

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

<u>ΠΕΡΙΛΗΨΗ</u>	2
<u>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1</u>	
1. ΣΚΟΠΟΣ ΤΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ.....	3
<u>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 : ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ</u>	
2.1 ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΑ.....	4
2.2 ΣΤΑΤΙΚΑ.....	8
<u>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 : ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΦΟΡΤΙΑ</u>	
3.1 ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΥΛΙΚΩΝ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	9
3.1.1 Σκυρόδεμα C25/30.....	9
3.1.2 Δομικός Χάλυβας S355.....	9
3.1.3 Χάλυβας οπλισμού πλακών B500C.....	9
3.2 ΦΟΡΤΙΑ.....	10
3.2.1 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ (DEAD ΚΑΙ SDEAD LOADS)	10
3.2.2 ΚΙΝΗΤΑ (ΜΕΤΑΒΛΗΤΑ) ΦΟΡΤΙΑ (LIVE LOADS).....	10
3.2.3 ΔΡΑΣΕΙΣ ΑΝΕΜΟΥ.....	11
3.2.4 ΦΟΡΤΙΟ ΧΙΟΝΙΟΥ.....	20
3.2.5 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ.....	21
3.3 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ.....	29
3.3.1 ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ.....	29
3.3.2 ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ.....	30
<u>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 : ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΕΑ</u>	
4.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ.....	35
4.2 ΕΠΙΛΟΓΗ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ.....	40
4.3 ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ	62
4.4 ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ (ΟΚΛ).....	65
4.5 ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ (ΟΚΑ).....	66
4.5.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΔΟΚΩΝ.....	66
4.5.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ.....	78
4.6 ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ.....	103
4.6.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΔΙΑΓΩΝΙΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ.....	104
4.6.2 ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ.....	115
4.7 ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΠΑΡΑΛΑΒΗΣ ΡΟΠΩΝ.....	121
<u>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 : ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ</u>	
5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	135
5.2 ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΙΑΓΩΝΙΟΥ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ-ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ.....	138
5.3 ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ-ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ.....	142
5.4 ΕΔΡΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ.....	169
<u>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 : ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ</u>	178
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	180
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ.....	181

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως αντικείμενο τη μελέτη ενός πενταώροφου μεταλλικού κτιρίου με τον Ευρωκώδικα 8. Το κτίριο είναι μη κανονικό σε κάτοψη και διαθέτει δυο συστήματα δυσκαμψίας. Συγκεκριμένα, κατά την διαμήκη διεύθυνση του κτιρίου η παραλαβή των οριζόντιων φορτίων γίνεται από κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας, ενώ κατά την εγκάρσια από πλάι ροπή. Αναλυτικότερα:

Στο 1^ο Κεφάλαιο αναφέρεται ο σκοπός της εργασίας, το πρόγραμμα ανάλυσης με το οποίο έγινε η μελέτη και οι κανονισμοί που χρησιμοποιήθηκαν.

Στο 2^ο Κεφάλαιο γίνεται η περιγραφή του κτιρίου. Δίνονται πληροφορίες για τα αρχιτεκτονικά και στατικά στοιχεία της κατασκευής.

Στο 3^ο Κεφάλαιο γίνεται αναφορά στην ποιότητα των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν, προσδιορίζονται οι δράσεις της κατασκευής καθώς και οι συνδυασμοί δράσεων με βάση τους οποίους έγινε η ανάλυση και η διαστασιολόγηση.

Στο 4^ο Κεφάλαιο γίνεται η στατική και δυναμική ανάλυση του κτιρίου. Αρχικά, γίνεται έλεγχος της κανονικότητας του κτιρίου σε κάτοψη και όψη. Στη συνέχεια, γίνεται η επιλογή των συστημάτων δυσκαμψίας, δηλαδή των συστημάτων που θα τοποθετηθούν στις δυο διευθύνσεις του κτιρίου προκειμένου να ικανοποιούνται οι απαιτούμενοι έλεγχοι τόσο σε κατακόρυφα όσο και σε οριζόντια (κυρίως σεισμικά) φορτία. Τέλος, με δεδομένα τα αποτελέσματα της ανάλυσης ακολουθούν οι έλεγχοι επιλεγμένων μελών που απαρτίζουν το φορέα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 και τον Ευρωκώδικα 8.

Στο 5^ο Κεφάλαιο περιγράφονται ο σχεδιασμός και ο έλεγχος επιλεγμένων συνδέσεων των μελών του φορέα.

Στο 6^ο Κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την εκπόνηση της εργασίας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΣΚΟΠΟΣ ΤΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

1. ΣΚΟΠΟΣ

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη ενός πενταώροφου μεταλλικού κτιρίου με τον Ευρωκώδικα 8. Το κτίριο είναι μη κανονικό σε κάτοψη και διαθέτει δυο συστήματα δυσκαμψίας. Συγκεκριμένα, κατά την διαμήκη διεύθυνση του κτιρίου η παραλαβή των οριζόντιων φορτίων γίνεται από κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας, ενώ κατά την εγκάρσια από πλάγια ροπή.

Η μελέτη έγινε με τη χρήση του προγράμματος ηλεκτρονικού υπολογιστή ETABS v9.7.1 και βασίστηκε στους εξής 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

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ

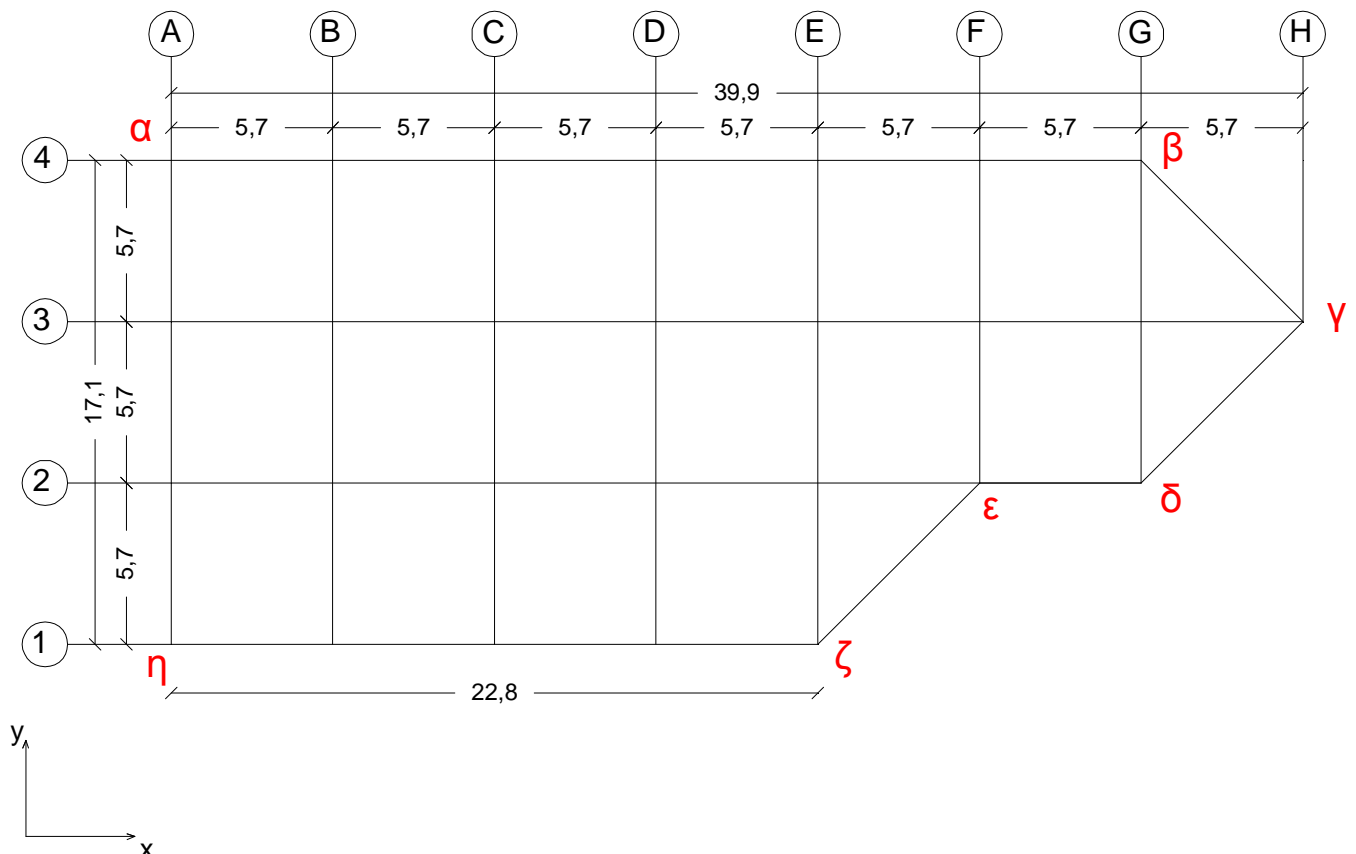
2.1 ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΑ

Πρόκειται για πενταώροφο κτίριο κατοικιών με μεταλλικό σκελετό. Η κάτοψη του κάθε ορόφου καλύπτει επιφάνεια $568,58 \text{ m}^2$ και στο σύνολο των πέντε ορόφων το κτίριο έχει ωφέλιμη επιφάνεια $2842,88 \text{ m}^2$.

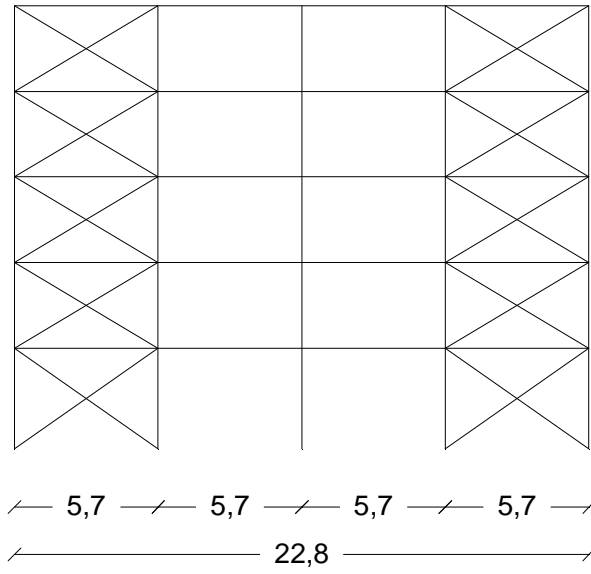
Το σχήμα της κάτοψης είναι πολυγωνικό, όπως φαίνεται και στο σχήμα 2.1. Το κτίριο εντάσσεται σε ορθογωνικό σύστημα αξόνων. Κατά τον άξονα x' , η μεγάλη πλευρά του (α-β) έχει μήκος 34,2 m, η άλλη (ζ-η) έχει μήκος 22,8 m, ενώ η μικρή του (ε-δ) έχει μήκος 5,7 m. Κατά τον άξονα $y'y'$, η πλευρά του (η-α) έχει μήκος 17,1 m. Οι υπόλοιπες λοξές πλευρές (β-γ, γ-δ και ε-ζ) έχουν μήκος 8,06 m.

