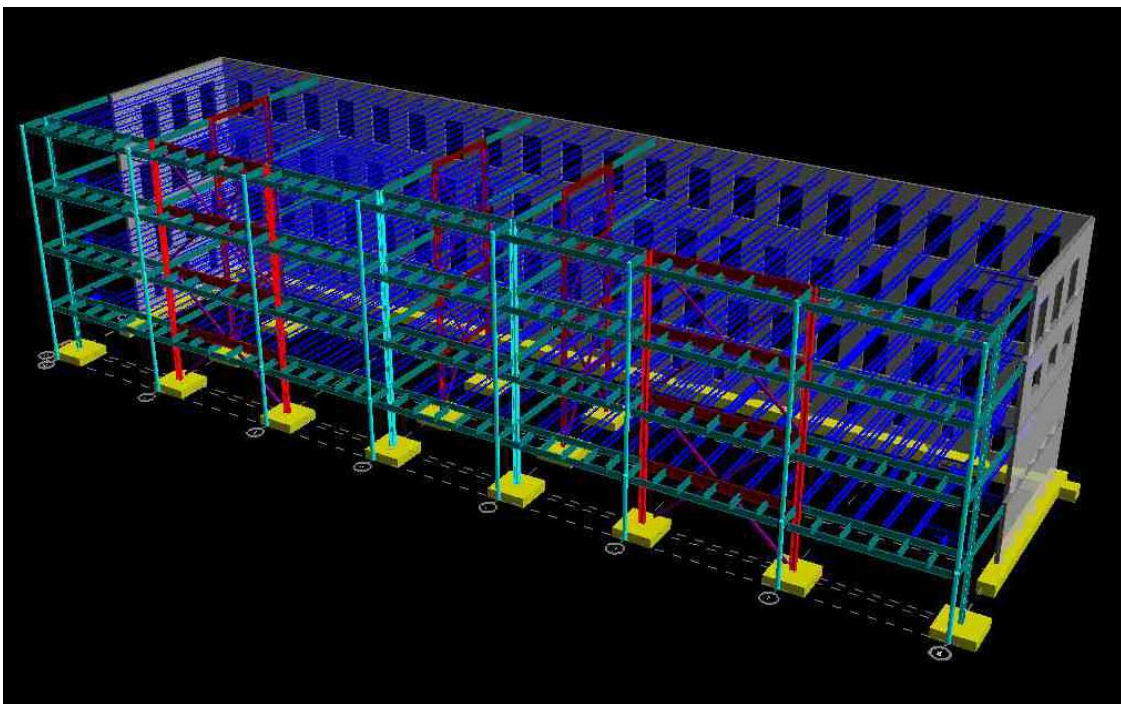




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Σχεδιασμός μεταλλικού κτιρίου γραφείων με και χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**Χατζηνικολάου Ελένη**

Επιβλέπων : Ιωάννης Ραυτογιάννης

Αθήνα, Μάιος 2014

ΕΜΚ ΔΕ 2014/12

Επιβλέπων Καθηγητής : Ιωάννης Ραυτογιάννης



## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Ευχαριστίες .....	7
<b>Εισαγωγή .....</b>	<b>9</b>
1.1 Σκοπός της εργασίας .....	9
1.2 Παρουσίαση προγράμματος Sofistik <sup>(1)</sup> .....	9
<b>Περιγραφή του κτιρίου .....</b>	<b>11</b>
2.1 Αρχιτεκτονικά .....	11
2.2 Στατικά .....	13
2.3 Προσομοίωμα κτιρίου στο Sofistik .....	15
<b>Υλικά και φορτίσεις .....</b>	<b>19</b>
3.1 Υλικά κατασκευής .....	19
3.1.1 Σκυρόδεμα C25/30 .....	19
3.1.2 Δομικός χάλυβας S235 .....	19
3.1.3 Σύμμικτη πλάκα .....	19
3.1.4 Χάλυβας οπλισμού .....	20
3.2 Φορτίσεις .....	20
3.2.1 Μόνιμα Φορτία ( Dead Loads ) .....	20
3.2.2 Κινητά Φορτία ( Live loads ) .....	24
3.2.3 Δράσεις ανέμου .....	26
3.2.4 Φορτίο χιονιού .....	34
3.2.5 Σεισμικές Δράσεις .....	36
3.3 Συνδυασμοί δράσεων .....	42
3.3.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας .....	42
3.3.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας .....	43
<b>Ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα .....</b>	<b>45</b>
4.1 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας .....	45
4.1.1 Υποστυλώματα .....	46
4.1.2 Κύρια Δοκός .....	51
4.1.3 Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας .....	54
4.1.4 Οριζόντιοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας .....	56
4.1.5 Σύμμικτη πλάκα .....	56
4.1.6 Δευτερεύουσες δοκοί .....	57
4.1.7 Διαδοκίδες .....	61

## ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΓΡΑΦΕΙΩΝ ΜΕ ΚΑΙ ΧΩΡΙΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

4.2 Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας .....	63
4.3 Περιορισμός βλαβών .....	65
4.4 Σεισμική απόκριση κατασκευής.....	65
4.5 Έλεγχος κοχλιωτής σύνδεσης δοκού – υποστυλώματος .....	69
4.6 Οπλισμοί θεμελίωσης .....	82
<b>Ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας.....</b>	<b>87</b>
5.1 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας.....	87
5.1.1 Υποστυλώματα.....	87
5.1.2 Κύρια δοκός.....	90
5.1.3 Δευτερεύουσες δοκοί .....	91
5.2 : Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.....	91
5.3 : Σεισμική συμπεριφορά κατασκευής.....	92
<b>Σύγκριση αποτελεσμάτων .....</b>	<b>93</b>
6.1 Σύγκριση μάζας κατασκευής.....	93
6.2 Σύγκριση εντατικών μεγεθών .....	95
6.2.1 Αξονική δύναμη υποστυλωμάτων .....	95
6.2.2 Τέμνουσα δύναμη κύριων δοκών .....	95
6.2.3 Ροπή κάμψης κύριων δοκών .....	95
6.3 Σύγκριση ιδιομορφών .....	96
6.4 Σύγκριση μέγιστων μετακινήσεων ορόφων .....	97
<b>Γενικά Συμπεράσματα .....</b>	<b>101</b>
Βιβλιογραφία .....	102
Πηγές Εικόνων.....	103
Παράρτημα 1 : Συντελεστές αλληλεπίδρασης στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (Μέθοδος 2) .....	105

Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο  
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών  
Διπλωματική Εργασία  
ΕΜΚ ΔΕ 2014/12  
Χατζηνικολάου Ελένη (Επιβλέπων : Ραυτογιάννης)

## Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως αντικείμενο τη μελέτη (ανάλυση και διαστασιολόγηση) ενός μεταλλικού κτιρίου γραφείων με υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το κτίριο αποτελείται από οριζόντιους χιαστί συνδέσμους για την εξασφάλιση διαφραγματικής λειτουργίας ενώ υπάρχουν και κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας για την εξασφάλιση αμετάθετων πλαισίων. Τα μέλη συνδέονται μεταξύ τους με αρθρώσεις (συνδέσεις τέμνουσας).

Αναλυτικότερα, μελετήθηκε η συμπεριφορά του μεταλλικού κτιρίου υπό δυσμενείς φορτίσεις, όπως αυτές ορίζονται από τον Ευρωκώδικα, με σκοπό την διαστασιολόγηση του και τον έλεγχο σε σεισμικές δράσεις. Με τη βοήθεια του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Sofistik προέκυψαν τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού ενώ η διαστασιολόγηση και οι έλεγχοι διενεργήθηκαν με βάση τους ισχύοντες κανονισμούς.

Στη συνέχεια, εξετάστηκε το ίδιο κτίριο χωρίς την ύπαρξη κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας και προέκυψαν νέα εντατικά μεγέθη και διαφορετικές διατομές φερόντων στοιχείων. Η βασική διαφορά με το αρχικό κτίριο είναι η μόρφωση συνδέσεων συνέχειας υλικού (συνδέσεις τέμνουσας) η οποία κρίνεται επιτακτική λόγω της δυνατότητας μετάθεσης των πλαισίων.

Παράλληλα, εξετάστηκε η σεισμική απόκριση της κατασκευής και στις δύο περιπτώσεις και παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις ιδιομορφικές αναλύσεις.

Τέλος, έγινε σύγκριση των δύο περιπτώσεων μόρφωσης του κτιρίου (με και χωρίς κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας) και τα αποτελέσματα παρατίθενται στην έκτη ενότητα.

National Technical University of Athens  
Faculty of Civil Engineering  
Institute of Steel Structures  
Diploma Thesis  
EMK ΔΕ 2014/12

Chatzinikolaou E. (supervised by Raftoyiannis I.)

## **Abstract**

The present study deals with the study (design and analysis) of a five-storey building, steel-framed structured with underground made of reinforced concrete according to Eurocodes. The building has braced frames in order to reduce the horizontal displacements of the floors.

More specifically, we studied the behavior of the metal building under adverse loadings, which are defined by Eurocode 8 in order to make the building inherently resistant to earthquake. Therefore, designing the model in Sofistik we estimated the necessary sections of columns, beams, stringers required for the static stability of the building.

Furthermore, we examined the same building without braced frames in order to get new sections of columns and beams. The most important difference between the two buildings is that the second one is able to have horizontal displacements.

Finally, we studied the seismic behavior in both buildings and we made the comparison between the two different solutions (chapter six).

## **Ευχαριστίες**

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή κύριο Ιωάννη Ραυτογιάννη για την επίβλεψη και την επιστημονική καθοδήγηση καθ' όλη την διάρκεια της εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες σε φίλους και συναδέλφους μου, που με τον τρόπο τους συνετέλεσαν στην ολοκλήρωση αυτής της προσπάθειας.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου, που στάθηκε πολύτιμος αρωγός στην περάτωση των σπουδών μου.





# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

---

## Εισαγωγή

### 1.1 Σκοπός της εργασίας

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση πενταόροφου μεταλλικού κτιρίου, με φέροντα οργανισμό από χάλυβα, το οποίο θα βρίσκεται στην περιοχή της Αττικής με τους ισχύοντες Ευρωκώδικες. Η στατική προσέγγιση έγινε με τη χρήση του προγράμματος ηλεκτρονικού υπολογιστή Sofistik και η μελέτη βασίστηκε στους ισχύοντες κανονισμούς :

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

### 1.2 Παρουσίαση προγράμματος Sofistik <sup>(1)</sup>

Το Sofistik είναι ένα γενικό πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων προσανατολισμένο στην ανάλυση και διαστασιολόγηση έργων Πολιτικού Μηχανικού. Βασικό χαρακτηριστικό του είναι ότι αποτελείται από μεμονωμένα υποπρογράμματα (modules), τα οποία επικοινωνούν με μία κεντρική βάση δεδομένων. Ο χρήστης μπορεί να διαμορφώσει το δικό του σύνολο από υποπρογράμματα ανάλογα με τις ανάγκες του.

#### Χαρακτηριστικά

- Εισαγωγή δεδομένων με γραφικό τρόπο (SSD) ή μέσω αρχείου δεδομένων (Teddy)
- Ανεξάρτητα υποπρογράμματα
- Πληθώρα κανονισμών
- Διαστασιολόγηση γραμμικών και επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων
- Γραμμικές και μη γραμμικές αναλύσεις
- Στατική και δυναμική ανάλυση

#### Υποπρογράμματα

- AQUA : Εισαγωγή δεδομένων υλικών και διατομών
- GENF : Παραγωγή δικτύων πεπερασμένων στοιχείων (κυρίως σε παλιές εκδόσεις συναντάται)

- SOFIMSHA, SOFIMSHB, SOFIMSHC, SOFILOAD : Ορισμός φορτιστικών καταστάσεων και φορτίων
- STAR : Επίλυση γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων με γραμμική ή μη γραμμική στατική ανάλυση (σε παλιές εκδόσεις)
- ASE : Επίλυση γραμμικών και επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων με γραμμική ή μη γραμμική στατική ανάλυση
- DYNA : Δυναμική ανάλυση κατασκευών
- TALPA, ELLA : Γραμμές και επιφάνειες επιρροής
- BEMESS : Διαστασιολόγηση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων
- AQB : Διαστασιολόγηση γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων

#### **Ανεξάρτητα προγράμματα**

- Teddy : Editor για την εισαγωγή αρχείου δεδομένων και ανάγνωση αρχείων αποτελεσμάτων
- SSD : Γραφική εισαγωγή δεδομένων
- WINAQUA : Γραφική εισαγωγή δεδομένων υλικών και διατομών
- MONET : Παραγωγή δικτύου πεπερασμένων στοιχείων
- ANIMATOR : Γραφική απεικόνιση της κατασκευής
- WINGRAF : Γραφική απεικόνιση της κατασκευής, των φορτίων, των φορτίων διατομής, σπλισμών κ.τ.λ.
- WINGKX : Γραφική απεικόνιση της κατασκευής, των φορτίων, των φορτίων διατομής, σπλισμών κ.τ.λ.
- URSULA : Παραγωγή τεύχους

**(1)** : [www.mechpedia.gr/wiki/Sofistik](http://www.mechpedia.gr/wiki/Sofistik)

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

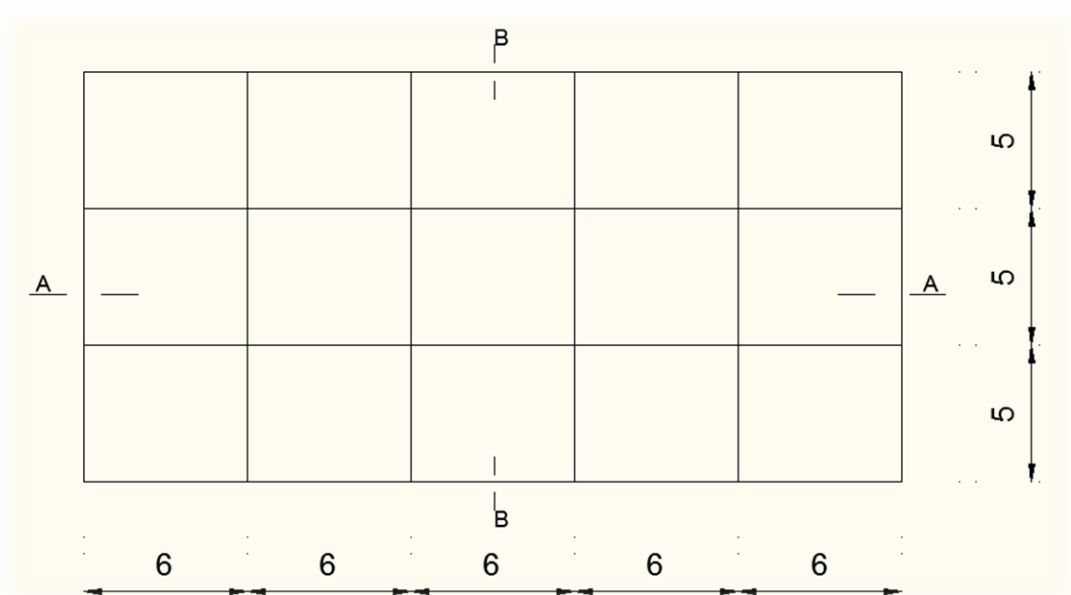
### Περιγραφή του κτιρίου

#### 2.1 Αρχιτεκτονικά

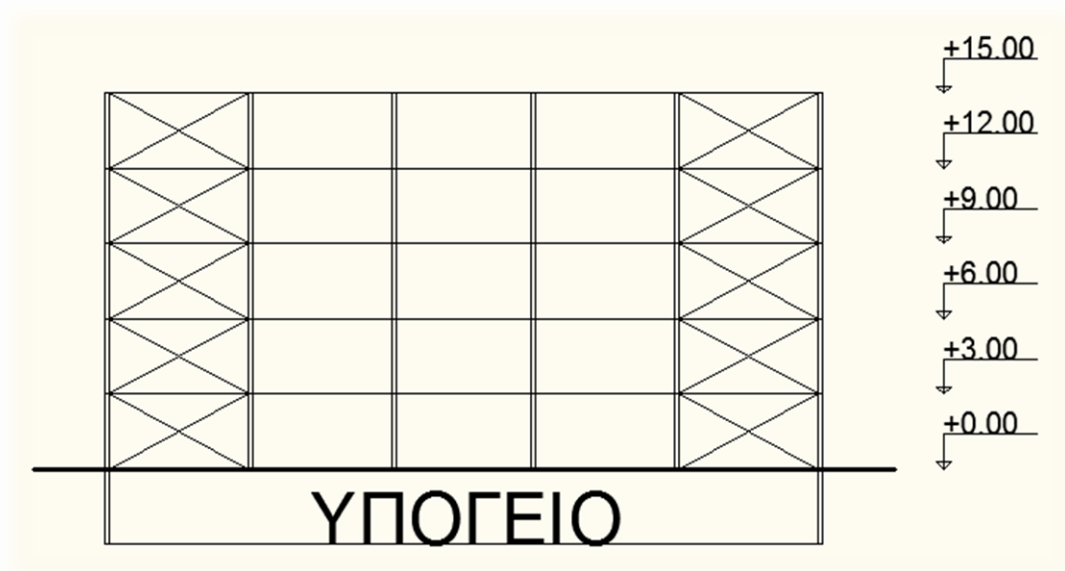
Πρόκειται για πενταόροφο βιομηχανικό κτίριο με μεταλλικό σκελετό. Έχει συνολικό μήκος 30m και πλάτος 15m. Η κάτοψη κάθε ορόφου καλύπτει επιφάνεια  $450\text{m}^2$  και συνολικά καταλαμβάνει ωφέλιμη επιφάνεια  $2700\text{m}^2$ .

Η αρχιτεκτονική του κτιρίου είναι βασισμένη σε κάρναβο με φαντώματα των 6m κατά τη διεύθυνση των x και των 5m κατά τη διεύθυνση γ.

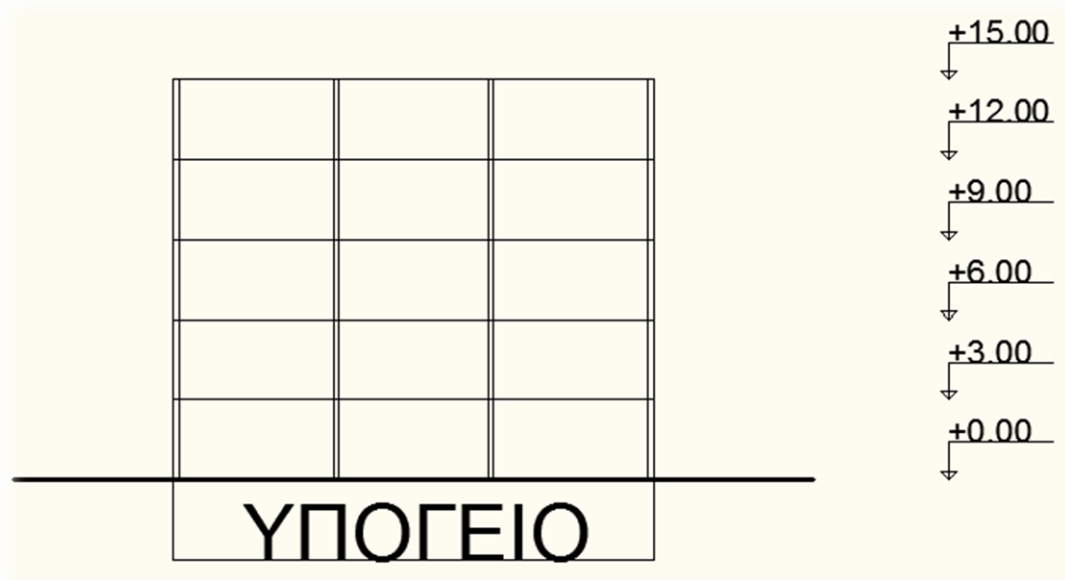
Παρατίθενται οι χαρακτηριστικές όψεις και κατόψεις :



Σχήμα 2.1 : Κάτοψη τυπικού ορόφου



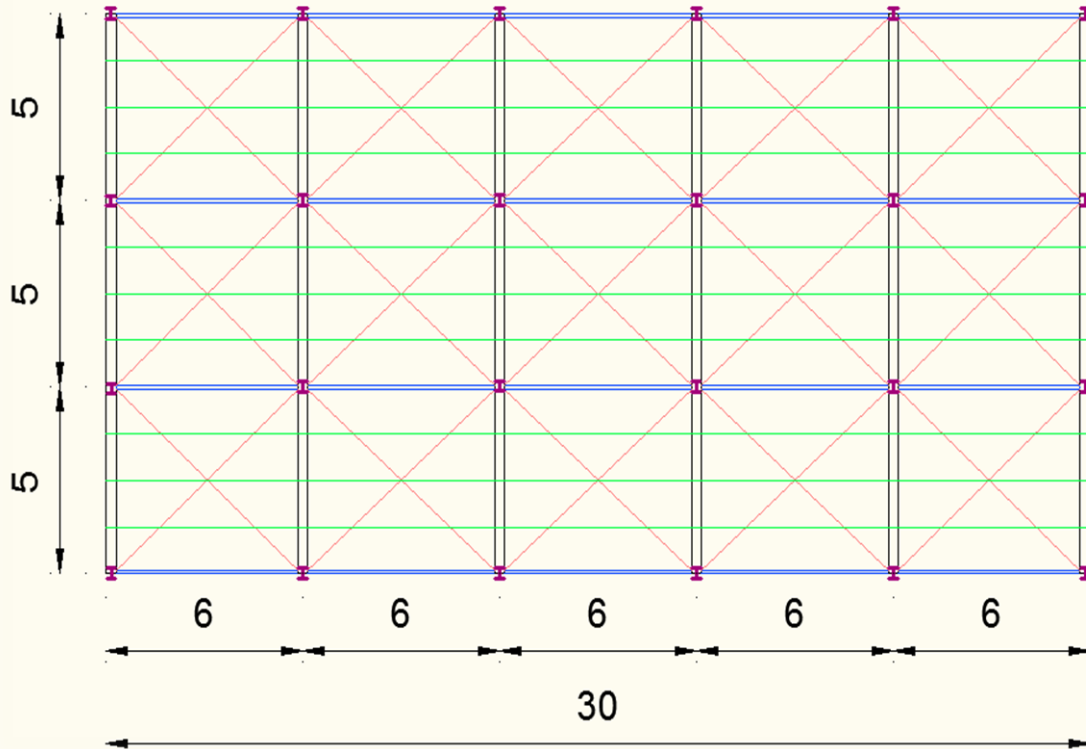
Σχήμα 2.2 : Τομή Α-Α



Σχήμα 2.3 : Τομή Β-Β

## 2.2 Στατικά

Ο σκελετός του κτιρίου αποτελείται από μεταλλικά υποστυλώματα, μεταλλικές δοκούς, σύμμικτες δοκούς και πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα.



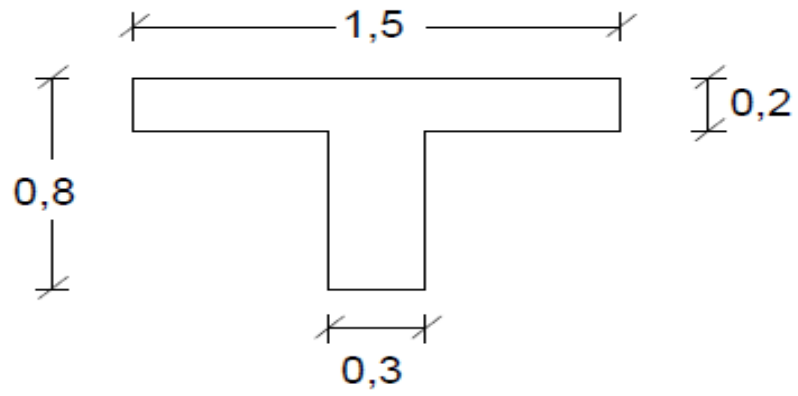
Σχήμα 2.4 : Κάτοψη τυπικού ορόφου

Πιο συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω διατομές :

- Υποστυλώματα διατομής HEB 280 (μωβ χρώμα)
- Κύριες δοκοί διατομής HEB 450 (μαύρο χρώμα)
- Δευτερεύουσες δοκοί διατομής IPE 200 (μπλέ χρώμα)
- Διαδοκίδες διατομής IPE 200 (πράσινο χρώμα)
- Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατομής SH 150.150.10
- Οριζόντιοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατομής L 90.90.9 (ροζ χρώμα)
- Σύμμικτη πλάκα Symdeck 73 αποτελούμενη από λαμαρίνα KSH 50 με πάχος  $t=1\text{mm}$ .

Η θεμελίωση έγινε με γενική κοιτόστρωση με πάχος πλάκας 0.90m κατασκευασμένη από σκυρόδεμα C20/25. Το υπόγειο κατασκευάστηκε με τοιχεία πλάτους 0.25m από σκυρόδεμα C20/25 καθώς και από υποστυλώματα διατομής 60x60. Η πλάκα οροφής υπογείου είναι κατασκευασμένη από μπετόν C20/25 πάχους 0.22m.

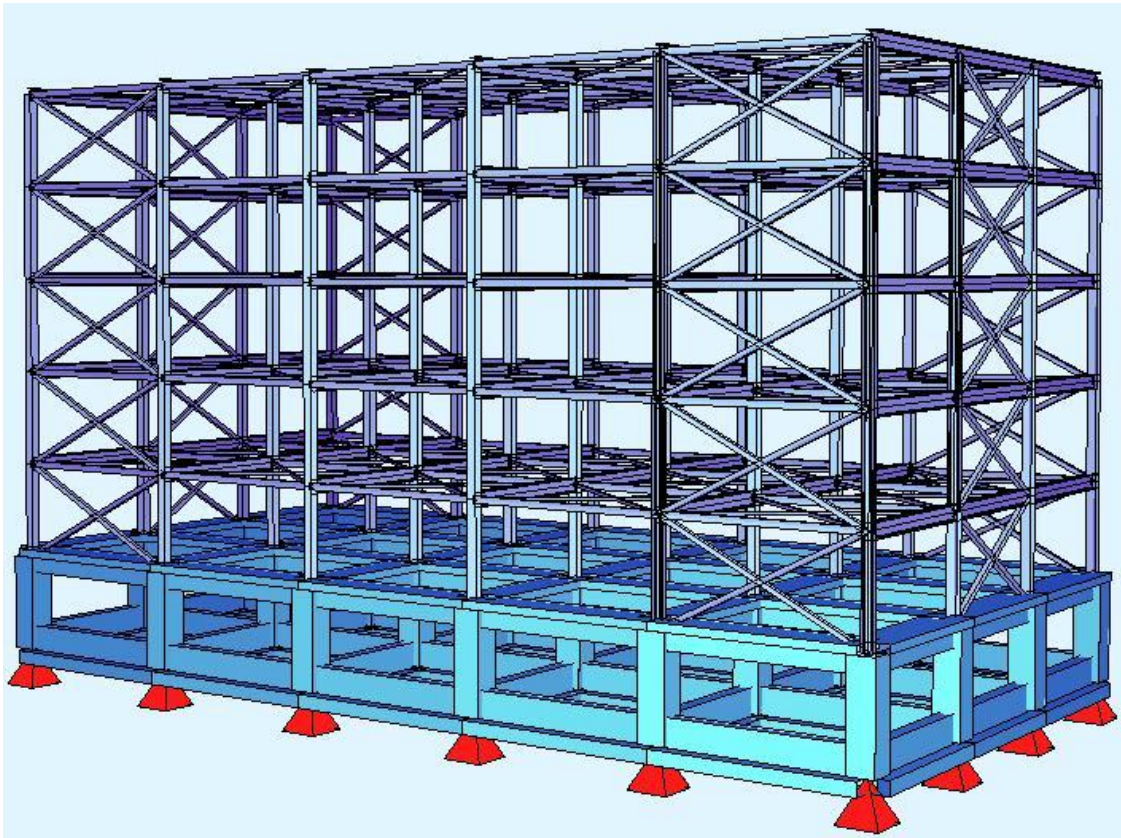
Οι δοκοί της οροφής υπογείου είναι μορφής πλακοδοκού με συνεργαζόμενο πλάτος 1.50m και πλάτος κορμού 0,3m με ύψος 0.8m όπως φαίνεται στην χαρακτηριστική διατομή.



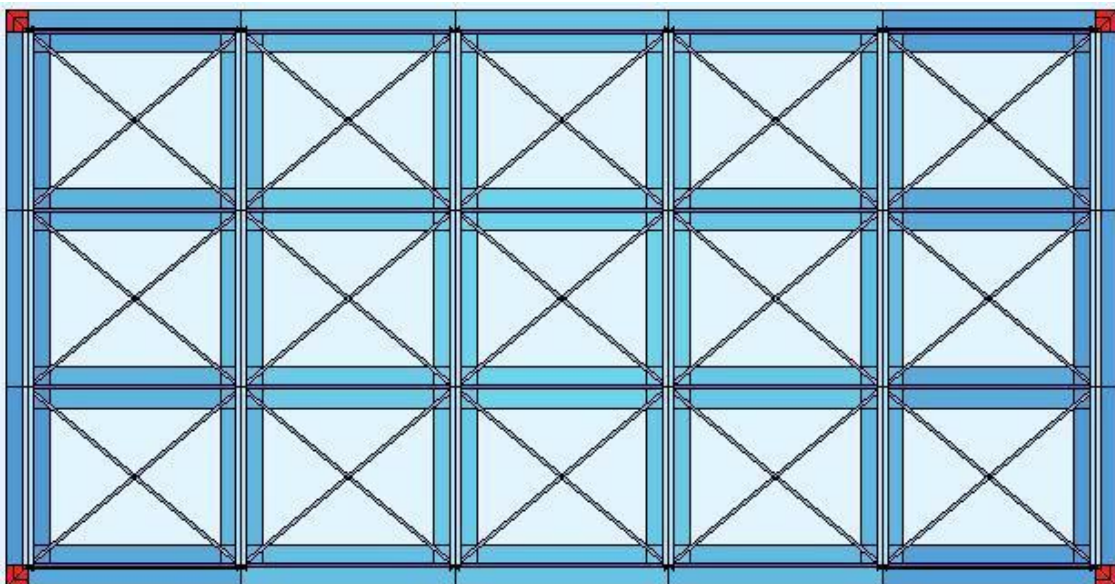
Σχήμα 2.5 : Χαρακτηριστική διατομή πλακοδοκού υπογείου

### 2.3 Προσομοίωμα κτιρίου στο Sofistik

Σύμφωνα με τα προαναφερθέντα, το μοντέλο διακρίνεται στα παρακάτω στιγμιότυπα οθόνης :

