

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.35 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

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

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

##### ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$$\lambda_{y} = 28.85 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 48.31 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{ΣΤΑΘΕΡΟ}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.35 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.18 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

#### ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ



##### ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/400.00 = 0.7 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$$\text{ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: } 52 \text{ SLS:CHR}/12 = 1 \cdot 1.00 + 2 \cdot 0.70 + 32 \cdot 1.00 + 3 \cdot 0.50 \quad (1+32) \cdot 1.00 + 2 \cdot 0.70 + 3 \cdot 0.50$$

$$u_z = 0.1 \text{ cm} < u_{z,max} = L/400.00 = 0.7 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$$\text{ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: } 48 \text{ SLS:CHR}/3 = 1 \cdot 1.00 + 2 \cdot 1.00 + 32 \cdot 0.60 + 3 \cdot 0.50 \quad (1+2) \cdot 1.00 + 32 \cdot 0.60 + 3 \cdot 0.50$$

$$u_{inst,y} = 0.0 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/500.00 = 0.6 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$$\text{ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: } 0.7 \cdot 2 + 1 \cdot 32 + 0.5 \cdot 3$$

$$u_{inst,z} = 0.0 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/500.00 = 0.6 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$$\text{ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: } 1 \cdot 2 + 0.6 \cdot 32 + 0.5 \cdot 3$$



##### ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):

$$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 1.9 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$$\text{ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: } 53 \text{ SLS:CHR}/14 = 1 \cdot 1.00 + 2 \cdot 0.70 + 33 \cdot 1.00 + 3 \cdot 0.50 \quad (1+33) \cdot 1.00 + 2 \cdot 0.70 + 3 \cdot 0.50$$

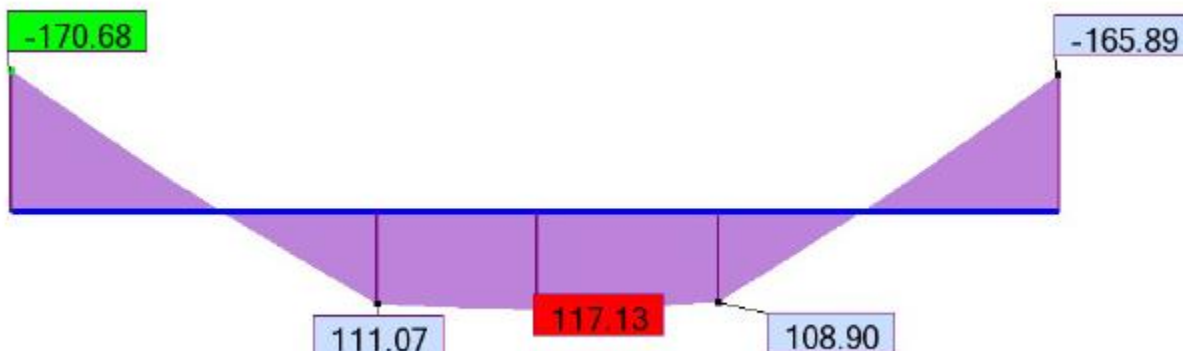
$$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y,max} = L/240.00 = 1.2 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$$\text{ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: } 53 \text{ SLS:CHR}/14 = 1 \cdot 1.00 + 2 \cdot 0.70 + 33 \cdot 1.00 + 3 \cdot 0.50 \quad (1+33) \cdot 1.00 + 2 \cdot 0.70 + 3 \cdot 0.50$$

**ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!**

Διαδοκίδες ορόφων



Σχήμα 3.13 Ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης διαδοκίδας ορόφων,  $M_y, N=0$

## ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ

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

**ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ:** ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

**ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:**

**ΜΕΛΟΣ:** 1645 1645  
8.30 m

**ΣΗΜΕΙΟ:** 21

**ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:**  $x = 1.00 L =$

**ΦΟΡΤΙΑ:**

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 60 ACC:SEI/1=1\*1.00 + 2\*0.60 + 26\*1.00 (1+26)\*1.00+2\*0.60

**ΥΛΙΚΟ:**

S355 ( S355 )  $f_y = 355.00$  MPa



**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:** HEA 340

$h=33.0$  cm

$gM0=1.00$

$gM1=1.00$

$b=30.0$  cm

$A_y=110.39$  cm<sup>2</sup>

$A_z=44.95$  cm<sup>2</sup>

$A_x=133.47$  cm<sup>2</sup>

$tw=0.9$  cm

$I_y=27693.10$  cm<sup>4</sup>

$I_z=7436.00$  cm<sup>4</sup>

$I_x=123.00$  cm<sup>4</sup>

$tf=1.7$  cm

$W_{ply}=1850.62$  cm<sup>3</sup>

$W_{plz}=755.96$  cm<sup>3</sup>

**ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:**

$N_{y,Ed} = 0.00$  kN

$M_{y,Ed} = -119.08$  kN\*m

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

$V_{y,Ed} = 0.00$  kN

$N_{c,Rd} = 4738.29$  kN

$M_{y,Ed,max} = -119.08$  kN\*m

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

$V_{y,T,Rd} = 2259.96$  kN

$N_{b,Rd} = 3564.56$  kN

$M_{y,c,Rd} = 656.97$  kN\*m

$M_{z,c,Rd} = 268.37$  kN\*m

$V_{z,Ed} = -68.04$  kN

$M_{N,y,Rd} = 656.97$  kN\*m

$M_{N,z,Rd} = 268.37$  kN\*m

$V_{z,T,Rd} = 920.71$  kN

$T_{t,Ed} = -0.04$  kN\*m

ΌΑΙÇ ÄÉÁÖÐÈÇÓ = 1



**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**



---

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:

$L_y = 8.30 \text{ m}$   
 $L_{cr,y} = 8.30 \text{ m}$   
 $L_{amy} = 57.62$   
 $L_{am,y} = 0.75$   
 $X_y = 0.75$   
 $k_{yy} = 1.00$



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

$L_z = 8.30 \text{ m}$   
 $L_{cr,z} = 2.90 \text{ m}$   
 $L_{amz} = 38.85$   
 $L_{am,z} = 0.51$   
 $X_z = 0.84$   
 $k_{yz} = 0.70$

---

**ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:**

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.4.(1))  
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.03 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.07 < 1.00$  (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:**

$\lambda_{da,y} = 57.62 < \lambda_{da,max} = 210.00$      $\lambda_{da,z} = 38.85 < \lambda_{da,max} = 210.00$     ΣΤΑΘΕΡΟ  
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.18 < 1.00$   
(6.3.3.(4))  
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.09 < 1.00$   
(6.3.3.(4))

---

**ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ**



**ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):**

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/400.00 = 2.1 \text{ cm}$     ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ  
**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 53 SLS:CHR/14=1\*1.00 + 2\*0.70 + 33\*1.00 + 3\*0.50 (1+33)\*1.00+2\*0.70+3\*0.50  
 $u_z = 0.8 \text{ cm} < u_{z,max} = L/400.00 = 2.1 \text{ cm}$     ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ  
**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 58 SLS:CHR/31=1\*1.00 + 2\*0.70 + 34\*0.60 + 3\*1.00 (1+3)\*1.00+2\*0.70+34\*0.60  
 $u_{inst,y} = 0.0 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/500.00 = 1.7 \text{ cm}$     ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ  
**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 0.7\*2 + 1\*33 + 0.5\*3  
 $u_{inst,z} = 0.1 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/500.00 = 1.7 \text{ cm}$     ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ  
**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 0.7\*2 + 0.6\*34 + 1\*3



**ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):**

$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 5.5 \text{ cm}$     ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ  
**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 53 SLS:CHR/14=1\*1.00 + 2\*0.70 + 33\*1.00 + 3\*0.50 (1+33)\*1.00+2\*0.70+3\*0.50  
 $v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y,max} = L/240.00 = 3.5 \text{ cm}$     ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ  
**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 53 SLS:CHR/14=1\*1.00 + 2\*0.70 + 33\*1.00 + 3\*0.50 (1+33)\*1.00+2\*0.70+3\*0.50

---

**ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!**

### 3.1.4 Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας

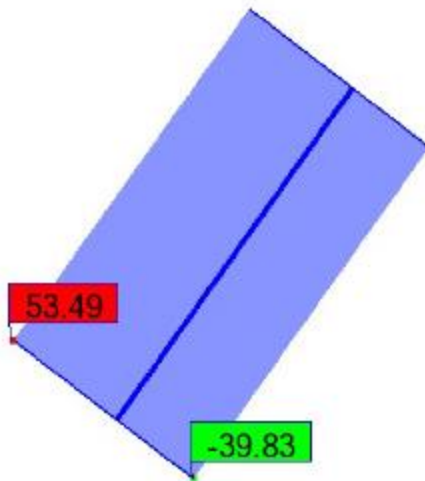
Οι κύριες λειτουργίες των συστημάτων εγκάρσιας δυσκαμψίας των υπόστεγων μπορούν να συνοψισθούν στα εξής :

- ❖ 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. Ο έλεγχος πραγματοποιείται στους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας και των δύο διευθύνσεων (x και y). Στον Ευρωκώδικα 8 ο ικανοτικός έλεγχος δεν απαιτείται όταν λαμβάνεται υπόψη συντελεστής συμπεριφοράς  $q=1,50$  (εδώ παίρνουμε  $q=1,50$ ) θεωρουμένου ότι ο φέρων οργανισμός διαθέτει, χωρίς να λαμβάνονται ειδικά μέτρα, μια λανθάνουσα πλαστιμότητα.

Επελέγησαν κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας κοίλης τετραγωνικής διατομής και τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη παρατηρήθηκαν στον όροφο του ισογείου και με αυτά ελέγχθηκαν σε εφελκυσμό λόγω αξονικής δύναμης.

Παρουσιάζονται ενδεικτικά οι κρίσιμοι έλεγχοι για τις ράβδους με τη μέγιστη καταπόνηση.



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

## ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ

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

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 1715 diktioma\_1715

ΣΗΜΕΙΟ: 1

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:  $x = 0.00 L = 0.00 \text{ m}$

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 60 ACC:SEI/1=1\*1.00 + 2\*0.60 + 26\*1.00 (1+26)\*1.00+2\*0.60

ΥΛΙΚΟ:

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



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: CAE 50x5

$h=5.0 \text{ cm}$

$gM0=1.00$

$gM1=1.00$

$b=5.0 \text{ cm}$

$A_y=2.50 \text{ cm}^2$

$A_z=2.50 \text{ cm}^2$

$A_x=4.80 \text{ cm}^2$

$t_w=0.5 \text{ cm}$

$I_y=10.96 \text{ cm}^4$

$I_z=10.96 \text{ cm}^4$

$I_x=0.40 \text{ cm}^4$

$t_f=0.5 \text{ cm}$

$W_{ely}=3.04 \text{ cm}^3$

$W_{elz}=3.04 \text{ cm}^3$

$A_{eff}=4.80 \text{ cm}^2$

ΠΡΟΣΟΧΗ: ΔΙΑΤΟΜΗ ΤΑΞΗΣ 4! ΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΔΕΝ ΠΡΑΓΜΑΤΟΠΟΙΕΙ ΠΛΗΡΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΑΞΗΣ 4 ΓΙΑ ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΑΥΤΟΥ ΤΟΥ ΤΥΠΟΥ; ΑΝΤΙΜΕΤΩΠΙΖΟΝΤΑΙ ΩΣ ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΤΑΞΗΣ 3.

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{Ed} = 35.48 \text{ kN}$

$N_{c,Rd} = 170.49 \text{ kN}$

$N_{b,Rd} = 170.49 \text{ kN}$

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 4



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ  $y$ :



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ  $z$ :

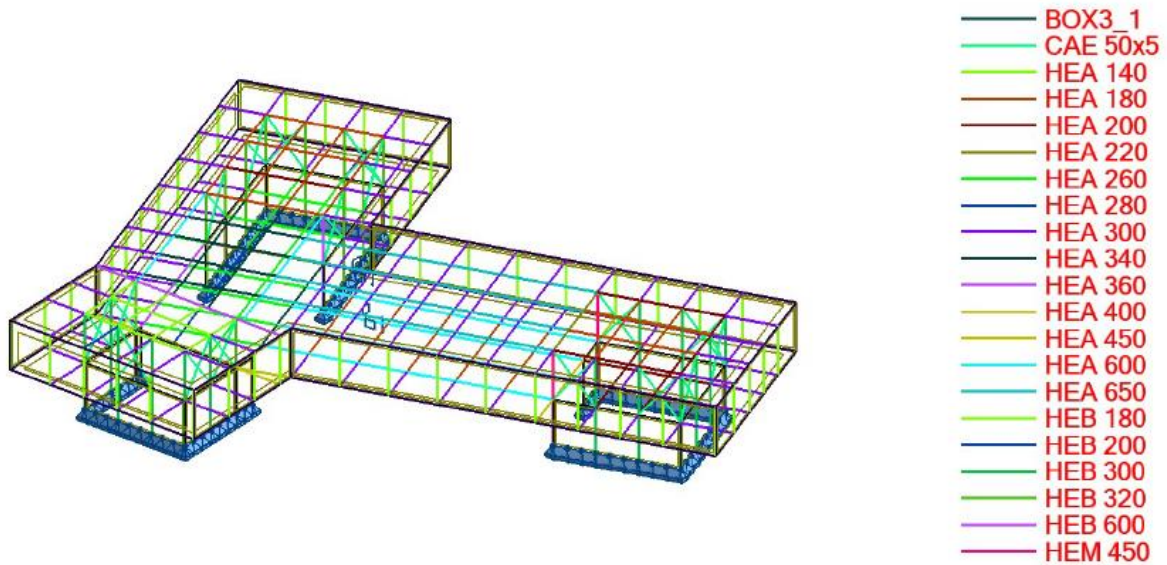
ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.21 < 1.00$  (6.2.4.(1))

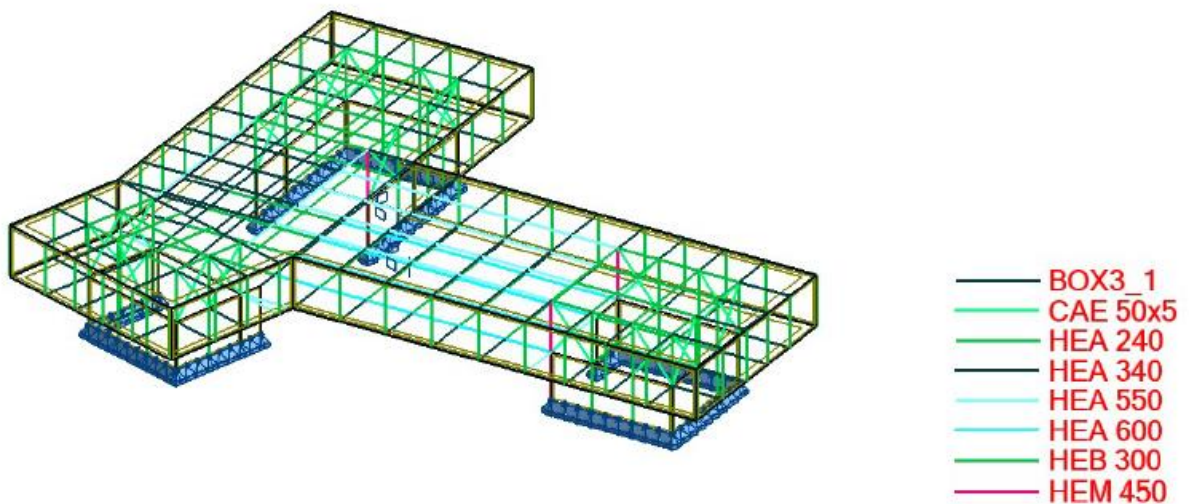
**ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!**

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.

Για κατασκευαστικούς λόγους αναμορφώσαμε τη κατασκευή ώστε να περιοριστεί το εύρος των διαφορετικών διατομών

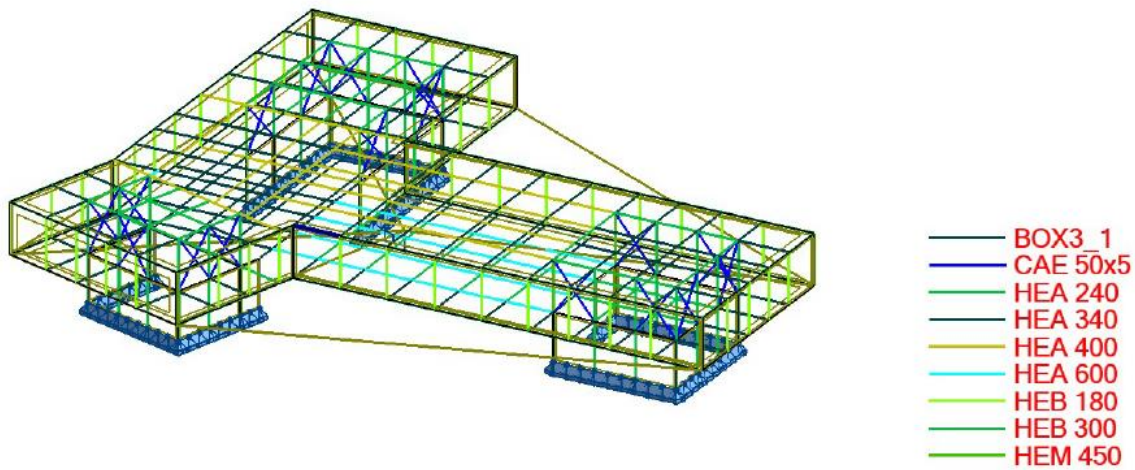


Σχήμα 3.16 Χρωματική απεικόνιση των διαφορετικών διατομών των μελών του αναμορφωμένου κτηρίου.

### 3.2 Κτίριο με πάνελ στο δώμα.

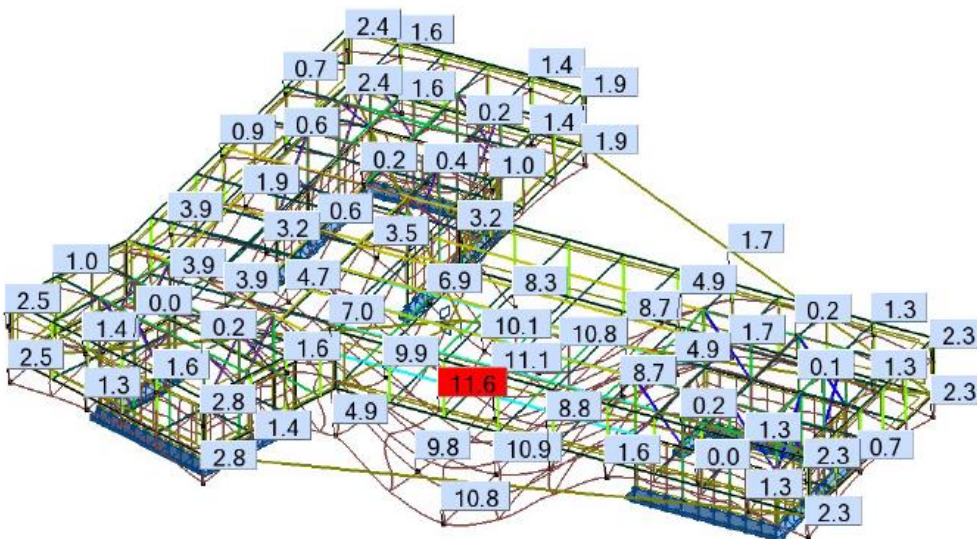
Στο παρόν Κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης που πραγματοποιήθηκε με το Robot Structural Analysis, για την περίπτωση όπου έχουμε πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος απλά εδραζόμενες επί μεταλλικών δοκών στον όροφο και πάνελ με μόνωση στο δώμα.

Στη περίπτωση αυτή παρουσιάστηκε οικονομία στο δομικό χάλυβα της τάξεως του 13% η οποία προέρχεται κυρίως από την αλλαγή των κύριων δοκών του δώματος από HEA 650 σε HEA 400. Ωστόσο παρά το γεγονός ότι μειώνεται το βάρος, η έλλειψη διαφραγματικής λειτουργίας του πάνελ επιβαρύνει τη κατασκευή.

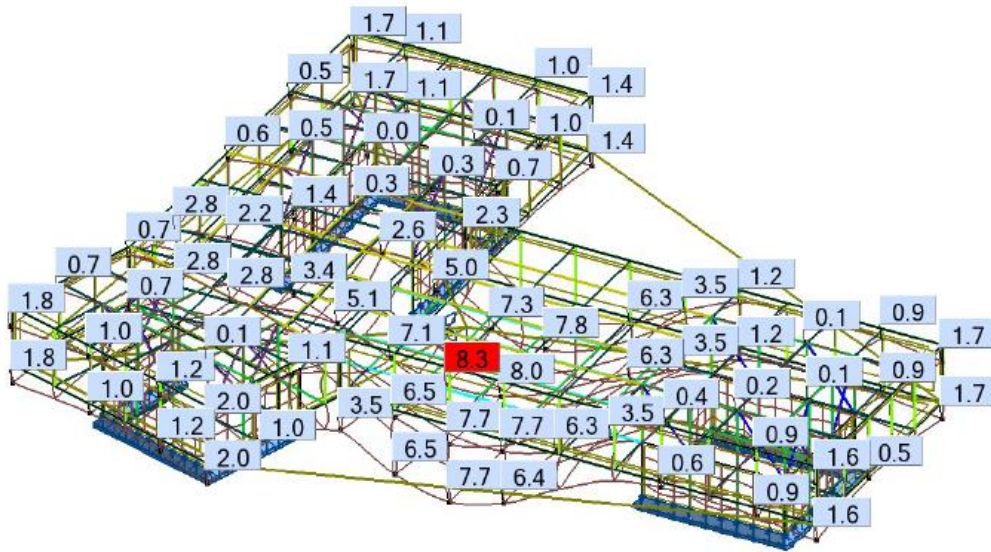


Σχήμα 3.17 Χρωματική απεικόνιση των διατομών των μελών του κτηρίου με πανελ.