Η αρχιτεκτονική σχεδίαση του κτιρίου είναι βασισμένη σε κάρναβο με φαντώματα των 5,7 m κατά τις δυο διευθύνσεις.

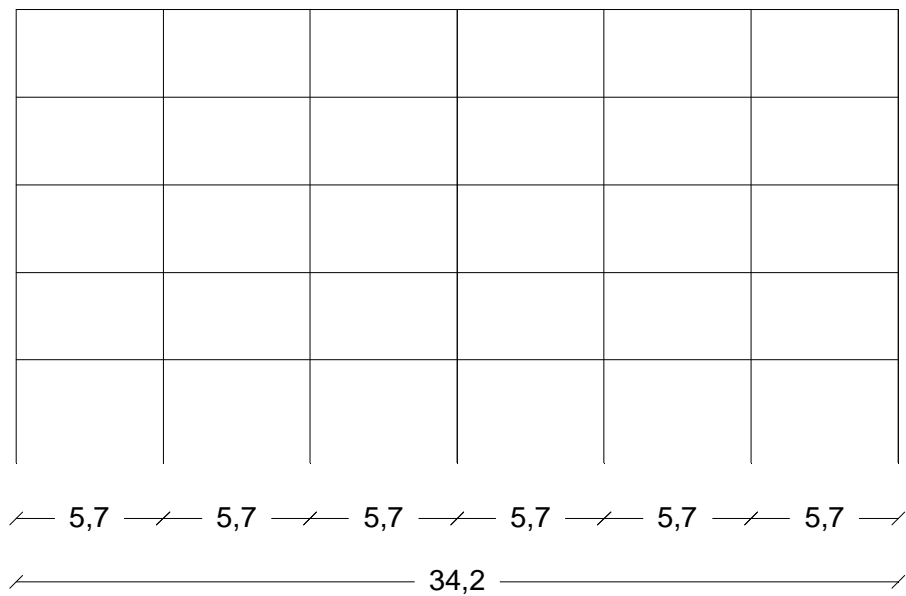
Το ύψος του ισογείου είναι 4 m, ενώ των υπόλοιπων ορόφων είναι 3,4 m. Συνολικά το ύψος του κτιρίου είναι 17,6 m.



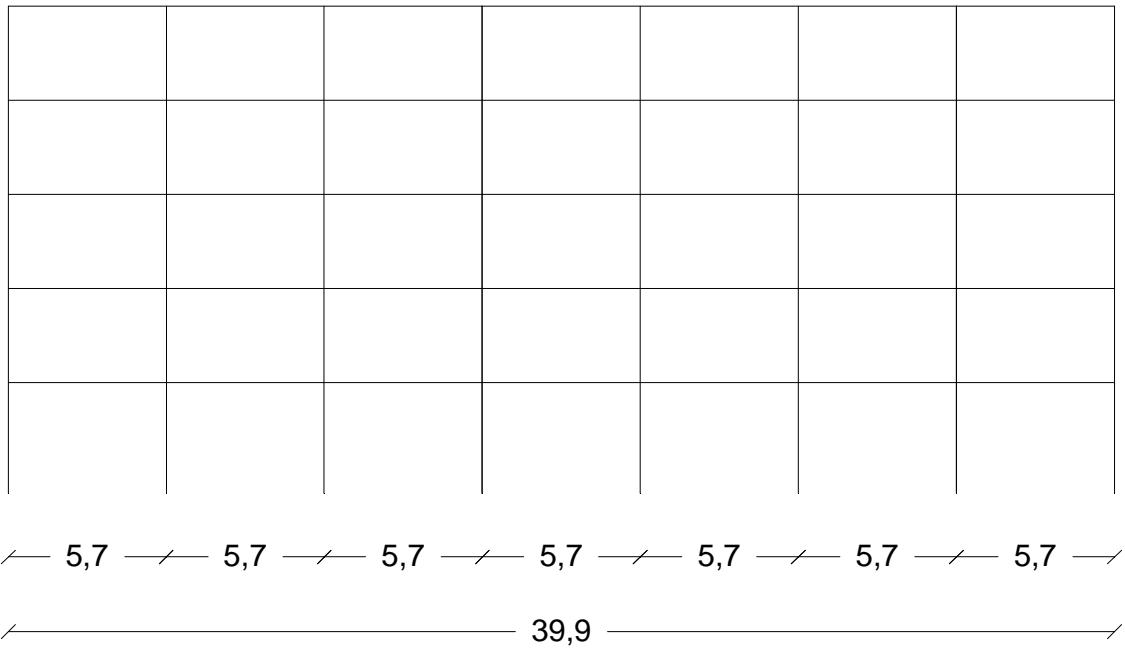
Σχήμα 2.1: Κάτοψη τυπικού ορόφου



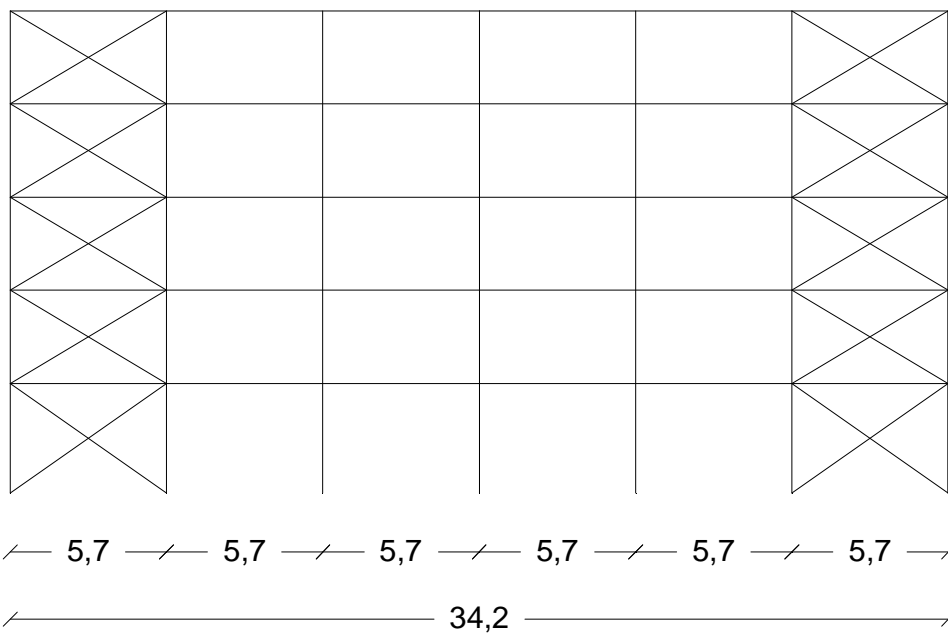
Σχήμα 2.2: Όψη πλαισίου άξονα 1



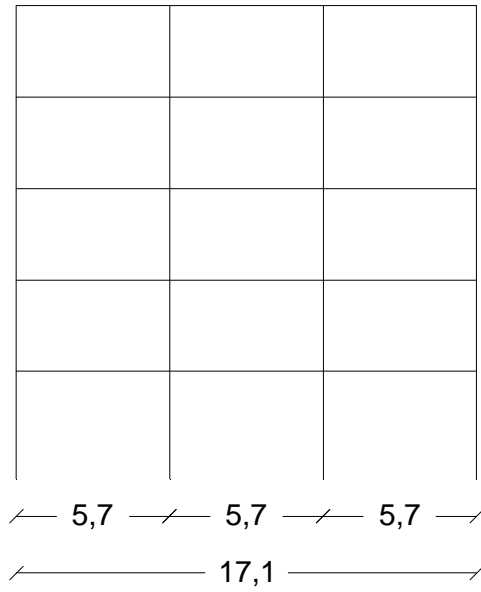
Σχήμα 2.3: Όψη πλαισίου άξονα 2



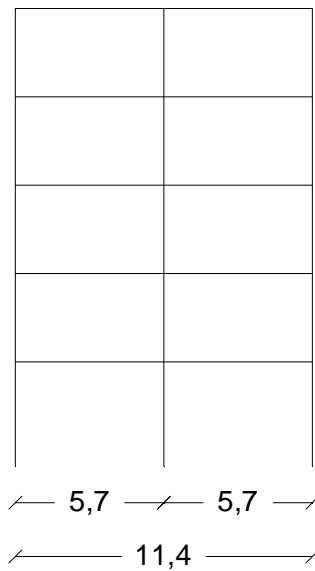
Σχήμα 2.4: Όψη πλαισίου άξονα 3



Σχήμα 2.5: Όψη πλαισίου άξονα 4



Σχήμα 2.6: Όψη πλαισίου άξονα A, όμοιο με B, C, D, E



Σχήμα 2.7: Όψη πλαισίου άξονα F, όμοιο με G

2.2 ΣΤΑΤΙΚΑ

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

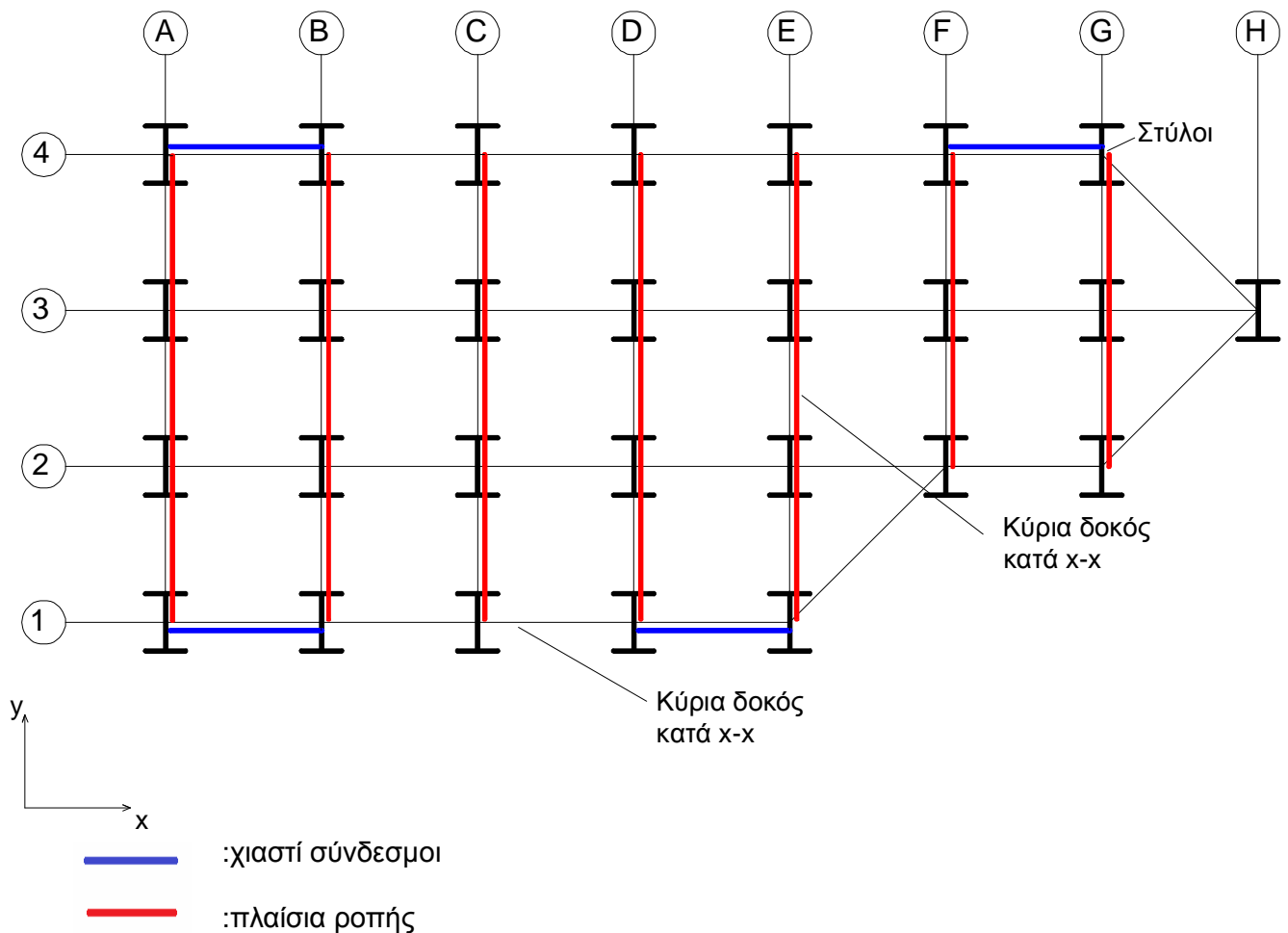
Όλες οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων, υποστυλωμάτων-συνδέσμων δυσκαμψίας, καθώς και οι βάσεις των υποστυλωμάτων με το έδαφος είναι απλές συνδέσεις τέμνουσας (αρθρώσεις), πλην των πλαισίων παραλαβής ροπής όπου η σύνδεση υποστυλώματος-δοκού θεωρείται πάκτωση. Στα παραπάνω πλαίσια οι εδράσεις των υποστυλωμάτων κατά την διεύθυνση x μορφώνονται ως αρθρώσεις, ενώ κατά την διεύθυνση y ως πακτώσεις. (Βλέπε σχήμα 2.8)