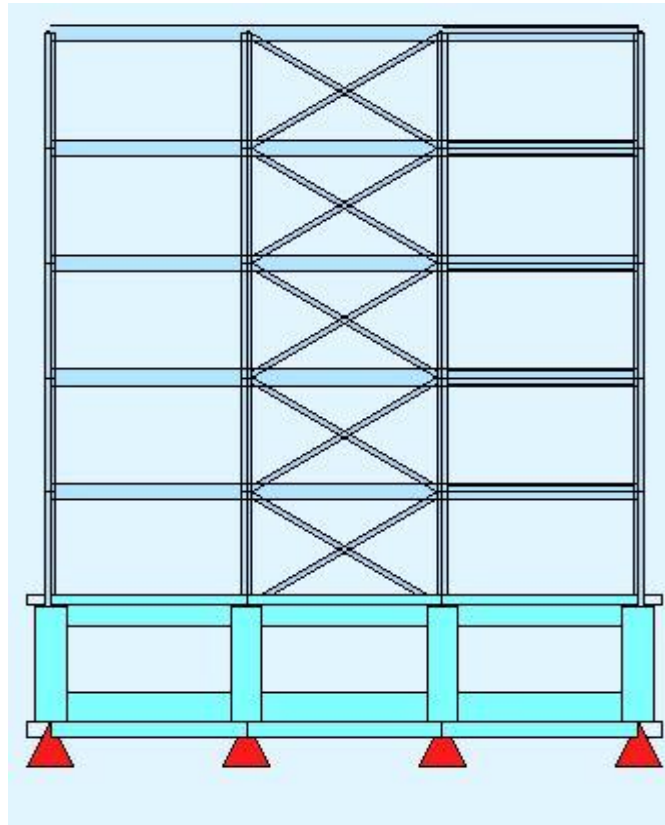


Σχήμα 2.6 : Τρισδιάστατη απεικόνιση του φορέα στο Sofistik

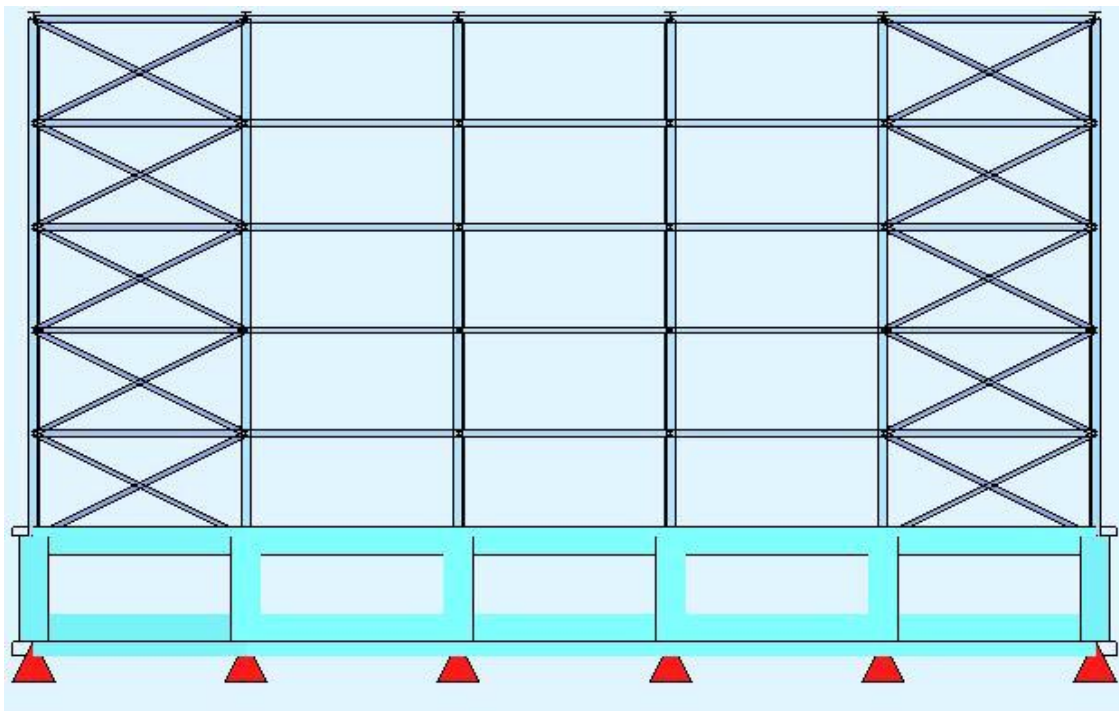


Σχήμα 2.7 : Κάτοψη χαρακτηριστικού ορόφου με λεπτομέρειες θεμελίωσης



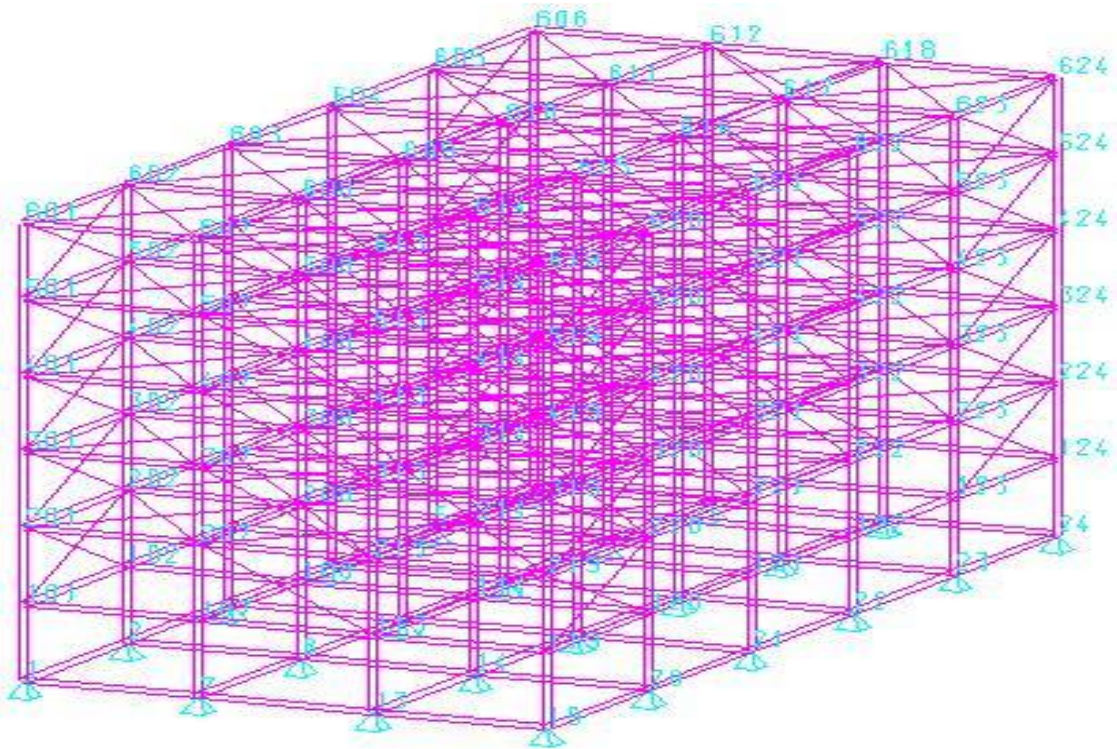


Σχήμα 2.8 : Όψη πλαισίου κατά τον άξονα y

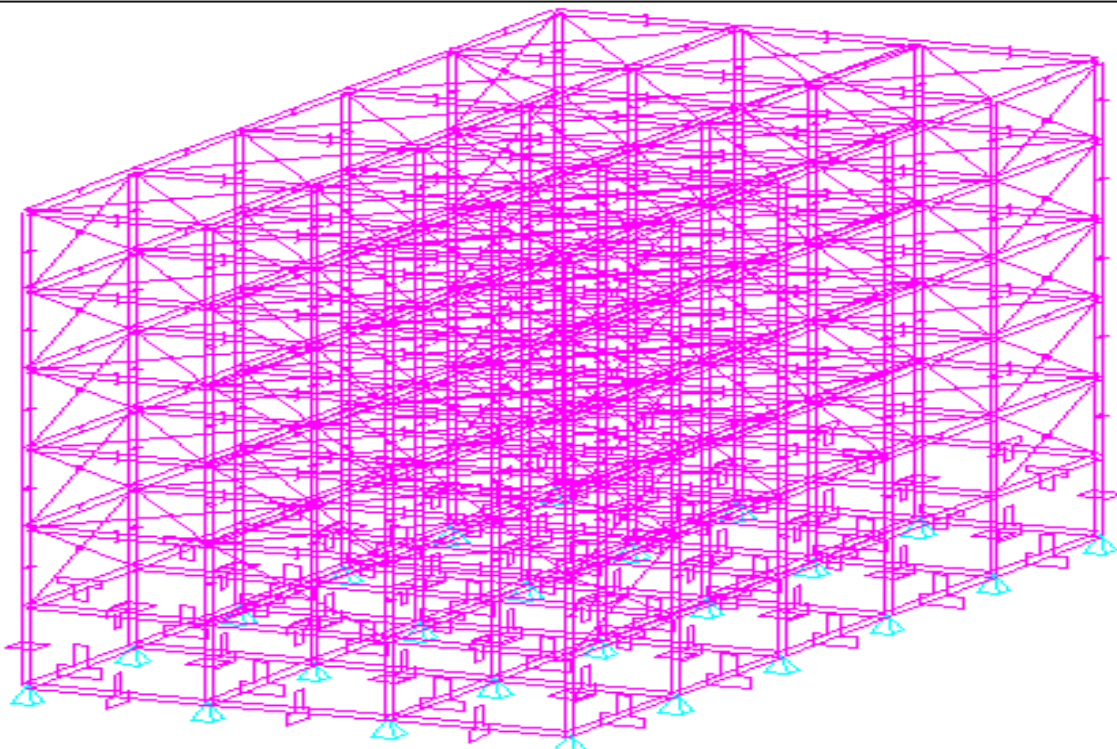


Σχήμα 2.9 : Όψη πλαισίου κατά τον άξονα x

Όλες οι συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων , υποστυλωμάτων – συνδέσμων δυσκαμψίας, καθώς και οι βάσεις των υποστυλωμάτων με το έδαφος είναι απλές συνδέσεις τέμνουσας ( αρθρώσεις ).



Σχήμα 2.10 : Αρίθμηση κόμβων φορέα



Σχήμα 2.11 : Διατομές συστατικών μερών του φορέα



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

---

### Υλικά και φορτίσεις

#### 3.1 Υλικά κατασκευής

##### 3.1.1 Σκυρόδεμα C25/30

Για τις πλάκες του κτιρίου και τα τοιχώματα , όπου αυτά υπάρχουν , έχει χρησιμοποιηθεί σκυρόδεμα C30/35 με τιμές σχεδιασμού :

Μέτρο ελαστικότητας :	$E = 31 \text{ GPa} (= 31 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2)$
Σταθερά Poisson :	$\nu = 0.2$
Ειδικό βάρος :	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ (οπλισμένο σκυρόδεμα)
Αντοχή :	$f_{ck} = 25000 \text{ kN/m}^2$

##### 3.1.2 Δομικός χάλυβας S235

Ο δομικός χάλυβας είναι το βασικό υλικό από το οποίο συντίθεται ο φέρων οργανισμός των χαλύβδινων κατασκευών. Αυτό ισχύει και για το κτιριακό έργο που μελετάται στην παρούσα διπλωματική εργασία. Για τα μέλη του ( σύμμικτες δοκοί - υποστυλώματα - σύνδεσμοι δυσκαμψίας ) χρησιμοποιήθηκε χάλυβας S235 με τιμές σχεδιασμού :

Μέτρο ελαστικότητας :	$E = 210 \text{ 000 MPa}$
Σταθερά Poisson :	$\nu = 0.3$
Ειδικό βάρος :	$\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$
Όριο διαρροής :	$f_y = 235 \text{ 000 kN/m}^2$
Εφελκυστική αντοχή :	$f_u = 360 \text{ 000 kN/m}^2$

##### 3.1.3 Σύμμικτη πλάκα

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

Πίνακας 3.1 : Χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73

Πάχος	t (mm)	0,75	0,80	1,00	1,25
Βάρος	G (kg/m <sup>2</sup> )	9,81	10,47	13,08	16,36
Επιφάνεια	A (cm <sup>2</sup> /m)	12,76	13,533	16,96	21,31
Ροπή αδράνειας	L <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> /m)	110,01	117,33	147,22	184,43
Ροπή αντίστασης	W <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> /m)	27,57	29,48	36,99	42,23

### 3.1.4 Χάλυβας οπλισμού

Χρησιμοποιήθηκε χάλυβας οπλισμού B500C με χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής :  $f_{yk} = 500\ 000\ \text{kN/m}^2$

## 3.2 Φορτίσεις

Η εκτίμηση των φορτίων και δυνάμεων που καταπονούν την κατασκευή δεν είναι πάντα δυνατό να γίνει με ακρίβεια. Η κατανομή μιας φόρτισης καθορίζεται συνήθως με παραδοχές και προσεγγίσεις , ακόμα κι αν η φόρτιση είναι γνωστή. Το κτίριο θα πρέπει να είναι σε θέση να παραλάβει και να μεταφέρει τα φορτία με ασφάλεια στο έδαφος. Τα φορτία που δρουν στην κατασκευή διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες :

### Μόνιμα Φορτία (G)

- Ίδια βάρη της κατασκευής
- Ίδιο βάρος επικάλυψης
- Λοιπά μόνιμα (επικαλύψεις, δάπεδα κτλ)

### Κινητά Φορτία (Q)

- Κινητά φορτία ορόφων
- Δράσεις Ανέμου
- Φορτίο Χιονιού

### Τυχηματικά Φορτία

- Σεισμικά Φορτία

### 3.2.1 Μόνιμα Φορτία ( Dead Loads )

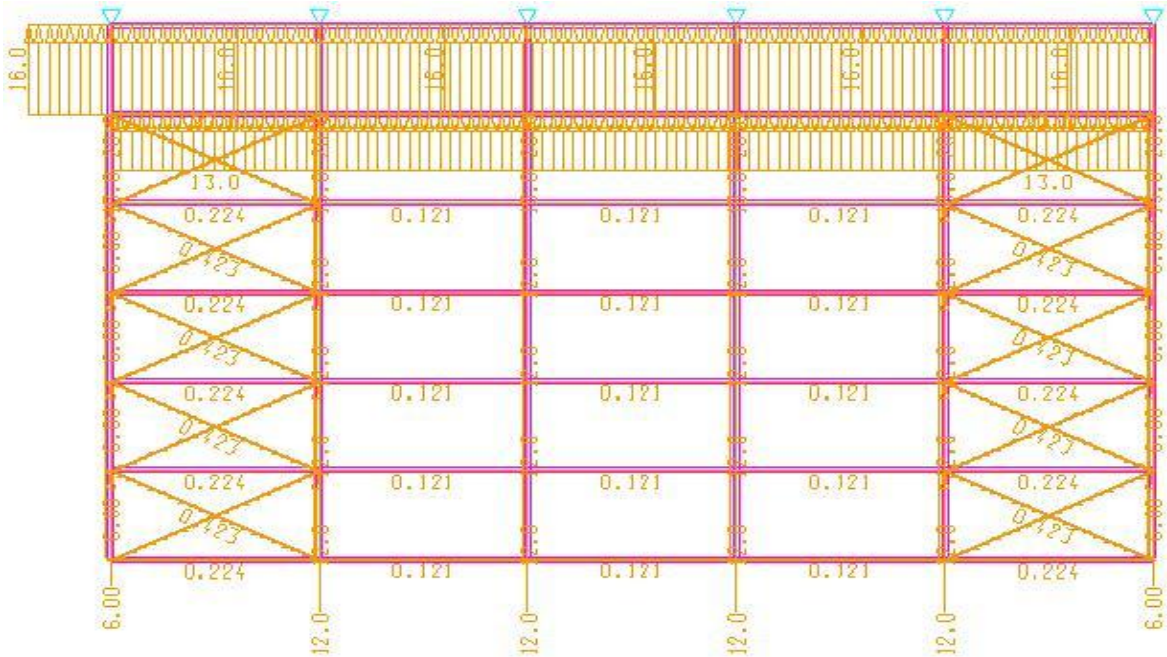
Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις , οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Στην

κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του έργου.

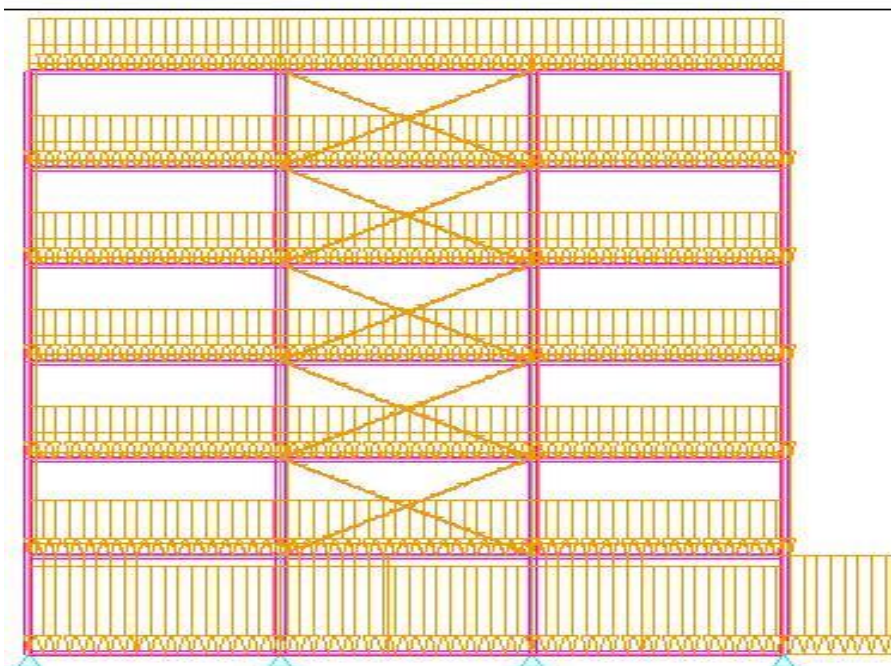
Ίδια βάρη κατασκευής :

- Ίδιο βάρος σκυροδέματος :  $g_c = 25 \text{ kN/m}^3$
- Ίδιο βάρος σιδηροδοκού :  $g_a = 78.5 \text{ kN/m}^3$

Λοιπά μόνιμα ( επικαλύψεις , δάπεδα , οροφή , ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός , μόνωση , σύμμικτη πλάκα κτλ ) με τιμή  $2 \text{ kN/m}^2$

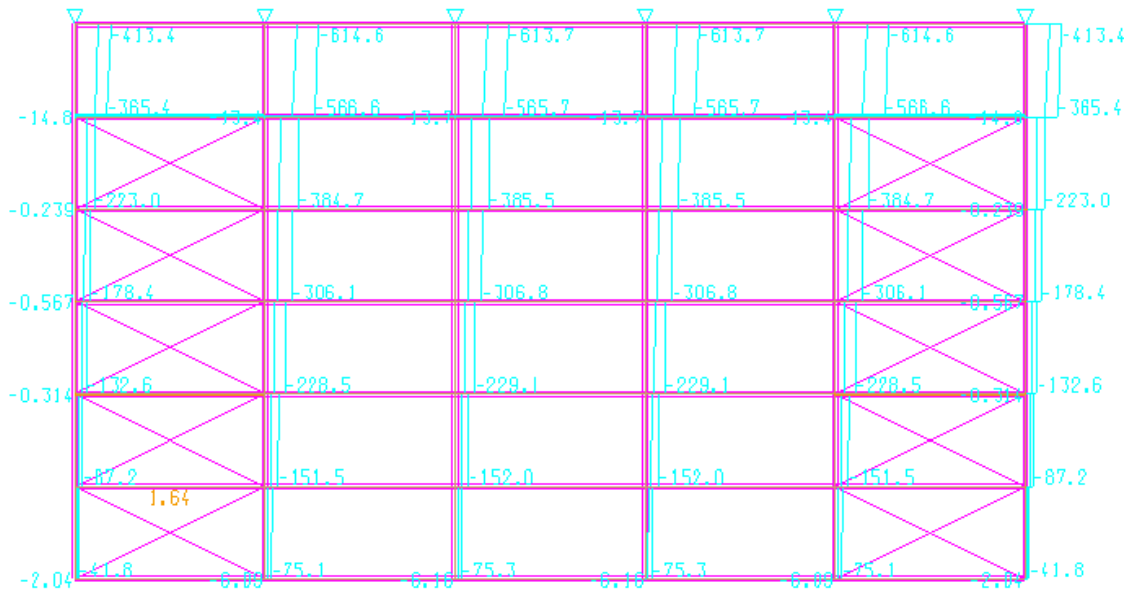


Σχήμα 3.1 : Μόνιμα φορτία σε απεικόνιση αξόνων z-x

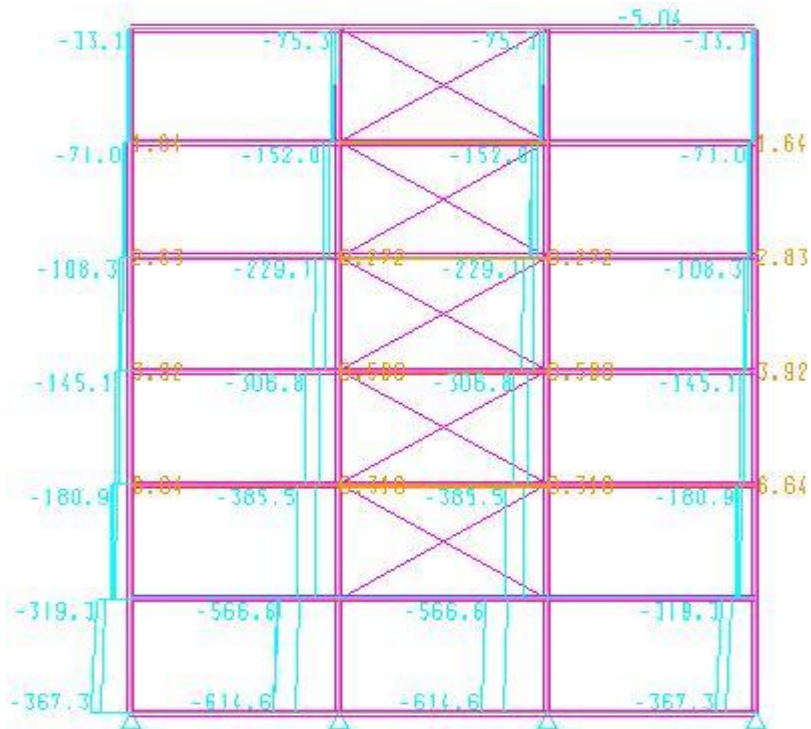


Σχήμα 3.2 : Μόνιμα φορτία σε απεικόνιση αξόνων z-y

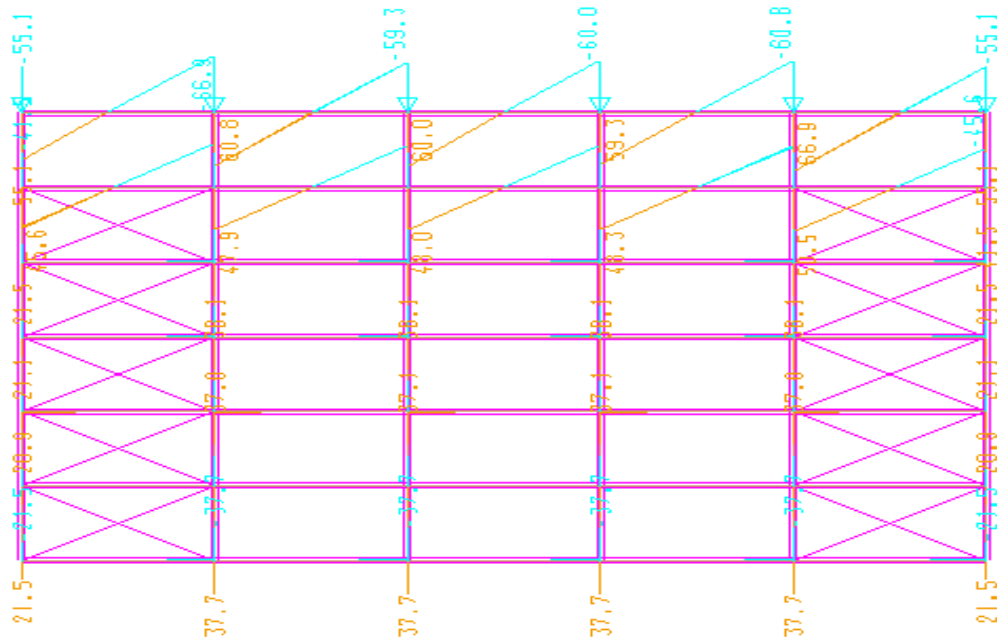
ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΓΡΑΦΕΙΩΝ ΜΕ ΚΑΙ ΧΩΡΙΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ



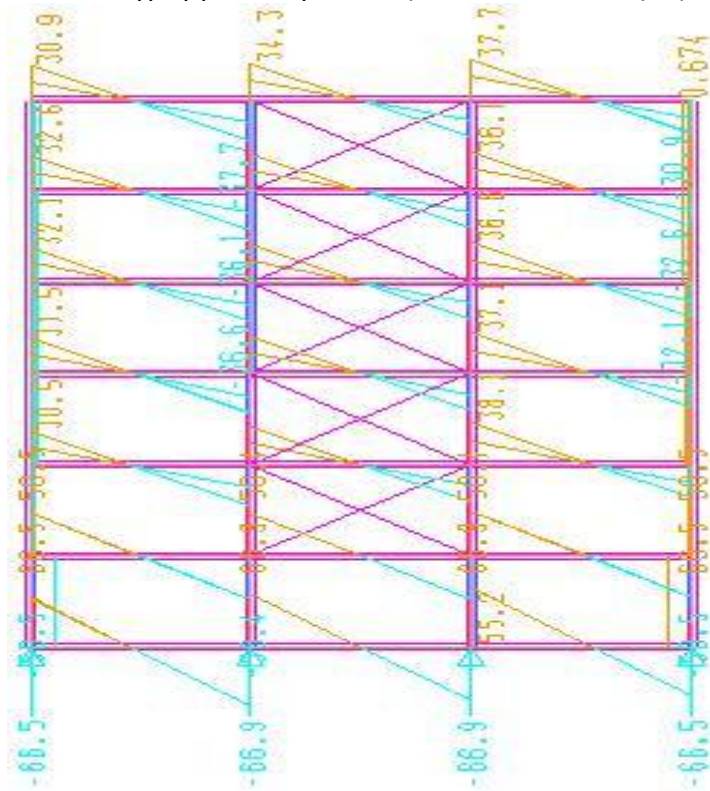
Σχήμα 3.3 : Διαγράμματα αξονικής δύναμης N σε απεικόνιση αξόνων z-x



Σχήμα 3.4 : Διαγράμματα αξονικής δύναμης N σε απεικόνιση αξόνων z-y

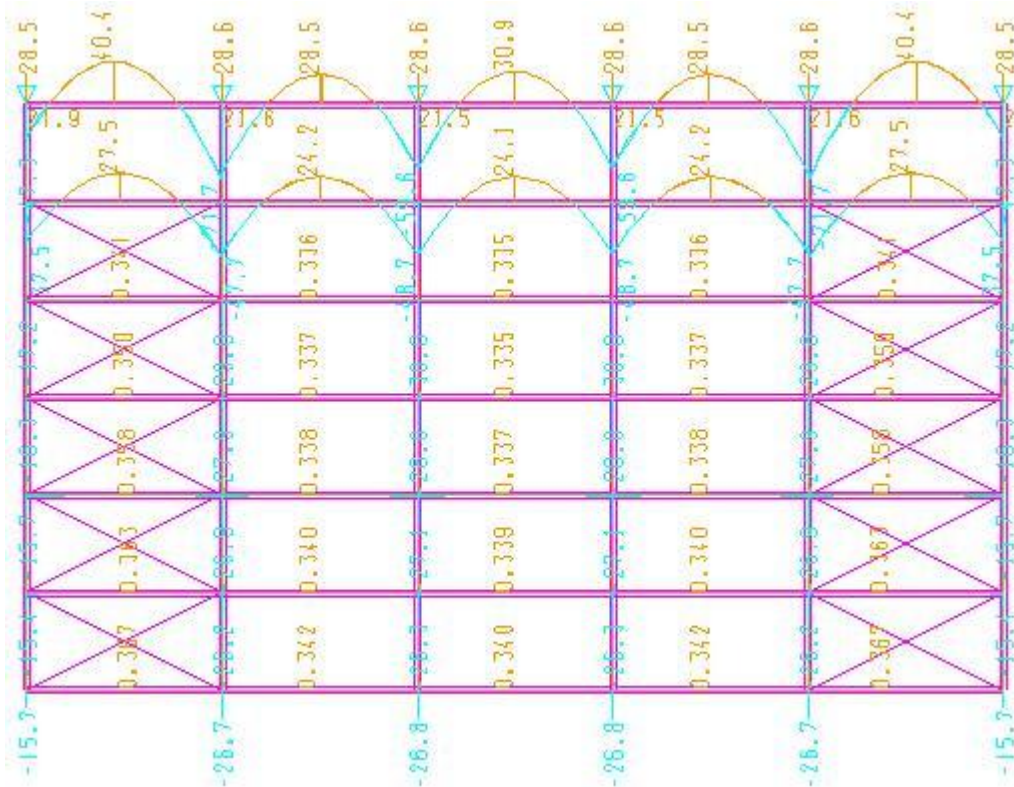


Σχήμα 3.5 : Διαγράμματα τέμνουσας  $V_z$  σε απεικόνιση αξόνων z-x

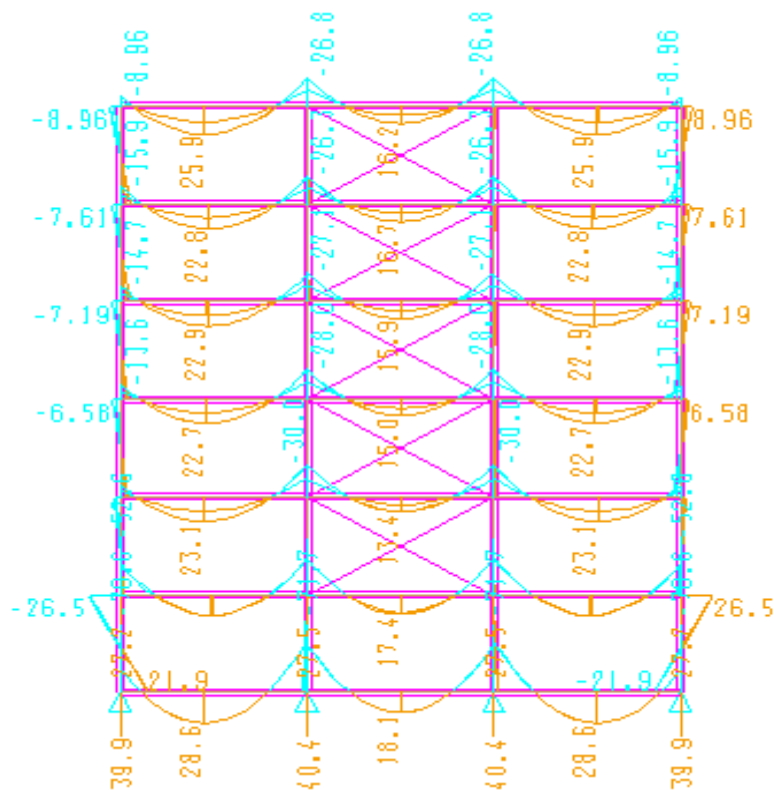


Σχήμα 3.6 : Διαγράμματα τέμνουσας  $V_z$  σε απεικόνιση αξόνων z-y





Σχήμα 3.7 : Διαγράμματα ροπών κάμψης  $M_y$  σε απεικόνιση αξόνων z-x



Σχήμα 3.8 : Διαγράμματα ροπών κάμψης  $M_y$  σε απεικόνιση αξόνων z-y

### 3.2.2 Κινητά Φορτία ( Live loads )

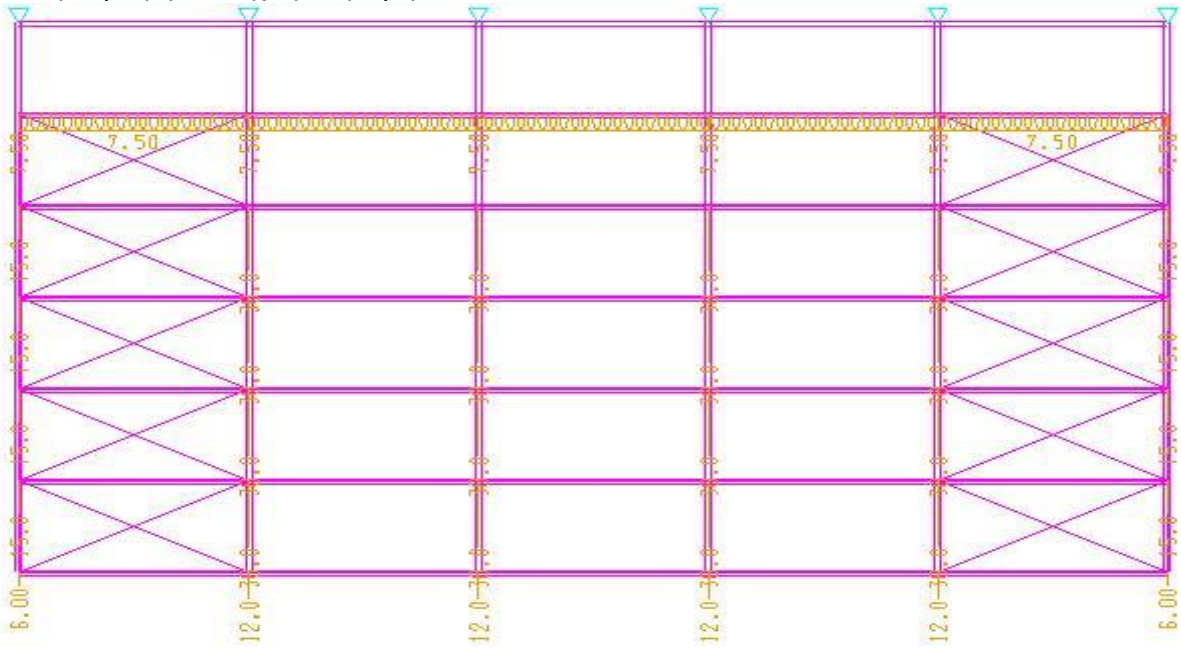
Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων , επίπλων , κινητού

## ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΓΡΑΦΕΙΩΝ ΜΕ ΚΑΙ ΧΩΡΙΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

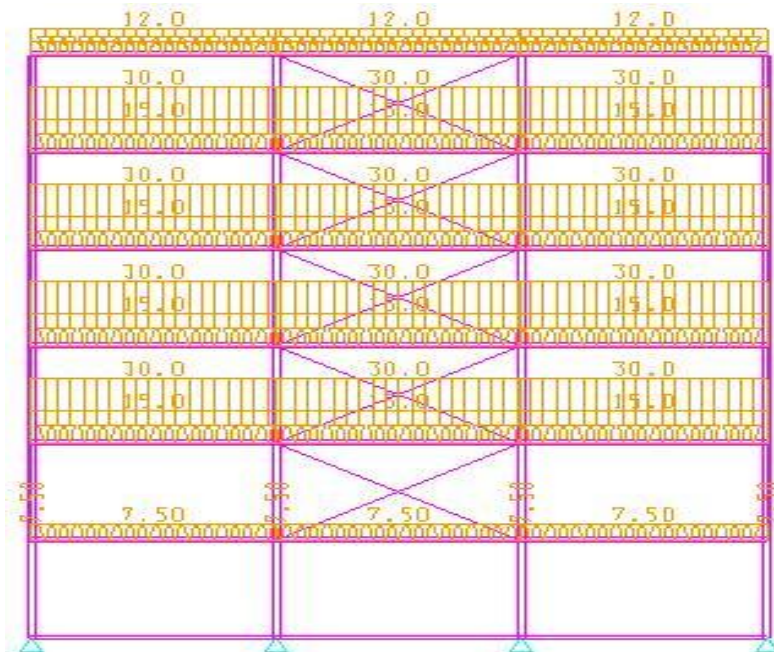
εξοπλισμού κτλ. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβής η τιμή και η θέση τους και για το λόγο αυτό προσδιορίζονται στατιστικά με τιμές που προκύπτουν από τους κανονισμούς.

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

Στην παρούσα εργασία λήφθηκαν κινητά φορτία  $5 \text{ kN/m}^2$  για τον όροφο ενώ για την οροφή επιλέχθηκε η τιμή  $2 \text{ kN/m}^2$ .



Σχήμα 3.9 : Κινητά φορτία σε απεικόνιση αξόνων z-x



Σχήμα 3.10 : Κινητά φορτία σε απεικόνιση αξόνων z-y

### 3.2.3 Δράσεις ανέμου

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 οι δράσεις ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές δράσεις. Θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η ταυτόχρονη επιρροή και άλλων δράσεων επι της κατασκευής ( π.χ. χιόνι , κυκλοφορία , πάγος ) που είναι δυνατόν να επιφέρουν αλλαγές στην επιφάνεια αναφοράς ή σε κάποιους συντελεστές , καθώς επίσης και αλλαγές του σχήματος κατά την φάση της κατασκευής , που θα μπορούσαν να αλλάξουν την εξωτερική και εσωτερική πίεση ή τα δυναμικά χαρακτηριστικά.

Η ταχύτητα ανέμου επηρεάζεται από πλήθος παραγόντων όπως η γεωγραφική θέση , η φυσική θέση , η τοπογραφία , οι διαστάσεις του κτιρίου ( με κυριότερο το ύψος ) , η μέση ταχύτητα του ανέμου , το σχήμα της κατασκευής , η κλίση της στέγης και η διεύθυνση του ανέμου.

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

Στο συγκεκριμένο έργο οι δράσεις λόγω ανέμου υπολογίστηκαν ως εξής :

Δίδεται ότι ένας τυπικός άνεμος στην Ελλάδα έχει ταχύτητες :

- 33m/s σε απόσταση έως και 10km από την ακτή
- 27m/s στην υπόλοιπη χώρα

Στην επίλυση έχει ληφθεί υπόψη ταχύτητα ανέμου  $v_{b,0} = 33\text{m/s}$  και κατηγορία εδάφους IV ( Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας της καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15m ) εφόσον θεωρήσαμε ότι η κατασκευή θα γίνει στην Αθήνα.