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



Σχήμα 3.18: Παραμόρφωση φορέα για φορτία αστοχίας



Σχημα 3.19: Παραμόρφωση φορέα για κινητά φορτία

**ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):**

$u_y = 0.2 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/250.00 = 8.2 \text{ cm}$  ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 53 SLS:CHR/14=1\*1.00 + 2\*0.70 + 33\*1.00 + 3\*0.50 (1+33)\*1.00+2\*0.70+3\*0.50

$u_z = 6.5 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/250.00 = 8.2 \text{ cm}$  ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 50 SLS:CHR/7=1\*1.00 + 2\*1.00 + 34\*0.60 + 3\*0.50 (1+2)\*1.00+34\*0.60+3\*0.50

$u_{\text{inst},y} = 0.1 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},y} = L/350.00 = 5.9 \text{ cm}$  ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:**  $0.7*2 + 1*35 + 0.5*3$

$u_{\text{inst},z} = 1.8 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},z} = L/350.00 = 5.9 \text{ cm}$  ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:**  $1*2 + 0.6*34 + 0.5*3$

Δυσμενέστερη κύρια δοκός κατά y HEA 450

**ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):**

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/250.00 = 5.4 \text{ cm}$  ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 52 SLS:CHR/12=1\*1.00 + 2\*0.70 + 32\*1.00 + 3\*0.50 (1+32)\*1.00+2\*0.70+3\*0.50

$u_z = 2.9 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/250.00 = 5.4 \text{ cm}$  ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 48 SLS:CHR/3=1\*1.00 + 2\*1.00 + 32\*0.60 + 3\*0.50 (1+2)\*1.00+32\*0.60+3\*0.50

$u_{\text{inst},y} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},y} = L/350.00 = 3.8 \text{ cm}$  ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

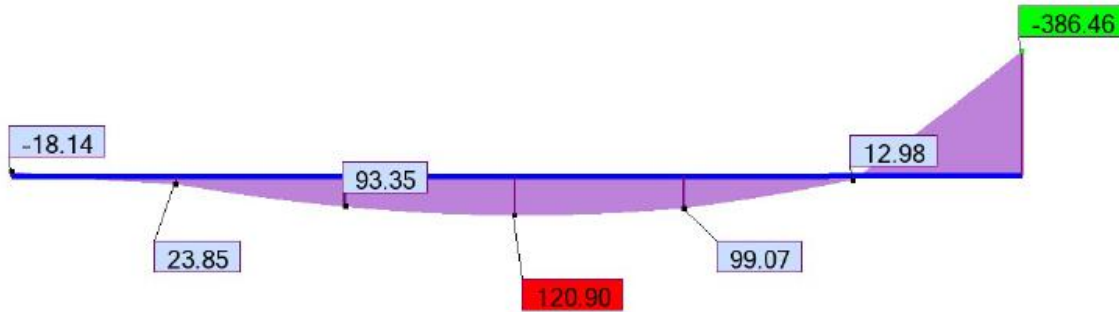
**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:**  $0.7*2 + 1*32 + 0.5*3$

$u_{\text{inst},z} = 1.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},z} = L/350.00 = 3.8 \text{ cm}$  ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:**  $1*2 + 0.6*32 + 0.5*3$

Δυσμενέστερη κύρια δοκός κατά x CUSTOM SECTION

Παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη της νέας κύριας δοκού δώματος για τους συνδυασμούς φορτίσεων, καθώς και οι έλεγχοι της διατομής. 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.



Σχήμα 3.20 Ενδεικτικό διάγραμμα  $M_y$  εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης κύριας δοκού δώματος.

## ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΧΑΛΥΒΑ

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

**ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ:** ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

**ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:**

**ΜΕΛΟΣ:** 1649 1649  
20.60 m

**ΣΗΜΕΙΟ:** 1

**ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:**  $x = 1.00 L =$

**ΦΟΡΤΙΑ:**

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 61 ACC:SEI/4=1\*1.00 + 2\*0.60 + 27\*1.00 (1+27)\*1.00+2\*0.60

**ΥΛΙΚΟ:**

S355 ( S355 )  $f_y = 355.00$  MPa



**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEA 400**

$h=39.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0$ cm	$A_y=126.20$ cm <sup>2</sup>	$A_z=57.33$ cm <sup>2</sup>	$A_x=158.98$ cm <sup>2</sup>
$t_w=1.1$ cm	$I_y=45069.40$ cm <sup>4</sup>	$I_z=8563.83$ cm <sup>4</sup>	$I_x=191.00$ cm <sup>4</sup>
$t_f=1.9$ cm	$W_{ply}=2561.97$ cm <sup>3</sup>	$W_{plz}=872.88$ cm <sup>3</sup>	

**ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:**

$N_{,Ed} = 127.50$ kN	$M_{y,Ed} = -478.52$ kN*m	$M_{z,Ed} = 26.82$ kN*m	$V_{y,Ed} = 15.90$ kN
$N_{c,Rd} = 5643.72$ kN	$M_{y,Ed,max} = -478.52$ kN*m		$M_{z,Ed,max} = 27.25$ kN*m
	$V_{y,T,Rd} = 2586.40$ kN		
$N_{b,Rd} = 4680.70$ kN	$M_{y,c,Rd} = 909.50$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 309.87$ kN*m	$V_{z,Ed} = 149.38$ kN
	$M_{N,y,Rd} = 909.50$ kN*m	$M_{N,z,Rd} = 309.87$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 1174.95$ kN
	$M_{b,Rd} = 893.67$ kN*m		$T_{t,Ed} = -0.00$ kN*m
			$\text{ÔÁÏÇ ÁĒÁÔĎĚÇ} = 1$

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

$z = 0.00$   $M_{cr} = 3571.22 \text{ kN}^*\text{m}$  ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - b  $XLT = 0.96$   
 $L_{cr,low} = 3.45 \text{ m}$   $Lam_{LT} = 0.50$   $f_{i,LT} = 0.61$   $XLT,mod = 0.98$

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:

$L_y = 20.60 \text{ m}$   $Lam_y = 0.27$   
 $L_{cr,y} = 3.45 \text{ m}$   $X_y = 0.98$   
 $Lam_y = 20.49$   $k_{yy} = 1.01$



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

$L_z = 20.60 \text{ m}$   $Lam_z = 0.62$   
 $L_{cr,z} = 3.45 \text{ m}$   $X_z = 0.83$   
 $Lam_z = 47.01$   $k_{yz} = 0.81$

**ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:****ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00$  (6.2.4.(1))  
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.36 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.13 < 1.00$  (6.2.6-7)

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

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

**ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:**

$\lambda_{y} = 20.49 < \lambda_{y,max} = 210.00$   $\lambda_{z} = 47.01 < \lambda_{z,max} = 210.00$  ΣΤΑΘΕΡΟ  
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.54 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))  
 $N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.64 < 1.00$   
 (6.3.3.(4))  
 $N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.40 < 1.00$   
 (6.3.3.(4))

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

$u_y = 0.2 \text{ cm} < u_{y,max} = L/250.00 = 8.2 \text{ cm}$  ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ  
**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 53 SLS:CHR/14=1\*1.00 + 2\*0.70 + 33\*1.00 + 3\*0.50 (1+33)\*1.00+2\*0.70+3\*0.50  
 $u_z = 6.1 \text{ cm} < u_{z,max} = L/250.00 = 8.2 \text{ cm}$  ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ  
**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 48 SLS:CHR/3=1\*1.00 + 2\*1.00 + 32\*0.60 + 3\*0.50 (1+2)\*1.00+32\*0.60+3\*0.50  
 $u_{inst,y} = 0.1 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/350.00 = 5.9 \text{ cm}$  ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ  
**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 0.7\*2 + 1\*33 + 0.5\*3  
 $u_{inst,z} = 1.6 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/350.00 = 5.9 \text{ cm}$  ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ  
**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 1\*2 + 0.6\*32 + 0.5\*3

**ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ****ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!**



### 3.3 Κτίριο με σύμμικτη λειτουργία κύριων δοκών

Στο παρόν Κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης που πραγματοποιήθηκε με το Robot Structural Analysis, για την περίπτωση όπου έχουμε σύμμικτη λειτουργία κύριων δοκών ορόφου και δώματος. Παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη για τους συνδυασμούς φορτίσεων, οι έλεγχοι διατομών και μελών, οι τελικές διατομές των μελών

#### 3.3.1 Σύμμικτες δοκοί

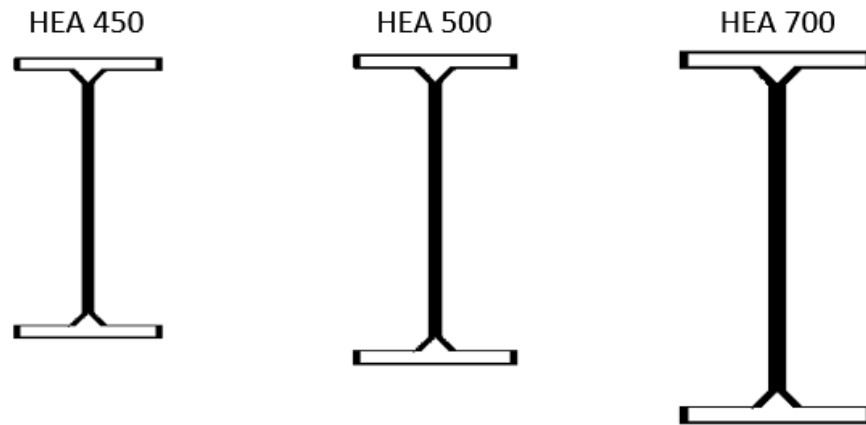
Στη τρίτη περίπτωση εξετάζεται η χρήση σύμμικτων δοκών αποτελούμενων από έγχυτο σκυρόδεμα, πρότυπες μεταλλικές διατομές, χαλυβδόφυλλα και διαμηθικούς ήλους.

Χρησιμοποιήθηκε τραπεζοειδές προφίλ επικάλυψης τύπου HAS 75/305 της εταιρείας AccelorMittal. Ακολουθούν οι έλεγχοι των σύμμικτων δοκών που έγιναν με πρόγραμμα Dlubal COMPOSITE BEAM :

<ul style="list-style-type: none"> <li>☐ Ultimate Limit States (ULS)           <ul style="list-style-type: none"> <li>Effective Width beff 2575.0 mm</li> <li>☐ Ideal Positive Resistance Bending Moment               <ul style="list-style-type: none"> <li>Effective width bred 392.4 mm</li> <li>Ideal Moment of Inertia I2 187460.00 cm<sup>4</sup></li> <li>Ideal Cross-Sectional Area A 692.07 cm<sup>2</sup></li> <li>Position of the Centroidal Axis z 0.2 mm</li> </ul> </li> <li>☐ Ideal Negative Resistance Bending Moment               <ul style="list-style-type: none"> <li>Effective Width bred 0.000 m</li> <li>Ideal Moment of Inertia I2 80797.90 cm<sup>4</sup></li> <li>Ideal Cross-Sectional Area A 195.20 cm<sup>2</sup></li> <li>Position of the Centroidal Axis z 190.9 mm</li> </ul> </li> <li>☐ Plastic Resistance Values               <ul style="list-style-type: none"> <li>Positive Design Plastic Resistance Moment Mpl,Rd+ 1750.82 kN.m</li> <li>Positive Plastic Neutral Axis zpl+ 4.2 mm</li> <li>Negative Design Plastic Resistance Moment Mpl,Rd- 1268.97 kN.m</li> <li>Negative Plastic Neutral Axis zpl- 105.0 mm</li> <li>Design Shear Plastic Resistance Vpl,Rd 1225.19 kN</li> </ul> </li> </ul> </li> <li>☐ Shear Force           <ul style="list-style-type: none"> <li>Design Shear Force Vz,Sd 191.60 kN</li> <li>Coherent Bending Moment My,Sd -408.28 kN.m</li> <li>Design Shear Plastic Resistance z-axis Vpl,z,Rd 1225.19 kN</li> <li>☐ Shear Buckling of the Web               <ul style="list-style-type: none"> <li>Height of the Web d 344.0 mm</li> <li>Thickness of the Web tw 11.5 mm</li> <li>Buckling Factor for Shear kτ 5.3802</li> <li>Factor ε 0.8136</li> <li>Limiting Ratio EC3 5.6.1(4) lim 56.6159</li> <li>Width-to-thickness Ratio d/tw 29.9130</li> <li>Criterion 0.5284</li> <li>Check - non-critical</li> </ul> </li> <li>☐ Shear               <ul style="list-style-type: none"> <li>Combined Strain Vz,Sd, My,Sd <input type="checkbox"/></li> <li>Design Criterion Vz,Sd/Vpl,z,Rd 0.1564 &lt; 1.0</li> </ul> </li> <li>☐ Design               <ul style="list-style-type: none"> <li>Negative Bending Moment                   <ul style="list-style-type: none"> <li>Design Bending Moment My,Sd -408.28 kN.m</li> <li>Coherent Shear Force Vz,Sd 191.60 kN</li> <li>Design Plastic Resistance Moment y-axis Mpl,y,Rd- 1268.97 kN.m</li> <li>Combined Strain Vz,Sd, My,Sd <input type="checkbox"/></li> <li>Design Criterion My,Sd/My,Rd 0.3217 &lt; 1.0</li> </ul> </li> <li>Ultimate Limit State 0.3490 &lt; 1.0</li> </ul> </li> <li>☐ Design           <ul style="list-style-type: none"> <li>☐ Full Shear Connection               <ul style="list-style-type: none"> <li>Total Design Shear Force VI 600.90 kN</li> <li>☐ Longitudinal Shear in Segment                   <ul style="list-style-type: none"> <li>Required No. of Shear Connectors Fci,v Nr 84</li> <li>☐ Sufficient Slip of Shear Connectors                       <ul style="list-style-type: none"> <li>Length L 20.600 m</li> <li>N / Nr ≥ 0.25 + 0.03 · L Ndd/Nr 0.8680</li> <li>Required No. - min. Degree of Shear Connection Ndd 73</li> </ul> </li> <li>☐ Partial Shear Connection                       <ul style="list-style-type: none"> <li>Application of ductile shear connectors according to EC4 6.2.1.2 (6.10)                           <ul style="list-style-type: none"> <li>User-Defined Reduction Factor X 0.3234</li> <li>Force Transferred by Shear Connectors Fc 600.90 kN</li> <li>Required No. of Shear Connectors Nfc 27</li> <li>Number for Max. Distance Nmin 15</li> <li>Number for Min. Distance Nmax 78 x 2</li> <li>Number of Shear Connectors N 17 x 2</li> <li>Distance of Shear Connectors s 461.7 mm</li> <li>Partial rigid shear connection. All checked are fulfilled.</li> <li>Resistance of Shear Connector (Eq. 6.13) PRd,1 22.30 kN</li> <li>Design Resistance of Shear Connector PRd 22.30 kN</li> </ul> </li> <li>☐ Details of Shear Connector - Shear Connector X-HVB (HILTI)                           <ul style="list-style-type: none"> <li>Description of HILTI connector Type X-HVB110</li> <li>Max. Number in Row Nr 2</li> <li>Characteristic Resistance of Shear Connector PRk,1 27.88 kN</li> <li>Definition of the arm: Parallel with the axis of the beam</li> </ul> </li> </ul> </li> <li>☐ Longitudinal Shear Strain                   <ul style="list-style-type: none"> <li>Design Shear Force Per Unit Length Vsd 348.30 kN/m</li> <li>Number in Row Nr 2</li> <li>Design Resistance of Shear Connector PRd 22.30 kN</li> <li>Distance of Shear Connectors s 122.50 mm</li> <li>Design Shear Strength τRd 0.3 N/mm<sup>2</sup></li> </ul> </li> <li>☐ Section (a-a)                   <ul style="list-style-type: none"> <li>Average Cross-Sectional Area of Beam Acv 650.00 cm<sup>2</sup>/m</li> <li>Total Area of Reinforcement Ae 7.85 cm<sup>2</sup>/m</li> <li>Formula 6.25 (EC4 6.6.2 (2)) Form6.25 386.92 kN/m</li> <li>Formula 6.26 (EC4 6.6.2 (2)) Form6.26 260.00 kN/m</li> <li>Design Resistance to Longitudinal Shear (a-a) VRd 260.00 kN/m</li> <li>Reduced Design Shear Force Vsd,red 174.15 kN/m</li> <li>Design Criterion (a-a) D 0.6698 &lt; 1.0</li> </ul> </li> <li>☐ Section (b-b)                   <ul style="list-style-type: none"> <li>Average Cross-Sectional Area of Beam Acv 4800.00 cm<sup>2</sup>/m</li> <li>Total Area of Reinforcement Ae 15.71 cm<sup>2</sup>/m</li> <li>Formula 6.25 (EC4 6.6.2 (2)) Form6.25 1018.54 kN/m</li> <li>Formula 6.26 (EC4 6.6.2 (2)) Form6.26 1920.00 kN/m</li> <li>Design Resistance to Longitudinal Shear (b-b) VRd 1018.54 kN/m</li> <li>Formula 6.26 (EC4 6.6.2 (2)) Form6.26 1920.00 kN/m</li> <li>Design Resistance to Longitudinal Shear (b-b) VRd 1018.54 kN/m</li> <li>Design Criterion (b-b) D 0.3420 &lt; 1.0</li> <li>Design Criterion D 0.6698 &lt; 1.0</li> </ul> </li> </ul> </li> <li>☐ Partial Results               <ul style="list-style-type: none"> <li>Self-Weight δe 20.2 mm</li> <li>Fixed Load δa 6.0 mm</li> <li>Shrinkage δs 16.6 mm</li> <li>Precamber of the Beam δ0 0.0 mm</li> <li>Maximum from Long-term Variable Load δvs,max 0.0 mm</li> <li>Maximum from Short-term Variable Load δvs,min 2.6 mm</li> <li>Design Value of Deflection δmax 45.5 mm</li> <li>Minimum from Long-term Variable Load δvl,min 0.0 mm</li> <li>Minimum from Short-term Variable Load δvs,min 0.0 mm</li> <li>Minimum Value of Deflection δmin 42.9 mm</li> </ul> </li> <li>☐ Lateral-Torsional Buckling               <ul style="list-style-type: none"> <li>Max. Moment My,Sd 578.44 kN.m</li> <li>Design Plastic Resistance Moment Mpl,y,Rd 1788.49 kN.m</li> <li>Characteristic Plastic Resistance Moment Mpl,y,k 2049.31 kN.m</li> <li>☐ Elastic Critical Moment for Lateral-Torsional Buckling                   <ul style="list-style-type: none"> <li>☐ Parts of M-course                       <ul style="list-style-type: none"> <li>Constant Part of Moment M1 -408.28 kN.m</li> <li>Linear Part of Moment M2 0.00 kN.m</li> <li>Parabolic Part of Moment M3 999.86 kN.m</li> <li>Triangular Part of Moment M4 -19.78 kN.m</li> </ul> </li> <li>Position of Constrained Axis of Rotation -298.2 mm</li> <li>Position of Load -360.0 mm</li> <li>Denominator in Formula 2 - 3.17 N 18.804 kN.m<sup>2</sup></li> </ul> </li> <li>☐ Beam ratio                       <ul style="list-style-type: none"> <li>Length L 20.600 m</li> <li>Modulus of Elasticity Es 210000.0 N/mm<sup>2</sup></li> <li>Shear Modulus G 81000.0 N/mm<sup>2</sup></li> <li>Warping Constant Iω 4148000.0 cm<sup>6</sup></li> <li>Moment of Inertia About z-Axis Iz 9465.00 cm<sup>4</sup></li> <li>Torsional Constant It 243.80 cm<sup>4</sup></li> <li>Bending Stiffness of Cracked Concrete (E*Ic2) 0.000 kN.m<sup>2</sup></li> <li>Thickness of the Web tw 11.5 mm</li> <li>Height of the Web Z 419.0 mm</li> <li>Numerator in Formula 2 - 3.17 Z 258.847 kN.m<sup>2</sup></li> </ul> </li> <li>Factor vki 13.7659</li> <li>Elastic Critical Moment for Lateral-Torsional Buckling Mki 7962.71 kN.m</li> <li>Slenderness Ratio λM 0.5073</li> <li>Reducing Factor κM 0.9869</li> <li>Resistance Moment Mb,Rd 1765.00 kN.m</li> <li>Design Criterion My,Sd/Mb,Rd D 0.3277 &lt; 1.0</li> </ul> </li> <li>☐ Partial Results               <ul style="list-style-type: none"> <li>Tension Area of Concrete 3605.00 cm<sup>2</sup></li> <li>Effective Tensile Strength of Concrete 3.0 N/mm<sup>2</sup></li> <li>Design Crack Width wk 0.5 mm</li> <li>Maximum Stress in Reinforcement σst 500.0 N/mm<sup>2</sup></li> <li>Minimum Area of Reinforcement As,min 15.57 cm<sup>2</sup></li> <li>Cross-Sectional Area of Reinforcement As 19.63 cm<sup>2</sup></li> <li>Design Criterion D 0.7932 &lt; 1.0</li> </ul> </li> </ul> </li> </ul> </li></ul></li></ul>			
--	--	--	--

Πίνακας 3.5 Γενικά στοιχεία σύμμικτης δοκού HEA 450

Ομοίως υπολογίζονται και για τις υπόλοιπες σύμμικτες διατομές.