Η διατομή των υποστυλωμάτων είναι μορφής διπλού ταυ και ο προσανατολισμός τους είναι τέτοιος, ώστε ο ισχυρός τους άξονας να λειτουργεί κατά την διεύθυνση του πλαισίου ροπής.

Οι δοκοί είναι κύριες και κατά τις δυο διευθύνσεις (δεν υπάρχουν δευτερεύουσες δοκοί) και η διατομή τους είναι διπλού ταυ.

Κατά την διεύθυνση x ως σύστημα τοποθετήθηκαν κατακόρυφοι χιαστοί σύνδεσμοι στην περίμετρο του κτιρίου, ούτως ώστε να εξασφαλίζουν τόσο αρχιτεκτονικά όσο και στατικά την καλή λειτουργία αυτού.

Κατά την διεύθυνση y , κατόπιν δοκιμής πολλών προσομοιωμάτων επελέγη η τοποθέτηση πλαισίων ροπής σε όλα τα επίπεδα του φορέα.



Σχήμα 2.8: Κάτοψη του κτιρίου

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΥΛΙΚΑ ΚΑΙ ΦΟΡΤΙΑ

3.1 ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

3.1.1 Σκυρόδεμα C25/30

Για τις πλάκες του κτιρίου έχει χρησιμοποιηθεί σκυρόδεμα κατηγορίας C25/30, του οποίου οι τιμές σχεδιασμού είναι:

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 S355

Ο δομικός χάλυβας είναι το βασικό υλικό από το οποίο συντίθεται ο φέρων οργανισμός των χαλύβδινων τεχνικών έργων, παράδειγμα των οποίων αποτελεί το υπό μελέτη κτίριο. Για τα μέλη του (σύμμικτες δοκοί-υποστυλώματα-σύνδεσμοι δυσκαμψίας) χρησιμοποιήθηκε χάλυβας S355. Οι τιμές σχεδιασμού του δομικού χάλυβα είναι:

Μέτρο Ελαστικότητας:	$E=210.000 \text{ MPa } (2,1 \cdot 10^8 \text{ kN/m}^2)$
Σταθερά Poisson:	$\nu=0,3$
Ειδικό βάρος:	$\gamma=78,5 \text{ kN/m}^3$
Όριο Διαρροής:	$f_y = 355000 \text{ kN/m}^2$
Εφελκυστική Αντοχή:	$f_u = 510000 \text{ kN/m}^2$

3.1.3 Χάλυβας οπλισμού πλακών B500C

Οι πλάκες αποτελούνται από σκυρόδεμα, το οποίο οπλίζουμε με χάλυβα ποιότητας B500C. Οι τιμές σχεδιασμού του είναι:

Χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής:	$f_{yk} = 500000 \text{ kN/m}^2$
-------------------------------------	----------------------------------

3.2 ΦΟΡΤΙΑ

Ανάλογα με τη χρήση, τη μορφή και τη θέση του έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με τις οποίες ο μελετητής θα προβεί στην ανάλυση του φορέα, για να προσδιορισθούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη.

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 και αν η φόρτιση είναι γνωστή. Τα φορτία που δρουν σε μια κατασκευή διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες :

- Μόνιμα Φορτία (G)
- Κινητά Φορτία (Q)
- Τυχηματικά Φορτία (A)
- Σεισμικά Φορτία (E)

3.2.1 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ (DEAD ΚΑΙ SDEAD LOADS):

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

- ✓ Ίδια βάρη της κατασκευής:
 - Ίδιο βάρος σκυροδέματος ($h_c=0,15m$):
 $g_c=25kN/m^3 \cdot 0,15m=3,75kN/m^2$ (το οποίο υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα)
 - Ίδιο βάρος σιδηροδοκού ($A_a=εμβαδόν\ της\ διατομής$):
 $g_a=78,5kN/m^3 \cdot A_a$ (το οποίο υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα)
- ✓ Λοιπά μόνιμα (επικαλύψεις, δάπεδα κ.τ.λ.) με τιμή $2\ kN/m^2$ για την οροφή και για τους υπόλοιπους ορόφους.

3.2.2 ΚΙΝΗΤΑ (ΜΕΤΑΒΛΗΤΑ) ΦΟΡΤΙΑ (LIVE LOADS):

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβής η τιμή και η θέση τους γι' αυτό προσδιορίζονται στατιστικά και οι δε τιμές τους δίνονται από κανονισμούς.

Στην μελέτη μας λήφθηκαν κινητά φορτία $2\ kN/m^2$ (LIVE) για τον καθένα όροφο του κτιρίου και για την οροφή $2\ kN/m^2$ (LIVEROOF).

3.2.3 ΔΡΑΣΕΙΣ ΑΝΕΜΟΥ:

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 οι δράσεις ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές δράσεις. Θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η ταυτόχρονη επιρροή και άλλων δράσεων επί 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 κατασκευής, που θα μπορούσαν να αλλάξουν την εξωτερική και εσωτερική πίεση ή τα δυναμικά χαρακτηριστικά.

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

Στην παρούσα διπλωματική εργασία εξετάζονται δύο διευθύνσεις ανέμου με φορά τη θετική διεύθυνση του άξονα x'x (θ=0°) και τη θετική διεύθυνση του άξονα y'y (θ=90°).

Στο συγκεκριμένο έργο οι δράσεις λόγω ανέμου υπολογίστηκαν ως εξής:

Δίνεται ότι ένας τυπικός άνεμος στην Ελλάδα έχει ταχύτητες:

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

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

Για την συγκεκριμένη κατηγορία εδάφους προκύπτει $z_0=1,0$ m και $z_{min}=10$ m (από τον αντίστοιχο πίνακα του Ευρωκώδικα).

Συντελεστής Τραχύτητας

Ο συντελεστής τραχύτητας $C_r(z)$ υπολογίζεται από τις σχέσεις

$$C_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_0) \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max}=200 \text{ m}$$

$$C_r(z) = C_r(z_{min}) = k_r \cdot \ln(z_{min} / z_0) \quad \text{για } z \leq z_{min}$$

όπου:

$$k_r = 0,19(z_0 / z_{0,11})^{0,07} \quad (\text{συντελεστής εδάφους})$$

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

$z_{0,11}$: σύμφωνα με την κατηγορία εδάφους

z_{min} : είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζει ο κανονισμός

z_{max} : λαμβάνεται ίσο με 200 m

Στην περίπτωση μας έχουμε:

- Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$: έχω ύψος $h=17,6\text{m}$ και πλάτος $b=17,1\text{m} \rightarrow b < h \leq 2b \rightarrow$ το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από δύο τμήματα με ύψος $z_e = b$ για το χαμηλότερο και $z_e = h$ για το υπερκείμενο.

Και για τα δύο ύψη ισχύει ότι: $z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200\text{m}$

για $z = b \rightarrow C_r(z) = k_r \ln(z/z_0) = 0,19(1,0 / 0,05)^{0,07} \ln(17,1 / 1,0) = 0,66527790$

για $z = h \rightarrow C_r(z) = k_r \ln(z/z_0) = 0,19(1,0 / 0,05)^{0,07} \ln(17,6 / 1,0) = 0,67203136$

- Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$: έχω ύψος $h=17,6\text{m}$ και πλάτος $b=39,9\text{m} \rightarrow h \leq b \rightarrow z_e = h$
Ισχύει ότι: $z_{\min} \leq z = 17,6 \leq z_{\max} = 200\text{m}$

$\rightarrow C_r(z) = k_r \ln(z/z_0) = 0,19(1,0 / 0,05)^{0,07} \ln(17,6 / 1,0) = 0,67203136$

Συντελεστής Τοπογραφικής Διαμόρφωσης

Ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης προσδίδεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$C_t = 1$ για $\Phi < 0,05$

$C_t = 1 + 2 s \Phi$ για $0,05 < \Phi < 0,3$

$C_t = 1 + 0,6 s$ για $\Phi > 0,3$

όπου:

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

$\Phi = H_w/L$ είναι η κλίση προς την προσήνεμη πλαγιά

Θεωρώ $\Phi=0$, άρα $C_t = 1$

Δυναμικός Συντελεστής $c_s c_d$

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

Η τιμή αυτού του συντελεστή προκύπτει από αντίστοιχο σχήμα του Ευρωκώδικα (για πολυώροφα κτίρια από χάλυβα).

Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$: έχω ύψος $h=17,6\text{m}$ και πλάτος $b=17,1\text{m} \rightarrow c_s c_d = 0,93$

Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$: έχω ύψος $h=17,6\text{m}$ και πλάτος $b=39,9\text{m} \rightarrow c_s c_d = 0,88$

Αεροδυναμικοί Συντελεστές πίεσης και δύναμης

Οι συντελεστές αυτοί (εξωτερικής πίεσης c_{pe} , εσωτερικής πίεσης c_{pi} και συντελεστής δύναμης c_f) εισάγονται προκειμένου να υπολογιστούν οι τελικές πιέσεις επί των επιφανειών των κατασκευών, ή οι τελικές δυνάμεις ανέμου σε όλη την κατασκευή, ή σε ένα τμήμα της.