#### Μέση ταχύτητα ανέμου

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

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (3.1)$$

όπου :

$c_r(z)$  είναι ο συντελεστής τραχύτητας

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

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

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (3.2)$$

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

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

$v_{b,0}$  είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου , η οποία είναι η χαρακτηριστική μέση ταχύτητα ανέμου 10 λεπτών , ανεξάρτητα από τη διεύθυνση του και την εποχή του έτους , στα 10 m πάνω από το έδαφος , σε ανοικτή περιοχή με

χαμηλή βλάστηση, όπως γρασίδι και με μεμονωμένα εμπόδια ανά αποστάσεις μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων (έδαφος κατηγορίας II).

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου  $v_{b,0}$  για τη χώρα μας ορίζεται σε 33m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10km από την ακτή και σε 27m/s για την υπόλοιπη χώρα.

Στην παρούσα εργασία  $v_b = c_{dir} \cdot c_{eason} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 33 = 33$  m/s ενώ  $z_0 = 1,0m$  και  $z_{min} = 10m$  (από τον αντίστοιχο πίνακα του Ευρωκώδικα).

### Συντελεστής τραχύτητας

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

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ για } z_{min} \leq z \leq z_{max} = 200m \quad (3.3)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \text{ για } z \leq z_{min} \quad (3.4)$$

Όπου :

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{1}{0,05}\right)^{0,07} = 0,2343 \text{ (συντελεστής εδάφους)} \quad (3.5)$$

Στις σχέσεις αυτές :

$z_0$  είναι το μήκος τραχύτητας σε m, σύμφωνα με την κατηγορία εδάφους

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

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

$z_{max}$  λαμβάνεται ίσο προς 200 m

Στην περίπτωση μας έχουμε :

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

Έχουμε ύψος  $h = 15,0$  m και πλάτος  $b = 30,0$  m  $\rightarrow h < 2b$ , συνεπώς το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από ένα τμήμα με ύψος  $z_e = h$ .

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

$$c_r = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,2343 \cdot \ln\left(\frac{15}{1}\right) = 0,6345 \quad (3.6)$$

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

Έχουμε ύψος  $h = 15,0$  m και πλάτος  $b = 30,0$  m  $\rightarrow h < 2b$ , συνεπώς το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από ένα τμήμα με ύψος  $z_e = h$  και η τιμή του συντελεστή τραχύτητας προκύπτει όπως και πριν ως  $c_r(z) = 0,6345$ .

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

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 :

$$c_i = 1 \quad \text{για } \Phi < 0,05 \quad (3.6)$$

$$c_i = 1 + 2 \cdot s \cdot \Phi \quad \text{για } 0,05 < \Phi < 0,3 \quad (3.7)$$

$$c_i = 1 + 0,6 \cdot s \quad \text{για } \Phi > 0,3 \quad (3.8)$$

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

Θεωρώ  $\Phi = 0$  άρα  $C_i = 1$

$$\text{Άρα } v_m(z) = 0,6345 \cdot 1 \cdot 33 = 20,94 \text{ m/s}$$

#### Δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$

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

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

- Για διεύθυνση ανέμου  $\theta = 0^\circ$  με ύψος 15m και πλάτος  $b = 30\text{m} \rightarrow c_s c_d = 0,89$
- Για διεύθυνση ανέμου  $\theta = 90^\circ$  με ύψος 15m και πλάτος  $b = 30\text{m} \rightarrow c_s c_d = 0,89$

#### Πίεση ταχύτητας αιχμής

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

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (3.9)$$

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 :

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (3.10)$$

$q_b$  : η βασική πίεση που δίδεται από τη σχέση :

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (3.11)$$

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

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

$$I_v(z) = \frac{k_f}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (3.12)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{για } z < z_{\min} \quad (3.13)$$

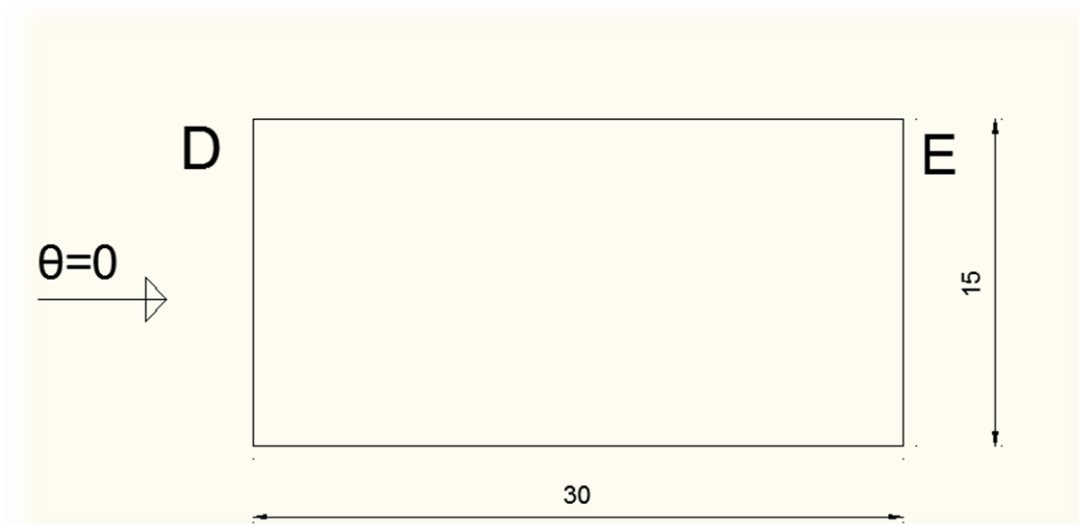
όπου :

$k_f$  : ο συντελεστής στροβιλισμού ( ίσος με 1,0 )

Στην παρούσα εργασία η ένταση στροβιλισμού προκύπτει  $I_v(z) = 0,369$  και τελικά η πίεση ταχύτητας αιχμής προκύπτει  $q_p(z) = 1,042 \text{ kN} / \text{m}^2$  .

### Εξωτερική πίεση κατακόρυφων τοίχων

- Άνεμος διεύθυνσεως  $\theta=0^\circ$



Σχήμα 3.11 : Κάτοψη κτιρίου

Σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς

$$e = \min(b, 2h) = \min(15, 2 \cdot 15) = 15 \text{ m}$$

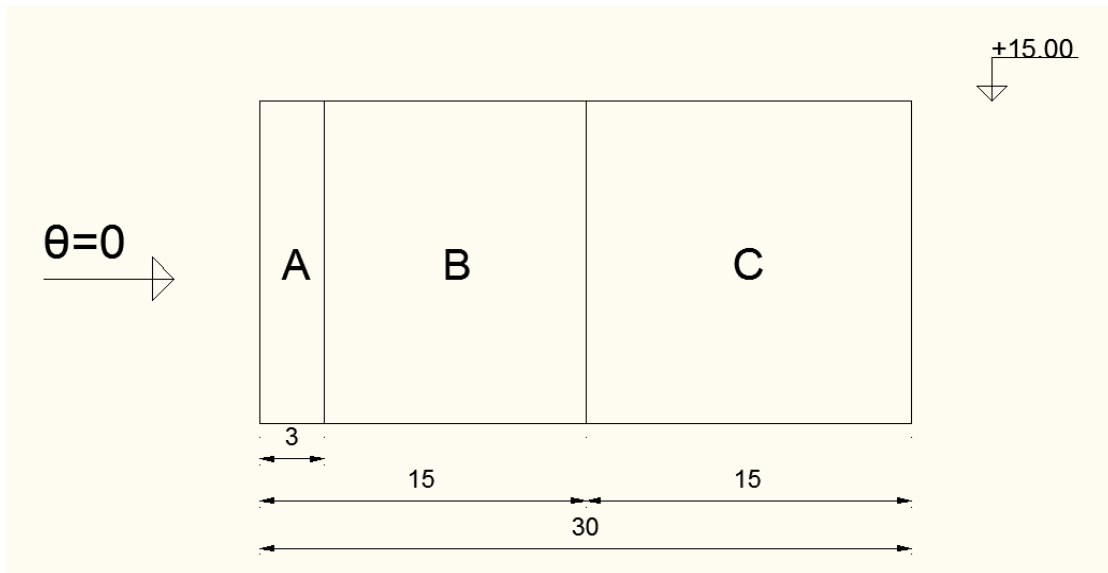
$$e < d = 30 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{15}{30} = 0,5$$

$$\frac{e}{5} = \frac{15}{5} = 3$$

$$\frac{4 \cdot e}{5} = 12$$

$$d - e = 30 - 15 = 15$$



Σχήμα 3.12 : Όψη κτιρίου για  $e < d$

Τελικά οι εξωτερικές πιέσεις προκύπτουν :

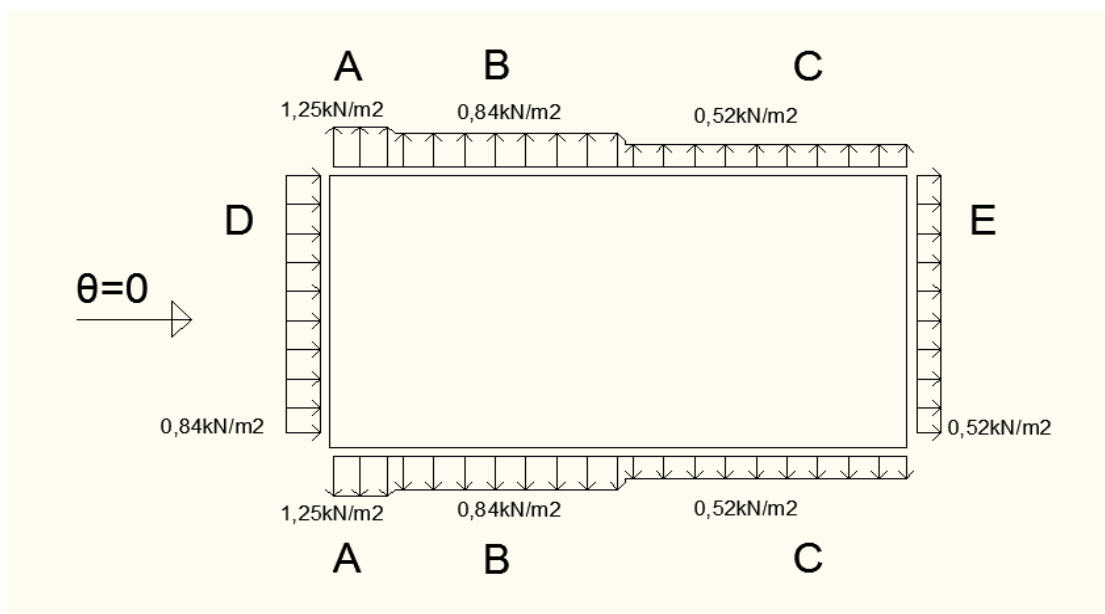
$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,042 \cdot (-1,2) = -1,25 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad : \text{A}$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,042 \cdot (-0,80) = -0,84 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad : \text{B}$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,042 \cdot (-0,50) = -0,52 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad : \text{C}$$

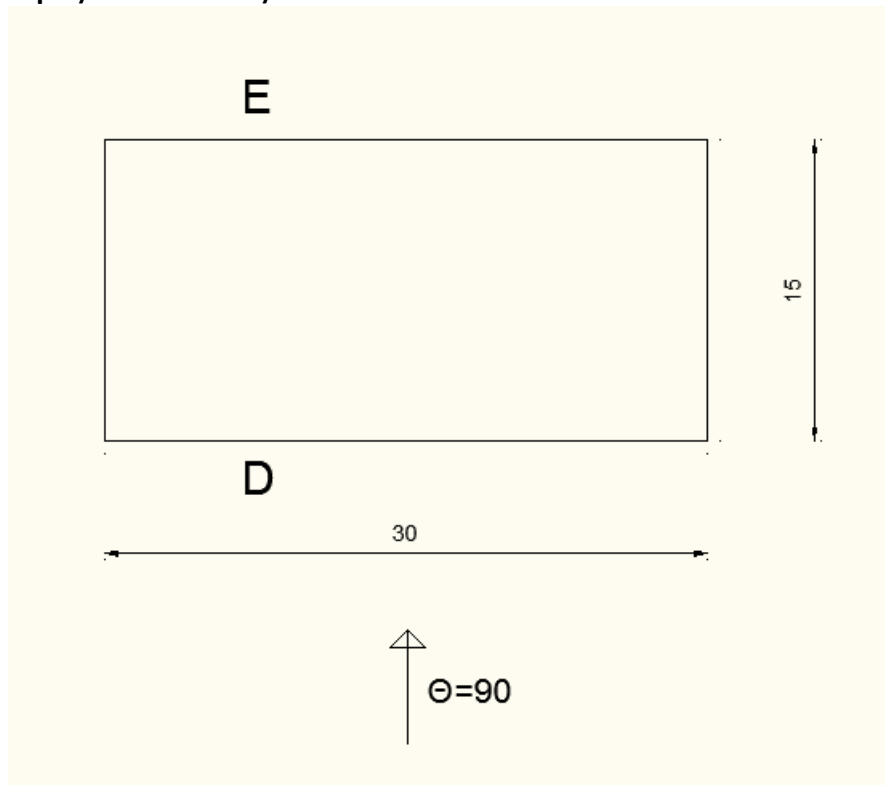
$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,042 \cdot (+0,80) = +0,84 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad : \text{D}$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,042 \cdot (-0,50) = -0,52 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad : \text{E}$$



Σχήμα 3.13 : Εξωτερικές πιέσεις για διεύθυνση ανέμου  $\theta=0^\circ$

- Άνεμος διεύθυνσεως  $\theta=90^\circ$



Σχήμα 3.14 : Κάτοψη κτιρίου

Σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς

$$e = \min(b, 2h) = \min(30, 2 \cdot 15) = 30m$$

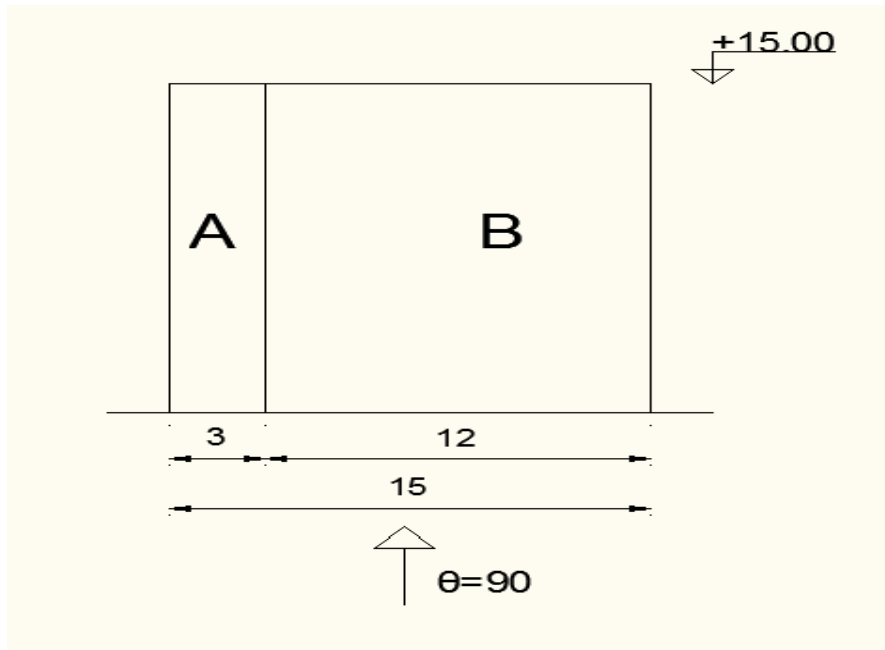
$$e > d = 15m$$

$$\frac{h}{d} = \frac{15}{15} = 1,00$$

$$\frac{e}{5} = 3m$$

$$d - \frac{e}{5} = 15 - \frac{15}{5} = 15 - 3 = 12m$$





Σχήμα 3.15 : Όψη κτιρίου για e=d

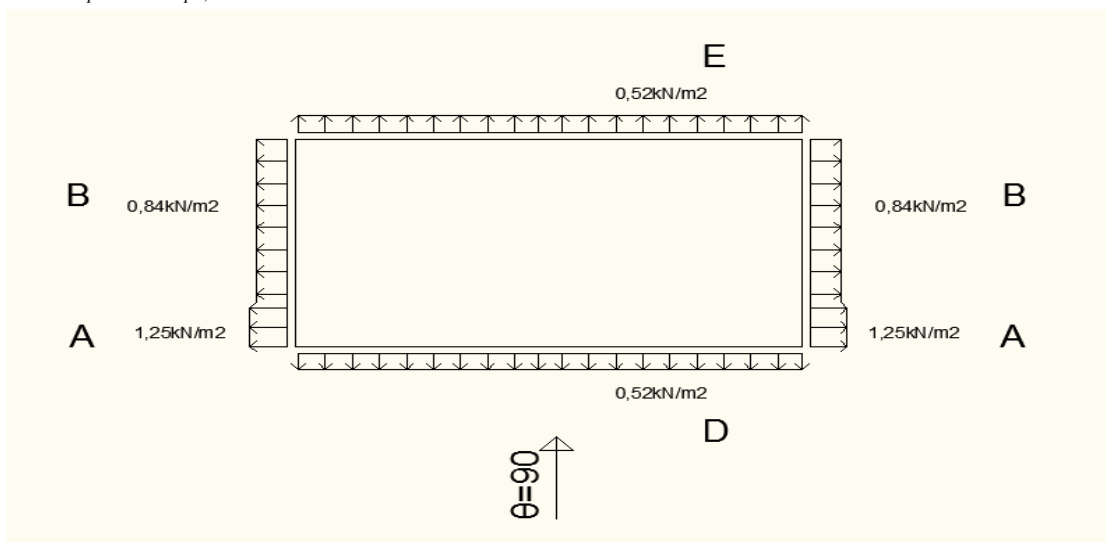
Τελικά οι εξωτερικές πιέσεις προκύπτουν :

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,042 \cdot (-1,20) = -1,25 \text{ kN} / \text{m}^2 : \text{A}$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,042 \cdot (-0,80) = -0,84 \text{ kN} / \text{m}^2 : \text{B}$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,042 \cdot (+0,80) = +0,84 \text{ kN} / \text{m}^2 : \text{D}$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,042 \cdot (-0,50) = -0,52 \text{ kN} / \text{m}^2 : \text{E}$$



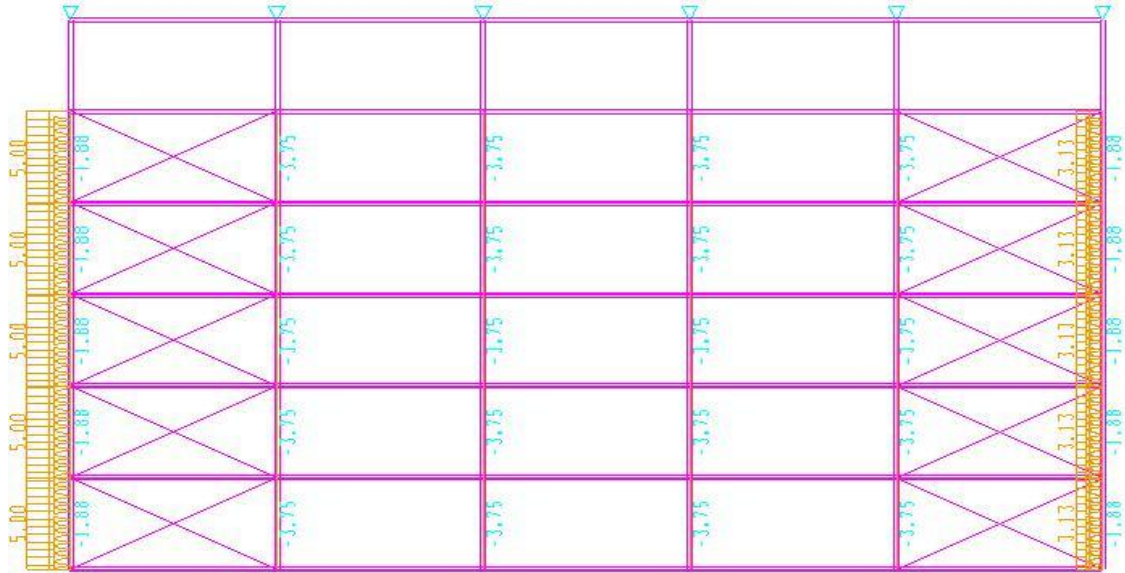
Σχήμα 3.16 : Εξωτερικές πιέσεις για διεύθυνση ανέμου  $\theta=90^\circ$

### Εξωτερική πίεση στέγης

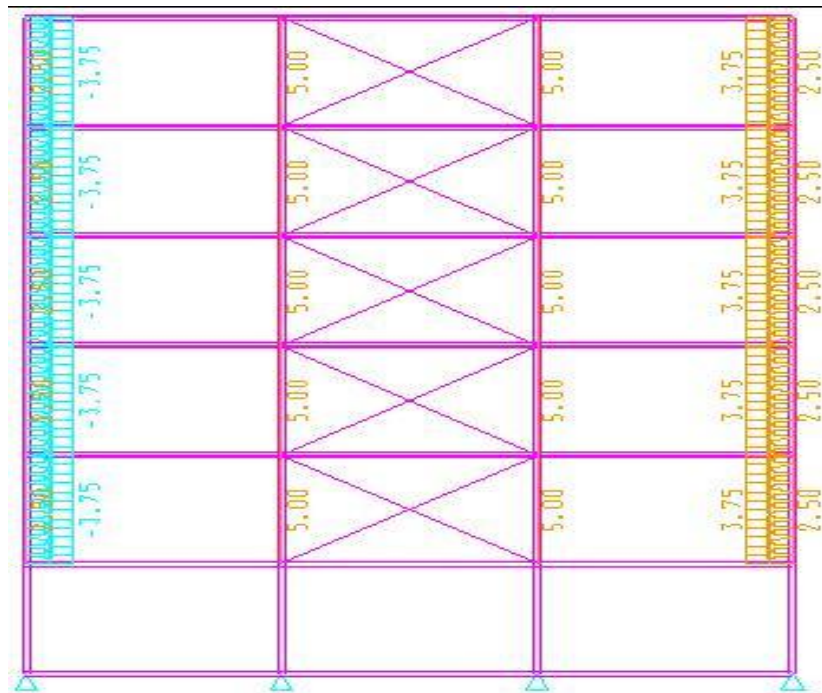
Η στέγη του κτιρίου είναι επίπεδη με αποτέλεσμα να δέχεται υποπίεση λόγω των φορτίων του ανέμου. Δηλαδή, ο άνεμος έχει ευμενή επίδραση ως προς τα κατακόρυφα φορτία, συνεπώς δε συνδυάζεται με αυτά.

## ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΓΡΑΦΕΙΩΝ ΜΕ ΚΑΙ ΧΩΡΙΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

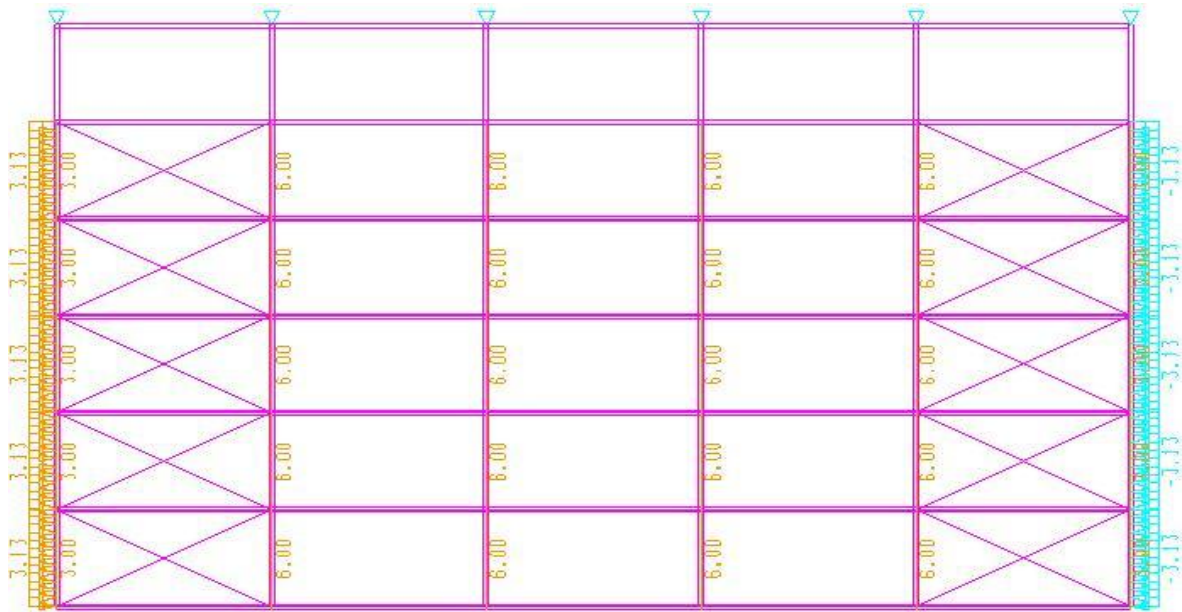
Τα αναλυτικά υπολογισθέντα φορτία ανέμου θεωρούμε, λόγω του τρόπου στήριξης της πλαγιοκάλυψης, ότι δρούν στα υποστυλώματα σαν γραμμικά ομοιόμορφα κατανομημένα. Δηλαδή, το επιφανειακό φορτίο πολλαπλασιάστηκε με το μήκος επιρροής κάθε στύλου προκειμένου να αναχθεί σε γραμμικό ομοιόμορφο κατανομημένο.



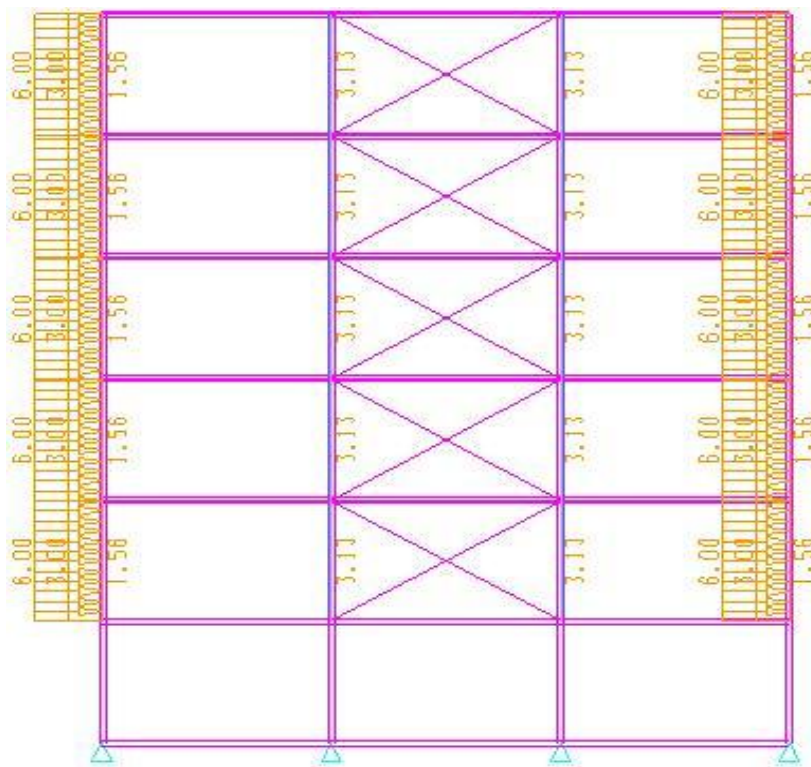
Σχήμα 3.17 : Άνεμος κατά x σε απεικόνιση αξόνων z-x



Σχήμα 3.18 : Άνεμος κατά y σε απεικόνιση αξόνων z-y



Σχήμα 3.19 : Άνεμος κατά γ σε απεικόνιση αξόνων z-x



Σχήμα 3.20 : Άνεμος κατά γ σε απεικόνιση αξόνων z-y

### 3.2.4 Φορτίο χιονιού

Τα φορτία του χιονιού προσδιορίζονται με βάση τις διατάξεις του EC1. Θεωρούνται ως στατικά και κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις (όπως αυτές ορίζονται στον EN 1991). Σε ειδικές περιπτώσεις όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές, οι οποίες δε μπορούν να αξιοποιηθούν μέσω των συνθηκών στατικών μεθόδων της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου του χιονιού, οι ακραίες τιμές μπορεί να θεωρηθούν ως ακραίες τυχηματικές δράσεις.

Στην περίπτωση μας το φορτίο του χιονιού στη στέγη θα προσδιοριστεί από την σχέση για καταστάσεις διαρκείας η παροδικές :

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (3.14)$$

όπου :

$\mu_i$  είναι ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

$s_k$  είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

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

- Για έκθεση σε ισχυρούς ανέμους  $C_e = 0.8$
- Για κατασκευές προστατευμένες (από κτίρια ή δένδρα)  $C_e = 1.2$

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

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

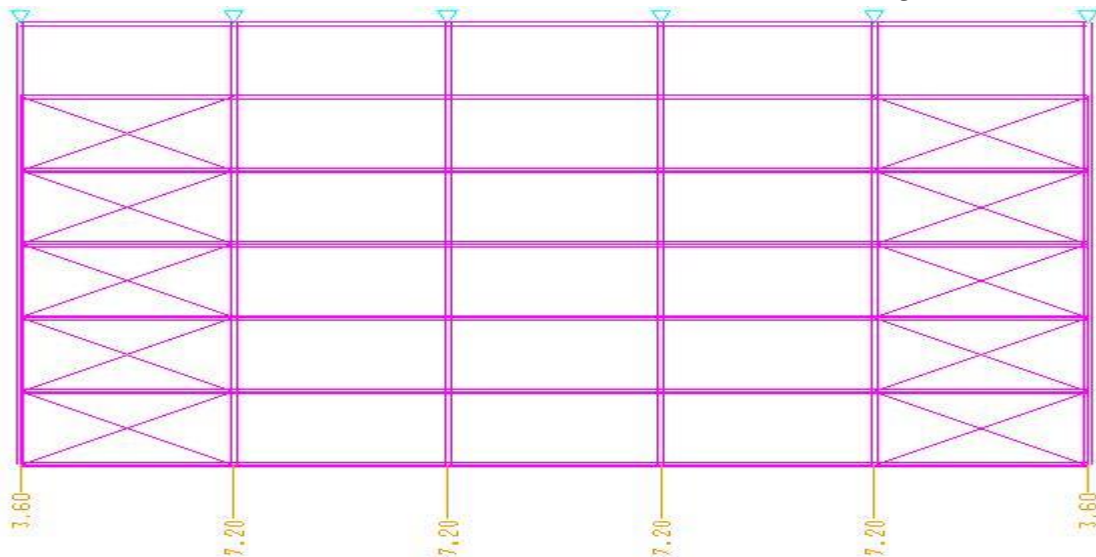
$$s_k = s_{k,0} \left( 1 + \left( \frac{A}{917} \right)^2 \right) \quad (3.15)$$

όπου :

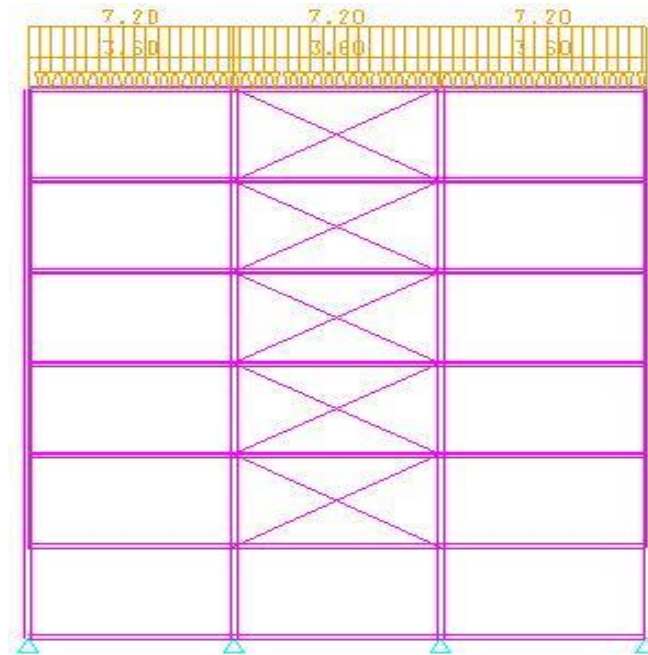
$s_{k,0}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας (δηλαδή για  $A=0$ ) σε  $kN/m^2$

A είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας σε m.

Στην παρούσα εργασία το φορτίο χιονιού υπολογίζεται για προστατευόμενο κτίριο σε μικρό υψόμετρο και η τιμή προκύπτει  $S = 0,8 \cdot 1,2 \cdot 1,0 \cdot 1,25 = 120 kg/m^2$



Σχήμα 3.21 : Φορτία χιονιού σε απεικόνιση αξόνων z-x



Σχήμα 3.22 : Φορτία χιονιού σε απεικόνιση αξόνων z-y

### 3.2.5 Σεισμικές Δράσεις

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

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

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

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

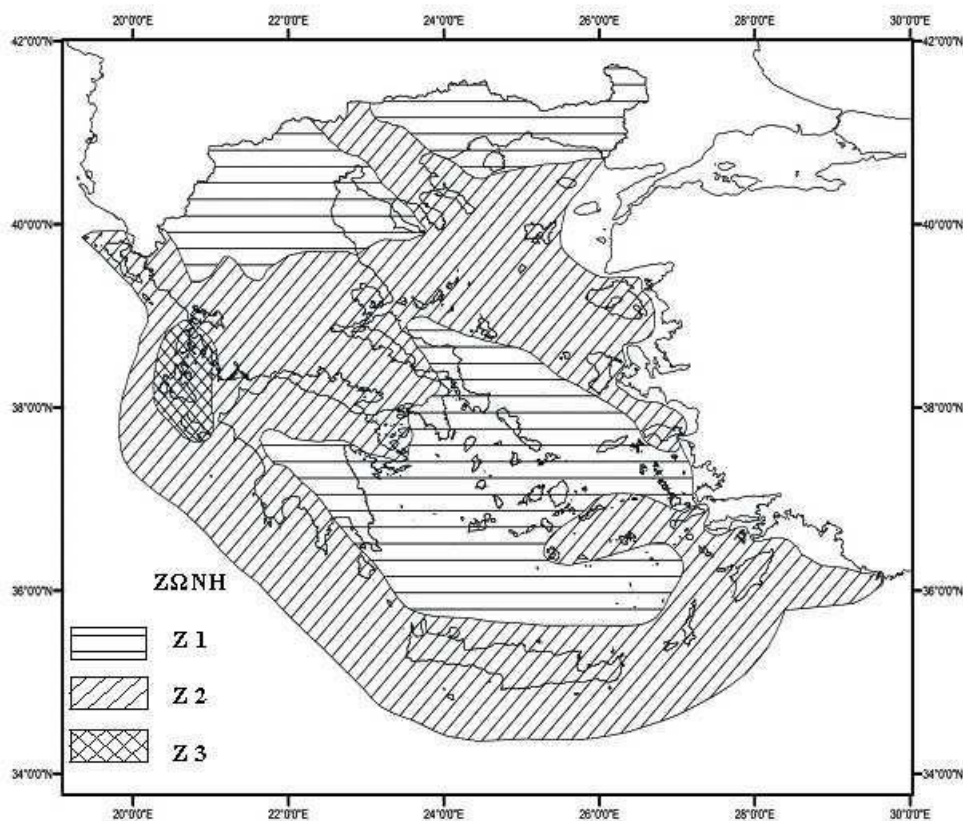
- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

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

### Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας

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

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



Σχήμα 3.23 : Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας

### Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

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

Πίνακας 3.3 : Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

<b>Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>
<b>α</b>	<b>0,16</b>	<b>0,24</b>	<b>0,36</b>

### Προσδιορισμός της κατηγορίας εδάφους

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας , τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες Α , Β , Γ , Δ και Χ . Το παρόν κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας Β (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 3.4 , όπως αυτός συμπεριλαμβάνεται στον Ευρωκώδικα 8 . Ο συγκεκριμένος πίνακας καθορίζει την κατηγορία του εδάφους από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται σε αυτόν .

