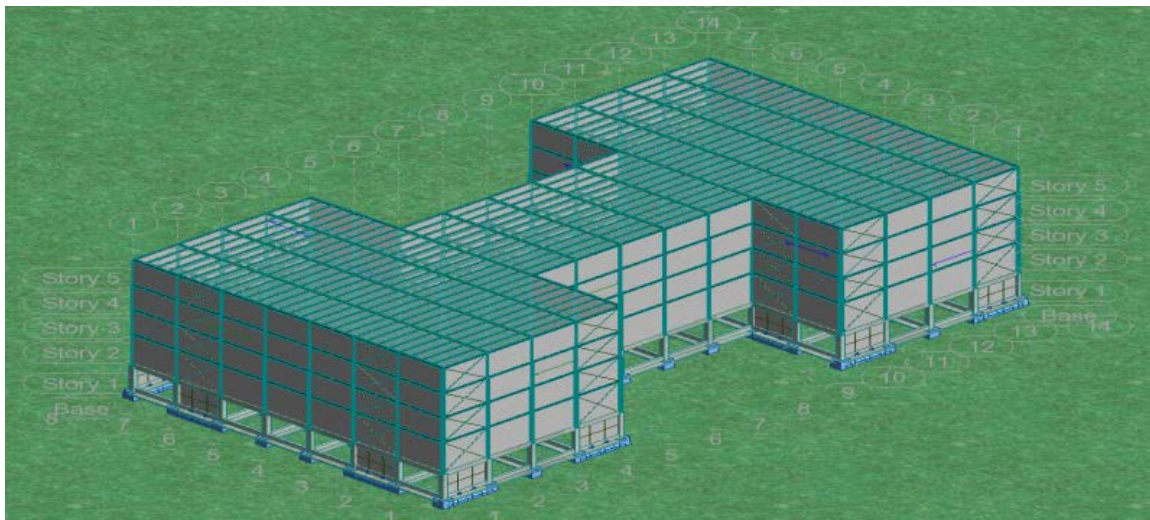




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Σχεδιασμός Μεταλλικού Κτιρίου Γραφείων με Υπόγειο από Οπλισμένο Σκυρόδεμα



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Γεώργιος Ν. Παπαδάκης

Επιβλέποντες: Ιωάννης Ραυτογιάννης, Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Ιούλιος 2018

ΕΜΚ ΔΕ 2018/19

Παπαδάκης Γ. Ν. (2018).  
Σχεδιασμός Μεταλλικού Κτιρίου Γραφείων με Υπόγειο από Οπλισμένο Σκυρόδεμα

Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2018/19  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Papadakis G. N. (2011).  
Design of a Steel Office Building with Basement of Reinforced Concrete  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2018/19  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

## **ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ**

Περίληψη.....	2
Abstract.....	3
Ευχαριστίες.....	4
<b>1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ.....</b>	<b>5</b>
1.1 Εισαγωγή .....	5
1.2 Γεωμετρικά και κατασκευαστικά στοιχεία .....	6
1.3 Υλικά .....	8
<b>2 ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....</b>	<b>11</b>
2.1 Μόνιμα φορτία .....	11
2.2 Κινητά (μεταβλητά) φορτία.....	13
2.2.1 Επιβαλλόμενα φορτία λόγω χρήσης .....	13
2.2.2 Φορτία χιονιού.....	13
2.2.3 Δράσεις ανέμου.....	16
2.2.4 Σεισμικές Δράσεις .....	26
<b>3 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ .....</b>	<b>32</b>
3.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας.....	32
3.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	34
<b>4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....</b>	<b>36</b>
4.1 Μόρφωση φορέα.....	36
4.2 Φορτίσεις Ανέμου.....	37
4.3 Σεισμικές φορτίσεις κατασκευής.....	39
4.4 Προσομοίωση του κτιρίου χωρίς υπόγειο.....	41
<b>5 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ.....</b>	<b>42</b>
5.1 Εντατικά μεγέθη.....	42
5.2 Περιορισμός βλαβών.....	44
5.2.1 Περιορισμός σχετικών μετακινήσεων ορόφων.....	44
5.2.2 Περιορισμός φαινομένων 2ας τάξεως.....	46
5.3 Έλεγχος διατομών και μελών μεταλλικού φορέα.....	48
5.4 Ποσοστά εκμετάλλευσης διατομών μεταλλικού φορέα.....	66
5.5 Διαστασιολόγηση υπογείου.....	67
5.6 Ιδιοπερίοδος φορέα.....	75
<b>6 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΜΕΛΩΝ.....</b>	<b>78</b>
6.1 Σύνδεση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας CHS 88.9×5.....	79
6.2 Σύνδεση υποστυλώματος ΗΕΒ300 με κύρια δοκό ΙΡΕ450.....	83
6.3 Σύνδεση υποστυλώματος ΗΕΒ300 με δευτερεύουσα δοκό ΙΡΕ270.....	86
6.4 Σύνδεση κύριας δοκού ΙΡΕ450 με δευτερεύουσα δοκό ΙΡΕ270.....	89
<b>7 ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ –ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΟΣ ΠΡΟΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ.....</b>	<b>93</b>
<b>8 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ .....</b>	<b>95</b>
<b>9 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....</b>	<b>96</b>

**Σχεδιασμός τετραώροφου μεταλλικού κτηρίου γραφείων με εναλλακτικές διατάξεις  
συνδέσμων δυσκαμψίας**

Παπαδάκης Γεώργιος (Επιβλέποντες : Ιωάννης Ραυτογιάννης , Παύλος Θανόπουλος)

**Περίληψη**

Αντικείμενο της μελέτης αποτελεί ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση ενός τετραώροφου μεταλλικού δημόσιου κτιρίου γραφείων με χώρους πρόσβασης και διακίνησης κοινού με υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα το οποίο πρόκειται να κατασκευαστεί στην Αττική.

Η κάτοψη του κτιρίου είναι μορφής Η διαστάσεων 65m x 35m με δύο αίθρια διαστάσεων 25m x 10m και ύψος 17m χωρίς το υπόγειο.

Οι δράσεις που ασκούνται επί του φορέα, κατηγοριοποιούνται σε μόνιμες, επιβαλλόμενες μεταβλητές, φορτία χιονιού, φορτία ανέμου και σεισμικές δράσεις. Ο υπολογισμός τους έγινε σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1991.

Η προσομοίωση του φορέα, των φορτίων και των αναλύσεων έγινε στο πρόγραμμα Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014. Πραγματοποιήθηκε ελαστική ανάλυση με θεωρία πρώτης τάξης. Για την αντισεισμική μελέτη ακολουθήθηκε ο EN1998. Η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος των διατομών και των μελών βασίστηκε στον EN1993.

Τέλος, μελετήθηκαν κάποια κατασκευαστικά θέματα, σχεδιάζοντας λεπτομέρειες συνδέσεων μεταξύ όλων των κύριων μελών του φορέα και παρουσιάζεται ο προϋπολογισμός του έργου, ο οποίος έγινε βασιζόμενος στην μάζα του μεταλλικού φορέα και το συνολικό εμβαδόν κάλυψης των θερμομονωτικών πάνελ και των υαλοστασίων.

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

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔE 2018 / 19

**Design of a four-storey steel office building with alternative bracing configurations**

Papadakis Georgios (Supervised by Raftogiannis Ioannis and Thanopoulos Pavlos)

**Abstract**

The design and layout of a four-storey metal public office building with access and traffic areas shared with a basement of reinforced concrete that is to be constructed in Attica is the subject of this design. The ground plan of the building is 65m x 35m with two atriums measuring 25m x 10m and height of 17m excluding the basement.

Subsequently, the actions of the structure are categorized into permanent and live loads as well as snow, wind and seismic loads. Their calculation was made in accordance with EN1991 and EN1998.

The simulation and the analysis of structure were performed by using the program, Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014. Elastic analysis was developed with 1st order theory. The design of all cross-sections and members were based on EN1993.

Finally, some construction issues were studied by detailed drawings of all main members' connections and a project budget is presented, based on the weight of the steel structure and the total coverage area of the thermal insulation panels and the glass panels.

## **Ευχαριστίες**

Θα ήθελα να ευχαριστήσω εκ βαθέων τους επιβλέποντες καθηγητές, κ. Ιωάννη Ραυτογιάννη και Παύλο Θανόπουλο, οι συμβουλές, η στήριξη και η προθυμία των οποίων για επίλυση κάθε ζητήματος επί της διπλωματικής μου εργασίας ήταν ευεργετικές για την επιτυχή περαίωση της.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες στους συνάδελφους πολιτικούς μηχανικούς, Γιάννη Πεκλάρη και Θεμιστοκλή Βαλτά, για τις πολύτιμες συμβουλές τους και την καθοδήγησή τους επί του πρόγραμματος Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014, μέσω του οποίου έγινε η επίλυση του φορέα της διπλωματικής εργασίας.

Τέλος, δε θα μπορούσα να μην ευχαριστήσω την οικογένειά μου, η οποία υπήρξε σημαντικός αρωγός σε όλη αυτή την προσπάθεια.

Παπαδάκης Γεώργιος

Αθήνα, Ιούλιος 2018

## 1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

### 1.1 Εισαγωγή

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως αντικείμενο την ανάλυση και τη διαστασιολόγηση ενός τετραώροφου μεταλλικού δημόσιου κτιρίου γραφείων με χώρους πρόσβασης και διακίνησης κοινού . Επίσης γίνεται προσομοίωση του μεταλλικού κτιρίου με και χωρίς υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το κτίριο βρίσκεται στο Νομό Αττικής.

Η προσομοίωση και η ανάλυση του κτιρίου έγινε με τη χρήση του προγράμματος Robot Structural Analysis Professional 2014 της εταιρίας Autodesk, στο οποίο εισήχθησαν μεγέθη και παραδοχές βάσει των εξής ευρωκωδίκων :

- Ευρωκώδικας 1 : Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών
- Ευρωκώδικας 2 : Σχεδιασμός κατασκευών από σκυρόδεμα
- Ευρωκώδικας 3 : Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα
- Ευρωκώδικας 4 : Σχεδιασμός συμμεικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα
- Ευρωκώδικας 8 : Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών

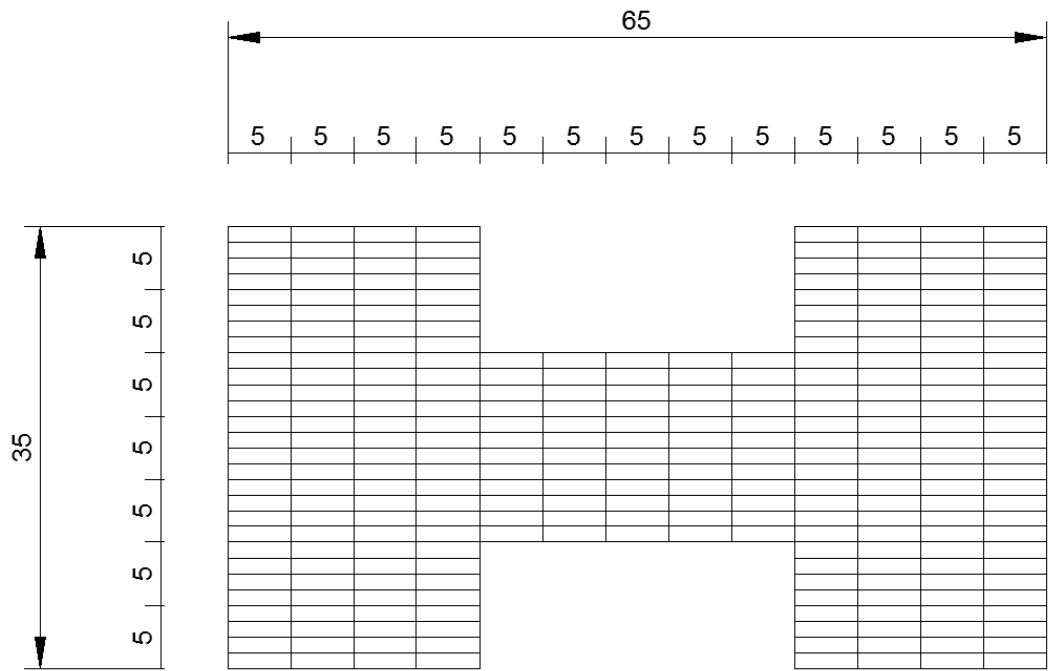
Το κτίριο αναπτύσσεται σε 5 επίπεδα

- Στο επίπεδο -1 υπάρχει ένα υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα σε όλη την κάλυψη του κτιρίου ,όπου βρίσκονται οι αποθηκευτικοί χώροι και οι θέσεις στάθμευσης .
- Στα επίπεδα 0, 1, 2 και 3 βρίσκονται οι χώροι των γραφείων και οι χώροι διακίνησης και συνάθροισης κοινού.

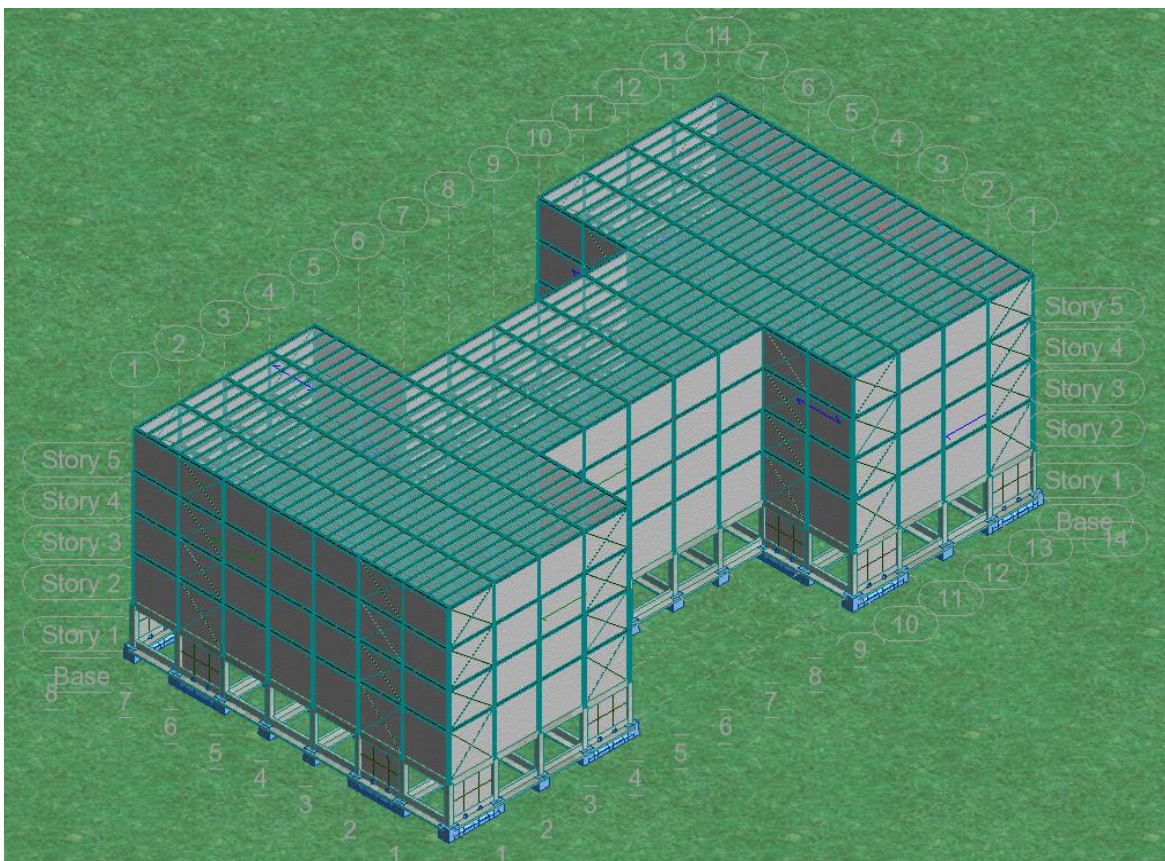
### 1.2 Γεωμετρικά και Κατασκευαστικά στοιχεία του κτιρίου

Η κάτοψη του κτιρίου έχει διαστάσεις 65m x 35m. Ο κήναβος περιέχει 13 φατνώματα των 5 m κατά τη διεύθυνση X και 7 φατνώματα των 5 m κατά τη διεύθυνση Y. Η κάτοψη ενός τυπικού ορόφου, η οποία έχει εμβαδόν 1775 m<sup>2</sup> , παρουσιάζεται στο σχήμα 1.1. Το συνολικό εμβαδόν του κτηρίου είναι 9620 m<sup>2</sup> (7100 m<sup>2</sup> οι τέσσερις όροφοι και 1775 m<sup>2</sup> το ισόγειο) . Το ύψος του ισόγειου είναι 5,00 m ενώ του υπογείου, του 1ου, του 2ου και του 3ου είναι 4 m. Άρα συνολικό ύψος του φορέα είναι 21,00m.

Ο φέρων οργανισμός του μεταλλικού μέρους του κτιρίου αποτελείται από υποστυλώματα ανά 5m κατά την X και κατά την Y διεύθυνση, κύριες δοκοί στη διεύθυνση Y ανά 5m, δευτερεύουσες δοκοί στη διεύθυνση X ανά 5m, και στο εσωτερικό του κάθε φατνώματος 5m x 5m υπάρχουν διαδοκίδες ανά 1.25m κατά τη διεύθυνση X που εδράζονται αρθρωτά στα άκρα τους επί των κυρίων δοκών της διεύθυνσης Y. Επίσης όλες οι κύριες και δευτερεύουσες δοκοί συνδεούνται αρθρωτά στα άκρα τους.

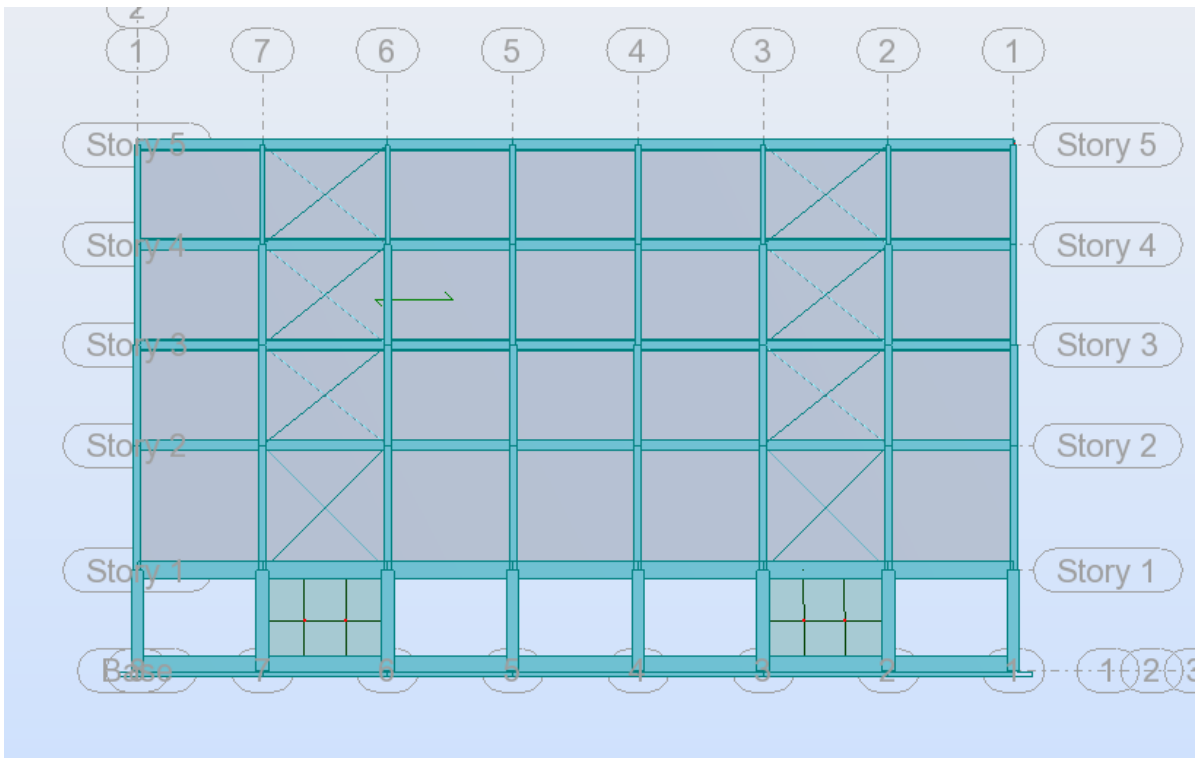


Σχέδιο 1.1: Κάτοψη κτιρίου

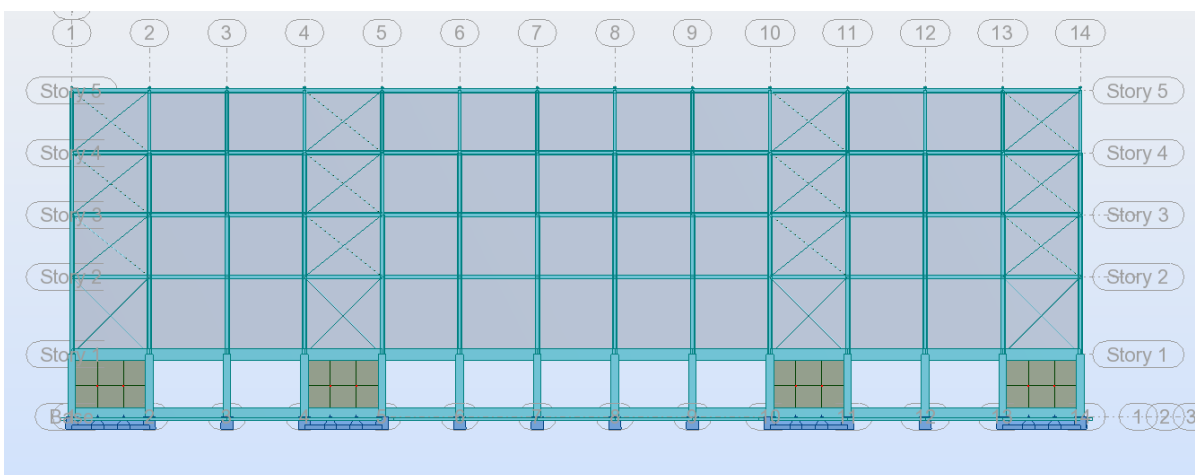


Σχέδιο 1.2: Τρισδιάστατη απεικόνιση του κτιρίου





Σχέδιο 1.3: Πλάγια όψη κτιρίου κατα τη διεύθυνση γ



Σχέδιο 1.4: Πλάγια όψη κτιρίου κατα τη διεύθυνση χ

### 1.3 Υλικά

Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν για τη μόρφωση του φορέα είναι τα εξής :

#### 1.3.1 Δομικός χάλυβας

Στα υποστυλώματα, στις κύριες και δευτερεύουσες δοκούς, και στους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας χρησιμοποιήθηκε δομικός χάλυβας ποιότητας S355, με ιδιότητες που δίνονται από τον Ευρωκώδικα 3 :

- Αντοχή (όριο) διαρροής :  $f_y = 355 \text{ MPa (N/mm}^2) = 35,5 \text{ kN/cm}^2$
- Εφελκυστική αντοχή ( αντοχή θραύσης ) :  $f_u = 490 \text{ MPa}$
- Ειδικό βάρος :  $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$
- Μέτρο ελαστικότητας :  $E_s = 210 \text{ GPa}$
- Μέτρο διάτμησης :  $G = \frac{E}{2} * (1 + \nu) \approx 81.000 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)} = 81 \text{ GPa}$
- Λόγος Poisson :  $\nu = 0,3$
- Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής :  $\alpha = 12 * 10^{-6} \text{ ανά } ^\circ\text{C}$
- Πυκνότητα :  $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$

#### 1.3.2 Σκυρόδεμα

Για τις πεδιλοδοκούς, τα τοιχεία, τα υποστυλώματα, τις δοκούς και τις πλάκες του υπογείου, έχει χρησιμοποιηθεί σκυρόδεμα ποιότητας C 20/25, το οποίο έχει τις εξής ιδιότητες (όπως δίνονται στον Ευρωκώδικα 2):

- Θλιπτική αντοχή :  $f_{ck} = 20 \text{ MPa} = 20.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (KPa)}$
- Ειδικό βάρος :  $\gamma = 25 \text{ kN/ m}^3$
- Μέτρο ελαστικότητας :  $E = 30 \text{ GPa} = 30.000 \text{ MPa (N/mm}^2)$
- Λόγος Poisson :  $\nu = 0,2$
- Συντελεστής θερμικής διαστολής :  $\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ ανά } ^\circ\text{C}$

#### 1.3.3 Χάλυβας οπλισμού

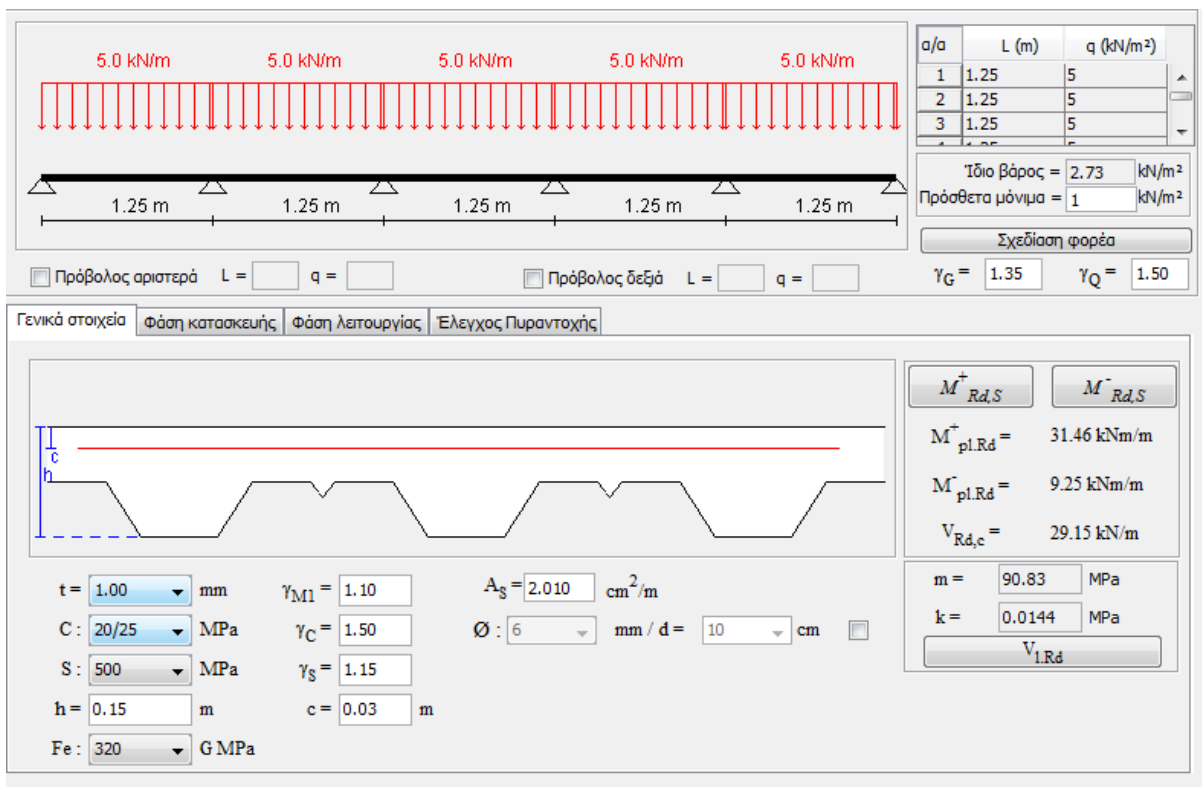
Χρησιμοποιήθηκε χάλυβας οπλισμού B500C στο υπόγειο

#### 1.3.4 Χαλυβδόφυλλο (Σύμμικτης πλάκας)

Οι πλάκες των ορόφων κατασκευάστηκαν ως σύμμικτες (ταυτόχρονη χρήση χαλυβδοφύλλου και σκυροδέματος με ενδιάμεση σχάρα οπλισμού, η οποία αποτρέπει τη ρηγμάτωση του σκυροδέματος κι αναλαμβάνει τις ροπές κάμψης της πάνω πλευράς - “αρνητικές” ροπές σε περίπτωση στατικού προσομοιώματος πολλών ανοιγμάτων). Τα χαλυβδόφυλλα χρησιμεύουν ως μεταλλότυπος και παραλαμβάνουν το ίδιο βάρος του σκυροδέματος και τα φορτία διάστρωσης κατά τη φάση της σκυροδέτησης, ενώ στη φάση λειτουργίας τα δύο υλικά λειτουργούν μαζί ως σύμμικτες πλάκες κι εξασφαλίζουν διαφραγματική λειτουργία στο φορέα..

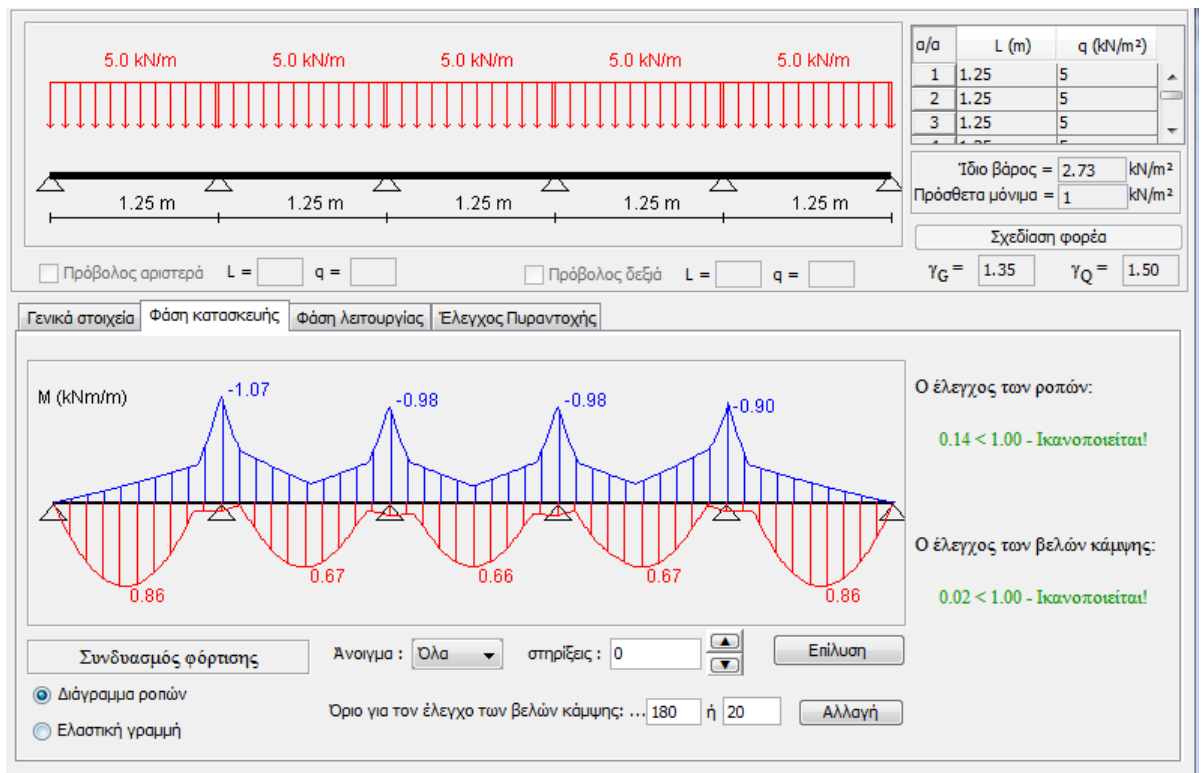
Να σημειωθεί ότι η συνεργασία χαλυβδοφύλλων – σκυροδέματος επιτυγχάνεται με ειδικά διαμορφωμένες νευρώσεις, εγκοπές ή προεξοχές επί των χαλυβδοφύλλων ή με την πρόβλεψη διατμητικών συνδέσμων (ήλων) στις στηρίξεις των χαλυβδοφύλλων. Τα φορτία της σύμμικτης πλάκας μεταφέρονται στις κύριες δοκούς με διαδοκίδες (δευτερεύουσες δοκοί) που στην παρούσα εργασία διετάχθησαν ανά 1,25 μέτρα, μήκους 5 μέτρων, όσο και το άνοιγμα του φαντώματος κατά τη διεύθυνση Χ.

Επιλέχθηκε τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73, η διαμόρφωση και τα χαρακτηριστικά του οποίου φαίνονται στα ακόλουθα σχήματα:

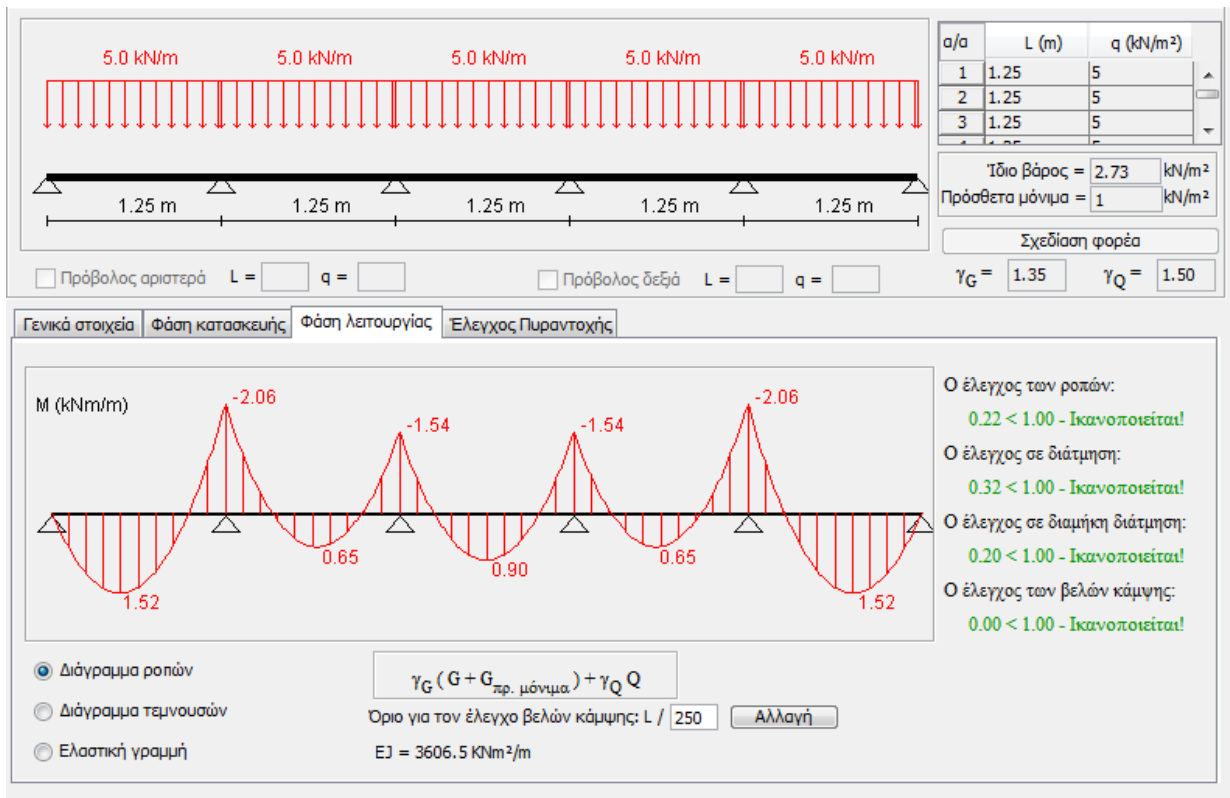


Σχήμα 1.5: Γενικά στοιχεία σύμμικτης πλάκας (Φάση λειτουργίας)

Ακολουθούν οι έλεγχοι της σύμμικτης πλάκας:



Σχήμα 1.6: Έλεγχοι σύμμικτης πλάκας (Φάση κατασκευής) – Διάγραμμα ροπών κάμψης



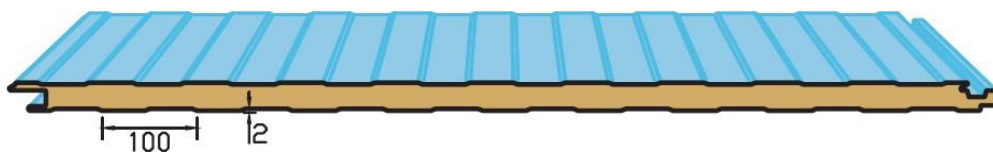
Σχήμα 1.7: Έλεγχοι σύμμικτης πλάκας (Φάση λειτουργίας) – Διάγραμμα ροπών κάμψης (Ο.Κ.Α.)