Εμβαδόν φορτιζόμενης επιφάνειας

Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$: έχω ύψος $h=17,6\text{m}$ και πλάτος $b=17,1\text{m} \rightarrow A=300,96\text{m}^2$

Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$: έχω ύψος $h=17,6\text{m}$ και πλάτος $b=39,9\text{m} \rightarrow A=702,24\text{m}^2$

Και στις δύο περιπτώσεις το εμβαδόν είναι μεγαλύτερο των 10m^2 , επομένως $C_{pe} = C_{pe,10}$.

Κατακόρυφοι τοίχοι κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη:

- Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$: έχω ύψος $h=17,6\text{m}$ και πλάτος $b=17,1\text{m} \rightarrow b < h \leq 2b \rightarrow$ το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από δύο τμήματα με ύψος $z_e = b$ για το χαμηλότερο και $z_e = h$ για το υπερκείμενο.

Ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους c_{pe} προκύπτει από πίνακα για γνωστό h/d . Για ενδιάμεσες τιμές του h/d θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή.

$$e = \min\{b, 2h\} = \min\{17,1, 2 \cdot 17,6\} = \min\{17,1, 35,2\} = 17,1 \text{ m}$$

$$e = 17,1 \text{ m} < d = 39,9 \text{ m}$$

$$\text{Για } h/d = 17,6 / 39,9 = 0,441 \rightarrow c_{pe} = 0,725 : D$$

$$\rightarrow c_{pe} = -0,351 : E$$

$$\rightarrow c_{pe} = -1,200 : A$$

$$\rightarrow c_{pe} = -1,100 : B$$

$$\rightarrow c_{pe} = -0,500 : C$$

- Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$: έχω ύψος $h=17,6\text{m}$ και πλάτος $b=39,9\text{m} \rightarrow h \leq b \rightarrow z_e = h$

$$e = \min\{b, 2h\} = \min\{39,9, 2 \cdot 17,6\} = \min\{39,9, 35,2\} = 35,2 \text{ m}$$

$$e = 35,2 \text{ m} > d = 17,1 \text{ m}$$

$$\text{Για } h/d = 17,6 / 17,1 = 1,029 \rightarrow c_{pe} = 0,800 : D$$

$$\rightarrow c_{pe} = -0,508 : E$$

$$\rightarrow c_{pe} = -1,200 : A$$

$$\rightarrow c_{pe} = -1,100 : B$$

Πίεση ταχύτητας Αιχμής

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

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

όπου:

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

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

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

$$c_e(z) = q_p(z) / q_b$$

q_b : είναι η βασική πίεση που δίνεται από τη σχέση:

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2$$

v_b : είναι η βασική ταχύτητα 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 σχέση:

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

Στη σχέση αυτή είναι:

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 στην μελέτη μας λήφθηκε 33m/s.

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

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

όπου:

$c_r(z)$: είναι ο συντελεστής τραχύτητας, ο οποίος έχει υπολογιστεί παραπάνω και ισούται με 0,67203136

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

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

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_o(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_o}\right)} \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

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

όπου:

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

➤ Υπολογισμοί για τις δυο διευθύνσεις του ανέμου:

• Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$: έχω ύψος $h=17,6\text{m}$ και πλάτος $b=17,1\text{m} \rightarrow b < h \leq 2b$
 \rightarrow το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από δύο τμήματα με ύψος $z_e = b$ για το χαμηλότερο και $z_e = h$ για το υπερκείμενο.

$$\text{- Για } z_e = b = 17,1\text{m} : \rightarrow I_v(z) = 1,0 / (1,0 \cdot \ln(17,1/1,0)) = 0,352226968$$

$$\rightarrow v_m(z) = 0,665277899 \cdot 1,0 \cdot 33 \text{ m/s} = 21,95417066 \text{ m/s}$$

$$\text{Επομένως: } q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0,352226968] \cdot 1/2 \cdot 0,00125 \cdot 21,95417066^2 = 1,043977449 \text{ kN/m}^2$$

Η εξωτερική πίεση λοιπόν θα είναι:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,043977449 \cdot 0,725 = +0,76 \text{ kN/m}^2 : D$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,043977449 \cdot (-0,351) = -0,37 \text{ kN/m}^2 : E$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,043977449 \cdot (-1,200) = -1,25 \text{ kN/m}^2 : A$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,043977449 \cdot (-1,100) = -1,15 \text{ kN/m}^2 : B$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,043977449 \cdot (-0,500) = -0,52 \text{ kN/m}^2 : C$$

$$\text{- Για } z_e = h = 17,6 \text{ m} : \rightarrow I_v(z) = 1,0 / (1,0 \cdot \ln(17,6/1,0)) = 0,348687326$$

$$\rightarrow v_m(z) = 0,67203136 \cdot 1,0 \cdot 33 \text{ m/s} = 22,1770348 \text{ m/s}$$

$$\text{Επομένως: } q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0,34868733] \cdot 1/2 \cdot 0,00125 \cdot 22,1770348^2 = 1,05766426 \text{ kN/m}^2$$

Η εξωτερική πίεση λοιπόν θα είναι:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,05766426 \cdot 0,725 = +0,77 \text{ kN/m}^2 : D$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,05766426 \cdot (-0,351) = -0,37 \text{ kN/m}^2 : E$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,05766426 \cdot (-1,200) = -1,27 \text{ kN/m}^2 : A$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,05766426 \cdot (-1,100) = -1,16 \text{ kN/m}^2 : B$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,05766426 \cdot (-0,500) = -0,53 \text{ kN/m}^2 : C$$

• Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$: έχω ύψος $h=17,6\text{m}$ και πλάτος $b=39,9\text{m} \rightarrow h \leq b \rightarrow z_e = h$

$$\rightarrow I_v(z) = 1,0 / (1,0 \cdot \ln(17,6/1,0)) = 0,34868733$$

$$\rightarrow v_m(z) = 0,67203136 \cdot 1,0 \cdot 33 \text{ m/s} = 22,1770348 \text{ m/s}$$

$$\text{Επομένως: } q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0,34868733] \cdot 1/2 \cdot 0,00125 \cdot 22,1770348^2 = 1,05766426 \text{ kN/m}^2$$

Η εξωτερική πίεση λοιπόν θα είναι:

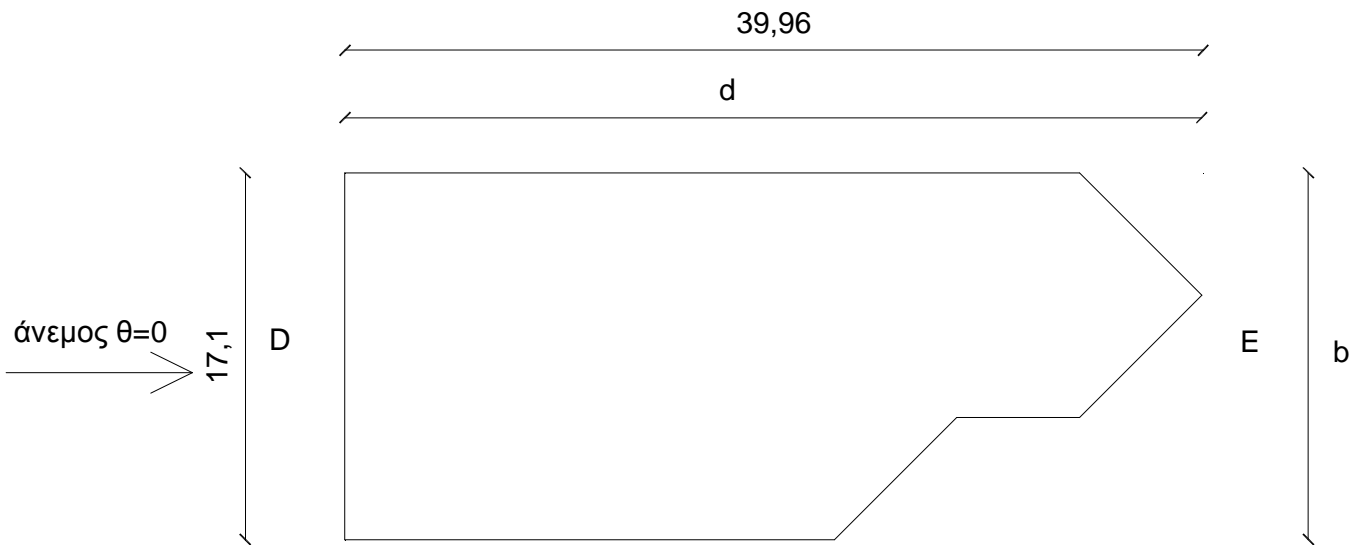
$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,05766426 \cdot 0,800 = +0,85 \text{ kN/m}^2 : D$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,05766426 \cdot (-0,508) = -0,54 \text{ kN/m}^2 : E$$

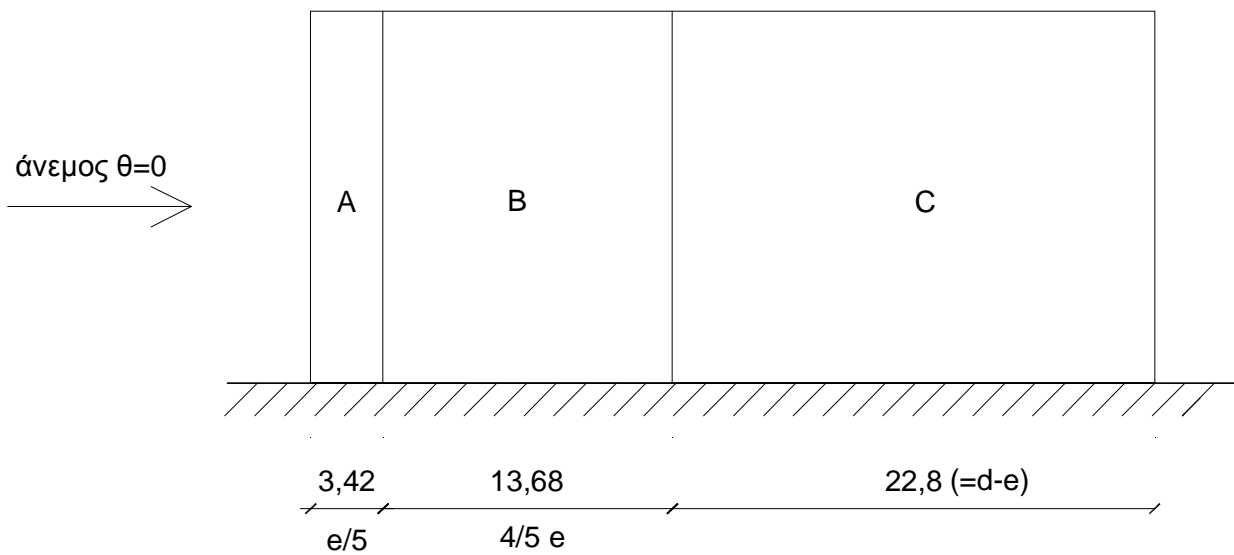
$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,05766426 \cdot (-1,200) = -1,27 \text{ kN/m}^2 : A$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,05766426 \cdot (-1,100) = -1,16 \text{ kN/m}^2 : B$$