Πίνακας 3.4 : Κατηγορία εδάφους κατά ΕΚ8

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

<b>Δ</b>	Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλαστιμότητας ( $I_p > 50$ ) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10μ.
<b>Χ</b>	Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοϊλιώδη εδάφη υπό τον υδροφόρο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση μηχανικών ιδιοτήτων )  Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε τεκτονικά ρήγματα  Απότομες κλιτείες καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων

### 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  $\gamma_1$ .

Για κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων , βιομηχανικά κτίρια , ξενοδοχεία κτλ.) ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι  $\gamma_1 = 1,00$  .

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



Πίνακας 3.5 : Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q

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

### Φάσμα Σχεδιασμού

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

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II (Επιτάχυνση A=0,24 g)
- Κατηγορία εδάφους B
- Κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια), γ=1,00
- Συντελεστής συμπεριφοράς q 1,50
- Απόσβεση 4%

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού , S<sub>d</sub>(T) ορίζεται ως εξής (ΕΚ8) :

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B \quad (3.16)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C \quad (3.17)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D \quad (3.18)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot \alpha_g \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec} \quad (3.19)$$

όπου:

$S_d(T)$  είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

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

$a_g$  είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας Α ( $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$ )

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

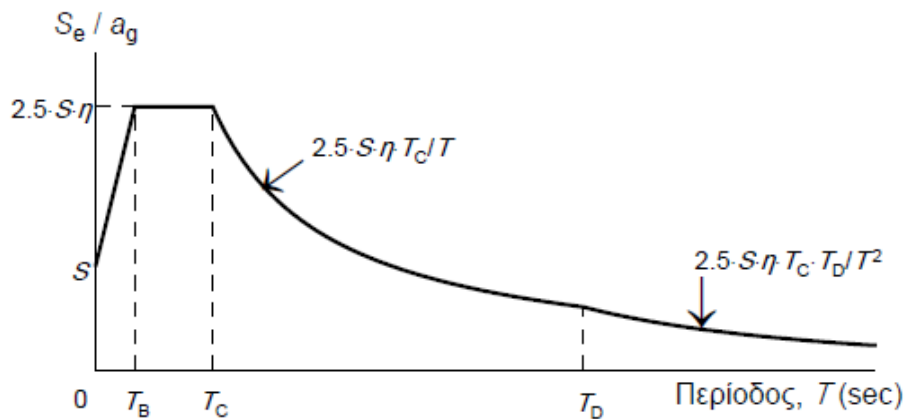
$T_C$  είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

$T_D$  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  $\beta=0,2$ .



Σχήμα 3.24 : Φασματική επιτάχυνση

Σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα για έδαφος κατηγορίας Β θα έχουμε :  $S=1.2$  ,  $T_B=0.15\text{sec}$  ,  $T_C=0.50\text{sec}$  και  $T_D=2.00\text{sec}$

Πίνακας 3.6 : Παράμετροι φασμάτων ελαστικής απόκρισης

Εδαφικός Τύπος	S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (S)
A	1	0,15	0,4	2,5
B	1,2	0,15	0,5	2,5
C	1,15	0,2	0,6	2,5
D	1,35	0,2	0,8	2,5
E	1,4	0,15	0,5	2,5

### 3.3 Συνδυασμοί δράσεων

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν σε αυτήν. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιάζονται με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας) και συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού  $\psi$ ) για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Στη συνέχεια αυτές οι δράσεις εφαρμόζονται στο φορέα και εξάγουμε εντατικά μεγέθη σχεδιασμού. Είναι λογικό και επόμενο να μη συνδυάζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατό να εμφανιστούν ταυτόχρονα (για παράδειγμα δε συνδυάζεται η μέγιστη πίεση ανέμου με τη μέγιστη φόρτιση χιονιού).

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στις οριακές καταστάσεις, οι οποίες διακρίνονται στις Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (ULS) και Λειτουργικότητας (SLS), χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των φορτίων που υπολογίστηκαν στην προηγούμενη παράγραφο. Οι συνδυασμοί αυτοί καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διάρκειας, παροδικές, τυχηματικές και σεισμού) και περιέχουν δράσεις που μπορεί να εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

#### 3.3.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Στην περίπτωση αυτή έχουμε πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κτλ, που συνδέονται με κατάρρευση ή ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματος του.

Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές :

$$\sum \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Qi} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.20)$$

όπου το  $Q_{k,1}$  αντιστοιχεί στην εκάστοτε επικρατέστερη μεταβλητή δράση.

Με τον τρόπο αυτό προκύπτει ένας μεγάλος συνδυασμός δράσεων :

Δυσμενής Συνδυασμός :

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο  $Q$ 

$$1,35 \cdot G + 1,50 \cdot Q + 1,50 \cdot 0,6 \cdot W + 1,50 \cdot 0,5 \cdot S \quad (3.21)$$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο  $W$ 

$$1,35 \cdot G + 1,50 \cdot W + 1,50 \cdot 0,7 \cdot Q + 1,50 \cdot 0,5 \cdot S \quad (3.22)$$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το χιόνι  $S$ 

$$1,35 \cdot G + 1,50 \cdot S + 1,50 \cdot 0,7 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W \quad (3.23)$$

Ευμενής Συνδυασμός :

- $1,00 \cdot G + 1,00 \cdot Q \quad (3.24)$

Για καταστάσεις σεισμού :

$$\sum G_{k,j} + A_{Ed} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.25)$$

Οι τιμές των συντελεστών  $\psi_i$  για κτιριακά έργα διακρίνονται στον πίνακα 3.7 .

Πίνακας 3.7 : Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών  $\psi$  για κτιριακά έργα

Δράσας	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι τιμές $\psi$ μπορούν να καθορισθούν από το Εθνικό Προσάρτημα.			
* Για χώρες οι οποίες δεν αναφέρονται παρακάτω, βλέπε συναφείς τοπικές συνθήκες.			

### 3.3.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Σε αυτή την περίπτωση έχουμε μετατοπίσεις , ταλαντώσεις , ρηγματώσεις κτλ , που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού.

Χαρακτηριστικός συνδυασμός :

$$\sum_{i \geq j} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.26)$$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο  $Q$   
 $G + Q + 0,6 \cdot W + 0,5 \cdot S \quad (3.27)$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο  $W$   
 $G + W + 0,7 \cdot Q + 0,5 \cdot S \quad (3.28)$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το χιόνι  $S$   
 $G + S + 0,7 \cdot Q + 0,6 \cdot W \quad (3.29)$



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

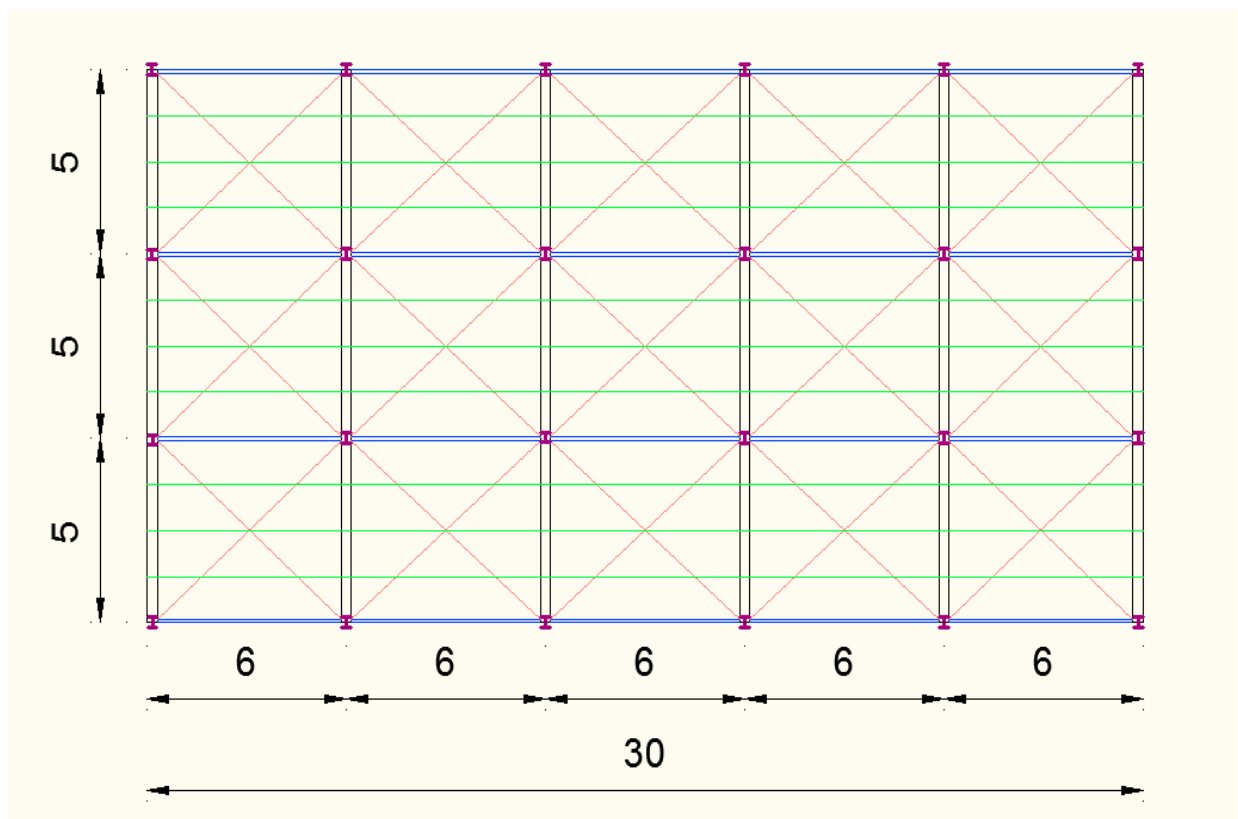
### Ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα

#### 4.1 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Ενδεικτικά παρουσιάζεται η διαστασιολόγηση χαρακτηριστικών μελών , όπως προέκυψε με βάση τους ισχύοντες κανονισμούς.

Επιγραμματικά , οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται στα μέλη για την οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ) είναι αντοχής σε θλίψη , αντοχής σε τέμνουσα , αντοχής σε κάμψη , έλεγχος σε κάμψη και αξονική δύναμη, καμπτικού λυγισμού λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Η αρχική επίλυση έγινε με τις διατομές που δίνονται παρακάτω :



Σχήμα 4.1 : Κάτοψη τυπικού ορόφου

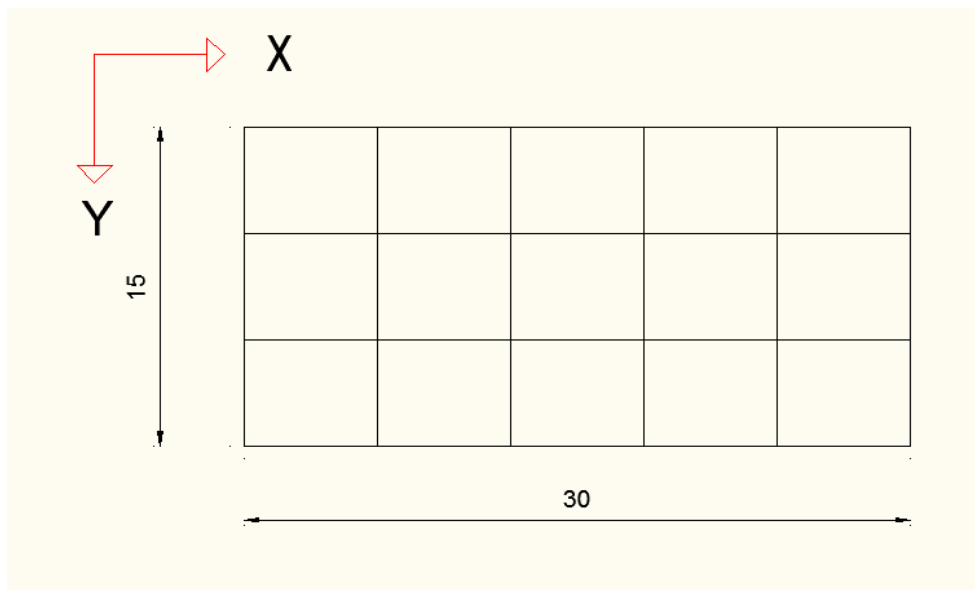
- Υποστυλώματα διατομής HEB 280 (μωβ χρώμα)
- Κύριες δοκοί διατομής HEB 450 (μαύρο χρώμα)
- Δευτερεύουσες δοκοί διατομής IPE 200 (μπλέ χρώμα)
- Διαδοκίδες διατομής IPE 200 (πράσινο χρώμα)
- Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατομής SH 150.150.10
- Οριζόντιοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατομής L 90.90.9 (ροζ χρώμα)
- Σύμμικτη πλάκα Symdeck 73 αποτελούμενη από λαμαρίνα KSH 50 με πάχος  $t=1\text{mm}$ .

#### 4.1.1 Υποστυλώματα

Μετά από τις στατικές επιλύσεις με το πρόγραμμα Sofistik, τα υποστυλώματα του ισογείου προέκυψαν δυσμενέστερα ως προς τον έλεγχο αστοχίας.

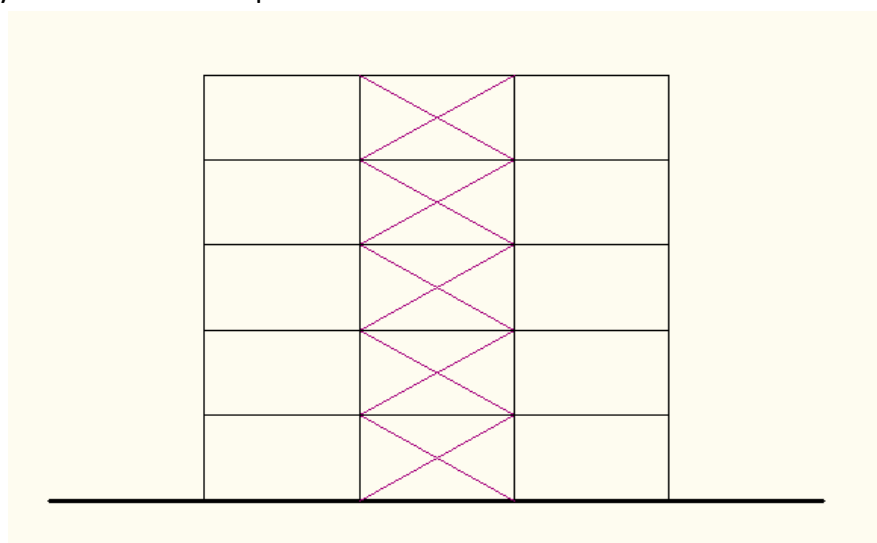
#### Λυγισμός για πλαίσιο κατά τον άξονα y

Τηρώντας το σύστημα αξόνων που ακολουθήθηκε στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων, ο έλεγχος πραγματοποιήθηκε για πλαίσια στους άξονες y και x και οι άξονες φαίνονται στο παρακάτω σχήμα :



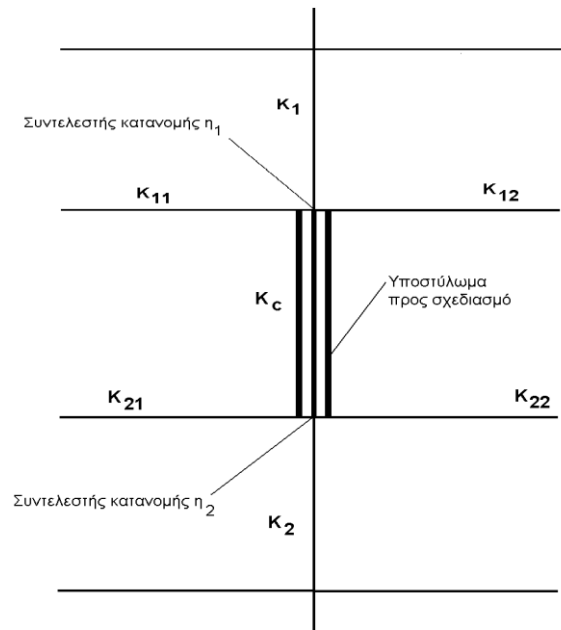
Σχήμα 4.2 : Σύστημα αξόνων του Sofistik

Λόγω ύπαρξης των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας στη διεύθυνση y το πλαίσιο είναι αμετάθετο.



Σχήμα 4.3 : Όψη κτιρίου κατά τη διεύθυνση y

Για λυγισμό του πλαισίου στον άξονα γ ενεργοποιείται ο ισχυρός άξονας του στύλου γ-γ και η πορεία ελέγχου είναι η ακόλουθη :



Σχήμα 4.4 : Συντελεστές κατανομής  $n_1$  και  $n_2$  για συνεχή υποστυλώματα

- Υπολογισμός των συντελεστών κατανομής  $n_1$  και  $n_2$  :

$$n_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} \quad (4.1)$$

$$n_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} \quad (4.2)$$

όπου:

$K_c = \frac{I_c}{L_c}$  ο συντελεστής δυσκαμψίας του υποστυλώματος

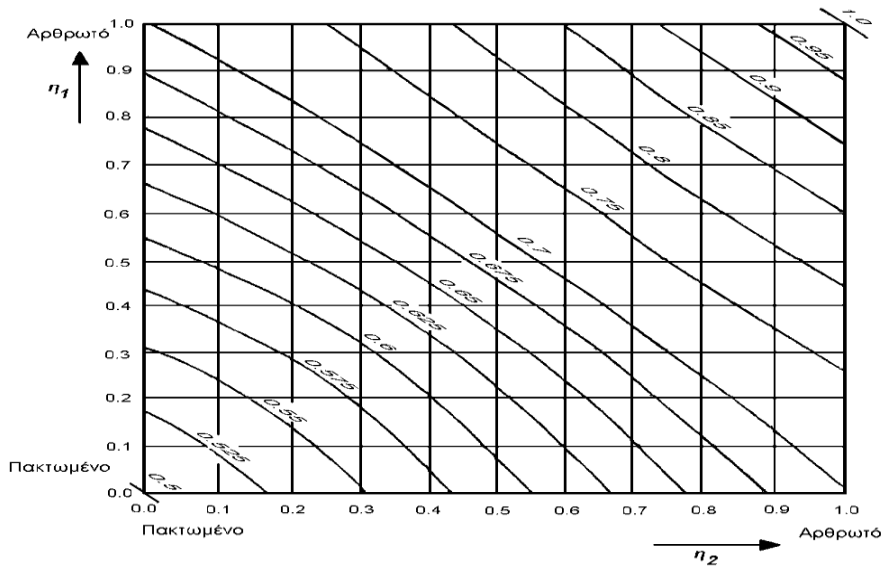
$K_1, K_2$  οι συντελεστές δυσκαμψίας για τα γειτονικά τμήματα του υποστυλώματος (άνω και κάτω)

$K_{ij} = \frac{I_{ij}}{L_{ij}}$  ο συντελεστής ενεργού δυσκαμψίας των δοκών που απολήγουν

στο υποστυλώμα (στην κεφαλή και στη βάση του με  $i,j=1,2$ )

- Εύρεση συντελεστή ισοδύναμου μήκους λυγισμού  $\beta$  μέσω νομογραφήματος :





Σχήμα 4.5 : Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού για υποστυλώμα με αμετάθετα άκρα

- Υπολογισμός ισοδύναμου μήκους λυγισμού υποστυλώματος :

$$L_{cr} = \beta \cdot L_{\sigma\tau\acute{\upsilon}\lambda\omicron\upsilon\varsigma} \quad (4.3)$$

- Υπολογισμός χαρακτηριστικής λυγηρότητας  $\lambda_1$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon \quad (4.4)$$

- Υπολογισμός ανηγμένης λυγηρότητας  $\bar{\lambda}$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad (4.5)$$

- Επιλογή καμπύλης λυγισμού σύμφωνα με τον πίνακα 4.1 :

Πίνακας 4.1 : Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί των άξονα	Καμπύλη λυγισμού	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Ελαστές διατομές 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a a <sub>0</sub>
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y - y z - z	b c
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
		$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d c
Συγκολλητές I-διατομές 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c	
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d	

- Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή  $\chi$  :

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (4.6)$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad (4.7)$$

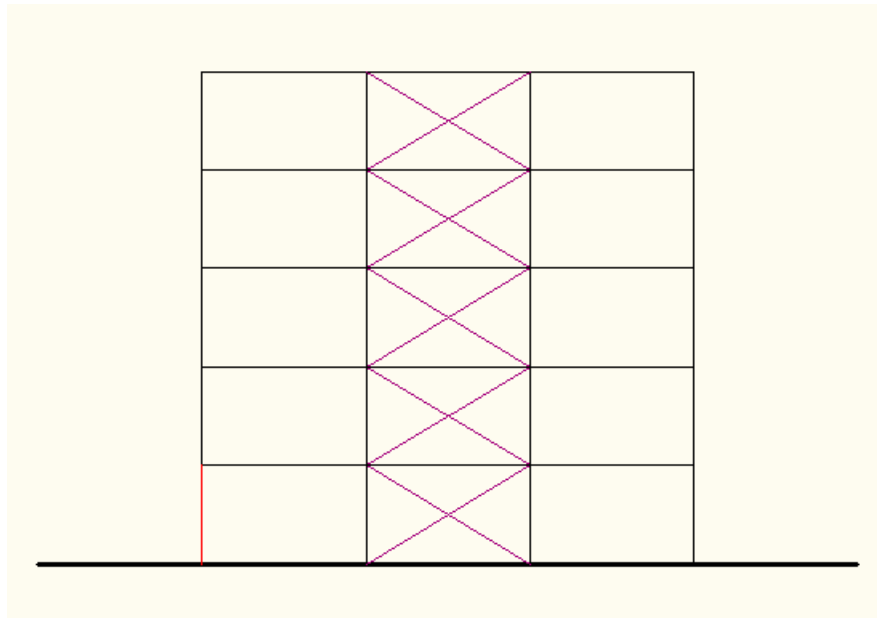
Σημείωση : το  $\chi \leq 1,00$

- Υπολογισμός της αντοχής του στύλου σε λυγισμό :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{όπου } \chi = \min(\chi_y, \chi_z) \quad (4.8)$$

- Διενέργεια ελέγχου του μέλους έναντι λυγισμού :

Θα πρέπει να ισχύει  $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,00$  (4.9)



Σχήμα 4.6 : Κρίσιμο υποστύλωμα (με κόκκινο χρώμα)

Στην περίπτωση μας προκύπτουν τα εξής :

$$n_1 = 1,00 \text{ (άρθρωση)}$$

$$n_2 = 1,00 \text{ (άρθρωση)}$$

$$\beta = 1,00 \text{ (σχήμα 4.5)}$$

$$L_{cr} = 1,00 \cdot 300 = 300 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = 93,9$$

$$\bar{\lambda} = \frac{300}{12,11 \cdot 93,9} = 0,2638$$

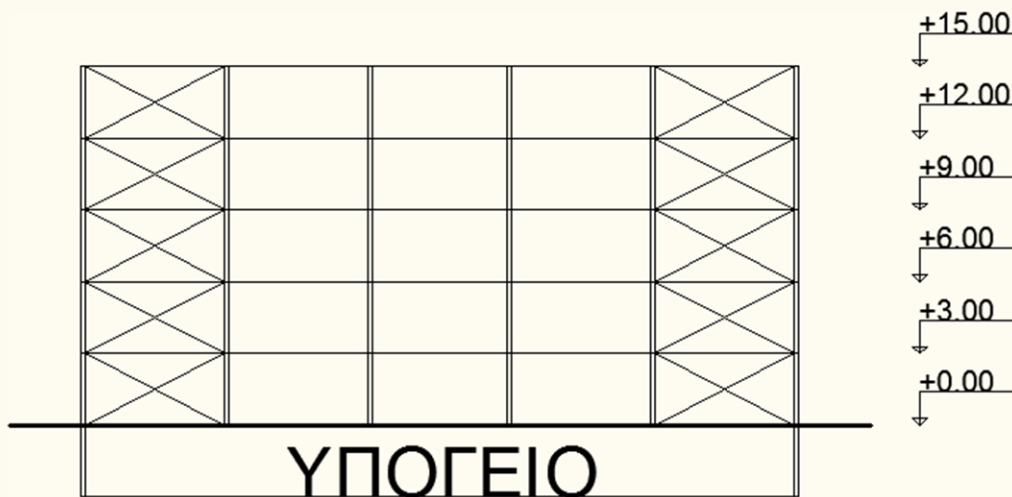
Καμπύλη λυγισμού περί τον ισχυρό άξονα : b

Καμπύλη λυγισμού περί τον ασθενή άξονα : c

$$\chi_y = 0,98$$

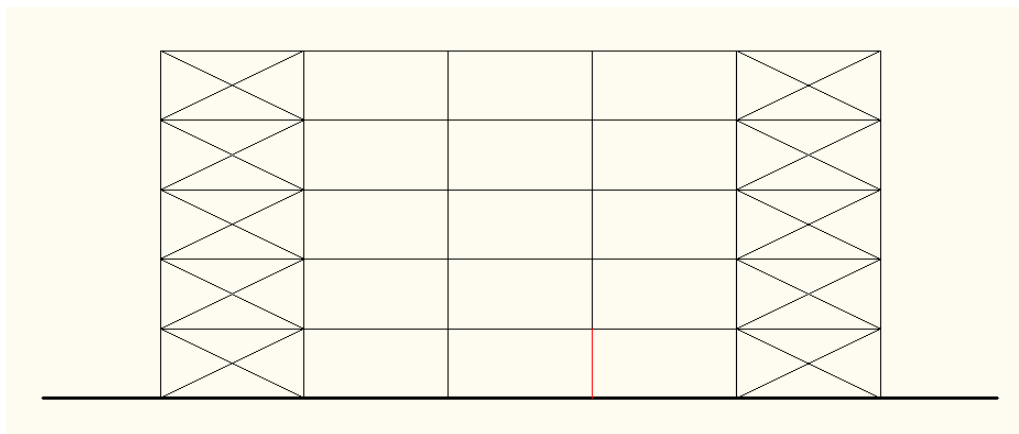
### Λυγισμός για πλαίσιο κατά τον άξονα χ

Λόγω ύπαρξης κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας το πλαίσιο είναι αμετάθετο για λυγισμό στη διεύθυνση χ.



Σχήμα 4.7 : τομή α-α

Για λυγισμό σε πλαίσιο κατά τον άξονα χ ενεργοποιείται ο ασθενής άξονας z-z του στύλου.



Σχήμα 4.8 : Κρίσιμο υποστύλωμα ( με κόκκινο χρώμα )

Βάσει του νομογραφήματος για υποστύλωμα με αμετάθετα άκρα, ο συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού προκύπτει  $\beta=1,00$  (αμφιαρθρωτός στύλος)

$$L_{cr} = 1,00 \cdot 300 = 300cm$$

$$\lambda_1 = 93,9$$

$$\bar{\lambda} = \frac{300}{7,09} \frac{1}{93,9} = 0,4506$$

$$x_z = 0,87$$

$$x = \min(x_y, x_z) = \min(0,98; 0,87) = 0,87$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,87 \cdot 131,4 \cdot 23,5}{1,00} = 2686,47kN$$

$$N_{Ed} = 2219,3kN$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{2219,3}{2686,47} = 0,826 \leq 1,00$$

Επαρκεί έναντι λυγισμού η διατομή HEB280

#### 4.1.2 Κύρια Δοκός

Η δυσμενέστερη κύρια δοκός διατομής HEB 450 εμφανίζεται στο ισόγειο και καταπονείται από κατακόρυφα φορτία και αξονική δύναμη.

#### Έλεγχος σε εφελκυσμό

Οι χαλύβδινες διατομές αναπτύσσουν πλαστική αντοχή στον εφελκυσμό και έτσι για τη συγκεκριμένη καταπόνηση θεωρούνται κατηγορίας 1.

Η πλαστική αντοχή σχεδιασμού της διατομής προκύπτει από την παρακάτω σχέση :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.10)$$

όπου

A το εμβαδόν της πλήρους διατομής

$f_y$  το όριο διαρροής του χάλυβα

$\gamma_{M0}$  ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα

Στην περίπτωση μας η πλαστική αντοχή προκύπτει:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{218 \cdot 23,5}{1,00} = 5123kN$$

Ενώ το εξωτερικό μέγεθος, όπως προέκυψε για την ΟΚΑ από το πρόγραμμα Sofistik, είναι ίσο με :

$$N_{Ed} = 159,4kN$$

Γενικώς, η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης  $N_{Ed}$  σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 1,00 \quad (4.11)$$

Στην παρούσα εργασία προκύπτει :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{159,4}{5123} = 0,031$$

Επαρκεί η διατομή HEB 450 σε εφελκυσμό.

### Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη

Λόγω ύπαρξης αξονικής δύναμης στη διατομή υπάρχει η περίπτωση, εάν η αξονική δύναμη είναι σημαντική, η διατομή να μην αναπτύσσει την πλαστική ροπή αντοχής αλλά ένα ποσοστό της μόνο.

Στην παρούσα φάση η αξονική δεν είναι σημαντική αλλά για λόγους πληρότητας θα γίνει έλεγχος για το αν είναι αναγκαία η μείωση της ροπής αντοχής.

Για διατομές διπλής συμμετρίας ( όπως η HEB 450 ) δεν απαιτείται να γίνεται μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον άξονα γ-γ λόγω της επίδρασης της αξονικής δύναμης, όταν ικανοποιούνται τα δύο παρακάτω κριτήρια :

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} \quad (4.12)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.13)$$

όπου :

$h_w$  είναι η εσωτερική απόσταση μεταξύ των πελμάτων

$t_w$  είναι το πάχος του κορμού

Η πρώτη σχέση ικανοποιείται ήδη από τον έλεγχο που έγινε για εφελκυσμό ενώ η δεύτερη μας δίνει :

$$N_{Ed} = 159,4 \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot 39,8 \cdot 1,4 \cdot 23,5}{1,00} = 654,71$$

Από τους πίνακες πρότυπων διατομών προκύπτει πως για ποιότητα χάλυβα S235 και HEB 450 η διατομή είναι κατηγορίας 1 δηλαδή αναπτύσσει πλαστική ροπή αντοχής η οποία δίνεται από τη σχέση

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.14)$$

Και προκύπτει ίση με :

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3982cm^3 \cdot 23,5kN / cm^2}{1,00} = 93577kNcm = 935,77kNm$$

Ο έλεγχος σε κάμψη γίνεται μέσω της παρακάτω σχέσης :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,00 \quad (4.15)$$

Το εντατικό μέγεθος, όπως υπολογίστηκε από το πρόγραμμα Sofistik, είναι ίσο με  $M_{Ed} = 228kNm$  και ο έλεγχος ικανοποιείται διότι

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{228}{935,77} = 0,2436 \leq 1,00$$

### Έλεγχος σε τέμνουσα

Εφόσον βρισκόμαστε σε περιοχή πλαστικού σχεδιασμού, ο έλεγχος πραγματοποιείται βάσει της πλαστικής διατμητικής αντοχής  $V_{pl,Rd}$  η οποία δίνεται από τη σχέση :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} \quad (4.16)$$

Και η αριθμητική αντικατάσταση μας δίνει :

$$V_{pl,Rd} = \frac{79,66cm^2 \cdot 23,5kN / cm^2}{\sqrt{3}} = 1080,8kN$$

Για τον έλεγχο επάρκειας μιας δοκού έναντι τέμνουσας, θα πρέπει η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας δύναμης  $V_{Ed}$  σε κάθε διατομή να ικανοποιεί τη συνθήκη :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 1,00 \quad (4.17)$$

Το εντατικό μέγεθος, όπως προέκυψε από στατική επίλυση με το Sofistik, ισούται με :

$$V_{Ed} = 266,21kN$$

Κι έτσι η σχέση (4.17) γίνεται :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{266,21kN}{1080,8kN} = 0,2463 \leq 1,00$$

Επαρκεί η διατομή έναντι τέμνουσας.

### 4.1.3 Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας

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

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

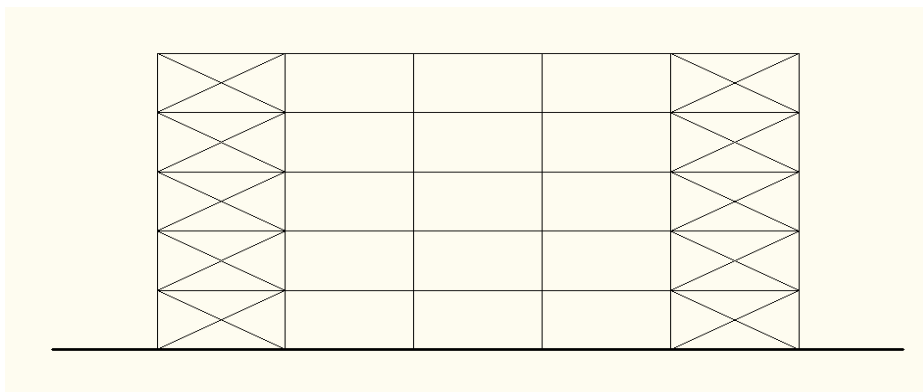
Οι σύνδεσμοι που τοποθετήθηκαν στο κτίριο είναι σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα και έτσι όλες οι ράβδοι συνδέονται στα άκρα τους με απλές κοχλιωτές συνδέσεις και επομένως καταπονούνται μόνο από αξονικές δυνάμεις.

Ο έλεγχος πραγματοποιείται στους κατακόρυφους σύνδεσμους δυσκαμψίας και των δύο διευθύνσεων (x και y) για τη θλιβόμενη ράβδο και με τη θεώρηση ότι οι διαγώνιοι συνδέονται στο μέσον τους. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα το κρίσιμο μήκος λυγισμού να είναι ίσο με το μισό μήκος της διαγωνίου.