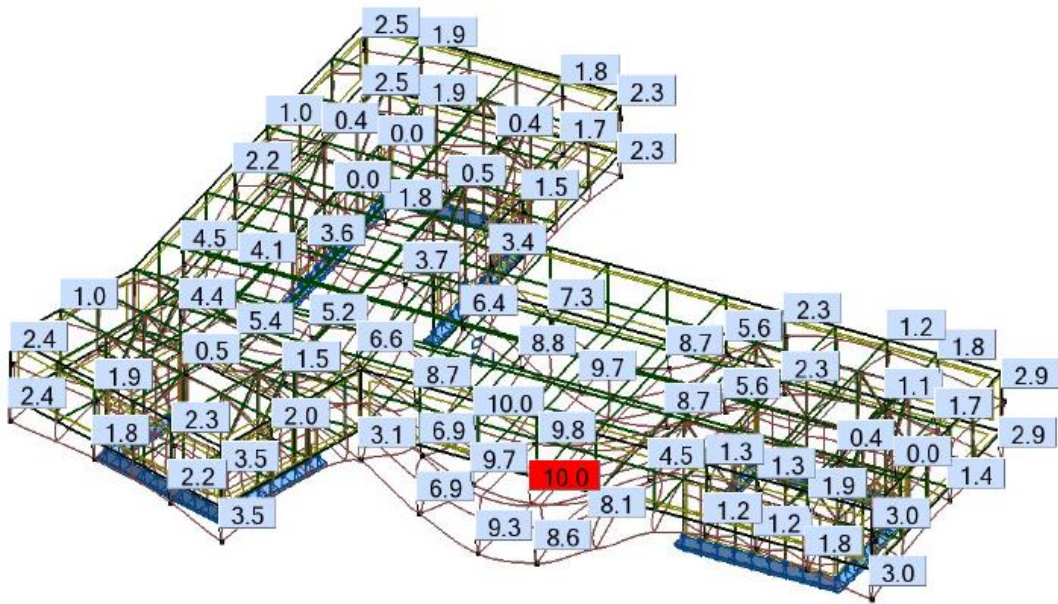


$I_2$	230564 cm <sup>2</sup>	291912 cm <sup>2</sup>	607909 cm <sup>2</sup>
A	699,59 cm <sup>2</sup>	723,12 cm <sup>2</sup>	791,91 cm <sup>2</sup>
z	-36,9 mm	-23,1 mm	31,2 mm

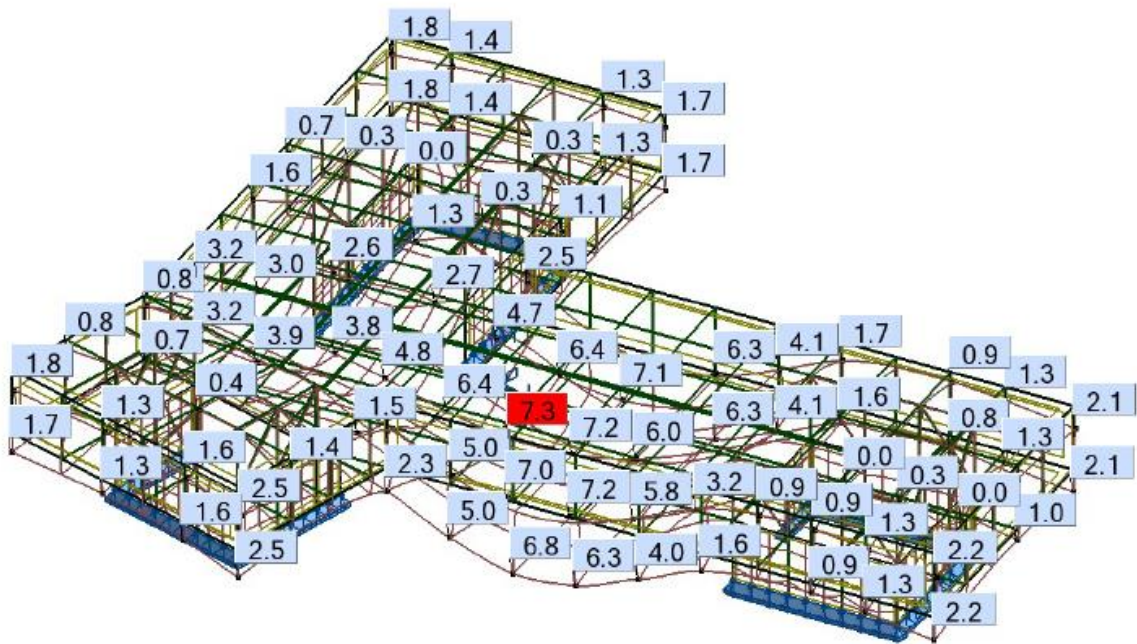
### Παραμορφώσεις

Στις εικόνες που ακολουθούν δίνονται χαρακτηριστικά διαγράμματα των παραμορφώσεων της κατασκευής.

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



Σχήμα 3.21: Παραμόρφωση φορέα για φορτία αστοχίας



Σχήμα 3.22: Παραμόρφωση φορέα για λειτουργικά φορτία

### ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ

#### ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 1.1 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$$\text{ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: } 55 \text{ SLS:CHR/18} = 1*1.00 + 2*0.70 + 35*1.00 + 3*0.50 \quad (1+35)*1.00 + 2*0.70 + 3*0.50$$

$$u_z = 0.2 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 1.1 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$$\text{ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: } 50 \text{ SLS:CHR/7} = 1*1.00 + 2*1.00 + 34*0.60 + 3*0.50 \quad (1+2)*1.00 + 34*0.60 + 3*0.50$$

$$u_{\text{inst},y} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},y} = L/250.00 = 0.9 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$$\text{ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: } 0.7*2 + 1*35 + 0.5*3$$

$$u_{\text{inst},z} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},z} = L/250.00 = 0.9 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$$\text{ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: } 1*2 + 0.6*34 + 0.5*3$$

Δυσμενέστερη κύρια δοκός κατά x HEA 500 Composed

### ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ

#### ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/250.00 = 4.9 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$$\text{ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: } 52 \text{ SLS:CHR/12} = 1*1.00 + 2*0.70 + 32*1.00 + 3*0.50 \quad (1+32)*1.00 + 2*0.70 + 3*0.50$$

$$u_z = 3.9 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/250.00 = 4.9 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$$\text{ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: } 48 \text{ SLS:CHR/3} = 1*1.00 + 2*1.00 + 32*0.60 + 3*0.50 \quad (1+2)*1.00 + 32*0.60 + 3*0.50$$

$$u_{\text{inst},y} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},y} = L/350.00 = 3.5 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$$\text{ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: } 0.7*2 + 1*32 + 0.5*3$$

$$u_{\text{inst},z} = 1.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},z} = L/350.00 = 3.5 \text{ cm}$$

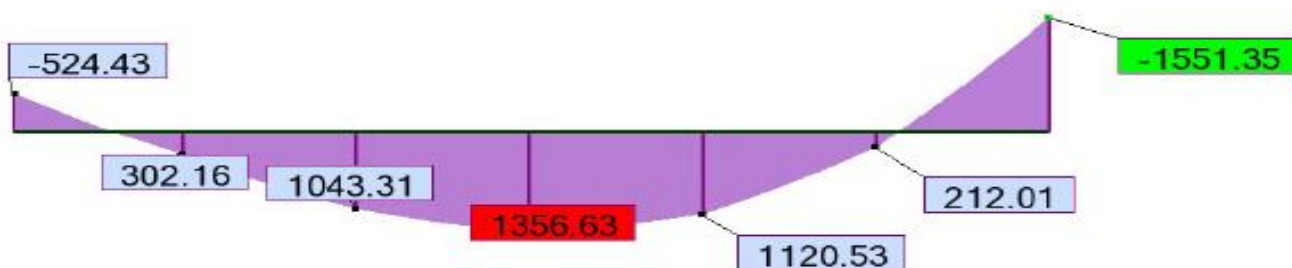
ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$$\text{ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: } 1*2 + 0.6*32 + 0.5*3$$

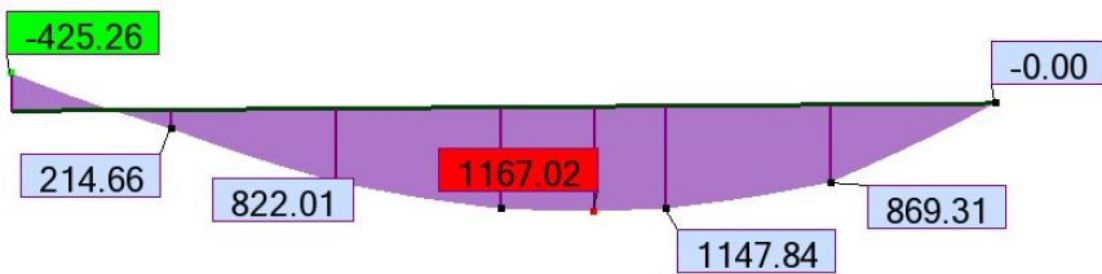
Δυσμενέστερη κύρια δοκός κατά y HEA 700 Composed

### Εντατικά μεγέθη

Παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη των κύριων δοκών ορόφου και δόματος για τους συνδυασμούς φορτίσεων, καθώς και οι έλεγχοι της διατομής. 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.



Σχήμα 3.23: Ενδεικτικό διάγραμμα  $M_y$  εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης κύριας δοκού ορόφου.



Σχήμα 3.24: Ενδεικτικό διάγραμμα  $M_y$  εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης κύριας δοκού δόματος.

## 4. Σεισμική απόκριση κτιρίου

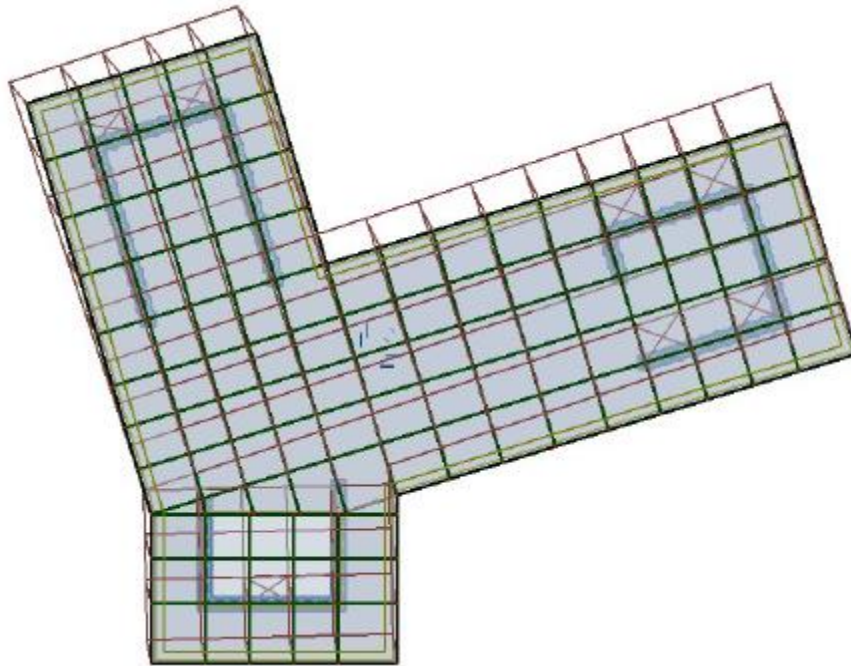
### Ιδιοπερίοδος φορέα

Στα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης λήφθηκε υπόψη η συνεισφορά των μαζών κατά Χ και Υ. Το άθροισμα των ιδιομορφικών μαζών φθάνει το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας για τις διευθύνσεις Χ και Υ στην ιδιομορφή 15.

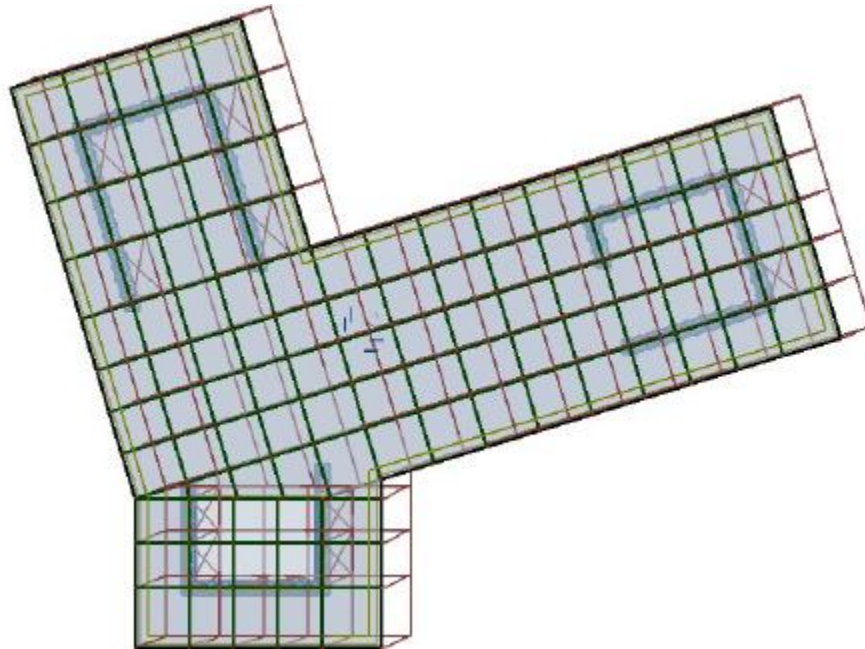
ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ	ΣΥΧΝΟΤΗΤΑ (Hz)	ΠΕΡΙΟΔΟΣ (sec)	ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ.UX (%)	ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ.UY (%)	ΤΡΕΧ.ΜΑΖ.UX (%)	ΤΡΕΧ.ΜΑΖ.UY (%)	ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΜΑΖΑ UX (kg)	ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΜΑΖΑ UY (kg)
1	4,09	0,24	5,54	23,54	5,54	23,54	1076888,33	1076888,33
2	4,46	0,22	30,84	29,93	25,29	6,39	1076888,33	1076888,33
3	5,35	0,19	31,78	31,51	0,95	1,58	1076888,33	1076888,33
4	11,29	0,09	31,78	31,51	0	0	1076888,33	1076888,33
5	19,3	0,05	31,78	31,51	0	0	1076888,33	1076888,33
6	21,7	0,05	31,78	31,51	0	0	1076888,33	1076888,33
7	23,63	0,04	31,78	31,51	0	0	1076888,33	1076888,33
8	28,75	0,03	31,78	31,51	0	0	1076888,33	1076888,33
9	29,51	0,03	31,78	31,51	0	0	1076888,33	1076888,33
10	35,73	0,03	92,96	31,51	61,18	0	1076888,33	1076888,33
11	38,29	0,03	93,48	78,84	0,52	47,33	1076888,33	1076888,33
12	44,28	0,02	95,25	88,15	1,77	9,31	1076888,33	1076888,33
13	46,05	0,02	95,26	88,15	0	0	1076888,33	1076888,33
14	46,68	0,02	95,39	90,6	0,13	2,45	1076888,33	1076888,33
15	47,37	0,02	95,52	91,06	0,14	0,46	1076888,33	1076888,33

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

Ιδιομορφές του κτιρίου:



1<sup>η</sup> ιδιομορφή



2<sup>η</sup> ιδιομορφή

## 5. Μετακινήσεις φορέα

### 5.1 Περιορισμός βλαβών

Ο έλεγχος για τον περιορισμό βλαβών επί της κατασκευής είναι βασικός σε κτήρια τα οποία σχεδιάζονται σε περιοχές υψηλής σεισμικότητας και συνδέεται άμεσα με τον περιορισμό των γωνιακών παραμορφώσεων « $\gamma$ » 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:

$\gamma$  η γωνιακή παραμόρφωση

$d_r = d_o - d_u$  η σχετική 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

$q$  ο συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής

$v$  ο συντελεστής μείωσης σεισμικής δράσης περιορισμού βλαβών (κατηγορίας σπουδαιότητας II, ισούται με 0,5)

$h$  το ύψος του κάθε ορόφου

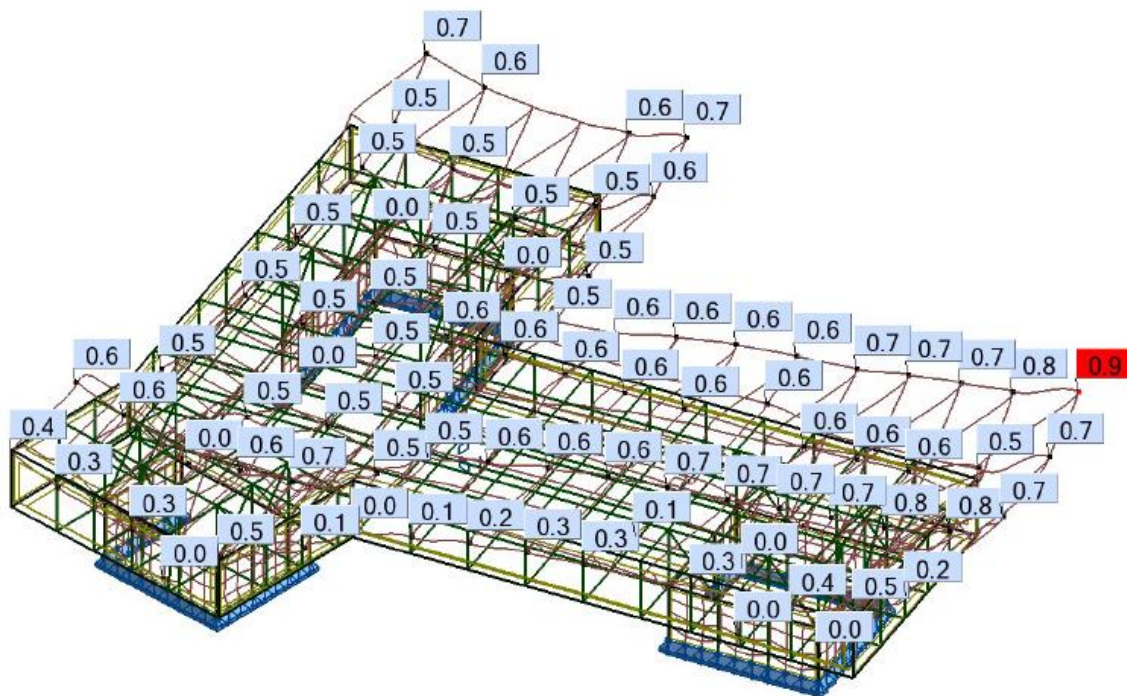


### 5.1.1 Κτίριο με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός εδώ ήταν εκείνος του σεισμού:

Έλεγχος:

$$\frac{\delta_{ορόφου}}{h_{ορόφου}} \leq 0,005 \Rightarrow \delta_{ορόφου} \leq 1,85cm$$



Σχήμα 5.1: Seismic EC 8 Direction\_X ολικές μετακινήσεις κατά x σε cm  
1<sup>η</sup> ιδιομορφή T=0,55sec

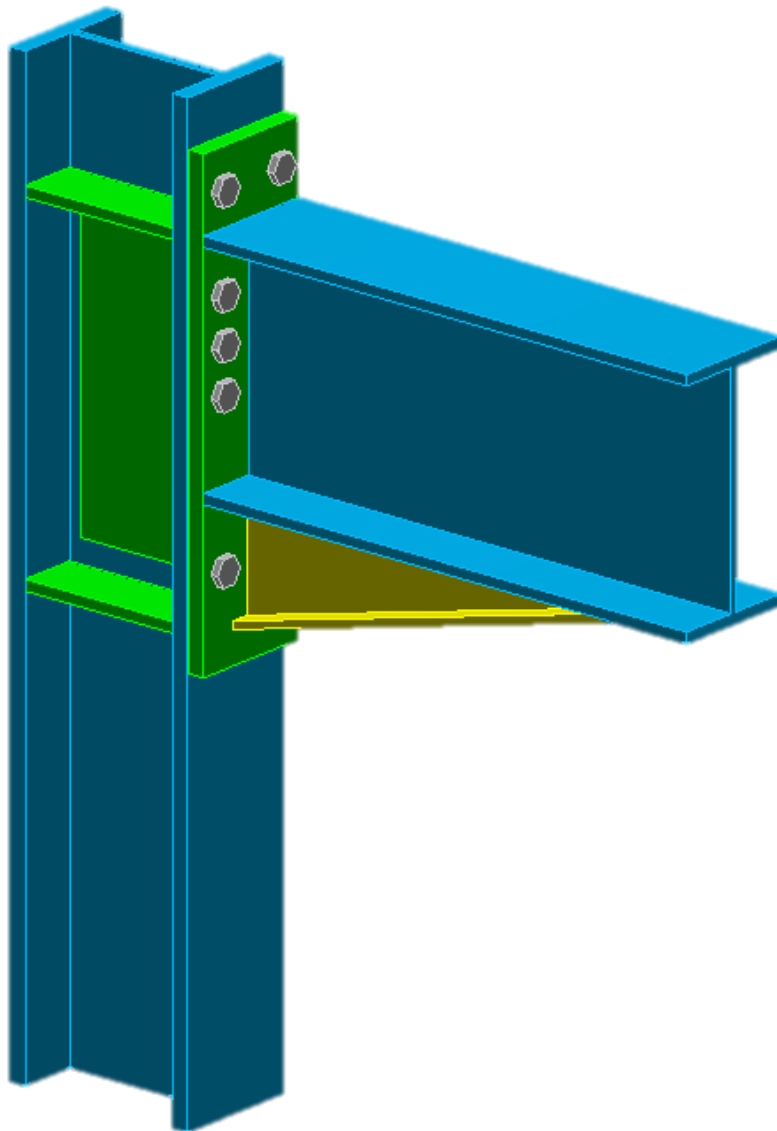
dr UX (cm)  
0.9 < 1,85cm

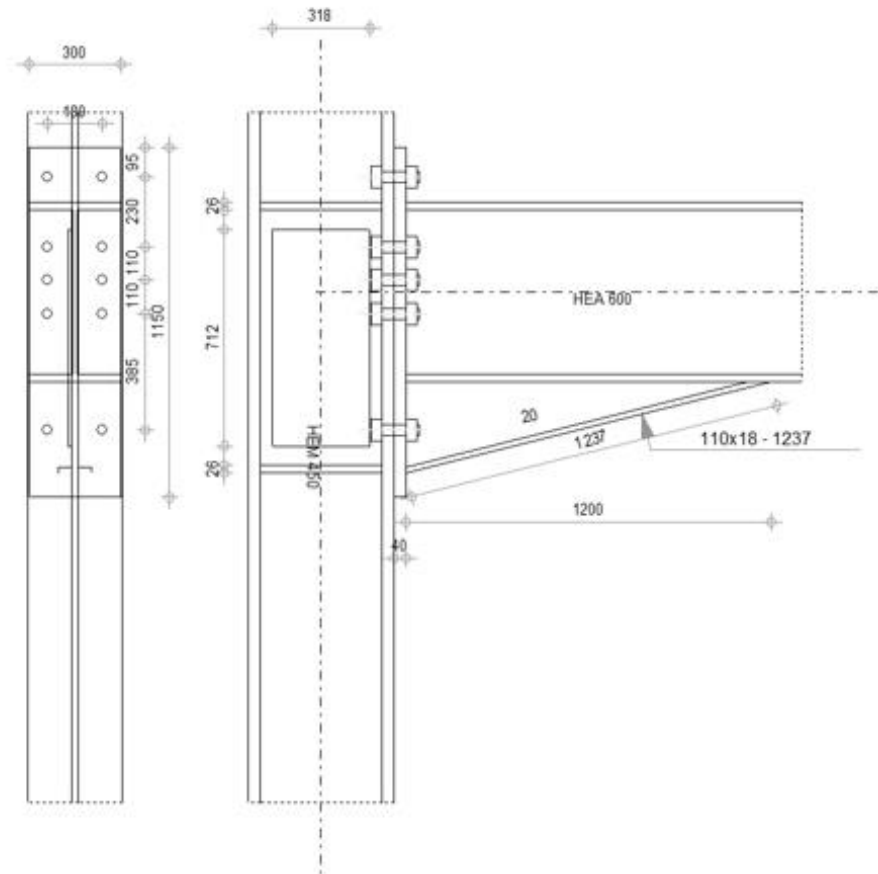
Οι έλεγχοι ικανοποιούνται και οι μετακινήσεις είναι αποδεκτές

## 6. Συνδέσεις

Οι συνδέσεις αποτελούν ένα πολύ σημαντικό κομμάτι της διαστασιολόγησης του φορέα..