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

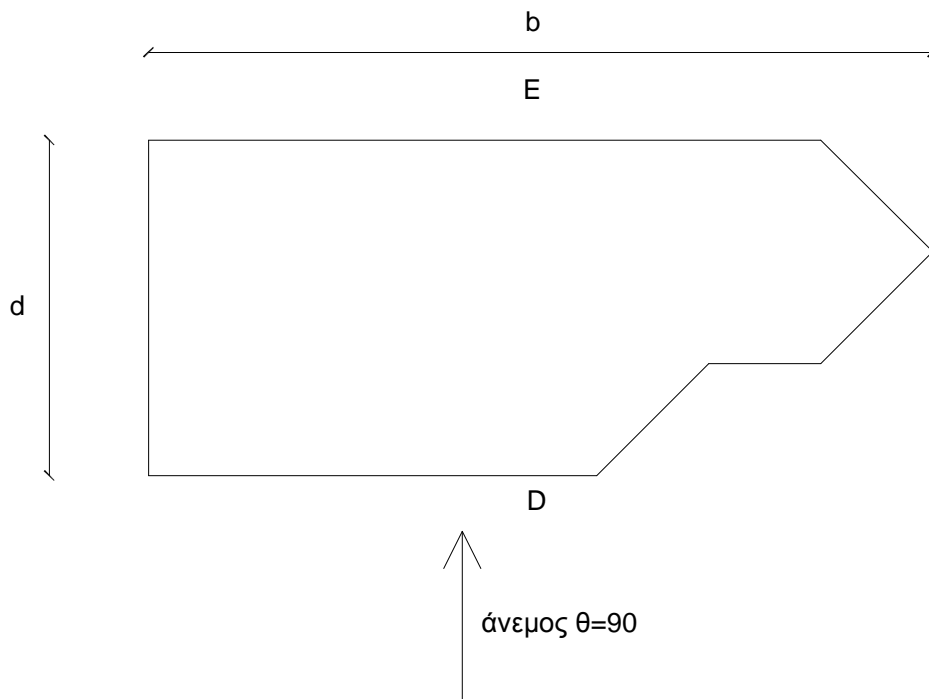


Σχήμα 3.1: Κάτοψη κτιρίου

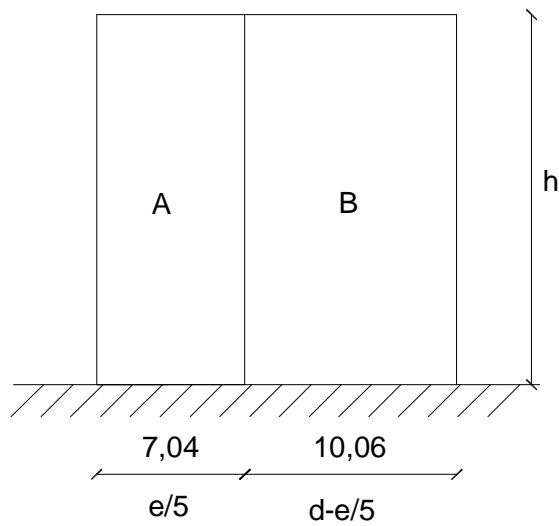


Σχήμα 3.2: Όψη κτιρίου για $e < d$

- ✓ Για διεύθυνση του ανέμου $\theta=90^\circ$:

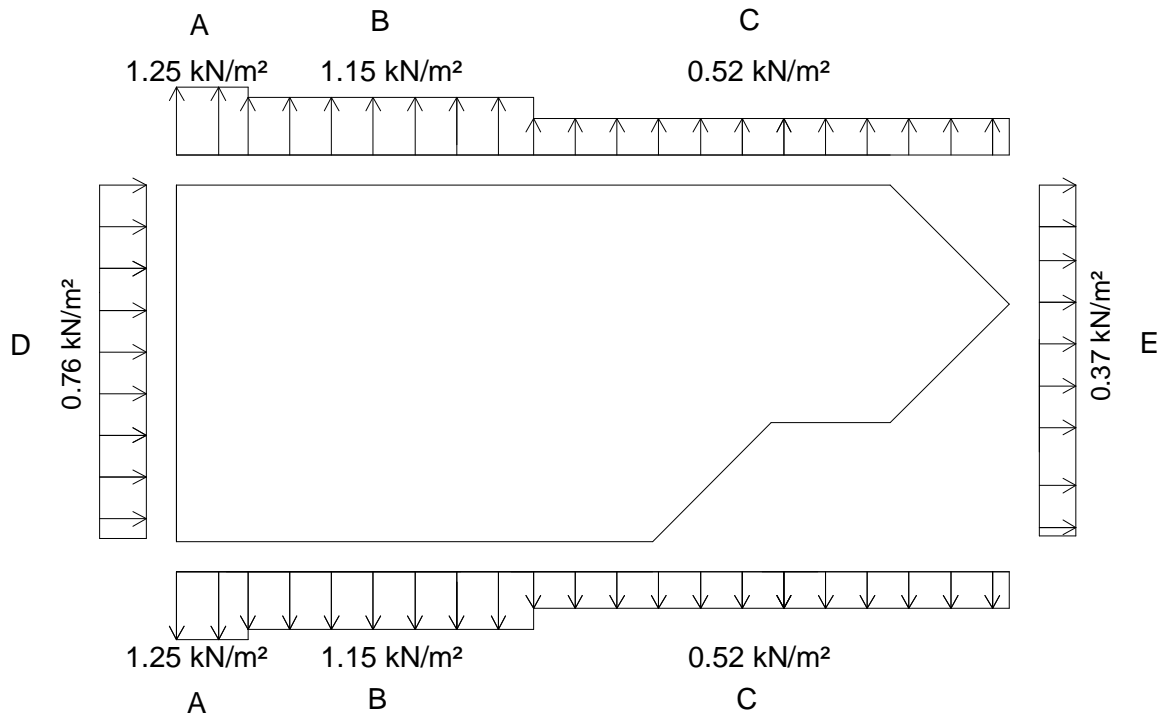


Σχήμα 3.3: Κάτοψη κτιρίου

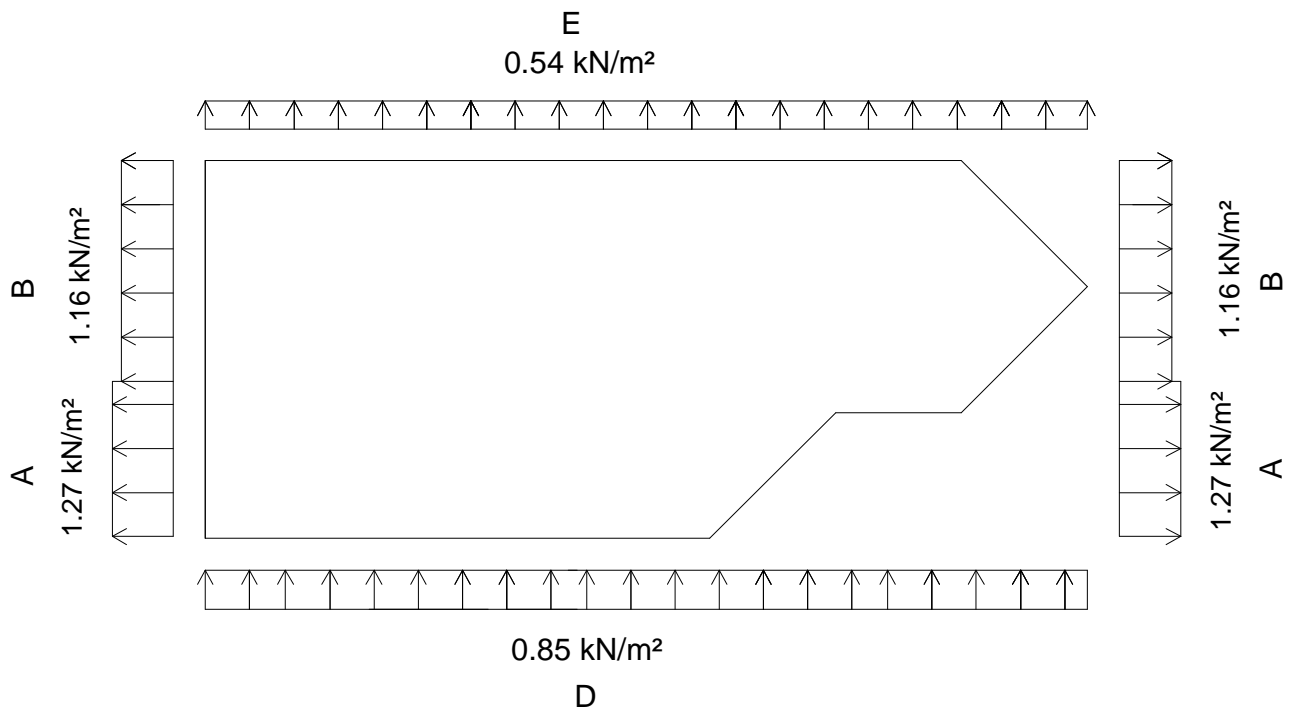


Σχήμα 3.4: Όψη κτιρίου για $e > d$

Εξωτερικές πιέσεις για τις δυο διευθύνσεις του ανέμου:



Σχήμα 3.5: Εξωτερικές πιέσεις για διεύθυνση ανέμου x-x



Σχήμα 3.6: Εξωτερικές πιέσεις για διεύθυνση ανέμου y-y

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

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

Σημειώνεται ότι στις υπήνεμες πλευρές οι οποίες χωρίζονται σε ζώνες φόρτισης εισήχθησαν οι δυσμενέστερες τιμές σε όλο το μήκος.

Για τον υπολογισμό των δράσεων λόγω ανέμου δεν λήφθηκε υπόψη το σχήμα του κτιρίου διότι πρόκειται για βαριά κατασκευή (πλάκες από σκυρόδεμα) και προσεγγίζει αρκετά το ορθογωνικό.

3.2.4 ΦΟΡΤΙΟ ΧΙΟΝΙΟΥ

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 1990). 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 θεωρούνται ως τυχηματικές δράσεις.