Στον ΕΑΚ (αλλά και στον Ευρωκώδικα 8) ο ικανοτικός έλεγχος δεν απαιτείται όταν λαμβάνεται υπόψη συντελεστής συμπεριφοράς  $q=1,50$  (εδώ παίρνουμε  $q=1,50$ ) θεωρούμενου ότι ο φέρων οργανισμός διαθέτει, χωρίς να λαμβάνονται ειδικά μέτρα, μια λανθάνουσα πλαστιμότητα.

#### Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά χ

Τα πλαίσια κατά χ έχουν μήκος 6 μέτρα και ύψος 3 μέτρα και οι κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι φαίνονται στο σχήμα 4.9 :



Σχήμα 4.9 : Όψη κατά τη διεύθυνση x

Το μήκος της κάθε διαγωνίου ισούται με  $L_{\delta\alpha\gamma} = \sqrt{L_x^2 + h^2} = \sqrt{6^2 + 3^2} = 6,708m$

και το  $L_{cr} = \frac{L_{\delta\alpha\gamma}}{2} = \frac{6,708}{2} = 3,354m$  και η διατομή που χρησιμοποιήθηκε είναι SHS150.150.10 (κοίλη τετραγωνική θερμής ελάσεως).

Οι κοίλες διατομές θερμής ελάσεως ακολουθούν την καμπύλη λυγισμού α (συντελεστής ατελειών  $\alpha=0,21$ ) ανεξαρτήτως ισχυρού ή ασθενή άξονα. Ο έλεγχος πραγματοποιείται ως εξής :

$$\lambda_1 = 93,9$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{1773\text{cm}^4}{54,9\text{cm}^2}} = 5,6828\text{cm}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{334,5\text{cm}}{5,6828\text{cm}} \frac{1}{93,9} = 0,627$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,741 + \sqrt{0,741^2 - 0,627^2}} = 0,88$$

$$N_{b,Rd,\chi} = \frac{x \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,88 \cdot 54,9 \cdot 23,5}{1,00} = 1135,79\text{kN}$$

Η θλιπτική αξονική δύναμη, όπως υπολογίστηκε από το πρόγραμμα είναι ίση με  $N_{Ed} = 504,5\text{kN}$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{504,5}{1135,79} = 0,44 \leq 1,00$$

Επαρκεί η διατομή SHS 150.150.10 έναντι λυγισμού για κατακόρυφους συνδέσμους κατά τον άξονα χ.

#### Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά γ

Τα πλαίσια κατά γ έχουν μήκος 5 μέτρα και ύψος 3 μέτρα. Άρα, το μήκος των διαγωνίων θα είναι  $L_{\delta\alpha\gamma} = \sqrt{L_y^2 + h^2} = \sqrt{5^2 + 3^2} = 5,83\text{m}$  και το  $L_{cr} = \frac{L_{\delta\alpha\gamma}}{2} = 2,915\text{m}$ .

Η διατομή, όπως και κατά τον άξονα χ, είναι κοίλη SHS150.150.10.

Ο έλεγχος διενεργείται με τους ίδιους ακριβώς τύπους που αναφέρονται στην προηγούμενη υποενότητα (κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά χ) :

$$\lambda_1 = 93,9$$

$$i = 5,6828\text{cm}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{291,5}{5,6828} \frac{1}{93,9} = 0,546$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,685 + \sqrt{0,685^2 - 0,546^2}} = 0,91$$

$$N_{b,Rd,y} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,91 \cdot 54,9 \cdot 23,5}{1,00} = 1174,30\text{kN}$$

$$N_{b,Rd,y} > N_{Ed} = 405,40\text{kN}$$

Άρα, επαρκεί η διατομή SHS150.150.10 για κατακόρυφους συνδέσμους κατά τον άξονα γ.



#### 4.1.4 Οριζόντιοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (οι οποίοι συναντώνται στη βιβλιογραφία κα ως αντιανέμοι σύνδεσμοι), διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγωμάτων , παρακολουθούν την κλίση τους (στην παρούσα εργασία είναι μηδενική η κλίση των ζυγωμάτων) και διαμορφώνουν φατνώματα δυσκαμψίας μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων. Η δυσκαμψία του φατνώματος, στο επίπεδο του, επιτυγχάνεται με την προσθήκη ράβδων, οι οποίες, σε συνδυασμό με τα ζυγώματα, διαμορφώνουν δικτυώματα.

Οι κύριες λειτουργίες των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας είναι :

- Η μεταφορά στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων ανεμοπιέσεων οι οποίες ασκούνται στα μέτωπα και φτάνουν στο επίπεδο των ζυγωμάτων μέσω των μετωπικών υποστυλωμάτων
- Η μεταφορά στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων σεισμικών δράσεων που ασκούνται στο επίπεδο των ζυγωμάτων
- Η διαμόρφωση στοιχείου δυσκαμψίας στο οποίο αγκυρώνονται οι τεγίδες που θα προσφέρουν πλευρική στήριξη στα ζυγώματα
- Η συμβολή στην ευστάθεια της κατασκευής κατά τη διάρκεια της ανέγερσης

Εδώ χρησιμοποιήθηκαν σύνδεσμοι διατομής L 90.90.9.

#### 4.1.5 Σύμμικτη πλάκα

Σύμμικτες πλάκες ονομάζονται οι φέρουσες πλάκες οροφής κτιρίων , οι οποίες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Τα πλεονεκτήματα από τη χρήση τους παρουσιάζονται παρακάτω :

- Απαιτούνται γενικώς μικρότεροι χρόνοι κατασκευής
- Αποφεύγεται η χρήση ξυλοτύπου
- Επιτυγχάνεται η γεφύρωση μεγαλύτερων ανοιγμάτων με αντίστοιχη μείωση των μεταλλικών διαδοκίδων

Το βασικό συστατικό των σύμμικτων πλακών είναι τα χαλυβδόφυλλα που λειτουργούν αρχικά κατά τη φάση κατασκευής ως μεταλλότυπος για το έγχυτο σκυρόδεμα, μεταφέροντας τα φορτία της σκυροδέτησης. Μετά την πήξη του σκυροδέματος η παραλαβή των λοιπών φορτίων κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής γίνεται από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών που λειτουργούν πλέον ως σύμμικτη πλάκα. Στη σύμμικτη πλάκα προβλέπεται συνήθως ένας ελαφρύς οπλισμός που αφενός μεν προστατεύει το σκυρόδεμα από ρηγμάτωση, αφετέρου δε μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την παραλαβή των αρνητικών ροπών των στηρίξεων στην περίπτωση που επιλεγεί το στατικό σύστημα της συνεχούς δοκού πολλών ανοιγμάτων.

Η διαστασιολόγηση των σύμμικτων πλακών περιλαμβάνει το χαλυβδόφυλλο στην φάση κατασκευής και την σύμμικτη πλάκα στην φάση λειτουργίας. Συνεπώς



$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{220,6 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN / cm}^2}{1,00} = 5184,1 \text{ kNcm} = 51,84 \text{ kNm}$$

Το εξωτερικό μέγεθος ισούται με  $M_{Ed} = 5,95 \text{ kNm}$  και προφανώς η διατομή επαρκεί έναντι μονοαξονικής κάμψης.

### Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός είναι η μορφή αστάθειας ενός θλιβόμενου και καμπτόμενου μέλους, κατά την οποία οι διατομές υπόκεινται, μετά το λυγισμό, σε στροφή περί το κέντρο διάτμησης και σε ταυτόχρονη μετατόπιση σε σχέση με τον αρχικώς ευθύγραμμο διαμήκη άξονα του μέλους, ο οποίος παύει πλέον να είναι ευθύγραμμος μετά τη παραμόρφωση. Ο κίνδυνος αστοχίας λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού είναι μεγάλος για ανοικτές γιατομές, όπως οι ΙΡΕ.

### Ισοδύναμα μήκη λυγισμού

$$L_{cr,y} = 500 \text{ cm}$$

$$L_{cr,z} = 500 \text{ cm}$$

### Ανηγμένες λυγηρότητες

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{500 \text{ cm}}{8,26 \text{ cm}} \frac{1}{93,9} = 0,645$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{500 \text{ cm}}{2,24 \text{ cm}} \frac{1}{93,9} = 2,377$$

### Μειωτικοί συντελεστές χ

$$\bar{\lambda}_y = 0,645$$

Καμπύλη λυγισμού περί τον ισχυρό άξονα : a

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \left[ 1 + 0,21 (0,645 - 0,2) + 0,645^2 \right] = 0,755$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,755 + \sqrt{0,755^2 - 0,645^2}} = 0,872$$

$$\bar{\lambda}_z = 2,377$$

Καμπύλη λυγισμού περι τον ασθενή άξονα : b

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + 0,34 (2,377 - 0,2) + 2,377^2 \right] = 3,695$$

$$\chi_z = \frac{1}{3,695 + \sqrt{3,695^2 - 2,377^2}} = 0,153$$

**Ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού**

Η ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δίνεται από τη σχέση :

$$M_{cr} = c_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(\kappa L_T)^2} \left\{ \left[ \left[ \frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(\kappa L_T)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (c_2 z_g - c_3 z_j)^2 \right]^{0.5} - (c_2 z_g - c_3 z_j) \right\} \quad (4.18)$$

Όπου :

$k = 1,00$  (και τα δύο άκρα της δοκού θεωρούνται απλές στρεπτικές στηρίξεις)

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} = \frac{21000kN / cm^2}{2(0,3 + 1)} = 8076,92kN / cm^2 \quad (\text{το μέτρο διάτμησης})$$

$k_w = 1,00$  (και τα δύο άκρα της δοκού ελεύθερα σε στρέβλωση)

$c_1 = 1,132$  (περίπτωση εγκάρσιων φορτίων σε αμφιαρθρωτό μοντέλο)

$c_2 = 0,459$

$c_3 = 0,525$

$I_T = 6,98cm^4$  (από τον πίνακα διατομών για IPE200)

$I_w = 12990cm^6$  (από τον πίνακα διατομών για IPE200)

$I_z = 142,4cm^4$

$L_T = 500cm$

$z_a = 10cm$  (η φόρτιση ασκείται στο θλιβόμενο πέλαμα της διατομής)

$z_s = 0$  (Κ.Δ.=Κ.Β.)

$z_g = z_a - z_s$  (4.19)

$z_g = z_a - z_s = 10 - 0 = 10cm$

$z_j = 0$  (διατομή διπλής συμμετρίας)

Επομένως η ελαστική κρίσιμη ροπή για τη δευτερεύουσα δοκό προκύπτει:

$$M_{cr} = 1,132 \left[ \frac{\pi^2 \cdot 21000kN / cm^2 \cdot 142,4cm^4}{(1,00 \cdot 500cm)^2} \right] \times \left\{ \left[ \left[ \frac{1,00}{1,00} \right]^2 \frac{12990cm^6}{142,4cm^4} + \frac{(1,00 \cdot 500cm)^2 8076,92kN / cm^2 \cdot 6,98cm^4}{\pi^2 \cdot 21000kN / cm^2 \cdot 142,4cm^4} + (0,459 \cdot 10cm - 0,525 \cdot 0)^2 \right]^{0.5} - (0,459 \cdot 10cm - 0,525 \cdot 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 2632,23kNcm$$

**Λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού**

Η ανηγμένη λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού θα είναι :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad (4.20)$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{220,6 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN / cm}^2}{2632,23 \text{ kNcm}}} = 1,4034$$

Επειδή η τιμή της ανηγμένης λυγηρότητας είναι πάνω από 0,20, η επίδραση του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δεν μπορεί να αγνοηθεί.

**Καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και μειωτικός συντελεστής  $x_{LT}$**

$$\text{Ισχύει } \frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 \geq 1,2$$

Και προκύπτει πως για λυγισμό περί τον άξονα γ-γ η διατομή ακολουθεί την καμπύλη λυγισμού a.

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + 0,21(1,4034 - 0,2) + 1,4034^2 \right] = 1,611$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1,611 + \sqrt{1,611^2 - 1,4034^2}} = 0,416$$

**Συντελεστές αλληλεπίδρασης**

Ο υπολογισμός των συντελεστών αλληλεπίδρασης γίνεται με βάση τη δεύτερη μέθοδο με θεώρηση μη στρεπτικά ευαίσθητου μέλους (θεωρούμε πως το χαλυβδόφυλλο και η πλάκα σκυροδέματος παρεμποδίζουν λίγο τη στροφή).

$$c_{my} = 0,9$$

$$c_{m,LT} = 0,95$$

$$\bar{\lambda}_y - 0,2 = 0,645 - 0,2 = 0,445 < 0,80$$

$$k_{yy} = c_{my} \left[ 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{x_y N_{R,k} / \gamma_{M1}} \right] \quad (4.21)$$

$$k_{yy} = 0,9 \left( 1 + 0,445 \frac{88,5}{0,872 \cdot \frac{28,48 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN / cm}^2}{1,00}} \right) = 0,96$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} \quad (4.22)$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,6 \cdot 0,96 = 0,576$$

Οι συντελεστές προέκυψαν βάσει των πινάκων στο Παράρτημα 1.

**Έλεγχος σύμφωνα με τη δεύτερη μέθοδο**

Ο τελικός έλεγχος για τη δοκό με τα μέγιστα εντατικά μεγέθη προκύπτει από τις παρακάτω σχέσεις :

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} \leq 1,00 \quad (4.23)$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + \kappa_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} \leq 1,00 \quad (4.24)$$

Και με αριθμητική αντικατάσταση ο έλεγχος μας δίνει :

$$\frac{88,5kN}{0,872 \cdot 669,28kN} + 0,96 \frac{5,95kNm}{0,416 \cdot 51,84kNm} = 0,1516 + 0,2649 = 0,42 \leq 1,00$$

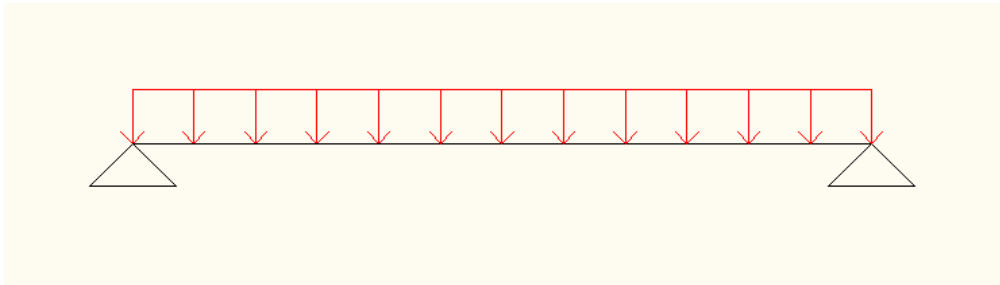
$$\frac{88,5kN}{0,153 \cdot 669,28kN} + 0,576 \frac{5,95kNm}{0,416 \cdot 51,84kNm} = 0,764 + 0,1589 = 0,9229 \leq 1,00$$

Επαρκεί η δευτερεύουσα δοκός έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

#### 4.1.7 Διαδοκίδες

Τοποθετήθηκε διατομή IPE 200 η οποία ελέγχεται σε οριακή κατάσταση αστοχίας και ( σε επόμενη ενότητα ) σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

Η διαδοκίδα είναι καμπτόμενη με ομοιόμορφα κατανεμημένο κατακόρυφο φορτίο ( σκυρόδεμα και χαλυβδόφυλλο ) η οποία λειτουργεί σαν αμφιέρειστη δοκός ( Σχήμα 4.11)

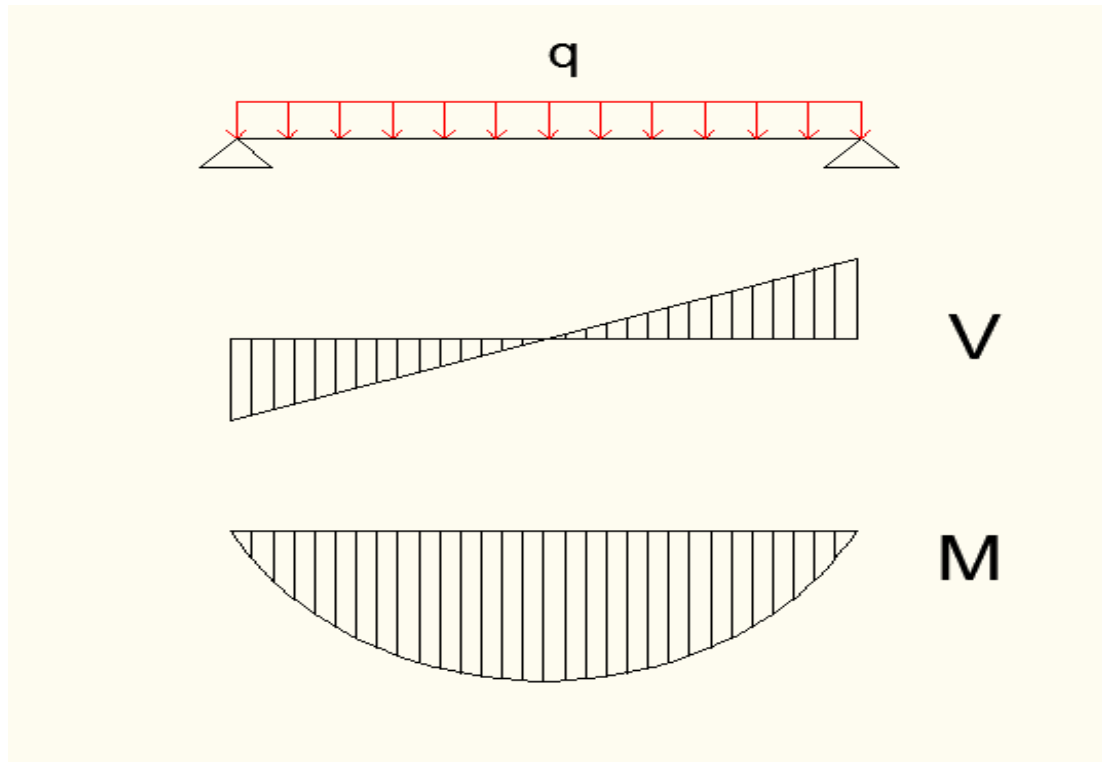


Σχήμα 4.11 : Στατικό μοντέλο διαδοκίδας

Μόνιμα φορτία :  $g = 2kN / m^2$

Κινητά φορτία :  $q = 2kN / m^2$

Ζώνη επιρροής φορτίου :  $b = 1,25m$



Σχήμα 4.12 : Διαγράμματα εντατικών μεγεθών δοκού

$$q_{Ed} = (1,35 \cdot g + 1,50 \cdot q) \cdot b = (1,35 \cdot 2kN / m^2 + 1,50 \cdot 2kN / m^2) \cdot 1,25m = 7,125kN / m$$

**Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη διατομής κατηγορίας 1 σε καθαρή κάμψη**

$$\text{Εξωτερικό μέγεθος : } M_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot l^2}{8} = \frac{7,125kN / m \cdot (6m)^2}{8} = 32,06kNm$$

$$\text{Αντοχή : } M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{220,6cm^3 \cdot 23,5kN / cm^2}{1,00} = 5184,1kNcm = 51,841kNm$$

$$\text{Έλεγχος : } M_{pl,Rd} = 51,841kNm \geq M_{Ed} = 32,06kNm$$

Άρα, επαρκεί η διατομή έναντι μονοαξονικής κάμψης περί τον ισχυρό άξονα.

**Έλεγχος επάρκειας έναντι τέμνουσας**

$$\text{Εξωτερικό μέγεθος : } V_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot l}{2} = \frac{7,125kN / m \cdot 6m}{2} = 21,375kN$$

$$\text{Αντοχή : } V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = \frac{14,00cm^2 \cdot 23,5kN / cm^2}{\sqrt{3}} = 189,95kN$$

$$\text{Έλεγχος : } V_{pl,Rd} = 189,95kN > V_{Ed} = 21,375kN$$

Άρα, επαρκεί η διατομή έναντι τέμνουσας.

Όπως προέκυψε από τους ελέγχους διατομών και μελών σε ΟΚΑ, οι διατομές επαρκούν σε ΟΚΑ.

## 4.2 Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Πέραν των ελέγχων στην οριακή κατάσταση αστοχίας, βασική είναι και η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, η οποία σχολείται με την επιβεβαίωση, ότι οι μετατοπίσεις της κατασκευής δεν είναι υπερβολικές κάτω από κανονικές συνθήκες χρήσης. Επειδή οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αναφέρονται στη συμπεριφορά του φορέα υπό συνθήκες φορτίσεων λειτουργίας, ο έλεγχος γίνεται με τους αντίστοιχους συνδυασμούς φορτίων και με βάση ελαστική ανάλυση, ανεξάρτητα από την ανάλυση που έχει χρησιμοποιηθεί στη φάση του σχεδιασμού για οριακή κατάσταση αστοχίας.

Οι υπερβολικές μετατοπίσεις μπορεί να προκαλέσουν ανεπιθύμητα αποτελέσματα. Μεταξύ αυτών αναφέρονται οι ζημιές στα τελειώματα και τα υλικά πλήρωσης (χωρίσματα) της κατασκευής, οι συσσωρεύσεις νερού σε επίπεδες στέγες, η δυσχέρεια στη λειτουργία γερανογεφυρών και η οπτική ενόχληση στους χρήστες. Οι μετατοπίσεις σχετίζονται περισσότερο με τη δυσκαμψία του φορέα και όχι με την αντοχή του.

Ο σχεδιασμός περιλαμβάνει προσδιορισμό βελών και τη σύγκριση τους με κάποια επιτρεπόμενα όρια, τα οποία εξαρτώνται από το είδος των φερόντων και μη φερόντων στοιχείων. Για παράδειγμα, τα όρια βελών για μη βατές στέγες δεν είναι το ίδιο αυστηρά με τα όρια βελών που εφαρμόζονται για τα δάπεδα. Το συνολικό βέλος  $\delta_{\max}$  αποτελείται από τρεις επιμέρους συνιστώσες :

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \quad (4.25)$$

Όπου

$\delta_1$  το βέλος λόγω μόνιμων δράσεων

$\delta_2$  το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων

$\delta_0$  το αρχικό αντιβέλος (αν υπάρχει) της δοκού στην αφόρτιστη κατάσταση

Οι οριακές τιμές των κατακόρυφων και οριζόντιων μετακινήσεων και δυναμικών επιρροών καθορίζονται στο Εθνικό Προσάρτημα του EN1993-1-1 ως εξής:

Πίνακας 4.2 : Όρια κατακόρυφων βελών

	$\delta_{\max}$	$\delta_2$
Μη βατές στέγες	L/200	L/250
Πατώματα και βατές στέγες	L/250	L/300

Ενδεικτικά παρατίθεται ο έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας για τις διαδοκίδες όπως ορίζεται από τον κανονισμό.

$$\text{Φορτίο Λειτουργίας : } q = 1,00 \cdot \text{μόνιμα} + 1,00 \cdot \text{κινητά} \quad (4.26)$$

$$\text{Ζώνη επιρροής φορτίου : } b = 1,25m$$



Φορτίο Λειτουργίας :  $q_{ser} = 4,00kN / m^2 \cdot 1,25m = 5kN / m$

$$\text{Συνολικό βέλος : } \delta_{max} = \frac{5}{384} q_{ser} \frac{l^4}{EI_y} \quad (4.27)$$

$$\delta_{max} = \frac{5}{384} 0,05kN / cm \frac{(600cm)^4}{21000kN / cm^2 \cdot 1943cm^4} = 2,07cm$$

$$\delta_{\varepsilon\pi} = \frac{L}{200} \quad (4.28)$$

$$\delta_{\varepsilon\pi} = \frac{600cm}{200} = 3cm$$

$$\text{Έλεγχος : } \delta_{max} < \delta_{\varepsilon\pi} \quad (4.29)$$

$$\delta_{max} = 2,07cm < \delta_{\varepsilon\pi} = 3,00cm$$

Φορτίο λόγω κινητών :  $q = 2kN / m^2 \cdot 1,25m = 2,5kN / m = 0,025kN / cm$

$$\text{Βέλος λόγω κινητών : } \delta'_2 = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \quad (4.30)$$

$$\delta'_2 = \frac{5 \cdot 0,025kN / cm \cdot (600cm)^4}{384 \cdot 21000kN / cm^2 \cdot 1943cm^4} = 1,04cm$$

$$\delta_2 = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2,40cm \quad (4.31)$$

$$\text{Έλεγχος : } \delta'_2 < \delta_2 \quad (4.32)$$

$$\delta'_2 = 1,04cm < \delta_2 = 2,40cm$$

Εφόσον οι σχέσεις (4.29) και (4.32) ικανοποιούνται, η δοκός επαρκεί στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

Επίσης, υπάρχουν προβλέψεις του Ευρωκώδικα 3 σχετικά με τις οριζόντιες μετατοπίσεις οι οποίες ορίζουν τα εξής :

Μονώροφα υπόστεγα :  $h/150$

Μονώροφα κτίρια :  $h/300$

Πολυώροφα κτίρια :

Σχετικές μετατοπίσεις ορόφων :  $h/300$

Συνολική μετατόπιση κτιρίου :  $h_0/500$

Εμείς για τις οριζόντιες μετατοπίσεις κόμβων θα χρησιμοποιήσουμε μια διαφορετική σχέση η οποία ορίζει πως

$$\frac{\delta}{h} \leq 0,005 \quad (4.33)$$

**Μετατόπιση κατά χ :**

$$\delta_{max,x} = 14,272mm$$

$$h = 15000mm$$

$$(4.33) \rightarrow \frac{\delta_{max,x}}{h} = \frac{14,272mm}{15000mm} = 0,00095 < 0,005$$

**Μετατόπιση κατά γ :**

$$\delta_{\max,y} = 20,061mm$$

$$h = 15000mm$$

$$(4.33) \rightarrow \frac{\delta_{\max,y}}{h} = \frac{20,061}{15000} = 0,00134 < 0,005$$

Άρα, από άποψη μετατοπίσεων κόμβων κινούμαστε στα αποδεκτά όρια.

### 4.3 Περιορισμός βλαβών

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών αποτελεί πολύ βασική αρχή που θε πρέπει να ικανοποιείται για φορείς σε περιοχές υψηλής σεισμικής επικινδυνότητας. Ο φορέας σχεδιάζεται και κατασκευάζεται με στόχο την παραλαβή σεισμικών δράσεων μεγαλύτερων από τις δράσεις σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση βλαβών. Έτσι, σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000, σε κτίρια με οργανισμό πλήρωσης από τοιχοποιία αλλά και στην περίπτωση που τα χωρίσματα αποτελούνται από μεταλλικό σκελετό θα ελέγχεται η γωνιακή παραμόρφωση, σε όλους τους περιμετρικούς τοίχους, λαμβανομένης υπόψη και της σχετικής στροφής. Οι μέγιστες γωνιακές παραμορφώσεις των ορόφων για να μη σπάσουν τα διαχωριστικά είναι :

- 5%ο για ευαίσθητα διαχωριστικά, δηλαδή για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό συνδεδεμένα με το φορέα (πχ γυαλί, τούβλα)
- 7%ο για μη ευαίσθητα διαχωριστικά, δηλαδή για κτίρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία (πχ πανέλα)

### 4.4 Σεισμική απόκριση κατασκευής

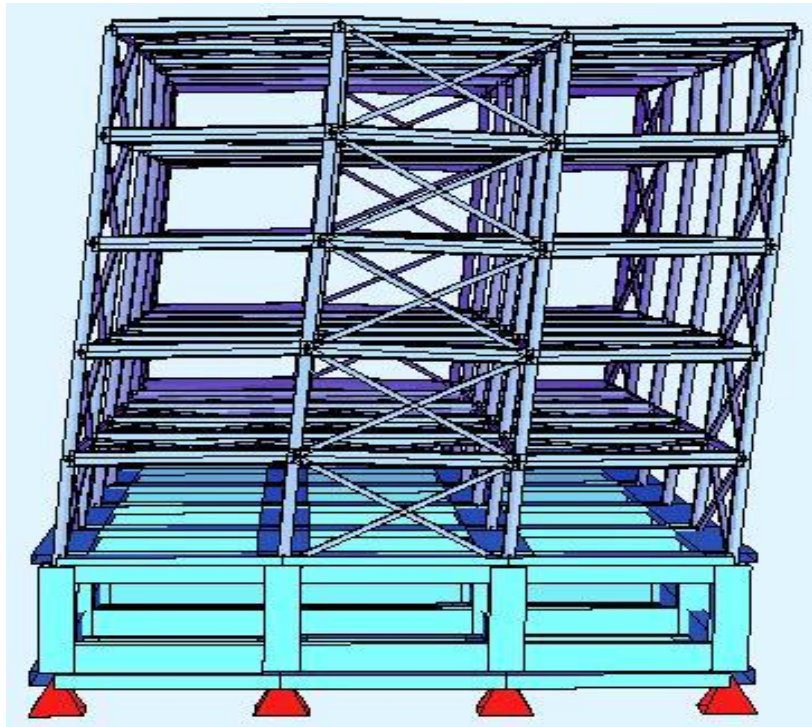
Στην παρούσα εργασία επιλέχθηκε ως μέθοδος «ισοδύναμης» γραμμικής ανάλυσης η *Δυναμική Φασματική Μέθοδος*. Η δυναμική φασματική μέθοδος περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Στη δυναμική ανάλυση προσδιορίστηκαν οι ιδιομορφές του κτιρίου με αύξουσα σειρά τιμής ιδιοσυχνότητας. Οι ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες της φόρτισης και εξαρτώνται μόνο από το μητρώο μάζας [m] και το μητρώο δυσκαμψίας [K]. Επειδή η χρήση των φασμάτων δίνει μέγιστες τιμές, οι οποίες προφανώς δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα και αφετέρου δεν έχουν κατ' ανάγκη το ίδιο πρόσημο, οι συμμετοχές των ιδιομορφών σε κάποιο μέγεθος  $X$  συνδυάζονται με έναν εκ των παρακάτω τρόπων:

- SRSS : Square Root of the Sum of Squares
- CQC : Complete Quadratic Combination

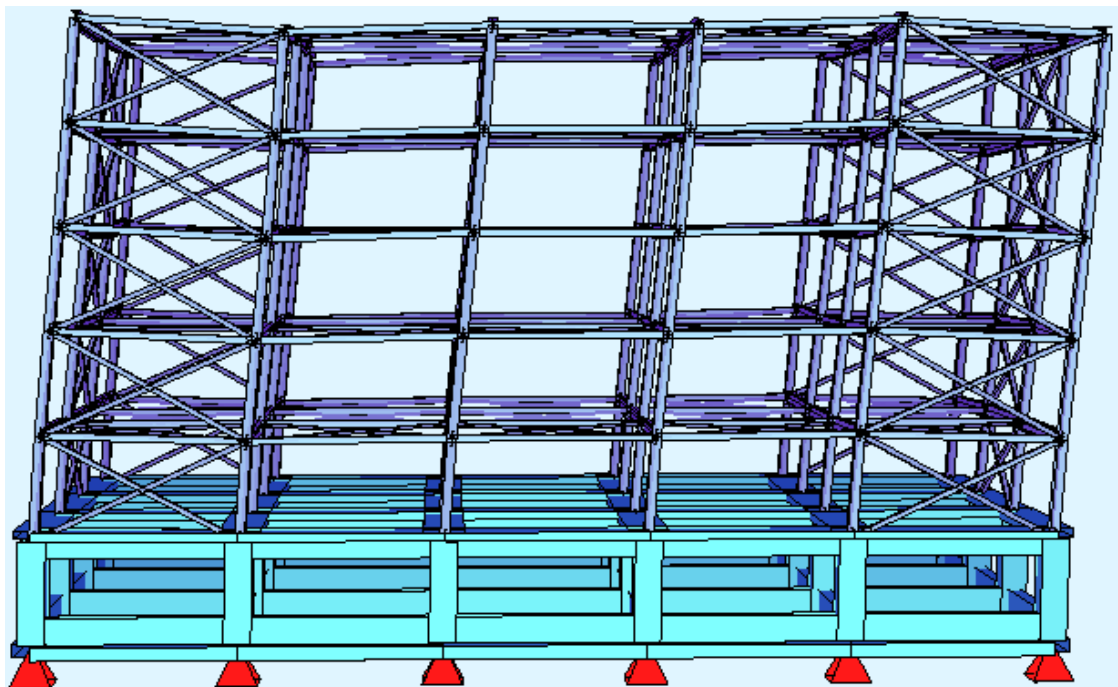
Στο πρόγραμμα ορίστηκαν οι συνιστώσες EX, EY και EZ και εφαρμόστηκε η μέθοδος επαλληλίας CQC. Κατά την επίλυση και διαστασιολόγηση του φορέα ορίστηκαν 20 ιδιομορφές έτσι ώστε το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών να φτάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος. Συνολική ταλαντούμενη μάζα είναι η μάζα πάνω από τη διεπιφάνεια κατασκευής – εδάφους, η οποία υφίσταται ελεύθερη μετατόπιση κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού. Δρώσα ιδιομορφική μάζα είναι το μέρος της συνολικής ταλαντούμενης μάζας που ενεργοποιείται για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Παρουσιάζονται παρακάτω τα αποτελέσματα :

Πίνακας 4.3 : Αποτελέσματα σεισμικής ανάλυσης για κτίριο με συνδέσμους δυσκαμψίας