### 6.1 Σύνδεση της κύριας δοκού HEA 600 με το υποστύλωμα HEM 450





## ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΣΗ no.:	2
Όνομα σύνδεσης:	Column-Beam
ΚΟΜΒΟΣ ΦΟΡΕΑ	603
ΜΕΛΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ:	1376, 83

## ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

### ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΔΙΑΤΟΜΗ:	HEM 450		
ΡΑΒΔΟΣ no.:	1376		
$\alpha =$	-90,0	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$h_c =$	478	[mm]	ΥΨΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$b_{fc} =$	307	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$t_{wc} =$	21	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$t_{fc} =$	40	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$r_c =$	27	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ:	HEM 450		
$A_c =$	335,44	[cm <sup>2</sup> ]	ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$I_{xc} =$	131484,00	[cm <sup>4</sup> ]	ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
ΥΛΙΚΟ	S355		
$f_{yc} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ

## ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ:	HEA 600		
ΡΑΒΔΟΣ no.:	83		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$h_b =$	590	[mm]	ΥΨΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$b_f =$	300	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{wb} =$	13	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{fb} =$	25	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$r_b =$	27	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$r_b =$	27	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$A_b =$	226,46	[cm <sup>2</sup> ]	ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ
$I_{xb} =$	141208,00	[cm <sup>4</sup> ]	ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΥΛΙΚΟ	S355		
$f_{yb} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ

## ΚΟΧΛΙΕΣ

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

$d =$	36	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
ΠΟΙΟΤΗΤΑ	10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{tRd} =$	588,24	[kN]	Εφελκυστική αντοχή κοχλία
$n_h =$	2		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
$n_v =$	5		ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
$h_1 =$	95	[mm]	Απόσταση μεταξύ πρώτου κοχλία και άνω άκρου λεπίδας σύνδεσης
ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ $e_i =$	180	[mm]	
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ $p_i$	230;110;110;385	[mm]	

## ΠΛΑΚΑ

$h_p =$	1150	[mm]	ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$b_p =$	300	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$t_p =$	40	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
ΥΛΙΚΟ	S355		
$f_{yp} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ

## ΚΑΤΩ ΕΝΙΣΧΥΣΗ

$w_d =$	110	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$t_{fd} =$	18	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ
$h_d =$	300	[mm]	ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$t_{wd} =$	20	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ
$l_d =$	1200	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$\alpha =$	14,0	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
ΥΛΙΚΟ	S355		
$f_{ybu} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ

## ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

### ΑΝΩ

$h_{su} =$	398	[mm]	ΥΨΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ
$b_{su} =$	143	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΝΕΥΡΩΣΗΣ
$t_{hu} =$	26	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

ΥΛΙΚΟ S355

$f_{ysu} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ
-------------	--------	-------	--------

### ΚΑΤΩ

$h_{sd} =$	398	[mm]	ΥΨΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ
$b_{sd} =$	143	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΝΕΥΡΩΣΗΣ
$t_{hd} =$	26	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

ΥΛΙΚΟ S355

$f_{ysu} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ
-------------	--------	-------	--------

## ΠΛΑΚΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Τυρ: ΜΟΝΟΠΛΕΥΡΟ

$h_a =$	712	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$w_a =$	318	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
$t_a =$	10	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ

ΥΛΙΚΟ S355

$f_{ya} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ
------------	--------	-------	--------

## Συγκολλήσεις εξωραφής

$a_w =$	10	[mm]	ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ ΚΟΡΜΟΥ
$a_f =$	18	[mm]	ΚΟΛΛΗΣΗ ΠΕΛΜΑΤΟΣ
$a_s =$	10	[mm]	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ
$a_{fd} =$	5	[mm]	ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ
$a_{p1} =$	1	[mm]	ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ
$a_{p2} =$	1	[mm]	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ

## ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

$\gamma_{M0} =$	1,00	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,25	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]

## ΦΟΡΤΙΑ

### ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

ΠΕΡΙΠΤΩΣ 36:  $U_{LS}/3=1*1.35 + 2*1.50 + 32*0.90 + 3*0.75$

H:  $1*1.35+2*1.50+32*0.90+3*0.75$

$M_{b1,Ed} =$	1767,32	[kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$V_{b1,Ed} =$	434,77	[kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$N_{b1,Ed} =$	-0,04	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$M_{c1,Ed} =$	-388,78	[kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ
$V_{c1,Ed} =$	-92,75	[kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ
$N_{c1,Ed} =$	-512,90	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ
$M_{c2,Ed} =$	1061,41	[kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΑΝΩΤΑΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ
$V_{c2,Ed} =$	1375,78	[kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΑΝΩΤΑΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ
$N_{c2,Ed} =$	-855,95	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΑΝΩΤΑΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ

$$M_{b1,Ed} = 1767,32 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ}$$

## ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΤΟΧΕΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

### ΘΛΙΨΗ

$$A_b = 226,46 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{ΠΕΡΙΟΧΗ} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$N_{cb,Rd} = 8039,26 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

### ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$$A_{vb} = 153,21 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$$V_{cb,Rd} = 3140,1 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ} \\ = \quad 4 \quad \text{ΔΙΑΤΜΗΣΗ} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0,14 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑ} \quad (0,14)$$

### ΚΑΜΨΗ - ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΡΟΠΗ (ΧΩΡΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ)

$$W_{plb} = 5350,66 \quad [\text{cm}^3] \quad \text{ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ modulus} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{b,pl,Rd} = 1899,48 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ (ΧΩΡΙΣ} \\ = \quad \text{ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ)} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

### ΚΑΜΨΗ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕ ΠΛΑΚΑ Η'ΣΕ ΣΥΝΔΕΔΕΜΕΝΟ ΜΕΛΟΣ

$$W_{pl} = 12498,78 \quad [\text{cm}^3] \quad \text{ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ modulus} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 4437,07 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

### ΠΕΛΜΑ-ΚΟΡΜΟΣ ΘΛΙΨΗ

$$M_{cb,Rd} = 4437,07 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ} \\ = \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 868 \quad [\text{mm}] \quad \text{ΚΕΝΤΡΟΒΑΡΙΚΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΩΝ} \\ \text{ΠΕΛΜΑΤΩΝ} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 5110,51 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΚΟΡΜΟΥ} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

### ΚΟΡΜΟΣ Η ΕΛΑΣΜΑ ΠΕΛΜΑΤΟΣ - ΘΛΙΨΗ - ΣΤΑΘΜΗ ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

#### ΦΕΡΩΝ:

$$\beta = 0,0 \quad [\text{Deg}] \quad \text{ΓΩΝΙΑ ΜΕΤΑΞΥ ΜΠΡΟΣΤΙΝΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΚΑΙ ΔΟΚΑΡΙΟΥ}$$

$$\gamma = 14,0 \quad [\text{Deg}] \quad \text{ΕΠΙΚΛΙΣΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΕΛΑΣΜΑΤΟΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ}$$

$$b_{eff,c,w} = 385 \quad [\text{mm}] \quad \text{ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΓΙΑ ΘΛΙΨΗ} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$A_{vb} = 93,21 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,85 \quad \text{ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΜΕ} \\ \text{ΔΙΑΤΜΗΣΗ} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\sigma_{com,E} = 304,13 \quad [\text{MPa}] \quad \text{ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΤΑΣΗ ΣΤΟ ΚΟΡΜΟ} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$k_{wc} = 0,84 \quad \text{ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ} \\ \text{ΘΛΙΠΤΙΚΕΣ ΤΑΣΕΙΣ} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,w} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 5112,66 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

ΛΥΓΙΣΜΟΣ:

$d_{wb} = 486$  [mm] ΥΨΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 1,28$  ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΠΛΑΚΑΣ ΜΕΛΟΥΣ [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,66$  ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΛΥΓΙΣΜΟ ΜΕΛΟΥΣ [6.2.6.2.(1)]

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd2} = 3380,36$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ [6.2.6.2.(1)]

ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΣΤΡΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \cdot \gamma_{M0})$$

$F_{c,wb,Rd3} = 2396,25$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΑΓΚΥΣΤΡΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ [6.2.6.7.(1)]

ΤΕΛΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$F_{c,wb,Rd,low} = 2396,25$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ [6.2.6.2.(1)]

**ΑΝΤΟΧΕΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ**

**ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ**

$M_{b1,Ed} = 1767,32$  [kN\*m] ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ (ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ) [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 0,00$  [kN\*m] ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ (ΑΡΙΣΤΕΡΟ ΔΟΚΑΡΙ) [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = -92,75$  [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ (ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ) [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = 1375,78$  [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ (ΑΝΩΤΕΡΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ) [5.3.(3)]

$z = 851$  [mm] ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ [6.2.5]

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$V_{wp,Ed} = 2811,70$  [kN] ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΠΟΥ ΕΦΑΡΜΟΖΕΤΑΙ ΣΕ ΚΟΡΜΟ [5.3.(3)]

$A_{vs} = 119,84$  [cm<sup>2</sup>] ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vp} = 31,84$  [cm<sup>2</sup>] ΕΜΒΑΔΟ ΚΟΡΜΟΥ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟ ΜΕ ΕΛΑΣΜΑ EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vc} = 151,68$  [cm<sup>2</sup>] ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$d_s = 764$  [mm] ΚΕΝΤΡΟΒΑΡΙΚΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,fc,Rd} = 43,59$  [kN\*m] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,stu,Rd} = 18,42$  [kN\*m] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΥΨΗΛΟΤΕΡΗΣ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,sti,Rd} = 18,42$  [kN\*m] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΧΑΜΗΛΟΤΕΡΗΣ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ [6.2.6.1.(4)]

$$V_{wp,Rd} = 0.9 ( A_{vs} \cdot f_{y,wc} + A_{vp} \cdot f_{ya} ) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$V_{wp,Rd} = 2960,24$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$   $0,95 < 1,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,95)

**ΚΟΡΜΟΣ- ΕΓΚΑΡΣΙΑ ΘΛΙΨΗ - ΣΤΑΘΜΗ ΑΝΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ**

ΦΕΡΩΝ:

$t_{wc} = 32$  [m] ΕΝΕΡΓΟ ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ [6.2.6.2.(6)]

$b_{eff,c,w} = 484$  [m] ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΓΙΑ ΘΛΙΨΗ [6.2.6.2.(1)]

$A_{vc} = 151,68$  [cm<sup>2</sup>] ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

**ΦΕΡΩΝ:**

$t_{wc} =$	32	[m]	ΕΝΕΡΓΟ ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	[6.2.6.2.(6)]
$\omega =$	0,66		ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΜΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,E}$	164,37	[MPa]	ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΤΑΣΗ ΣΤΟ ΚΟΡΜΟ	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00		ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΘΛΙΠΤΙΚΕΣ ΤΑΣΕΙΣ	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	74,36	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΜΒΑΔΟ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΟΡΜΟΥ	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$				
$F_{c,wc,Rd1} =$	6199,66	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	[6.2.6.2.(1)]
<b>ΛΥΓΙΣΜΟΣ:</b>				
$d_{wc} =$	344	[mm]	ΥΨΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,50		ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΠΛΑΚΑΣ ΜΕΛΟΥΣ	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	1,00		ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΛΥΓΙΣΜΟ ΜΕΛΟΥΣ	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	3,75		ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1,00		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$				
$F_{c,wc,Rd2} =$	6199,66	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	[6.2.6.2.(1)]

**ΤΕΛΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ:**

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$F_{c,wc,Rd} =$	6199,66	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	[6.2.6.2.(1)]
-----------------	---------	------	-----------------------------	---------------

**ΚΟΡΜΟΣ- ΕΓΚΑΡΣΙΑ ΘΛΙΨΗ - ΣΤΑΘΜΗ ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ**

**ΦΕΡΩΝ:**

$t_{wc} =$	32	[m]	ΕΝΕΡΓΟ ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,w}$	491	[m]	ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΓΙΑ ΘΛΙΨΗ	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	151,68	[cm <sup>2</sup> ]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,65		ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΜΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,E}$	164,37	[MPa]	ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΤΑΣΗ ΣΤΟ ΚΟΡΜΟ	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00		ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΘΛΙΠΤΙΚΕΣ ΤΑΣΕΙΣ	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	74,36	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΜΒΑΔΟ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΟΡΜΟΥ	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$				
$F_{c,wc,Rd1} =$	6219,88	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	[6.2.6.2.(1)]
<b>ΛΥΓΙΣΜΟΣ:</b>				
$d_{wc} =$	344	[mm]	ΥΨΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,50		ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΠΛΑΚΑΣ ΜΕΛΟΥΣ	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	1,00		ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΛΥΓΙΣΜΟ ΜΕΛΟΥΣ	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	3,75		ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1,00		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$				



$$F_{c,wc,Rd2} = 6219,88 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

ΤΕΛΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 6219,88 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

## ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

### ΕΝΕΡΓΑ ΜΗΚΗ ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ-ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΠΕΛΜΑΤΟΣ

N r	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,c</sub> p	l <sub>eff,n</sub> c	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp</sub> g	l <sub>eff,nc</sub> g	l <sub>eff,1</sub> g	l <sub>eff,2</sub> g
1	5	-	6	-	19	364	338	33	33	377	280	280	280
2	5	-	6	-	11	364	320	32	32	292	219	219	219
3	5	-	6	-	11	364	311	31	31	220	110	110	110
4	5	-	6	-	24	364	311	31	31	495	248	248	248
5	5	-	6	-	38	364	320	32	32	567	357	357	357

### ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΚΑΙ ΕΝΕΡΓΑ ΜΗΚΗ-ΜΠΡΟΣΤΙΝΟ ΕΛΑΣΜΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

N r	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,c</sub> p	l <sub>eff,n</sub> c	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp</sub> g	l <sub>eff,nc</sub> g	l <sub>eff,1</sub> g	l <sub>eff,2</sub> g
1	7	6	6	9	19	323	150	15	15	-	-	-	-
2	7	-	6	-	11	454	375	37	37	337	248	248	248
3	7	-	6	-	11	454	364	36	36	220	110	110	110
4	7	-	6	-	24	454	364	36	36	495	248	248	248
5	7	-	6	-	38	454	364	36	36	612	374	374	374

m – ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΟΝ ΚΟΡΜΟ

m<sub>x</sub> – ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΟ ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

e – ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΚΡΑΙΑ ΑΚΜΗ

e<sub>x</sub> – ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΕΞΩ ΑΚΜΗ

p – ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΚΟΧΛΙΩΝ

l<sub>eff,cp</sub> – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗΝ ΚΥΚΛΙΚΗ ΜΟΡΦΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

l<sub>eff,nc</sub> – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗΝ ΜΗ ΚΥΚΛΙΚΗ ΜΟΡΦΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

l<sub>eff,1</sub> – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ mode 1

l<sub>eff,2</sub> – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ mode 2

l<sub>eff,cp,g</sub> – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΟΜΑΔΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΚΥΚΛΙΚΗ ΜΟΡΦΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

l<sub>eff,nc,g</sub> – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΟΜΑΔΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΜΗ ΚΥΚΛΙΚΗ ΜΟΡΦΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

l<sub>eff,1,g</sub> – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΟΜΑΔΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΓΙΑ mode 1

l<sub>eff,2,g</sub> – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΟΜΑΔΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΓΙΑ mode 2

## ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

$$N_{j,Rd} = \text{Min} ( N_{cb,Rd} / 2, F_{c,wb,Rd,low}, 2 F_{c,wc,Rd,low}, 2 F_{c,wc,Rd,upp} )$$

$$N_{j,Rd} = 4792,50 \quad [\text{kN}] \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$$

$$0,00 < 1,00$$

ΕΠΙΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

(0,00)

## ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

$$F_{t,Rd} = 588,24 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ} \quad \text{[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]}$$

$$B_{p,Rd} = 1596,03 \text{ [kN]} \quad \text{Διατρητική διατμητική αντοχή κοχλία} \quad \text{[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]}$$

$$F_{t,fc,Rd} \quad \text{– ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ}$$

$$F_{t,wc,Rd} \quad \text{– ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ}$$

$$F_{t,ep,Rd} \quad \text{– ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΜΕΤΩΠΙΚΗΣ ΠΛΑΚΑΣ}$$

$$F_{t,wb,Rd} \quad \text{– ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ}$$

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd}) \quad \text{[6.2.6.4] , [Tab.6.2]}$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad \text{[6.2.6.3.(1)]}$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd}) \quad \text{[6.2.6.5] , [Tab.6.2]}$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad \text{[6.2.6.8.(1)]}$$

### ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ Νο. 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t1,Rd,comp}$	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	946,53	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,fc,Rd(1)} = 1176,48$	1176,48	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wc,Rd(1)} = 3114,61$	3114,61	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$F_{t,ep,Rd(1)} = 946,53$	946,53	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$B_{p,Rd} = 3192,06$	3192,06	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$V_{wp,Rd}/\beta = 2960,24$	2960,24	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$F_{c,wc,Rd} = 6199,66$	6199,66	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ
$F_{c,fb,Rd} = 5110,51$	5110,51	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{c,wb,Rd} = 2396,25$	2396,25	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ

### ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ Νο. 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t2,Rd,comp}$	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	1176,48	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,fc,Rd(2)} = 1176,48$	1176,48	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wc,Rd(2)} = 2977,80$	2977,80	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$F_{t,ep,Rd(2)} = 1176,48$	1176,48	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(2)} = 1730,72$	1730,72	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 3192,06$	3192,06	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 2960,24 - 946,53$	2013,71	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 6199,66 - 946,53$	5253,14	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 5110,51 - 946,53$	4163,99	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 2396,25 - 946,53$	1449,72	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ

### ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ Νο. 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t3,Rd,comp}$	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	273,24	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,fc,Rd(3)} = 1176,48$	1176,4	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wc,Rd(3)} = 2913,52$	2913,5	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$F_{t,ep,Rd(3)} = 1176,48$	1176,4	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - ΤΥΠΟΣ</b>	<b>F<sub>t3,Rd,com</sub></b>	<b>ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ</b>
$F_{t,wb,Rd(3)} = 1678,68$	1678,6	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 3192,06$	3192,0	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^2 F_{ii,Rd} = 2960,24 - 2123,01$	837,23	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 6199,66 - 2123,01$	4076,6	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 5110,51 - 2123,01$	2987,5	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 2396,25 - 2123,01$	273,24	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 1990,11 - 1176,48$	813,63	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 3047,83 - 1176,48$	1871,3	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 1990,11 - 1176,48$	813,63	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 3047,83 - 1176,48$	1871,3	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 1837,49 - 1176,48$	661,01	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 1652,85 - 1176,48$	476,37	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 1837,49 - 1176,48$	661,01	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 1652,85 - 1176,48$	476,37	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

#### ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ Νο. 4

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - ΤΥΠΟΣ</b>	<b>F<sub>t4,Rd,co</sub></b>	<b>ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ</b>
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	0,00	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,fc,Rd(4)} = 1176,48$	1176,4	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wc,Rd(4)} = 2913,52$	2913,5	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$F_{t,ep,Rd(4)} = 1176,48$	1176,4	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(4)} = 1678,68$	1678,6	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 3192,06$	3192,0	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^3 F_{ii,Rd} = 2960,24 - 2396,25$	563,99	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 6199,66 - 2396,25$	3803,4	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 5110,51 - 2396,25$	2714,2	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 2396,25 - 2396,25$	0,00	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ

$F_{t,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t4,Rd,co}$ mp	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 2058,59 - 273,24$	4	1785,3 ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 3249,48 - 273,24$	4	2976,2 ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 3185,01 - 1449,72$	9	1735,2 ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 4450,33 - 1449,72$	1	3000,6 ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 3185,01 - 1449,72$	9	1735,2 ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 4450,33 - 1449,72$	1	3000,6 ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 1836,10 - 273,24$	6	1562,8 ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 1649,86 - 273,24$	2	1376,6 ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 2903,25 - 1449,72$	3	1453,5 ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 2795,06 - 1449,72$	4	1345,3 ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 2903,25 - 1449,72$	3	1453,5 ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 2795,06 - 1449,72$	4	1345,3 ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

ΟΙ ΕΝΑΠΟΜΙΝΑΝΤΕΣ ΚΟΧΛΙΕΣ ΕΙΝΑΙ ΑΝΕΝΕΡΓΟΙ (ΔΕΝ ΜΕΤΑΦΕΡΟΥΝ ΦΟΡΤΙΑ)ΓΙΑΤΙ Η ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΕΞΑΡΤΗΜΑΤΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΕΧΕΙ ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΗΘΕΙ Η ΟΙ ΚΟΧΛΙΕΣ ΑΥΤΟΙ ΕΧΟΥΝ ΤΟΠΟΘΕΤΗΘΕΙ ΚΑΤΩ ΑΠΟ ΤΟ ΚΕΝΤΡΟ ΣΤΡΕΨΗΣ.

#### ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

N r	$h_j$	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	966	946,53	1176,4	3114,6	946,53	-	1176,4	3192,0
2	736	1176,4	1176,4	2977,8	1176,4	1730,7	1176,4	3192,0
3	626	273,24	1176,4	2913,5	1176,4	1678,6	1176,4	3192,0
4	516	-	1176,4	2913,5	1176,4	1678,6	1176,4	3192,0
5	131	-	1176,4	2977,8	1176,4	1678,6	1176,4	3192,0

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

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

$$M_{j,Rd} = 1950,62 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,91 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,91)$$

#### ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$\alpha_v =$	0,60		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{v,Rd}$	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
$\beta_{Lf} =$	0,96		ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΜΕΓΑΛΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ	[3.8]
$F_{v,Rd} =$	468,56	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
$F_{t,Rd,max} =$	588,24	[kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
$F_{b,Rd,int} =$	973,97	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΔΙΑΜΕΣΟΥ ΚΟΧΛΙΑ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
$F_{b,Rd,ext} =$	1411,20	[kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΠΙΟ ΑΠΟΜΑΚΡΥΣΜΕΝΟΥ ΚΟΧΛΙΑ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	1176,48	-0,01	946,53	857,58	857,57	449,20
2	1176,48	-0,01	1176,48	1065,92	1065,92	330,66
3	1176,48	-0,01	273,24	247,57	247,56	796,27
4	1176,48	-0,01	0,00	0,00	-0,01	937,12
5	1176,48	-0,01	0,00	0,00	-0,01	937,12

- $F_{tj,Rd,N}$  – ΑΝΤΟΧΗ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΓΙΑ ΑΠΛΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ
- $F_{tj,Ed,N}$  – ΔΥΝΑΜΗ ΛΟΓΩ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΣΕ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
- $F_{tj,Rd,M}$  – ΑΝΤΟΧΗ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΓΙΑ ΑΠΛΗ ΚΑΜΨΗ
- $F_{tj,Ed,M}$  – ΔΥΝΑΜΗ ΛΟΓΩ ΡΟΠΗΣ ΣΕ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
- $F_{tj,Ed}$  – ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΣΕ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
- $F_{vj,Rd}$  – ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (\eta_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 \eta_h F_{t,Rd,max})), \eta_h F_{v,Rd}, \eta_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = \eta_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$$

$V_{j,Rd} = 3450,38$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$   $0,13 < 1,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,13)

## ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

$A_w =$	370,57	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΜΒΑΔΟ ΟΛΩΝ ΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ	[4.5.3.2 (2)]
$A_{wy} =$	217,08	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΜΒΑΔΟ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ	[4.5.3.2 (2)]
$A_{wz} =$	153,49	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΜΒΑΔΟ ΚΑΘΕΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ	[4.5.3.2 (2)]
$I_{wy} =$	346517,36	[cm <sup>4</sup> ]	ΡΟΠΗ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ ΜΕ ΣΕΒΑΣΜΟ ΤΟΥ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΑΞΟΝΑ	[4.5.3.2 (5)]
$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} =$	177,49	[M Pa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ	[4.5.3.2 (6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	167,55	[M Pa]	ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΑΘΕΤΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ	[4.5.3.2 (5)]
$\tau_{  } =$	28,33	[M Pa]	ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.2 (5)]
$\beta_w =$	0,90		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ	[4.5.3.2 (7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	354,98 < 435,56	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,82)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	338,68 < 435,56	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,78)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	177,49 < 352,80	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,50)

## ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

$t_{wash} =$	8	[mm]	Washer ΠΑΧΟΣ	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	26	[mm]	ΥΨΟΣ ΚΕΦΑΛΗΣ ΚΟΧΛΙΑ	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	36	[mm]	ΥΨΟΣ ΠΕΡΙΚΟΧΛΙΟΥ ΚΟΧΛΙΑ	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	127	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	10	[mm]	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ	[6.3.2.(1)]

## ΑΚΑΜΨΙΑ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

Nr	h <sub>j</sub>	k <sub>3</sub>	k <sub>4</sub>	k <sub>5</sub>	k <sub>eff,j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub> <sup>2</sup>
					ΣΥΝΟΛΟ	110,35	8061,01
1	966	10	83	32	4	40,75	3934,89
2	736	8	65	38	4	28,03	2062,50
3	626	4	33	17	2	14,44	903,62
4	516	9	73	38	4	20,92	1078,77
5	131	12	95	56	5	6,21	81,23

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 730 \quad [mm] \quad \text{ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΔΥΝΑΜΗ ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑ} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = \frac{1}{5} \quad [mm] \quad \text{ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΜΙΑΣ ΔΙΕΥΘΕΤΗΣΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = \frac{151,68}{m^2} \quad [c] \quad \text{ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ} \quad \text{EN1993-1-1: [6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 730 \quad [m] \quad \text{ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = \frac{8}{m} \quad [m] \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΥΠΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗ} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_j (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 580808,58 \quad [kN*m] \quad \text{ΑΡΧΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 2,29 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΜΙΑΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 253690,70 \quad [kN*m] \quad \text{ΤΕΛΙΚΗ ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΡΕΨΗΣ} \quad [6.3.1.(4)]$$

## ΚΑΤΗΓΟΡΟΠΟΙΗΣΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΛΟΓΩ ΑΚΑΜΨΙΑΣ.

$$S_{j,rig} = 1186147,20 \quad [kN*m] \quad \text{ΑΚΑΜΨΙΑ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 74134,20 \quad [kN*m] \quad \text{ΑΚΑΜΨΙΑ ΑΡΘΡΩΜΕΝΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig} \quad \text{ΗΜΙΣΤΑΘΕΡΗ}$$

## ΠΙΟ ΑΔΥΝΑΜΟ ΤΜΗΜΑ:

ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ- ΔΙΑΤΜΗΣΗ

## ΣΧΟΛΙΑ

ΥΠΕΡΒΟΛΙΚΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΩΝ ΑΠΟ ΑΚΜΗ.

220 [mm] > 200  
[mm]

ΥΠΕΡΒΟΛΙΚΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΚΟΧΛΙΩΝ.

385 [mm] > 200  
[mm]

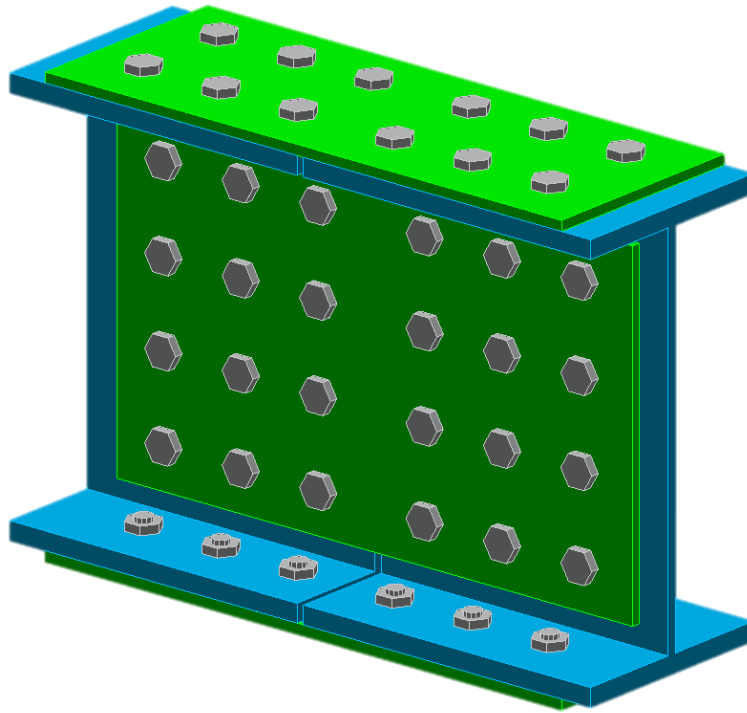
ΤΟ ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΕΛΑΣΜΑΤΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΕΙΝΑΙ ΜΙΚΡΟΤΕΡΟ ΑΠΟ ΤΟ ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ  
ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

18 [mm] < 25  
[mm]

**Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ  
ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ**

**ΛΟΓΟΣ 0,95**

## 6.2 Μερική αποκατάσταση συνέχειας HEA 600

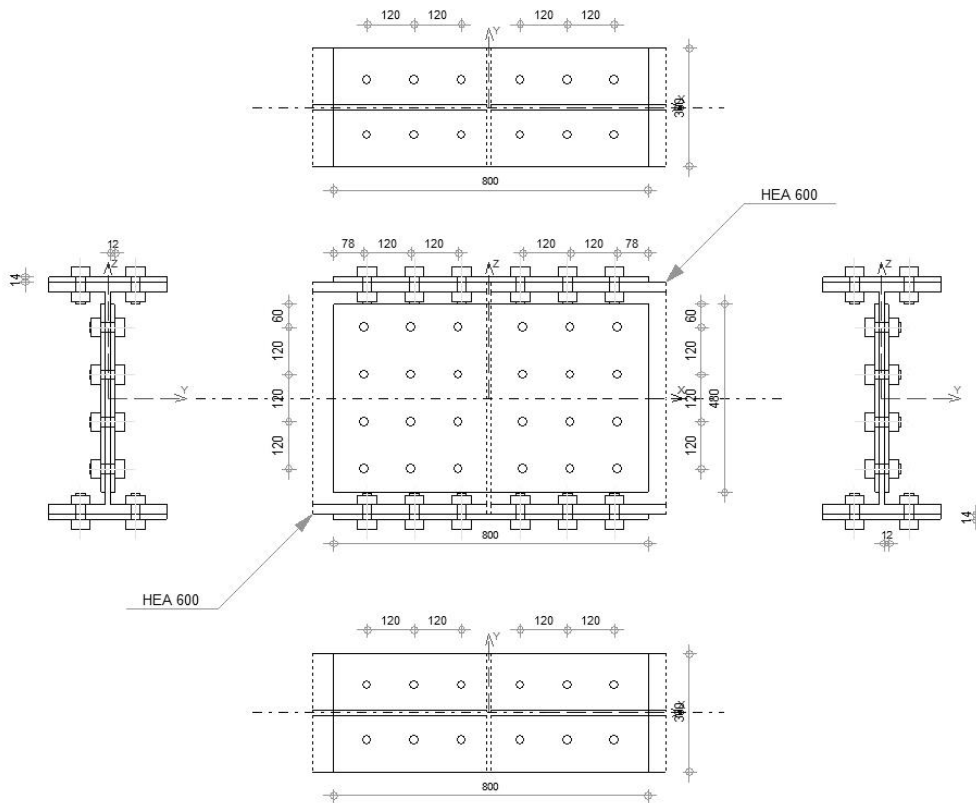


Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018  
**Calculation of the beam-to-beam splice connection**  
EN 1993-1-8:2005/AC:2009

OK

ΛΟΓΟΣ  
0,97





## ΓΕΝΙΚΟ

ΣΥΝΔΕΣΗ no.: 4  
 Όνομα σύνδεσης: Beam-Beam  
 ΚΟΜΒΟΣ ΦΟΡΕΑ 11  
 ΜΕΛΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ: 83, 274

### Right beam

ΔΙΑΤΟΜΗ: HEA 600

$h_{b1} =$	590	[mm]	ΥΨΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$b_{fb1} =$	300	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{wb1} =$	13	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{fb1} =$	25	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$r_{b1} =$	27	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$A_{b1} =$	226,46	[cm <sup>2</sup> ]	ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ
$I_{yb1} =$	141208,00	[cm <sup>4</sup> ]	ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

ΥΛΙΚΟ S355

$f_{yb1} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ
$f_{ub1} =$	490,00	[MPa]	

### Left beam

ΔΙΑΤΟΜΗ: HEA 600

$h_{b2} =$	590	[mm]	ΥΨΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$b_{fb2} =$	300	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{wb2} =$	13	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$t_{fb2} =$	25	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$r_{b2} =$	27	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
$A_{b2} =$	226,46	[cm <sup>2</sup> ]	ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ
$I_{yb2} =$	141208,00	[cm <sup>4</sup> ]	ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ
ΥΛΙΚΟ	S355		
$f_{yb2} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ
$f_{ub2} =$	490,00	[MPa]	

### Πλάκες σύνδεσης - επέκτασης

ΤΥΠΟΣ:	ΔΙΠΛΕΥΡΟ		
$l_{pw} =$	800	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΕΛΑΣΜΑΤΟΣ
$h_{pw} =$	480	[mm]	ΥΨΟΣ ΠΛΑΚΑΣ
$t_{pw} =$	12	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΛΑΚΑΣ
ΥΛΙΚΟ	S355		
$f_{ypw} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{urpw} =$	490,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

### Upper external plate

$l_{pe} =$	800	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΕΛΑΣΜΑΤΟΣ
$h_{pe} =$	300	[mm]	ΥΨΟΣ ΠΛΑΚΑΣ
$t_{pe} =$	14	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΛΑΚΑΣ
ΥΛΙΚΟ	S355		
$f_{ype} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{upe} =$	490,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

### Lower external plate

$l_{pe} =$	800	[mm]	ΜΗΚΟΣ ΕΛΑΣΜΑΤΟΣ
$h_{pe} =$	300	[mm]	ΥΨΟΣ ΠΛΑΚΑΣ
$t_{pe} =$	14	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΛΑΚΑΣ
ΥΛΙΚΟ	S355		
$f_{ype} =$	355,00	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ
$f_{upe} =$	490,00	[MPa]	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ

### ΔΕΞΙΑ ΠΛΕΥΡΑ

*Κοχλίες που συνδέουν μια πλάκα σύνδεσης με τον κορμό της δοκού*

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

Connection category A

ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
$d =$	24	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
$d_0 =$	26	[mm]	Διάμετρος σπής κοχλίας
$A_s =$	3,53	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
$A_v =$	4,52	[cm <sup>2</sup> ]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$f_{yb} =$	900,00	[MPa]	Yield strength of bolt
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa]	Εφελκυστική αντοχή κοχλίας
$n_h =$	3		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
$n_v =$	4		ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
$e_1 =$	60	[mm]	ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ

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

$p_2 =$	120	[mm]	ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ
$p_1 =$	120	[mm]	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

### *Κοχλίες που συνδέουν μια πλάκα φλάντζας με την άνω φλάντζα της δοκού*

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

Connection category A

ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
$d =$	24	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
$d_0 =$	26	[mm]	Διάμετρος σπής κοχλία
$A_s =$	3,53	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
$A_v =$	4,52	[cm <sup>2</sup> ]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$f_{yb} =$	900,00	[MPa]	Yield strength of bolt
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa]	Εφελκυστική αντοχή κοχλία
$n_h =$	1		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
$n_v =$	3		ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
$e_1 =$	70	[mm]	ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ
$p_1 =$	120	[mm]	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

### *Κοχλίες που συνδέουν μια πλάκα φλάντζας με την κάτω φλάντζα της δοκού*

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

Connection category A

ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
$d =$	24	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
$d_0 =$	26	[mm]	Διάμετρος σπής κοχλία
$A_s =$	3,53	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
$A_v =$	4,52	[cm <sup>2</sup> ]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$f_{yb} =$	900,00	[MPa]	Yield strength of bolt
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa]	Εφελκυστική αντοχή κοχλία
$n_h =$	1		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
$n_v =$	3		ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
$e_1 =$	70	[mm]	ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ
$p_1 =$	120	[mm]	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

## **ΑΡΙΣΤΕΡΗ ΠΛΕΥΡΑ**

### *Κοχλίες που συνδέουν μια πλάκα σύνδεσης με τον κορμό της δοκού*

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

Connection category A

ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
$d =$	24	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
$d_0 =$	26	[mm]	Διάμετρος σπής κοχλία
$A_s =$	3,53	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
$A_v =$	4,52	[cm <sup>2</sup> ]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$f_{yb} =$	900,00	[MPa]	Yield strength of bolt
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa]	Εφελκυστική αντοχή κοχλία
$n_h =$	3		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
$n_v =$	4		ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
$e_1 =$	60	[mm]	ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ
$p_2 =$	120	[mm]	ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

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

$p_1 = 120$  [mm] ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

### *Κοχλίες που συνδέουν μια πλάκα φλάντζας με την άνω φλάντζα της δοκού*

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

Connection category A

ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
d =	24	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
d <sub>0</sub> =	26	[mm]	Διάμετρος οπής κοχλία
A <sub>s</sub> =	3,53	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
A <sub>v</sub> =	4,52	[cm <sup>2</sup> ]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
f <sub>yb</sub> =	900,00	[MPa]	Yield strength of bolt
f <sub>ub</sub> =	1000,00	[MPa]	Εφελκυστική αντοχή κοχλία
n <sub>h</sub> =	1		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
n <sub>v</sub> =	3		ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
e <sub>1</sub> =	70	[mm]	ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ
p <sub>1</sub> =	120	[mm]	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

### *Κοχλίες που συνδέουν μια πλάκα φλάντζας με την κάτω φλάντζα της δοκού*

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

Connection category A

ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	10.9		ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
d =	24	[mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
d <sub>0</sub> =	26	[mm]	Διάμετρος οπής κοχλία
A <sub>s</sub> =	3,53	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
A <sub>v</sub> =	4,52	[cm <sup>2</sup> ]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
f <sub>yb</sub> =	900,00	[MPa]	Yield strength of bolt
f <sub>ub</sub> =	1000,00	[MPa]	Εφελκυστική αντοχή κοχλία
n <sub>h</sub> =	1		ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
n <sub>v</sub> =	3		ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ
e <sub>1</sub> =	70	[mm]	ΣΤΑΘΜΗ ΠΡΩΤΟΥ ΚΟΧΛΙΑ
p <sub>1</sub> =	120	[mm]	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ

## ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

$\gamma_{M0} =$	1,00	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]

## ΦΟΡΤΙΑ

ΠΕΡΙΠΤΩΣ	36:	ULS/3=1*1.35	+	2*1.50	+	32*0.90	+	3*0.75
H:		1*1.35+2*1.50+32*0.90+3*0.75						

## ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

N <sub>Ed1</sub> =	-0,04	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
V <sub>z,Ed1</sub> =	-397,13	[kN]	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
M <sub>y,Ed1</sub> =	925,28	[kN*m]	ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ
N <sub>Ed2</sub> =	0,00	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
V <sub>z,Ed2</sub> =	397,13	[kN]	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
M <sub>y,Ed2</sub> =	925,28	[kN*m]	ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

## ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

## ΔΕΞΙΑ ΠΛΕΥΡΑ


### ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

ΠΛΑΚΑ	A <sub>i</sub> [cm <sup>2</sup> ]	ΙΣΟΔΥΝΑΜΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ N <sub>i</sub> [kN]	ΙΣΟΔΥΝΑΜΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ N <sub>i</sub> (M <sub>y,Ed</sub> ) [kN]	Resultant force N <sub>Ed,i</sub> [kN]
	A <sub>pw</sub> = 115,20	-0,02	-	N <sub>Ed,pw</sub> = -0,02
	A <sub>pfue</sub> = 42,00	-0,01	1188,77	N <sub>Ed,pfue</sub> = 1188,76
	A <sub>pfle</sub> = 42,00	-0,01	-1188,77	N <sub>Ed,pfle</sub> = -1188,78




$$N_i = (N_{Ed} * A_i) / (2 * A_{wp} + A_{pfue} + A_{pfle})$$

$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$$

### ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ Z

ΠΛΑΚΑ	A <sub>i</sub> [cm <sup>2</sup> ]	V <sub>zEd,i</sub> [kN]
	A <sub>z,pw</sub> = 115,20	V <sub>z,Ed,pw</sub> = -397,13

### ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ Y

ΠΛΑΚΑ	I <sub>y,i</sub> [cm <sup>4</sup> ]	ΙΣΟΔΥΝΑΜΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ M <sub>y,i</sub> [kN*m]	Resultant force M <sub>y,Ed,i</sub> [kN*m]
	I <sub>y,pw</sub> = 22118,40	207,26	M <sub>y,Ed,pw</sub> = 207,26
	I <sub>y,pfue</sub> = 38312,54	359,01	-
	I <sub>y,pfle</sub> = 38312,54	359,01	-

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (2 * I_{pw} + I_{pfue} + I_{pfle})$$

### Κοχλίες που συνδέουν μια πλάκα σύνδεσης με τον κορμό της δοκού

#### ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$$F_{v,Rd} = \frac{434,2}{9} \text{ [kN]} \quad \text{Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt} \quad F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$$

#### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗ ΔΟΚΟ

Διεύθυνση x

$$k_{1x} = \frac{2,5}{0} F_{b,Rd} \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$\alpha_{bx} = \frac{0,9}{9} F_{b,Rd} \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,99 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$F_{b,Rd1x} = 303,80 \text{ [kN]} \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Διεύθυνση z

$$k_{1z} = \frac{2,5}{0} F_{b,Rd} \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ} \quad k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$\alpha_{bz} = \frac{1,0}{0} F_{b,Rd} \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$F_{b,Rd1z} = 305,76 \text{ [kN]} \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

#### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΣΥΝΔΕΣΕΩΣ

Διεύθυνση x			
$k_{1x}$	2,5	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
=	$0 F_{b,Rd}$		
$k_{1x} > 0.0$	2,50	> 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bx}$	0,9	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
=	$9 F_{b,Rd}$		
$\alpha_{bx} > 0.0$	0,99	> 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rd2x} =$	560,86	[kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$
Διεύθυνση z			
$k_{1z}$	2,5	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
=	$0 F_{b,Rd}$		
$k_{1z} > 0.0$	2,50	> 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bz}$	0,7	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
=	$7 F_{b,Rd}$		
$\alpha_{bz} > 0.0$	0,77	> 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rd2z} =$	434,22	[kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

## ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

### ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e_0$	203	[m	Shear force eccentricity relative to the center of gravity of a bolt group	$e_0 = e_{2b} + 0.5 \cdot (s_1 + (c - 1) \cdot p_2)$
=		m]		
$M_y$	126	[kN	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	$M_y = M_{y,Ed,pw} + V_{z,Ed,pw} \cdot e_0$
=	,84	*m]		
$F_x$	0,0	[kN	Component force in a bolt due to influence of the longitudinal force on the x direction	$F_{x,N} =  N_{Ed,pw}  / n_b$
N =	0	]		
$F_z$	33,	[kN	Component force in a bolt due to influence of the shear force Vz on the z direction	$F_{z,Vz} =  V_{z,Ed,pw}  / n_b$
Vz =	09	]		
$F_x$	68,	[kN	Component force in a bolt due to influence of the moment My on the x direction	$F_{x,M_y} =  M_y  \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
My =	94	]		
$F_z$	45,	[kN	Component force in a bolt due to influence of the moment My on the z direction	$F_{z,M_y} =  M_y  \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
My =	96	]		
$F_x$	68,	[kN	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,M_y}$
Ed =	94	]		
$F_z$	79,	[kN	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{z,Ed} = F_{z,Vz} + F_{z,M_y}$
Ed =	05	]		
$F_{Ed}$	104	[kN	ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
=	,89	]		
$F_R$	303	[kN	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1,x}, F_{bRd2,x})$
d,x =	,80	]		
$F_R$	305	[kN	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1,z}, F_{bRd2,z})$
d,z =	,76	]		
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	68,94	<	303,80	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,23)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	79,05	<	305,76	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,26)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	104,89	<	434,29	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,24)

Κοχλίες που συνδέουν μια πλάκα φλάντζας με την άνω φλάντζα της δοκού

### ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$$F_{v,Rd} = \frac{217,1}{5} \text{ [kN]} \quad \text{Αντοχή σε διάτμηση του βυθιζόμενου τμήματος κοχλίας} \quad F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

#### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΠΕΛΑΜΑ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ

Διεύθυνση x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$\alpha_{bx} = \frac{0,9}{0} \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), \rho_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,90 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$F_{b,Rd1x} = 527,69 \text{ [kN]} \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Διεύθυνση y

$$k_{1y} = \frac{2,5}{0} \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (\rho_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1y} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$\alpha_{by} = 1,00 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad \alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{by} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$F_{b,Rd1y} = 588,00 \text{ [kN]} \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{b,Rd1y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

#### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΣΥΝΔΕΣΕΩΣ

Διεύθυνση x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$\alpha_{bx} = \frac{1,0}{0} \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), \rho_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$F_{b,Rd2x} = 329,28 \text{ [kN]} \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Διεύθυνση y

$$k_{1y} = \frac{2,5}{0} \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (\rho_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1y} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$\alpha_{by} = 1,00 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{b,Rd} \quad \alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{by} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$F_{b,Rd2y} = 329,28 \text{ [kN]} \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

### ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

#### ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$$F_{Ed} = \frac{202,83}{1} \text{ [kN]} \quad \text{ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{Ed} = N_{Ed,ptue} / \eta_b$$

$$\beta_{Lf} = 1,00 \quad \text{ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΜΕΓΑΛΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ} \quad \beta_{Lf} = \max(0.75, \min(1; 1 - (L - 15 \cdot d) / (200 \cdot d)))$$

$$F_{Rd} = \frac{217,15}{1} \text{ [kN]} \quad \text{ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{Rd} = \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd1}; F_{b,Rd2})$$

$$|F_{Ed}| \leq \beta_{Lf} \cdot F_{Rd} \quad |202,83| < 217,15 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,93)$$

**Κοχλίες που συνδέουν μια πλάκα φλάντζας με την κάτω φλάντζα της δοκού**

#### ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$$F_{v,Rd} = \frac{217,1}{5} \text{ [kN]} \quad \text{Αντοχή σε διάτμηση του βυθιζόμενου τμήματος κοχλίας} \quad F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

#### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΠΕΛΑΜΑ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ

Διεύθυνση x		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$		$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} =$	2,50			
$k_{1x} > 0.0$		2,50 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
Διεύθυνση y		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ		$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), \rho_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx}$	0,9			
$\alpha_{bx} > 0.0$		0,90 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$F_{b,Rd1x} =$	527,69 [kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$	

### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΣΥΝΔΕΣΕΩΣ

Διεύθυνση x		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$		$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} =$	2,50			
$k_{1x} > 0.0$		2,50 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
Διεύθυνση y		ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ		$\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} =$	1,00			
$\alpha_{by} > 0.0$		1,00 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	
$F_{b,Rd1y} =$	588,00 [kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd1y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$	



### ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

#### ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{Ed} =$	202,83 [kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{Ed} = N_{Ed,ptlf} / \eta_b$
$\beta_L =$	1,0	ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΜΕΓΑΛΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ	$\beta_L = \max(0.75, \min(1, 1 - (L - 15*d)/(200*d)))$
$F_{Rd} =$	217,15 [kN]	ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{Rd} = \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd1}; F_{b,Rd2})$
$ F_{Ed}  \leq \beta_L * F_{Rd}$		$  -202,83   < 217,15$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,93)

### Έλεγχος διατομής σε απότμηση - [3.10]

#### ΔΟΚΟΣ

Nr	Model	$A_{nv}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{nt}$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_0$ [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Status
1		49,92	32,82	-397,13 (*1)	1666,53 (*)	0,24	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ AI
2		61,25	16,75	1216,97 (*2)	3823,95 (***)	0,32	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ AI



$$(*1) V_0 = V_{zEd1}$$

$$(*2) V_0 = N_{fuEd}$$

$$(*) V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$(***) V_{effRd} = 2 \cdot [f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}]$$



### Πλάκες σύνδεσης - επέκτασης

N r	Mod el	A <sub>nv</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>nt</sub> [cm <sup>2</sup> ]	V <sub>0</sub> [kN]	V <sub>eff,Rd</sub> [kN]	V <sub>0</sub> /V <sub>eff,Rd</sub>	Status
1		39,48	30,30	-198,57 (*1)	1403,06 (*)	0,14	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤ AI

$$(*1) V_0 = V_{zEd1}$$

$$(*) V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

### Upper external plate

N r	Mod el	A <sub>nv</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>nt</sub> [cm <sup>2</sup> ]	V <sub>0</sub> [kN]	V <sub>eff,Rd</sub> [kN]	V <sub>0</sub> /V <sub>eff,Rd</sub>	Status
1		36,40	25,34	1188,76 (*1)	1739,38 (**)	0,68	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤ AI
2		72,80	15,96	1188,76 (*1)	2117,74 (**)	0,56	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤ AI

$$(*1) V_0 = N_{fueEd}$$

$$(**) V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$

### Έλεγχος διατομής λόγω απομείωσης από τις οπές - [5.4]

#### ΔΟΚΟΣ

$$A_t = 113,23 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{ΕΜΒΑΔΟ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ}$$

$$A_{t,net} = 93,47 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ}$$

$$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,74 < 0,91$$

$$W = 4786,7 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ}$$

$$W_{net} = 4786,7 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ}$$

$$M_{c,Rdnet} = 1699,2 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ} \quad M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0} \quad (0,54)$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |925,28| < 1699,28 \quad \text{ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$A_v = 76,70 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ} \quad A_v = h_p \cdot t_p$$

$$A_{v,net} = 63,18 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{ΚΑΘΑΡΟ ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ} \quad A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_o \cdot t_p$$

$$V_{pl,Rd} = 1572,04 \text{ [kN]} \quad \text{Σχεδιαστική πλαστική αντοχή σε διάτμηση} \quad V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$|V_0| \leq V_{pl,Rd} \quad |-397,13| < 1572,04 \quad \text{ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,25)$$

### Πλάκες σύνδεσης - επέκτασης

$$A_t = 28,80 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{ΕΜΒΑΔΟ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ}$$

$$A_{t,net} = 22,56 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ}$$

$$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,70 < 0,91$$

$$W = 460,8 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ}$$

$$W_{net} = 435,7 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ}$$

$$M_{c,Rdnet} = 154,7 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ} \quad M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

W = 460,8  
0 [cm<sup>3</sup>] ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$	$ 63,42  < 154,70$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑ	(0,41)
$A_v = 57,60$ [cm <sup>2</sup> ]	ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	$A_v = h_p \cdot t_p$	
$A_{v,net} = 45,12$ [cm <sup>2</sup> ]	ΚΑΘΑΡΟ ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$	
$V_{pl,Rd} = 1180,57$ [kN]	Σχεδιαστική πλαστική αντοχή σε διάτμηση	$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$	
$ V_0  \leq V_{pl,Rd}$	$ -198,57  < 1180,57$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑ	(0,17)

### Upper external plate

$A = 42,00$ [cm <sup>2</sup> ]	ΕΜΒΑΔΟ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	$A = h_{pi} \cdot t_{pi}$	
$A_{net} = 34,72$ [cm <sup>2</sup> ]	Περιοχή καθαρής διατομής	$A_{net} = A - n_v \cdot d_0 \cdot t_{pi}$	
$N_{pl,Rd} = 1491,00$ [kN]	Σχεδιαστική πλαστική αντοχή μεικτής διατομής	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$	
$N_{u,Rd} = 1224,92$ [kN]	Design ultimate resistance to normal force of the net section	$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$	
$F_{Ed} = 1188,76$ [kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pfue}$	

$ F_{Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$ 1188,76  < 1224,92$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑ	(0,97)
$ F_{Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ 1188,76  < 1491,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑ	(0,80)




### Lower external plate

$A = 42,00$ [cm <sup>2</sup> ]	ΕΜΒΑΔΟ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	$A = h_{pi} \cdot t_{pi}$	
$A_{net} = 34,72$ [cm <sup>2</sup> ]	Περιοχή καθαρής διατομής	$A_{net} = A - n_v \cdot d_0 \cdot t_{pi}$	
$N_{pl,Rd} = 1491,00$ [kN]	Σχεδιαστική πλαστική αντοχή μεικτής διατομής	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$	
$N_{u,Rd} = 1224,92$ [kN]	Design ultimate resistance to normal force of the net section	$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$	
$F_{Ed} = 1188,78$ [kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pfli}$	

$ F_{Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$ -1188,78  < 1224,92$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑ	(0,97)
$ F_{Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ -1188,78  < 1491,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑ	(0,80)

## ΑΡΙΣΤΕΡΗ ΠΛΕΥΡΑ


### ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

ΠΛΑΚΑ A	A <sub>i</sub> [cm <sup>2</sup> ]	ΙΣΟΔΥΝΑΜΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ N <sub>i</sub> [kN]	ΙΣΟΔΥΝΑΜΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ N <sub>i</sub> (M <sub>y</sub> ,E <sub>d</sub> ) [kN]	Resultant force N <sub>Ed,i</sub> [kN]
	A <sub>pw</sub> = 115,20	0,00	-	N <sub>Ed,pw</sub> = 0,00
	A <sub>pfue</sub> = 42,00	0,00	1188,77	N <sub>Ed,pfue</sub> = 1188,77
	A <sub>pfle</sub> = 42,00	0,00	-1188,77	N <sub>Ed,pfle</sub> = 1188,77


$$N_i = (N_{Ed} \cdot A_i) / (2 \cdot A_{wp} + A_{pfue} + A_{pfle})$$

$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_y, E_d)$$

### ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ Z

ΠΛΑΚΑ	A <sub>i</sub> [cm <sup>2</sup> ]	V <sub>zEd,i</sub> [kN]
	A <sub>z,pw</sub> = 115,20	V <sub>z,Ed,pw</sub> = 397,13

### ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ Y

ΠΛΑΚΑ	I <sub>y,i</sub> [cm <sup>4</sup> ]	ΙΣΟΔΥΝΑΜΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ M <sub>y,i</sub> [kN*m]	Resultant force M <sub>y,Ed,i</sub> [kN*m]
	I <sub>y,pw</sub> = 22118,40	207,26	<b>M<sub>y,Ed,pw</sub>= 207,26</b>
	I <sub>y,pfue</sub> = 38312,54	359,01	-
	I <sub>y,pfle</sub> = 38312,54	359,01	-

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (2 * I_{pw} + I_{pfue} + I_{pfle})$$

### Κοχλίες που συνδέουν μια πλάκα σύνδεσης με τον κορμό της δοκού

#### ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$$F_{v,Rd} = \frac{434,2}{9} \text{ [kN]} \quad \text{Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt} \quad F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$$

#### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗ ΔΟΚΟ

Διεύθυνση x

$$k_{1x} = \frac{2,5}{0} F_{b,Rd} \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$\alpha_{bx} = \frac{0,9}{9} F_{b,Rd} \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,99 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$F_{b,Rd1x} = 303,80 \text{ [kN]} \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Διεύθυνση z

$$k_{1z} = \frac{2,5}{0} F_{b,Rd} \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ} \quad k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$\alpha_{bz} = \frac{1,0}{0} F_{b,Rd} \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$F_{b,Rd1z} = 305,76 \text{ [kN]} \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

#### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΣΥΝΔΕΣΕΩΣ

Διεύθυνση x

$$k_{1x} = \frac{2,5}{0} F_{b,Rd} \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$\alpha_{bx} = \frac{0,9}{9} F_{b,Rd} \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,99 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$F_{b,Rd2x} = 560,86 \text{ [kN]} \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Διεύθυνση z

$$k_{1z} = \frac{2,5}{0} F_{b,Rd} \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ} \quad k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>
$\alpha_{bz} = 0,7$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), \rho_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,77 > 0,00$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>

$F_{b,Rd2z} = 434,22$  [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum i / \gamma_{M2}$

### ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

#### ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e_0 = 203$ [m]	Shear force eccentricity relative to the center of gravity of a bolt group	$e_0 = e_{2b} + 0.5 * (s_1 + (c-1) * p_2)$
$M_y = 287,68$ [kN*m]	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	$M_y = M_{y,Ed,pw} + V_{z,Ed,pw} * e_0$
$F_{x,N} = 0,0$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the longitudinal force on the x direction	$F_{x,N} =  N_{Ed,pw}  / n_b$
$F_{z,V} = 33,09$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the shear force $V_z$ on the z direction	$F_{z,Vz} =  V_{z,Ed,pw}  / n_b$
$F_{x,M} = 156,35$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment $M_y$ on the x direction	$F_{x,My} =  M_y  * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{z,M} = 104,23$ [kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment $M_y$ on the z direction	$F_{z,My} =  M_y  * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 156,35$ [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,My}$
$F_{z,Ed} = 137,33$ [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{z,Ed} = F_{z,Vz} + F_{z,My}$
$F_{Ed} = 208,09$ [kN]	ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
$F_{Rd,x} = 303,80$ [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x	$F_{Rd,x} = \min(F_{bRd1,x}, F_{bRd2,x})$
$F_{Rd,z} = 305,76$ [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{Rd,z} = \min(F_{bRd1,z}, F_{bRd2,z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rd,x}$	$ 156,35  < 303,80$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b> (0,51)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rd,z}$	$ 137,33  < 305,76$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b> (0,45)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$208,09 < 434,29$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b> (0,48)

### Κοχλίες που συνδέουν μια πλάκα φλάντζας με την άνω φλάντζα της δοκού

#### ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 217,15$  [kN] Αντοχή σε διάτμηση του βυθιζόμενου τμήματος κοχλία  $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

#### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΠΕΛΜΑ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2,50$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>
$\alpha_{bx} = 0,9$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), \rho_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,90 > 0,00$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>
$F_{b,Rd1x} = 527,69$ [kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum i / \gamma_{M2}$
Διεύθυνση y		
$k_{1y} = 2,5$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>

$\alpha_{by} = 1,00$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rd1y} = 588,00$ [kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd1y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum i/\gamma_{M2}$

#### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΣΥΝΔΕΣΕΩΣ

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2,50$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$\alpha_{bx} = 1,0$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), \rho_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$F_{b,Rd2x} = 329,28$ [kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum i/\gamma_{M2}$
----------------------------	----------------------------	--

Διεύθυνση y

$k_{1y} = 2,5$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(\rho_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$\alpha_{by} = 1,00$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$F_{b,Rd2y} = 329,28$ [kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd2y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum i/\gamma_{M2}$
----------------------------	----------------------------	--

#### ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

##### ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$F_E = 202,83$ [kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{Ed} = N_{Ed,ptue}/\rho_b$
---------------------	----------------------------	-------------------------------

$\beta_L = 1,0$	ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΜΕΓΑΛΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ	$\beta_{Lf} = \max(0.75, \min(1; 1 - (L - 15*d)/(200*d)))$
-----------------	---	--

$F_{Rd} = 217,15$ [kN]	ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{Rd} = \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd1}; F_{b,Rd2})$
------------------------	-----------------------------	---

$ F_{Ed}  \leq \beta_{Lf} * F_{Rd}$	$ 202,83  < 217,15$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,93)
-------------------------------------	---------------------	---------------------

#### Κοχλίες που συνδέουν μια πλάκα φλάντζας με την κάτω φλάντζα της δοκού

##### ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 217,15$ [kN]	Αντοχή σε διάτμηση του βυθιζόμενου τμήματος κοχλίας	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m/\gamma_{M2}$
--------------------------	---	---

##### ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΠΕΛΜΑ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2,50$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$\alpha_{bx} = 0,9$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), \rho_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,90 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$F_{b,Rd1x} = 527,69$ [kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum i/\gamma_{M2}$
----------------------------	----------------------------	--

Διεύθυνση y

$k_{1y} = 2,5$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(\rho_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$\alpha_{by} = 1,00$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$F_{b,Rd1y} = 588,00$ [kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd1y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum i/\gamma_{M2}$
----------------------------	----------------------------	--

## ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗΝ ΠΛΑΚΑ ΣΥΝΔΕΣΕΩΣ

Διεύθυνση x

$k_{1x} =$	2,50	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		2,50 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{bx} =$	1,0	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), \rho_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$		1,00 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rd2x} =$	329,28	[kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum i/\gamma_{M2}$

Διεύθυνση y

$k_{1y} =$	2,5	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (\rho_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$		2,50 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$\alpha_{by} =$	1,00	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$		1,00 > 0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
$F_{b,Rd2y} =$	329,28	[kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum i/\gamma_{M2}$

## ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

### ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{Ed} =$	-	[kN] ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{Ed} = N_{Ed,plf}/n_b$
$\beta_{Lf} =$	1,00	ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΜΕΓΑΛΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ	$\beta_{Lf} = \max(0.75, \min(1, 1 - (L - 15 \cdot d)/(200 \cdot d)))$
$F_{Rd} =$	217,15	[kN] ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{Rd} = \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd1}; F_{b,Rd2})$
$ F_{Ed}  \leq \beta_{Lf} \cdot F_{Rd}$		$ -202,83  < 217,15$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,93)

## Έλεγχος διατομής σε απότμηση - [3.10]

### ΔΟΚΟΣ

Nr	Model	$A_{nv}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{nt}$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_0$ [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Status
1		49,92	32,82	397,13 (*1)	1666,53 (*)	0,24	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
2		32,82	136,25	0,00 (*2)	6013,61 (**)	0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
3		32,82	136,25	0,00 (*2)	6013,61 (**)	0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
4		65,65	36,66	0,00 (*2)	2782,63 (**)	0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
5		61,25	16,75	1216,98 (*3)	3823,95 (***)	0,32	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

(\*1)  $V_0 = V_{zEd2}$

(\*2)  $V_0 = N_{wEd}$




(\*3)  $V_0 = N_{fuEd}$

(\*)  $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv}/\gamma_{M0}$

(\*\*)  $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv}/\gamma_{M0}$

(\*\*\*)  $V_{effRd} = 2 \cdot [f_u \cdot A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv}/\gamma_{M0}]$

### Πλάκες σύνδεσης - επέκταση

N r	Model	A <sub>nv</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>nt</sub> [cm <sup>2</sup> ]	V <sub>0</sub> [kN]	V <sub>eff,Rd</sub> [kN]	V <sub>0</sub> /V <sub>eff,Rd</sub>	Status
1		39,48	30,30	198,56 (*1)	1403,06 (*)	0,14	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤ AI
2		30,30	39,48	0,00 (*2)	2168,64 (**)	0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤ AI
3		30,30	39,48	0,00 (*2)	2168,64 (**)	0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤ AI
4		60,60	33,84	0,00 (*2)	2568,58 (**)	0,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤ AI



(\*1)  $V_0 = V_{zEd2}$

(\*2)  $V_0 = N_{wEd}$

(\*)  $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

(\*\*)  $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

### Upper external plate

N r	Model	A <sub>nv</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>nt</sub> [cm <sup>2</sup> ]	V <sub>0</sub> [kN]	V <sub>eff,Rd</sub> [kN]	V <sub>0</sub> /V <sub>eff,Rd</sub>	Status
1		36,40	25,34	1188,77 (*1)	1739,38 (**)	0,68	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤ AI
2		72,80	15,96	1188,77 (*1)	2117,74 (**)	0,56	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤ AI

(\*1)  $V_0 = N_{fueEd}$

(\*\*)  $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

### Έλεγχος διατομής λόγω απομείωσης από τις οπές - [5.4]

#### ΔΟΚΟΣ

$A_t = 113,23$  [cm<sup>2</sup>] ΕΜΒΑΔΟ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

$A_{t,net} = 93,47$  [cm<sup>2</sup>] ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$   $0,74 < 0,91$

$W = 4786,7$  [cm<sup>3</sup>] ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

$W_{net} = 4786,7$  [cm<sup>3</sup>] ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

$M_{c,Rdnet} = 1699,2$  [kN·m] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ  $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$|M_0| \leq M_{c,Rdnet}$   $|925,28| < 1699,28$  ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤ AI (0,54)

$A_v = 76,70$  [cm<sup>2</sup>] ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ  $A_v = h_p \cdot t_p$

$A_{v,net} = 63,18$  [cm<sup>2</sup>] ΚΑΘΑΡΟ ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ  $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_o \cdot t_p$

$V_{pl,Rd} = 1572,04$  [kN] Σχεδιαστική πλαστική αντοχή σε διάτμηση  $V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$|V_0| \leq V_{pl,Rd}$   $|397,13| < 1572,04$  ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤ AI (0,25)

### Πλάκες σύνδεσης - επέκταση

$A_t = 28,80$  [cm<sup>2</sup>] ΕΜΒΑΔΟ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

$A_{t,net} = 22,56$  [cm<sup>2</sup>] ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$   $0,71 < 0,91$

$W = 460,80$  [cm<sup>3</sup>] ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

$W_{net} = 435,78$  [cm<sup>3</sup>] ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ

$W =$	460,80	[cm <sup>3</sup> ]	ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	
$M_{c,Rdnet} =$	154,70	[kN*m]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0  \leq M_{c,Rdnet}$			$ 143,84  < 154,70$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b> (0,93)
$A_v =$	57,60	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} =$	45,12	[cm <sup>2</sup> ]	ΚΑΘΑΡΟ ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_o * t_p$
$V_{pl,Rd} =$	1180,57	[kN]	Σχεδιαστική πλαστική αντοχή σε διάτμηση	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ V_0  \leq V_{pl,Rd}$			$ 198,56  < 1180,57$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b> (0,17)

### Upper external plate

$A =$	42,00	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΜΒΑΔΟ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	$A = h_{pi} * t_{pi}$
$A_{net} =$	34,72	[cm <sup>2</sup> ]	Περιοχή καθαρής διατομής	$A_{net} = A - n_v * d_o * t_{pi}$
$N_{pl,Rd} =$	1491,0	[kN]	Σχεδιαστική πλαστική αντοχή μεικτής διατομής	$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} =$	1224,9	[kN]	Design ultimate resistance to normal force of the net section	$N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} =$	1188,7	[kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pfue}$
$ F_{Ed}  \leq N_{u,Rd}$			$ 1188,77  < 1224,92$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b> (0,97)
$ F_{Ed}  \leq N_{pl,Rd}$			$ 1188,77  < 1491,00$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b> (0,80)

### Lower external plate

$A =$	42,00	[cm <sup>2</sup> ]	ΕΜΒΑΔΟ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	$A = h_{pi} * t_{pi}$
$A_{net} =$	34,72	[cm <sup>2</sup> ]	Περιοχή καθαρής διατομής	$A_{net} = A - n_v * d_o * t_{pi}$
$N_{pl,Rd} =$	1491,0	[kN]	Σχεδιαστική πλαστική αντοχή μεικτής διατομής	$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} =$	1224,9	[kN]	Design ultimate resistance to normal force of the net section	$N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} =$	1188,77	[kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pfli}$
$ F_{Ed}  \leq N_{u,Rd}$			$  -1188,77   < 1224,92$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b> (0,97)
$ F_{Ed}  \leq N_{pl,Rd}$			$  -1188,77   < 1491,00$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b> (0,80)

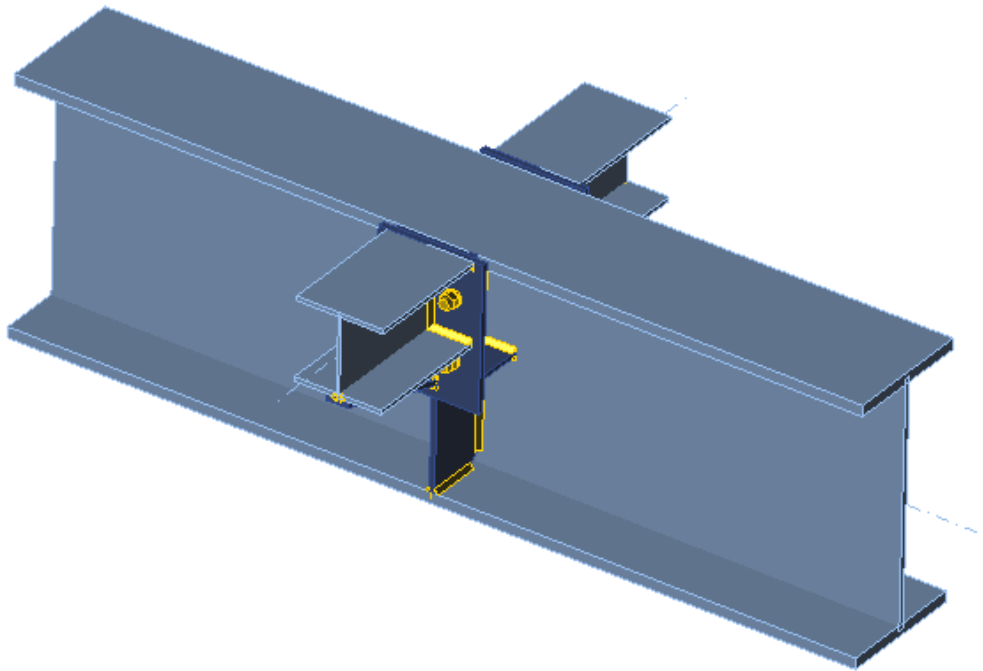
**Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ**