Εκλέγεται τελικά φορτίο σύμμικτης πλάκας = 2.73 kN/m<sup>2</sup>

### 1.3.4 Επικαλύψεις

Ως επικάλυψη του μεταλλικού σκελετού του κτιρίου, πλευρικά, επιλέγονται διπλοί υαλοπίνακες (ποσοστό επιφάνειας 40%) και η υπόλοιπη πλαγιοκάλυψη καλύπτεται από πάνελ πολυουρεθάνης.

Πλαϊνά πάνελ με πάχος 100mm και ειδικό βάρος 12.7kg/m<sup>2</sup>.



Σχήμα 1.8: Πάνελ πλαγιοκάλυψης

## 2 ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Ο φορέας σχεδιάζεται και κατασκευάζεται έτσι ώστε να αποκρίνεται άρτια και αξιόπιστα στις φορτίσεις που του ασκούνται από το περιβάλλον τόσο κατά τη φάση κατασκευής του, όσο και κατά τη διάρκεια ζωής και χρήσης του. Προκειμένου να προσδιοριστούν οι δράσεις και κατόπιν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη που θα χρησιμοποιηθούν στην ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα, λαμβάνονται υπόψη παράγοντες που σχετίζονται με τη χρήση, τη θέση και τη μορφή του έργου.

Οι δράσεις σχεδιασμού μιας κατασκευής καλύπτονται από τον Ευρωκώδικα 1, όπου γίνεται επαρκής περιγραφή των διαφόρων καταστάσεων σχεδιασμού ώστε να ελεγχθεί η κατασκευή σε κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας. Συγκεκριμένα, απαριθμούνται και αναλύονται όλοι οι συνδυασμοί δράσεων στους οποίους δύναται να υποβληθεί η κατασκευή κατά τη διάρκεια ανέγερσής της αλλά και κατά τη διάρκεια της ζωής της. Στους υπολογισμούς οι δράσεις θεωρείται πως προκαλούνται από εξωτερικά φορτία και μετακινήσεις.

Ο υπολογισμός των δυνάμεων, οι οποίες καταπονούν την κατασκευή, δεν είναι δυνατό να γίνει με απόλυτη ακρίβεια. Ως εκ τούτου, το μέγεθος και η κατανομή μίας φόρτισης καθορίζονται με κατάλληλες παραδοχές και προσεγγίσεις. Οι κατηγορίες στις οποίες διακρίνονται οι διάφορες φορτίσεις παρουσιάζονται παρακάτω:

- **Μόνιμα φορτία (G)**  
Ιδίο βάρος φέροντα οργανισμού  
Πρόσθετα μόνιμα
- **Κινητά φορτία (Q)**  
Κινητά φορτία ορόφων  
Δράσεις ανέμου  
Φορτίο χιονιού
- **Σεισμικά φορτία**  
Φορτίο με επιβολή επιταχύνσεων

### 2.1 Μόνιμα φορτία

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

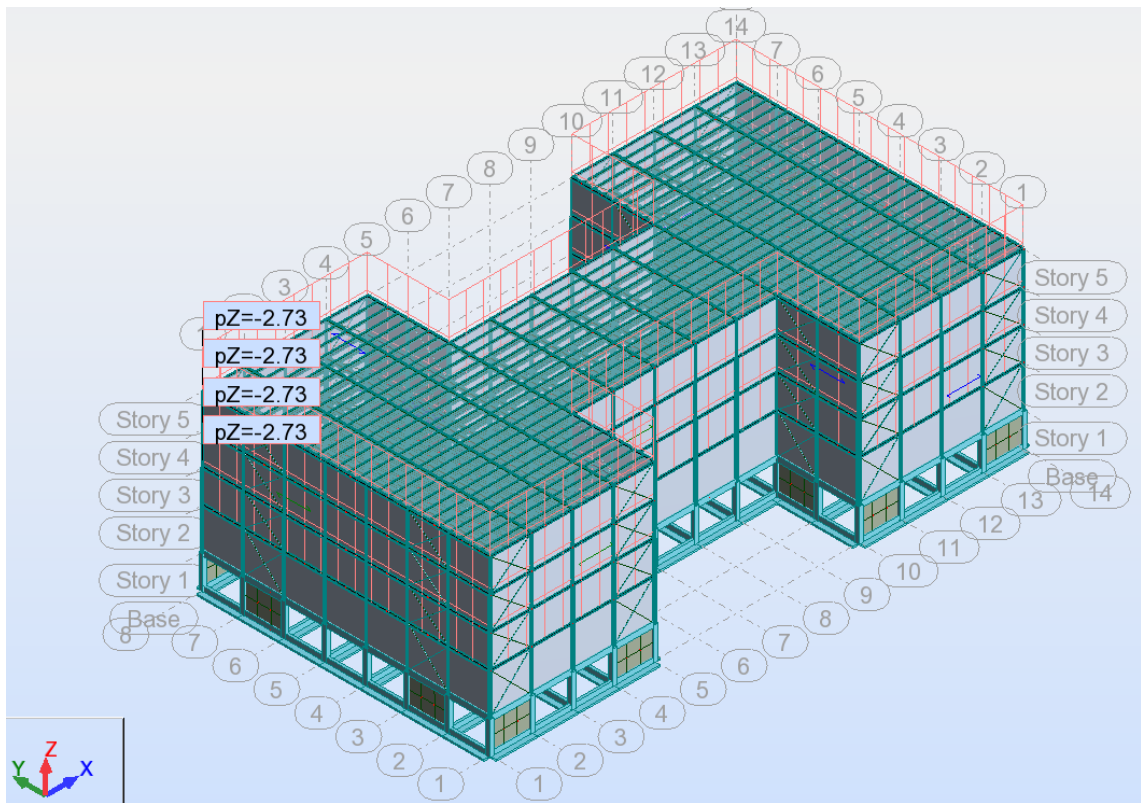
Το ίδιο βάρος της κατασκευής είναι:

Ίδιο βάρος σκυροδέματος :  $g_c = 25 \text{ kN/m}^3$

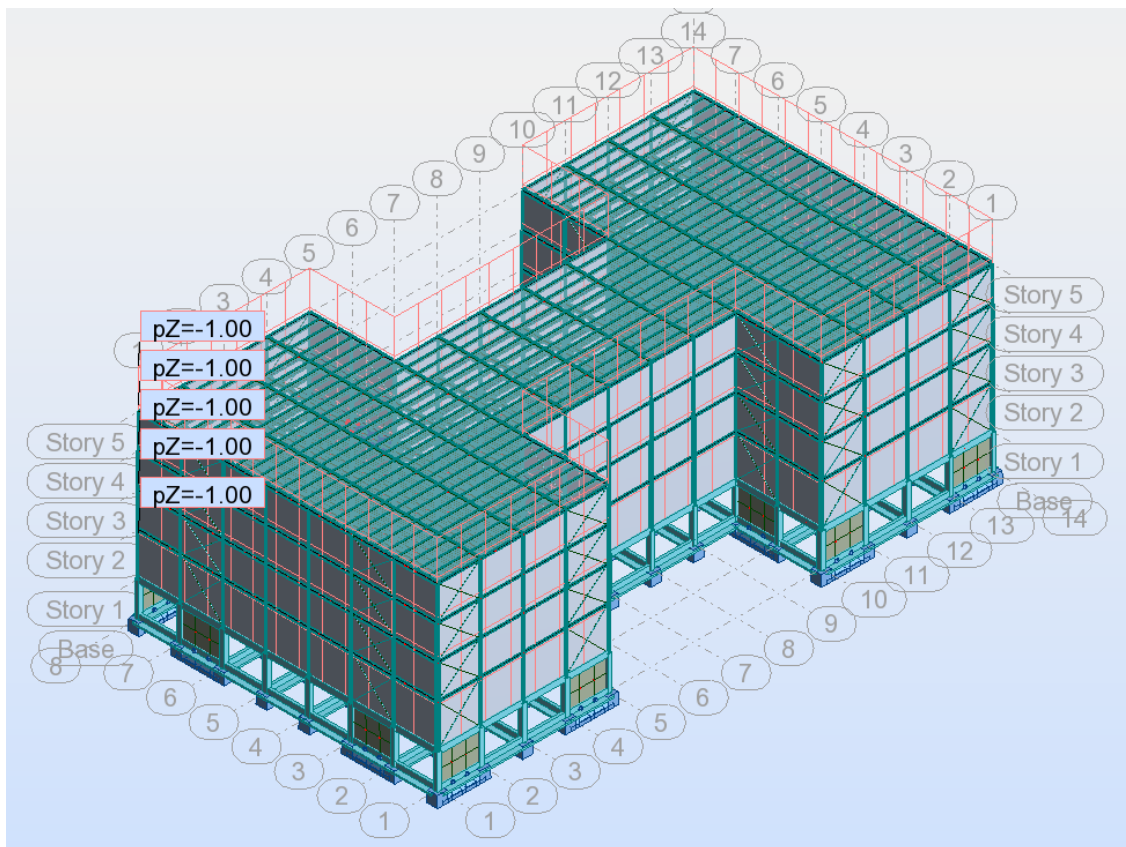
Ίδιο βάρος χάλυβα :  $g_s = 78,5 \text{ kN/m}^3$

Φορτίο σύμμεικτης πλάκας =  $2.73 \text{ kN/m}^2$

Λοιπά μόνιμα (επικαλύψεις, δάπεδα, οροφή, ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός κλπ) =  $1 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 2.1: Ίδιο βάρος σύμμικτης πλάκας



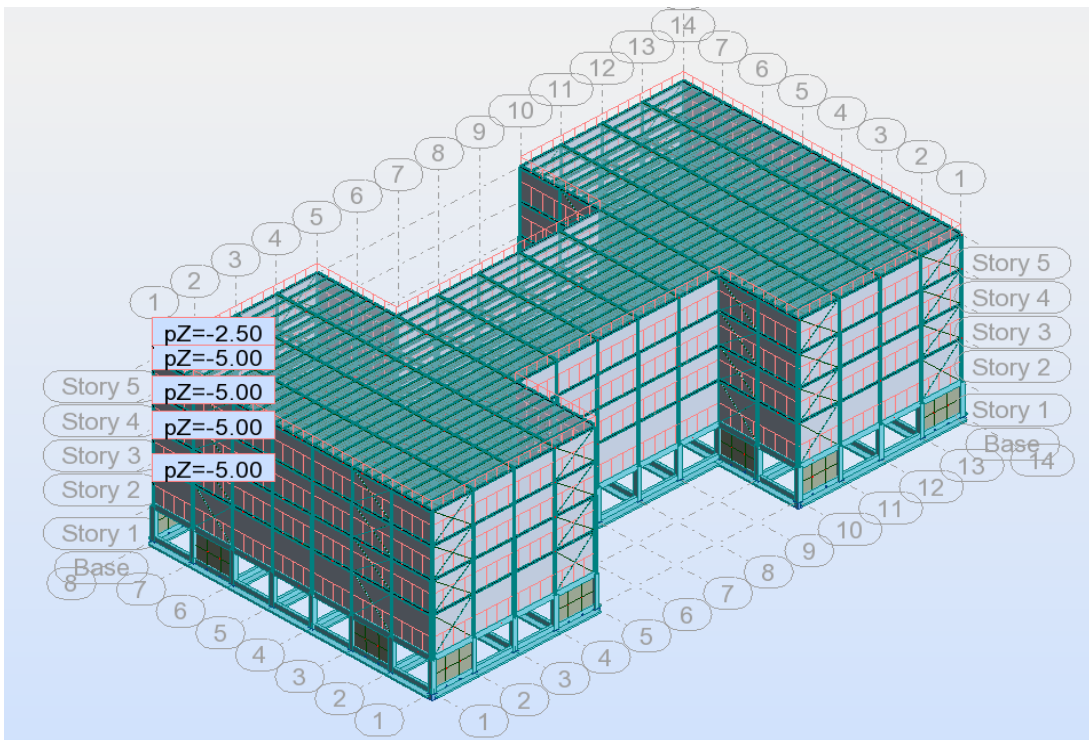
Σχήμα 2.2: Πρόσθετα μόνιμα φορτία

## 2.2 Κινητά (μεταβλητά) φορτία

### 2.2.1 Επιβαλλόμενα φορτία λόγω χρήσης

Στην κατηγορία **κινητά ή μεταβλητά φορτία** περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού κ.τ.λ. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβής η τιμή και η θέση τους γι' αυτό προσδιορίζονται στατιστικά και οι δε τιμές τους δίνονται από 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 ενδεχόμενες φορτικές καταστάσεις (δυσμενείς φορτίσεις) και να προσδιορίζεται η δυσμενής επιρροή τους.

Στην παρούσα εργασία, από τον Ευρωκώδικα 1 για κατηγορία χρήσης κτιρίων B (χώροι γραφείων) και C 3 (χώροι διακίνησης κοινού και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτίρια), λήφθηκαν επί το δυσμενέστερο κινητά φορτία  $5 \text{ kN/m}^2$  για το δάπεδο ορόφου ενώ για την οροφή επιλέχθηκε η τιμή  $2.5 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 2.3 Κινητά φορτία

### 2.2.2 Φορτία χιονιού

Το φορτίο χιονιού θεωρείται ως στατικό φορτίο και κατατάσσεται στις μεταβλητές σταθερές (καθορισμένες) δράσεις. Προκαλείται από την εναπόθεση του χιονιού στις στέγες (οριζόντιες ή κεκλιμένες) και αποτελεί ιδιαίτερα σημαντικό φορτίο για περιοχές όπου επικρατεί κρύος καιρός και είναι συνήθεις οι μεγάλες χιονοπτώσεις. Ο υπολογισμός του γίνεται με βάση τον Ευρωκώδικα 1. Το χιόνι μπορεί να συσσωρευτεί στη στέγη κατά διάφορους τρόπους. Ιδιαίτερη σημασία έχει η έκθεση της οροφής στον άνεμο, οι μεταβολές της θερμοκρασίας και η πιθανότητα συγκέντρωσής του λόγω κατακρήμνισης ή βροχόπτωσης.

Συνήθως, το χιόνι θεωρείται ως ομοιομόρφως κατανεμημένο. Σε ειδικές περιπτώσεις όπου οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές, οι οποίες δε μπορούν να αξιοποιηθούν μέσω των συνήθων στατιστικών μεθόδων της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου χιονιού, μπορούν να θεωρηθούν ως ακραίες τυχηματικές δράσεις.

Το φορτίο χιονιού σε μία στέγη θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα, αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης και προσδιορίζεται από τις σχέσεις 2.1 και 2.2 κατά περίπτωση :

$$A) \text{ Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές : } s = \mu_i * C_e * C_t * s_k \quad (2.1)$$

$$B) \text{ Για τυχηματικές καταστάσεις : } s = \mu_i * C_e * C_t * s_{Ad} \quad (2.2)$$

όπου :

$\mu_i$  : συντελεστής σχήματος του φορτίου χιονιού

(Για την περίπτωση του κτιρίου της εργασίας, όπου η στέγη είναι μονοκλινής, κλίσεως  $\alpha = 0^\circ$ , είναι  $\mu_1 = 0,8$ )

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

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

$s_k$ : χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

( $C_{esl} = 2,0$  : συντελεστής για εξαιρετικά φορτία χιονιού)

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

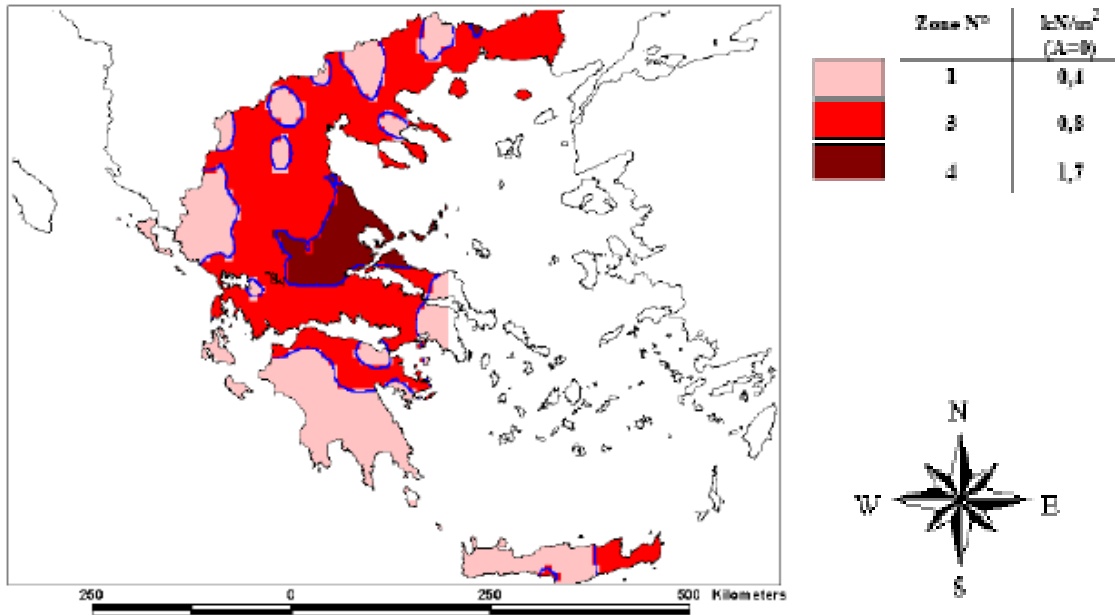
Για την τιμή “ $s_k$ ” και για περίοδο επαναφοράς 50 ετών, ορίζονται από το ελληνικό εθνικό προσάρτημα τρεις ζώνες χιονιού, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές “ $s_{k,0}$ ” των φορτίων χιονιού για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας ( $A=0$ , όπου A: Υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας, σε μέτρα/m και το οποίο μετριέται με ακρίβεια 100m. Το εκάστοτε υψόμετρο στρογγυλεύεται στην αμέσως μεγαλύτερη εκατοντάδα):

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

Για τοποθεσίες με υψόμετρο μεγαλύτερο από 1500m πρέπει να γίνεται ειδική μελέτη κι αξιολόγηση.



### Ελλάς: Φορτίο χιονιού για A=0



Σχήμα 2.4 Χάρτης με τις τρεις ζώνες χιονιού στον ελληνικό χώρο

Το κτίριο βρίσκεται στην Αττική. Οπότε το υψόμετρο ανήκει στην κατηγορία των A=100m και βρίσκεται στη Ζώνη Ι.

άρα  $s_{k,0}=0,4 \text{ kN/m}^2$

Επίσης έχουμε :  $\mu_1 = 0,8$

$C_e = 1,0$

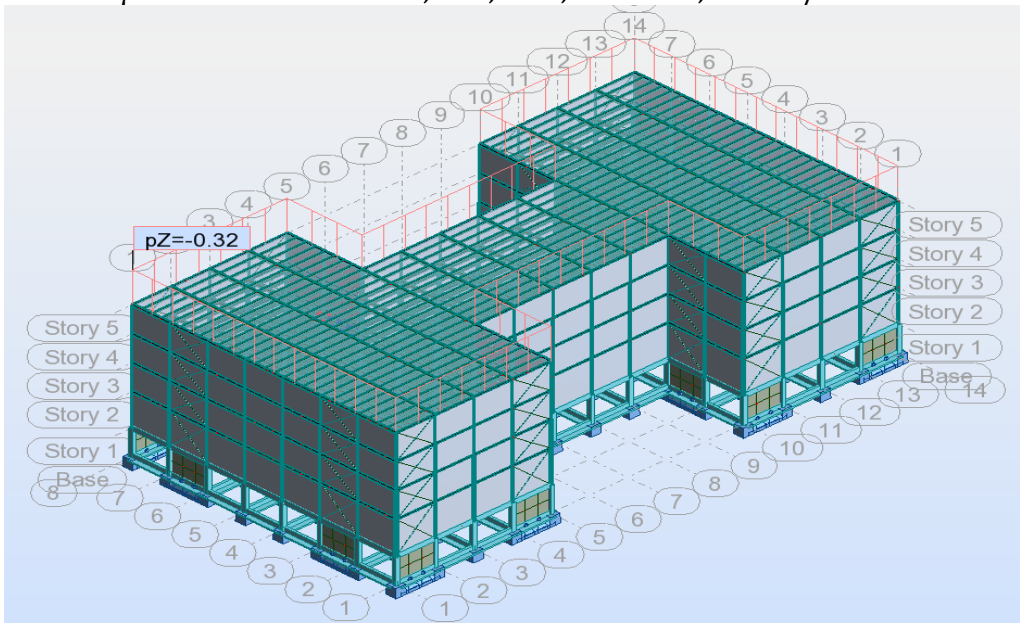
$C_t = 1,0$

Από τη σχέση (2.3) υπολογίστηκε :

$$s_k = 0,4 \cdot \left( 1 + \left( \frac{100}{917} \right)^2 \right) = 0,405 \text{ kN/m}^2$$

Τελικά το φορτίο χιονιού είναι ίσο με :

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 0,4505 = 0,324 \text{ kN/m}^2$$



Σχήμα 2.5: Φορτίο χιονιού

### 2.2.3 Δράσεις ανέμου

Οι δράσεις 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  $\vartheta=0^\circ$  (διεύθυνση +X) και  $\vartheta=90^\circ$  (διεύθυνση +Y) καθώς οι άλλες δυο διευθύνσεις  $\vartheta=180^\circ$  (διεύθυνση -X) και  $\vartheta=270^\circ$  (διεύθυνση -Y) δίνουν αριθμητικά τα ίδια φορτία και για τη στέγη και για τους κατακόρυφους τοίχους.

#### α) Υπολογισμός πίεσης ταχύτητας αιχμής

Στο κτίριο της διπλωματικής εργασίας το έδαφος ανήκει στην Κατηγορία II :Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων

#### Βασική ταχύτητα ανέμου

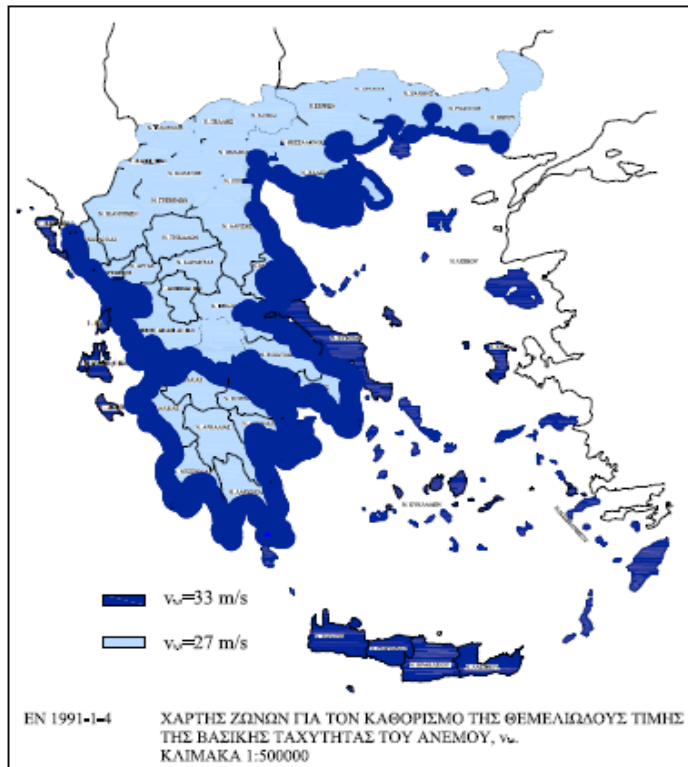
Η βασική ταχύτητα ανέμου,  $v_b$ , ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10m πάνω από έδαφος κατηγορίας II :

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

όπου:

$V_{b,0}$ : η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, ίση με τη χαρακτηριστική μέση ταχύτητα του ανέμου 10 λεπτών, ανεξάρτητα από τη διεύθυνσή του και την εποχή του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος, σε περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων(κατηγορία εδάφους II). Η θεμελιώδης τιμή της  $v_{b,0}$  σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα ορίζεται στα :

- 33 m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10 Km από την ακτή
  - 27 m/s για την υπόλοιπη χώρα
- όπως φαίνεται και στο σχήμα 2.6 :



Σχήμα 2.6: Χάρτης ζωνών για τον καθορισμό της  $v_{b,0}$

Άρα στο φορέα της διπλωματικής λαμβάνεται  $v_{b,0} = 33 \text{ m/s}$ , διότι το κτίριο στην περιοχή της Αττικής δεν απέχει περισσότερο από 10 Km από την ακτή.

$c_{dir}$  είναι ο συντελεστής διεύθυνσης,

Η τιμή του συντελεστή διεύθυνσης,  $c_{dir}$ , για διάφορες διευθύνσεις ανέμου μπορεί να δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα. Η προτεινόμενη τιμή είναι 1,0.

$c_{season}$  είναι ο εποχικός συντελεστής,

Η τιμή του εποχικού συντελεστή,  $c_{season}$ , για χρήση σε μια χώρα μπορεί να δίνεται στο Εθνικό της Προσάρτημα. Η προτεινόμενη τιμή είναι 1,0.

### Μέση ταχύτητα ανέμου

Η μέση ταχύτητα του ανέμου  $v_m(z)$ , σε ύψος  $z$  πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφία και από τη βασική ταχύτητα του ανέμου,  $v_b$ , και προσδιορίζεται χρησιμοποιώντας την εξίσωση

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (2.5)$$

όπου :

$c_r(z)$  είναι ο συντελεστής τραχύτητας

$c_o(z)$  είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους, που λαμβάνεται ως 1,0

$v_b$  είναι η βασική ταχύτητα ανέμου

### Συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$

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

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

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

Πίνακας 2.1

Κατηγορία εδάφους	$z_0$ m	$z_{\min}$ m
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1,0	10
Οι κατηγορίες εδάφους εικονογραφούνται στο Παράρτημα Α.1.		

Στις σχέσεις αυτές:

$z_0$ : το μήκος ταχύτητας σε m, σύμφωνα με την κατηγορία εδάφους

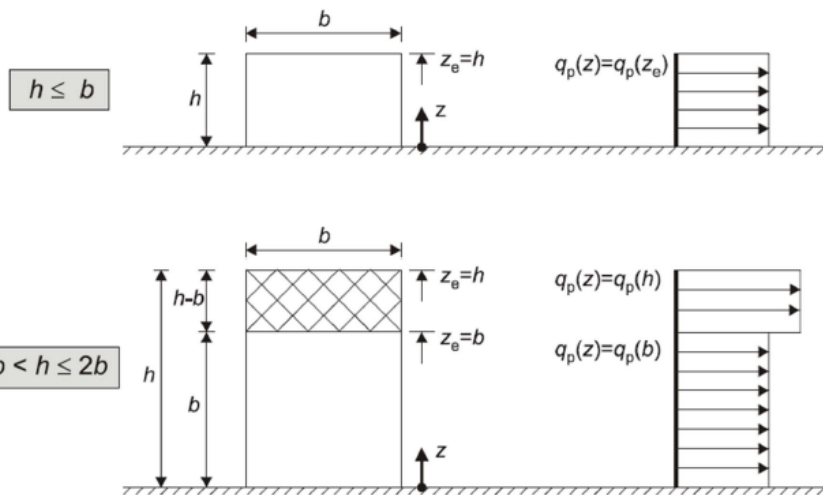
$$z_{0,IV}=0.05m$$

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

$z_{\min}=1m$ : το ελάχιστο ύψος για κατηγορία εδάφους II

$z_{\max}$ : λαμβάνεται ίσο προς 200 m

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



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

Έχουμε ύψος  $h = 17,0$  m και πλάτος  $b = 35,0$  m  $\rightarrow h < b$  , συνεπώς το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από ένα τμήμα με ύψος  $z_e = h=17$ m

Ισχύει ότι :  $z_{min} < z_e < z_{max}=200$ m

Και  $c_r(z) = 1.1075$

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

Έχουμε ύψος  $h = 17,0$  m και πλάτος  $b = 35,0$  m  $\rightarrow h < b$  , συνεπώς το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από ένα τμήμα με ύψος  $z_e = h=17$  m.

Και πάλι  $c_r(z)=1.1075$

### Συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης $C_o(z)$

Μέσω του συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης (ή αναγλύφου) 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 :

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

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

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

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

Θεωρώ  $\Phi=0$  άρα  $C_o=1$

$$\text{Και } v_m(z)=1.1075*1*33=36.5475\text{m/s}$$

### Πίεση ταχύτητας αιχμής

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

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (2.6)$$

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 :

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

$v_m(z)$  Η μέση ταχύτητα του ανέμου

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

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{για} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

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

όπου:

$k_I$  είναι ο συντελεστής στροβιλισμού. Η τιμή του  $k_I$  που θα χρησιμοποιηθεί σε μια χώρα μπορεί να δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα. Η προτεινόμενη τιμή του  $k_I = 1,0$ .

$c_o$  είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους όπως περιγράφηκε προηγουμένους

$z_0$  είναι το μήκος τραχύτητας σε m

$z$  είναι το ύψος του κτιρίου 17m

Προκύπτει:

$$I_v(z) = 0,17156$$

και η πίεση ταχύτητας αιχμής προκύπτει:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b = 1860,99 \text{ N/m}^2$$

$$q_p(17) = 1,861 \text{ kN/m}^2$$

β) Υπολογισμός εξωτερικών πιέσεων επί κατακόρυφων τοίχων

1. Για διεύθυνση ανέμου  $\vartheta = 0^\circ$

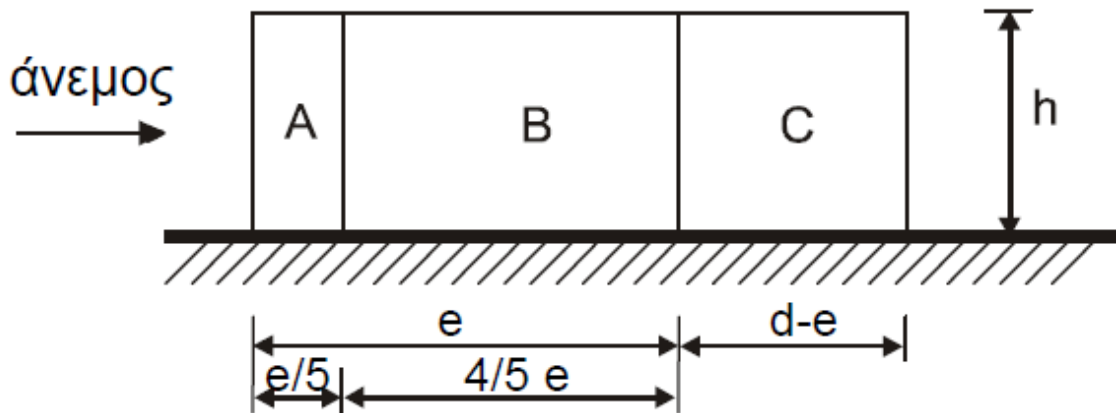
Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

Έχουμε:  $e = \min(b; 2h) = \min(36,2\text{m}; 34\text{m}) = 34,00\text{m} < d = 65,00\text{m}$

$$h/d = 17/65 = 0,261$$

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

## Όψη για $e < d$



Σχήμα 2.7: Καθορισμός ζωνών A, B και C, ανάλογα με τη διεύθυνση του ανέμου, για  $e < d$ .

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 2.4.

Πίνακας 2.2: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$  σε κατακόρυφους τοίχους για  $\vartheta=0^\circ$ .

	ΖΩΝΗ	A	B	C	D	E
$h/d$	1	-1.2	-0.8	-0.5	0.8	-0.5
	$\leq 0.25$	-1.2	-0.8	-0.5	0.7	-0.3
	0.261	-1.2	-0.8	-0.5	0.702	-0.303

Εξωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων τοίχων (παντού ίδιο ύψος):

Οι εξωτερικές πιέσεις υπολογίζονται από τη σχέση:

$$w_e = q_p \cdot (z_e) \cdot c_{pe,10} \quad (2.11)$$

Πίνακας 2.3: Εξωτερικές πιέσεις  $w_e$  σε κατακόρυφους τοίχους, για  $\vartheta=0^\circ$

ΖΩΝΗ	A	B	C	D	E
$w_e$	-2.233	-1.489	-0.931	1.303	-0,558

2. Για διεύθυνση ανέμου  $\vartheta=90^\circ$

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

Έχουμε:  $e = \min(b; 2h) = \min(65\text{m}; 34\text{m}) = 34.00\text{m} < d = 35.00\text{m}$

$h/d = 17/35 = 0.486$

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 2.4

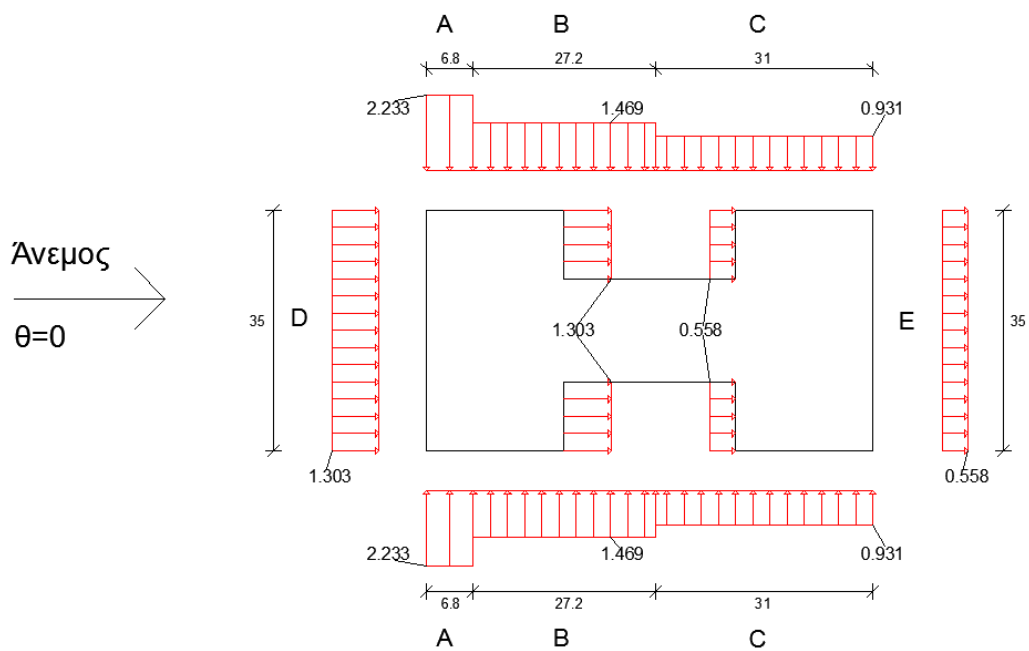
Πίνακας 2.4: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$  σε κατακόρυφους τοίχους, για  $\theta=90^\circ$ .

ΖΩΝΗ	A	B	C	D	E
1	-1.2	-0.8	-0.5	0.8	-0.5
$h/d \leq 0.25$	-1.2	-0.8	-0.5	0.7	-0.3
0.486	-1.2	-0.8	-0.5	0.732	-0.363

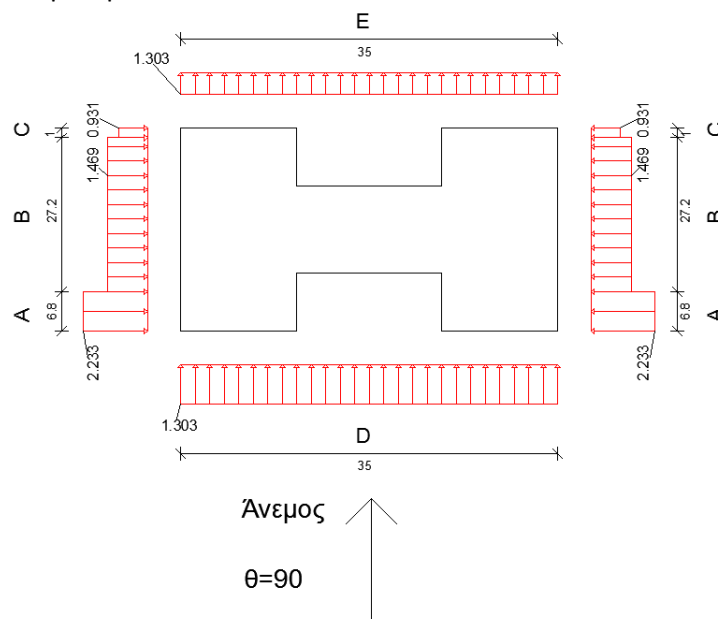
Εξωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων τοίχων  
Από την Εξίσωση (2.11), προκύπτει ο Πίνακας 2.5

Πίνακας 2.5: Εξωτερικές πιέσεις  $w_e$  σε κατακόρυφους τοίχους, για  $\theta=90^\circ$ .