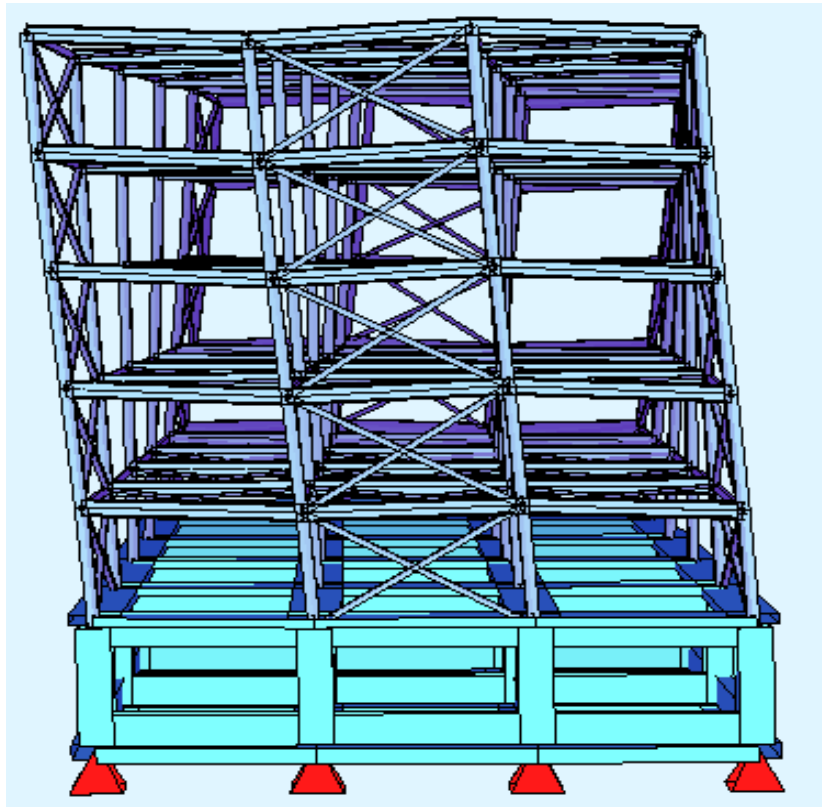
ΙΔΙΟΜΟΡΦΕΣ ΜΕ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ							
No	LC eigenvalue	relativ	omega	frequency	period	damping	
	(1/sec <sup>2</sup> )	error	(1/sec)	(Hertz)	(sec)		
1	1031 1.6944E+02	1.55E-19	13.017	2.072	0.483	0.00000	
2	1032 2.6042E+02	7.46E-19	16.137	2.568	0.389	0.00000	
3	1033 4.4899E+02	1.36E-19	21.189	3.372	0.297	0.00000	
4	1034 9.9584E+02	4.56E-18	31.557	5.022	0.199	0.00000	
5	1035 1.7753E+03	7.28E-18	42.134	6.706	0.149	0.00000	
6	1036 1.7753E+03	7.28E-18	42.134	6.706	0.149	0.00000	
7	1037 1.7753E+03	7.28E-18	42.134	6.706	0.149	0.00000	
8	1038 1.7753E+03	7.28E-18	42.134	6.706	0.149	0.00000	
9	1039 1.7753E+03	7.28E-18	42.134	6.706	0.149	0.00000	
10	1040 1.7753E+03	7.28E-18	42.134	6.706	0.149	0.00000	
11	1041 1.7753E+03	7.28E-18	42.134	6.706	0.149	0.00000	
12	1042 1.7753E+03	7.28E-18	42.134	6.706	0.149	0.00000	
13	1043 1.7753E+03	7.28E-18	42.134	6.706	0.149	0.00000	
14	1044 1.7753E+03	7.28E-18	42.134	6.706	0.149	0.00000	
15	1045 1.7753E+03	7.28E-18	42.134	6.706	0.149	0.00000	
16	1046 1.7753E+03	7.28E-18	42.134	6.706	0.149	0.00000	
17	1047 1.7753E+03	7.28E-18	42.134	6.706	0.149	0.00000	
18	1048 1.7753E+03	7.28E-18	42.134	6.706	0.149	0.00000	
19	1049 1.7753E+03	7.28E-18	42.134	6.706	0.149	0.00000	
20	1050 1.7753E+03	7.28E-18	42.134	6.706	0.149	0.00000	



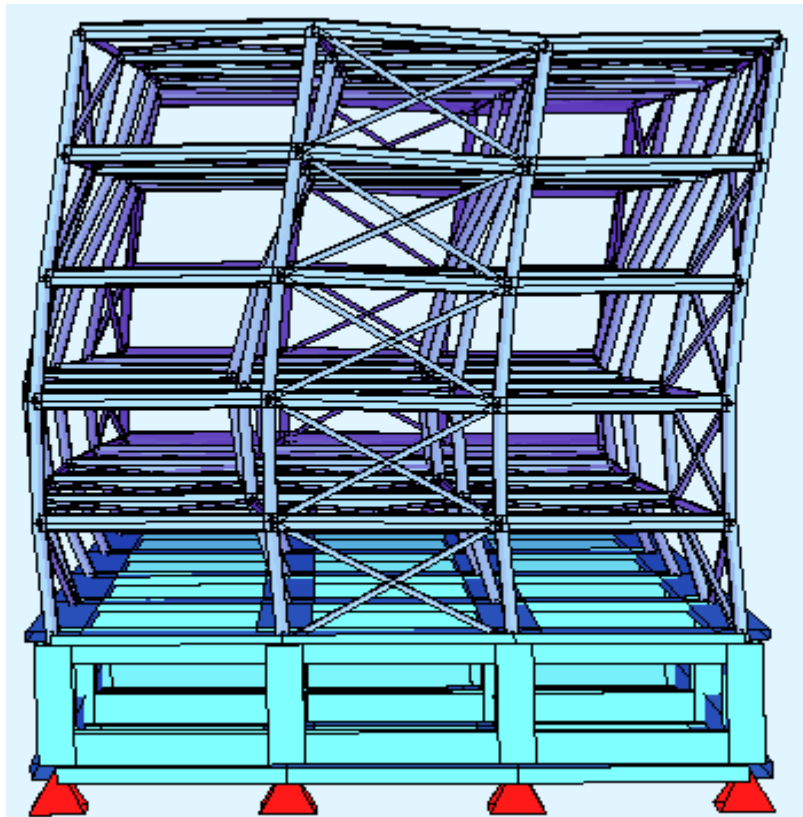
Σχήμα 4.13 : Παραμόρφωση τρισδιάστατου μοντέλου κατά την 1<sup>η</sup> ιδιομορφή



Σχήμα 4.14 : Παραμόρφωση τρισδιάστατου μοντέλου κατά την 2<sup>η</sup> ιδιομορφή



Σχήμα 4.15 : Παραμόρφωση τρισδιάστατου μοντέλου κατά την 3<sup>η</sup> ιδιομορφή

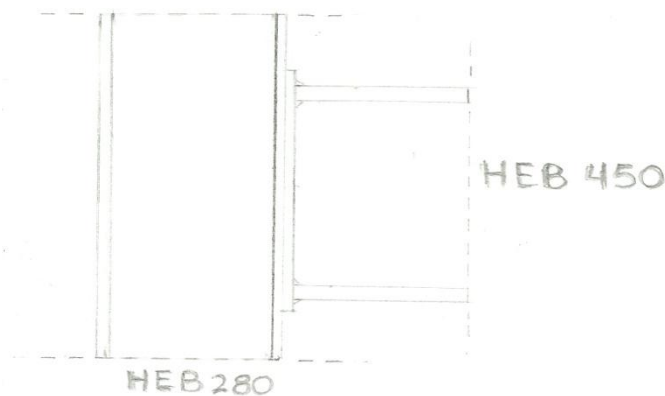


Σχήμα 4.16 : Παραμόρφωση τρισδιάστατου μοντέλου κατά την 4<sup>η</sup> ιδιομορφή

#### 4.5 Έλεγχος κοχλιωτής σύνδεσης δοκού – υποστυλώματος

Οι κόμβοι δοκών-υποστυλωμάτων διαμορφώνονται συνήθως με συγκόλληση ή με κοχλίωση μέσω μετωπικών πλακών. Η συμπεριφορά τους εκφράζεται μέσω της καμπύλης ροπής-στροφής (Μ-φ), όπου η ροπή εκφράζει την εφαρμοζόμενη ροπή στη δοκό και η στροφή τη μεταβολή της γωνίας μεταξύ των συνδεόμενων μελών.

Η ροπή αντοχής του κόμβου  $M_{j,Rd}$  προσδιορίζεται με τη βοήθεια των αντοχών των επιμέρους συστατικών του κόμβου. Για το λόγο αυτό εξετάζονται τρεις χαρακτηριστικές περιοχές, η εφελκυσόμενη, η θλιβόμενη και η διατεμνόμενη περιοχή, των οποίων προσδιορίζεται η αντοχή.



Σχήμα 4.17 : Σύνδεση δοκού-υποστυλώματος

Η σύνδεση του υποστυλώματος διατομής HEB 280 με την κύρια δοκό διατομής HEB 450 ελέγχεται με τα εξής χαρακτηριστικά :

Υποστύλωμα

$$h_c = 280,00mm$$

$$b_{fc} = 280,00mm$$

$$t_{wc} = 10,5mm$$

$$t_{fc} = 18,00mm$$

$$A = 131,40cm^2$$

$$d = 196mm$$

$$W_{pl,y} = 1534cm^3$$

Δοκός

$$h_b = 450,00mm$$

$$b_{fb} = 300,00mm$$

$$t_{wb} = 14,00mm$$

$$t_{fb} = 26,00mm$$

$$A = 218,00cm^2$$

$$d = 344mm$$

$$W_{pl,y} = 3982cm^3$$

Η πορεία υπολογισμού της ροπής σχεδιασμού της κοχλιωτής σύνδεσης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 είναι η εξής :

Προσδιορισμός της αντοχής των βασικών συνιστωσών της σύνδεσης :

- Του κορμού του υποστυλώματος σε διάτμηση και θλίψη
- Του πέλματος και κορμού της δοκού σε θλίψη

Προσδιορισμός των δυνάμεων των κοχλιών, οι οποίες υπολογίζονται με βάση :

- Την αντοχή του υποστυλώματος σε κάμψη
- Την αντοχή της μετωπικής πλάκας σε κάμψη
- Την εφελκυστική αντοχή των κοχλιών

#### Κορμός του υποστυλώματος σε διάτμηση

Η λυγηρότητα του κορμού του υποστυλώματος ικανοποιεί τον περιορισμό :

$$\frac{d}{t_w} < 69\varepsilon \quad (4.33)$$

$$\text{Ισχύει } \frac{d}{t_w} = \frac{196\text{mm}}{10,5\text{mm}} = 18,67 < 69$$

Σε ένα μονόπλευρο κόμβο η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση του μη ενισχυμένου κορμού προσδιορίζεται από τη σχέση :

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{y,wc} \cdot A_{vc}}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} \quad (4.34)$$

Όπου

$A_{vc}$  : η επιφάνεια διάτμησης του υποστυλώματος

$f_{y,wc}$  : το όριο διαρροής

$\gamma_{M0}$  : συντελεστής ασφαλείας υλικού έναντι διαρροής

$$\text{Ισχύει : } A_{vc} = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \quad (4.35)$$

$$A_{vc} = 131,40\text{cm}^2 - 2 \cdot 28\text{cm} \cdot 1,8\text{cm} + (1,05\text{cm} + 2 \cdot 2,4\text{cm}) \cdot 1,8\text{cm} = 41,13\text{cm}^2$$

Επομένως η αντοχή σε διάτμηση είναι :

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \cdot 23,5\text{kN/cm}^2 \cdot 41,13\text{cm}^2}{\sqrt{3}} = 502,24\text{kN}$$

#### Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη

Η αντοχή σχεδιασμού σε εγκάρσια θλίψη του μη ενισχυμένου κορμού υποστυλώματος προσδιορίζεται από τις σχέσεις :

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot b_{eff,cwc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad \text{και} \quad F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot \rho \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} \quad (4.36)$$

$\omega$  : μειωτικός συντελεστής για την αλληλεπίδραση με διάτμηση που εξαρτάται από την παράμετρο μετασχηματισμού  $\beta$  (βλ. Σχήμα 4.18)

Παράμετρος μετασχηματισμού β (Πίνακας 5.15)	Μειωτικός συντελεστής ω
$0 \leq \beta \leq 0,5$	$\omega = 1$
$0,5 < \beta < 1$	$\omega = \omega_1 + 2(1 - \beta)(1 - \omega_1)$
$\beta = 1$	$\omega = \omega_1$
$1 < \beta < 2$	$\omega = \omega_1 + (\beta - 1)(\omega_2 - \omega_1)$
$\beta = 2$	$\omega = \omega_2$
$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1+1,3(b_{eff,c,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}}$	$\omega_2 = \frac{1}{\sqrt{1+5,2(b_{eff,c,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}}$
$A_{vc}$ = επιφάνεια διάτμησης του υποστυλώματος	

Σχήμα 4.18 : Μειωτικός συντελεστής ω για την αλληλεπίδραση με διάτμηση

$$\omega = \omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1+1,3\left(\frac{t_{wc} \cdot b_{eff,c,wc}}{A_{vc}}\right)^2}} \quad (4.37)$$

$k_{wc}$  : μειωτικός συντελεστής ( στην παρούσα εφαρμογή  $k_{wc} = 1,00$  )

$\rho$  : μειωτικός συντελεστής για το λυγισμό του ελάσματος, ο οποίος εξαρτάται από τη λυγηρότητα του ελάσματος

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_p + s_p + 5(t_{fc} + r_c) \quad (4.38)$$

$$s_p = 2 \cdot t_p \quad (4.39)$$

$$b_{eff,c,wc} = 2,60 + 2\sqrt{2} \cdot 0,6 + 2 \cdot 2 + 5 \cdot (1,8 + 2,4) = 29,297 \text{ cm}$$

$$\omega = \omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1+1,3\left(\frac{1,05 \cdot 29,297}{41,13}\right)^2}} = 0,761$$

Ο μειωτικός συντελεστής για την κύρτωση του υποστυλώματος υπολογίζεται ως εξής :

- για  $\bar{\lambda}_p \leq 0,72 \rightarrow \rho = 1,00$
- για  $\lambda_p > 0,72 \rightarrow \rho = \frac{(\bar{\lambda}_p - 0,2)}{\bar{\lambda}_p^2}$

όπου  $\bar{\lambda}_p$  είναι η λυγηρότητα του κορμού του υποστυλώματος και υπολογίζεται ως εξής :

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \cdot \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} \cdot d_{wc} \cdot f_{y,wc}}{E \cdot t_{wc}^2}} \quad (4.40)$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \cdot \sqrt{\frac{29,297 \cdot 19,6 \cdot 23,5}{21000 \cdot 1,05}} = 0,729 > 0,72$$



$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,2}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{0,729 - 0,2}{0,729^2} = 0,9954 < 1,00$$

Συνεπώς η αντοχή του κορμού σε θλίψη, σύμφωνα με τη σχέση (4.36) είναι

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{0,761 \cdot 0,9954 \cdot 29,297 \cdot 1,05 \cdot 23,5}{1,00} = 547,60kN$$

#### Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη

Η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη του πέλματος δοκού και της παρακείμενης θλιβόμενης ζώνης του κορμού της, δίνεται από την παρακάτω σχέση :

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h_b - t_{fb}} \quad (4.41)$$

όπου

$h_b$  : το ύψος της συνδεόμενης δοκού

$M_{c,Rd}$  : η αντοχή σχεδιασμού σε ροπή της διατομής της δοκού

$t_{fb}$  : το πάχος πέλματος της συνδεόμενης δοκού

Η αντοχή σχεδιασμού σε ροπή της δοκού για διατομές κατηγορίας 1 είναι :

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y,b} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3982cm^3 \cdot 23,5kN/cm^2}{1,00} = 93577kNcm = 935,77kNm$$

Η αριθμητική αντικατάσταση στη σχέση (4.41) μας δίνει :

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{93577kNcm}{45cm - 1,8cm} = 2166,13kN$$

#### Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη

- Άνω, 1<sup>η</sup> σειρά κοχλιών

$e_1 = 30mm$  (κατακόρυφη απόσταση από το άνω άκρο του πέλματος)

$e = 40mm$  (οριζόντια απόσταση του κοχλία από το άκρο της πλάκας)

$p = 75mm$

$$m = \frac{w - t_{wc}}{2} - 0,8r_c \quad (4.42)$$

$$m = \frac{260 - 10,5}{2} - 0,8 \cdot 24 = 105,55mm$$

$$n = \min \{e_{\min}; 1,25 \cdot m\} \quad (4.43)$$

$$n = \min \{40mm; 1,25 \cdot 105,55mm\} = 40mm$$

Ενεργό μήκος για μεμονωμένη σειρά κοχλιών

Κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,cp} = \min \{2\pi m; \pi m + 2e_1\} \quad (4.44)$$

$$l_{eff,cp} = \min \{2\pi \cdot 105,55; \pi \cdot 105,55 + 2 \cdot 30\} = \min \{663,19mm; 391,60mm\} = 391,60mm$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,nc} = \min \{4 \cdot m + 1,25e; 2 \cdot m + 0,625 \cdot e + e_1\} \quad (4.45)$$

$$l_{eff,nc} = \min \{4 \cdot 105,55 + 1,25 \cdot 40; 2 \cdot 105,55 + 0,625 \cdot 40 + 30\} = 266,1mm$$

**Μηχανισμός 1**

$$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 266,1mm \text{ αλλά θα πρέπει } l_{eff,1} \leq l_{eff,cp} = 391,60mm$$

$$\text{Άρα } l_{eff,1} = 266,1mm$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 1 είναι :

$$M_{pl,Rd} = 0,25 \frac{\sum l_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.46)$$

$$M_{pl,Rd} = 0,25 \frac{26,61 \cdot 1,8^2 \cdot 23,5}{1,00} = 506,52kNcm$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 1 (πλήρης διαρροή του πέλματος ) είναι :

$$F_{T1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} \quad (4.47)$$

$$F_{T1,Rd} = \frac{4 \cdot 506,52}{10,555} = 191,95kN$$

**Μηχανισμός 2**

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 266,1mm$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 2 είναι :

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \frac{\sum l_{eff,2} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \frac{26,61 \cdot 1,8^2 \cdot 23,5}{1,00} = 506,52kNcm$$

Η αντοχή ενός κοχλία σε εφελκυσμό

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} \quad (4.48)$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,90 \cdot 2,45 \cdot 80}{1,25} = 141,12kN$$

όπου  $A_s$  η ενεργός διατομή του κοχλία για M20 και  $k_2 = 0,90$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 2 ( αστοχία κοχλία με διαρροή του πέλματος ) είναι :

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2Rd} + n \cdot \sum F_{t,Rd}}{m + n} \quad (4.49)$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \cdot 506,52 + 4 \cdot 2 \cdot 141,12}{10,555 + 4} = 147,17kN$$

### Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 3 ( αστοχία κοχλία ) είναι :

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} \quad (4.50)$$

$$F_{T,3,Rd} = 2 \cdot 141,12 = 281,24kN$$

Αντοχή του βραχέως T του υποστυλώματος της πρώτης σειράς κοχλιών είναι :

$$F_{T,Rd} = \min \{ F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd} \} \quad (4.51)$$

$$F_{T,Rd} = \min \{ 191,95; 147,17; 281,24 \} = 147,17kN$$

- Ενδιάμεση, 2<sup>η</sup> σειρά κοχλιών

Ενεργό μήκος (μεμονωμένοι κοχλίες)

Κυκλικές μορφές αστοχίας :  $l_{eff,cp} = 2 \cdot \pi \cdot m = 663,19mm$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας :

$l_{eff,nc} = 4 \cdot m + 1,25 \cdot e = 4 \cdot 105,55 + 1,25 \cdot 40 = 472,20mm$

### Μηχανισμός 1

$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 472,20mm$  αλλά θα πρέπει  $l_{eff,nc} \leq l_{eff,cp} = 663,19mm$

Άρα  $l_{eff,1} = 472,20mm$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 1 είναι :

$$M_{pl,Rd} = 0,25 \frac{\sum l_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl,Rd} = 0,25 \frac{47,22 \cdot 1,8^2 \cdot 23,5}{1,00} = 898,83kNcm$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 1 (πλήρης διαρροή του πέλματος) είναι :

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 898,83kNcm}{10,555cm} = 340,63kN$$

### Μηχανισμός 2

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 472,20mm$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 2 είναι :

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \frac{\sum l_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 898,83kNcm$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 2 (αστοχία κοχλία με διαρροή του πέλματος) είναι :

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,Rd} + n \cdot \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \cdot 898,83 + 4 \cdot 2 \cdot 141,12}{10,555 + 4} = 201,07kN$$

### Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 3 (αστοχία κοχλία) είναι :

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \cdot 141,12 = 282,24kN$$

Αντοχή του βραχέως T του υποστυλώματος της δεύτερης σειράς κοχλιών είναι :

$$F_{T,Rd} = \min \{ F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd} \} = \min \{ 340,63; 201,07; 282,24 \} = 201,07kN$$

- 1<sup>η</sup> και 2<sup>η</sup> σειρά κοχλιών :

$p = 75mm$  (το κατακόρυφο συνεργαζόμενο πλάτος για την 1<sup>η</sup> σειρά κοχλιών)

$p = \frac{75}{2} + \frac{220}{2} = 147,5mm$  (το κατακόρυφο συνεργαζόμενο πλάτος για την 2<sup>η</sup> σειρά κοχλιών)

#### Ενεργό μήκος για ομάδα κοχλιών

Ακραία σειρά κοχλιών :

Κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,cp} = \min \{ \pi \cdot m + p; 2e_1 + p \} = \min \{ \pi \cdot 105,55 + 75; 2 \cdot 30 + 75 \}$$

$$l_{eff,cp} = 135mm$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,nc} = \min \{ 2 \cdot m + 0,625 \cdot e + 0,5 \cdot p; e_1 + 0,5 \cdot p \}$$

$$l_{eff,nc} = 67,5mm$$

Εσωτερική σειρά κοχλιών :

Κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,cp} = 2 \cdot p = 2 \cdot 147,5 = 295mm$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,nc} = p = 147,5mm$$

### Μηχανισμός 1

$$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc} = 67,5 + 147,5 = 215mm$$

$$\sum l_{eff,cp} = 135mm + 295mm = 430mm$$

Ισχύει ότι  $\sum l_{eff,nc} = 215mm < \sum l_{eff,cp} = 430mm$

$$\text{άρα } \sum l_{eff,1} = 215mm$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 1 είναι :

$$M_{pl,Rd} = 0,25 \frac{\sum l_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 409,25kNcm$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 1 (πλήρης διαρροή του πέλματος) είναι :

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 409,25}{10,555} = 155,09kN$$

### Μηχανισμός 2

$$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc} = 215mm$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 2 είναι :

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \frac{\sum l_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 409,25kNcm$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 2 (αστοχία κοχλία με διαρροή του πέλματος) είναι :

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \cdot 409,25 + 4 \cdot 2 \cdot 141,12}{10,555 + 4} = 133,80kN$$

### Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 3 (αστοχία κοχλία) είναι :

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 4 \cdot 141,12 = 564,48kN$$

Αντοχή του βραχέως T του υποστυλώματος της πρώτης σειράς κοχλιών είναι :

$$F_{T,Rd} = \min \{ F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd} \} = \min \{ 155,09; 133,80; 564,48 \} = 133,80kN$$

### Μετωπική πλάκα σε κάμψη

$e_x = 30mm$  ( η κατακόρυφη απόσταση του κοχλία από το άνω άκρο της πλάκας )

$p = 75mm$  ( η κατακόρυφη απόσταση των κοχλιών )

$e = 40mm$  ( η οριζόντια απόσταση του κοχλία από το άκρο της πλάκας )

$w = 260mm$  ( η οριζόντια απόσταση των κοχλιών )

$b_p = 340mm$  ( το πλάτος της μετωπικής πλάκας )

$m_x = 40mm - 0,8 \cdot 6mm \cdot \sqrt{2} = 33,2mm$  ( η κατακόρυφη απόσταση κοχλία – άνω πέλματος δοκού )

$n = 30mm$

- Άνω πρώτη σειρά κοχλιών ( ακραία σειρά )

Ενεργό μήκος ( μεμονωμένοι κοχλίες εκτός εφελκυσμένου πέλματος δοκου )

Κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,cp} = 113,20mm$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,nc} = 125,15mm$$

### Μηχανισμός 1

$$l_{eff,1} = 113,20mm$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 1 είναι :

$$M_{pl,2,Rd} = 215,47kNcm$$

Η αντοχή για την μορφή αστοχίας, σύμφωνα με τον μηχανισμό 1 (πλήρης διαρροή του πέλματος) είναι :

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 215,47}{3,32} = 259,60kN$$

### Μηχανισμός 2

$$l_{eff,2} = 125,15mm$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 2 είναι :

$$M_{pl,2,Rd} = 238,41kNcm$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 2 (αστοχία κοχλία με διαρροή πέλματος) είναι :

$$F_{T,2,Rd} = 164,76kN$$

### Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 3 (αστοχία κοχλία) είναι :

$$F_{T,3,Rd} = 2 \cdot 141,12kN = 282,24kN$$

Αντοχή του βραχέως T του υποστυλώματος της πρώτης σειράς κοχλιών είναι :

$$F_{T,Rd} = \min \{259,60; 164,76; 282,24\} = 164,76kN$$

- Δεύτερη σειρά κοχλιών ( κάτω από το εφελκούμενο πέλμα )

$$m = \frac{w - t_{wb}}{2} - 0,8 \cdot a_{wb} \sqrt{2} = \frac{260 - 10,5}{2} - 0,8 \cdot 3 \sqrt{2} = 121,36mm$$

$$m_2 = 75 - 40 - 13,5 - 0,8 \cdot 6 \cdot \sqrt{2} = 14,71mm$$

$$\lambda_1 = \frac{m}{m + e} = \frac{121,36}{121,36 + 40} = 0,752$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_2 + e} = \frac{14,71}{14,71 + 40} = 0,268$$

Για αυτές τις τιμές των  $\lambda_1$  και  $\lambda_2$  προκύπτει  $\alpha = 5,5$

$$n = \min \{e_{\min}; 1,25 \cdot m\} = 30mm$$

Ενεργό μήκος (μεμονωμένοι κοχλίες)

$$\text{Κυκλικές μορφές : } l_{eff,cp} = 2 \cdot \pi \cdot m = 762,53mm$$

$$\text{Μη κυκλικές μορφές : } l_{eff,nc} = a \cdot m = 667,48mm$$

### Μηχανισμός 1

$$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 667,48mm$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 1 είναι :

$$M_{pl,Rd} = 0,25 \frac{\sum l_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \frac{66,75 \cdot 1,8^2 \cdot 23,5}{1,00} = 1270,59 kNcm$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 1 (πλήρης διαρροή του πέλματος) είναι :

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 1270,59}{12,14} = 418,65 kN$$

### Μηχανισμός 2

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 667,48 mm$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 2 είναι :

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \frac{\sum l_{eff,2} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1270,55 kNcm$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 2 (αστοχία κοχλία με διαρροή του πέλματος) είναι :

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \cdot 1270,55 + 4 \cdot 2 \cdot 141,12}{12,14 + 3} = 242,41 kN$$

### Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 3 (αστοχία κοχλία) είναι:

$$F_{T,3,Rd} = 2 \cdot 141,12 kN = 282,24 kN$$

Αντοχή του βραχέως T του υποστυλώματος της δεύτερης σειράς κοχλιών είναι :

$$F_{T,Rd} = \min \{ F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd} \} = 242,41 kN$$

- Πρώτη και δεύτερη σειρά κοχλιών

Η πρώτη και δεύτερη σειρά κοχλιών δεν θεωρούνται ομάδα κοχλιών για την μετωπική πλάκα

- Τρίτη σειρά κοχλιών (κάτω από το εφελκόμενο πέλμα)

Η τρίτη σειρά κοχλιών θεωρούμε ότι δεν εφελκείται επειδή βρίσκεται πολύ κοντά στο θλιβόμενο πέλμα, γι αυτό και δεν υπολογίζουμε την αντοχή, αφού η δύναμη που παίρνει είναι πολύ μικρή.

### Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκισμό

Η αντοχή σχεδιασμού σε εγκάρσιο εφελκισμό του υποστυλώματος υπολογίζεται από την σχέση :

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot b_{eff,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad (4.52)$$

Για μια κοχλιωτή σύνδεση το πλάτος  $b_{eff,wc}$  του κορμού του υποστυλώματος σε εφελκισμό πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το ενεργό μήκος ενός ισοδύναμου βραχέως ταυ που αντιστοιχεί στο πέλμα του υποστυλώματος. Έτσι :

1. Για την 1<sup>η</sup> σειρά κοχλιών  $b_{eff,wc} = l_{eff,nc} = 113,20 mm$

2. Για την 2<sup>η</sup> σειρά κοχλιών  $b_{eff,wc} = 450,19mm$

3. Για την 1<sup>η</sup> και 2<sup>η</sup> σειρά κοχλιών

$$b_{eff,wc} = l_{eff,nc,1σειρά} + l_{eff,nc,2σειρά} = 67,5 + 112,5 = 180mm$$

Επομένως :

α) για την 1<sup>η</sup> σειρά κοχλιών :

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{0,805 \cdot 11,32 \cdot 1,35 \cdot 23,5}{1,00} = 289,097kN$$

β) για την 2<sup>η</sup> σειρά κοχλιών :

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{0,805 \cdot 45,019 \cdot 1,35 \cdot 23,5}{1,00} = 1149,72kN$$

γ) για την 1<sup>η</sup> και 2<sup>η</sup> σειρά κοχλιών :

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{0,805 \cdot 18 \cdot 1,35 \cdot 23,5}{1,00} = 459,69kN$$

### Κορμός δοκού σε εφελκυσμό

Σε μια κοχλιωτή σύνδεση με μετωπική πλάκα, η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό του κορμού της δοκού πρέπει να υπολογίζεται από τη σχέση :

$$F_{t,wb,Rd} = \frac{b_{eff,wb} \cdot t_{wb} \cdot f_{y,wb}}{\gamma_{M0}} \quad (4.53)$$

Το ενεργό πλάτος της δοκού  $b_{eff,wb}$  σε εφελκυσμό πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το ενεργό μήκος ενός ισοδύναμου βραχέως ταυ που αντιστοιχεί στη μετωπική πλάκα σε κάμψη, για μια μεμονωμένη σειρά κοχλιών ή μια ομάδα κοχλιών. Μόνο η δεύτερη σειρά κοχλιών εφελκύει τον κορμό της δοκού, επομένως :

$$b_{eff,t,wb} = l_{eff,nc} = 696,61mm$$

$$F_{t,wb,Rd} = \frac{b_{eff,t,wb} \cdot t_{wb} \cdot f_{y,wb}}{\gamma_{M0}} = \frac{69,66 \cdot 1,4 \cdot 23,5}{1,00} = 2291,81kN$$

$$M_{B,Rd} = \sum h_r F_{tr,Rd} = F_{1,Rd} \cdot h_1 + F_{2,Rd} \cdot h_2 = 147,17 \cdot 0,343m + 201,07 \cdot 0,268m = 104,37kNm$$

### Ροπή αντοχής σχεδιασμού της σύνδεσης

Η απόσταση της πρώτης σειράς κοχλιών από κοκέντρο θλίψης (κάτω πέλμα της δοκού) είναι :

$$h_1 = 420 - 30 - 20 - \frac{13,5}{2} = 343,25mm$$

Ενώ η απόσταση της δεύτερης σειράς κοχλιών από το κέντρο θλίψης είναι :

$$h_2 = 345,25 - 75 = 268,25mm$$

Η ροπή αντοχής του κόμβου με βάση την αντοχή της εφελκυσμένης ζώνης, δίνεται :



$$M_{B,Rd} = \sum h_r F_{tr,Rd} = F_{1,Rd} \cdot h_1 + F_{2,Rd} \cdot h_2 = 230kNm$$

Επειδή ισχύει  $M_{B,Rd} = 230kNm > M_{Ed} = 146,3kNm$  ( από στατική επίλυση με το Sofistik ), η σύνδεση είναι ολικής αντοχής.

### Τέμνουσα σχεδιασμού της σύνδεσης

#### Έλεγχος αποστάσεων

##### Ελάχιστες αποστάσεις

$$\min e_1 = \min e_2 = 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 22 = 26mm < e_2 = 30mm$$

$$\min p_1 = 2,2 \cdot d_0 = 48mm < p_1 = 75mm$$

$$\min p_2 = 2,4 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 22 = 48mm < p_2 = 75mm$$

##### Μέγιστες αποστάσεις

$$\max e_1 = 40mm + 4t = 40 + 4 \cdot 20mm = 120mm > e_2 = 30mm$$

$$\max p_1 = \max p_2 = \min \{14t; 200\} = \min \{14 \cdot 20; 200\} = 200mm > p_1 = p_2 = 75mm$$

Η κοχλίωση είναι τύπου A.

Το σπείρωμα θεωρείται εντός του επιπέδου διάτμησης.

$$F_{v,Rd} = \frac{a_v \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} \quad (4.54)$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot 2,45cm^2 \cdot 80kN/cm^2}{1,25} = 94kN$$

Για τον υπολογισμό σε σύνθλιψη άντυγας ισχύει :

$$k_1 = \min \left( 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7 \right) = \min \left( 2,8 \frac{30}{22} - 1,7; 2,5; 1,4 \frac{75}{22} - 1,7 \right)$$

$$k_1 = \min(2,11; 2,5; 3,07) = 2,11$$

$$a_b = \min \left( \frac{f_{ub}}{f_u}; \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; 1 \right) = \min \left( \frac{80}{43}; \frac{30}{3 \cdot 22}; \frac{75}{3 \cdot 22} - \frac{1}{4}; 1 \right)$$

$$a_b = \min(1,95; 0,45; 0,88; 1) = 0,45$$

$$t = \min(20; 12,5) = 12,5mm$$

Η συνολική αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας είναι :

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (4.55)$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,11 \cdot 0,45 \cdot 36 \cdot 2,0 \cdot 1,25}{1,25} = 68,36kN$$

$$\text{Άρα } \min(F_{b,Rd}; F_{v,Rd}) = \min(68,36; 94) = 68,36kN$$

$$\text{Και για μια σειρά κοχλιών (2 κοχλίες) : } F_{v,Rd} = 2 \cdot 68,36kN = 136,72kN$$

Η μειωμένη διατμητική αντοχή των κοχλιών υπό εφελκυσμό και διάτμηση δίνεται από τη σχέση :

$$F_{s,Rd} = F_{v,Rd} \left( 1 - \frac{F_{t,sd}}{1,4F_{t,Rd}} \right) \quad (4.56)$$

$$1^{\text{η}} \text{ σειρά κοχλιών : } F_{s,Rd} = 136,72 \left( 1 - \frac{241,78}{1,4 \cdot 281,24} \right) = 52,76kN$$

$$2^{\text{η}} \text{ σειρά κοχλιών : } F_{s,Rd} = 136,72 \left( 1 - \frac{282,24}{1,4 \cdot 281,24} \right) = 38,72kN$$

$$3^{\text{η}} \text{ σειρά κοχλιών : } F_{s,Rd} = 136,72 \left( 1 - \frac{253,63}{1,4 \cdot 281,24} \right) = 48,65kN$$

Τέμνουσα σχεδιασμού της σύνδεσης :

$$V_{Rd} = 140,13kN$$

Ισχύει  $V_{Rd} = 140,13kN > V_{Ed} = 88,5kN$  το οποίο σημαίνει πως η σύνδεση μπορεί να παραλάβει την εξωτερική δρώσα τέμνουσα στον κόμβο.