**ΛΟΓΟΣ 0,97**



### 6.3 Σύνδεση διαδοκίδων HEA 200 σε κύρια δοκό HEA 600

Για τη μελέτη της συγκεκριμένης σύνδεσης έγινε χρήση του προγράμματος Ideastatica καθώς ξεφεύγει από τις δυνατότητες του Robo Structural Analysis 2018

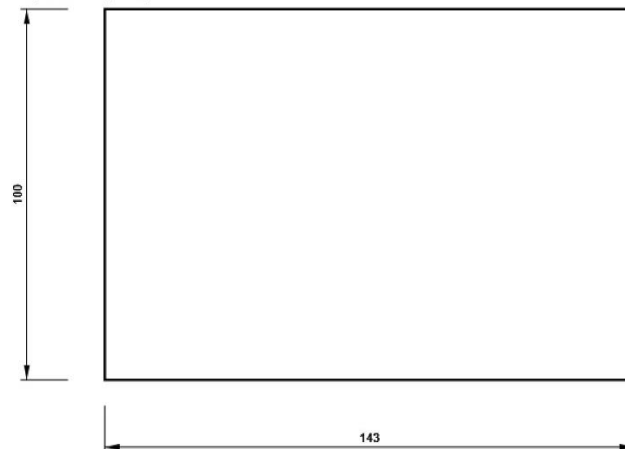


Project:  
Project no:  
Author:





RIB2

P10,0x100-143 (S 355)







Project:  
Project no:  
Author:

**Manufacturing operations**

Name	Plates [mm]	Shape	Nr.	Welds [mm]	Length [mm]	Bolts	Nr.
SEP1	P12,0x180,0-325,0 (S 355)		1	Bevel: a = 7,0 Double fillet: a = 7,0 Fillet: a = 7,0 Fillet: a = 7,0	180,0 1199,0 200,0 200,0	M22 8.8	4
	P14,0x240,0-333,0 (S 355)		1				
	P11,0x143,5-540,0 (S 355)		1				
SEP2	P12,0x180,0-325,0 (S 355)		1	Bevel: a = 7,0 Double fillet: a = 7,0 Fillet: a = 7,0 Fillet: a = 7,0	180,0 1199,0 200,0 200,0	M22 8.8	4
	P14,0x240,0-333,0 (S 355)		1				
	P12,0x143,5-540,0 (S 355)		1				
WID1	P11,0x100,0-300,0 (S 355)		1	Double fillet: a = 7,0	766,2		
	P13,0x50,0-314,1 (S 355)		1				

Project:  
Project no:  
Author:

Name	Plates [mm]	Shape	Nr.	Welds [mm]	Length [mm]	Bolts	Nr.
WID2	P10,0x100,0-300,0 (S 355)		1	Double fillet: a = 7,0	766,2		
	P13,0x50,0-314,1 (S 355)		1				
RIB1	P10,0x143,0-80,0 (S 355)		2	Double fillet: a = 7,0	303,0		
RIB2	P10,0x143,0-100,0 (S 355)		2	Double fillet: a = 7,0	343,0		

#### Welds

Type	Material	Throat thickness [mm]	Leg size [mm]	Length [mm]
Bevel	S 355	7,0	9,9	360,0
Fillet	S 355	7,0	9,9	400,0
Fillet	S 355	7,0	9,9	400,0
Double fillet	S 355	7,0	9,9	5079,5

#### Bolts

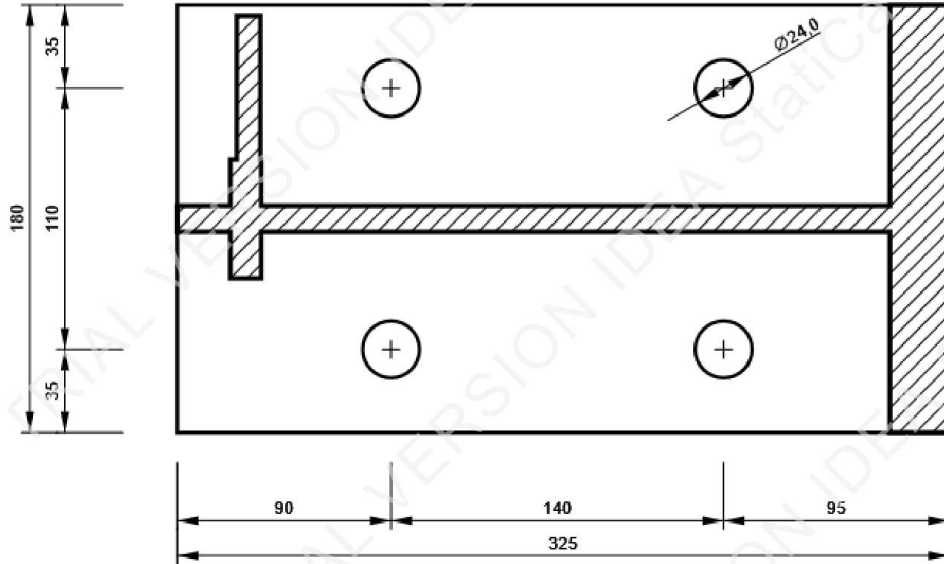
Name	Grip length [mm]	Count
M22 8.8	26	8

#### Drawing

SEP1 - 1

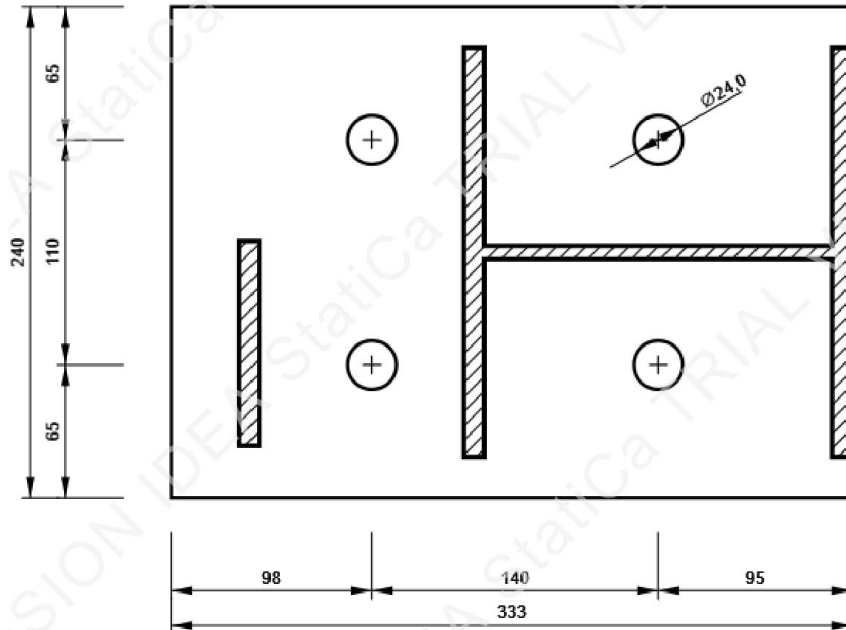
Project:  
Project no:  
Author:

P12,0x325-180 (S 355)



SEP1 - 2

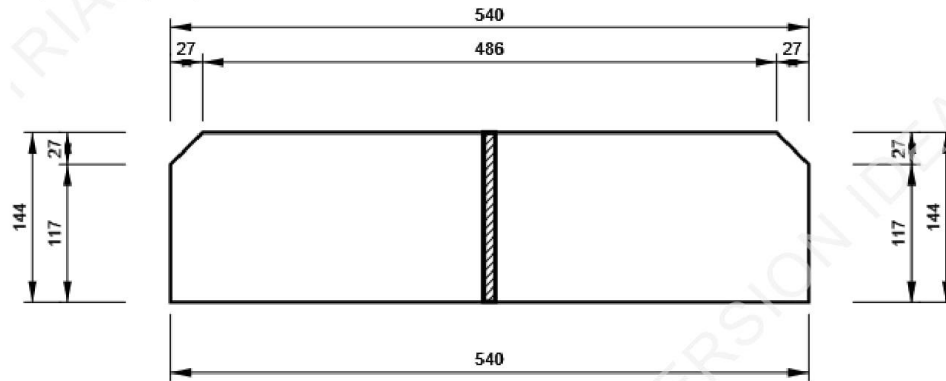
P14,0x333-240 (S 355)



Project:  
Project no:  
Author:

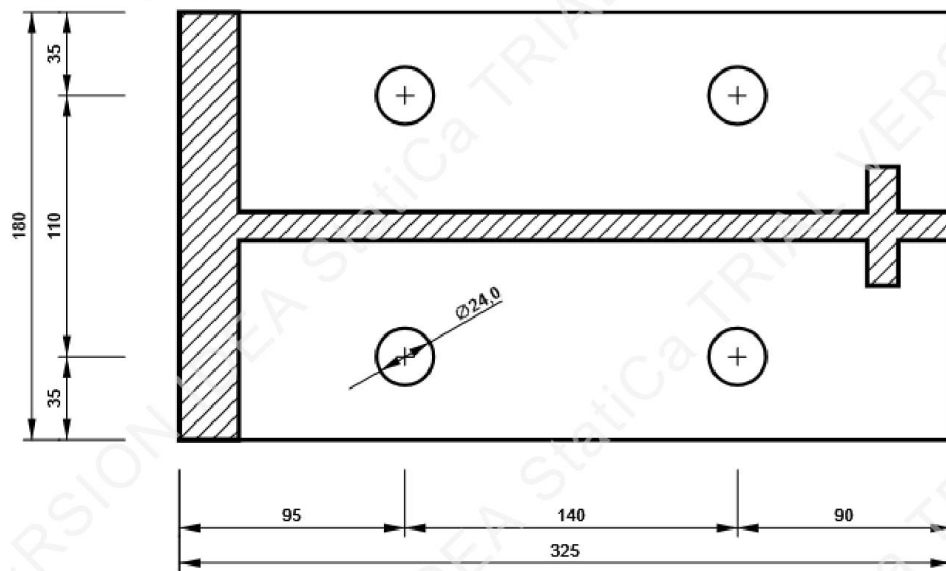
**SEP1 - 3**

P11,0x540-144 (S 355)



**SEP2 - 1**

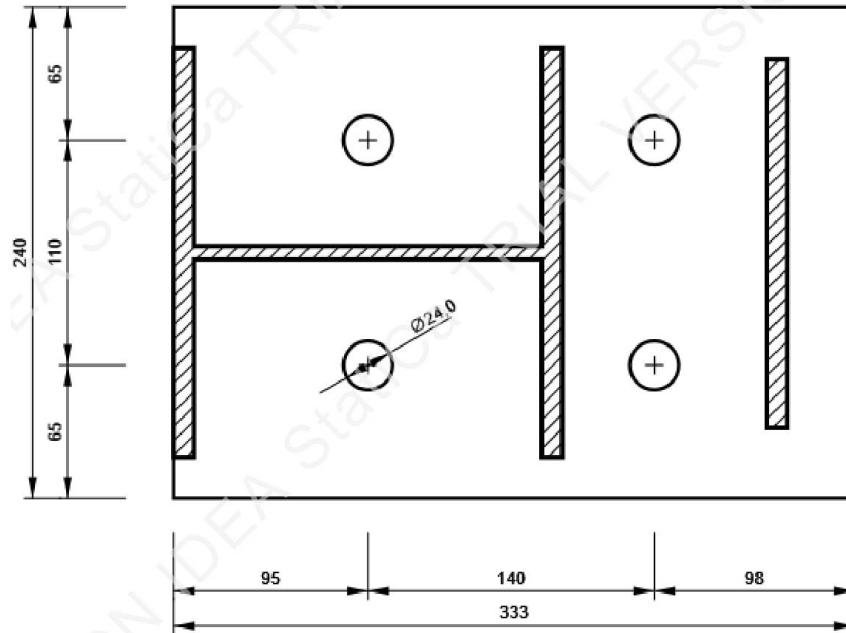
P12,0x325-180 (S 355)



Project:  
Project no:  
Author:

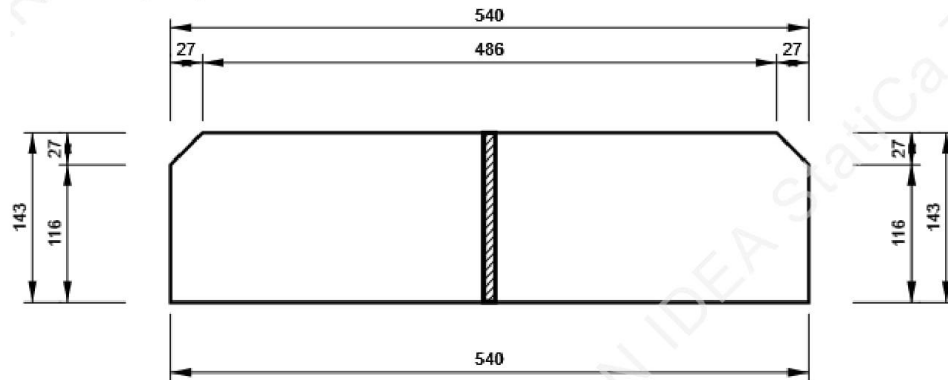
**SEP2 - 2**

P14,0x333-240 (S 355)



**SEP2 - 3**

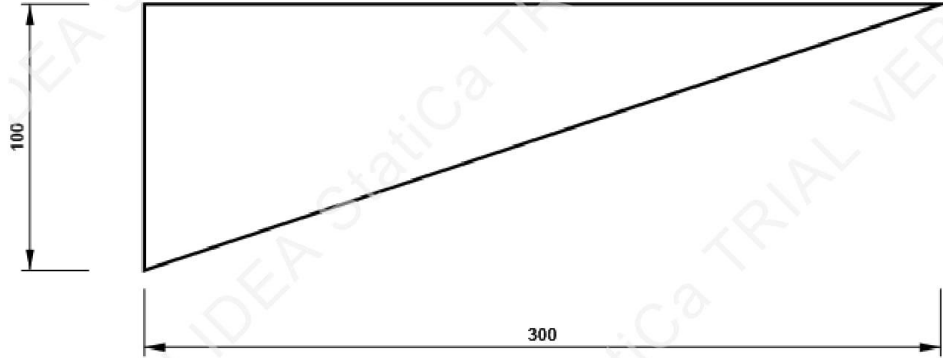
P12,0x540-143 (S 355)



Project:  
Project no:  
Author:

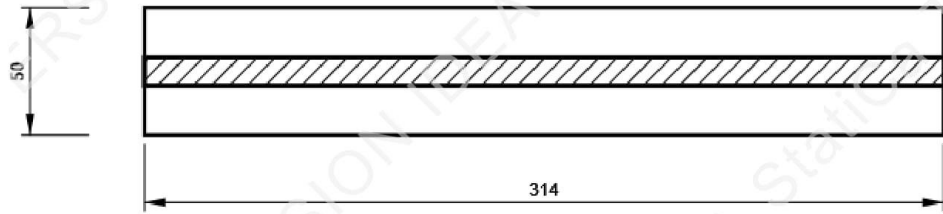
**WID1 - 1**

P11,0x300-100 (S 355)



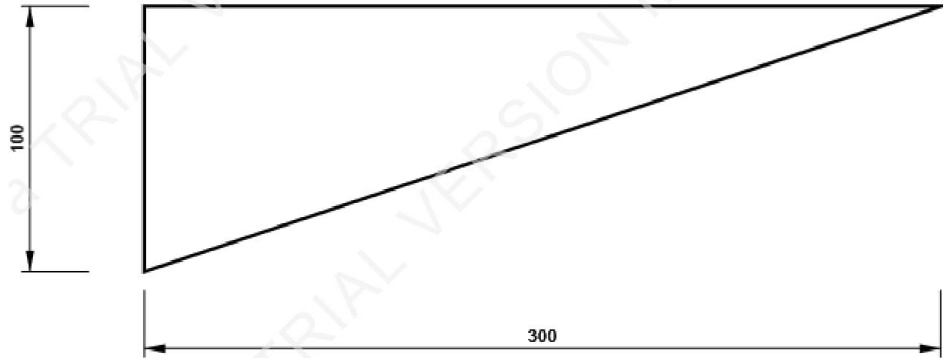
**WID1 - 2**

P13,0x314-50 (S 355)



**WID2 - 1**

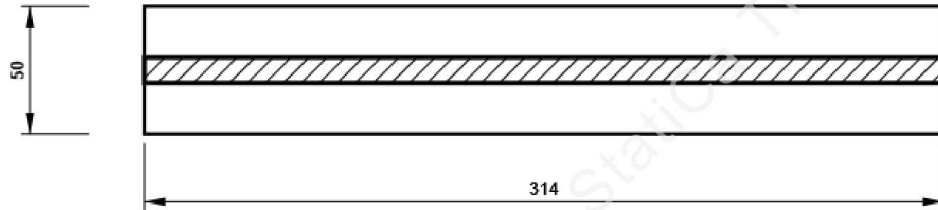
P10,0x300-100 (S 355)



Project:  
Project no:  
Author:

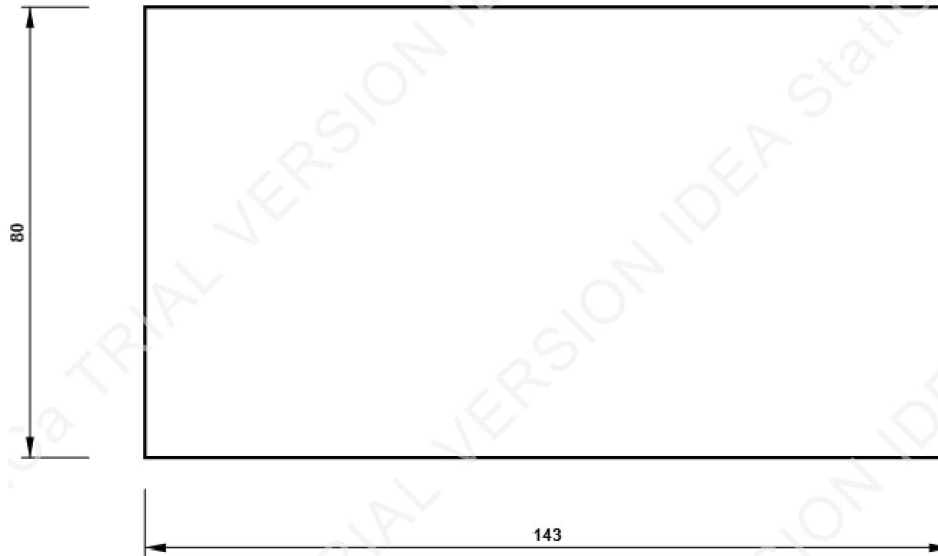
**WID2 - 2**

P13,0x314-50 (S 355)



**RIB1**

P10,0x80-143 (S 355)





Project:  
 Project no:  
 Author:

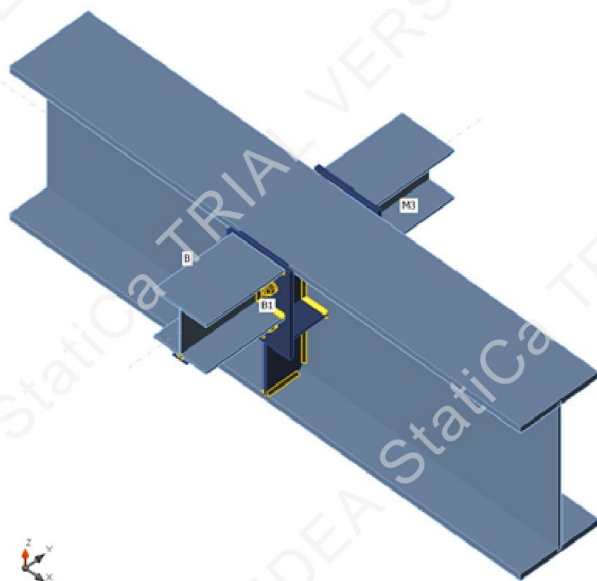
## Project item CON1

### Design

Name CON1  
 Description  
 Analysis Stress, strain/ simplified loading

### Beams and columns

Name	Cross-section	$\beta$ - Direction [°]	$\gamma$ - Pitch [°]	$\alpha$ - Rotation [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forces in
B	1 - CON1(HEA600)	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Node
B1	5 - HEA200	-90,0	0,0	0,0	0	0	200	Node
M3	5 - HEA200	90,0	0,0	0,0	0	0	200	Node



### Cross-sections

Name	Material
1 - CON1(HEA600)	S 355
5 - HEA200	S 355

### Bolts

Name	Bolt assembly	Diameter [mm]	$f_u$ [MPa]	Gross area [mm <sup>2</sup> ]
M22 8.8	M22 8.8	22	800,0	380

Project:  
Project no:  
Author:

### Load effects (equilibrium not required)

Name	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B1	0,0	0,0	-51,7	0,0	65,9	0,0
	M3	0,0	0,0	-37,9	0,0	65,5	0,0

### Check

#### Summary

Name	Value	Status
Analysis	100,0%	OK
Plates	3,8 < 5%	OK
Bolts	94,6 < 100%	OK
Welds	99,1 < 100%	OK
Buckling	Not calculated	

#### Plates

Name	Thickness [mm]	Loads	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pl}$ [%]	Status
B-bfl 1	25,0	LE1	9,0	0,0	OK
B-tfl 1	25,0	LE1	118,4	0,0	OK
B-w 1	13,0	LE1	32,7	0,0	OK
B1-bfl 1	10,0	LE1	83,3	0,0	OK
B1-tfl 1	10,0	LE1	119,0	0,0	OK
B1-w 1	6,5	LE1	355,3	0,1	OK
M3-bfl 1	10,0	LE1	95,6	0,0	OK
M3-tfl 1	10,0	LE1	133,9	0,0	OK
M3-w 1	6,5	LE1	355,5	0,2	OK
SEP1a	12,0	LE1	357,9	1,4	OK
SEP1b	14,0	LE1	356,6	0,8	OK
STIFF	11,0	LE1	211,3	0,0	OK
SEP2a	12,0	LE1	358,3	1,6	OK
SEP2b	14,0	LE1	356,9	0,9	OK
STIFF	12,0	LE1	217,6	0,0	OK
WID1a	11,0	LE1	362,9	3,8	OK
WID1b	13,0	LE1	360,0	2,4	OK
WID2a	10,0	LE1	363,0	3,8	OK
WID2b	13,0	LE1	359,7	2,3	OK
RIB1a	10,0	LE1	343,4	0,0	OK
RIB1b	10,0	LE1	311,4	0,0	OK
RIB2a	10,0	LE1	277,4	0,0	OK
RIB2b	10,0	LE1	130,8	0,0	OK