ΖΩΝΗ	A	B	C	D	E
$w_e$	-2.233	-1.489	-0.931	1.303	-0,558



Σχήμα 2.8: Φορτία ανέμου για  $\theta=0^\circ$



Σχήμα 2.9: Φορτία ανέμου για  $\theta=90^\circ$



γ) Υπολογισμός εσωτερικών πιέσεων επί κατακόρυφων τοίχων  
Συντελεστές εσωτερικής πίεσης

Η κατασκευή δεν έχει δεσπόζουσα πλευρά σε αυτήν τη διεύθυνση, που να έχει περισσότερα ανοίγματα από τις άλλες, και επίσης δεν είναι εύκολος ο ακριβής υπολογισμός του ποσοστού των ανοιγμάτων ( $\mu$ ). Γι' αυτό λαμβάνεται ως συντελεστής εσωτερικής πίεσης  $c_{pi}$  η δυσμενέστερη τιμή από το +0.2 και -0.3. Δυσμενέστερη κατάσταση είναι όταν αθροίζονται οι δυνάμεις από τις εσωτερικές και εξωτερικές πιέσεις.

Έτσι, για παράδειγμα αν ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης σε ένα τοίχο είναι θετικός το δυσμενέστερο είναι να ληφθεί ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης αρνητικός,  $c_{pi} = -0.3$ . Αν αντιθέτως ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης σε ένα τοίχο είναι αρνητικός το δυσμενέστερο είναι να ληφθεί ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης θετικός, δηλαδή  $c_{pi} = +0.2$ .

Από τις κανονιστικές διατάξεις προτείνεται να λαμβάνονται και οι δύο περιπτώσεις φορτίσεως και να συνδυάζονται με τις εξωτερικές πιέσεις.

Εσωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων τοίχων

Οι εσωτερικές πιέσεις προκύπτουν από την εξίσωση:

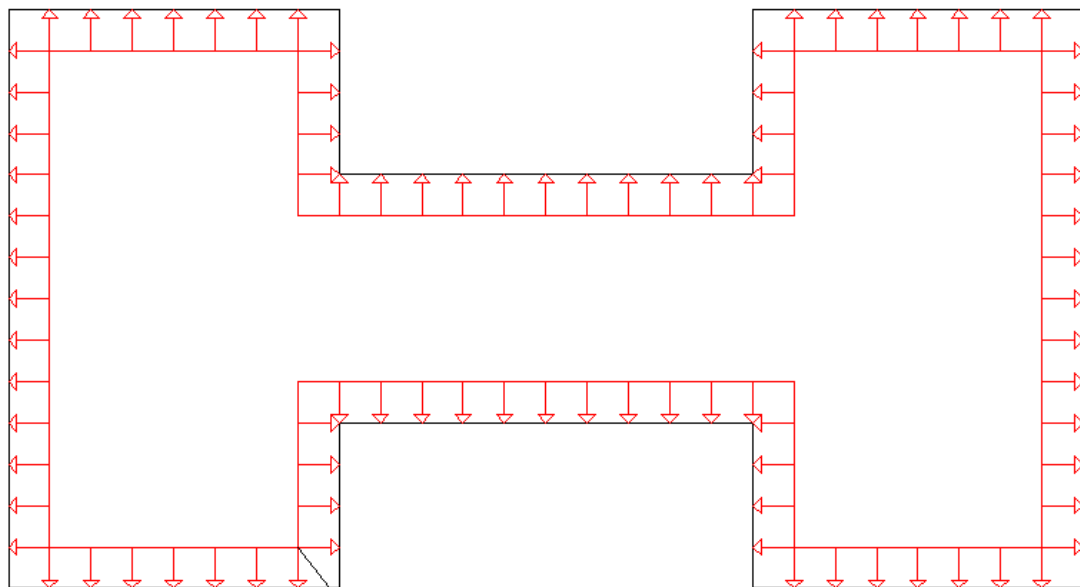
$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}$$

Από την παραπάνω σχέση, έχουμε:

Για  $c_{pi} = +0.2$ , προκύπτει :  $w_i = 0.372 \text{ kN/m}^2$

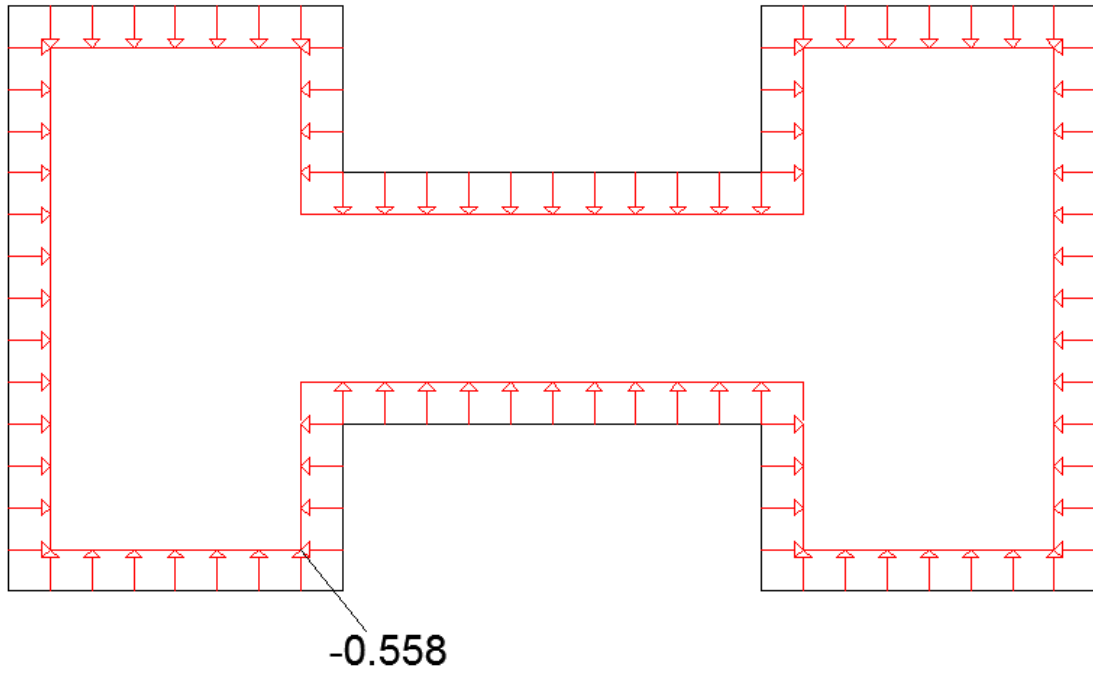
Για  $c_{pi} = -0.3$ , προκύπτει :  $w_i = -0.558 \text{ kN/m}^2$

όπου  $z_i = z_e = 17.00 \text{ m}$



0.372

Σχήμα 2.10: Φορτία ανέμου για  $c_p = +0.2$



Σχήμα 2.11 Φορτία ανέμου για  $c_p = -0.3$

δ) Υπολογισμός εξωτερικών πιέσεων επί της στέγης

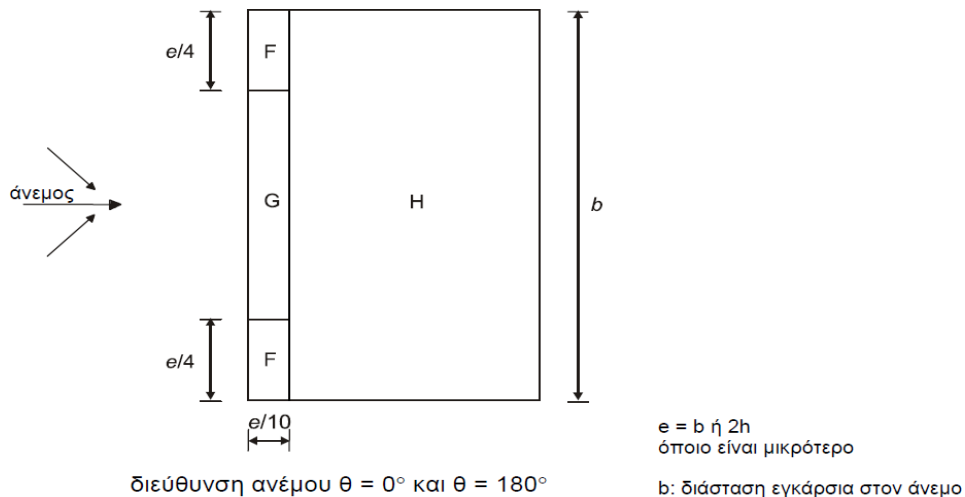
Έχουμε οριζόντια στέγη  $\alpha = 0^\circ$  με αιχμηρά άκρα, επομένως σύμφωνα με την παράγραφο 7.2.3 του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4

1. Για διεύθυνση ανέμου  $\vartheta = 0^\circ$

- Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

Έχουμε:  $e = \min(b; 2h) = \min(35\text{m}; 34\text{m}) = 34.00\text{m} < d = 65.00\text{m}$

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



Σχήμα 2.12: Καθορισμός ζωνών F, G και H για μονοκλινή στέγη, για διεύθυνση ανέμου  $\vartheta = 0^\circ$  και  $\vartheta = 180^\circ$

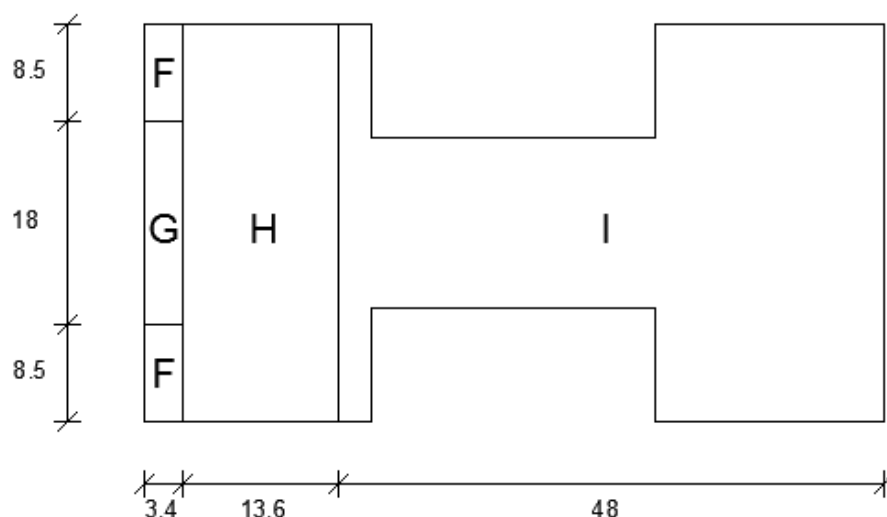
Πίνακας 2.6 — Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες

Τύπος στέγης	Ζώνη							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
Αιχμηρά άκρα	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	
							-0,2	

και :  $w_e = q_p(z_e) \cdot C_{pe,10}$ ,

οπότε οι Εξωτερικές πιέσεις  $w_e$  σε στέγη, για  $\vartheta=0^\circ$  δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

ΖΩΝΗ	F	G	H	I
$w_e$	-3.350	-2.233	-1,303	-0.372



Σχήμα 2.12: Καθορισμός ζωνών στη στέγη για  $\vartheta=0^\circ$

2. Για διεύθυνση ανέμου  $\vartheta=90^\circ$

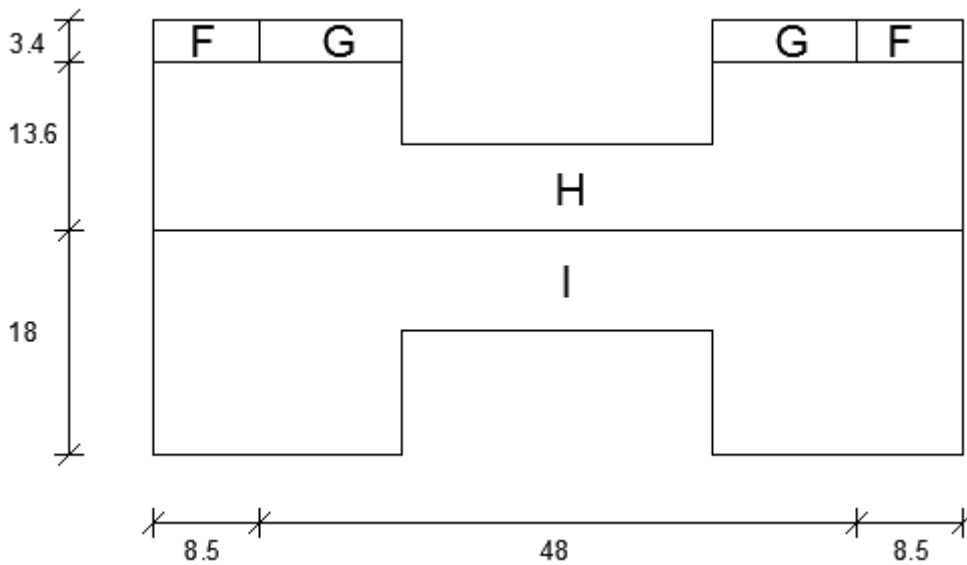
- Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

Έχουμε:  $e = \min(b; 2h) = \min(65m; 34m) = 34.00m < d = 35.00m$

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

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης είναι ίδιοι με την περίπτωση  $\vartheta=0^\circ$  οπότε και οι εξωτερικές πιέσεις  $w_{e\theta}$  είναι ίσες με την περίπτωση  $\vartheta=0^\circ$  :

ΖΩΝΗ	F	G	H	I
$w_e$	-3.350	-2.233	-1,303	-0.372



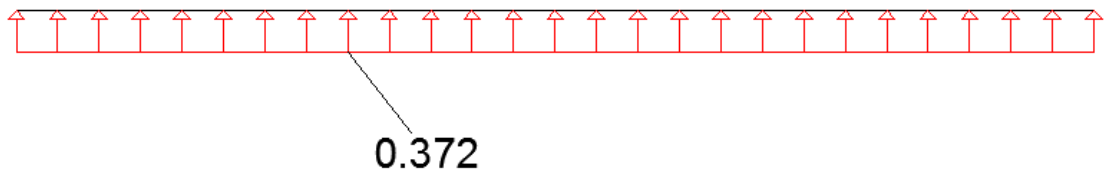
Σχήμα 2.13: Καθορισμός ζωνών στη στέγη για  $\theta=90^\circ$

ε) Υπολογισμός εσωτερικών πιέσεων επί της στέγης

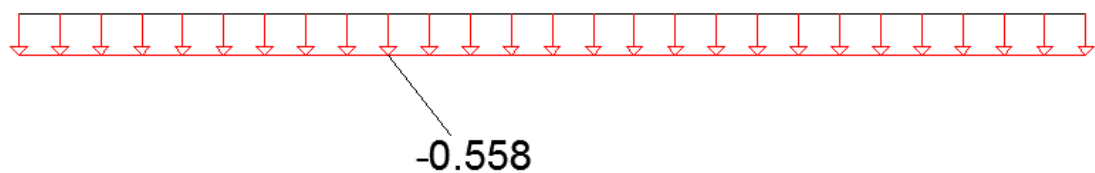
Από τη στιγμή που οι εσωτερικές πιέσεις εξαρτώνται από την πίεση ταχύτητας αιχμής και τους συντελεστές εσωτερικής πίεσης, θα προκύψουν ίδιες για κάθε διεύθυνση ανέμου, και θα είναι ομοιόμορφα κατανομημένες στην επιφάνεια της στέγης. Επομένως προκύπτει:

Για  $c_{pi} = +0.2$ , προκύπτει :  $w_i = 0.372 \text{ kN/m}^2$

Για  $c_{pi} = -0.3$ , προκύπτει :  $w_i = -0.558 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 2.14: Φορτία ανέμου για Εσωτερικές πιέσεις επί της στέγης για  $c_{pi}=+0.2$



Σχήμα 2.15: Φορτία ανέμου για Εσωτερικές πιέσεις επί της στέγης για  $c_{pi}=-0.3$

#### 2.2.4 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 EN 1998-1, τα σεισμικά αποτελέσματα και τα αποτελέσματα των άλλων δράσεων που περιλαμβάνονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού μπορούν να υπολογιστούν με βάση την γραμμική-ελαστική συμπεριφορά του φορέα. Μπορεί λοιπόν να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης :

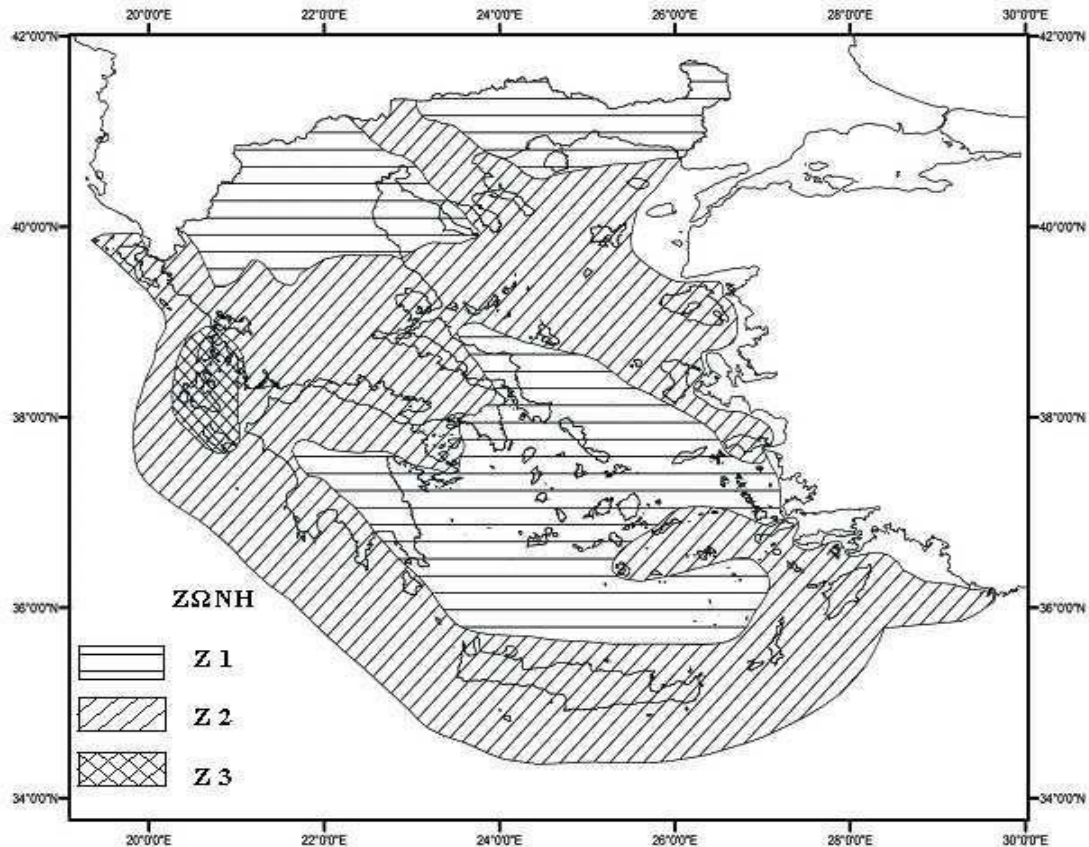
- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Στην παρούσα εργασία ,η μελέτη της κατασκευής 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 Robot Structural Analysis.

#### 1. Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται συμβατικά με μια μόνο παράμετρο, τη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση  $a_{gr}$  και καθορίζεται ανάλογα με τη Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η χώρα μας χωρίζεται σε τρεις Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας (Z1, Z2, Z3) τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης, η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης  $P_{NCR}=10\%$  στα 50 έτη (ή περίοδο επαναφοράς  $T_{NCR}=457$ έτη).

Για την παρούσα κατασκευή, η οποία βρίσκεται στους Αμπελόκηπους του νομού Αττικής, γίνεται η θεώρηση πως βρίσκεται στη Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1, με βάση το Σχήμα 2.25.



Σχήμα 2.16: Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

## 2. Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης  $a_{gr}$  που έχει ληφθεί με βάση τον χάρτη ζωνών από τον Ευρωκώδικα EN 1998-1 NA, και σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα έχει πιθανότητα υπέρβασης  $P_{NCR} = 10\%$  στα 50 έτη, με βάση τη σχέση  $a_{gr} = a \cdot g$ . Για Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2, η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους είναι  $a_{gr} = 0.24g$ .

Πίνακας 2.7: Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	Z1	Z2	Z3
$a_{gr}/g$	0.16	0.24	0.36

## 1. Προσδιορισμός της Κατηγορίας Εδάφους

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες A, B, C, D 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 3.1 του Ευρωκώδικα EN 1998-1. Ο συγκεκριμένος πίνακας καθορίζει την κατηγορία του εδάφους από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται σε αυτόν.

Οι τιμές των παραμέτρων που καθορίζουν το οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης,

δίνονται από τον Πίνακα 2.8:

Πίνακας 2.8: Παράμετροι φασμάτων ελαστικής απόκρισης

Κατηγορία Εδάφους	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1.00	0.15	0.40	2.50
B	1.20	0.15	0.50	2.50
C	1.15	0.20	0.60	2.50
D	1.35	0.20	0.80	2.50
E	1.40	0.15	0.50	2.50

Σύμφωνα με τον παραπάνω πίνακα για έδαφος κατηγορίας B θα έχουμε :

$S=1.20$  ,  $T_B=0.15\text{sec}$  ,  $T_C=0.50\text{sec}$  και  $T_D=2.50\text{sec}$

### 3. 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  $\gamma_i$ . Στην περίπτωση μας, η κατασκευή ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας II (Συνήθη κτίρια). Ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι  $\gamma_i=1.0$  και προκύπτει από τον Πίνακα 2.4

Πίνακας 2.9: Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια

Κατηγορία σπουδαιότητας	$\gamma_i$	Περιγραφή
I	0.80	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	1.00	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.
II	1.20	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.
IV	1.40	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.

### 4. 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. Στην παρούσα μελέτη χρησιμοποιήθηκε συντελεστής συμπεριφοράς  $q=4$  λόγω της χρήσης διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας και στις δύο διευθύνσεις.

Πίνακας 2.10: Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη

ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΙΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5 \alpha_w / \alpha_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντροτητα Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V	4 2	4 2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	$5 \alpha_w / \alpha_1$
δ) Αντεστραμμένο εκκρεμές	2	$2 \alpha_w / \alpha_1$
ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 5	
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4 \alpha_w / \alpha_1$
ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)	2	2
	Βλέπε Κεφάλαιο 7	
	4	$5 \alpha_w / \alpha_1$

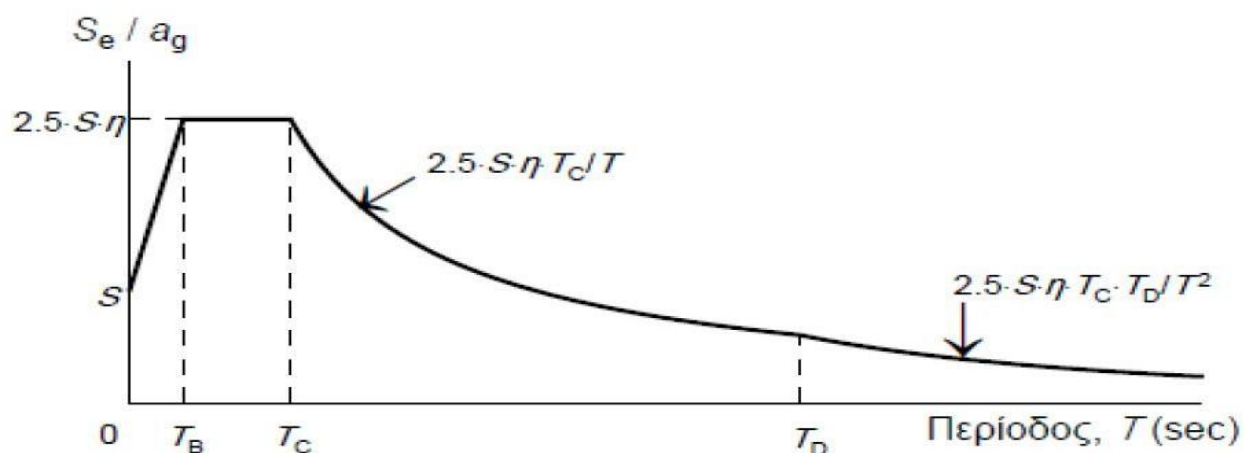
#### 5. Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού

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 Z2 (επιτάχυνση  $a_{gr}=0.16g$ )
- Κατηγορία εδάφους B
- Κατηγορία σπουδαιότητας II με  $\gamma_I=1.00$
- Συντελεστής συμπεριφοράς  $q=4$
- Απόσβεση  $\zeta=5\%$

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





Σχήμα 2.17: Φασματική επιτάχυνση

Για $0 < T < T_b$	$sd(T) = ag \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_b} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$
Για $T_b < T < T_c$	$sd(T) = ag \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$
Για $T_c < T < T_d$	$sd(T) = ag \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_c}{T} \geq \beta \cdot ag$
Για $T_d < T < 4\text{sec}$	$sd(T) = ag \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_c \cdot T_d}{T^2} \geq \beta \cdot ag$

όπου:

$Sd(T)$  είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

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

$ag$  είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας B ( $ag = \gamma I \cdot agR$ )

$T_b$  είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

$T_c$  είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

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

$S$  είναι ο συντελεστής εδάφους

$q$  είναι συντελεστής συμπεριφοράς

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

### 3 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

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

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας (Ultimate Limit States-ULS, πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κτλ ), που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός 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 κατάλληλως (συντελεστές συνδυασμού  $\psi$ ) για καθεμία από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα. Είναι προφανές ότι οι δράσεις που υπεισέρχονται στους συνδυασμούς, επενεργούν και εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

#### 3.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Η οριακή κατάσταση αστοχίας αφορά στην απώλεια της ισορροπίας του φορέα, στην αστοχία λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων, στη μετατροπή του φορέα ή μέρους του σε μηχανισμό και στη θραύση και απώλεια της ευστάθειας του λόγω κόπωσης. Η αστοχία αυτού του τύπου δύναται να θέσει σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές.

Οι συνδυασμοί δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας καθορίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1990:2002 και παρουσιάζονται παρακάτω:

α. Καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

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

όπου "+" σημαίνει "επαλληλία με"

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

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

$P$ : χαρακτηριστική τιμή προέντασης

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

$\gamma_{Q,i}$ : 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)

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

β. Για τυχηματικές καταστάσεις

Δε λαμβάνονται υπόψη καθώς δε δρουν τυχηματικές δράσεις στην κατασκευή.

γ. 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 επικρατέστερης μεταβλητής δράσης

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

$P$ : χαρακτηριστική τιμή προέντασης

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

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

Οι προτεινόμενες τιμές του συντελεστή  $\psi_i$  του φορτίου χιονιού, του ανέμου και του επιβαλλόμενου φορτίου, που ορίζονται στο Εθνικό Προσάρτημα δίνονται στον Πίνακα 3.1 που ακολουθεί.

Πίνακας 3.1: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών  $\psi$  για κτίρια

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			
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων	1,0	0,9	0,8
βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$			
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων	0,7	0,7	0,6
30kN < βάρος οχημάτων $\leq 160\text{kN}$			
Κατηγορία H: στέγες	0,7	0,5	0,3
	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

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

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) (EN1991-1-1)
- $\psi_0=0,6$ , φορτία ανέμου σε κτίρια (EN1991-1-4)
- $\psi_0=0,5$ , φορτία χιονιού σε κτίρια (EN1991-1-3)
- $\psi_2=0,6$ , επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια (κινητά) (EN1991-1-1)
- $\psi_2=0$ , φορτία ανέμου σε κτίρια (EN1991-1-4)
- $\psi_2=0$ , φορτία χιονιού σε κτίρια (EN1991-1-3)

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

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

Σεισμικός συνδυασμός:

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

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

Ευμενής Συνδυασμός :

$G+Q$

### 3.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (χαρακτηριστικός συνδυασμός)

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

όπου

$C_d$ : η οριακή τιμή σχεδιασμού του συναφούς κριτηρίου λειτουργικότητας

$E_d$ : η τιμή του σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων,

οι οποίες καθορίζονται στα πλαίσια του κριτηρίου λειτουργικότητας και η οποία προσδιορίζεται βάσει του σχετικού συνδυασμού.

Οι προτεινόμενες τιμές των συντελεστών συνδυασμού  $\psi$  σύμφωνα με τις διατάξεις του

Ευρωκώδικα είναι οι εξής:

- $\psi_0=0,7$ , επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια (κινητά) (EN1991-1-1)
- $\psi_0=0,6$ , φορτία ανέμου σε κτίρια (EN1991-1-4)

- $\psi_0 = 0,5$  , φορτία χιονιού σε κτίρια ( EN1991-1-3)
- $\psi_2 = 0$  , φορτία ανέμου σε κτίρια ( EN1991-1-4)

Συνδυασμοί :

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

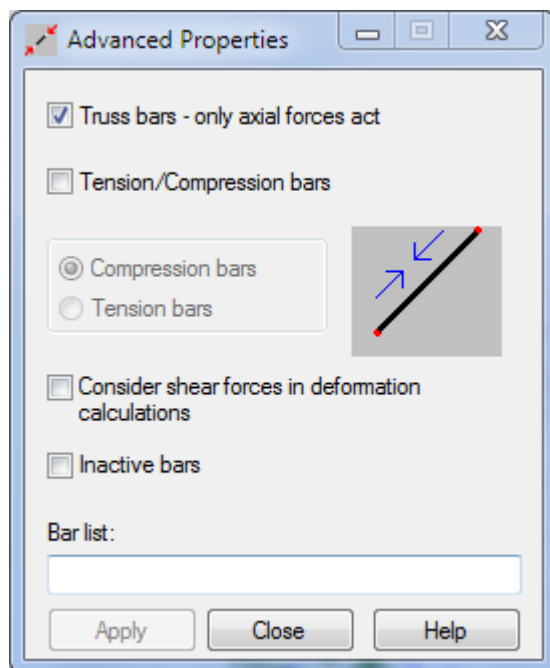
Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο W  
 $G+W+0,7Q+0,5S$

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

## 4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

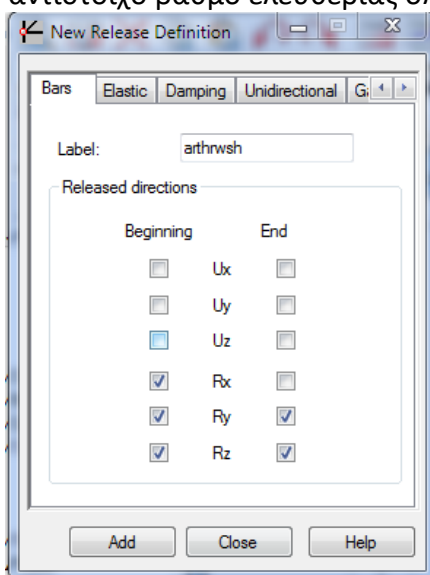
### 4.1 Μόρφωση Φορέα

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας προσομοιώθηκαν ως αμφιαρθρωτά στοιχεία με δυνατότητα παραλαβής μόνο αξονικού φορτίου. Η δυνατότητα αυτή ενεργοποιείται επιλέγοντας την εντολή Truss bar όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.3.



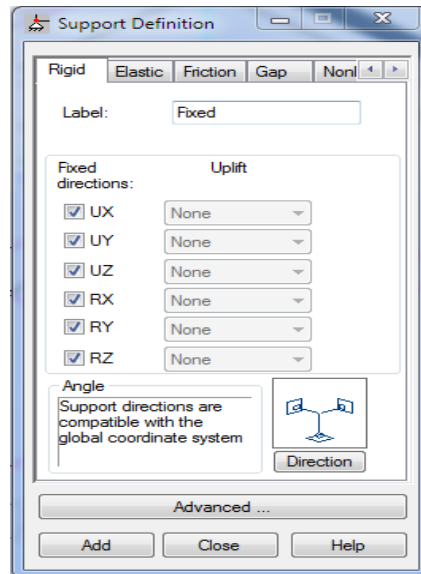
Εικόνα 4.1 : Ορισμός μέλους για παραλαβή μόνο αξονικού φορτίου

Οι κύριες και οι δευτερεύουσες δοκοί καθώς και οι διαδοκίδες θεωρήθηκαν αμφιαρθρωτά στοιχεία, απελευθερώνοντας τον αντίστοιχο βαθμό ελευθερίας όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.2



Εικόνα 4.2 : Υλοποίηση άρθρωσης στο Robot Structural Analysis

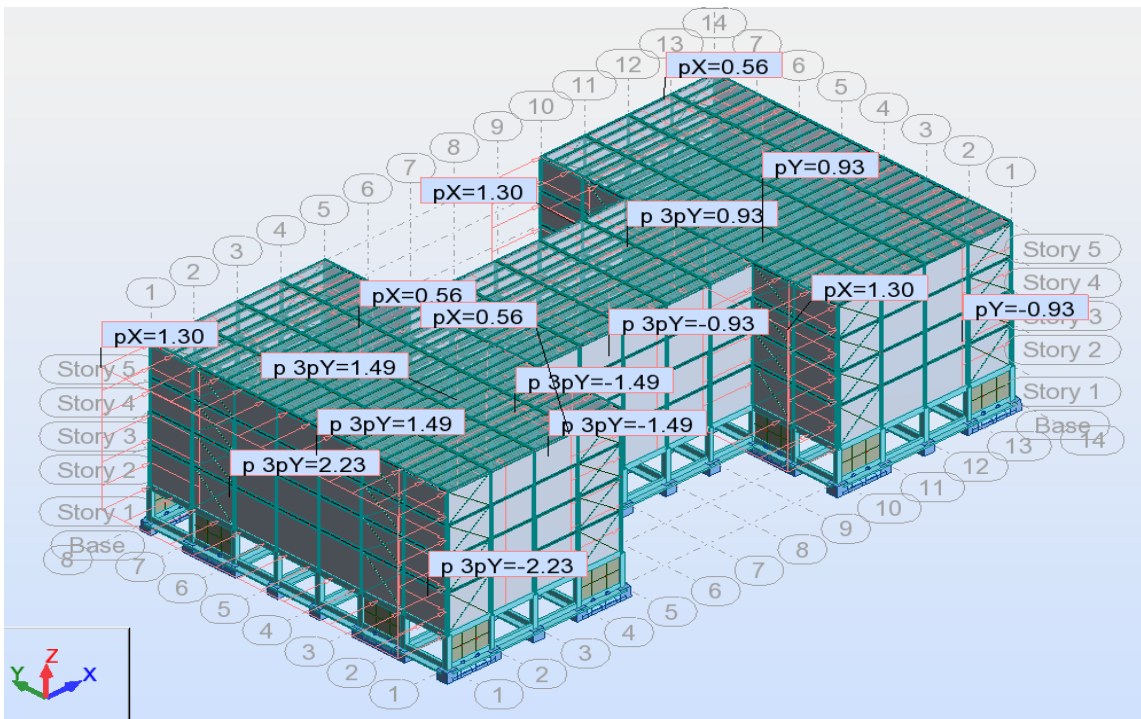
Οι στηρίξεις των υποστυλωμάτων του υπογείου προσομοιώθηκαν με πακτώσεις ενώ δε λήφθηκε υπόψη η ενδοσιμότητα του εδάφους θεμελίωσης (Εικόνα 4.1).