#### Έλεγχος συγκόλλησης δοκού-υποστυλώματος

*Εντατικά μεγέθη*

$$\text{Τέμνουσα δύναμη : } V_{Ed} = 88,5kN$$

$$\text{Καμπτική ροπή : } M_{Ed} = 146,30kNm$$

*Ροπές αδράνειας της συγκόλλησης*

Η ροπή αδράνειας της συγκόλλησης κατά τον άξονα γ :

$$I_y = 2 \cdot \frac{1}{12} \cdot a_w \cdot d_b^3 + 2 \cdot a_f \cdot b \cdot \left( \frac{h}{2} \right)^2 + 2 \cdot a_f \cdot (b - t_{wb} - 2r_b) \cdot \left( \frac{h}{2} - t_{fb} \right)^2$$

$$I_y = 2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 0,3 \cdot 19,6^3 + 2 \cdot 0,5 \cdot 28 \cdot \left( \frac{28}{2} \right)^2 + 2 \cdot 0,5 \cdot (28 - 1,05 - 2 \cdot 2,4) \cdot \left( \frac{28}{2} - 1,8 \right)^2$$

$$I_y = 9161,283cm^4$$

*Έλεγχος συγκολλήσεων*

Η συγκόλληση καταπονείται από ορθές τάσεις λόγω καμπτικής ροπής  $M_{Ed}$  και από διατμητικές τάσεις λόγω τέμνουσας  $V_{Ed}$ . Τα ακραία σημεία της συγκόλλησης είναι εκείνα που καταπονούνται περισσότερο και σε αυτά θα επικεντρωθεί ο έλεγχος.

*Έλεγχος πάχους συγκόλλησης*

$$t_{\min} = \min(12,5;15) = 12,5mm$$

$$\text{Πάχος συγκόλλησης κορμού } a_w = 3mm < 0,70 \cdot t_{\min} = 0,70 \cdot 1,25cm = 0,875cm$$

$$\text{Πάχος συγκόλλησης πέλματος } a_f = 5mm < 0,70 \cdot t_{\min} = 0,70 \cdot 1,25cm = 0,875cm$$

*Διατμητική τάση στη συγκόλληση*

Η ορθή τάση που οφείλεται στην καμπτική ροπή  $M_{b,Ed}$  στο σημείο 1 (κορμός) και 2 (πέλμα) αντίστοιχα είναι :

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \quad (4.57)$$

$$\tau_{Ed} = \frac{88,5}{2 \cdot 26,1 \cdot 0,3} = 5,65 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

*Ορθή τάση στη συγκόλληση*

Η ορθή τάση που οφείλεται στην καμπτική ροπή  $M_{b,Ed}$  στο σημείο 1 (κορμός) και 2 (πέλμα) αντίστοιχα είναι :

$$\sigma_{καθ,1} = \frac{M_{Ed}}{2 \cdot I} \cdot d_b = \frac{14630}{2 \cdot 9161,28} \cdot 19,6 = 15,65 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (4.58)$$

$$\sigma_{καθ,2} = \frac{M_{Ed}}{2 \cdot I} \cdot h_b = \frac{14630 \text{ kNcm}}{2 \cdot 9161,28 \text{ cm}^4} \cdot 28 \text{ cm} = 22,36 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (4.59)$$

*Αντοχή συγκολλήσεων*

Η συνισταμένη τάση στη συγκόλληση είναι :

$$\sigma_{\max} = \sigma_{καθ,2} = 22,36 \text{ kN} / \text{cm}^2 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{36 \text{ kN} / \text{cm}^2}{1,25} = 28,8 \text{ kN} / \text{cm}^2 \quad (4.60)$$

$$\sqrt{(\sigma_{καθ})^2 + (\tau_{Ed})^2} = \sqrt{(22,36)^2 + (5,65)^2} = 23,06 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 23,36 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

## 4.6 Οπλισμοί θεμελίωσης

Η διαμόρφωση του υπογείου γίνεται με στοιχεία από ωπλισμένο σκυρόδεμα κατά EC2. Οι οπλισμοί προέκυψαν από το Sofistik διακρίνονται παρακάτω :

LONGITUDINAL REINFORCEMENTS (OPLISH DIATOMWN APO SKYRODEMA KATA EC2)

Beam	x[m]	NS	mue	As-Sum	Lay-0&5	Lay-1&6	Lay-2&7	Lay-3&8	Lay-4&9
		[-]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]
1016	0.000	7	0.61	39.3	9.7T	10.5T	19.1T		
1016	3.000	7	0.38	24.3	10.5T	9.6T	4.2T		
1017	0.000	7	0.61	38.8	9.9T	10.4T	18.5T		
1017	3.000	7	0.45	28.7	10.4T	9.9T	8.4T		
1018	0.000	7	0.53	33.8	21.9T	10.3T	1.7T		
1018	3.000	7	0.72	45.8	18.2T	10.0T	17.6T		
1019	0.000	7	0.88	56.4	12.3T	14.2T	29.8T		
1019	3.000	7	0.58	36.9	10.0T	10.0T	16.9T		
1020	0.000	7	0.71	45.5	9.5T	9.5T	26.5T		
1020	3.000	7	0.71	45.1	9.5T	10.0T	25.6T		
1021	0.000	7	0.70	44.8	15.1T	10.6T	19.1T		
1021	3.000	7	0.61	39.3	10.7T	9.6T	19.0T		
1022	0.000	7	0.60	38.3	9.5T	9.7T	19.1T		
1022	3.000	7	0.70	44.7	16.0T	9.5T	19.2T		
1023	0.000	7	0.90	57.9	17.3T	12.8T	27.9T		
1023	3.000	7	0.86	54.8	18.8T	9.5T	26.4T		

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΓΡΑΦΕΙΩΝ ΜΕ ΚΑΙ ΧΩΡΙΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

1024	0.000	7	0.87	55.6	12.1T	18.1T	25.5T	
1024	3.000	7	0.67	43.0	10.6T	10.6T	21.8T	
7001	0.000	9	0.11	9.0	3.4T	4.1T	1.3T	0.1T
7001	6.000	9	0.09	7.2	1.9T	4.2T	1.0T	0.1T
7002	0.000	9	0.07	5.4	1.2T	3.5T	0.6T	0.0T
7002	6.000	9	0.07	5.7	1.5T	3.5T	0.6T	0.1T
7003	0.000	9	0.07	5.5	1.5T	3.7T	0.3T	
7003	6.000	9	0.07	5.3	1.4T	3.6T	0.3T	0.0T
7004	0.000	9	0.07	5.3	1.3T	3.5T	0.5T	0.0T
7004	6.000	9	0.07	5.3	1.2T	3.7T	0.4T	0.0T
7005	0.000	9	0.09	7.6	2.0T	4.1T	1.4T	0.1T
7005	6.000	9	0.11	9.1	3.5T	4.3T	1.2T	0.1T
7006	0.000	9	0.04	3.3	0.9T	2.0T	0.4T	0.1T
7006	6.000	9	0.04	3.3	0.1T	2.5T	0.7T	0.1T
7007	0.000	9	0.03	2.7	0.0T	2.0T	0.6T	0.0T
7007	6.000	9	0.03	2.7	0.0T	2.1T	0.6T	0.0T
7008	0.000	9	0.03	2.6		2.0T	0.6T	
7008	6.000	9	0.03	2.5		1.9T	0.6T	
7009	0.000	9	0.03	2.6	0.0T	2.0T	0.5T	0.0T
7009	6.000	9	0.04	3.0	0.0T	2.2T	0.7T	0.0T
7010	0.000	9	0.05	3.8	0.3T	2.8T	0.7T	0.1T
7010	6.000	9	0.05	4.0	1.1T	2.4T	0.4T	0.1T
7011	0.000	9	0.04	3.2	0.8T	2.0T	0.3T	0.1T
7011	6.000	9	0.04	3.1	0.1T	2.6T	0.4T	0.1T
7012	0.000	9	0.03	2.7	0.0T	2.2T	0.4T	0.0T
7012	6.000	9	0.03	2.6	0.0T	1.9T	0.6T	0.0T
7013	0.000	9	0.03	2.4	0.0T	1.9T	0.5T	
7013	6.000	9	0.03	2.5		1.9T	0.5T	
7014	0.000	9	0.03	2.6		2.0T	0.5T	
7014	6.000	9	0.03	2.7		2.1T	0.5T	
7015	0.000	9	0.04	3.0	0.1T	2.7T	0.2T	0.1T
7015	6.000	9	0.04	3.4	0.9T	2.1T	0.4T	0.1T
7016	0.000	9	0.11	9.1	3.5T	4.2T	1.2T	0.1T
7016	6.000	9	0.09	7.5	2.0T	4.2T	1.2T	0.1T
7017	0.000	9	0.07	5.6	1.3T	3.5T	0.7T	0.0T
7017	6.000	9	0.07	5.8	1.4T	3.3T	1.0T	0.1T
7018	0.000	9	0.07	5.4	1.4T	3.6T	0.4T	0.0T
7018	6.000	9	0.07	5.4	1.3T	3.5T	0.5T	0.1T
7019	0.000	9	0.07	5.3	1.3T	3.6T	0.4T	0.0T
7019	6.000	9	0.07	5.5	1.4T	3.7T	0.4T	0.0T
7020	0.000	9	0.09	7.3	2.0T	4.3T	0.9T	0.1T
7020	6.000	9	0.11	8.9	3.4T	4.1T	1.3T	0.1T
8001	0.000	8	0.28	14.8	3.3T	5.1T	3.8T	2.5T
8001	6.000	8	0.23	11.8	1.2T	4.9T	3.9T	1.8T
8002	0.000	8	0.20	10.4	3.3T	3.7T	1.4T	2.0T
8002	6.000	8	0.19	9.6	3.2T	3.5T	1.3T	1.7T
8003	0.000	8	0.14	7.4	1.7T	4.8T	0.2T	0.7T
8003	6.000	8	0.14	7.1	1.7T	4.7T	0.1T	0.6T
8004	0.000	8	0.16	8.4	3.5T	3.5T	0.5T	0.9T
8004	6.000	8	0.23	11.9	3.6T	5.1T	1.6T	1.7T
8005	0.000	8	0.21	10.9	0.9T	4.8T	4.4T	0.7T
8005	6.000	8	0.29	15.2	3.4T	5.4T	3.6T	2.7T
8006	0.000	8	0.17	8.7	0.1T	4.9T	2.5T	1.1T
8006	6.000	8	0.14	7.2	0.1T	5.2T	0.5T	1.4T
8007	0.000	8	0.09	4.6	0.3T	3.7T	0.1T	0.5T
8007	6.000	8	0.10	5.2		3.6T	1.1T	0.5T
8008	0.000	8	0.09	4.8	0.0T	3.8T	0.4T	0.6T
8008	6.000	8	0.08	4.3		3.5T	0.1T	0.8T
8009	0.000	8	0.09	4.6	0.1T	3.4T	0.1T	1.0T
8009	6.000	8	0.09	4.9	0.3T	3.7T	0.1T	0.8T
8010	0.000	8	0.15	7.9	0.1T	5.2T	1.1T	1.5T

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΓΡΑΦΕΙΩΝ ΜΕ ΚΑΙ ΧΩΡΙΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

8010	6.000	8	0.16	8.1	1.1T	5.1T	0.4T	1.5T
8011	0.000	8	0.17	8.7	0.1T	5.0T	2.5T	1.2T
8011	6.000	8	0.14	7.3	0.2T	5.1T	0.6T	1.5T
8012	0.000	8	0.09	4.5	0.2T	3.5T	0.5T	0.4T
8012	6.000	8	0.09	4.6	0.0T	3.5T	0.2T	0.9T
8013	0.000	8	0.07	3.8		3.1T	0.0T	0.6T
8013	6.000	8	0.08	3.9		3.5T	0.1T	0.3T
8014	0.000	8	0.09	4.4	0.1T	3.1T	0.3T	0.9T
8014	6.000	8	0.09	4.6	0.0T	3.5T	0.7T	0.3T
8015	0.000	8	0.16	8.2	0.2T	5.4T	0.3T	2.4T
8015	6.000	8	0.17	9.0	0.0T	5.2T	2.6T	1.2T
8016	0.000	8	0.25	13.3	3.5T	4.4T	1.7T	3.7T
8016	6.000	8	0.26	13.3	1.7T	4.9T	4.0T	2.7T
8017	0.000	8	0.21	10.7	3.6T	3.9T	3.0T	0.3T
8017	6.000	8	0.19	10.1	3.1T	3.8T	2.5T	0.6T
8018	0.000	8	0.16	8.2	1.6T	5.2T	0.2T	1.1T
8018	6.000	8	0.14	7.3	1.6T	4.6T	0.3T	0.8T
8019	0.000	8	0.17	9.0	3.6T	3.6T	0.9T	0.9T
8019	6.000	8	0.24	12.3	3.5T	5.4T	1.5T	2.0T
8020	0.000	8	0.23	12.0	1.2T	4.9T	3.3T	2.7T
8020	6.000	8	0.28	14.5	2.9T	4.6T	2.8T	4.1T
20001	0.000	9	0.15	12.1	5.4T	5.9T	0.7T	0.1T
20001	5.000	9	0.12	9.6	3.7T	5.3T	0.5T	0.1T
20002	0.000	9	0.06	4.4	1.6T	2.4T	0.3T	0.1T
20002	5.000	9	0.04	3.6	0.6T	2.6T	0.3T	0.1T
20003	0.000	9	0.03	2.7	0.8T	1.6T	0.2T	0.1T
20003	5.000	9	0.04	2.8	0.3T	2.1T	0.4T	0.1T
20004	0.000	9	0.03	2.7	0.8T	1.7T	0.2T	0.0T
20004	5.000	9	0.04	2.8	0.3T	2.1T	0.4T	0.0T
20005	0.000	9	0.06	4.5	1.7T	2.5T	0.3T	0.1T
20005	5.000	9	0.05	4.2	0.9T	2.7T	0.5T	0.1T
20006	0.000	9	0.15	11.7	5.2T	5.7T	0.8T	0.1T
20006	5.000	9	0.12	9.4	3.5T	5.2T	0.5T	0.1T
20007	0.000	9	0.09	7.3	2.6T	4.2T	0.5T	0.0T
20007	5.000	9	0.09	7.4	2.5T	4.2T	0.5T	0.1T
20008	0.000	9	0.03	2.3	0.2T	2.0T	0.1T	0.0T
20008	5.000	9	0.04	3.0	0.4T	2.0T	0.6T	0.0T
20009	0.000	9	0.02	1.9	0.0T	1.7T	0.2T	0.0T
20009	5.000	9	0.03	2.2	0.0T	2.0T	0.2T	0.0T
20010	0.000	9	0.02	2.0		1.6T	0.4T	
20010	5.000	9	0.03	2.1		2.0T	0.1T	
20011	0.000	9	0.04	2.9	0.4T	2.0T	0.5T	0.0T
20011	5.000	9	0.04	3.0	0.3T	2.0T	0.6T	0.0T
20012	0.000	9	0.09	7.4	2.5T	4.3T	0.5T	0.0T
20012	5.000	9	0.09	7.6	2.7T	4.3T	0.5T	0.0T
20013	0.000	9	0.12	9.6	3.6T	5.2T	0.6T	0.1T
20013	5.000	9	0.15	11.8	5.2T	5.8T	0.8T	0.1T
20014	0.000	9	0.05	3.8	0.9T	2.7T	0.2T	0.1T
20014	5.000	9	0.06	4.9	1.7T	2.5T	0.6T	0.1T
20015	0.000	9	0.03	2.4	0.2T	1.8T	0.4T	0.1T
20015	5.000	9	0.03	2.8	0.6T	1.9T	0.2T	0.1T
20016	0.000	9	0.03	2.2	0.2T	1.8T	0.1T	0.0T
20016	5.000	9	0.04	3.0	0.8T	1.8T	0.4T	0.1T
20017	0.000	9	0.04	3.2	0.6T	2.2T	0.4T	0.1T
20017	5.000	9	0.05	4.2	1.4T	2.3T	0.4T	0.1T
20018	0.000	9	0.12	9.8	3.8T	5.4T	0.5T	0.1T
20018	5.000	9	0.15	12.1	5.4T	5.9T	0.7T	0.1T
20101	0.000	8	0.32	16.5	6.9T	7.4T	1.4T	0.9T
20101	5.000	8	0.42	21.9	6.8T	9.7T	4.4T	1.0T
20102	0.000	8	0.23	11.9	2.0T	5.7T	3.3T	1.0T
20102	5.000	8	0.21	11.2	1.3T	5.1T	1.6T	3.2T

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΓΡΑΦΕΙΩΝ ΜΕ ΚΑΙ ΧΩΡΙΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

20103	0.000	8	0.19	10.1	2.6T	4.5T	1.8T	1.1T
20103	5.000	8	0.16	8.4	0.9T	4.7T	0.8T	2.1T
20104	0.000	8	0.17	9.0	2.6T	4.8T	0.8T	0.8T
20104	5.000	8	0.16	8.1	0.8T	4.4T	0.8T	2.1T
20105	0.000	8	0.23	12.0	2.4T	5.7T	3.3T	0.6T
20105	5.000	8	0.23	11.8	1.4T	5.7T	3.8T	0.9T
20106	0.000	8	0.36	18.9	7.2T	7.1T	3.9T	0.7T
20106	5.000	8	0.41	21.3	6.8T	9.3T	4.2T	1.0T
20107	0.000	8	0.21	11.0	2.4T	5.4T	1.0T	2.2T
20107	5.000	8	0.21	11.0	2.6T	5.2T	0.8T	2.4T
20108	0.000	8	0.12	6.2	1.1T	4.3T	0.6T	0.2T
20108	5.000	8	0.13	6.6	1.4T	4.1T	0.2T	0.9T
20109	0.000	8	0.08	4.2	0.6T	2.9T	0.3T	0.4T
20109	5.000	8	0.08	4.0	0.5T	3.2T	0.1T	0.2T
20110	0.000	8	0.07	3.5	0.5T	2.7T	0.0T	0.2T
20110	5.000	8	0.07	3.8	0.4T	3.2T	0.0T	0.2T
20111	0.000	8	0.12	6.2	1.3T	4.1T	0.3T	0.5T
20111	5.000	8	0.12	6.0	1.0T	4.1T	0.2T	0.6T
20112	0.000	8	0.22	11.6	2.5T	5.3T	1.0T	2.8T
20112	5.000	8	0.19	9.6	2.6T	5.9T	0.9T	0.2T
20113	0.000	8	0.33	17.0	6.8T	7.0T	2.7T	0.6T
20113	5.000	8	0.34	17.7	7.1T	7.4T	1.7T	1.5T
20114	0.000	8	0.20	10.3	1.6T	5.3T	0.7T	2.6T
20114	5.000	8	0.26	13.5	2.0T	5.7T	3.6T	2.2T
20115	0.000	8	0.10	5.2	1.0T	3.5T	0.2T	0.5T
20115	5.000	8	0.12	6.2	0.8T	4.6T	0.2T	0.5T
20116	0.000	8	0.10	5.3	1.1T	3.6T	0.2T	0.4T
20116	5.000	8	0.16	8.1	1.0T	4.5T	0.2T	2.4T
20117	0.000	8	0.18	9.5	1.2T	4.8T	1.3T	2.2T
20117	5.000	8	0.22	11.2	1.8T	6.0T	0.5T	2.9T
20118	0.000	8	0.31	16.0	6.9T	7.0T	1.1T	1.0T
20118	5.000	8	0.33	17.0	7.7T	7.5T	0.9T	0.8T



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

---

### Ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας

#### 5.1 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Σε αυτή την επίλυση αφαιρέθηκαν όλοι οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και για λόγους ευστάθειας οι συνδέσεις τέμνουσας μετατράπηκαν σε συνδέσεις ροπής. Αυτή η αλλαγή κρίνεται αναγκαία διότι τα πλαίσια αποκτούν μεταθετά άκρα μετά την αφαίρεση των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων.

##### 5.1.1 Υποστυλώματα

Μετά από τις στατικές επιλύσεις με το πρόγραμμα Sofistik, τα υποστυλώματα του ισογείου προέκυψαν δυσμενέστερα ως προς τον έλεγχο αστοχίας.

Στην επίλυση χωρίς κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους η διατομή υποστυλωμάτων που επιλέγεται είναι διπλά HEB 280 (συγκολλητή διατομή σε σχήμα σταυρού) και τα γεωμετρικά – αδρανειακά χαρακτηριστικά της υπολογίζονται ως εξής :

$$A_{tot} = 2 \cdot A_{HEB280} = 2 \cdot 131,4 \text{ cm}^2 = 262,8 \text{ cm}^2$$

$$I_y = I_z = 25865 \text{ cm}^4$$

Κατηγορία διατομής σε θλίψη : 1

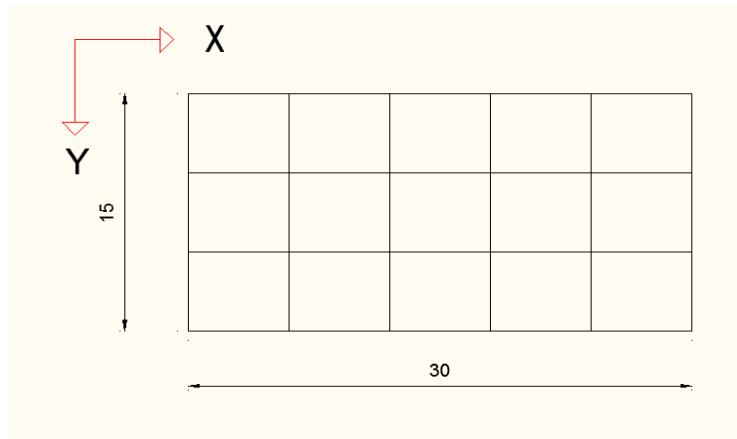
Καμπύλη λυγισμού : b

Ο λόγος για τον οποίο επιλέγεται η συγκεκριμένη συγκολλητή διατομή είναι επειδή έχει μεγάλη ροπή αδράνειας περί τον άξονα z και μάλιστα η ροπή αδράνειας περί τον άξονα z είναι ίδια με εκείνη που αντιστοιχεί στον άξονα y. Αξίζει να σημειωθεί πως όλες οι πρότυπες διατομές θερμής έλασης έχουν μέγιστη ροπή αδράνειας ασθενούς άξονα γύρω στα 18000 cm<sup>4</sup>.

#### Λυγισμός για πλαίσιο κατά τον άξονα y

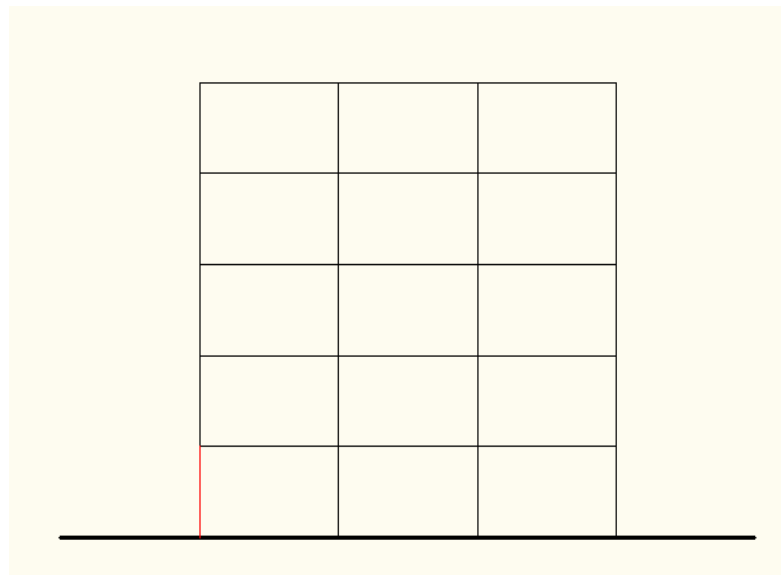
Τηρώντας το σύστημα αξόνων που ακολουθήθηκε στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων, ο έλεγχος πραγματοποιήθηκε για πλαίσια στους άξονες y και x και οι άξονες φαίνονται στο παρακάτω σχήμα :





Σχήμα 5.1 : Σύστημα αξόνων του Sofistik

Η διατομή, λόγω συμμετρίας στους τοπικούς άξονες, δε διαφοροποιεί τα αδρανειακά χαρακτηριστικά της και συμπεριφέρεται στο λυγισμό σαν κοίλη τετραγωνική διατομή.

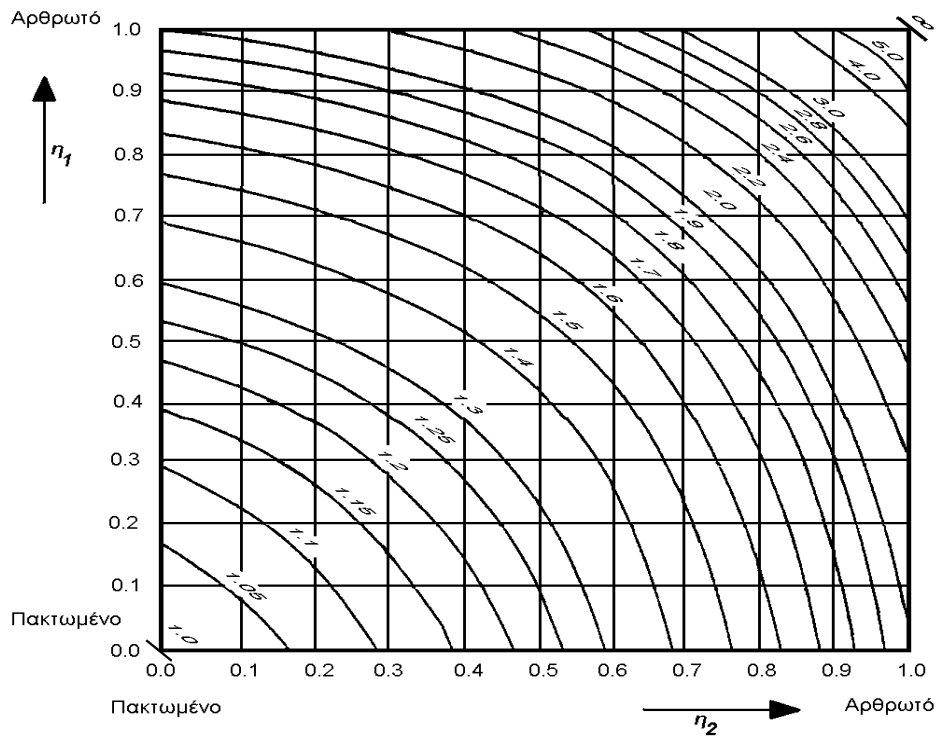


Σχήμα 5.2 : Όψη κτιρίου άξονα γ

Βάσει των σχέσεων (4.1) – (4.9) προκύπτουν τα παρακάτω :

$$n_1 = \frac{86,22 + 86,22}{86,22 + 86,22 + 159,78} = 0,519$$

$$n_2 = 0,519$$



Σχήμα 5.3 : Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού για υποστύλωμα με μεταθετά άκρα

$$\beta = 1,47$$

$$L_{cr} = 1,47 \cdot 300 = 441 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{441}{9,92} \cdot \frac{1}{93,9} = 0,4734$$

$$\chi_1 = 0,896$$

#### Λυγισμός για πλαίσιο κατά τον άξονα χ

$$n_1 = \frac{86,22 + 86,22}{86,22 + 86,22 + 3,24 + 3,24} = 0,96$$

$$n_2 = 0,96$$

$$\beta = 5,00 \text{ (σχήμα 5.2)}$$

$$L_{cr} = 5,00 \cdot 300 = 1500 \text{ cm}$$

$$\chi = 0,376$$

$$\chi = \min(\chi_1; \chi_2) = \min(0,896; 0,376) = 0,376$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,376 \cdot 262,8 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN / cm}^2}{1,00} = 2322,10 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 2201,1kN$$

$$\text{Έλεγχος: } \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{2201,1}{2322,1} = 0,948 \leq 1,00$$

Άρα, επαρκεί η διατομή 2HEB 280 έναντι λυγισμού.

### 5.1.2 Κύρια δοκός

Θα ελεγχθεί η επάρκεια της διατομής που επιλέχθηκε στην προηγούμενη περίπτωση (HEB 450) και σε περίπτωση που δεν επαρκεί θα χρησιμοποιήσουμε κάποια μεγαλύτερη.

#### Έλεγχος σε εφελκυσμό

Η πλαστική αντοχή σχεδιασμού της διατομής προκύπτει από την παρακάτω σχέση :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Στην ενότητα 4.1.2 υπολογίστηκε η αντοχή και είναι ίση με  $N_{pl,Rd} = 5123kN$  ενώ το εξωτερικό μέγεθος προέκυψε  $N_{Ed} = 57,6kN$  το οποίο είναι πολύ μικρότερο από την αντοχή.

Άρα η HEB 450 επαρκεί σε εφελκυσμό.

#### Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη

Έχουμε υπολογίσει στην ενότητα 4.1.2 την πλαστική ροπή αντοχής  $M_{pl,Rd} = 935,77kNm$  και η μέγιστη ροπή κάμψης, όπως προέκυψε από το Sofistik είναι  $M_{Ed} = 279,36kNm$

$$\text{Έλεγχος: } \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{279,36kNm}{935,77kNm} = 0,298 \leq 1,00$$

Άρα, επαρκεί η HEB450 σε μονοαξονική κάμψη.

#### Έλεγχος σε τέμνουσα

Και η πλαστική αντοχή σε τέμνουσα έχει ήδη υπολογιστεί και μένει να ελέγξουμε αν η διατομή επαρκεί σε τέμνουσα.

$$V_{pl,Rd} = 1080,8kN$$

$$V_{Ed} = 278,19kN$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{278,19}{1080,8} = 0,257 \leq 1,00$$

Άρα, επαρκεί η διατομή σε τέμνουσα.

### 5.1.3 Δευτερεύουσες δοκοί

Θα ελεγχθεί η δοκός IPE 200 σε τέμνουσα και μονοαξονική κάμψη και αν δεν επαρκεί θα χρειαστεί αύξηση διατομής (στην ίδια κατηγορία).

#### Έλεγχος σε τέμνουσα

Όπως έχουμε υπολογίσει στην ενότητα 4.1.6 η αντοχή της διατομής IPE 200 σε τέμνουσα είναι  $V_{pl,Rd} = 189,95kN$  ενώ το εξωτερικό μέγεθος είναι  $V_{E,d} = 14,29kN$

$$\text{Έλεγχος : } \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{14,29}{189,95} = 0,075 \leq 1,00$$

Άρα η διατομή IPE 200 επαρκεί σε διάτμηση.

#### Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη

Η διατομή αναπτύσσει πλαστική αντοχή  $M_{pl,Rd} = 51,84kNm$  και η μέγιστη ροπή κάμψης που αναπτύσσεται στη δοκό είναι  $M_{Ed} = 41,68kNm$

$$\text{Έλεγχος : } \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{41,68}{51,84} = 0,804 \leq 1,00$$

Άρα, η διατομή IPE 200 επαρκεί σε μονοαξονική κάμψη.

## 5.2 : Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Ο έλεγχος σε ΟΚΛ για τη διαδοκίδα είναι ο ίδιος με την περίπτωση ύπαρξης κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας (τα κατακόρυφα χιαστί δεν επηρεάζουν τα φορτία της διαδοκίδας) και έτσι δε χρειάζεται να επαναληφθεί.

Από την άλλη πλευρά, ο έλεγχος οριζόντιων μετατοπίσεων κόμβων πρέπει να διενεργηθεί ξανά διότι οι οριζόντιες μετατοπίσεις κόμβων έχουν αλλάξει.

Από το πρόγραμμα Sofistik 93 προέκυψαν :

$$\delta_{\max,x} = 126,44mm$$

$$\delta_{\max,y} = 27,190mm$$

Η σχέση (4.33) μας δίνει τα εξής :

$$\frac{\delta_{\max,x}}{h} = \frac{126,44mm}{15000mm} = 0,0084 > 0,005$$

$$\frac{\delta_{\max,y}}{h} = \frac{27,190}{15000} = 0,00181 < 0,005$$

Εδώ παρατηρούμε πως ο έλεγχος σε ΟΚΛ δεν ικανοποιείται και η παρέμβαση που κρίνεται απαραίτητη είναι η αλλαγή διατομής δευτερεύουσας δοκού. Η δευτερεύουσα δοκός επιλέγεται ΙΡΕ 280 (αντί ΙΡΕ 200 που είχαμε στην αρχή).