Στην περίπτωση μας το φορτίο του χιονιού στην στέγη θα προσδιοριστεί από την σχέση για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

όπου:

- μ_i : είναι ο συντελεστής μορφής του φορτίου, ο οποίος για μονοκλινή στέγη με κλίση $\alpha=0^\circ$ ισούται με 0,8.
- $s_{k,0}$: είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού για έδαφος που βρίσκεται στην στάθμη της θάλασσας (δηλ. για $A=0$), ο οποίος για Ζώνη I (Αττική) ισούται με $0,4 \text{ kN/m}^2$
- C_e : είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1.
- C_t : είναι 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.
- s_k : είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε kN/m^2 συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου (A), για μια συγκεκριμένη τοποθεσία και δίνεται από την σχέση:

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

όπου:

A: είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από την στάθμη της θάλασσας, το οποίο είναι 50 m για την δικιά μας περίπτωση

Επομένως: $s_k = 0,4 [1 + (50/917)^2] = 0,401189 \text{ kN/m}^2$

Μπορούμε πλέον να υπολογίσουμε το φορτίο χιονιού το οποίο θα είναι:

$$\rightarrow S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,401189 = 0,320951 \text{ kN/m}^2$$

3.2.5 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές, χωρίς αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δε μπορούν να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες. Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται επίσης στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν 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:

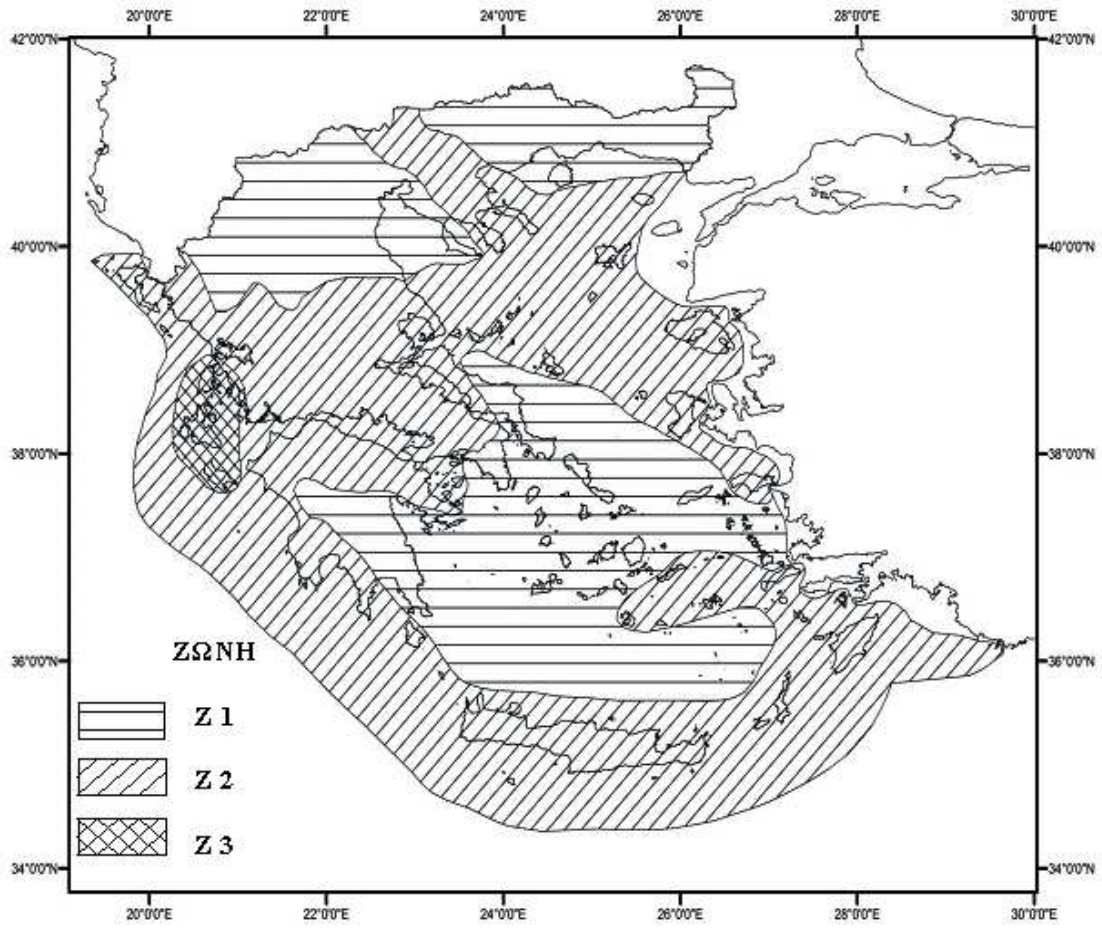
- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Η μελέτη του κτιρίου έναντι σεισμού έγινε 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.

Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

Η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους καθορίζεται ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα 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 χρόνια (ή περίοδο επαναφοράς 457 έτη).

Το κτίριο μας βρίσκεται στην Αττική, η οποία ανήκει στην Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας I.



Σχήμα 3.7: Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

Σεισμική επιτάχυνση του 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 χρόνια, (η περίοδος επαναφοράς είναι 475 χρόνια), με βάση την σχέση $A=a \times g$.

Για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I, η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους είναι $A=0,16 \times g$.

Ζώνη	a_{gR}
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

Πίνακας 3.1: Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

Προσδιορισμός της κατηγορίας εδάφους

Το κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας B (αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος) σύμφωνα με τον πίνακα 3.2 του Ευρωκώδικα 8, ο οποίος καθορίζει την κατηγορία εδάφους από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται σε αυτόν.

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (κρούσεις/ 30cm)	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360 – 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.			
S ₁	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.	< 100 (ενδεικτικό)	–	10 - 20
S ₂	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S ₁			

Πίνακας 3.2: Κατηγορία Εδάφους

Συντελεστής σπουδαιότητας

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

Για κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κ.τ.λ.) ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι $\gamma_i=1,00$.

Συντελεστής Συμπεριφοράς

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα. Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q , που περιλαμβάνουν επίσης την επιρροή ιξώδους απόσβεσης διαφορετικής από 5%, δίνονται για διάφορα υλικά και στατικά συστήματα σε εξάρτηση από τις σχετικές κατηγορίες πλαστιμότητας στα διάφορα Μέρη του EN 1998. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q μπορεί να είναι διαφορετική σε διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας θα είναι η ίδια σε όλες τις διευθύνσεις.

Σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα για κτίρια από χάλυβα με πλαίσια και δικτυωτούς διαγώνιους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα είναι $q=4,00$.

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

Πίνακας 3.3: Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς

Οι παραδοχές που έχουν γίνει για τον σεισμό είναι οι εξής:

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I	Επιτάχυνση $A=0,16\text{ g}$
Κατηγορία εδάφους	B
Κατηγορία σπουδαιότητας	II (συνήθη κτίρια)
Συντελεστής συμπεριφοράς q	4,00
Απόσβεση	5%
Τύπος φάσματος	1

Φάσμα σχεδιασμού για ελαστική ανάλυση

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού, $S_d(T)$, ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

όπου

$S_d(T)$ είναι το ελαστικό φάσμα απόκρισης

T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελεύθερης κίνησης

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

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

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

Έλεγχος περιορισμού του κατώτατου ορίου για το φάσμα σχεδιασμού:

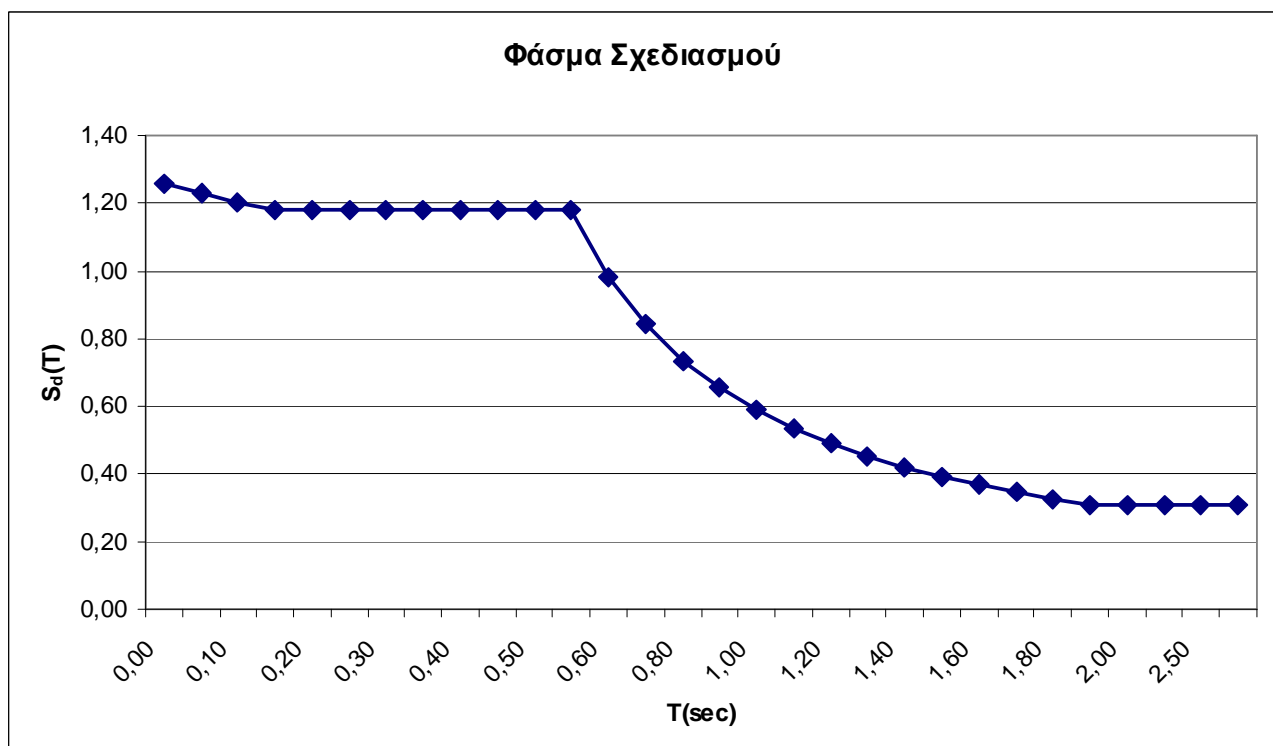
$$S_d(T) = \frac{V}{M} \geq \beta \cdot \alpha_g = 0,2 \cdot 0,16 \cdot 9,81 = 0,31$$

Σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα για έδαφος κατηγορίας Β, έχω: $S=1,2$, $T_B=0,15s$, $T_C=0,5s$ και $T_D=2,0s$.

Εδαφικός Τύπος	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Πίνακας 3.4: Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1

Έτσι προκύπτει το ακόλουθο φάσμα σχεδιασμού για τις οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού:



Σχήμα 3.8: Φάσμα σχεδιασμού για τις οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού

Οριζόντιο Φάσμα Σχεδιασμού		
	X	Y
T (sec)	S _d (T)	S _d (T)
0,00	1,26	1,26
0,05	1,23	1,23
0,10	1,20	1,20
0,15	1,18	1,18
0,20	1,18	1,18
0,25	1,18	1,18
0,30	1,18	1,18
0,35	1,18	1,18
0,40	1,18	1,18
0,45	1,18	1,18
0,50	1,18	1,18
1,00	0,59	0,59
1,50	0,39	0,39
2,00	0,31	0,31
2,50	0,31	0,31
3,00	0,31	0,31
3,50	0,31	0,31
4,00	0,31	0,31
4,50	0,31	0,31
5,00	0,31	0,31
5,50	0,31	0,31
6,00	0,31	0,31
6,50	0,31	0,31
7,00	0,31	0,31
7,50	0,31	0,31
8,00	0,31	0,31
8,50	0,31	0,31
9,00	0,31	0,31
9,50	0,31	0,31
10,00	0,31	0,31

Πίνακας 3.5: Τιμές Οριζόντιου Φάσματος Σχεδιασμού

Οι μάζες του σεισμού προκύπτουν από τον σεισμικό συνδυασμό:

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

όπου $\psi=0,3$, με $\phi=1,00$ για το δώμα

$\psi=0,8 \cdot 0,3$, με $\phi=0,80$ για λοιπούς ορόφους με συσχετισμένες χρήσεις

3.3 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν σ' αυτή. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις, αστοχίας και λειτουργικότητας, και στη συνέχεια εφαρμόζονται στο φορέα. Στους συνδυασμούς αυτούς δεν συνυπολογίζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανιστούν ταυτόχρονα.