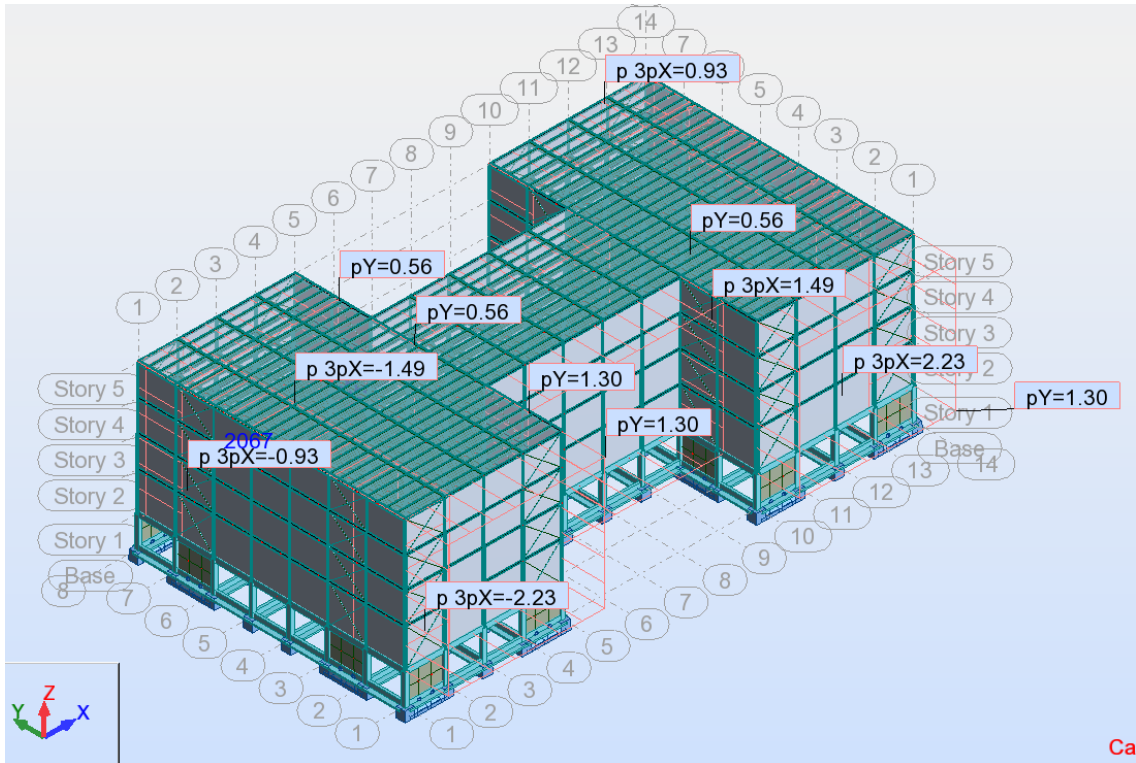
Εικόνα 4.3 : Δέσμευση βαθμών ελευθερίας για υλοποίηση πάκτωσης στο Robot Structural Analysis

## 4.2 Φορτίσεις Ανέμου

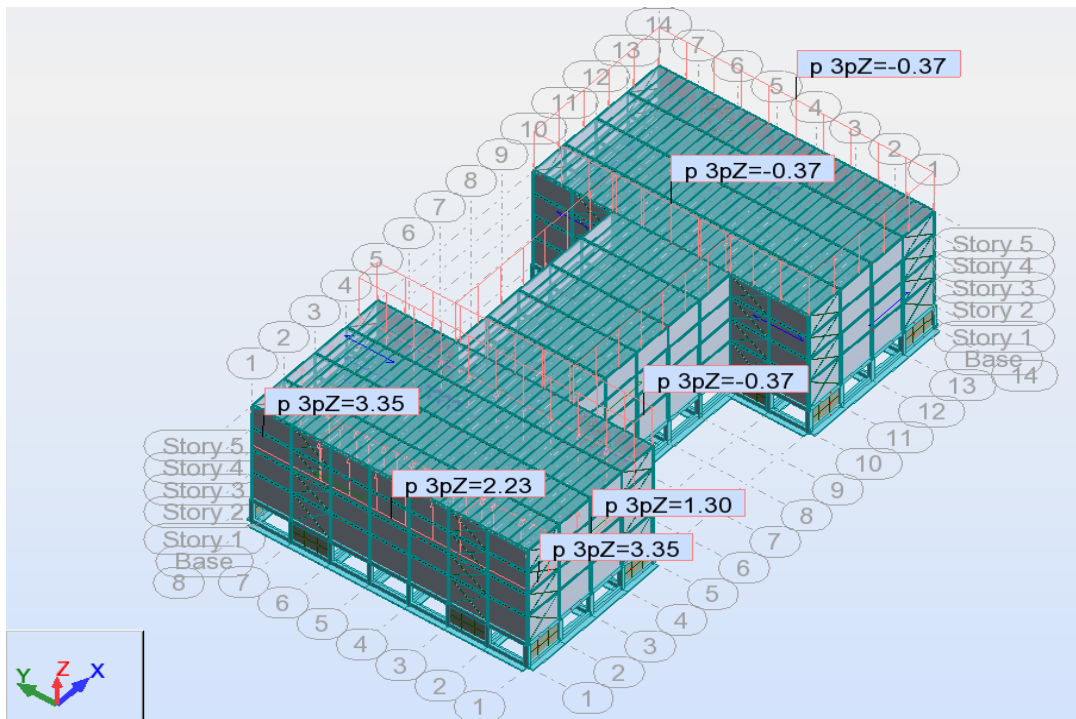
Προσομοιώνονται οι φορτίσεις ανέμου στο πρόγραμμα



Εικόνα 4.4 : Φόρτιση ανέμου στους εξωτερικούς τοίχους για  $\theta=0^\circ$

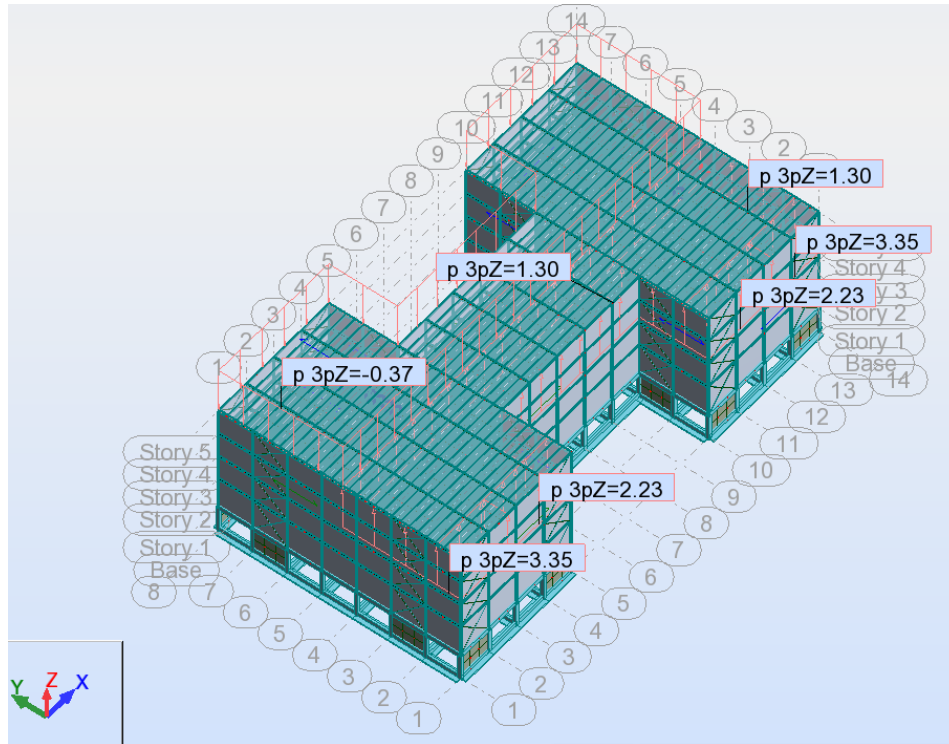


Εικόνα 4.5 : Φόρτιση ανέμου στους εξωτερικούς τοίχους για  $\theta=90^\circ$



Εικόνα 4.6 : Φόρτιση ανέμου στη στέγη για  $\theta=0^\circ$





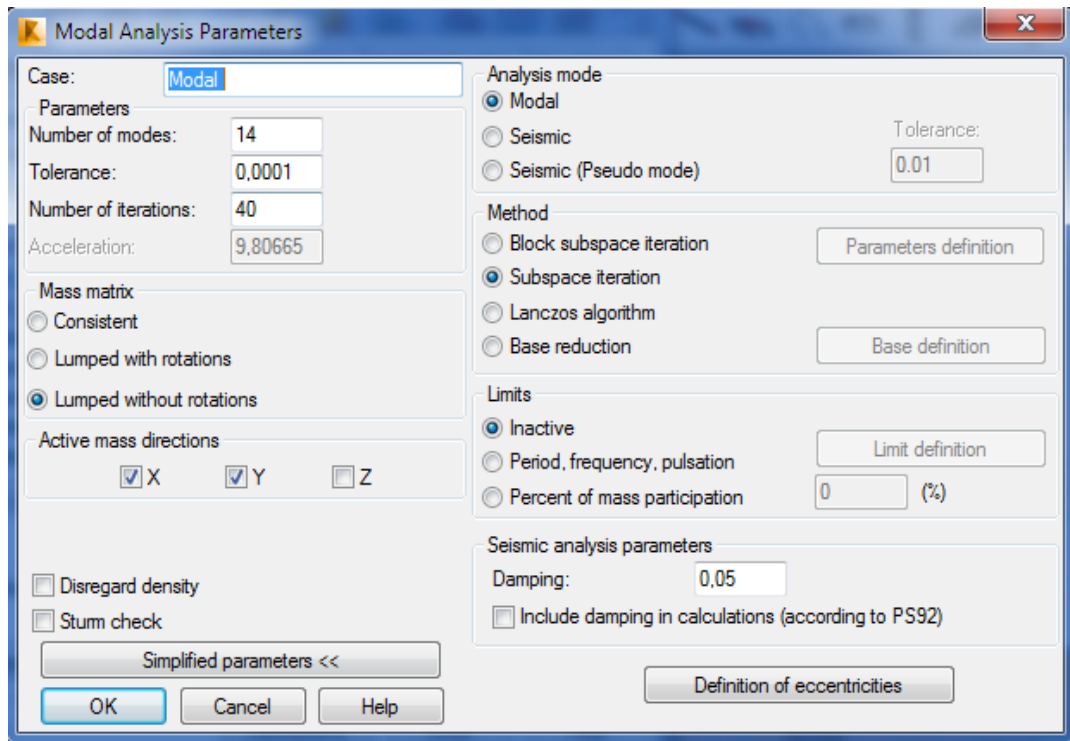
Εικόνα 4.7 : Φόρτιση ανέμου στη στέγη για  $\theta=90^\circ$

### 4.3 Σεισμικές Φορτίσεις

Η ανάλυση των σεισμικών δράσεων της κατασκευής πραγματοποιήθηκε με χρήση της Δυναμικής Φασματικής Μεθόδου, η οποία συνίσταται στην επαλληλία των μέγιστων τιμών των ιδιομορφικών αποκρίσεων.

Η επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων για ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού πραγματοποιείται με τη μέθοδο της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας CQC (Complete Quadratic Combination).

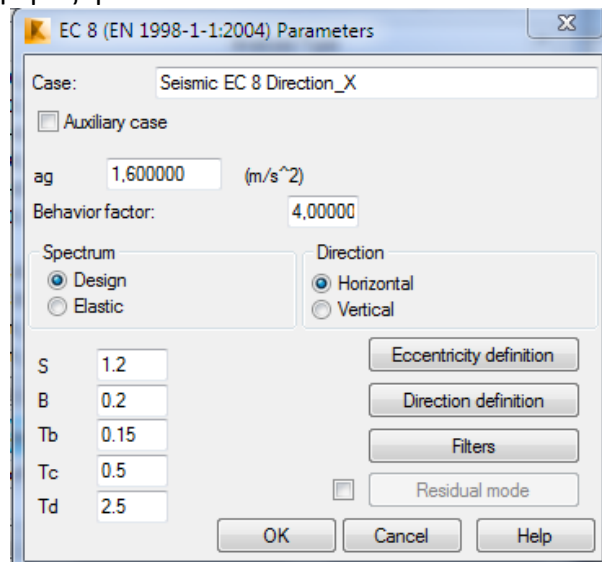
Κατά την ανάλυση του φορέα ορίστηκαν 14 ιδιομορφές προκειμένου το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών να φθάσει τουλάχιστον το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας κατά X και Y. Στην Εικόνα 4.13 ορίζεται η εισαγωγή των παραμέτρων της ιδιομορφικής ανάλυσης.



Εικόνα 4.13 : Εισαγωγή δεδομένων ιδιομορφικής ανάλυσης

Ο ορισμός των παραμέτρων του φάσματος σχεδιασμού των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού, όπως πραγματοποιείται στο Robot Structural Analysis φαίνεται στην Εικόνα 4.14. Τα χαρακτηριστικά του φάσματος είναι τα εξής:

- Κατηγορία εδάφους Β
- Εδαφική επιτάχυνση  $a_g = 1.60$
- Συντελεστής συμπεριφοράς  $q = 4$



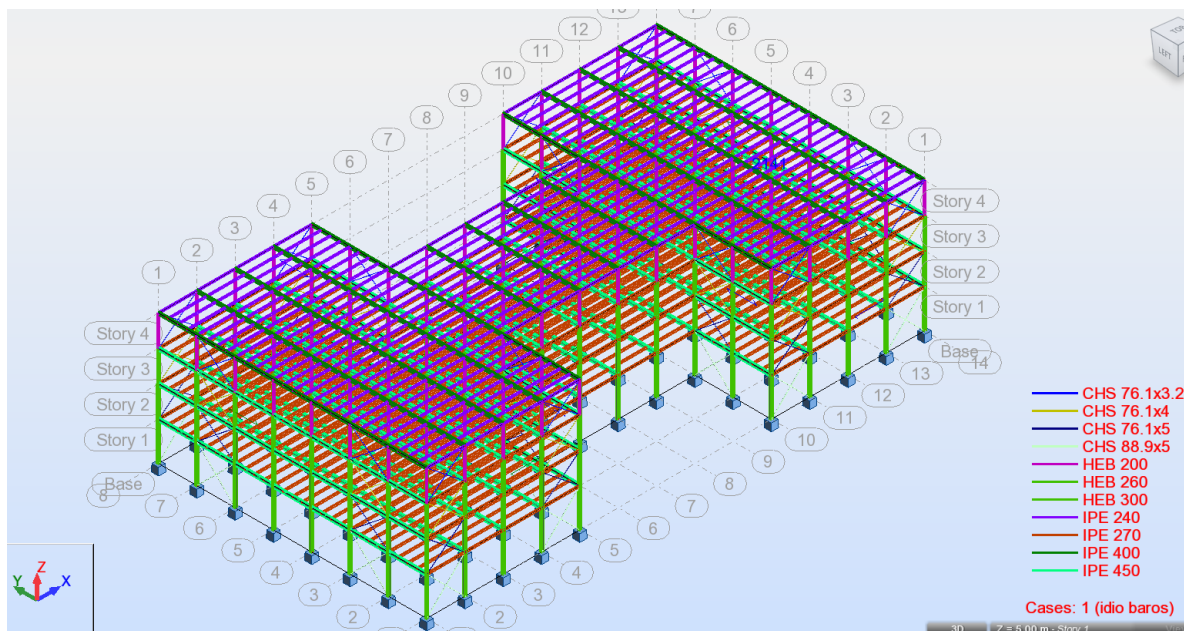
Εικόνα 4.14 : Εισαγωγή δεδομένων της οριζόντιας συνιστώσας του σεισμού

Για κάθε μία από τις δυο διευθύνσεις του σεισμού ορίζεται και η αντίστοιχη περίπτωση δυναμικής ανάλυσης από τις οποίες θα προκύψουν τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού στην οριακή αστοχίας. Οι περιπτώσεις δυναμικής ανάλυσης είναι οι εξής:

- Για σεισμό κατά X-X, στην εγκάρσια διεύθυνση (EQX)
- Για σεισμό κατά Y-Y, στην διαμήκη διεύθυνση (EQY)

#### 4.3 Προσομοίωση του κτιρίου χωρίς υπόγειο

Στην προσομοίωση του κτιρίου χωρίς υπόγειο, οι στηρίξεις των υποστυλωμάτων του ισογείου προσομοιώθηκαν με πακτώσεις έχοντας τον ίδιο ακριβώς φορέα με πριν, χωρίς όμως το υπόγειο (δηλαδή χωρίς τις πλάκες τις δοκούς τα υποστυλώματα τα τοιχεία και τις πεδιλοδοκούς από οπλισμένο σκυρόδεμα )



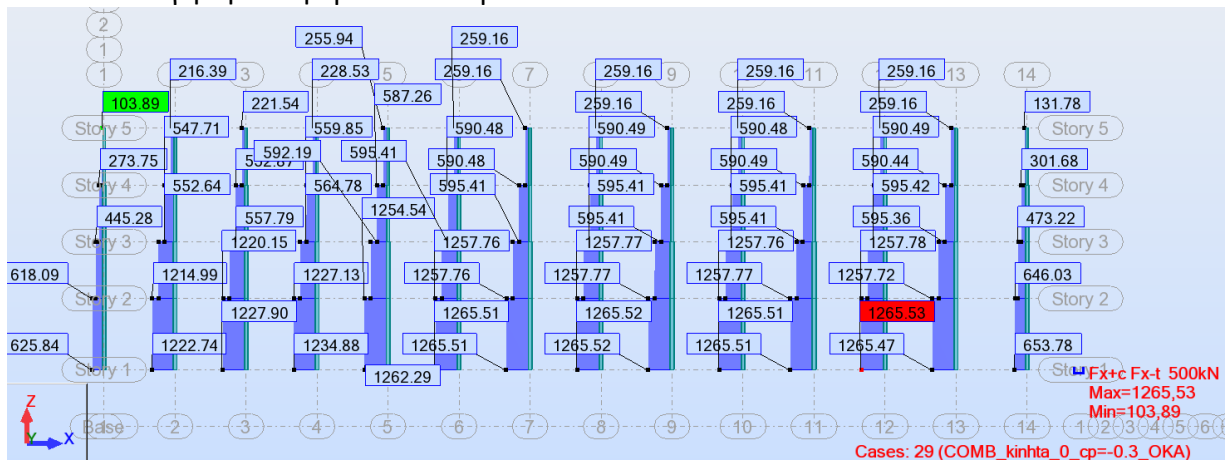
Εικόνα 4.15 : Προσομοίωση του κτιρίου χωρίς υπόγειο

## 5 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

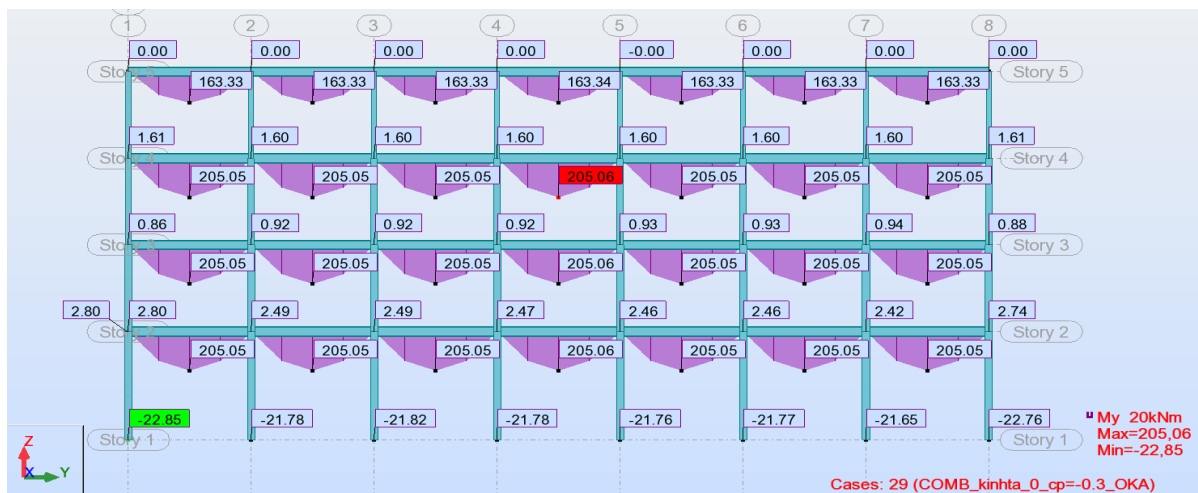
Στο παρόν Κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης που πραγματοποιήθηκε με το Robot Structural Analysis. Παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη για τους συνδυασμούς φορτίσεων, οι έλεγχοι διατομών και μελών, οι τελικές διατομές των μελών, τα μέγιστα ποσοστά εκμετάλλευσης των διατομών, οι έλεγχοι βελών στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και οι δεσπόζουσες ιδιοπερίοδοι της κατασκευής.

### 5.1 Εντατικά μεγέθη

Στα σχήματα 5.1-5.14 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 τη δράση του συνδυασμού  $1,35G+1,5Q+1,5\cdot 0,6W+1,5\cdot 0,5S$ . 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 φορέα του κτιρίου.



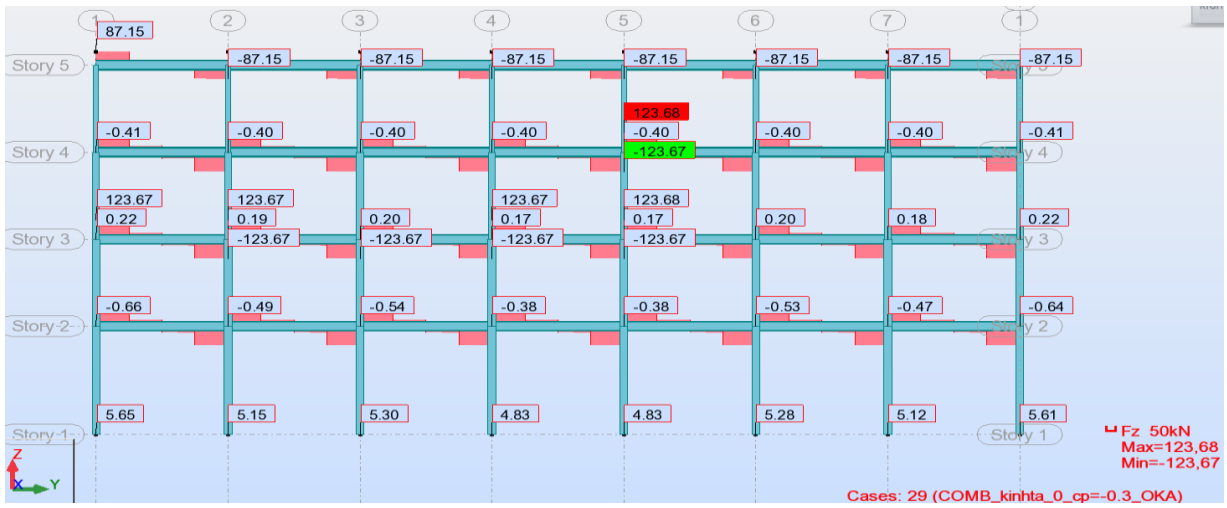
Σχήμα 5.1: Διάγραμμα δυσμενέστερου συνδυασμού αξονικής δύναμης N



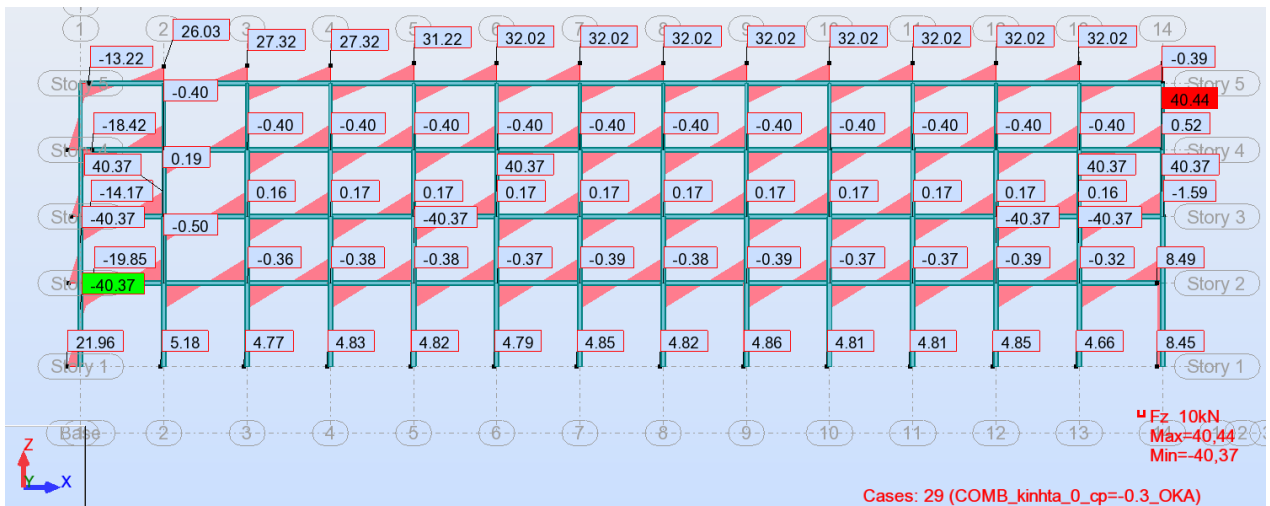
Σχήμα 5.2: Διάγραμμα δυσμενέστερου συνδυασμού καμπτικών ροπών στη διεύθυνση X



Σχήμα 5.3: Διάγραμμα δυσμενέστερου συνδυασμού καμπτικών ροπών στη διεύθυνση Y



Σχήμα 5.4: Διάγραμμα δυσμενέστερου συνδυασμού τεμνουσών στη διεύθυνση Y



Σχήμα 5.5: Διάγραμμα δυσμενέστερου συνδυασμού τεμνουσών στη διεύθυνση X

## 5.2 Περιορισμός βλαβών

### 5.2.1 Περιορισμός σχετικών μετακινήσεων ορόφων

Ο έλεγχος για τον περιορισμό βλαβών επί της κατασκευής είναι βασικός σε κτίρια τα οποία σχεδιάζονται σε περιοχές υψηλής σεισμικότητας και συνδέεται άμεσα με τον περιορισμό των γωνιακών παραμορφώσεων «γ» και των σχετικών μετακινήσεων «dr» 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
- 0,75% για πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία συνδεδεμένα με το φορέα
- 1,00% για κτίρια χωρίς μη-δομικά στοιχεία ή με μη-δομικά στοιχεία που δε συμμετέχουν στην παραμόρφωση της κατασκευής

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

$$d_r \cdot q \cdot v \leq 0,0075 \cdot h$$

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

όπου:

γ η γωνιακή παραμόρφωση

dr = do – du η σχετική μετακίνηση (relative displacement) του ορόφου

do η μετακίνηση του διαφράγματος στην κεφαλή του υποστυλώματος

du 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

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός εδώ ήταν εκείνος του σεισμού

Για το κτίριο με υπόγειο :

Κατά τη διεύθυνση X :



Σχήμα 5.28: Ολικές μετακινήσεις κατά x σε cm

$$dr UX (cm) \cdot 0.5 < 0.0075 \cdot h$$

Ισόγειο:  $2.2 \cdot 0.5 < 0.0075 \cdot 500$

$$1.1 < 3.75$$

1<sup>ος</sup> ορ:  $2.6 \cdot 0.5 < 0.0075 \cdot 400$

$$1.3 < 3$$

2<sup>ος</sup> ορ:  $2.6 \cdot 0.5 < 0.0075 \cdot 400$

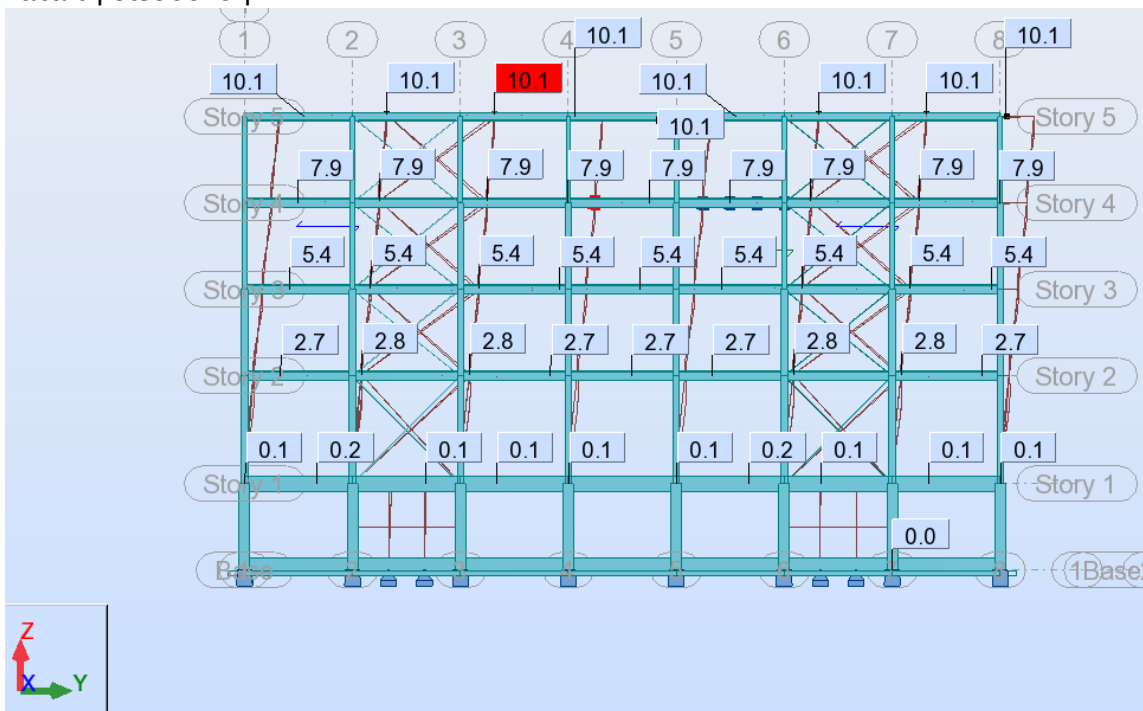
$$1.3 < 3$$

3<sup>ος</sup> ορ:  $2.3 \cdot 0.5 < 0.0075 \cdot 400$

$$1.15 < 3$$

Οι έλεγχοι ικανοποιούνται και οι μετακινήσεις είναι αποδεκτές

Κατά τη διεύθυνση Y :



Σχήμα 5.29: Ολικές μετακινήσεις κατά y σε cm

$$dr UX (cm) \cdot 0.5 < 0.0075 \cdot h$$

Ισόγειο:  $2.6 \cdot 0.5 < 0.0075 \cdot 500$

$$1.3 < 3.75$$

1<sup>ος</sup> ορ:  $2.7 \cdot 0.5 < 0.0075 \cdot 400$

$$1.35 < 3$$

2<sup>ος</sup> ορ:  $2.5 \cdot 0.5 < 0.0075 \cdot 400$

$$1.25 < 3$$

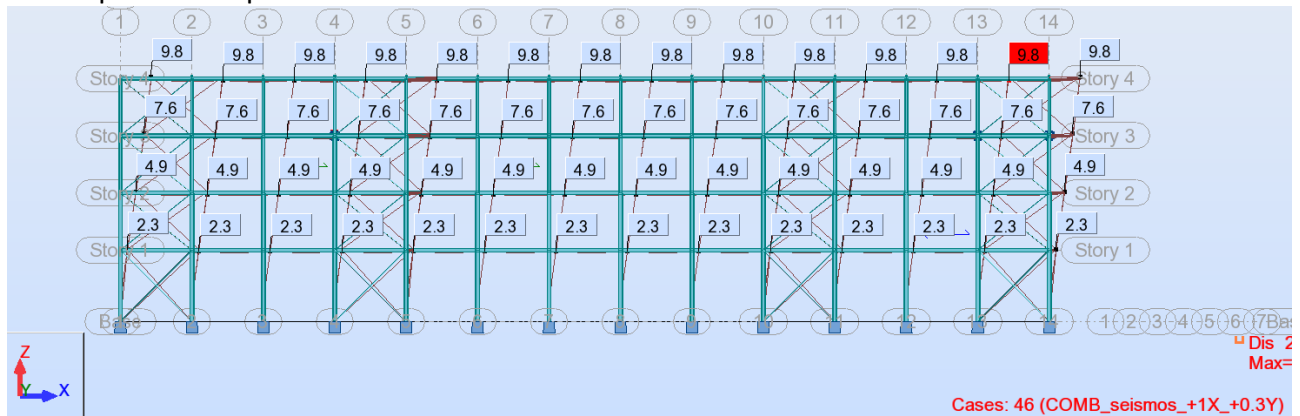
3<sup>ος</sup> ορ:  $2.2 \cdot 0.5 < 0.0075 \cdot 400$

$$1.1 < 3$$

Οι έλεγχοι ικανοποιούνται και οι μετακινήσεις είναι αποδεκτές.

Για το κτίριο χωρίς υπόγειο :

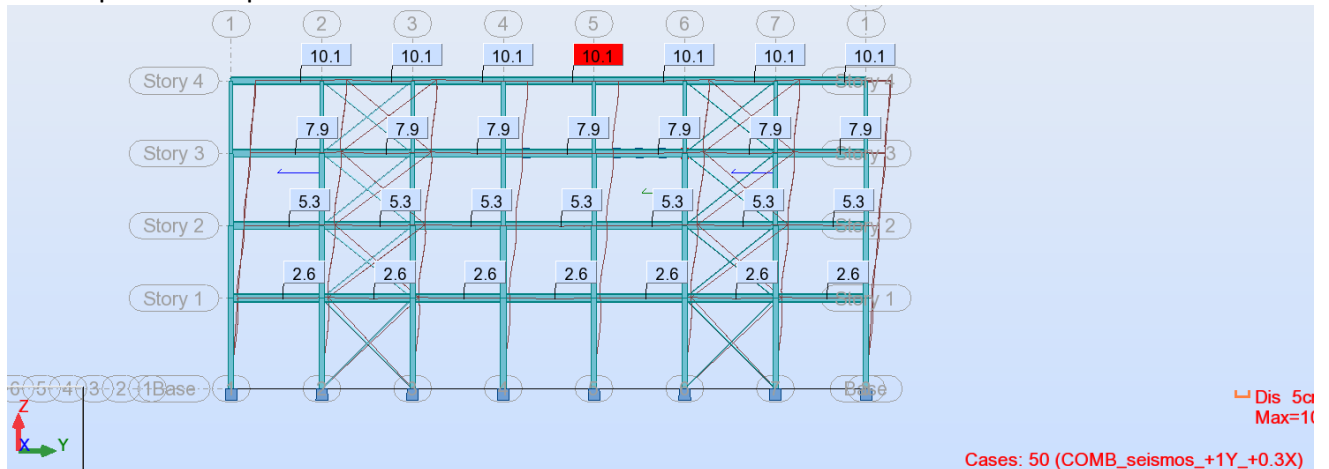
Κατά τη διεύθυνση X :



Σχήμα 5.30: Ολικές μετακινήσεις κατά x σε cm

Οι έλεγχοι ικανοποιούνται και πάλι καθώς οι μετακινήσεις είναι σχεδόν ολίδιες

Κατά τη διεύθυνση Y :



Σχήμα 5.31: Ολικές μετακινήσεις κατά y σε cm

Οι έλεγχοι ικανοποιούνται και πάλι καθώς οι μετακινήσεις είναι σχεδόν ολίδιες

### 5.2.2 Περιορισμός φαινομένων 2ας τάξεως

Σύμφωνα με την παράγραφο §4.4.2.2 του EN 1998-1, η επίλυση με θεωρία πρώτης τάξεως επιτρέπεται εφόσον ικανοποιείται η ακόλουθη σχέση για κάθε όροφο. Σε αυτή τη περίπτωση τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως μπορούν να αγνοηθούν.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_s}{V_{tot} \cdot h} < 0.3$$



Όπου

$\theta$ : συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου

$P_{tot}$ : το συνολικό φορτίο βαρύτητας στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων

$V_{tot}$ : η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου

$dr$ : η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζοντίων μετακινήσεων  $ds$  των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου (όπως υπολογίστηκαν και στον έλεγχο περιορισμού σχετικών μετακινήσεων ορόφων)

Αν  $\theta < 0.1$  δε χρειάζεται να ληφθεί υπόψη η επιρροή τους

Αν  $0.1 < \theta < 0.2$  λαμβάνονται υπόψη πολλαπλασιάζοντας σεισμικές εντάσεις με  $1/(1-\theta)$  & επανέλεγχο

Αν  $0.2 < \theta < 0.3$  πρέπει να ληφθούν υπόψη πλήρως (μη γραμμική ανάλυση γεωμετρίας)

Κατά τη διεύθυνση X

Δυσμενέστερος σεισμικός συνδιασμός :  $1,00 \cdot G + 0,60 \cdot Q + 1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y$

Όροφος		Υπόγειο	Ισόγειο	1 <sup>ος</sup> όροφος	2 <sup>ος</sup> όροφος	3 <sup>ος</sup> όροφος
Συνολικό φορτίο βαρύτητας ορόφου	$P_{tot}$ [kN]	49893,08	39345,14	25232,77	19268,66	8805,955
Συνολική τέμνουσα ορόφου	$V_{tot}$ [kN]	4858,91	2117,86	1788,11	1409,73	929,28
Τιμή σχεδιασμού σχετικής μετακίνησης ορόφου	$dr$ [cm]	0,1	2,2	2,6	2,6	2,3
Υψος ορόφου	$h$ [cm]	400	500	400	400	400
Συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου	$\theta = \frac{P_{tot} \cdot ds}{V_{tot} \cdot h}$	0,002567	0,081742	0,091724	0,088844	0,054488

Κατά τη διεύθυνση Y

Δυσμενέστερος σεισμικός συνδιασμός :  $1,00 \cdot G + 0,60 \cdot Q + 0,30 \cdot E_x + 1,00 \cdot E_y$

Όροφος		Υπόγειο	Ισόγειο	1 <sup>ος</sup> όροφος	2 <sup>ος</sup> όροφος	3 <sup>ος</sup> όροφος
Συνολικό φορτίο βαρύτητας ορόφου	P <sub>tot</sub> [kN]	49893,08	39345,14	25232,77	19268,66	8805,955
Συνολική τέμνουσα ορόφου	V <sub>tot</sub> [kN]	4858,91	2117,86	1788,11	1409,73	929,28
Τιμή σχεδιασμού σχετικής μετακίνησης ορόφου	D <sub>r</sub> [cm]	0,1	2,2	2,6	2,6	2,3
Υψος ορόφου	h [cm]	400	500	400	400	400
Συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου	$\theta = \frac{P_{tot} \cdot ds}{V_{tot} \cdot h}$	0,002567	0,081742	0,091724	0,088844	0,054488

Επομένως και στις δυο διευθύνσεις και σε όλα τα επίπεδα κατά ύψος είναι  $\theta < 0.1$  οπότε δε χρειάζεται να ληφθεί υπόψη η επιρροή των φαινομένων 2ας τάξεως.