### 5.3 : Σεισμική συμπεριφορά κατασκευής

Πίνακας 5.1 : Χαρακτηριστικά ιδιομορφών

ΙΔΙΟΜΟΡΦΕΣ ΧΩΡΙΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ						
No	LC eigenvalue (1/sec <sup>2</sup> )	relativ error	omega (1/sec)	frequency (Hertz)	period (sec)	dumping
1	1031 1.6497E+01	8.16E-22	4.062	0.646	<b>1.547</b>	0.00000
2	1032 1.3184E+02	2.60E-19	11.482	1.827	<b>0.547</b>	0.00000
3	1033 1.3456E+02	5.42E-21	11.600	1.846	<b>0.542</b>	0.00000
4	1034 2.4535E+02	5.71E-19	15.664	2.493	<b>0.401</b>	0.00000
5	1035 1.1724E+03	2.02E-17	34.240	5.450	<b>0.184</b>	0.00000
6	1036 1.2078E+03	2.66E-18	34.754	5.531	<b>0.181</b>	0.00000
7	1037 1.2648E+03	2.53E-17	35.564	5.660	<b>0.177</b>	0.00000
8	1038 2.2871E+03	1.15E-17	47.823	7.611	<b>0.131</b>	0.00000
9	1039 3.1440E+03	4.43E-15	56.071	8.924	<b>0.112</b>	0.00000
10	1040 3.2733E+03	5.77E-13	57.213	9.106	<b>0.110</b>	0.00000
11	1041 3.4888E+03	1.81E-12	59.066	9.401	<b>0.106</b>	0.00000
12	1042 3.7325E+03	4.67E-11	61.094	9.723	<b>0.103</b>	0.00000
13	1043 3.7612E+03	1.24E-09	61.329	9.761	<b>0.102</b>	0.00000
14	1044 4.5638E+03	1.62E-08	67.556	10.752	<b>0.093</b>	0.00000
15	1045 5.1715E+03	3.80E-06	71.913	11.445	<b>0.087</b>	0.00000
16	1046 5.6704E+03	4.00E-05	75.302	11.985	<b>0.083</b>	0.00000
17	1047 5.8726E+03	3.88E-03	76.633	12.197	<b>0.082</b>	0.00000
18	1048 5.9181E+03	1.16E-02	76.929	12.244	<b>0.082</b>	0.00000
19	1049 6.6481E+03	6.58E-03	81.536	12.977	<b>0.077</b>	0.00000
20	1050 7.1592E+03	9.43E-03	84.612	13.466	<b>0.074</b>	0.00000

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

---

### Σύγκριση αποτελεσμάτων

Στις προηγούμενες ενότητες έγινε διαστασιολόγηση και έλεγχος της κατασκευής για δύο διαφορετικές περιπτώσεις (ύπαρξη και μη κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας). Οι διατομές, όπως τελικά επιλέχθηκαν, συνοψίζονται ως εξής :

Διατομές αρχικού φορέα

- Υποστυλώματα διατομής HEB 280
- Κύριες δοκοί διατομής HEB 450
- Δευτερεύουσες δοκοί διατομής IPE 200
- Διαδοκίδες διατομής IPE 200
- Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατομής SH 150.150.10
- Οριζόντιοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατομής L 90.90.9

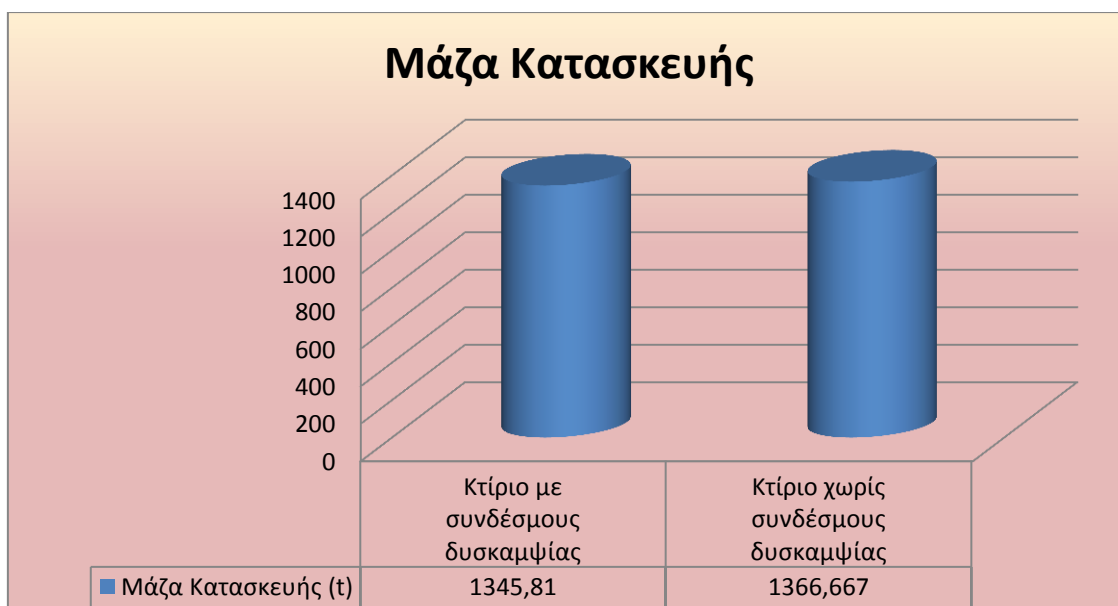
Διατομές φορέα χωρίς κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας

- Υποστυλώματα διατομής 2HEB 280 (συγκολλητή διατομή σε σχήμα σταυρού)
- Κύριες δοκοί διατομής HEB 450
- Δευτερεύουσες δοκοί διατομής IPE 280
- Διαδοκίδες διατομής IPE 200
- Οριζόντιοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατομής L 90.90.9

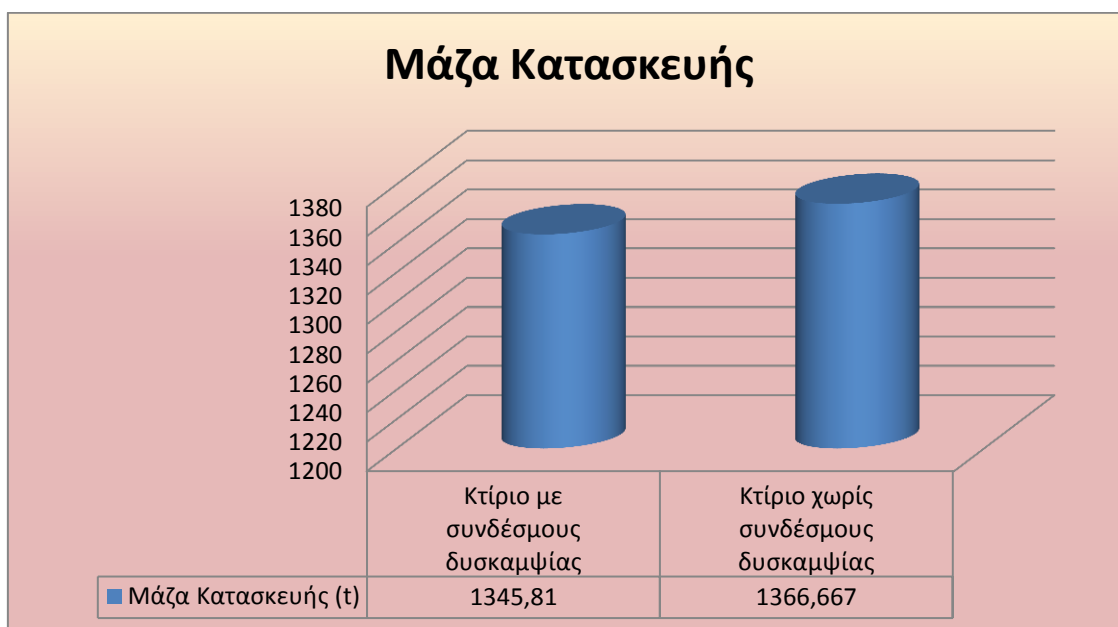
Παρακάτω θα γίνει μια γενικότερη σύγκριση των δύο περιπτώσεων όσον αφορά τη μάζα της κατασκευής, τα εντατικά μεγέθη, ιδιομορφές και μέγιστων μετακινήσεων ορόφων.

#### 6.1 Σύγκριση μάζας κατασκευής

Η σύγκριση της μάζας στις δύο περιπτώσεις των μεταλλικών κτιρίων που μελετήθηκαν έγινε σε σχέση με τα μεταλλικά στοιχεία της κατασκευής διότι είναι αυτά που μας απασχολούν στην παρούσα διπλωματική εργασία. Οι τιμές προέκυψαν μέσα από το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Sofistik :



Γράφημα 6.1 : Μάζα κατασκευής (άξονας με ελάχιστη τιμή το μηδέν)



Σχήμα 6.2 : Μάζα κατασκευής (χωρίς μορφοποίηση αξόνων)

Όπως παρατηρούμε στο γράφημα, η μάζα της κατασκευής δεν αλλάζει σημαντικά μετά την αφαίρεση των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας. Αυτό οφείλεται στο ότι διπλασιάστηκε η διατομή των στύλων και αφαιρέθηκαν εντελώς οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας ενώ παράλληλα δεν άλλαξαν οι διατομές (εκτός από τη δευτερεύουσα δοκό). Η διαφορά κυμαίνεται στο 1,55%.

## 6.2 Σύγκριση εντατικών μεγεθών

### 6.2.1 Αξονική δύναμη υποστυλωμάτων

Η σύγκριση αξονικών δυνάμεων πραγματοποιείται στα δυσμενέστερα υποστυλώματα με βάση τα οποία διενεργήθηκαν οι έλεγχοι στις ενότητες 4.1.1 και 5.1.1.

Πίνακας 6.1 : Αξονική δύναμη υποστυλωμάτων

Αξονική Δύναμη Υποστυλωμάτων		
	Διατομή	Αξονική δύναμη (kN)
Κτίριο με συνδέσμους δυσκαμψίας	HEB280	2219,3
Κτίριο χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας	2HEB280	2201,1

Παρατηρούμε πως οι τιμές της μέγιστης θλιπτικής αξονικής δύναμης στα υποστυλώματα δεν αλλάζουν σημαντικά και η μείωση στην περίπτωση μη ύπαρξης κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας είναι της τάξης του 0,82%. Αξίζει να σημειωθεί πως η μεταβολή της μέγιστης αξονικής δεν μας δίνει την πλήρη εικόνα διότι το φαινόμενο του λυγισμού εξαρτάται πολύ από την ύπαρξη μεταθετών ή αμετάθετων άκρων πλαισίου. Για το λόγο αυτό, παρόλο που η μέγιστη αξονική δεν άλλαξε σημαντικά, η περίπτωση χωρίς κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας απαίτησε συγκολλητή διατομή 2HEB 280.

### 6.2.2 Τέμνουσα δύναμη κύριων δοκών

Και πάλι η σύγκριση αφορά στα μέγιστα μεγέθη τέμνουσας που παρουσιάστηκαν στο πρόγραμμα Sofistik :

Πίνακας 6.2 : Τέμνουσα δύναμη Κύριων δοκών

Τέμνουσα Δύναμη Κύριων Δοκών		
	Διατομή	Τέμνουσα δύναμη (kN)
Κτίριο με συνδέσμους δυσκαμψίας	HEB 450	266,21
Κτίριο χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας	HEB 450	278,19

Η τέμνουσα αυξήθηκε στην περίπτωση φορέα χωρίς κατακόρυφους συνδέσμους κατά 4,5% και μάλιστα αυτή η αύξηση δεν αποδείχθηκε κρίσιμη για τη διαστασιολόγηση της δοκού (η διατομή παρέμεινε HEB 450).

### 6.2.3 Ροπή κάμψης κύριων δοκών

Στο σημείο αυτό γίνεται σύγκριση της ροπής κάμψης περί τον ισχυρό άξονα  $M_{Ed}$  η οποία ως γνωστόν αφορά στις μέγιστες εμφανιζόμενες τιμές.



Πίνακας 6.3 : Ροπή κάμψης κύριων δοκών

Ροπή Κάμψης Κύριων Δοκών		
	Διατομή	Ροπή Κάμψης Μεδ (kNm)
Κτίριο με συνδέσμους δυσκαμψίας	HEB450	228
Κτίριο χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας	HEB450	279,36

Όπως βλέπουμε, στην περίπτωση φορέα χωρίς κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας η ροπή αυξάνεται κατά 22,53% αλλά η αύξηση δεν είναι κρίσιμη για τη διαστασιολόγηση. Αυτό συμβαίνει διότι η κύρια δοκός δεν επιλέχθηκε με βάση τη ροπή κάμψης αλλά με βάση την ύπαρξη δυσκαμψίας στο πλαίσιο κατά τον άξονα γ της κάτοψης.

### 6.3 Σύγκριση ιδιομορφών

Οι ιδιοπερίοδοι, όπως αυτές προέκυψαν από τη σεισμική ανάλυση παρουσιάζονται παρακάτω :

Πίνακας 6.4 : Ιδιοπερίοδοι κατασκευής με συνδέσμους δυσκαμψίας

ΙΔΙΟΜΟΡΦΕΣ ΜΕ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ							
No	LC eigenvalue (1/sec <sup>2</sup> )	relativ error	omega (1/sec)	frequency (Hertz)	period (sec)	damping	
1	1031 1.6944E+02	1.55E-19	13.017	2.072	<b>0.483</b>	0.00000	
2	1032 2.6042E+02	7.46E-19	16.137	2.568	<b>0.389</b>	0.00000	
3	1033 4.4899E+02	1.36E-19	21.189	3.372	<b>0.297</b>	0.00000	
4	1034 9.9584E+02	4.56E-18	31.557	5.022	<b>0.199</b>	0.00000	
5	1035 1.7753E+03	7.28E-18	42.134	6.706	<b>0.149</b>	0.00000	
6	1036 1.7753E+03	7.28E-18	42.134	6.706	<b>0.149</b>	0.00000	
7	1037 1.7753E+03	7.28E-18	42.134	6.706	<b>0.149</b>	0.00000	
8	1038 1.7753E+03	7.28E-18	42.134	6.706	<b>0.149</b>	0.00000	
9	1039 1.7753E+03	7.28E-18	42.134	6.706	<b>0.149</b>	0.00000	
10	1040 1.7753E+03	7.28E-18	42.134	6.706	<b>0.149</b>	0.00000	
11	1041 1.7753E+03	7.28E-18	42.134	6.706	<b>0.149</b>	0.00000	
12	1042 1.7753E+03	7.28E-18	42.134	6.706	<b>0.149</b>	0.00000	
13	1043 1.7753E+03	7.28E-18	42.134	6.706	<b>0.149</b>	0.00000	
14	1044 1.7753E+03	7.28E-18	42.134	6.706	<b>0.149</b>	0.00000	
15	1045 1.7753E+03	7.28E-18	42.134	6.706	<b>0.149</b>	0.00000	
16	1046 1.7753E+03	7.28E-18	42.134	6.706	<b>0.149</b>	0.00000	
17	1047 1.7753E+03	7.28E-18	42.134	6.706	<b>0.149</b>	0.00000	
18	1048 1.7753E+03	7.28E-18	42.134	6.706	<b>0.149</b>	0.00000	
19	1049 1.7753E+03	7.28E-18	42.134	6.706	<b>0.149</b>	0.00000	
20	1050 1.7753E+03	7.28E-18	42.134	6.706	<b>0.149</b>	0.00000	

Πίνακας 6.5 : Ιδιοπερίοδοι κατασκευής χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας

ΙΔΙΟΜΟΡΦΕΣ ΧΩΡΙΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ						
No	LC eigenvalue (1/sec <sup>2</sup> )	relativ error	omega (1/sec)	frequency (Hertz)	period (sec)	damping
1	1031 1.6497E+01	8.16E-22	4.062	0.646	<b>1.547</b>	0.00000
2	1032 1.3184E+02	2.60E-19	11.482	1.827	<b>0.547</b>	0.00000
3	1033 1.3456E+02	5.42E-21	11.600	1.846	<b>0.542</b>	0.00000
4	1034 2.4535E+02	5.71E-19	15.664	2.493	<b>0.401</b>	0.00000
5	1035 1.1724E+03	2.02E-17	34.240	5.450	<b>0.184</b>	0.00000
6	1036 1.2078E+03	2.66E-18	34.754	5.531	<b>0.181</b>	0.00000
7	1037 1.2648E+03	2.53E-17	35.564	5.660	<b>0.177</b>	0.00000
8	1038 2.2871E+03	1.15E-17	47.823	7.611	<b>0.131</b>	0.00000
9	1039 3.1440E+03	4.43E-15	56.071	8.924	<b>0.112</b>	0.00000
10	1040 3.2733E+03	5.77E-13	57.213	9.106	<b>0.110</b>	0.00000
11	1041 3.4888E+03	1.81E-12	59.066	9.401	<b>0.106</b>	0.00000
12	1042 3.7325E+03	4.67E-11	61.094	9.723	<b>0.103</b>	0.00000
13	1043 3.7612E+03	1.24E-09	61.329	9.761	<b>0.102</b>	0.00000
14	1044 4.5638E+03	1.62E-08	67.556	10.752	<b>0.093</b>	0.00000
15	1045 5.1715E+03	3.80E-06	71.913	11.445	<b>0.087</b>	0.00000
16	1046 5.6704E+03	4.00E-05	75.302	11.985	<b>0.083</b>	0.00000
17	1047 5.8726E+03	3.88E-03	76.633	12.197	<b>0.082</b>	0.00000
18	1048 5.9181E+03	1.16E-02	76.929	12.244	<b>0.082</b>	0.00000
19	1049 6.6481E+03	6.58E-03	81.536	12.977	<b>0.077</b>	0.00000
20	1050 7.1592E+03	9.43E-03	84.612	13.466	<b>0.074</b>	0.00000

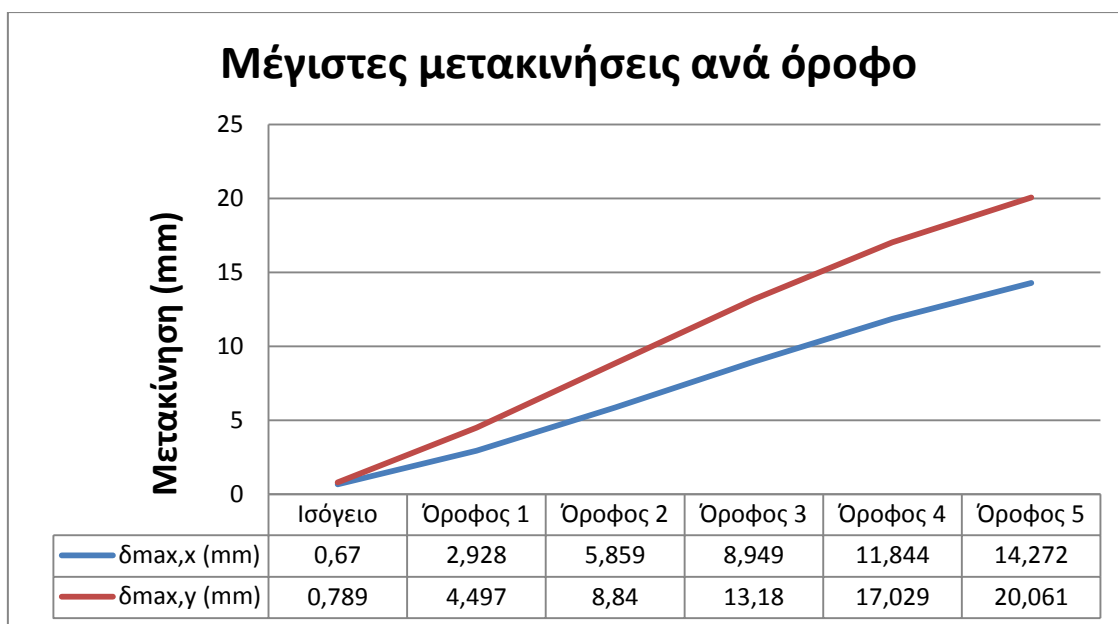
Σύμφωνα με τους πίνακες 6.4 και 6.5, παρατηρούμε πως το κτίριο χωρίς κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας αναπτύσσει μεγαλύτερες ιδιοπεριόδους που κινητοποιούν την μεγαλύτερη μάζα. Αυτό είναι λογικό διότι διαθέτει μειωμένη δυσκαμψία σε σχέση με τον αρχικό φορέα.

#### 6.4 Σύγκριση μέγιστων μετακινήσεων ορόφων

Μπορούμε να συγκρίνουμε τις μέγιστες μετακινήσεις που εμφανίζονται σε κάθε όροφο με τους πίνακες και τα διαγράμματα που φαίνονται παρακάτω :

Πίνακας 6.6 : Μέγιστες μετακινήσεις ορόφων με συνδέσμους δυσκαμψίας

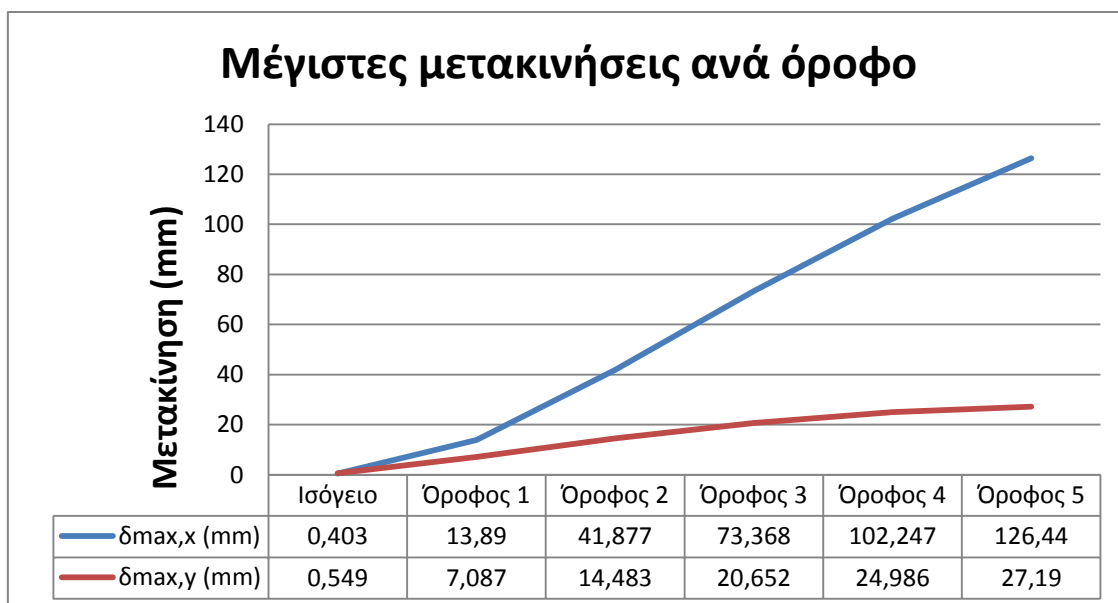
Όροφος	$\delta_{max,x}$ (mm)	$\delta_{max,y}$ (mm)
Ισόγειο	0,67	0,789
Όροφος 1	2,928	4,497
Όροφος 2	5,859	8,84
Όροφος 3	8,949	13,18
Όροφος 4	11,844	17,029
Όροφος 5	14,272	20,061



Σχήμα 6.3 : Μέγιστες μετακινήσεις ορόφων με συνδέσμους δυσκαμψίας

Πίνακας 6.7 : Μέγιστες μετακινήσεις ορόφων χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας

Όροφος	δmax,x (mm)	δmax,y (mm)
Ισόγειο	0,403	0,549
Όροφος 1	13,89	7,087
Όροφος 2	41,877	14,483
Όροφος 3	73,368	20,652
Όροφος 4	102,247	24,986
Όροφος 5	126,44	27,19



Σχήμα 6.4 : Μέγιστες μετακινήσεις ορόφων χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας

Όπως βλέπουμε, η μετακίνηση κατά τον άξονα  $y$  έχει κοντινές τιμές και όπως είναι λογικό οι μετακινήσεις του μεταθετού πλαισίου είναι μεγαλύτερες. Στον άξονα

x όμως βλέπουμε πως η οριζόντια μετακίνηση του μεταθετού πλαισίου είναι αρκετά μεγαλύτερη από εκείνη του αμετάθετου πλαισίου. Μάλιστα η διαφορά για τον όροφο 5 ξεπερνά το 800% και η μετακίνηση είναι εκτός ορίων λειτουργικότητας για τον κόμβο. Οι λόγοι για τους οποίους έχουμε τόσο μεγάλη διαφορά είναι σε σχέση με το δεύτερο πλαίσιο :

A) η δυνατότητα μετάθεσης του πλαισίου όταν αφαιρεθούν οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

B) το γεγονός ότι στη διεύθυνση x τα πλαίσια συνεργάζονται με τη δοκό IPE 200, η οποία δε συνεισφέρει σχεδόν καθόλου στη δυσκαμψία του πλαισίου (συγκριτικά με το υποσύλωμα πάντα)

Στην περίπτωση αυτή, κρίνεται απαραίτητη η αλλαγή διατομής από IPE 200 σε IPE 280.



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

---

### Γενικά Συμπεράσματα

Η ανάλυση και διαστασιολόγηση του κτιρίου γίνεται με βάση την Οριακή Καταστάση Αστοχίας αλλά δεν παραλείπονται και οι έλεγχοι σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.

Η ανάλυση και διαστασιολόγηση των δύο περιπτώσεων φορέα έγινε με βάση τις διατομές που προεπιλέχθηκαν για το φορέα με συνδέσμους δυσκαμψίας. Διενεργήθηκαν έλεγχοι και για τις δύο μορφώσεις και όπου δεν επαρκούσε η διατομή ακολούθησε διαδικασία διαστασιολόγησης.

Σε γενικές γραμμές, αυτό που αξίζει να κρατήσουμε από την παρούσα εργασία είναι η διαφορά που υπάρχει ανάμεσα σε ένα πλαίσιο με αμετάθετα άκρα και σε ένα πλαίσιο με μεταθετά άκρα. Ξεκινώντας από τους κόμβους, σε ένα κτίριο με χιαστί συνδέσμους έχουμε το δικαίωμα μόρφωσης συνδέσεων ροπής ή τέμνουσας διότι δεν πλήττεται η ευστάθεια του φορέα. Αντίθετα, σε ένα πλαίσιο στο οποίο δεν υπάρχει κάποιο σύστημα δυσκαμψίας που να περιορίζει τη δυνατότητα μετάθεσης των κόμβων, ο μελετητής υποχρεούται να χρησιμοποιήσει συνδέσεις ροπής (συνέχειας υλικού) για λόγους ευστάθειας του κτιρίου. Επιπλέον, από άποψη λυγισμού των πλαισίων, δεν αποδίδει μόνο η αύξηση του εμβαδού της διατομής αλλά χρειάζεται αποδοτική αύξηση των ροπών αδρανείας (και στον συγκεκριμένο φορέα προέχει η ενίσχυση του ασθενούς άξονα) σε συνδυασμό με βελτίωση της δυσκαμψίας των μελών που συνεργάζονται με το υποστύλωμα (υποκείμενα και υπερκείμενα υποστυλώματα και δοκοί εκατέρωθεν της κεφαλής και του πόδα του δυσμενέστερου στύλου). Ειδικά οι δοκοί μπορεί σε έλεγχο ΟΚΑ να επαρκούν αλλά να μην συνεισφέρουν επαρκώς στο λυγισμό υποστυλωμάτων, οπότε προτείνεται η αύξηση διατομής αυτών και για λόγους μείωσης των οριζόντιων μετακινήσεων των ορόφων.

Τέλος, είναι φανερό πως για λόγους οικονομίας υλικού προτιμάται η μόρφωση πλαισίων με κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας, χωρίς όμως να αμελείται το κόστος και η κατασκευαστική δυσκολία των κοχλιώσεων αυτών και της σύνδεσης με τα πλαίσια.

## Βιβλιογραφία

- Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι, Ιωαννίδης Γ. (2005) «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι, Ιωαννίδης Γ. (2004) «Σιδηρές Κατασκευές : Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3», Τόμος Ι, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι, Ιωαννίδης Γ. (2004) «Σιδηρές Κατασκευές : Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3», Τόμος ΙΙ, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- Ιωάννης Κ. Βάγιας (2009) «Σιδηρές Κατασκευές : Ανάλυση και διαστασιολόγηση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- Ιωάννης Χ. Ερμόπουλος (2008) «Ευρωκώδικας 1 : Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών – Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- Chorra A. (2007) «Δυναμική των κατασκευών : Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική» Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα.
- Κατσικαδέλης Ι.Θ. (2003) «Δυναμική των κατασκευών», Τόμος ΙΙ, Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, Αθήνα.
- [www.mycourses.ntua.gr](http://www.mycourses.ntua.gr) : Σημειώσεις και ασκήσεις του μαθήματος «Σιδηρές Κατασκευές Ι»
- [www.mycourses.ntua.gr](http://www.mycourses.ntua.gr) : Σημειώσεις και ασκήσεις του μαθήματος «Σιδηρές κατασκευές ΙΙ»
- [www.lee.civil.ntua.gr/antiseismikh\\_texnologia\\_2](http://www.lee.civil.ntua.gr/antiseismikh_texnologia_2) : Σημειώσεις και ασκήσεις του μαθήματος «Αντισεισμική Τεχνολογία ΙΙ»
- [www.mechpedia.gr/wiki/Sofistik](http://www.mechpedia.gr/wiki/Sofistik) : Παρουσίαση προγράμματος Sofistik
- Νύχτη Φ. (2012), «Εναλλακτικοί τρόποι σχεδιασμού τετραώροφου μεταλλικού κτιρίου γραφείων», Διπλωματική εργασία, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
- Μπομπότη Ν. (2012), «Σχεδιασμός πενταώροφου μεταλλικού κτιρίου με και χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας», Διπλωματική εργασία, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
- Τσουλακίδου Μ. (2011), «Σχεδιασμός πολυώροφου κτιρίου γραφείων από μεταλλικό σκελετό και συνδέσμους δυσκαμψίας», Διπλωματική εργασία, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

## Πηγές Εικόνων

Σήμα ΕΜΠ εξωφύλλου : [www.neolaia.gr](http://www.neolaia.gr)

Εικόνα εξωφύλλου : [www.bentley.com](http://www.bentley.com)

Εικόνα 2.1 : Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Autocad 2010

Εικόνα 2.2 : Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Autocad 2010

Εικόνα 2.3 : Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Autocad 2010

Εικόνα 2.4 : Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Autocad 2010

Εικόνα 2.5 : Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Autocad 2010

Εικόνα 2.6 : Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Sofistik '99

Εικόνα 2.7 : Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Sofistik '99

Εικόνα 2.8 : Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Sofistik '99

Εικόνα 2.9 : Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Sofistik '99

Εικόνα 2.10: Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Sofistik '99

Εικόνα 2.11: Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Sofistik '99

Εικόνα 3.1 : Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Sofistik '99

Εικόνα 3.2 : Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Sofistik '99

Εικόνα 3.3 : Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Sofistik '99

Εικόνα 3.4 : Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Sofistik '99

Εικόνα 3.5 : Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Sofistik '99

Εικόνα 3.6 : Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Sofistik '99

Εικόνα 3.7 : Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Sofistik '99

Εικόνα 3.8 : Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Sofistik '99

Εικόνα 3.9 : Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Sofistik '99

Εικόνα 3.10: Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Sofistik '99

Εικόνα 3.11: Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Autocad 2010

Εικόνα 3.12: Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Autocad 2010

Εικόνα 3.13: Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Autocad 2010

Εικόνα 3.14: Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Autocad 2010

Εικόνα 3.15: Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Autocad 2010

Εικόνα 3.16: Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Autocad 2010

Εικόνα 3.17: Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Sofistik '99

Εικόνα 3.18: Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Sofistik '99

Εικόνα 3.19: Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Sofistik '99

Εικόνα 3.20: Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Sofistik '99

Εικόνα 3.21: Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Sofistik '99

Εικόνα 3.22: Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Sofistik '99

Εικόνα 3.23: [www.lee.civil.ntua.gr/antiseismikh\\_texnologia\\_2](http://www.lee.civil.ntua.gr/antiseismikh_texnologia_2) :Σημειώσεις και ασκήσεις του μαθήματος «Αντισεισμική Τεχνολογία II»

Εικόνα 3.24: [www.lee.civil.ntua.gr/antiseismikh\\_texnologia\\_2](http://www.lee.civil.ntua.gr/antiseismikh_texnologia_2) : Σημειώσεις και ασκήσεις του μαθήματος «Αντισεισμική Τεχνολογία II»

Εικόνα 4.1 : Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Autocad 2010



- Εικόνα 4.2 : Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Autocad 2010
- Εικόνα 4.3 : Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Autocad 2010
- Εικόνα 4.4 : [www.mycourses.ntua.gr](http://www.mycourses.ntua.gr) : Σημειώσεις και ασκήσεις του μαθήματος «Σιδηρές Κατασκευές Ι»
- Εικόνα 4.5 : [www.mycourses.ntua.gr](http://www.mycourses.ntua.gr) : Σημειώσεις και ασκήσεις του μαθήματος «Σιδηρές Κατασκευές Ι»
- Εικόνα 4.6 : Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Autocad 2010
- Εικόνα 4.7 : Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Autocad 2010
- Εικόνα 4.8 : Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Autocad 2010
- Εικόνα 4.9 : Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Autocad 2010
- Εικόνα 4.10: Μπομπότη Ν. (2012), «Σχεδιασμός πενταόροφου μεταλλικού κτιρίου με και χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας», Διπλωματική εργασία, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα
- Εικόνα 4.11: Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Autocad 2010
- Εικόνα 4.12: Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Autocad 2010
- Εικόνα 4.13: Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Sofistik '99
- Εικόνα 4.14: Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Sofistik '99
- Εικόνα 4.15: Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Sofistik '99
- Εικόνα 4.16: Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Sofistik '99
- Εικόνα 4.17: Σάρωση σκαριφήματος
- Εικόνα 4.18: Απόκομμα από το βιβλίο «Σιδηρές κατασκευές : Ανάλυση και διαστασιολόγηση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
- Εικόνα 5.1 : Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Autocad 2010
- Εικόνα 5.2 : Στιγμιότυπο οθόνης(Printscreen) από το πρόγραμμα Autocad 2010
- Εικόνα 5.3 : [www.mycourses.ntua.gr](http://www.mycourses.ntua.gr) : Σημειώσεις και ασκήσεις του μαθήματος «Σιδηρές Κατασκευές Ι»
- Εικόνα 6.1 : Γράφημα από το Microsoft Excel 2010
- Εικόνα 6.2 : Γράφημα από το Microsoft Excel 2010
- Εικόνα 6.3 : Γράφημα από το Microsoft Excel 2010
- Εικόνα 6.4 : Γράφημα από το Microsoft Excel 2010

**Παράρτημα 1 : Συντελεστές αλληλεπίδρασης στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (Μέθοδος 2)**

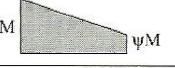
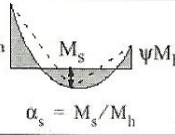
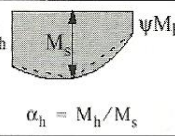
**Πίνακας Β.1: Συντελεστές αλληλεπίδρασης  $k_{ij}$  για μέλη μή ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις**

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Τύπος διατομών	Παραδοχή σχεδιασμού	
		ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
$k_{yy}$	διατομές I, ορθογωνικές κοίλες διατομές (RHS)	$C_{my} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
$k_{yz}$	διατομές I, διατομές RHS	$k_{zz}$	$0,6 k_{zz}$
$k_{zy}$	διατομές I, διατομές RHS	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
$k_{zz}$	διατομές I	$C_{mz} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left( 1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	διατομές RHS	$C_{mz} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left( 1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$

**Πίνακας Β.2: Συντελεστές αλληλεπίδρασης  $k_{ij}$  για μέλη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις**

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Παραδοχές σχεδιασμού	
	ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
$k_{yy}$	$k_{yy}$ από τον Πίνακα Β.1	$k_{yy}$ από τον Πίνακα Β.1
$k_{yz}$	$k_{yz}$ από τον Πίνακα Β.1	$k_{yz}$ από τον Πίνακα Β.1
$k_{zy}$	$\left[ 1 - \frac{0,05\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{N_{Ed}} \right]$ $\geq \left[ 1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{N_{Ed}} \right]$	$\left[ 1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{N_{Ed}} \right]$ $\geq \left[ 1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{N_{Ed}} \right]$ <p>για <math>\bar{\lambda}_z &lt; 0,4</math> :</p> $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{N_{Ed}}$
$k_{zz}$	$k_{zz}$ από τον Πίνακα Β.1	$k_{zz}$ από τον Πίνακα Β.1

**Πίνακας Β.3: Συντελεστές  $C_m$  ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής στους Πίνακες Β.1 και Β.2**

Διάγραμμα ροπής	Περιοχή	$C_{my}$ και $C_{mz}$ και $C_{mLT}$	
		Ομοιόμορφο φορτίο	Συγκεντρωμένο φορτίο
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	0	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$
	0	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$

Για μέλη με λυγισμό από μετάθεση ο συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής πρέπει να λαμβάνεται  $C_{my} = 0,9$  ή  $C_{mz} = 0,9$  αντίστοιχα.

Τα  $C_{my}$ ,  $C_{mz}$  και  $C_{mLT}$  πρέπει να λαμβάνονται σύμφωνα με το διάγραμμα ροπών μεταξύ των αντίστοιχων πλευρικά στηριζόμενων σημείων ως εξής:

συντελεστής ροπής	άξονας κάμψης	σημεία εξασφαλιζόμενα κατά τη διεύθυνση
$C_{my}$	y-y	z-z
$C_{mz}$	z-z	y-y
$C_{mLT}$	y-y	y-y