Στην προς μελέτη κατασκευή εφαρμόζονται τα εξής φορτία:

- Μόνιμα Φορτία
 - Ίδιο βάρος της κατασκευής G , με συντελεστές ασφαλείας $\gamma_G=1,35$ (δυσμενής φόρτιση) και $\gamma_G=1,00$ (ευμενής φόρτιση).
 - Λοιπά Μόνιμα $E=2,0$ kN/m² με συντελεστές ασφαλείας $\gamma_G=1,35$ (δυσμενής φόρτιση) και $\gamma_G=1,00$ (ευμενής φόρτιση).
- Κινητά Φορτία
 - Ωφέλιμο Φορτίο $Q=2,0$ kN/m² με συντελεστές ασφαλείας $\gamma_Q=1,50$ (δυσμενής φόρτιση) και $\gamma_Q=1,00$ (ευμενής φόρτιση) και με συντελεστές συνδυασμού $\psi_0=0,7$, $\psi_1=0,5$ και $\psi_2=0,3$ (για κατηγορία A κατοικιών κατά το EN 1990).
 - Άνεμος W με συντελεστές ασφαλείας $\gamma_Q=1,50$ (δυσμενής φόρτιση) και $\gamma_Q=0,00$ (ευμενής φόρτιση) και με συντελεστές συνδυασμού $\psi_0=0,6$, $\psi_1=0,2$ και $\psi_2=0,0$ (κατά το EN 1990).
 - Χιόνι S με συντελεστές ασφαλείας $\gamma_Q=1,50$ (δυσμενής φόρτιση) και $\gamma_Q=0,00$ (ευμενής φόρτιση) και με συντελεστές συνδυασμού $\psi_0=0,5$, $\psi_1=0,2$ και $\psi_2=0,0$ (για υψόμετρο $H \leq 1000$ m κατά το EN 1990).

3.3.1 Οριακή κατάσταση Αστοχίας:

- Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές :

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

όπου το $Q_{k,1}$ αντιστοιχεί στην επικρατέστερη μεταβλητή δράση. Αν αυτή δεν είναι προφανής, θα πρέπει κάθε μεταβλητή δράση $Q_{k,1}$ να θεωρηθεί διαδοχικά ως η επικρατέστερη. Με τον τρόπο αυτό προκύπτει μεγάλος συνδυασμός δράσεων.

- ✓ Δυσμενής Συνδυασμός:
 - Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο Q
 $1,35 \times G + 1,5 \times Q + 1,5 \times 0,6 \times W + 1,5 \times 0,5 \times S$
 - Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο W
 $1,35 \times G + 1,5 \times W + 1,5 \times 0,7 \times Q + 1,5 \times 0,5 \times S$
 - Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το χιόνι S
 $1,35 \times G + 1,5 \times S + 1,5 \times 0,7 \times Q + 1,5 \times 0,6 \times W$
- ✓ Ευμενής Συνδυασμός:
 $1,00 \times G + 1,00 \times Q$

- Για καταστάσεις σεισμού :

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

$$G + 0,30 \times Q \pm E_x \pm 0,3 \times E_y$$

$$G + 0,30 \times Q \pm 0,3 \times E_x \pm E_y$$

3.3.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας:

Χαρακτηριστικός συνδυασμός:

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

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο Q
 $G + Q + 0,6 \times W + 0,5 \times S$
- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο W
 $G + W + 0,7 \times Q + 0,5 \times S$
- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το χιόνι S
 $G + S + 0,7 \times Q + 0,6 \times W$

Ακολουθούν οι συνδυασμοί φορτίσεων όπως έχουν ορισθεί στο πρόγραμμα:

όπου	DEAD:	ίδια βάρη του κτιρίου
	SDEAD:	λοιπά μόνιμα
	LIVE:	κινητά φορτία ορόφων
	LIVEROOF:	κινητά φορτία οροφής
	WINDX1:	άνεμος κατά την διεύθυνση x-x
	WINDX2:	άνεμος κατά την διεύθυνση y-y
	SNOW:	φορτίο χιονιού
	SPEC1X:	σεισμός κατά τη διεύθυνση x-x
	SPEC1Y:	σεισμός κατά τη διεύθυνση y-y

Combo	Type	Case	Factor	CaseType	SortID
OKA0	ADD	DEAD	1	Static	1
OKA0		SDEAD	1	Static	2
OKA0		LIVE	1	Static	3
OKA0		LIVEROOF	1	Static	4
OKA1	ADD	DEAD	1,35	Static	5
OKA1		SDEAD	1,35	Static	6
OKA1		LIVE	1,5	Static	7
OKA1		SNOW	0,75	Static	8
OKA1		LIVEROOF	1,5	Static	9
OKA1		WINDX1	0,9	Static	10
OKA2	ADD	DEAD	1,35	Static	11
OKA2		SDEAD	1,35	Static	12
OKA2		LIVE	1,05	Static	13
OKA2		SNOW	0,75	Static	14
OKA2		LIVEROOF	1,05	Static	15
OKA2		WINDX1	1,5	Static	16
OKA3	ADD	DEAD	1,35	Static	17
OKA3		SDEAD	1,35	Static	18
OKA3		LIVE	1,05	Static	19
OKA3		SNOW	1,5	Static	20
OKA3		LIVEROOF	1,05	Static	21
OKA3		WINDX1	0,9	Static	22
OKA4	ADD	DEAD	1,35	Static	23
OKA4		SDEAD	1,35	Static	24
OKA4		LIVE	1,5	Static	25
OKA4		SNOW	0,75	Static	26
OKA4		LIVEROOF	1,5	Static	27
OKA4		WINDX1	-0,9	Static	28
OKA5	ADD	DEAD	1,35	Static	29
OKA5		SDEAD	1,35	Static	30
OKA5		LIVE	1,05	Static	31
OKA5		SNOW	0,75	Static	32
OKA5		LIVEROOF	1,05	Static	33
OKA5		WINDX1	-1,5	Static	34
OKA6	ADD	DEAD	1,35	Static	35
OKA6		SDEAD	1,35	Static	36
OKA6		LIVE	1,05	Static	37
OKA6		SNOW	1,5	Static	38
OKA6		LIVEROOF	1,05	Static	39
OKA6		WINDX1	-0,9	Static	40
OKA11	ADD	DEAD	1,35	Static	41
OKA11		SDEAD	1,35	Static	42
OKA11		LIVE	1,5	Static	43
OKA11		SNOW	0,75	Static	44
OKA11		LIVEROOF	1,5	Static	45
OKA11		WINDX2	0,9	Static	46
OKA22	ADD	DEAD	1,35	Static	47
OKA22		SDEAD	1,35	Static	48
OKA22		LIVE	1,05	Static	49
OKA22		SNOW	0,75	Static	50

OKA22		LIVEROOF	1,05	Static	51
OKA22		WINDX2	1,5	Static	52
OKA33	ADD	DEAD	1,35	Static	53
OKA33		SDEAD	1,35	Static	54
OKA33		LIVE	1,05	Static	55
OKA33		SNOW	1,5	Static	56
OKA33		LIVEROOF	1,05	Static	57
OKA33		WINDX2	0,9	Static	58
OKA44	ADD	DEAD	1,35	Static	59
OKA44		SDEAD	1,35	Static	60
OKA44		LIVE	1,5	Static	61
OKA44		SNOW	0,75	Static	62
OKA44		LIVEROOF	1,5	Static	63
OKA44		WINDX2	-0,9	Static	64
OKA55	ADD	DEAD	1,35	Static	65
OKA55		SDEAD	1,35	Static	66
OKA55		LIVE	1,05	Static	67
OKA55		SNOW	0,75	Static	68
OKA55		LIVEROOF	1,05	Static	69
OKA55		WINDX2	-1,5	Static	70
OKA66	ADD	DEAD	1,35	Static	71
OKA66		SDEAD	1,35	Static	72
OKA66		LIVE	1,05	Static	73
OKA66		SNOW	1,5	Static	74
OKA66		LIVEROOF	1,05	Static	75
OKA66		WINDX2	-0,9	Static	76
OKL1	ADD	DEAD	1	Static	77
OKL1		SDEAD	1	Static	78
OKL1		LIVE	1	Static	79
OKL1		SNOW	0,5	Static	80
OKL1		LIVEROOF	1	Static	81
OKL1		WINDX1	0,6	Static	82
OKL2	ADD	DEAD	1	Static	83
OKL2		SDEAD	1	Static	84
OKL2		LIVE	0,7	Static	85
OKL2		SNOW	0,5	Static	86
OKL2		LIVEROOF	0,7	Static	87
OKL2		WINDX1	1	Static	88
OKL3	ADD	DEAD	1	Static	89
OKL3		SDEAD	1	Static	90
OKL3		LIVE	0,7	Static	91
OKL3		SNOW	1	Static	92
OKL3		LIVEROOF	0,7	Static	93
OKL3		WINDX1	0,6	Static	94
OKL4	ADD	DEAD	1	Static	95
OKL4		SDEAD	1	Static	96
OKL4		LIVE	1	Static	97
OKL4		SNOW	0,5	Static	98
OKL4		LIVEROOF	1	Static	99
OKL4		WINDX1	-0,6	Static	100
OKL5	ADD	DEAD	1	Static	101
OKL5		SDEAD	1	Static	102