Το ίδιο συμβαίνει και στην προσομοίωση χωρίς υπόγειο όπου οι μετακινήσεις είναι σχεδόν ίδιες οπότε και πάλι  $\theta < 0.1$ .

### 5.3 Έλεγχος διατομών και μελών

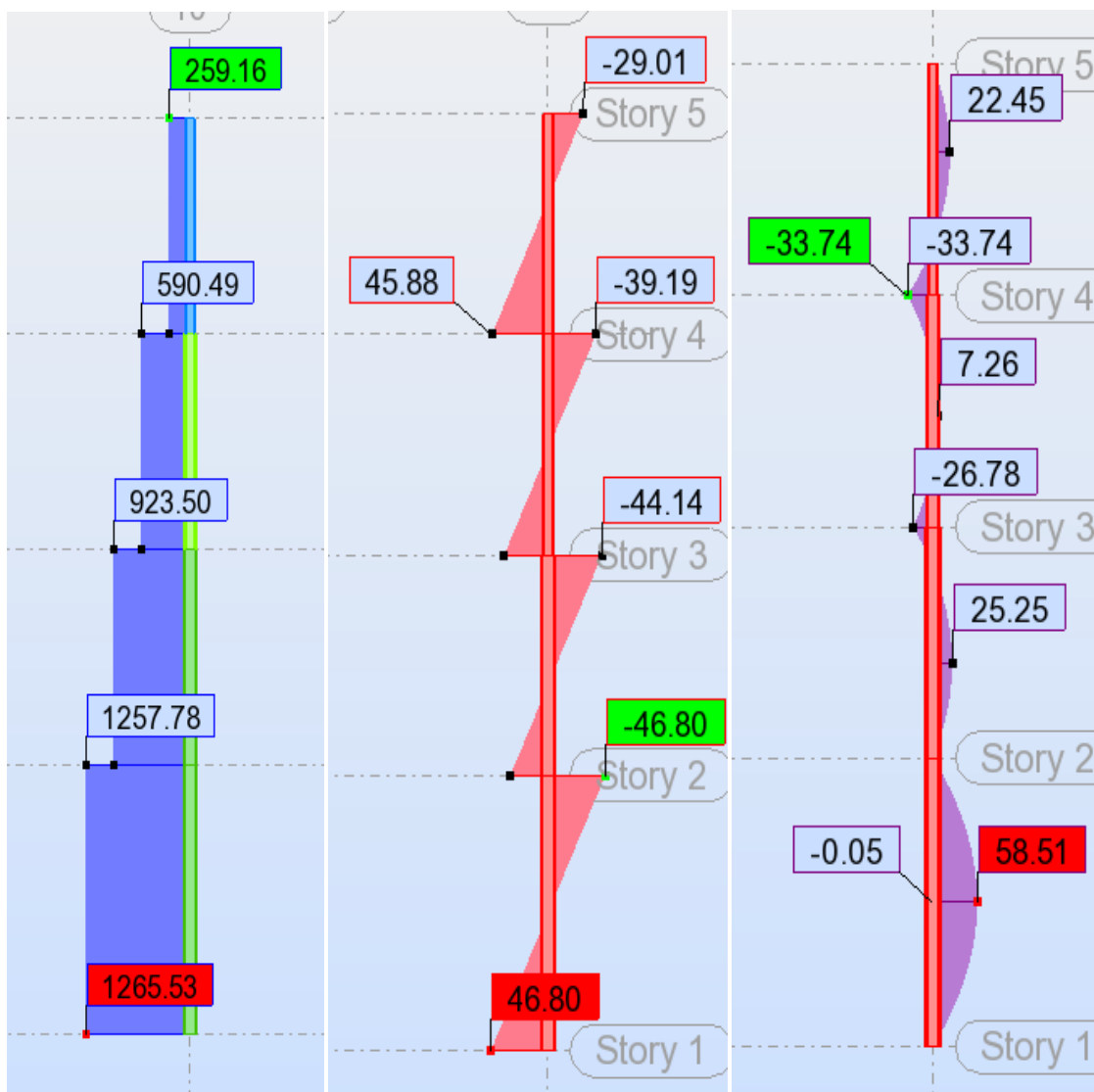
#### Υποστυλώματα

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

Όσο μετακινούμαστε στους άνω ορόφους, τα εντατικά μεγέθη των υποστυλωμάτων γίνονται ευμενέστερα και επομένως, για λόγους οικονομικότητας και βελτιστοποίησης χρησιμοποιήθηκαν μικρότερες διατομές, συγκεκριμένα στο ισόγειο και στον 1<sup>ο</sup> όροφο χρησιμοποιήθηκε διατομή HEB300, στον 2<sup>ο</sup> HEB260 και στον 3<sup>ο</sup> HEB200. Οι διατομές των υποστυλωμάτων είναι κατάλληλα προσανατολισμένες ώστε οι ισχυροί τους άξονες να ενεργοποιούνται για φορτία εντός του επιπέδου YZ

Στη δική μας περίπτωση, ο έλεγχος πραγματοποιήθηκε για το δυσμενέστερο υποστυλόμετρο του ισόγειου, του 2<sup>ου</sup> και του 3<sup>ου</sup> ορόφου, όπως προέκυψε από την ανάλυση. Το μήκος λυγισμού

τους ελήφθη ίσο με το πραγματικό τους ύψος και στις δύο διευθύνσεις καθώς τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη προέκυψαν από το συνδυασμό με βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο Q  $1,35G+1,5Q+1,5\cdot 0,6W+1,5\cdot 0,5S$



Σχήμα 5.6: Διάγραμμα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερου υποστυλώματος, N, Vz, My.

Υποσύλωμα ισογείου HEB 300

**ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ:** EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ:** ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

**ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:**

**ΜΕΛΟΣ:** 293

**ΣΗΜΕΙΟ:** 1

**ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:** x = 0.00 L = 0.00 m

**ΦΟΡΤΙΑ:**

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 31 COMB\_kinhta\_90\_cp=-0.3\_ΟΚΑ (1+2+3)\*1.35+5\*1.50+6\*0.75+(10+12+14+16)\*0.90

**ΥΛΙΚΟ:**

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



### ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΗΕΒ 300

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

### ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{,Ed} = 1265.52 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -2.27 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = -11.56 \text{ kN*m}$	$V_{y,Ed} = -2.85 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 5292.27 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -2.27 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed,max} = -11.56 \text{ kN*m}$	$V_{y,c,Rd} = 2586.55 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 3294.22 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 663.42 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 308.91 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = 0.58 \text{ kN}$
	$MN_{,y,Rd} = 572.09 \text{ kN*m}$	$MN_{,z,Rd} = 308.90 \text{ kN*m}$	$V_{z,c,Rd} = 972.08 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 623.72 \text{ kN*m}$		

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



### ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

$z = 0.00$	$M_{cr} = 3330.08 \text{ kN*m}$	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a	$XLT = 0.94$
$L_{cr,low} = 5.00 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 0.45$	$fi_{,LT} = 0.63$	

### ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:

$L_y = 5.00 \text{ m}$	$Lam_y = 0.50$
$L_{cr,y} = 5.00 \text{ m}$	$X_y = 0.88$
$Lam_y = 38.48$	$kzy = 0.40$



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

$L_z = 5.00 \text{ m}$	$Lam_z = 0.86$
$L_{cr,z} = 5.00 \text{ m}$	$X_z = 0.62$
$Lam_z = 65.97$	$kzz = 0.70$

### ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

#### ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.24 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{,z,Rd})^{1.20} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

#### ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$$\Lambda_{lambda,y} = 38.48 < \Lambda_{lambda,max} = 210.00 \quad \Lambda_{lambda,z} = 65.97 < \Lambda_{lambda,max} = 210.00 \quad \text{ΣΤΑΘΕΡΟ}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{,Ed}/(X_y * N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.29 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z * N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.41 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

### ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ



**ΕΚΤΡΟΠΕΣ ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ**



**ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ**

$$v_x = 2.2 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 3.3 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 18 Seismic EC 8 Direction\_X

$$v_y = 2.6 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 3.3 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 19 Seismic EC 8 Direction\_Y

**ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!**

Υποσύλωμα 2<sup>ου</sup> ορόφου ΗΕΒ 260

**ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ:** EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ:** ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

**ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:**

**ΜΕΛΟΣ:** 446

**ΣΗΜΕΙΟ:** 1

**ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:** x = 0.00 L = 0.00m

**ΦΟΡΤΙΑ:**

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 29 COMB\_kinhhta\_0\_cp=-0.3\_ΟΚΑ (1+2+3)\*1.35+5\*1.50+6\*0.75+(9+11+12+16)\*0.90

**ΥΛΙΚΟ:**

S355 ( S355 )  $f_y = 355.00$  MPa



**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΗΕΒ 260**

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

**ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:**

N,Ed = 595.41 kN	My,Ed = 0.92 kN*m	Mz,Ed = -0.00 kN*m	Vy,Ed = -0.00 kN
Nc,Rd = 4204.76 kN	My,Ed,max = 1.60 kN*m	Mz,Ed,max = -0.00 kN*m	Vy,c,Rd = 2064.84 kN
Nb,Rd = 2797.15 kN	My,c,Rd = 455.46 kN*m	Mz,c,Rd = 213.80 kN*m	Vz,Ed = 0.17 kN
	MN,y,Rd = 442.20 kN*m	MN,z,Rd = 213.80 kN*m	Vz,c,Rd = 770.52 kN
	Mb,Rd = 411.42 kN*m		

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

z = 0.00	Mcr = 1434.21 kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a	XLT = 0.90
Lcr,upp=4.00 m	Lam_LT = 0.56	fi,LT = 0.70	

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**



**ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:**

Ly = 4.00 m	Lam_y = 0.47
Lcr,y = 4.00 m	Xy = 0.90
Lamy = 35.64	kzy = 0.50



**ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:**

Lz = 4.00 m	Lam_z = 0.80
Lcr,z = 4.00 m	Xz = 0.67
Lamz = 60.75	kzz = 0.73

**ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:**

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

$$N,Ed/Nc,Rd = 0.14 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

**ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:**

$$\Lambda_{\lambda,y} = 35.64 < \Lambda_{\lambda,max} = 210.00 \quad \Lambda_{\lambda,z} = 60.75 < \Lambda_{\lambda,max} = 210.00 \quad \text{ΣΤΑΘΕΡΟ}$$

$$My,Ed,max/Mb,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.16 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.21 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

## ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ



**ΕΚΤΡΟΠΕΣ ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ**



**ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ**

$v_x = 2.6 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 18 Seismic EC 8 Direction\_X

$v_y = 2.6 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 19 Seismic EC 8 Direction\_Y

**ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!**

Υποσύλωμα 3<sup>ου</sup> ορόφου HEB 200

**ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ:** EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ:** ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

**ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:**

**ΜΕΛΟΣ:** 546

**ΣΗΜΕΙΟ:** 1

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

**ΦΟΡΤΙΑ:**

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 29 COMB\_kinhta\_0\_cp=-0.3\_ΟΚΑ  $(1+2+3)*1.35+5*1.50+6*0.75+(9+11+12+16)*0.90$

**ΥΛΙΚΟ:**

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



**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEB 200**

$h=20.0 \text{ cm}$

$gM0=1.00$

$gM1=1.00$

$b=20.0 \text{ cm}$

$A_y=66.02 \text{ cm}^2$

$A_z=24.83 \text{ cm}^2$

$A_x=78.08 \text{ cm}^2$

$tw=0.9 \text{ cm}$

$I_y=5696.18 \text{ cm}^4$

$I_z=2003.37 \text{ cm}^4$

$I_x=61.40 \text{ cm}^4$

$tf=1.5 \text{ cm}$

$W_{ply}=642.58 \text{ cm}^3$

$W_{plz}=305.82 \text{ cm}^3$

**ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:**

$N_{,Ed} = 262.41 \text{ kN}$

$M_{y,Ed} = 1.60 \text{ kN*m}$

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

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

$N_{c,Rd} = 2771.88 \text{ kN}$

$M_{y,Ed,max} = 1.60 \text{ kN*m}$

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

$V_{y,c,Rd} = 1353.17 \text{ kN}$

$N_{b,Rd} = 1443.46 \text{ kN}$

$M_{y,c,Rd} = 228.12 \text{ kN*m}$

$M_{z,c,Rd} = 108.57 \text{ kN*m}$

$V_{z,Ed} = -0.40 \text{ kN}$

$M_{N,y,Rd} = 228.12 \text{ kN*m}$

$M_{N,z,Rd} = 108.57 \text{ kN*m}$

$V_{z,c,Rd} = 508.94 \text{ kN}$

$M_{b,Rd} = 208.64 \text{ kN*m}$

ΤΑΣΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

$z = 0.00$

$M_{cr} = 811.50 \text{ kN*m}$

ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a

$XLT = 0.91$

$L_{cr,upp}=4.00 \text{ m}$

$Lam_{LT} = 0.53$

$fi,LT = 0.68$

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

Ly = 4.00 m	Lam_y = 0.61	Lz = 4.00 m	Lam_z = 1.03
Lcr,y = 4.00 m	Xy = 0.83	Lcr,z = 4.00 m	Xz = 0.52
Lamy = 46.83	kzy = 0.45	Lamz = 78.97	kzz = 0.80

### ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

#### ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

#### ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$$\lambda_{y,Ed} = 46.83 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z,Ed} = 78.97 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{ΣΤΑΘΕΡΟ}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.12 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.19 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

### ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ



**ΕΚΤΡΟΠΕΣ ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ**



**ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ**

$$v_x = 2.3 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 18 Seismic EC 8 Direction\_X

$$v_y = 2.2 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 19 Seismic EC 8 Direction\_Y

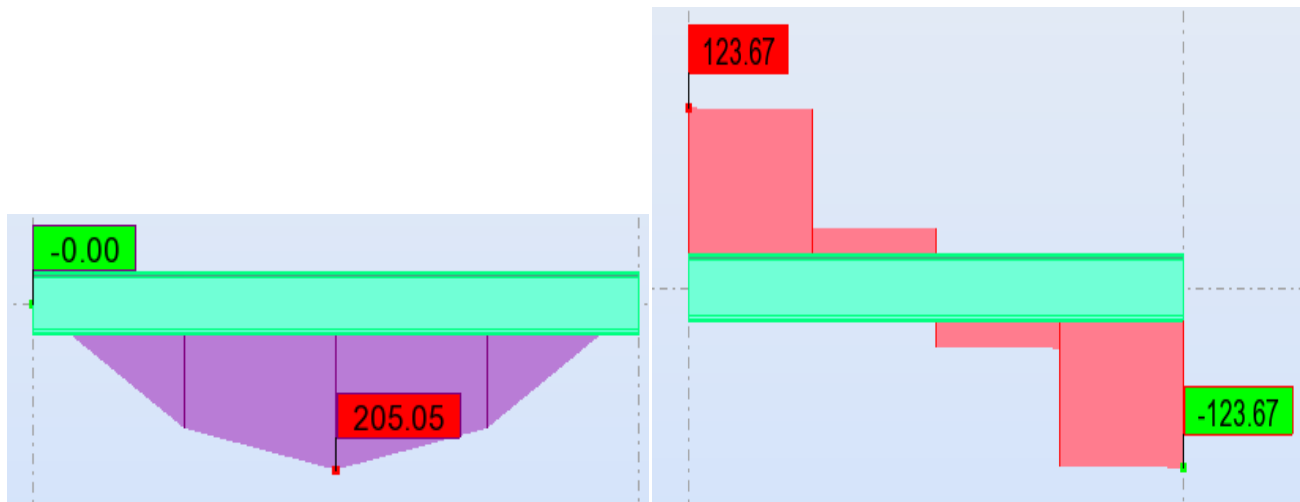
**ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!**

### Κύριες δοκοί

Κύρια δοκός ορόφου IPE 450

Ο έλεγχος πραγματοποιήθηκε για τη δυσμενέστερη κυρία δοκό που βρίσκεται στον 1ο όροφο, όπως προέκυψε από την ανάλυση. Οι κύριες δοκοί δεν ελέγχονται σε λυγισμό καθώς δε δέχονται αξονικά φορτία. Κατά τη φάση λειτουργίας η σύμμικτη πλάκα παρεμποδίζει την πλευρική μετάθεση του θλιβόμενου πέλματός όλων των δοκών οπότε δεν ελεγχονται σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Κατά τη φάση κατασκευής όμως δεν έχουμε πλευρική εξασφάλιση οπότε ελέγχονται όλες οι δοκοί σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό το ίδιο βάρος του σκυροδέματος των σύμμικτων πλακών. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη προέκυψαν από το συνδυασμό με βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο Q

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



Σχήμα 5.7: Ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης δοκού ορόφου,  $M_y$ ,  $V_z$ , ( $N=0$ )

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 1901

ΣΗΜΕΙΟ: 1

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:  $x = 0.50 L = 2.50 \text{ m}$

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 29 COMB\_kinhta\_0\_cp=-0.3\_ΟΚΑ  $(1+2+3)*1.35+5*1.50+6*0.75+(9+11+12+16)*0.90$

ΥΛΙΚΟ:

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



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: IPE 450

$h=45.0 \text{ cm}$

$gM0=1.00$

$gM1=1.00$

$b=19.0 \text{ cm}$

$A_y=63.21 \text{ cm}^2$

$A_z=50.85 \text{ cm}^2$

$A_x=98.82 \text{ cm}^2$

$t_w=0.9 \text{ cm}$

$I_y=33742.90 \text{ cm}^4$

$I_z=1675.86 \text{ cm}^4$

$I_x=63.80 \text{ cm}^4$

$t_f=1.5 \text{ cm}$

$W_{ply}=1701.92 \text{ cm}^3$

$W_{plz}=276.39 \text{ cm}^3$

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$M_{y,Ed} = 205.05 \text{ kN}\cdot\text{m}$   $M_{z,Ed} = -0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$   $V_{y,Ed} = -0.00 \text{ kN}$

$M_{y,pl,Rd} = 604.18 \text{ kN}\cdot\text{m}$   $M_{z,pl,Rd} = 98.12 \text{ kN}\cdot\text{m}$   $V_{y,c,Rd} = 1295.62 \text{ kN}$

$M_{y,c,Rd} = 604.18 \text{ kN}\cdot\text{m}$   $M_{z,c,Rd} = 98.12 \text{ kN}\cdot\text{m}$   $V_{z,Ed} = -40.37 \text{ kN}$

$V_{z,c,Rd} = 1042.12 \text{ kN}$

$M_{b,Rd} = 228.48 \text{ kN}\cdot\text{m}$

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

$z = 1.00$

$M_{cr} = 304.59 \text{ kN}\cdot\text{m}$

ΚΑΜΠΥΛΗ, LT - b

$X_{LT} = 0.38$



Lcr,upp=5.00 m

Lam\_LT = 1.41

fi,LT = 1.70

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

**ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:**

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

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

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

**ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:**

$$M_{y,Ed}/(\chi_{LT} M_{y,Rk}/gM1) + M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.90 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ**



**ΕΚΤΡΟΠΕΣ**

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

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 19 Seismic EC 8 Direction\_Y

$$u_z = 0.5 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 2.5 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 43 COMB\_kinhhta\_90\_cp=-0.3\_OKL (1+2+3+5)\*1.00+6\*0.50+(10+12+14+16)\*0.60

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

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 0.7\*5 + 0.5\*6 + 1\*9 + 1\*11 + 1\*13 + 1\*15

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

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

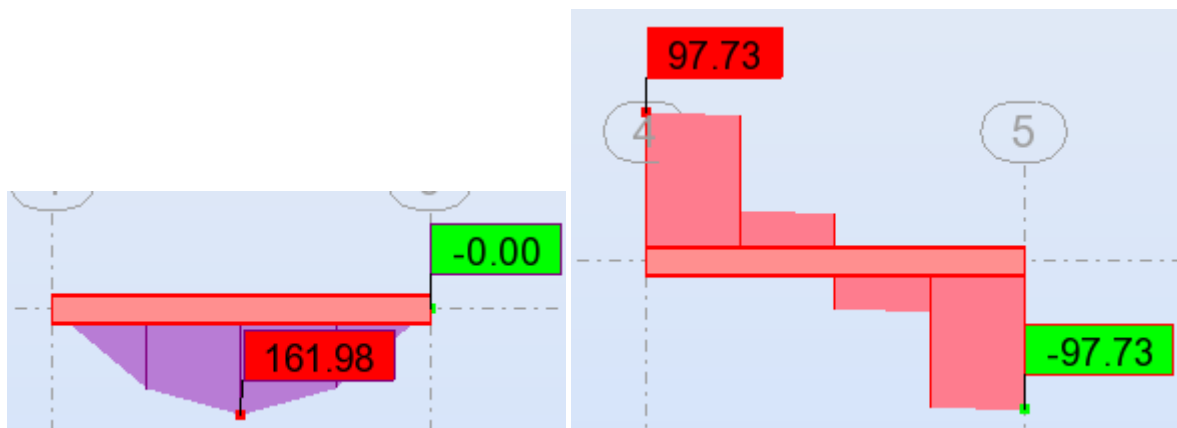
**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 0.7\*5 + 0.5\*6 + 1\*10 + 1\*12 + 1\*14 + 1\*16



**ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ**

**ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!**

Κυρία δοκός οροφής ΙΡΕ 400



Σχήμα 5.8: Ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης δοκού οροφής,  $M_y$ ,  $V_z$ , ( $N=0$ )

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 2614

ΣΗΜΕΙΟ: 3

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:  $x = 0.50 L = 2.50 \text{ m}$

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 29 COMB\_kinhta\_0\_cp=-0.3\_ΟΚΑ (1+2+3)\*1.35+5\*1.50+6\*0.75+(9+11+12+16)\*0.90

ΥΛΙΚΟ:

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



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: IPE 400

$h=40.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=18.0 \text{ cm}$	$A_y=56.00 \text{ cm}^2$	$A_z=42.69 \text{ cm}^2$	$A_x=84.46 \text{ cm}^2$
$tw=0.9 \text{ cm}$	$I_y=23128.40 \text{ cm}^4$	$I_z=1317.82 \text{ cm}^4$	$I_x=46.80 \text{ cm}^4$
$tf=1.4 \text{ cm}$	$W_{ply}=1307.26 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=229.01 \text{ cm}^3$	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$M_{y,Ed} = 161.98 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = -0.00 \text{ kN*m}$	$V_{y,Ed} = 0.00 \text{ kN}$
$M_{y,pl,Rd} = 464.08 \text{ kN*m}$	$M_{z,pl,Rd} = 81.30 \text{ kN*m}$	$V_{y,c,Rd} = 1147.72 \text{ kN}$
$M_{y,c,Rd} = 464.08 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 81.30 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = 31.85 \text{ kN}$
		$V_{z,c,Rd} = 875.07 \text{ kN}$
$M_{b,Rd} = 169.39 \text{ kN*m}$		

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 223.61 \text{ kN*m}$	ΚΑΜΠΥΛΗ, LT - b	$X_{LT} = 0.37$
$L_{cr,upp} = 5.00 \text{ m}$	$\lambda_{m,LT} = 1.44$	$f_{i,LT} = 1.75$	

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$$M_{y,Ed}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/gM1) + M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.96 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ



### ΕΚΤΡΟΠΕΣ

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

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 19 Seismic EC 8 Direction\_Y

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

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 41 COMB\_kinhta\_0\_cp=-0.3\_OKL (1+2+3+5)\*1.00+6\*0.50+(9+11+12+16)\*0.60

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

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:**  $0.7*5 + 1*6 + 0.6*9 + 0.6*11 + 0.6*12 + 0.6*16$

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

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:**  $1*5 + 0.5*6 + 0.6*9 + 0.6*11 + 0.6*12 + 0.6*16$



### ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ

**ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!**

## Διαδοκίδες

### Διαδοκίδα Ορόφου IPE 270

Ο έλεγχος πραγματοποιήθηκε για τη δυσμενέστερη Διαδοκίδα που βρίσκεται στον 1ο όροφο, όπως προέκυψε από την ανάλυση. Οι έλεγχοι είναι οι ίδιοι όπως και στις κύριες δοκούς. Τα δυσμενέστερα εντακτικά μεγέθη προέκυψαν από το συνδυασμό με βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο Q

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



Σχήμα 5.9: Ενδεικτικά διαγράμματα εντακτικών μεγεθών δυσμενέστερης δοκού,  $M_y$ ,  $V_z$ , ( $N=0$ )

**ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ:** EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ:** ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

### ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

**ΜΕΛΟΣ:** 2094

**ΣΗΜΕΙΟ:** 2

**ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:**  $x = 0.50 L = 2.50 \text{ m}$

### ΦΟΡΤΙΑ:

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 28 COMB\_kinhta\_0\_cp=+0.2\_OKA (1+2+3)\*1.35+5\*1.50+6\*0.75+(9+11+13+15)\*0.90

### ΥΛΙΚΟ:

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

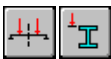
**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: IPE 270**

h=27.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=13.5 cm	Ay=31.45 cm <sup>2</sup>	Az=22.14 cm <sup>2</sup>	Ax=45.94 cm <sup>2</sup>
tw=0.7 cm	Iy=5789.78 cm <sup>4</sup>	Iz=419.87 cm <sup>4</sup>	Ix=14.93 cm <sup>4</sup>
tf=1.0 cm	Wply=484.03 cm <sup>3</sup>	Wplz=96.95 cm <sup>3</sup>	

**ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:**

My,Ed = 50.46 kN\*m  
 My,pl,Rd = 171.83 kN\*m  
 My,c,Rd = 171.83 kN\*m  
 Mb,Rd = 58.13 kN\*m

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

z = 1.00	Mcr = 68.29 kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a	XLT = 0.34
Lcr,upp=5.00 m	Lam_LT = 1.59	fi,LT = 1.90	

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

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

My,Ed/My,c,Rd = 0.29 &lt; 1.00 (6.2.5.(1))

**ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:**

My,Ed/Mb,Rd = 0.87 &lt; 1.00 (6.3.2.1.(1))

**ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ****ΕΚΤΡΟΠΕΣ**

uy = 0.0 cm &lt; uy,max = L/200.00 = 2.5 cm ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 18 Seismic EC 8 Direction\_X

uz = 0.8 cm &lt; uz,max = L/200.00 = 2.5 cm ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 40 COMB\_kinhhta\_0\_cp=+0.2\_OKL (1+2+3+5)\*1.00+6\*0.50+(9+11+13+15)\*0.60

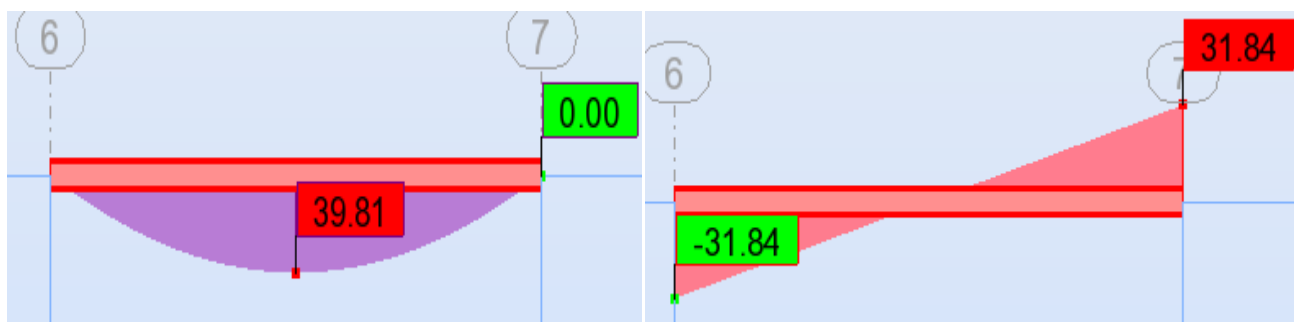
u inst,y = 0.0 cm &lt; u inst,max,y = L/250.00 = 2.0 cm ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 0.7\*5 + 0.5\*6 + 1\*10 + 1\*13 + 1\*14 + 1\*15

u inst,z = 0.4 cm &lt; u inst,max,z = L/250.00 = 2.0 cm ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:****ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ****ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!**

## Διαδοκίδα Οροφής ΙΡΕ 240



Σχήμα 5.10: Ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης δοκού,  $M_y$ ,  $V_z$ , ( $N=0$ )

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 2766

ΣΗΜΕΙΟ: 2

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:  $x = 0.50 L = 2.50 \text{ m}$

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 29 COMB\_kinhhta\_0\_cp=-0.3\_ΟΚΑ  $(1+2+3)*1.35+5*1.50+6*0.75+(9+11+12+16)*0.90$

ΥΛΙΚΟ:

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



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΙΡΕ 240

$h=24.0 \text{ cm}$

$gM0=1.00$

$gM1=1.00$

$b=12.0 \text{ cm}$

$A_y=27.31 \text{ cm}^2$

$A_z=19.14 \text{ cm}^2$

$A_x=39.12 \text{ cm}^2$

$tw=0.6 \text{ cm}$

$I_y=3891.63 \text{ cm}^4$

$I_z=283.63 \text{ cm}^4$

$I_x=11.60 \text{ cm}^4$

$tf=1.0 \text{ cm}$

$W_{ply}=366.68 \text{ cm}^3$

$W_{plz}=73.93 \text{ cm}^3$

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$M_{y,Ed} = 39.81 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{y,pl,Rd} = 130.17 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{y,c,Rd} = 130.17 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{b,Rd} = 41.54 \text{ kN}\cdot\text{m}$

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

$z = 1.00$

$M_{cr} = 48.40 \text{ kN}\cdot\text{m}$

ΚΑΜΠΥΛΗ, LT - a

$\chi_{LT} = 0.32$

$L_{cr,upp} = 5.00 \text{ m}$

$\lambda_{m,LT} = 1.64$

$f_{i,LT} = 2.00$

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

### ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

#### ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.31 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

#### ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.96 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

### ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ



#### ΕΚΤΡΟΠΕΣ

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

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 18 Seismic EC 8 Direction\_X

$$u_z = 0.9 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 2.5 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 41 COMB\_kinhtha\_0\_cp=-0.3\_OKL (1+2+3+5)\*1.00+6\*0.50+(9+11+12+16)\*0.60

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

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 0.7\*5 + 0.5\*6 + 1\*10 + 1\*13 + 1\*14 + 1\*15

$$u_{inst,z} = 0.4 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/250.00 = 2.0 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 0.7\*5 + 0.5\*6 + 1\*9 + 1\*11 + 1\*13 + 1\*15



ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ

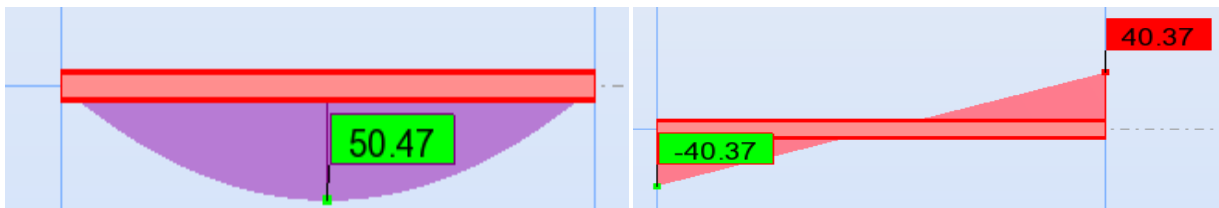
**ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!**

### Δευτερεύουσες δοκοί

#### Δευτερεύουσες δοκοί ορόφου IPE 270

Ο έλεγχος πραγματοποιήθηκε για τη δυσμενέστερη Δευτερεύουσα δοκό που βρίσκεται στο ισόγειο, όπως προέκυψε από την ανάλυση. Οι έλεγχοι είναι οι ίδιοι όπως και στις κύριες δοκούς. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη προέκυψαν από το συνδυασμό με βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο Q

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



Σχήμα 5.11: Ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης δοκού,  $M_y$ ,  $V_z$ , ( $N=0$ )

**ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ:** EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ:** ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

**ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:****ΜΕΛΟΣ:** 2246**ΣΗΜΕΙΟ:** 2**ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:**  $x = 0.50 L = 2.50 \text{ m}$ **ΦΟΡΤΙΑ:****ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 28 COMB\_kinhata\_0\_cp=+0.2\_OKA  $(1+2+3)*1.35+5*1.50+6*0.75+(9+11+13+15)*0.90$ **ΥΛΙΚΟ:**S355 ( S355 )  $f_y = 355.00 \text{ MPa}$ **ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΙΡΕ 270**

$h=27.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=13.5 \text{ cm}$	$A_y=31.45 \text{ cm}^2$	$A_z=22.14 \text{ cm}^2$	$A_x=45.94 \text{ cm}^2$
$tw=0.7 \text{ cm}$	$I_y=5789.78 \text{ cm}^4$	$I_z=419.87 \text{ cm}^4$	$I_x=14.93 \text{ cm}^4$
$tf=1.0 \text{ cm}$	$W_{ply}=484.03 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=96.95 \text{ cm}^3$	

**ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:**

$M_{y,Ed} = 50.46 \text{ kN}\cdot\text{m}$   
 $M_{y,pl,Rd} = 171.83 \text{ kN}\cdot\text{m}$   
 $M_{y,c,Rd} = 171.83 \text{ kN}\cdot\text{m}$   
 $M_{b,Rd} = 58.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

$z = 1.00$   $M_{cr} = 68.29 \text{ kN}\cdot\text{m}$  **ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a**  $XLT = 0.34$   
 $L_{cr,upp} = 5.00 \text{ m}$   $Lam_{LT} = 1.59$   $f_{i,LT} = 1.90$

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

**ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:****ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :** $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.29 < 1.00$  (6.2.5.(1))**ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:** $M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.87 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))**ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ****ΕΚΤΡΟΠΕΣ** $u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 2.5 \text{ cm}$ 

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 18 Seismic EC 8 Direction\_X $u_z = 0.8 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 2.5 \text{ cm}$ 

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 40 COMB\_kinhata\_0\_cp=+0.2\_OKL  $(1+2+3+5)*1.00+6*0.50+(9+11+13+15)*0.60$  $u_{inst,y} = 0.0 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/250.00 = 2.0 \text{ cm}$ 

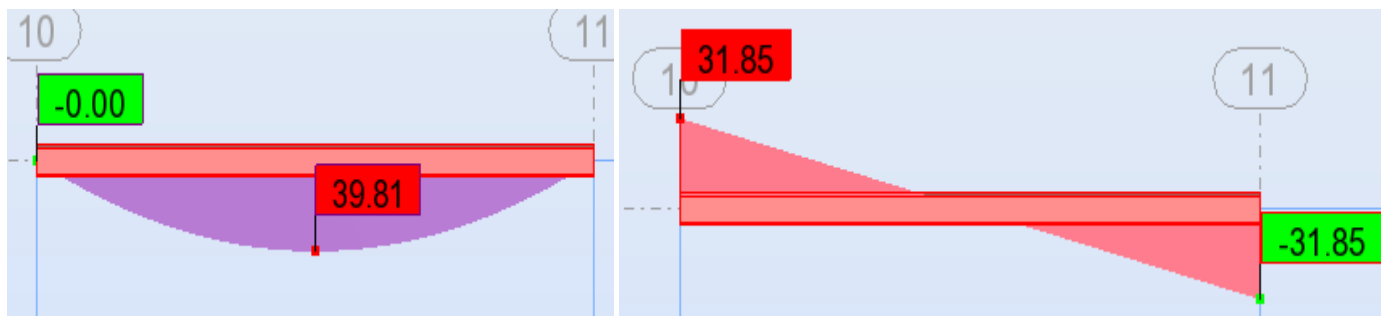
ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:**  $0.7*5 + 0.5*6 + 1*10 + 1*12 + 1*14 + 1*16$  $u_{inst,z} = 0.4 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/250.00 = 2.0 \text{ cm}$ 

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:**  $1*5 + 0.5*6 + 0.6*9 + 0.6*11 + 0.6*13 + 0.6*15$ **ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ****ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!**

## Δευτερεύουσες δοκοί οροφής ΙΡΕ 240



Σχήμα 5.12: Ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών δυσμενέστερης δοκού,  $M_y$ ,  $V_z$ , ( $N=0$ )

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: *EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 2717

ΣΗΜΕΙΟ: 2

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:  $x = 0.50 L = 2.50 \text{ m}$

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 31 COMB\_kinhta\_90\_cp=-0.3\_ΟΚΑ  $(1+2+3)*1.35+5*1.50+6*0.75+(10+12+14+16)*0.90$

ΥΛΙΚΟ:

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



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΙΡΕ 240

$h=24.0 \text{ cm}$

$gM0=1.00$

$gM1=1.00$

$b=12.0 \text{ cm}$

$A_y=27.31 \text{ cm}^2$

$A_z=19.14 \text{ cm}^2$

$A_x=39.12 \text{ cm}^2$

$tw=0.6 \text{ cm}$

$I_y=3891.63 \text{ cm}^4$

$I_z=283.63 \text{ cm}^4$

$I_x=11.60 \text{ cm}^4$

$tf=1.0 \text{ cm}$

$W_{ply}=366.68 \text{ cm}^3$

$W_{plz}=73.93 \text{ cm}^3$

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N, E_d = -0.00 \text{ kN}$

$M_y, E_d = 39.81 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$N_t, R_d = 1388.63 \text{ kN}$

$M_y, pl, R_d = 130.17 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_y, c, R_d = 130.17 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{N, y, R_d} = 130.17 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_b, R_d = 41.54 \text{ kN}\cdot\text{m}$

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

$z = 1.00$

$M_{cr} = 48.40 \text{ kN}\cdot\text{m}$

ΚΑΜΠΥΛΗ, LT - a

$X_{LT} = 0.32$

$L_{cr, upp} = 5.00 \text{ m}$

$\lambda_{m, LT} = 1.64$

$f_{i, LT} = 2.00$

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:





ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ γ:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

### ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

#### ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

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

$$M_y, Ed/M_{y,c}, Rd = 0.31 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

#### ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$$M_y, Ed/M_b, Rd = 0.96 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

### ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ



#### ΕΚΤΡΟΠΕΣ

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

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 18 Seismic EC 8 Direction\_X

$$u_z = 0.9 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 2.5 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 43 COMB\_kinhta\_90\_cp=-0.3\_OKL (1+2+3+5)\*1.00+6\*0.50+(10+12+14+16)\*0.60

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

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 0.7\*5 + 0.5\*6 + 1\*10 + 1\*13 + 1\*14 + 1\*15

$$u_{inst,z} = 0.4 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/250.00 = 2.0 \text{ cm}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 1\*5 + 0.5\*6 + 0.6\*10 + 0.6\*12 + 0.6\*14 + 0.6\*16



ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ

### ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!

### Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι που βρίσκονται υπό θλίψη αγνοούνται κατά την ανάλυση, υπέρ της ασφάλειας.