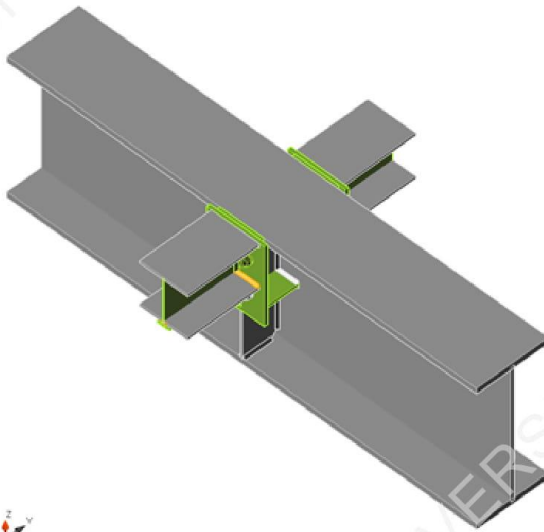
Project:  
Project no:  
Author:

**Design data**

Material	$f_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [1e-4]
S 355	355,0	500,0

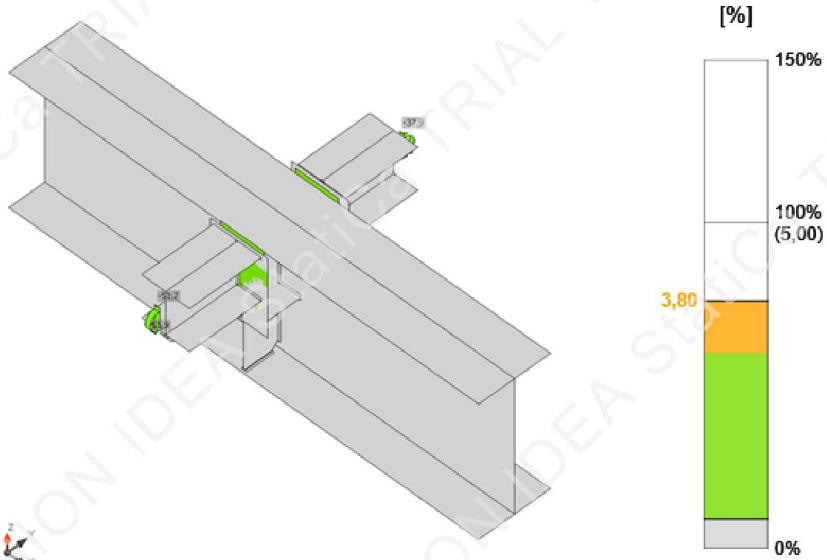
**Symbol explanation**

$\epsilon_{pl}$  Strain  
 $\sigma_{Ed}$  Eq. stress  
 $f_y$  Yield strength  
 $\epsilon_{lim}$  Limit of plastic strain

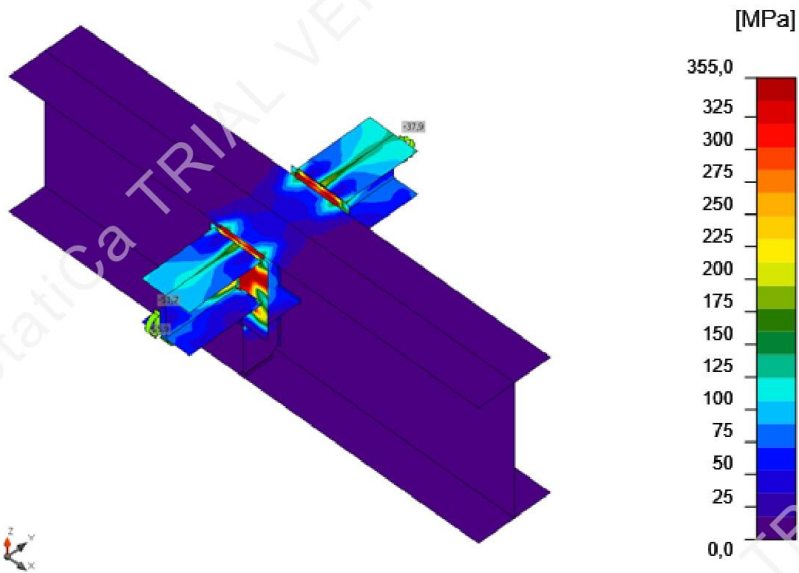


Overall check, LE1

Project:  
Project no:  
Author:



Strain check, LE1



Equivalent stress, LE1

Project:  
Project no:  
Author:

### Bolts

	Name	Loads	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kN]	$U_{t_t}$ [%]	$F_{b,Rd}$ [kN]	$U_{t_s}$ [%]	$U_{t_{ts}}$ [%]	Detailing	Status
	B1	LE1	161,9	7,8	92,8	258,7	5,4	71,6	OK	OK
	B2	LE1	161,9	7,4	92,8	258,7	5,1	71,4	OK	OK
	B3	LE1	35,0	12,0	20,0	258,7	8,2	22,5	OK	OK
	B4	LE1	33,5	10,5	19,2	247,1	7,2	20,9	OK	OK
	B5	LE1	165,1	8,8	94,6	258,7	6,0	73,6	OK	OK
	B6	LE1	165,1	8,9	94,6	258,7	6,1	73,6	OK	OK
	B7	LE1	39,5	14,6	22,6	251,8	10,0	26,2	OK	OK
	B8	LE1	40,8	15,1	23,4	251,4	10,3	27,0	OK	OK

### Design data

Name	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M22 8.8 - 1	174,5	305,9	145,9

Project:  
Project no:  
Author:

#### Detailed result for B5

##### Tension resistance check (EN 1993-1-8 Table 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 174,5 \text{ kN} \geq F_t = 165,1 \text{ kN}$$

where:

- $k_2 = 0,90$  – Factor
- $f_{ub} = 800,0 \text{ MPa}$  – Ultimate tensile strength of the bolt
- $A_s = 303 \text{ mm}^2$  – Tensile stress area of the bolt
- $\gamma_{M2} = 1,25$  – Safety factor

##### Punching resistance check (EN 1993-1-8 Table 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6\pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 305,9 \text{ kN} \geq F_t = 165,1 \text{ kN}$$

where:

- $d_m = 35 \text{ mm}$  – The mean of the across points and across flats dimensions of the bolt head or the nut, whichever is smaller
- $t_p = 12 \text{ mm}$  – Thickness
- $f_u = 490,0 \text{ MPa}$  – Ultimate strength
- $\gamma_{M2} = 1,25$  – Safety factor

##### Shear resistance check (EN 1993-1-8 Table 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 145,9 \text{ kN} \geq V = 8,8 \text{ kN}$$

where:

- $\beta_p = 1,00$  – Reducing factor
- $\alpha_v = 0,60$  – Reducing factor
- $f_{ub} = 800,0 \text{ MPa}$  – Ultimate tensile strength of the bolt
- $A = 380 \text{ mm}^2$  – Gross cross-section area of the bolt
- $\gamma_{M2} = 1,25$  – Safety factor

Project:  
Project no:  
Author:

**Bearing resistance check (EN 1993-1-8 Table 3.4)**

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 a_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 258,7 \text{ kN} \geq V = 8,8 \text{ kN}$$

where:

$k_1 = 2,50$  – Factor for edge distance and bolt spacing perpendicular to the direction of load transfer

$a_b = 1,00$  – Factor

$f_u = 490,0 \text{ MPa}$  – Ultimate strength

$d = 22 \text{ mm}$  – Nominal diameter of the fastener

$t = 12 \text{ mm}$  – Thickness

$\gamma_{M2} = 1,25$  – Safety factor

**Interaction of tension and shear (EN 1993-1-8 Table 3.4)**

$$U_{tts} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} + \frac{F_{v,Ed}}{1,4F_{v,Rd}} = 73,6 \%$$

**Utilization in tension**

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})} = 94,6 \%$$

**Utilization in shear**

$$U_{ts} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})} = 6,0 \%$$

**Symbol explanation**

$F_{t,Rd}$	Bolt tension resistance EN 1993-1-8 tab. 3.4
$F_{t,Ed}$	Tension force
$B_{p,Rd}$	Punching shear resistance
$V$	Resultant of shear forces $V_y, V_z$ in bolt
$F_{v,Rd}$	Bolt shear resistance EN_1993-1-8 table 3.4
$F_{b,Rd}$	Plate bearing resistance EN 1993-1-8 tab. 3.4
$U_t$	Utilization in tension
$U_s$	Utilization in shear
$U_{ts}$	Utilization in tension and shear EN 1993-1-8 table 3.4

Project:  
Project no:  
Author:



**Welds (Plastic redistribution)**

Item	Edge	Throat th. [mm]	Length [mm]	Loads	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pl}$ [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$T_{  }$ [MPa]	$T_{\perp}$ [MPa]	$U_t$ [%]	$U_{t,c}$ [%]	Status
SEP1a	B-tfl 1	7,0	180	LE1								OK
SEP2a	B-tfl 1	7,0	180	LE1								OK
SEP1b	B1-bfl 1	▲7,0	200	LE1	427,0	0,1	-48,4	-26,1	-243,6	98,0	34,4	OK
SEP1b	B1-tfl 1	▲7,0	200	LE1	198,9	0,0	116,1	69,9	-61,7	45,7	17,1	OK
SEP1b	B1-w 1	▲7,0	180	LE1	309,1	0,0	116,0	17,5	164,5	71,0	44,6	OK
		▲7,0	180	LE1	333,8	0,0	201,1	-19,1	-152,6	76,6	43,8	OK
B-bfl 1	STIFF	▲7,0	117	LE1	6,2	0,0	-3,1	-0,2	-3,1	1,4	1,1	OK
		▲7,0	117	LE1	6,1	0,0	-3,0	0,2	3,0	1,4	1,2	OK
B-w 1	STIFF	▲7,0	486	LE1	90,3	0,0	43,2	14,4	43,4	20,7	13,5	OK
		▲7,0	486	LE1	89,7	0,0	43,2	-14,7	-43,0	20,6	13,3	OK
B-tfl 1	STIFF	▲7,0	117	LE1	161,4	0,0	-15,2	-91,4	-15,5	37,0	27,3	OK
		▲7,0	117	LE1	160,8	0,0	-15,5	91,2	15,2	36,9	27,2	OK
SEP1a	STIFF	▲7,0	300	LE1	427,0	0,1	-168,7	131,2	-184,6	98,0	58,8	OK
		▲7,0	300	LE1	427,0	0,1	-206,6	-98,7	191,8	98,0	60,0	OK
SEP2b	M3-bfl 1	▲7,0	200	LE1	427,0	0,1	-64,9	-26,3	-242,3	98,0	36,4	OK
SEP2b	M3-tfl 1	▲7,0	200	LE1	205,7	0,0	120,7	-72,4	-63,3	47,2	17,6	OK
SEP2b	M3-w 1	▲7,0	180	LE1	320,9	0,0	118,3	20,2	171,0	73,7	47,2	OK
		▲7,0	180	LE1	347,2	0,0	210,8	-19,6	-158,1	79,7	46,4	OK
B-bfl 1	STIFF	▲7,0	116	LE1	8,9	0,0	-4,3	1,3	-4,3	2,1	1,9	OK
		▲7,0	116	LE1	9,1	0,0	-4,4	-1,2	4,4	2,1	1,9	OK
B-w 1	STIFF	▲7,0	486	LE1	105,4	0,0	-54,5	7,4	-51,5	24,2	14,9	OK
		▲7,0	486	LE1	113,7	0,0	-54,5	-4,6	57,5	26,1	15,4	OK
B-tfl 1	STIFF	▲7,0	116	LE1	162,6	0,0	-18,2	-91,7	-17,0	37,3	29,1	OK
		▲7,0	116	LE1	165,0	0,0	-16,9	93,0	18,1	37,9	29,5	OK
SEP2a	STIFF	▲7,0	300	LE1	427,6	0,4	-195,7	95,9	-197,4	98,2	65,5	OK
		▲7,0	300	LE1	427,8	0,5	-199,4	-92,7	197,9	98,2	66,6	OK
SEP2a	WID1a	▲7,0	100	LE1	431,4	2,6	-213,8	35,8	-213,4	99,1	98,8	OK
		▲7,0	100	LE1	431,5	2,7	-213,1	-36,4	213,5	99,1	98,8	OK
M3-bfl 1	WID1a	▲7,0	300	LE1	410,7	0,0	113,7	197,0	114,5	94,3	33,6	OK
		▲7,0	300	LE1	410,3	0,0	112,9	-198,2	-112,1	94,2	33,3	OK
WID1b	WID1a	▲7,0	316	LE1	427,2	0,2	-33,0	243,6	-33,7	98,1	31,5	OK
		▲7,0	316	LE1	427,2	0,2	-32,9	-243,8	32,3	98,1	31,3	OK
SEP2a	WID1b	▲7,0	50	LE1	427,0	0,1	-112,8	0,0	-237,7	98,0	98,0	OK
		▲7,0	50	LE1	148,7	0,0	-142,8	0,0	24,0	40,5	34,1	OK
SEP1a	WID2a	▲7,0	100	LE1	429,0	1,2	-214,1	5,6	-214,5	98,5	98,3	OK
		▲7,0	100	LE1	429,0	1,2	-214,8	-1,3	214,4	98,5	98,3	OK
B1-bfl 1	WID2a	▲7,0	300	LE1	384,6	0,0	124,3	179,9	108,7	88,3	32,3	OK
		▲7,0	300	LE1	402,7	0,0	111,0	-184,1	-126,7	92,5	33,2	OK
WID2b	WID2a	▲7,0	316	LE1	427,1	0,1	-74,0	229,0	-80,9	98,1	29,1	OK
		▲7,0	316	LE1	427,1	0,1	-67,7	-235,8	60,8	98,1	30,3	OK



Project:  
Project no:  
Author:

Item	Edge	Throat th. [mm]	Length [mm]	Loads	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{PI}$ [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\parallel}$ [MPa]	$\tau_{\perp}$ [MPa]	Ut [%]	Ut <sub>c</sub> [%]	Status
SEP1a	WID2b	▲7,0▲	50	LE1	402,0	0,0	-94,5	6,1	-225,5	92,3	92,3	OK
		▲7,0▲	50	LE1	166,5	0,0	-136,1	-3,9	55,3	38,6	38,2	OK
STIFF	RIB1a	▲7,0▲	143	LE1	117,4	0,0	-31,6	12,1	-64,1	26,9	5,4	OK
		▲7,0▲	143	LE1	48,1	0,0	-6,1	27,0	5,3	11,0	4,3	OK
B-w 1	RIB1a	▲7,0▲	80	LE1	87,6	0,0	-42,4	-13,2	-42,2	20,1	17,1	OK
		▲7,0▲	80	LE1	87,6	0,0	-42,4	12,2	42,5	20,1	17,6	OK
B-w 1	RIB1b	▲7,0▲	80	LE1	75,9	0,0	-33,9	-21,2	-33,0	17,4	16,4	OK
		▲7,0▲	80	LE1	71,3	0,0	-32,7	14,7	33,5	16,4	15,6	OK
STIFF	RIB1b	▲7,0▲	143	LE1	426,9	0,0	-97,3	0,2	240,0	98,0	16,0	OK
		▲7,0▲	143	LE1	427,4	0,3	71,9	-229,2	81,6	98,1	21,2	OK
SEP1a	RIB1a	▲7,0▲	80	LE1	245,3	0,0	-174,8	12,2	-98,6	56,3	24,9	OK
		▲7,0▲	80	LE1	227,8	0,0	-51,9	0,2	128,1	52,3	18,8	OK
SEP2b	RIB1b	▲7,0▲	80	LE1	341,3	0,0	238,0	-121,8	-71,5	78,4	37,6	OK
		▲7,0▲	80	LE1	427,2	0,2	44,4	-134,7	-205,0	98,1	30,3	OK
STIFF	RIB2a	▲7,0▲	143	LE1	427,0	0,1	132,3	229,4	-48,1	98,0	17,7	OK
		▲7,0▲	143	LE1	425,0	0,0	-19,6	10,3	-244,9	97,6	15,1	OK
B-w 1	RIB2a	▲7,0▲	100	LE1	70,7	0,0	-33,8	-15,3	32,5	16,2	13,4	OK
		▲7,0▲	100	LE1	73,9	0,0	-33,8	14,4	-35,1	17,0	13,8	OK
B-w 1	RIB2b	▲7,0▲	100	LE1	76,2	0,0	-37,1	-13,8	35,8	17,5	10,0	OK
		▲7,0▲	100	LE1	63,6	0,0	-28,7	13,2	-30,0	14,6	8,3	OK
SEP2b	RIB2b	▲7,0▲	100	LE1	148,3	0,0	-48,4	-70,8	39,1	34,0	22,9	OK
		▲7,0▲	100	LE1	144,1	0,0	-22,6	-0,9	-82,1	33,1	20,3	OK
SEP1b	RIB2a	▲7,0▲	100	LE1	400,5	0,0	4,2	161,2	-165,8	91,9	23,0	OK
		▲7,0▲	100	LE1	263,2	0,0	69,2	113,8	-92,4	60,4	24,8	OK

**Design data**

	$\beta_w$ [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9 $\sigma$ [MPa]
S 355	0,90	435,6	352,8

**Symbol explanation**

$\epsilon_{PI}$	Strain
$\sigma_{w,Ed}$	Equivalent stress
$\sigma_{w,Rd}$	Equivalent stress resistance
$\sigma_{\perp}$	Perpendicular stress
$\tau_{\parallel}$	Shear stress parallel to weld axis
$\tau_{\perp}$	Shear stress perpendicular to weld axis
0.9 $\sigma$	Perpendicular stress resistance - 0.9*fu/γM2
$\beta_w$	Corelation factor EN 1993-1-8 tab. 4.1
Ut	Utilization
Ut <sub>c</sub>	Weld capacity utilization

Project:  
Project no:  
Author:



#### Detailed result for SEP2a WID1a

##### Weld resistance check (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 431,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 213,1 \text{ MPa}$$

where:

$f_u = 490,0 \text{ MPa}$  – Ultimate strength

$\beta_w = 0,90$  – appropriate correlation factor taken from Table 4.1

$\gamma_{M2} = 1,25$  – Safety factor

##### Stress utilization

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 99,1 \%$$

#### Buckling

Buckling analysis was not calculated.

#### Code settings

Item	Value	Unit	Reference
YM0	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
YM1	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
YM2	1,25	-	EN 1993-1-1: 6.1
YM3	1,25	-	EN 1993-1-8: 2.2
YC	1,50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
YInst	1,20	-	ETAG 001-C: 3.2.1
Joint coefficient $\beta_j$	0,67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Effective area - influence of mesh size	0,10	-	
Friction coefficient - concrete	0,25	-	EN 1993-1-8
Friction coefficient in slip-resistance	0,30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Limit plastic strain	0,05	-	EN 1993-1-5
Weld stress evaluation	Plastic redistribution		
Detailing	Yes		
Distance between bolts [d0]	2,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Distance between bolts and edge [d0]	1,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Concrete breakout resistance	Yes		ETAG 001-C
Use calculated cb in bearing check.	Yes		EN 1993-1-8: tab 3.4
Cracked concrete	Yes		

## 7. Σύγκριση αποτελεσμάτων

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

1<sup>η</sup> περίπτωση:

- πλάκα εδραζόμενη επί μεταλλικών διατομών στον όροφο και στο δώμα.

2<sup>η</sup> περίπτωση:

- πάνελ από χαλυβδόφυλλα με μόνωση στο δώμα
- πλάκα από οπλισμένο σκυρόδεμα στον όροφο

3<sup>η</sup> περίπτωση:

- σύμμικτη λειτουργία κύριων δοκών ορόφου και δώματος

### Μάζα κατασκευής

Περίπτωση	Μάζα χάλυβα	Μείωση από 1 <sup>η</sup> περ.	Μέγιστο βέλος από φορτία ΟΚΑ	Μέγιστο βέλος από φορτία ΟΚΑ
1 <sup>η</sup>	202123 Kg	-	12 cm	8,6 cm
2 <sup>η</sup>	175029 Kg	27094 Kg (13%)	11,6 cm	8,3 cm
3 <sup>η</sup>	178738 Kg	23384 Kg (12%)	10 cm	7,3 cm

## 8. Γενικά Συμπεράσματα

Οι περιπτώσεις των τριών προαναφερθέντων μεθόδων δόμησης αναλύθηκαν και διαστασιολογήθηκαν με βάση την οριακή κατάσταση αστοχίας και την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Φάνηκε ότι η ΟΚΛ μπορεί σε ορισμένες περιπτώσεις να είναι περισσότερο κρίσιμη από την ΟΚΑ ειδικά όσον αφορά τα μεγάλα ανοίγματα ή τους προβόλους. Όσον αφορά τη σύγκριση μεταξύ των μεθόδων, η καθεμία έχει τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματά της.

Η πρώτη μέθοδος πλεονεκτεί σε σχέση με τη Τρίτη στο κομμάτι της κατασκευαστικής απλότητας καθώς δεν περιλαμβάνει διατηρητικούς ήλους και σε σχέση με τη δεύτερη στο ότι το δώμα προσφέρει καλύτερη ψυχολογία στο χρήστη αλλά και προσβασιμότητα. Ωστόσο μειονεκτεί λόγω του μεγαλύτερου κόστους και του μεγαλύτερου όγκου διατομών.

Η δεύτερη μέθοδος πλεονεκτεί έναντι των άλλων στο κομμάτι της ευκολότερης και οικονομικότερης κατασκευής. Μειονεκτεί όμως σε αισθητικό αποτέλεσμα, στη ψυχολογία του χρήστη αλλά και στη μη προσπελασιμότητα του χρήστη.

Η τρίτη μέθοδος έχει μικρότερη μάζα χάλυβα ωστόσο πρέπει να λάβει κανείς υπόψιν του το κόστος τοποθέτησης των διατηρητικών ήλων. Το μεγαλύτερο πλεονέκτημα της φαίνεται να είναι τα μικρότερα βέλη που αναπτύσσει η κατασκευή

Τέλος ίσως θα ήταν φρόνιμο να εξεταστεί και μία ακόμα λύση με σύμμικτη λειτουργία μόνο στον όροφο και πάνελ στο δώμα.

## 9. 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 κτήρια (EN1993-1-1:2005)
- Ευρωκώδικας 3, Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-8: Σχεδιασμός κόμβων (EN1993-1-8:2003)
- Ευρωκώδικας 4, Σχεδιασμός συμμείκτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα, Μέρος 1-8: Σχεδιασμός κόμβων (EN1994-1-1:2003)
- Ευρωκώδικας 8, Αντισεισμικός Σχεδιασμός, Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτήρια (EN1998-1:2004)