### Κατά τη διεύθυνση X

Ο δυσμενέστερος σεισμικός συνδιασμός είναι  $1,00 \cdot G + 0,60 \cdot Q \pm 1,00 \cdot E_x \pm 0,3 \cdot E_y$



Σχήμα 5.13: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων λόγω σεισμού κατά τη διεύθυνση X

Για να εξασφαλιστεί ότι οι διαγώνιοι θα συμπεριφερθούν κατά τον επιθυμητό τρόπο πρέπει η λυγηρότητά τους να είναι  $1,3 \leq \lambda \leq 2,0$ .

Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι συνδέονται στο μέσο τους, με αποτέλεσμα το μήκος λυγισμού τους να είναι ίσο με το 50% του πραγματικού μήκους, τόσο εντός όσο και εκτός επιπέδου:

$$L_{cr} = 0,5 \cdot L = 0,5 \cdot 6,41 = 3,205 \text{ m} \quad \text{για τον 1ο, 2ο και 3ο όροφο}$$

$$L_{cr} = 0,5 \cdot L = 0,5 \cdot 7,08 = 3,54 \text{ m} \quad \text{για το ισόγειο}$$

Για χάλυβα S355, η λυγηρότητα αναφοράς είναι:

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{E/f_y} = 76,41$$

• Διαγώνιος ισογείου (CHS 88.9×5)

$$i = \sqrt{I/A} = 2,97 \text{ cm}$$

και η Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\lambda = L_{cr}/(i \cdot \lambda_1) = 1,56 > 1,3 \quad \text{και} \quad \lambda < 2,0$$

Οι διαγώνιοι ελέγχονται σε εφελκυσμό, ο οποίος προκύπτει μόνο από τα σεισμικά φορτία, αφού τα κατακόρυφα φορτία δεν προκαλούν αξονικές δυνάμεις στις διαγώνιους:

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 13,2 \cdot 35,5 = 468,6 \text{ kN} > N_{ED} = 214,53 \text{ kN} \quad (\Omega_1 = N_{pl,Rd} / N_{ED} = 468,6 / 214,53 = 218\%)$$

• Διαγώνιος 1ου ορόφου (CHS 76.1×5)

$$i = \sqrt{I/A} = 2,52 \text{ cm}$$

και η Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\lambda = L_{cr}/(i \cdot \lambda_1) = 1,66 > 1,3 \quad \text{και} \quad \lambda < 2,$$

Ελεγχος σε εφελκυσμό :

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 11,2 \cdot 35,5 = 397,6 \text{ kN} > N_{ED} = 214,19 \text{ kN} \quad (\Omega_1 = N_{pl,Rd} / N_{ED} = 397,6 / 214,19 = 186\%)$$

• Διαγώνιος 2ου ορόφου (CHS 76.1×4)

$$i = \sqrt{I/A} = 2,55 \text{ cm}$$

και η Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\lambda = L_{cr}/(i \cdot \lambda_1) = 1,64 > 1,3 \quad \text{και} \quad \lambda < 2,$$

Ελεγχος σε εφελκυσμό :

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 9,08 \cdot 35,5 = 322,34 \text{ kN} > N_{ED} = 170,81 \text{ kN} \quad (\Omega_1 = N_{pl,Rd} / N_{ED} = 322,34 / 170,81 = 188\%)$$

• Διαγώνιος 3ου ορόφου (CHS 76.1×3,2)

$$i = \sqrt{I/A} = 2,58 \text{ cm}$$

και η Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\lambda = L_{cr}/(i \cdot \lambda_1) = 1,62 > 1,3 \quad \text{και} \quad \lambda < 2,$$

Ελεγχος σε εφελκυσμό :

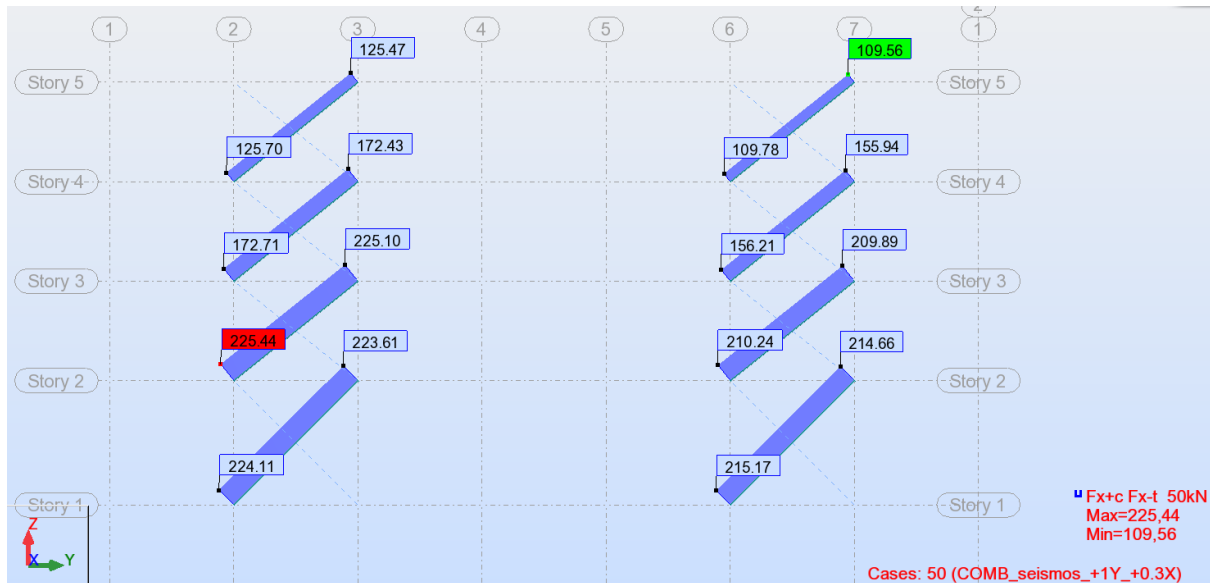
$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 7,33 \cdot 35,5 = 260,2 \text{ kN} > N_{ED} = 133,96 \text{ kN} \quad (\Omega_1 = N_{pl,Rd} / N_{ED} = 260,2 / 133,96 = 194\%)$$

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

$$(\Omega_{\max} - \Omega_{\min}) / \Omega_{\min} = (2,18 - 1,86) / 1,86 = 0,17 < 0,25 \quad \text{ικανοποιείται}$$

**Κατά τη διεύθυνση Y**

Ο δυσμενέστερος σεισμικός συνδυασμός είναι  $1,00 \cdot G + 0,60 \cdot Q \pm 1,00 \cdot E_y \pm 0,3 \cdot E_x$



Σχήμα 5.14: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων λόγω σεισμού κατά τη διεύθυνση Y

Για να εξασφαλιστεί ότι οι διαγώνιοι θα συμπεριφερθούν κατά τον επιθυμητό τρόπο πρέπει η λυγηρότητά τους να είναι  $1,3 \leq \lambda \leq 2,0$ .

Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι συνδέονται στο μέσο τους, με αποτέλεσμα το μήκος λυγισμού τους να είναι ίσο με το 50% του πραγματικού μήκους, τόσο εντός όσο και εκτός επιπέδου:

$$L_{cr} = 0.5 \cdot L = 0.5 \cdot 6.41 = 3.205 \text{ m} \quad \text{για τον 1ο, 2ο και 3ο όροφο}$$

$$L_{cr} = 0.5 \cdot L = 0.5 \cdot 7.08 = 3.54 \text{ m} \quad \text{για το ισόγειο}$$

Για χάλυβα S355, η λυγηρότητα αναφοράς είναι:

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{E/f_y} = 76.41$$

- Διαγώνιος ισογείου (CHS 88.9×5)

$$i = \sqrt{I/A} = 2.97 \text{ cm}$$

και η Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\lambda = L_{cr} / (i \cdot \lambda_1) = 1.56 > 1.3 \quad \text{και} \quad \lambda < 2.0$$

Οι διαγώνιοι ελέγχονται σε εφελκυσμό, ο οποίος προκύπτει μόνο από τα σεισμικά φορτία, αφού τα κατακόρυφα φορτία δεν προκαλούν αξονικές δυνάμεις στις διαγώνιους:

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 13.2 \cdot 35.5 = 468.6 \text{ kN} > N_{ED} = 224.11 \text{ kN} \quad (\Omega_1 = N_{pl,Rd} / N_{ED} = 468.6 / 224.11 = 209\%)$$

- Διαγώνιος 1ου ορόφου (CHS 76.1×5)

$$i = \sqrt{I/A} = 2.52 \text{ cm}$$

και η Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\lambda = L_{cr} / (i \cdot \lambda_1) = 1.66 > 1.3 \quad \text{και} \quad \lambda < 2.$$

Έλεγχος σε εφελκυσμό :

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 11.2 \cdot 35.5 = 397.6 \text{ kN} > N_{ED} = 225.44 \text{ kN} \quad (\Omega_1 = N_{pl,Rd} / N_{ED} = 397.6 / 225.44 = 176\%)$$

- Διαγώνιος 2ου ορόφου (CHS 76.1×4 )

$$i=v(I/A)=2.55 \text{ cm}$$

και η Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\lambda = L_{cr}/(i \cdot \lambda_1) = 1.64 > 1.3 \text{ και } \lambda < 2.$$

Ελεγχος σε εφελκυσμό :

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 9.08 \cdot 35.5 = 322.34 \text{ kN} > N_{ED} = 172.71 \text{ kN} \quad (\Omega_1 = N_{pl,Rd} / N_{ED} = 322.34 / 172.71 = 186\%)$$

- Διαγώνιος 3ου ορόφου (CHS 76.1×3,2 )

$$i=v(I/A)=2.58 \text{ cm}$$

και η Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\lambda = L_{cr}/(i \cdot \lambda_1) = 1.62 > 1.3 \text{ και } \lambda < 2.$$

Ελεγχος σε εφελκυσμό :

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 7.33 \cdot 35.5 = 260.2 \text{ kN} > N_{ED} = 125.7 \text{ kN} \quad (\Omega_1 = N_{pl,Rd} / N_{ED} = 260.2 / 125.7 = 207\%)$$

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

$$(\Omega_{max} - \Omega_{min}) / \Omega_{min} = (2.09 - 1.76) / 1.76 = 0.188 < 0.25 \quad \text{ικανοποιείται}$$

#### 5.4 Ποσοστά εκμετάλλευσης διατομών

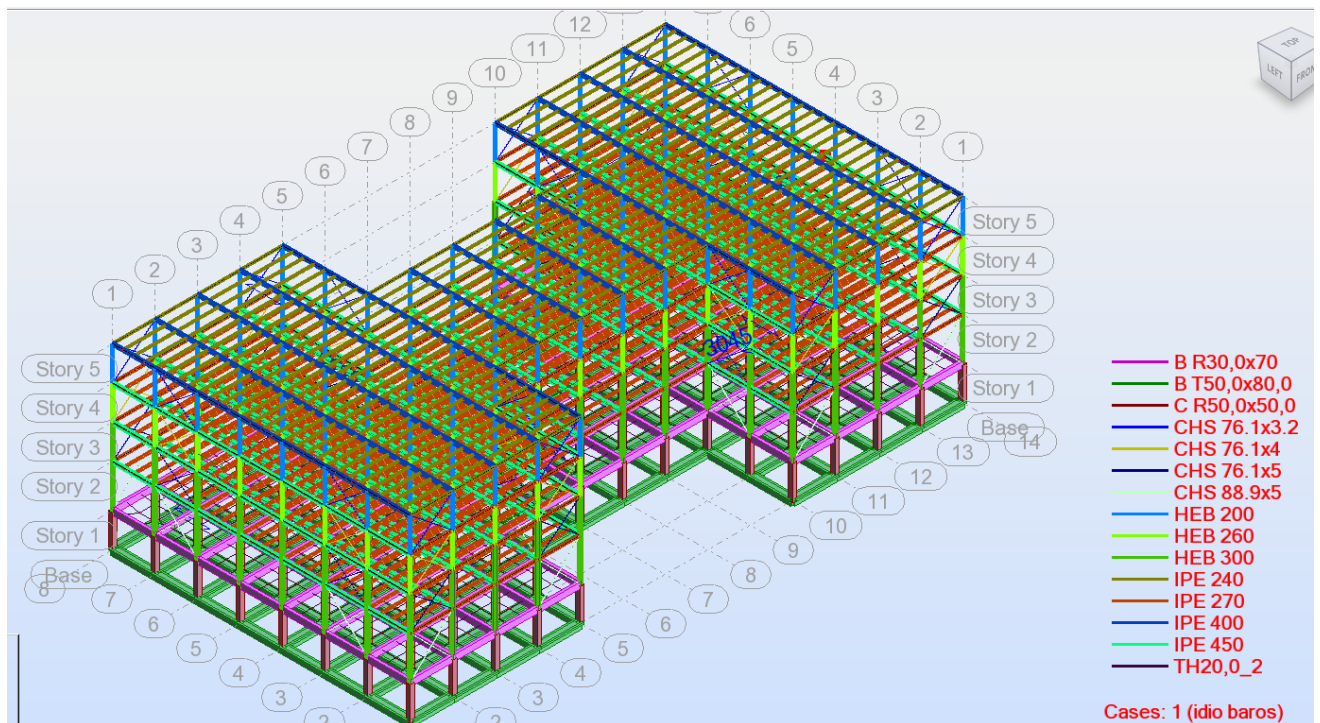
Ο ορθός σχεδιασμός μιας μεταλλικής κατασκευής προβλέπει ασφάλεια και οικονομία υλικού το οποίο συνεπάγεται ότι οι διατομές πρέπει να καταπονούνται στο 80-90% της αντοχής τους. Ωστόσο, η τυποποίηση που απαιτείται κατά το σχεδιασμό των μεταλλικών κατασκευών σε συνδυασμό με τον περιορισμό των μετακινήσεων μπορεί να οδηγήσει σε μειωμένα ποσοστά εκμετάλλευσης. Στον Πίνακα 5.1 παρατίθενται τα μέγιστα ποσοστά εκμετάλλευσης των διατομών όπως αυτά προέκυψαν από την ανάλυση του φορέα.

Πίνακας 5.1 : Μέγιστα ποσοστά εκμετάλλευσης διατομών

Μέλος	Διατομή	Μέγιστο ποσοστό εκμετάλλευσης
Υποστυλώματα ισογείου και 1ου ορόφου	HEB 300	94%
Υποστυλώματα 2ου ορόφου	HEB 260	85%
Υποστυλώματα 3ου ορόφου	HEB 200	80%
Κύριες δοκοί ορόφων	IPE 450	88%
Κύριες δοκοί οροφής	IPE 400	91%
Δευτερεύουσες δοκοί ορόφων	IPE 270	83%
Δευτερεύουσες δοκοί οροφής	IPE 240	92%

Διαδοκίδες ορόφων	IPE 270	82%
Διαδοκίδες οροφής	IPE 240	92%
Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας ισογείου	CHS 88.9x5	48%
Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας 1ου ορόφου	CHS 76.1x5	57%
Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας 2ου ορόφου	CHS 76.1x4	54%
Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας 3ου ορόφου	CHS 76.1x3.2	48%

Ακολουθεί σχηματική απεικόνιση της διαστασιολόγησης που προηγήθηκε, με χρωματική διαφοροποίηση των διατομών που χρησιμοποιήθηκαν για κάθε μέλος του τετραώροφου κτιρίου:



Σχήμα 5.15: Σχηματική απεικόνιση της διαστασιολόγησης των μελών του κτιρίου με χρωματική διαφοροποίηση των διατομών

## 5.5 Διαστασιολόγηση υπογείου

### Υποστύλωμα 50x50

Από το πρόγραμμα Robot Structural Analysis προέκυψαν τα εντατικά μεγέθη του δυσμενέστερου υποστυλώματος για το δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεων :

Σεισμικός συνδυασμός :  $1,00 \cdot G + 0,60 \cdot Q + 0,30 \cdot E_x + 1,00 \cdot E_y$

$$M_{Ed}=51.41 \text{ kNm} \quad V_{Ed}=39.27 \text{ kN} \quad \text{και} \quad N_{Ed}=1074.06 \text{ kN}$$

ΟΚΑ Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο Q:  $1,35G+1,5Q+1,5 \cdot 0,6W+1,5 \cdot 0,5S$   
 $M_{Ed}=69.52 \text{ kNm} \quad V_{Ed}=50.09 \text{ kN} \quad \text{και} \quad N_{Ed}=1861.67 \text{ kN}$

Οπλίζω με τα εντατικά μεγέθη της ΟΚΑ

$$\text{Είναι} \quad v = \frac{N_{ed}}{f_{cd} \cdot A_c} = \frac{1861.67 \cdot 1.5}{0.85 \cdot 20000 \cdot 0.5 \cdot 0.5} = 0.657$$

$$\text{και} \quad \mu = \frac{M_{ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{69.52 \cdot 1.5}{0.5^3 \cdot 0.85 \cdot 20000} = 0.049$$

$$\text{και} \quad d_1 = 25 + 8 + 14/2 = 40 \text{ mm} \quad \text{και} \quad d_1/h = 0.04/0.5 = 0.08$$

οπότε από τον πίνακα 2.5 (τυπολόγιο) προκύπτει ότι απαιτείται ο ελάχιστος διαμήκης οπλισμός

$$A_{s,min} = \max(0.1 \cdot N_{Ed}/f_{yd}, 0.002 \cdot A_c) = 3.72 \text{ cm}^2$$

Από τις κατασκευαστικές διατάξεις του EC8 ο ελάχιστος οπλισμός είναι:  $A_{s,min} = 1\% \cdot 50^2 = 25 \text{ cm}^2$

$$\text{Επιλέγω διαμήκη οπλισμό} \quad 8\Phi 20 = 25.13 \text{ cm}^2$$

-Έλεγχος σκυροδέματος σε λοξή θλίψη :

Επιλέγω  $\vartheta = 21.8^\circ$  για οικονομία συνδετήρων

$$V_{Rd,max} = a_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot^2\theta) = 1 \cdot 0.5 \cdot 0.9 \cdot 0.46 \cdot 20000 / (1.5 \cdot 2.5 / 7.25) = 951.8 \text{ kN} > V_{Ed}$$

οπότε επαρκεί

-Έλεγχος σε διάτμηση

Επιλέγω συνδετήρες, έχοντας  $2+2 \cdot \cos 45 = 3.41$  τμήσεις

$$A/s = V_{Rd,s} / (z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta) = 1.113 \text{ cm}^2/\text{m}$$

επιλέγω διάμετρο συνδετήρων  $\Phi 10$  οπότε  $s = 2.42 \text{ m}$

Εφαρμόζοντας τις κατασκευαστικές διατάξεις και σε σεισμό και χωρίς, έχουμε:

Στη μη κρίσιμη περιοχή:  $s = \min(20 \cdot \Phi, 500, 400) = 160 \text{ mm}$

Στην κρίσιμη περιοχή:  $s = \min(20 \cdot \Phi, 500/3, 125) = 125 \text{ mm}$

Κρίσιμο ύψος :  $l_{cr} = \max(1.5 \cdot h_c; 1.5 \cdot b_c; 0.6; l_{clear}/5) = 0.75 \text{ m}$

-Έλεγχος περίσφιγξης :

Είναι  $b_0 = h_0 = 44 \text{ cm}$  και  $n = 8$  γωνίες συνδετήρα και όλες οι παραβολές έχουν  $b_f = 21 \text{ cm}$

Μηχανικό ογκομετρικό ποσοστό συνδετήρων:

$$\omega = \frac{\text{όγκος συνδετήρων}}{\text{όγκος beton πυρήνα}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{0.79 \cdot (44 \cdot 4 + 31.25 \cdot 4)}{44 \cdot 44 \cdot 12.5} \cdot \frac{500 \cdot 1.5}{1.15 \cdot 20} = 0.32$$

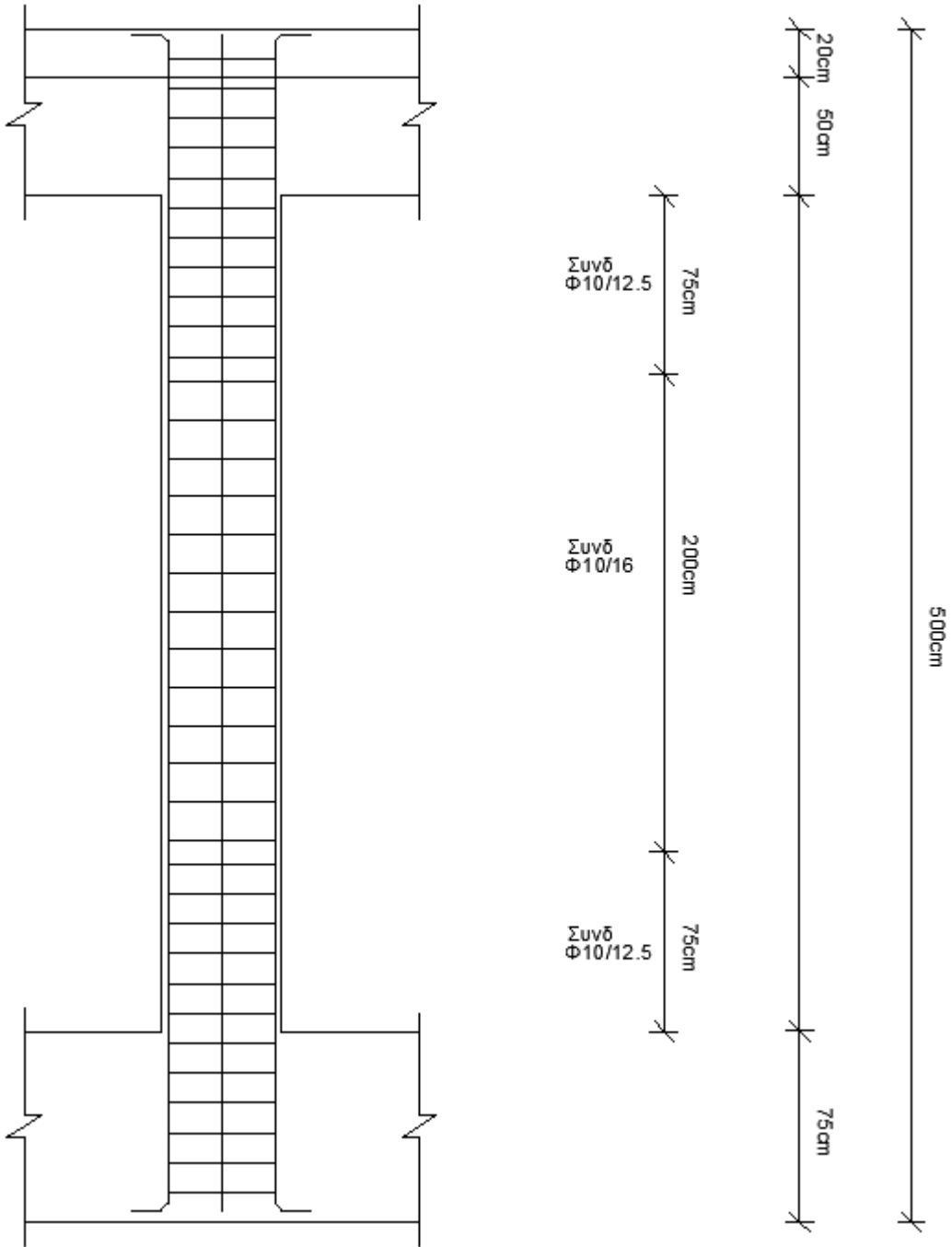
$$\text{και} \quad \alpha_n = 0.696 \quad \text{και} \quad \alpha_s = 0.736$$

Οπότε ο συντελεστής αποτελεσματικότητας περίσφιγξης είναι  $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0.5123$

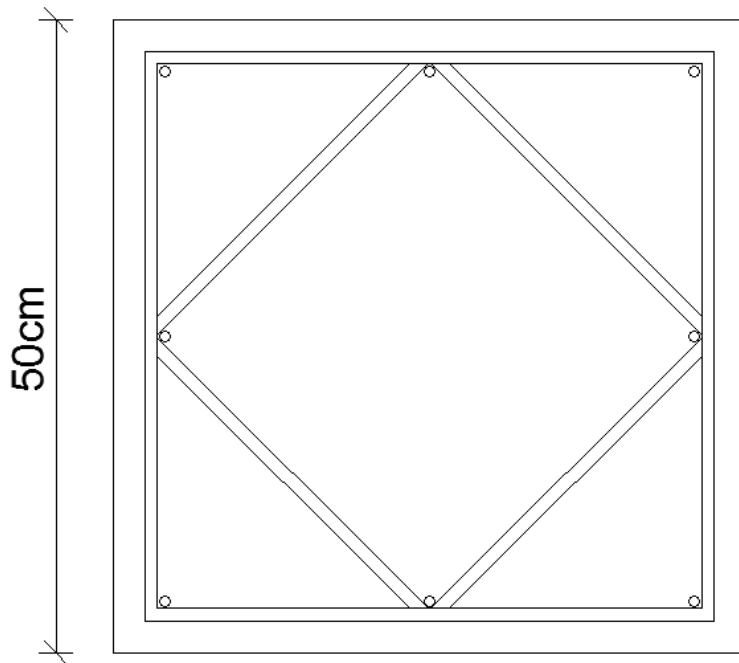
και πρέπει  $\alpha \cdot \omega > 30 \cdot \mu_\varphi \cdot v \cdot \varepsilon_{syd} \cdot b_c/b_0 - 0.035$  (όπου το  $v$  για σεισμικό συνδιασμό)

όπου:  $\alpha \cdot \omega = 0.164$  και  $30 \cdot \mu_\varphi \cdot v \cdot \varepsilon_{syd} \cdot b_c/b_0 - 0.035 = 30 \cdot 8 \cdot 0.322 \cdot 0.00217 \cdot 50/44 - 0.035 = 0.156 < 0.164$

Άρα ικανοποιείται ο έλεγχος περίσφιγξης

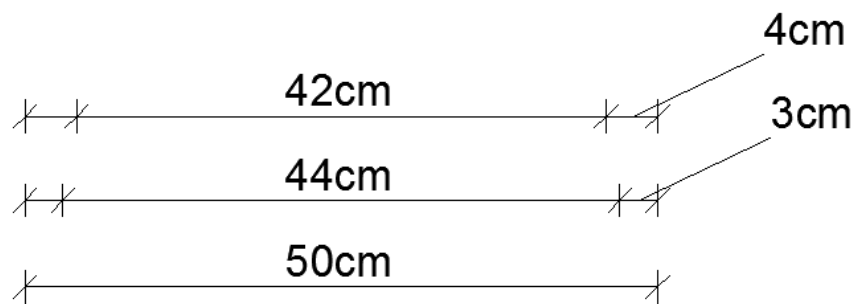


Σχήμα 5.16: Όψη υποστυλώματος



Διαμέτρης Φ20

Συνδετήρες Φ10



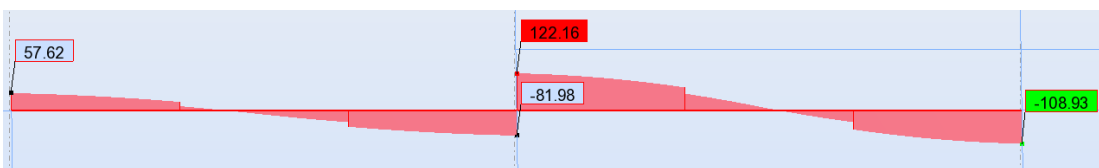
Σχήμα 5.17: Τομή υποστυλώματος

### Δοκός 30x70

Από το Robot Structural Analysis προέκυψαν τα εντακτικά μεγέθη της δοκοσειράς με τη δυσμενέστερη ροπή στη στήριξη, για το δυσμενέστερο συνδιασμό δράσεων που είναι :  $1,35G+1,5Q+1,5\cdot 0,6W+1,5\cdot 0,5S$



Σχήμα 5.18: Διάγραμμα ροπών  $M_\gamma$



Σχήμα 5.19: Διάγραμμα τεμνουσών  $V_z$



-Διαστασιολόγηση δοκοσειράς σε κάμψη

Εκτιμώ  $d_1=25+8+14/2=40\text{mm}$  και  $d=700-40=660\text{mm}$

Στην παρειά είναι  $\mu = \frac{M_{ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.0883$

Από τον πίνακα 2.1 έχουμε  $\omega=0.092$  και  $A_{s1}=\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}/f_{yd}=4.75\text{ cm}^2$  (άνω)

Στο δεξί άνοιγμα όπου  $M=69.51\text{ kNm}$  είναι  $b_{eff}=2.3\text{m}$  και  $\mu=0.0061$  και  $h_f/d=0.2/0.66=0.3$  και  $b_{eff}/b=7.66$  οπότε από πίνακα 2.4  $\omega=0.006$  και  $A_{s1}=\omega \cdot b_{eff} \cdot d \cdot f_{cd}/f_{yd}=2.37\text{ cm}^2$  (κάτω)

Στο αριστερό άνοιγμα όπου  $M=31.02\text{ kNm}$  είναι  $b_{eff}=2.3\text{m}$  και  $\mu=0.0027$  και  $h_f/d=0.2/0.66=0.3$  και  $b_{eff}/b=7.66$  οπότε από πίνακα 2.4  $\omega=0.0027$  και  $A_{s1}=1.07\text{ cm}^2$  (κάτω)

Από τις κατασκευαστικές διατάξεις  $\rho_{min}=\max(0.26 \cdot f_{ctm}/f_{yk}, 0.0013)=0.001352$  και  $A_{smin}=\rho_{min} \cdot b \cdot d=2.67\text{ cm}^2$

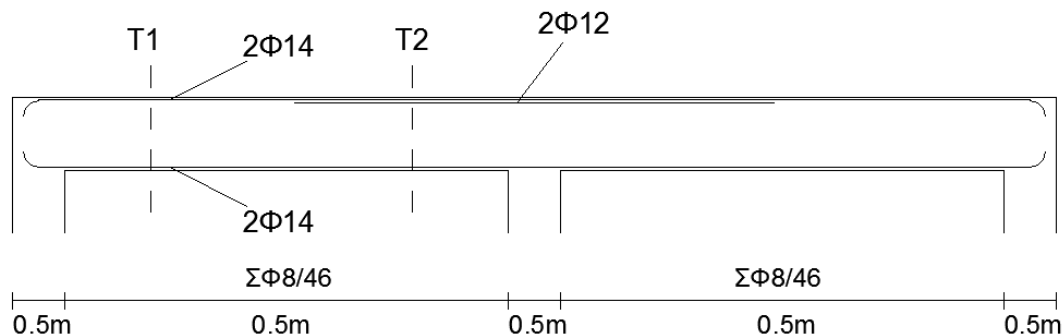
Τοποθετώ σε όλο το μήκος πάνω και κάτω  $2\Phi 14=3.08\text{ cm}^2$  και στην περιοχή της στήριξης τοποθετώ ακόμα  $2\Phi 12=2.26\text{ cm}^2$

-Διαστασιολόγηση δοκοσειράς σε Διάτμηση

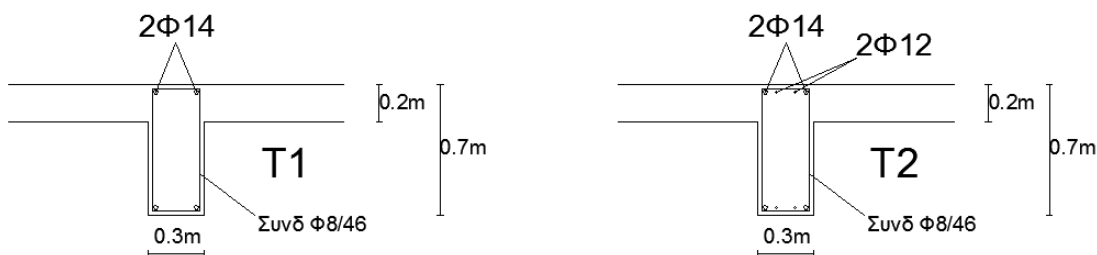
Ελάχιστος σπλισμός διάτμησης:  $\rho_{w,min}=0.08 \cdot v f_{ck}/f_{yk}=0.00072$  και  $(A/s)_{min}=\rho_{w,min} \cdot b \cdot 100=2.15\text{ cm}^2/\text{m}$

Αντοχή ελάχιστων συνδετήρων:  $V_{Rds,min}=(A/s)_{min} \cdot f_{yd} \cdot z \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha = 134.72\text{ kN} > V_{Ed} = 122.16\text{ kN}$

Οπότε επαρκούν οι ελάχιστοι συνδετήρες. Για δίτμητο συνδετήρα διαμέτρου  $\Phi 8$  προκύπτει  $s=0.468\text{m}$ . Όμως η μέγιστη διαμήκης απόσταση συνδετήρων είναι  $s_{L,max}=0.75 \cdot d=0.495\text{m} > s$  οπότε τοποθετώ  $\Phi 8/46$ .



Σχήμα 5.20: Όψη Δοκοσειράς



Σχήμα 5.21: Τομές Δοκοσειράς

### Πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 20cm

Από το Robot Structural Analysis προέκυψαν τα εντατικά μεγέθη της πλάκας, για το δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεων που είναι :

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

	MXX (kNm/m)	MYY (kNm/m)	MXY (kNm/m)
MAX	11,61	17,75	2,84
PANEL	5585	3247	5655
ΚΟΜΒΟΣ	190	212	2814
ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ	29 (C)	29 (C)	29 (C)

-Ελεγχος σε Κάμψη

$$\text{Στο άνοιγμα στη } \chi \text{ διεύθυνση } M_{\chi}=11.61 \text{ kNm/m και } \mu = \frac{11.61 \cdot 1.5}{1 \cdot 0.165^2 \cdot 0.85 \cdot 20000} = 0.0376$$

οπότε από πίνακα 2.1  $\omega=0.0376$  και  $A_s=0.0376 \cdot 100 \cdot 16.5 \cdot 0.026=1.62 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$A_{s,min}=\rho_{min} \cdot b \cdot d=0.001352 \cdot 100 \cdot 16.5=2.23 \text{ cm}^2/\text{m} > A_s$$

Για Φ8 προκύπτει  $s=0.5/2.23=0.224\text{m}$

$$\text{Στο άνοιγμα στην } \gamma \text{ διεύθυνση } M_{\gamma}=17.75\text{kNm/m και } \mu = \frac{17.75 \cdot 1.5}{1 \cdot 0.165^2 \cdot 0.85 \cdot 20000} = 0.0575$$

οπότε από πίνακα 2.1  $\omega=0.0575$  και  $A_s=0.0575 \cdot 100 \cdot 16.5 \cdot 0.026=2.46 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s,min}$

Για Φ8 προκύπτει  $s=0.5/2.46=0.203\text{m}$

-Ελεγχος βέλους κάμψης

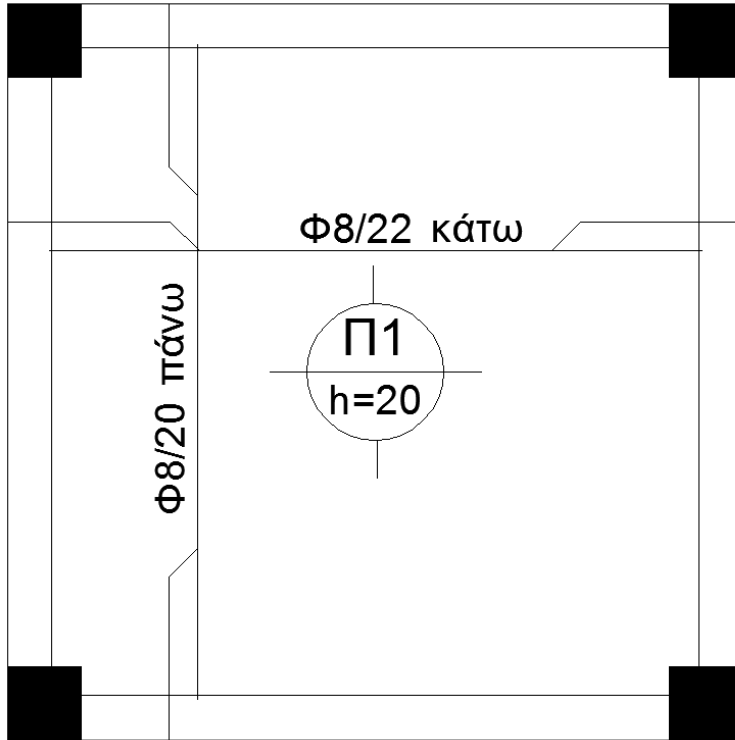
Για την απαλλαγή απαίτησης ελεγχου βέλους κάμψης αρκεί το d που προκύπτει από τη σχέση :

$$\frac{l}{d} = k \cdot (11 + 1.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_o}{\rho} + 3.2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_o}{\rho} - 1\right)^{\frac{3}{2}})$$

όπου  $l=5\text{m}$ ,  $k=1.3$ ,  $\rho_o=\nu f_{ck} \cdot 10^{-3}=0.005$ ,  $\rho=A_s/(b \cdot d)=2.46/(100 \cdot 16.5)=0.001491 < \rho_o$ ,  $d=0.165\text{m}$

Προκύπτει  $\frac{l}{d} = 157.79$  οπότε για  $l=5\text{m}$  είναι  $d=5/157.79=0.03\text{m} < 0.165\text{m}$

Άρα η πλάκα απαλλάσσεται του ελέγχου βέλους κάμψης.



Σχήμα 5.22: Ξυλότυπος Πλάκας

### Πεδιλοδοκός 50X80X150

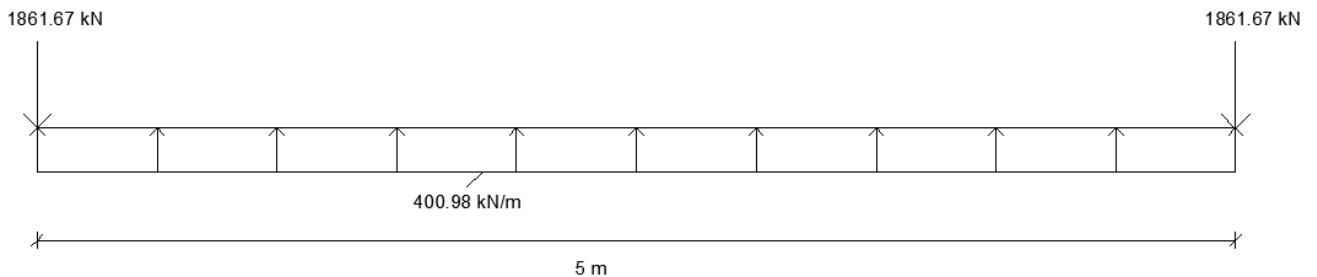
Από την ανάλυση του υποστυλώματος, η μέγιστη αξονική που δεχεται είναι  $N=1861.67$  kN. Θα εξετάσουμε τη μεγαλύτερη λωρίδα πεδιλοδοκού που είναι κατά την X διεύθυνση και έχει 14 υποστυλώματα. Η επιφάνεια της πεδιλοδοκού στο έδαφος θα είναι:  $1.5\text{m} \times 65\text{m}$ , οπότε η τάση του εδάφους θα είναι  $q = \frac{N \cdot 14}{1.5 \cdot 65} = 267.32 \text{ kN/m}^2$

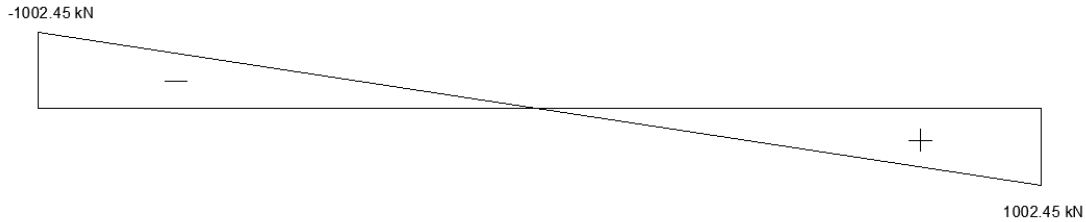
Για  $l=5\text{m}$  και γραμμικό φορτίο  $q=267.32 \cdot 1.5=400.98 \text{ kN/m}$ , τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν είναι :

Ροπή στη στήριξη  $M=+q \cdot l^2/12 = 835.38 \text{ kNm}$

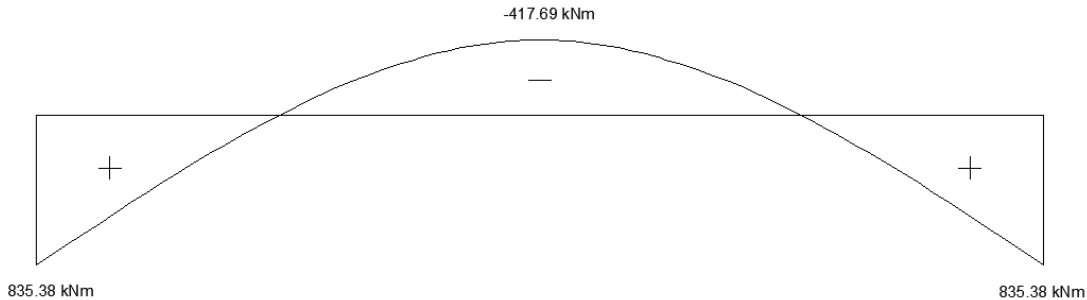
Ροπή στο άνοιγμα  $M=-q \cdot l^2/24 = -417.69 \text{ kNm}$

Τέμνουσα στις στηρίξεις  $V=q \cdot l/2 = 1002.45 \text{ kN}$





Διάγραμμα Vz



Διάγραμμα My

Σχήμα 5.23: Διαγράμματα Vz και My πεδילוδοκού

**-Έλεγχος Κάμψης Δοκού**

Παρειά αριστερού υποστυλώματος : (M=835.38 kNm). Έχουμε θλίψη στον κορμό άρα  $b=0.5m$  και εκτιμώ  $d_1=50+16/2= 0.058m$  οπότε  $d=h-d_1=0.8-0.058=0.742m$  και  $\mu = \frac{Med}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.0893$  οπότε από πίνκα 2.1  $\omega=0.093$  και  $A_{s1}=26.91 \text{ cm}^2$  κάτω

Άνοιγμα : (M=417.69kNm). Έχουμε θλίψη στην πλάκα άρα  $b= b_{eff}=0.5+0.5+0.5=1.5m$  και  $\mu = \frac{Med}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.1339$  οπότε  $\omega=0.144$  και  $A_{s1}=13.89 \text{ cm}^2$  πάνω

Ελάχιστον οπλισμός :  $\rho_{min}=\max (0.26 \cdot f_{ctm}/f_{yk} , 0.0013)= 0.001352$  και  $A_{s,min}= \rho_{min} \cdot b \cdot d= 3 \text{ cm}^2$  πάνω

Κατασκευαστικά τοποθετώ σε όλο το μήκος άνω και κάτω 2Φ16 (=4.02 cm<sup>2</sup>)

Στο άνοιγμα πάνω τοποθετώ πρόσθετα 4Φ18 =10.18 cm<sup>2</sup> οπότε έχω συνολικά 14.2 >13.89

Στην παρειά κάτω τοποθετώ πρόσθετα 5Φ25 =24.54 cm<sup>2</sup> οπότε έχω συνολικά 28.54 >26.91

**-Έλεγχος Διάτμησης Δοκού**

Επιλέγω  $\theta=21.8^\circ$  για οικονομικότερη όπλιση

Έλεγχος επάρκειας λοξού θλιπτήρα στην παρειά:

$$V_{Rd,max}=a_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot\theta+\cot\alpha)/(1+\cot^2\theta)=1 \cdot 0.5 \cdot 0.9 \cdot 0.742 \cdot 20000/1.5 \cdot 2.5/7.25= 1535.2 \text{ kN} > V_{Ed}$$

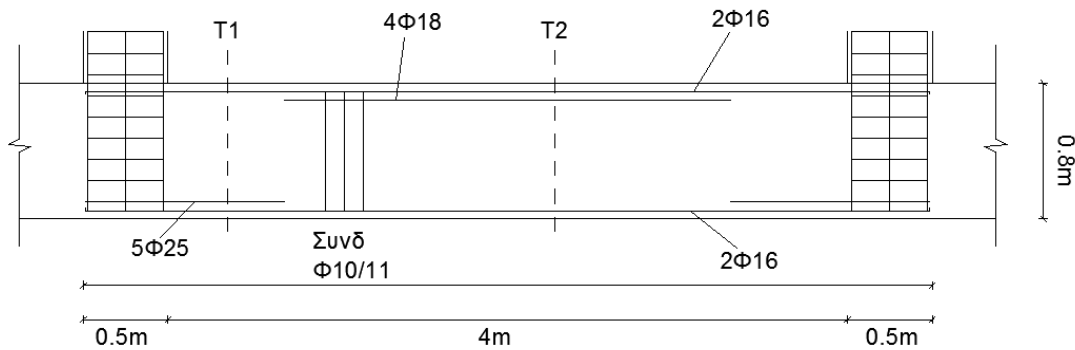
$$\text{Υπολογισμός συνδετήρων: } A/s = V_{Ed}/(z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta)=13.81 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Από τις κατασκευαστικές διατάξεις είναι } \rho_{w,min}=0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}/f_{yk}}= 0.00072 \text{ και } (A/s)_{min}= \rho_{w,min} \cdot b \cdot 100 = 2.16 \text{ cm}^2/\text{m} < (A/s)$$

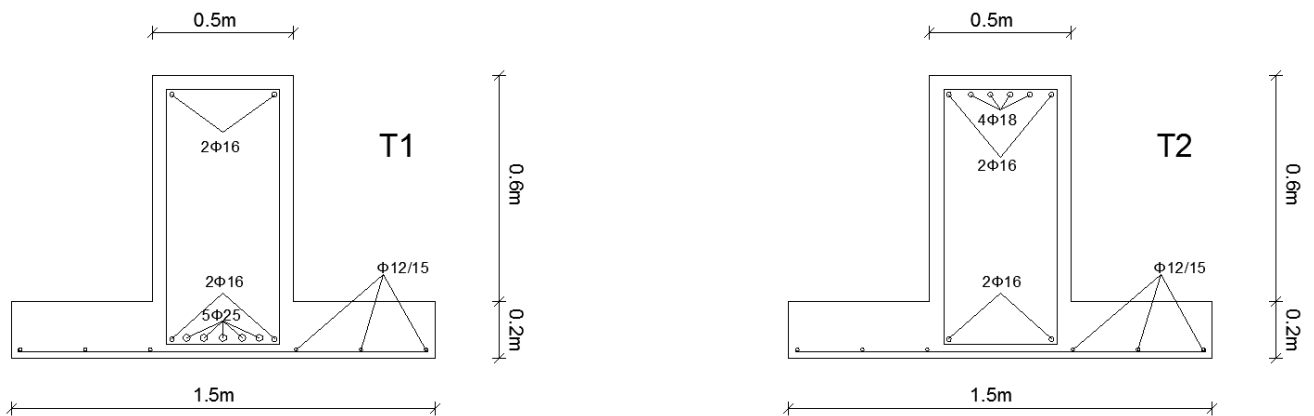
Για δίτημητο συνδετήρα διαμέτρου  $\Phi 10$  είναι  $s=(2\Phi 10)/13.81=0.114\text{ m}$  και η μέγιστη διαμήκης απόσταση συνδετήρων είναι  $s_{L,max}=0.75 \cdot d=0.557\text{ m} < s$  οπότε τοποθετώ  $\Phi 10/11$

#### -Έλεγχος Κάμψης Πέλματος

Το πέγμα είναι σαν μια πλάκα διπλός πρόβολος με  $l_{net}=0.5\text{ m}$  και  $h=0.2\text{ m}$   
 Έστω  $d_1=50+12/6=56\text{ mm}$  και  $d=0.144\text{ m}$  οπότε  $M_{παρ}=q \cdot l_{net}^2/2=50,12\text{ kNm}$  και για λωρίδα πλάτους  $b=1\text{ m}$  είναι  $\mu = \frac{Med}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.031$  και  $\omega=0.031$  οπότε  $A_{s1}=0.031 \cdot 1 \cdot 0.144 \cdot 0.026=1.16\text{ cm}^2$  και  $A_{s,min}=2.4\text{ cm}^2$  και  $s_{max}=150\text{ mm}$ . Οπότε τοποθετώ  $\Phi 12/15$  κάτω στο πέγμα. (κάθετα στη δοκό).



Σχήμα 5.24: Όψη πεδιλοδοκού



Σχήμα 5.25: Τομές πεδιλοδοκού

### 5.6 Ιδιοπερίοδος φορέα

Η ιδιομορφική ανάλυση γίνεται για τον υπολογισμό των ιδιομορφών και των αντίστοιχών ιδιοπεριόδων του συστήματος. Είναι απαραίτητη για την εφαρμογή της δυναμικής φασματικής μεθόδου σύμφωνα με την οποία προσδιορίζεται η σεισμική απόκριση της κατασκευής όπως παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο 2.2.4.

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 14.

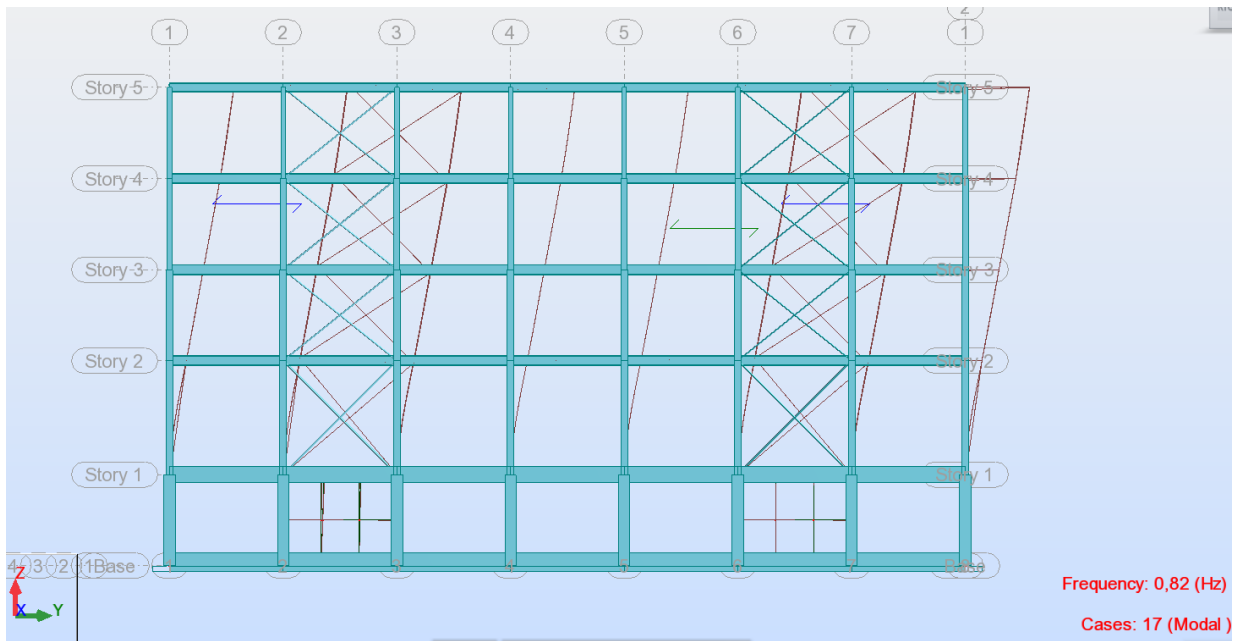
Στον Πίνακα 5.2 δίνονται οι ιδιοπερίοδοι, τα αθροιστικά ποσοστά συμμετοχής κάθε ιδιομορφής, η ενεργός ιδιομορφική μάζα κάθε ιδιομορφής (τρεχ. μάζα) και η θεωρούμενη μάζα του φορέα.

Πίνακας 5.2 : Ιδιοπερίοδοι και ποσοστά συμμετοχής μαζών ανά ιδιομορφή

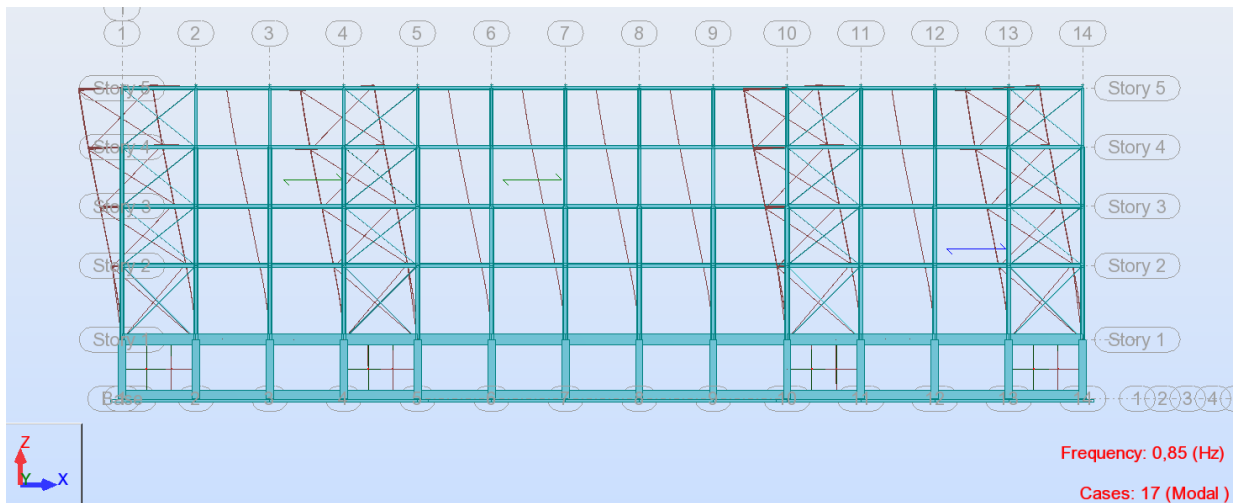
ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ	Συχνότητα (Hz)	Περίοδος (sec)	Σχετ. Μάζα UX(%)	Σχετ. Μάζα UY(%)	Τρεχ. Μάζα UX(%)	Τρεχ. Μάζα UY(%)	Συνολική μάζα UX	Συνολική μάζα UY
1	0,82	1,22	0	44,67	0	44,67	8804915,48	8804915,48
2	0,85	1,18	43,8	44,67	43,8	0	8804915,48	8804915,48
3	1,07	0,93	43,8	44,67	0	0	8804915,48	8804915,48
4	2,45	0,41	43,8	51,75	0	7,08	8804915,48	8804915,48
5	2,64	0,38	51,32	51,75	7,51	0	8804915,48	8804915,48
6	3,19	0,31	51,32	51,75	0	0	8804915,48	8804915,48
7	4,08	0,24	51,32	53,52	0	1,78	8804915,48	8804915,48
8	4,63	0,22	54,03	53,52	2,72	0	8804915,48	8804915,48
9	5,29	0,19	54,03	53,52	0	0	8804915,48	8804915,48
10	5,85	0,17	54,03	54,58	0	1,06	8804915,48	8804915,48
11	7,43	0,13	56,27	54,58	2,23	0	8804915,48	8804915,48
12	7,49	0,13	56,3	54,58	0,03	0	8804915,48	8804915,48
13	12,32	0,08	98,67	54,86	42,36	0,28	8804915,48	8804915,48
14	12,33	0,08	98,93	98	0,27	44,11	8804915,48	8804915,48

Παρατηρούμε ότι οι μέγιστες ενεργές ιδιομορφικές μάζες για σεισμό κατά Χ και Υ εμφανίζονται κατά τις ιδιομορφές 2 και 1 αντίστοιχα.

Στις Εικόνες 5.34 και 5.35 παρουσιάζονται οι παραμορφώσεις του φορέα για τη θεμελιώδη ιδιομορφή ταλάντωσης με περίοδο  $T_1=1.22\text{sec}$  και για τη δεσπόζουσα ιδιομορφή για σεισμό κατά Χ με περίοδο  $T_2=1.18\text{sec}$ .



Σχήμα 5.26: Θεμελιώδης ιδιομορφή ταλάντωσης ( $T_1=1.22\text{sec}$ )



Σχήμα 5.27: Δεσπόζουσα ιδιομορφή για σεισμό κατά X ( $T_2=1.18\text{sec}$ )

## 6 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΜΕΛΩΝ

Οι συνδέσεις των μελών συνιστούν ένα πολύ σημαντικό κομμάτι στο σχεδιασμό της κατασκευής και πρέπει να σχεδιάζονται έτσι ώστε να επιτυγχάνεται η πλήρης εκμετάλλευση της αντοχής και της πλαστιμότητας των συνδεόμενων μελών. Οι συνδέσεις πρέπει, επιπλέον, να συντελούν στην απλή και γρήγορη κατασκευή των φορέων. Ως εκ τούτου, δεν πρέπει να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητες σε κατασκευαστικές ατέλειες ενώ παράλληλα πρέπει να ελαχιστοποιούν την ανάγκη σε εξειδικευμένο συνεργείο. Τα δύο είδη που απαντώνται είναι οι συνδέσεις με μηχανικά μέσα (κοχλίες, ήλοι, πείροι κλπ) και οι συγκολλήσεις (εσωραφές και εξωραφές) ενώ αξίζει να σημειωθεί ότι ο σχεδιασμός των συνδέσεων απαιτεί μία συντηρητικότερη προσέγγιση σε σχέση με αυτή των μελών.

Οι συνδέσεις διακρίνονται σε κατηγορίες ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη που παραλαμβάνουν, την αντοχή τους έναντι ροπών αλλά και βάσει της δυσκαμψίας τους.

Όσον αφορά στα εντατικά μεγέθη, η κατηγοριοποίηση γίνεται ως εξής:

- Απλές συνδέσεις : Ονομάζονται οι συνδέσεις που παραλαμβάνουν και μεταφέρουν μόνο δυνάμεις (αξονικές και τέμνουσες), επιτρέπουν τις στροφές και προκύπτουν λόγω δράσεων σχεδιασμού, χωρίς να αναπτύσσουν σημαντικές ροπές.

- Συνδέσεις ροπής : Πρόκειται για συνδέσεις που παραλαμβάνουν δυνάμεις και ροπές.

Ανάλογα με την αντοχή τους έναντι ροπών σε σχέση με τα μέλη τα οποία συνδέουν, οι συνδέσεις διακρίνονται σε:

- Συνδέσεις πλήρους αντοχής: Πρόκειται για συνδέσεις των οποίων η ροπή αντοχής είναι μεγαλύτερη από αυτή των συνδεόμενων μελών

- Συνδέσεις μερικής αντοχής: Πρόκειται για συνδέσεις των οποίων η ροπή αντοχής είναι μικρότερη από αυτή των συνδεόμενων μελών

Τέλος, η κατηγοριοποίηση των συνδέσεων με βάση τη δυσκαμψία τους είναι η ακόλουθη:

- Άκαμπτοι κόμβοι : Πρόκειται για τους κόμβους στους οποίους δεν μεταβάλλεται η αρχική γωνία μεταξύ των συνδεόμενων μελών. Η σύνδεση λειτουργεί και προσομοιώνεται ως πάκτωση.

- Αρθρωτοί κόμβοι: Είναι οι κόμβοι στους οποίους επιτρέπεται η σχετική στροφή μεταξύ των συνδεόμενων μελών. Η σύνδεση λειτουργεί και προσομοιώνεται ως άρθρωση.

- Ημιάκαμπτοι κόμβοι: Πρόκειται για τους κόμβους στους οποίους η γωνία  $\phi$  μεταξύ του συνδεόμενου μέλους και του υπόλοιπου κόμβου μεταβάλλεται ανάλογα με την επιβαλλόμενη ροπή στο μέλος. Η σύνδεση λειτουργεί ως ελαστική πάκτωση και προσομοιώνεται συνήθως με τη βοήθεια κατάλληλων στροφικών ελατηρίων.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία θα μελετηθούν οι παρακάτω συνδέσεις:

- Σύνδεση υποστύλματος HEB300 με κύρια δοκό IPE450
- Σύνδεση υποστύλματος HEB300 με δευτερεύουσα δοκό IPE270
- Σύνδεση κύριας δοκού IPE450 με διαδοκίδα IPE270
- Σύνδεση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας CHS 88.9×5

Όλες οι συνδέσεις, πλην των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας σχεδιάστηκαν και ελέγχθηκαν με χρήση του προγράμματος Robot Structural Analysis.



### 6.1 Σύνδεση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας CHS 88.9×5

Οι συνδέσεις πρέπει να ελεγχθούν με την ικανοτική αντοχή των διαγωνίων, οι οποίες υπολογίζονται ως εξής:

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd} = 1.1 \cdot 1.25 \cdot 468.5 = 644.325 \text{ kN} && \text{για τη διαγώνιο του ισογείου} \\ N_{Ed} &= 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd} = 1.1 \cdot 1.25 \cdot 397.6 = 546.7 \text{ kN} && \text{για τη διαγώνιο του 1ου ορόφου} \\ N_{Ed} &= 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd} = 1.1 \cdot 1.25 \cdot 322.34 = 443.21 \text{ kN} && \text{για τη διαγώνιο του 2ου ορόφου} \\ N_{Ed} &= 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd} = 1.1 \cdot 1.25 \cdot 260.2 = 357.78 \text{ kN} && \text{για τη διαγώνιο του 3ου ορόφου} \end{aligned}$$

Οι συνδέσεις πραγματοποιούνται με προεντεταμένους κοχλίες διαμέτρου M20 ποιότητας 10.9 και τύπου C, δηλαδή ανθεκτικές έναντι ολίσθησης στην Ο.Κ.Α. Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο έλεγχος της διαγωνίου του ισογείου, η οποία φαίνεται στο Σχήμα 6.1.

#### Έλεγχος αποστάσεων:

$$\begin{aligned} 1,2 \cdot d_0 &= 1,2 \cdot 22 = 26,4 \text{ mm} < e_1 = 50 \text{ mm} < 4 \cdot t + 40 = 4 \cdot 10 + 40 = 80 \text{ mm} \\ 1,2 \cdot d_0 &= 1,2 \cdot 22 = 26,4 \text{ mm} < e_2 = 45 \text{ mm} < 4 \cdot t + 40 = 4 \cdot 10 + 40 = 80 \text{ mm} \\ 2,2 \cdot d_0 &= 2,2 \cdot 22 = 48,4 \text{ mm} < p_1 = 70 \text{ mm} < \min\{14 \cdot t ; 200\} = \min\{14 \cdot 10 ; 200\} = 140 \text{ mm} \\ 2,4 \cdot d_0 &= 2,4 \cdot 22 = 52,8 \text{ mm} < p_2 = 70 \text{ mm} < \min\{14 \cdot t ; 200\} = \min\{14 \cdot 10 ; 200\} = 140 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

#### Έλεγχος κοχλίωσης έναντι ολίσθησης:

Δύναμη προέντασης κοχλία:

$$F_{p,C} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0.7 \cdot 100 \cdot 2.45 = 171.5 \text{ kN}$$

Αντοχή έναντι ολίσθησης:

$$F_{s,Rd} = \frac{m \cdot (k_s \cdot n \cdot \mu)}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,C} = 6 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 0.5 / 1.25 \cdot 171.5 = 823.2 \text{ kN} > N_{Ed} = 644.325 \text{ kN}$$

όπου  $m = 6$  ο αριθμός των κοχλιών

$k_s = 1,0$  για κανονικές οπές

$n = 2$  οι επιφάνειες τριβής για δίτητους κοχλίες

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

(Κατ.Α)

#### Έλεγχος κοχλίωσης έναντι σύνθλιψης άντυγας:

Αντοχή έναντι σύνθλιψης άντυγας:

$$a = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right) = 0.758$$

$$k = \min \left( 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2.5$$

$$F_{b,Rd} = m \cdot \frac{k \cdot a \cdot f_u \cdot d \cdot t_{min}}{\gamma M 2} = 927.8 \text{ kN} > N_{Ed} = 644.325 \text{ kN}$$

### Έλεγχος κοχλίωσης έναντι τέμνουσας:

Εφόσον η σύνδεση είναι τύπου C δεν απαιτείται ο έλεγχος της κοχλίωσης έναντι τέμνουσας. Παρόλα αυτά, επειδή η σύνδεση βρίσκεται σε ζώνη απορρόφησης ενέργειας απαιτείται ο ικανοτικός σχεδιασμός της έτσι ώστε η αντοχή έναντι τέμνουσας να ξεπερνά την αντοχής έναντι σύνθλιψης άντυγας κατά τουλάχιστον 20%.

Λαμβάνονται κοχλίες των οποίων το σπείρωμα διέρχεται από τις επιφάνειες διάτμησης.

Αντοχή κοχλίωσης έναντι τέμνουσας:

$$F_{v,Rd} = m \cdot n \cdot \frac{a_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma M 2} = 1176 \text{ kN} > 113.4 \text{ kN}$$

### Έλεγχος κομβοελάσματος σε εφελκυσμό:

Ελέγχεται η επιφάνεια αστοχίας η οποία διέρχεται από τις οπές των κοχλιών, λαμβάνοντας συντηρητικά το πλάτος του ελάσματος στη θέση της πρώτης σειράς κοχλιών:

$$A_{net} = (24 - 2 \cdot 2.2) \cdot 1.0 = 19.6 \text{ cm}^2$$

Αντοχή εξωτερικού ελάσματος σε εφελκυσμό:

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma M 0} = 19.6 \cdot 35.5 = 695.8 \text{ kN} > 644.325 \text{ kN}$$

Ελέγχεται επίσης το κομβοέλασμα που συνδέεται με τη διαγώνιο, με αντοχή σε εφελκυσμό:

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma M 0} = (16 - 2 \cdot 2.2) \cdot 1.7 \cdot 35.5 = 19.72 \cdot 35.5 = 700.06 \text{ kN} > 644.325 \text{ kN}$$

### Έλεγχος αντοχής συγκόλλησης:

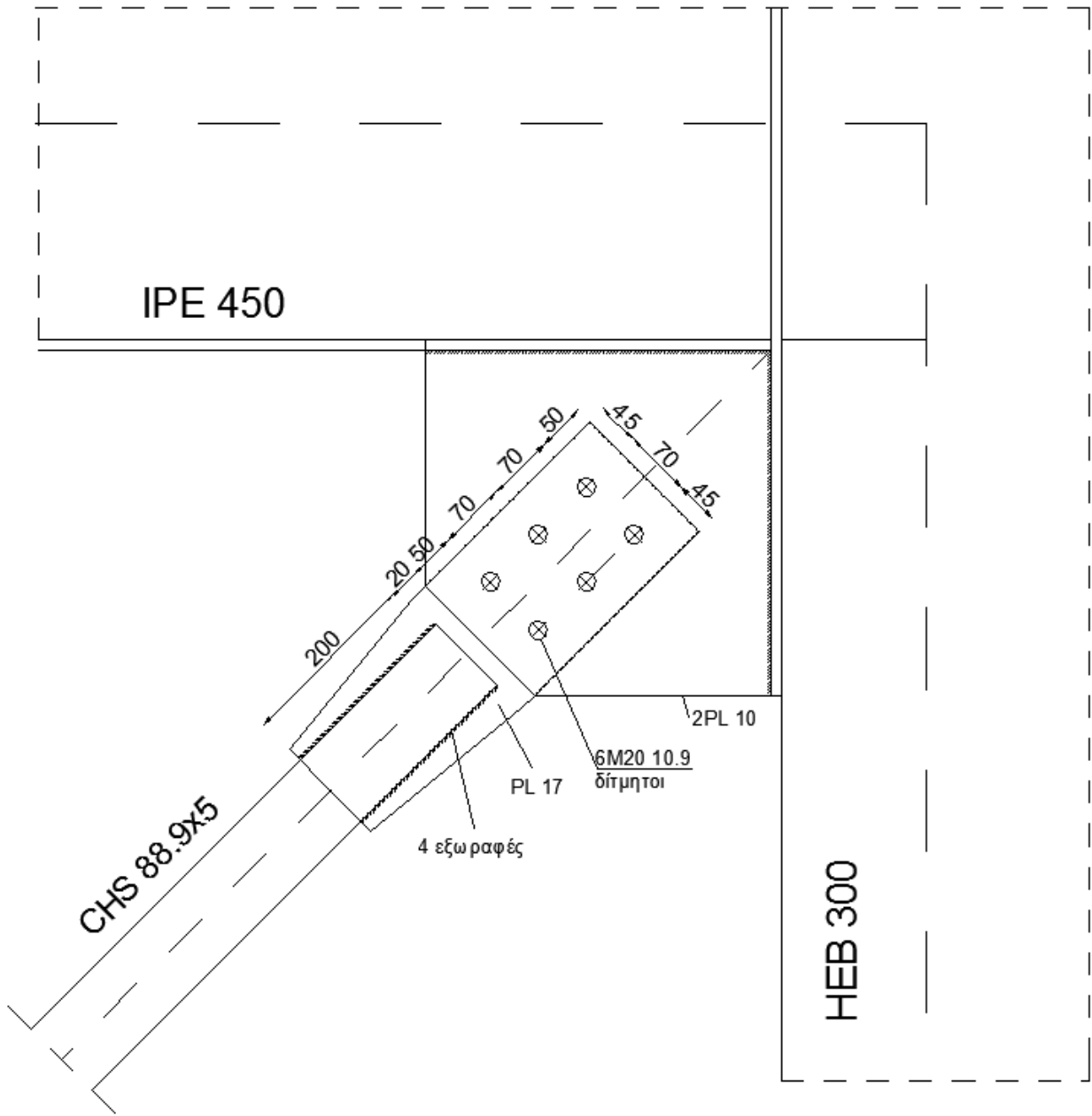
Τάση αντοχής συγκόλλησης για χάλυβες S355:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma M 2} = 26.17 \text{ kN/cm}^2$$

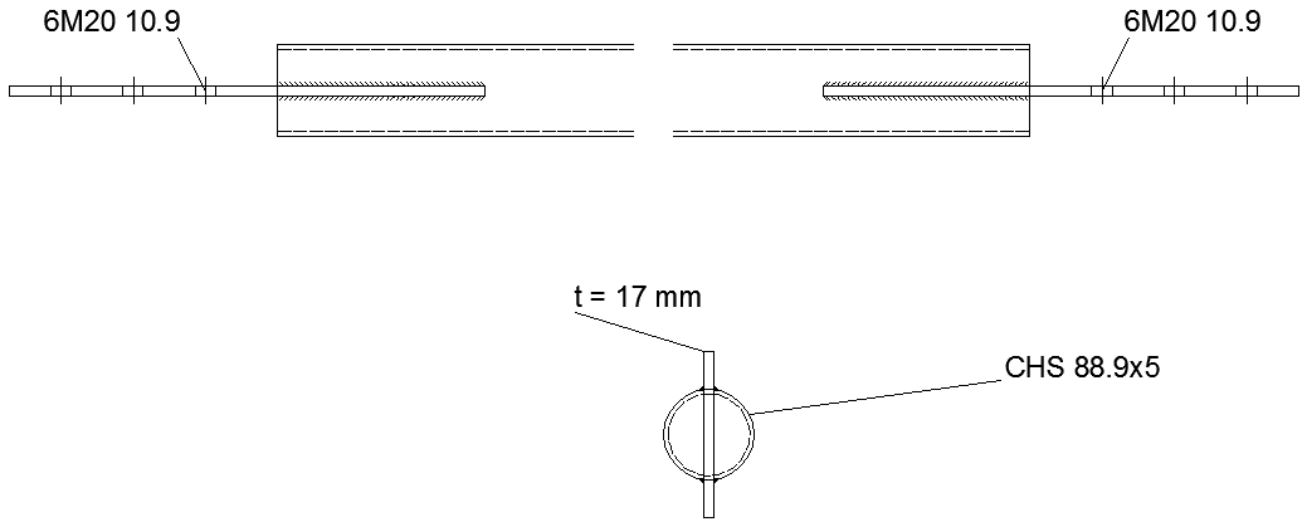
Πάχος συγκόλλησης:  $0.7 \cdot t_{min} = 0.5 \cdot 5 = 4 \text{ mm}$

Το κομβοέλασμα συγκολλάται με τη διαγώνιο CHS 88,9×5 σε μήκος 20 cm, με τέσσερις εξωραφές πάχους 4 mm. Η αντοχή συγκόλλησης της συγκόλλησης είναι:

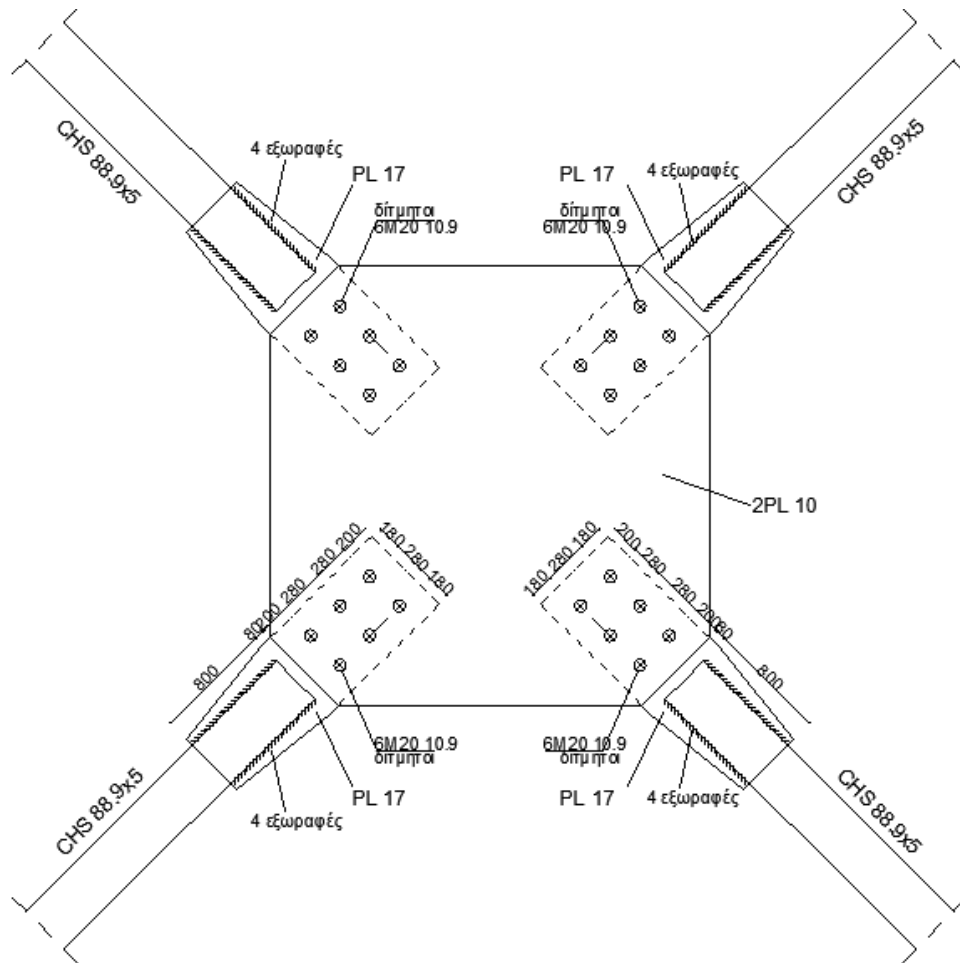
$$F_{w,Rd} = 4 \cdot l \cdot \alpha \cdot f_{vw,d} = 4 \cdot 20 \cdot 0.4 \cdot 26.17 = 837.4 \text{ kN} > N_{Ed} = 644.325 \text{ kN}$$



Σχήμα 6.1: Λεπτομέρεια σύνδεσης κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας με το υποστύλωμα



Σχήμα 6.2: Λεπτομέρεια σύνδεσης κυκλικής διατομής στο κομβόελασμα



Σχήμα 6.3: Λεπτομέρεια σύνδεσης των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

## 6.2 Σύνδεση υποστυλώματος ΗΕΒ300 με κύρια δοκό ΙΡΕ450

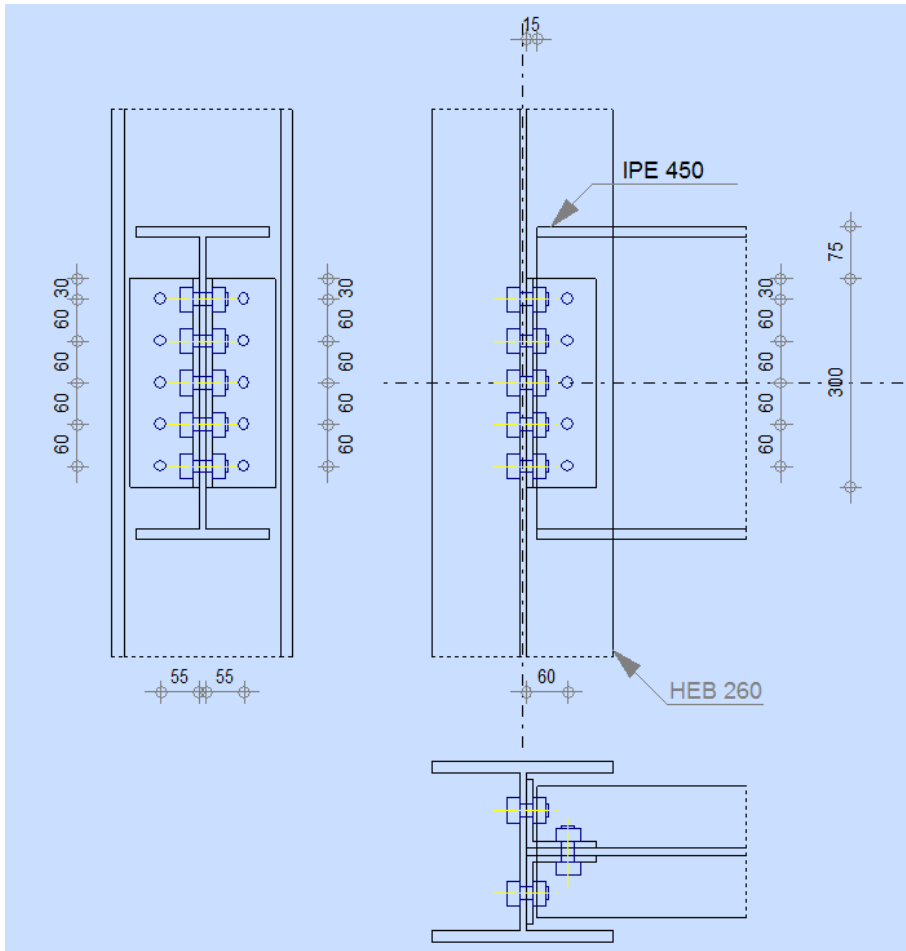
Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που καταπονούν την σύνδεση προέρχονται από τον συνδυασμό σε ΟΚΑ με βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο  $Q$   
 $1,35G+1,5Q+1,5\cdot 0,6W+1,5\cdot 0,5S$

$N_{b,Ed} = -0,00$  [kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

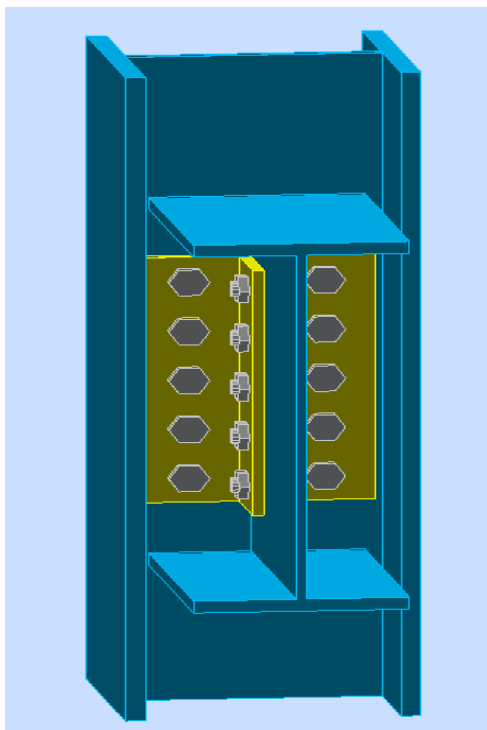
$V_{b,Ed} = 123,67$  [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

$M_{b,Ed} = -0,00$  [kN\*m] ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

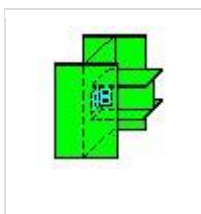
Για την σύνδεση χρησιμοποιήθηκαν 20 κοχλίες Μ18 ποιότητας 10.9 και μετωπική πλάκα διαστάσεων 300mm x 100mm x 10mm ποιότητας S355.



Σχήμα 6.4: Σύνδεση υποστυλώματος με κύρια δοκό



Σχήμα 6.5: Τρισδιάστατη προσομοίωση σύνδεσης



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

## ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ ΜΕ ΚΟΡΜΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

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



ΛΟΓΟΣ  
0,22

### ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

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

*Δυνάμεις κοχλιών στο υποστύλωμα - σύνδεση γωνιακού*

#### ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e =$	60	[mm]	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ	
$M_0 =$	3,69	[kN*m]	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	$M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$
$F_{Vz} =$	12,37	[kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	$F_{Vz} = 0.5 *  V_{b,Ed}  / n$
$F_{Mx} =$	12,30	[kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ	$F_{Mx} =  M_0  * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} =$	12,30	[kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση $\gamma$	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

### ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e = 60$  [mm] ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ

$F_{z,Ed} = 12,37$  [kN] Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z  $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Rdx} = 122,15$  [kN] Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x  $F_{Rdx} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 88,20$  [kN] Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z  $F_{Rdz} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$   $|12,20| < 122,15$  ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,10)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$   $|15,39| < 88,20$  ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,14)

### ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$   $12,26 < 60,70$  ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,20)

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

$F_{v,Ed} = 17,45$  [kN] ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ  $F_{v,Ed} = f [F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]$

$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$   $0,21 < 1,00$  ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,21)

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

*Δυνάμεις κοχλιών στο γωνιακό - σύνδεση δοκού*

### ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e = 65$  [mm] ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΑΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$M_0 = 8,04$  [kN\*m] ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ  $M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$

$F_{Nx} = 0,00$  [kN] ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ  $F_{Nx} = |N_{b,Ed}| / n$

$F_{Vz} = 24,73$  [kN] ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ  $F_{Vz} = |V_{b,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 26,79$  [kN] ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ ΣΤΗΝ Χ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ  $F_{Mx} = |M_0| * z_i / \Sigma(x_i^2 + z_i^2)$

$F_{Mz} = 0,00$  [kN] ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ ΣΤΗΝ Ζ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ  $F_{Mz} = |M_0| * x_i / \Sigma(x_i^2 + z_i^2)$

$F_{x,Ed} = 26,79$  [kN] Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y  $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 24,73$  [kN] Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z  $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

## ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e = 65$  [mm] ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΑΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$F_{Rdx} = 124,36$  [kN] Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x  $F_{Rdx} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 124,36$  [kN] Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z  $F_{Rdz} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$   $|26,79| < 124,36$  ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,58)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$   $|24,73| < 124,36$  ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,46)

## Έλεγχος διατομής σε απότμηση

### ΓΩΝΙΑΚΟ

$V_{effRd} = 427,73$  [kN] ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ

$|0,5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{effRd}$   $|61,83| < 427,73$  ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,14)

### ΔΟΚΟΣ

$V_{effRd} = 555,77$  [kN] ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ

$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd}$   $|123,67| < 555,77$  ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,22)

**Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ** ΛΟΓΟΣ 0,22

## 6.3 Σύνδεση υποστυλώματος HEB300 με δευτερεύουσα δοκό ΙΡΕ270

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που καταπονούν την σύνδεση προέρχονται από τον συνδυασμό σε ΟΚΑ με βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο Q  
 $1,35G+1,5Q+1,5 \cdot 0,6W+1,5 \cdot 0,5S$

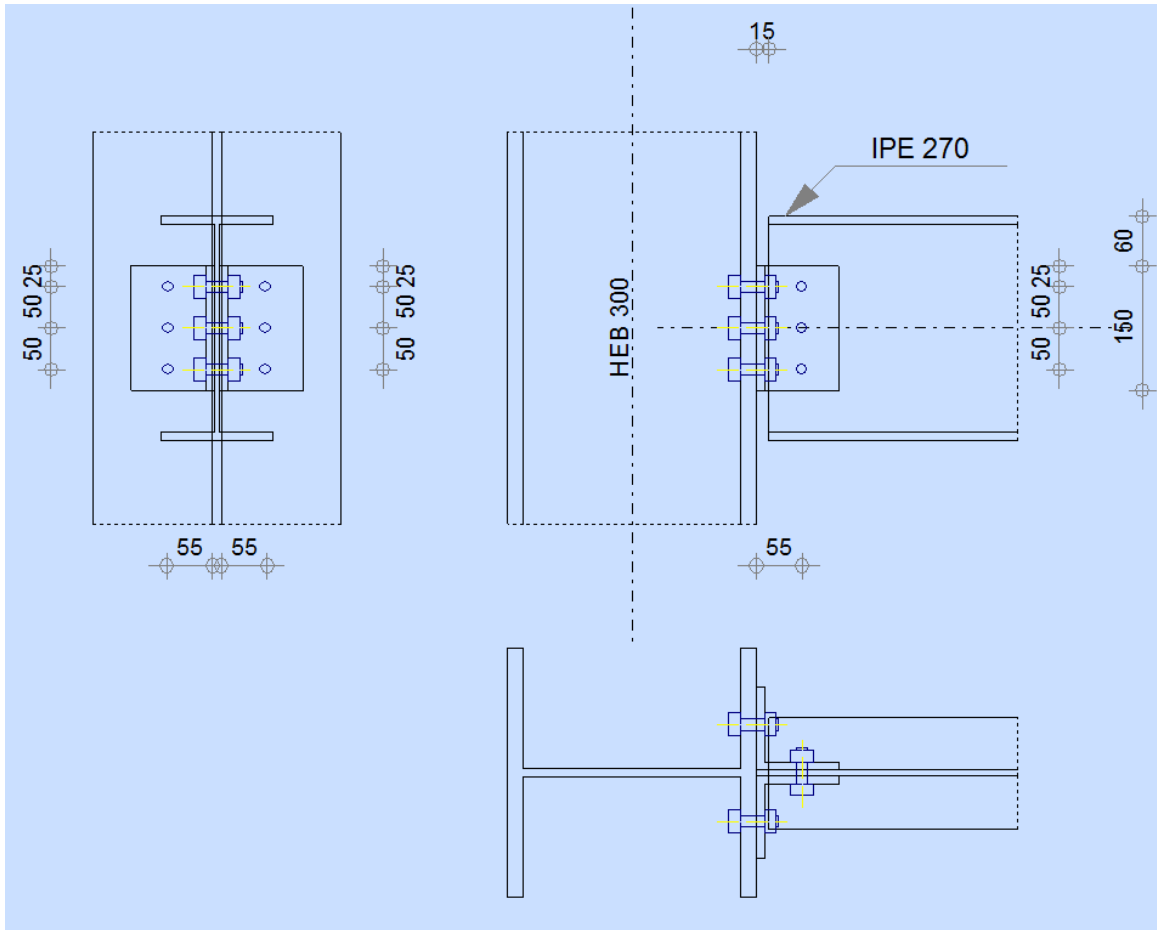
$N_{b,Ed} = 0,00$  [kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

$V_{b,Ed} = 40,38$  [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

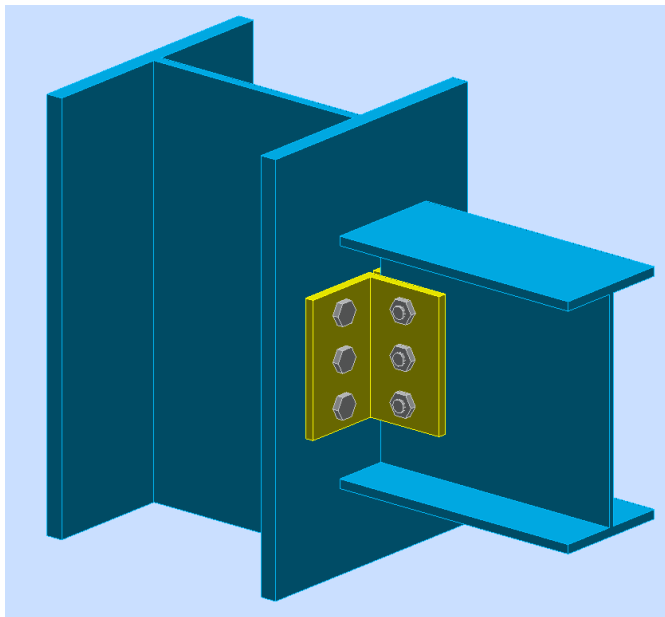
$M_{b,Ed} = -0,00$  [kN\*m] ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

Για την σύνδεση χρησιμοποιήθηκαν 12 κοχλίες M14 ποιότητας 8.8 και μετωπική πλάκα διαστάσεων 150mm x 100mm x 10mm ποιότητας S355.





Σχήμα 6.6: Σύνδεση υποστυλώματος με δευτερεύουσα δοκό



Σχήμα 6.7: Τρισδιάστατη προσομοίωση σύνδεσης



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

**ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ ΜΕ ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ**

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

ΛΟΓΟΣ  
**0,37****ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ****ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΜΕ ΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ****Δυνάμεις κοχλιών στο υποστυλώμα - σύνδεση γωνιακού****ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ**

$e = 58$ [mm]	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ	
$M_0 = 1,18$ [kN*m]	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	$M_0 = 0,5 * V_{b,Ed} * e$
$F_{Vz} = 6,73$ [kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	$F_{Vz} = 0,5 *  V_{b,Ed}  / n$
$F_{Mx} = 11,77$ [kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ	$F_{Mx} =  M_0  * z_i / \Sigma z_i^2$
$F_{x,Ed} = 11,77$ [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση $y$	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 6,73$ [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση $z$	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Rdx} = 59,11$ [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση $x$	$F_{Rdx} = \min(F_{VRd}, F_{BRd1x}, F_{BRd2x})$
$F_{Rdz} = 59,11$ [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση $z$	$F_{Rdz} = \min(F_{VRd}, F_{BRd1z}, F_{BRd2z})$

$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 11,77  < 59,11$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b> (0,20)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 6,73  < 59,11$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b> (0,11)

**ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΚΟΧΛΙΑ**

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$13,02 < 66,24$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b> (0,20)
--------------------------	-----------------	----------------------------

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

$F_{v,Ed} = 13,56$ [kN]	ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{v,Ed} = f [F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]$
$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1,4 * F_{t,Rd}) \leq 1,0$	$0,37 < 1,00$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b> (0,37)

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

### Δυνάμεις κοχλιών στο γωνιακό - σύνδεση δοκού

#### ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e = 65$  [mm] ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΟΜΑΔΑΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$M_0 = 2,60$  [kN\*m] ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ

$$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$$

$F_{Nx} = 0,00$  [kN] ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ

$$F_{Nx} = |N_{b,Ed}| / n$$

$F_{Vz} = 13,46$  [kN] ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ

$$F_{Vz} = |V_{b,Ed}| / n$$

$F_{Mx} = 26,04$  [kN] ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ ΣΤΗΝ Χ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

$$F_{Mx} = |M_0| * z_i / \Sigma(x_i^2 + z_i^2)$$

$F_{Mz} = 0,00$  [kN] ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ ΣΤΗΝ Ζ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

$$F_{Mz} = |M_0| * x_i / \Sigma(x_i^2 + z_i^2)$$

$F_{x,Ed} = 26,04$  [kN] Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y

$$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$$

$F_{z,Ed} = 13,46$  [kN] Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z

$$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$$

$F_{Rdx} = 80,49$  [kN] Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x

$$F_{Rdx} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$F_{Rdz} = 77,98$  [kN] Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z

$$F_{Rdz} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 26,04  < 80,49$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,32)
---------------------------	-------------------	--------------	--------

$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 13,46  < 77,98$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,17)
---------------------------	-------------------	--------------	--------

### Έλεγχος διατομής σε απότμηση

#### ΓΩΝΙΑΚΟ

$V_{effRd} = 252,84$  [kN] ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ

$ 0.5 * V_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 20,19  < 252,84$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,08)
-----------------------------------	--------------------	--------------	--------

#### ΔΟΚΟΣ

$V_{effRd} = 239,71$  [kN] ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ

$ V_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 40,37  < 241,57$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,17)
-----------------------------	--------------------	--------------	--------

**Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ** ΛΟΓΟΣ 0,37

### 6.4 Σύνδεση κύριας δοκού IPE450 με δευτερεύουσα δοκό IPE270

Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που καταπονούν την σύνδεση προέρχονται από τον συνδυασμό σε ΟΚΑ με βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο Q  
 $1,35G + 1,5Q + 1,5 \cdot 0,6W + 1,5 \cdot 0,5S$

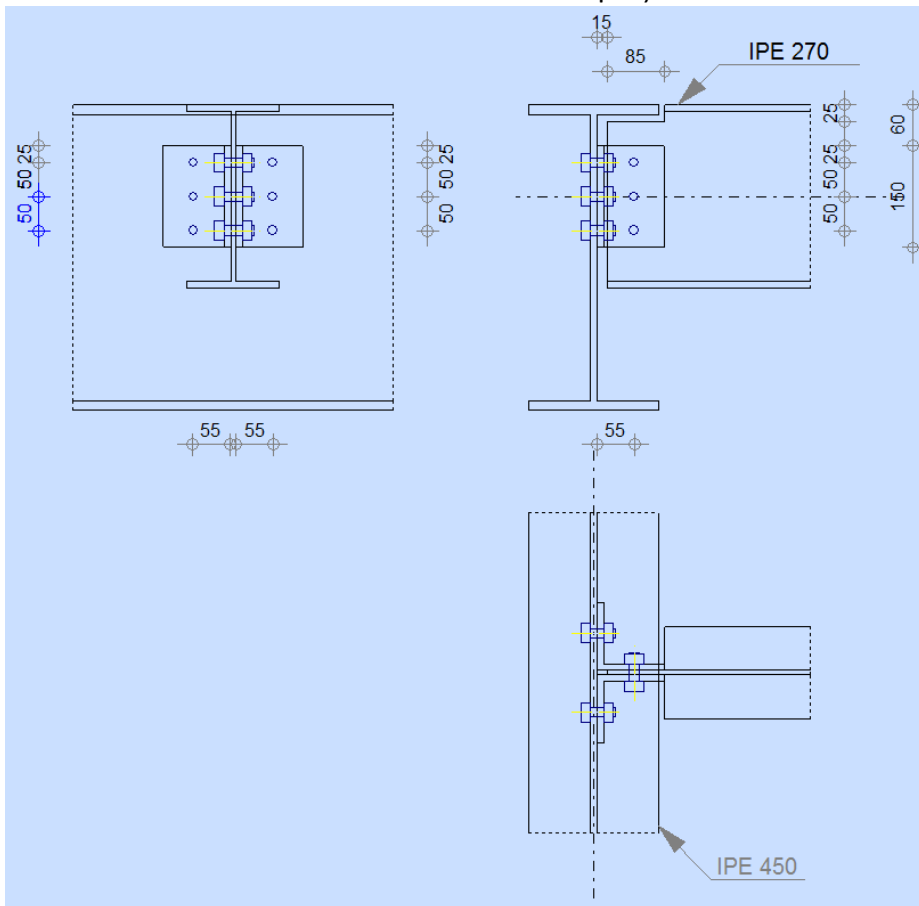
$N_{b,Ed} = 0,00$  [kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

$V_{b,Ed} = 40,38$  [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

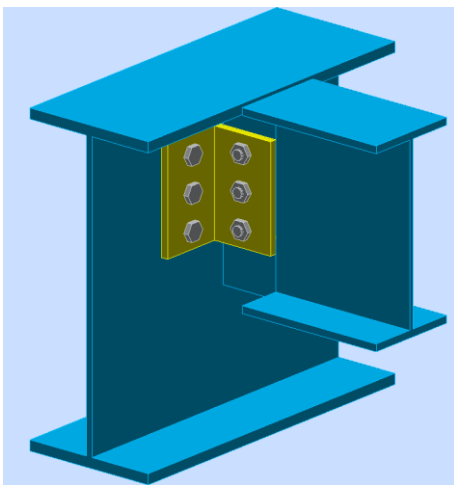
$N_{b,Ed} = 0,00$  [kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

$M_{b,Ed} = -0,00$  [kN\*m] ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

Για την σύνδεση χρησιμοποιήθηκαν 12 κοχλίες M14 ποιότητας 8.8 και μετωπική πλάκα διαστάσεων 150mm x 100mm x 10mm ποιότητας S355.



Σχήμα 6.8: Σύνδεση κύριας δοκού με δευτερεύουσα δοκό



Σχήμα 6.9: Τρισδιάστατη προσομοίωση σύνδεσης



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

**ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΟΚΟΣ - ΔΟΚΟΣ  
(ΚΟΡΜΟΣ)**

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

ΛΟΓΟΣ  
**0,36****ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ****ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΗΝ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L***Δυνάμεις κοχλιών στην κύρια δοκό - σύνδεση γωνιακού***ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ**

e =	58	[mm]	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ	
M <sub>0</sub> =	1,18	[kN*m]	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	M <sub>0</sub> =0.5*V <sub>b,Ed</sub> *e
F <sub>Vz</sub> =	6,73	[kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	F <sub>Vz</sub> =0.5* V <sub>b,Ed</sub>  /n
F <sub>Mx</sub> =	11,77	[kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ	F <sub>Mx</sub> = M <sub>0</sub>  *z <sub>i</sub> /Σz <sub>i</sub> <sup>2</sup>
F <sub>x,Ed</sub> =	11,77	[kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση γ	F <sub>x,Ed</sub> = F <sub>Nx</sub> + F <sub>Mx</sub>
F <sub>z,Ed</sub> =	6,73	[kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z	F <sub>z,Ed</sub> = F <sub>Vz</sub> + F <sub>Mz</sub>
F <sub>Rdx</sub> =	59,11	[kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x	F <sub>Rdx</sub> =min(F <sub>vRd</sub> , F <sub>bRd1x</sub> , F <sub>bRd2x</sub> )
F <sub>Rdz</sub> =	59,11	[kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z	F <sub>Rdz</sub> =min(F <sub>vRd</sub> , F <sub>bRd1z</sub> , F <sub>bRd2z</sub> )
<hr/>				
F <sub>x,Ed</sub>   ≤ F <sub>Rdx</sub>	11,77  < 59,11		<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>	(0,20)
F <sub>z,Ed</sub>   ≤ F <sub>Rdz</sub>	6,73  < 59,11		<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>	(0,11)

**ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΚΟΧΛΙΑ**

F <sub>t,Ed</sub> ≤ F <sub>t,Rd</sub>	12,05 < 66,24	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>	(0,18)
---------------------------------------	---------------	---------------------	--------

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

F <sub>v,Ed</sub> =	13,56	[kN]	ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ	F <sub>v,Ed</sub> = f [F <sub>x,Ed</sub> <sup>2</sup> + F <sub>z,Ed</sub> <sup>2</sup> ]
---------------------	-------	------	--------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------

F <sub>v,Ed</sub> /F <sub>v,Rd</sub> + F <sub>t,Ed</sub> /(1.4*F <sub>t,Rd</sub> ) ≤ 1.0	0,36 < 1,00	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>	(0,36)
------------------------------------------------------------------------------------------	-------------	---------------------	--------

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

### Δυνάμεις κοχλίων στο γωνιακό - σύνδεση δοκού

#### ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e =$	60	[mm]	ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ	
$M_0 =$	2,41	[kN*m]	ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$
$F_{Vz} =$	13,46	[kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	$F_{Vz} =  V_{b,Ed}  / \eta$
$F_{Mx} =$	24,11	[kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ	$F_{Mx} =  M_0  * z_i / \Sigma z_i^2$
$F_{x,Ed} =$	24,11	[kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} =$	13,46	[kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Rdx} =$	80,49	[kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x	$F_{Rdx} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	77,98	[kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z	$F_{Rdz} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 24,11  < 80,49$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,30)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 13,46  < 77,98$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,17)

#### Έλεγχος διατομής σε απότμηση

##### ΓΩΝΙΑΚΟ

$V_{effRd} =$  252,84 [kN] ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ

$ 0.5 * V_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 20,19  < 252,84$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,08)
-----------------------------------	--------------------	--------------	--------

##### ΔΟΚΟΣ

$V_{effRd} =$  207,75 [kN] ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ

$ V_{b,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 40,38  < 207,75$	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,19)
-----------------------------	--------------------	--------------	--------

**Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ** ΛΟΓΟΣ 0,36

## 7 ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ –ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΟΣ ΠΡΟΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ

### Προμέτρηση κτιρίου

ΤΥΠΟΣ	ΑΡΙΘΜΟΣ	ΜΗΚΟΣ (m)	ΒΑΡΟΣ ΜΟΝΑΔΑΣ	ΒΑΡΟΣ ΡΑΒΔΟΥ (kg)	ΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ (kg)	ΕΜΒΑΔΟ ΒΑΦΗΣ (m <sup>2</sup> )
<b>C20/25</b>						
B R30,0x70	166	5,00	525,29	2626,43	435988	1660,00
B T30x80	1	5,00	1200,65	6003,27	6003	11,00
B T50,0x80,0	165	5,00	1200,65	6003,27	990540	2145,00
C R50,0x50,0	96	4,00	625,34	2501,36	240131	768,00
<b>ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΑΝΑ ΔΙΑΤΟΜΕΣ</b>						
B R30,0x70	166	830,00	525,29	435987,72	435988	1660,00
B T30x80	1	5,00	1200,65	6003,27	6003	11,00
B T50,0x80,0	165	825,00	1200,65	990540,09	990540	2145,00
C R50,0x50,0	96	384,00	625,34	240130,93	240131	768,00
<b>ΣΥΝΟΛΙΚΟ</b>					1672662	4584,00
<b>S355</b>						
CHS 76.1x3.2	32	6,41	5,76	36,90	1181	49,02
CHS 76.1x4	32	6,41	7,11	45,61	1459	49,02
CHS 76.1x5	32	6,41	8,80	56,38	1804	49,02
CHS 88.9x5	32	7,08	10,37	73,39	2348	63,21
HEB 200	96	4,00	61,32	245,26	23545	442,02
HEB 260	96	4,00	93,01	372,05	35717	575,54
HEB 300	96	4,00	117,07	468,27	44954	664,95
HEB 300	96	5,00	117,07	585,34	56193	831,19
IPE 240	297	5,00	30,72	153,59	45615	1368,94
IPE 270	891	5,00	36,08	180,40	160736	4637,88
IPE 400	82	5,00	66,33	331,64	27194	601,37
IPE 450	246	5,00	77,60	388,01	95451	1974,33
<b>ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΑΝΑ ΔΙΑΤΟΜΕΣ</b>						
CHS 76.1x3.2	32	205,12	5,76	1180,70	1181	49,02
CHS 76.1x4	32	205,12	7,11	1459,36	1459	49,02
CHS 76.1x5	32	205,12	8,80	1804,07	1804	49,02
CHS 88.9x5	32	226,56	10,37	2348,46	2348	63,21
HEB 200	96	384,00	61,32	23545,30	23545	442,02
HEB 260	96	384,00	93,01	35716,65	35717	575,54
HEB 300	192	864,00	117,07	101147,17	101147	1496,15
IPE 240	297	1485,00	30,72	45615,20	45615	1368,94
IPE 270	891	4455,00	36,08	160735,72	160736	4637,88
IPE 400	82	410,00	66,33	27194,43	27194	601,37
IPE 450	246	1230,00	77,60	95450,88	95451	1974,33
<b>ΣΥΝΟΛΙΚΟ</b>					496198	11306,51

### ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΟΣ ΠΡΟΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΦΟΡΕΑ ΚΑΙ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΥΠΟΓΕΙΟΥ

A/A	Περιγραφή	Μον.	Ποσότητα	Τιμή(€)	Δαπάνη (€)
1	Μεταφορές με αυτοκίνητο δια μέσου οδών καλής βατότητας	ton·km	664960	0,35	232736
2	Γενικές εκσκαφές σε έδαφος γαιώδες-ημιβραχώδες για τη δημιουργία υπόγειων κ.λ.π χώρων	m3	8312	3,00	24936
3	Φορτωεκφόρτωση προϊόντων εκσκαφών με μηχανικά μέσα	m3	8312	1,00	8312
4	Προμήθεια, μεταφορά επί τόπου, διάστρωση και συμπύκνωση σκυροδέματος με χρήση αντλίας ή πυργογερανού. Για κατασκευές από σκυρόδεμα κατηγορίας C8/10	m3	180	73,00	13410
5	Προμήθεια, μεταφορά επί τόπου, διάστρωση και συμπύκνωση σκυροδέματος με χρήση αντλίας ή πυργογερανού. Για κατασκευές από σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25	m3	938	101,00	94738
6	Ξυλότυποι συνήθων χυτών κατασκευών	m2	302	16,00	4832
7	Χαλύβδινοι οπλισμοί σκυροδέματος. Χαλύβδινοι οπλισμοί κατηγορίας B500C	kg	2991	1,00	2991
8	Δομικά πλέγματα B500C	kg	800	1,00	800
9	Φέροντα στοιχεία από σιδηροδοκούς ή κοιλοδοκούς ύψους ή πλευράς > 160mm	kg	496198	3,00	1488594
10	Σύμμικτες πλάκες	m3	1331	110,00	146410
11	Επιστέγαση με θερμομονωτικά πετάσματα(πάνελς) πάχους 100mm και με διπλούς υαλοπίνακες	m <sup>2</sup>	3400	48.50	164900
	<b>ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΔΑΠΑΝΗ</b>				<b>2182659</b>



## 8 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Λαμβάνοντας υπόψη τα αποτελέσματα της ανάλυσης του κτιρίου, παρατηρούμε ότι οι μετακινήσεις του κτιρίου είναι σχεδόν ίδιες και στις δυο περιπτώσεις προσομοίωσης. Ειδικότερα :

- Στην προσομείωση με υπόγειο η μετακίνησης του τελευταίου ορόφου ήταν:

κατα τη διεύθυνση X : 9.9cm

κατα τη διεύθυνση Y : 10.1cm

και η μετακίνηση του ορόφου του υπογείου 0.1cm και στις δυο διευθύνσεις

- Στην προσομείωση χωρίς υπόγειο η μετακίνησης του τελευταίου ορόφου ήταν:

κατα τη διεύθυνση X : 9.8cm

κατα τη διεύθυνση Y : 10.1cm

Επίσης τα εντατικά μεγέθη προκύπτουν ίδια και στις δυο περιπτώσεις προσομοίωσης.

Συνεπώς δεν υπάρχει διαφορά στο σχεδιασμό του μεταλλικού κτιρίου όσον αφορά την προσομοίωσή του, με, και χωρίς υπόγειο.

## 9 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ.(2013): «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
2. Βάγιας Ι.: (2003) «Σιδηρές κατασκευές – ανάλυση και διαστασιολόγηση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
3. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι. Ιωαννίδης Γ. (2014) : «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
4. Αντωνακόπουλος Γ., Διπλωματική εργασία (2016) «Σχεδιασμός βιομηχανικού μεταλλικού κτιρίου μεγάλων ανοιγμάτων», Αθήνα
5. Βαλτάς Θ., Διπλωματική εργασία (2018) «Σχεδιασμός κλειστού γηπέδου καλαθοσφαίρισης από μεταλλικό κυλινδρικό στέγαστρο», Αθήνα
6. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις σε κατασκευές, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια. (EN 1991-1-1)
7. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις σε κατασκευές, Μέρος 1-3: Γενικές δράσεις-Φορτία χιονιού. (EN 1991-1-3)
8. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις σε κατασκευές, Μέρος 1-4: Γενικές δράσεις-Δράσεις ανέμου. (EN 1991-1-4)
9. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις σε κατασκευές, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Θερμικές δράσεις. (EN 1991-1-5)
10. Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες για κτίρια. (EN 1993-1-1)
11. Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια (EN 1998-1)