OKL5		LIVE	0,7	Static	103
OKL5		SNOW	0,5	Static	104
OKL5		LIVEROOF	0,7	Static	105
OKL5		WINDX1	-1	Static	106
OKL6	ADD	DEAD	1	Static	107
OKL6		SDEAD	1	Static	108
OKL6		LIVE	0,7	Static	109
OKL6		SNOW	1	Static	110
OKL6		LIVEROOF	0,7	Static	111
OKL6		WINDX1	-0,6	Static	112
OKL11	ADD	DEAD	1	Static	113
OKL11		SDEAD	1	Static	114
OKL11		LIVE	1	Static	115
OKL11		SNOW	0,5	Static	116
OKL11		LIVEROOF	1	Static	117
OKL11		WINDX2	0,6	Static	118
OKL22	ADD	DEAD	1	Static	119
OKL22		SDEAD	1	Static	120
OKL22		LIVE	0,7	Static	121
OKL22		SNOW	0,5	Static	122
OKL22		LIVEROOF	0,7	Static	123
OKL22		WINDX2	1	Static	124
OKL33	ADD	DEAD	1	Static	125
OKL33		SDEAD	1	Static	126
OKL33		LIVE	0,7	Static	127
OKL33		SNOW	1	Static	128
OKL33		LIVEROOF	0,7	Static	129
OKL33		WINDX2	0,6	Static	130
OKL44	ADD	DEAD	1	Static	131
OKL44		SDEAD	1	Static	132
OKL44		LIVE	1	Static	133
OKL44		SNOW	0,5	Static	134
OKL44		LIVEROOF	1	Static	135
OKL44		WINDX2	-0,6	Static	136
OKL55	ADD	DEAD	1	Static	137
OKL55		SDEAD	1	Static	138
OKL55		LIVE	0,7	Static	139
OKL55		SNOW	0,5	Static	140
OKL55		LIVEROOF	0,7	Static	141
OKL55		WINDX2	-1	Static	142
OKL66	ADD	DEAD	1	Static	143
OKL66		SDEAD	1	Static	144
OKL66		LIVE	0,7	Static	145
OKL66		SNOW	1	Static	146
OKL66		LIVEROOF	0,7	Static	147
OKL66		WINDX2	-0,6	Static	148
SEISMOSX1	ADD	DEAD	1	Static	149
SEISMOSX1		SDEAD	1	Static	150
SEISMOSX1		LIVE	0,3	Static	151
SEISMOSX1		SPEC1X	1	Spectrum	152
SEISMOSX1		LIVEROOF	0,3	Static	153
SEISMOSX1		SPEC1Y	0,3	Spectrum	154

SEISMOSX2	ADD	DEAD	1	Static	155
SEISMOSX2		SDEAD	1	Static	156
SEISMOSX2		LIVE	0,3	Static	157
SEISMOSX2		SPEC1X	1	Spectrum	158
SEISMOSX2		LIVEROOF	0,3	Static	159
SEISMOSX2		SPEC1Y	-0,3	Spectrum	160
SEISMOSX3	ADD	DEAD	1	Static	161
SEISMOSX3		SDEAD	1	Static	162
SEISMOSX3		LIVE	0,3	Static	163
SEISMOSX3		SPEC1X	-1	Spectrum	164
SEISMOSX3		LIVEROOF	0,3	Static	165
SEISMOSX3		SPEC1Y	0,3	Spectrum	166
SEISMOSX4	ADD	DEAD	1	Static	167
SEISMOSX4		SDEAD	1	Static	168
SEISMOSX4		LIVE	0,3	Static	169
SEISMOSX4		SPEC1X	-1	Spectrum	170
SEISMOSX4		LIVEROOF	0,3	Static	171
SEISMOSX4		SPEC1Y	-0,3	Spectrum	172
SEISMOSY1	ADD	DEAD	1	Static	173
SEISMOSY1		SDEAD	1	Static	174
SEISMOSY1		LIVE	0,3	Static	175
SEISMOSY1		SPEC1Y	1	Spectrum	176
SEISMOSY1		LIVEROOF	0,3	Static	177
SEISMOSY1		SPEC1X	0,3	Spectrum	178
SEISMOSY2	ADD	DEAD	1	Static	179
SEISMOSY2		SDEAD	1	Static	180
SEISMOSY2		LIVE	0,3	Static	181
SEISMOSY2		SPEC1Y	1	Spectrum	182
SEISMOSY2		LIVEROOF	0,3	Static	183
SEISMOSY2		SPEC1X	-0,3	Spectrum	184
SEISMOSY3	ADD	DEAD	1	Static	185
SEISMOSY3		SDEAD	1	Static	186
SEISMOSY3		LIVE	0,3	Static	187
SEISMOSY3		SPEC1Y	-1	Spectrum	188
SEISMOSY3		LIVEROOF	0,3	Static	189
SEISMOSY3		SPEC1X	0,3	Spectrum	190
SEISMOSY4	ADD	DEAD	1	Static	191
SEISMOSY4		SDEAD	1	Static	192
SEISMOSY4		LIVE	0,3	Static	193
SEISMOSY4		SPEC1Y	-1	Spectrum	194
SEISMOSY4		LIVEROOF	0,3	Static	195
SEISMOSY4		SPEC1X	-0,3	Spectrum	196

Πίνακας 3.6: Συνδυασμοί φορτίσεων έτσι όπως ορίστηκαν στο πρόγραμμα

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΟΡΕΑ

4.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

Κριτήρια για στατική κανονικότητα

Για την αντισεισμική μελέτη, οι φορείς κτιρίων ταξινομούνται σε κανονικούς ή μη-κανονικούς.

Αυτή η διάκριση έχει επιπτώσεις στα ακόλουθα θέματα της σεισμικής μελέτης:

- στο στατικό προσομοίωμα, το οποίο μπορεί να είναι είτε απλουστευμένο επίπεδο προσομοίωμα ή χωρικό προσομοίωμα
- στην μέθοδο ανάλυσης, που μπορεί να είναι είτε απλουστευμένη ανάλυση φάσματος απόκρισης (διαδικασία οριζόντιας φόρτισης) ή ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης
- στην τιμή του συντελεστή q , που θα είναι μειωμένη για μη-κανονικά σε όψη κτίρια

Κανονικότητα σε		Επιτρεπόμενη απλοποίηση		Συντελεστής συμπεριφοράς
Κάτοψη	Όψη	Προσομοίωμα	Γραμμική-ελαστική ανάλυση	(για γραμμική ανάλυση)
Ναι	Ναι	Επίπεδο	Οριζόντια φόρτιση	Τιμή αναφοράς
Ναι	Όχι	Επίπεδο	Ιδιομορφική ανάλυση	Μειωμένη τιμή
Όχι	Ναι	Χωρικό	Οριζόντια φόρτιση	Τιμή αναφοράς
Όχι	Όχι	Χωρικό	Ιδιομορφική ανάλυση	Μειωμένη τιμή

Πίνακας 4.1: Επιπτώσεις στατικής κανονικότητας στην σεισμική ανάλυση και μελέτη

Κριτήρια για κανονικότητα σε κάτοψη

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 για να χαρακτηριστεί ένα κτίριο ως κανονικό σε κάτοψη θα πρέπει να ικανοποιεί όλους τους όρους που αναφέρονται στις παρακάτω παραγράφους.

- Όσον αφορά την αντοχή σε οριζόντια φορτία και την κατανομή της μάζας, το κτίριο θα είναι κατά προσέγγιση συμμετρικό σε κάτοψη, σε σχέση με δύο ορθογώνιους άξονες.

Το κτίριο κατά την διεύθυνση y θεωρείται κατά προσέγγιση συμμετρικό. Αντιθέτως, κατά την διεύθυνση x δεν είναι συμμετρικό. Επομένως, ο όρος αυτός δεν ικανοποιείται.

- Η διαμόρφωση της κάτοψης θα είναι συμπαγής, δηλ., κάθε πλάκα ορόφου θα οριοθετείται από κυρτή πολυγωνική γραμμή. Εάν υπάρχουν ανωμαλίες στην περίμετρο (εισέχουσες γωνίες ή εσοχές στην περίμετρο), η κανονικότητα σε κάτοψη μπορεί να θεωρηθεί ότι ικανοποιείται, υπό τον όρο ότι οι ανωμαλίες αυτές δεν έχουν επιπτώσεις στην δυσκαμψία της πλάκας στο επίπεδό της και ότι, σε κάθε ανωμαλία, η περιοχή μεταξύ του περιγράμματος της πλάκας και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής που περιβάλλει την πλάκα δεν υπερβαίνει 5% της επιφάνειας του ορόφου.

Επιφάνεια του ορόφου: $E_1 = 39,9 \times 17,1 = 682,29m^2$

Επιφάνεια μεταξύ του περιγράμματος της πλάκας και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής: $E_2 = 3 \cdot (5,7^2 / 2) + 2 \cdot 5,7^2 = 113,715m^2$

Ο λόγος των εμβαδών είναι: $\frac{E_2}{E_1} = \frac{113,715}{682,29} = 0,167 = 16,67\% > 5\%$

Παρατηρούμε ότι ο όρος αυτός δεν ικανοποιείται.

- Η δυσκαμψία των πλακών ορόφων μέσα στο επίπεδό τους θα είναι αρκετά μεγάλη σε σύγκριση με την οριζόντια δυσκαμψία των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων, έτσι ώστε η παραμόρφωση της πλάκας να έχει μικρή επίδραση στη κατανομή των δυνάμεων μεταξύ των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων. Από την άποψη αυτή, κατόψεις με μορφή L, Π, Η, Ι, και Χ πρέπει να εξετάζονται προσεκτικά, ειδικότερα όσον αφορά την δυσκαμψία των κλάδων, που πρέπει να είναι συγκρίσιμη με αυτήν του κεντρικού σκέλους, προκειμένου να ικανοποιηθεί η συνθήκη άκαμπτου διαφράγματος. Η παρούσα παράγραφος έχει εφαρμογή για τη γενική συμπεριφορά του κτιρίου.

Η κάτοψη του ορόφου δεν είναι της μορφής που αναφέρεται παραπάνω, συνεπώς ο όρος αυτός ικανοποιείται.

- Η λυγηρότητα του κτιρίου σε κάτοψη, $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$, δεν θα είναι μεγαλύτερη του 4, όπου το L_{\max} και το L_{\min} είναι αντίστοιχα η μεγαλύτερη και η μικρότερη διάσταση του κτιρίου σε κάτοψη, μετρούμενη σε ορθογώνιες διευθύνσεις.

Η λυγηρότητα του κτιρίου σε κάτοψη ισούται με:

$$\lambda = \frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{39,9}{11,4} = 3,5 < 4 \rightarrow \text{συνεπώς ο όρος ικανοποιείται.}$$

- Σε κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση της ανάλυσης x και y , η στατική εκκεντρότητα e_{ox} και η ακτίνα δυστρεψίας r ικανοποιούν τις δύο παρακάτω συνθήκες οι οποίες δίνονται για την διεύθυνση y της ανάλυσης:

$$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x$$

$$r_x \geq l_s$$

όπου

e_{ox} είναι η απόσταση μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας, που μετράται κατά την διεύθυνση x , κάθετη στην εξεταζόμενη διεύθυνση της ανάλυσης

r_x είναι η τετραγωνική ρίζα του λόγου της δυστρεψίας προς την μεταφορική δυσκαμψία στην διεύθυνση y («ακτίνα δυστρεψίας»), και

l_s είναι η ακτίνα αδρανείας της μάζας της πλάκας ορόφου σε κάτοψη (τετραγωνική ρίζα του λόγου (α) της πολικής ροπής αδρανείας της μάζας της πλάκας του ορόφου σε κάτοψη, ως προς το κέντρο μάζας της πλάκας του ορόφου προς (β) την μάζα της πλάκας του ορόφου).

Σε πολυώροφα κτίρια είναι δυνατοί μόνο κατά προσέγγιση ορισμοί του κέντρου δυσκαμψίας και της ακτίνας δυστρεψίας. Απλουστευμένος ορισμός για την ταξινόμηση της στατικής κανονικότητας σε κάτοψη και για την κατά προσέγγιση ανάλυση των στρεπτικών αποτελεσμάτων, είναι δυνατός όταν ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες:

- όλα τα συστήματα ανάληψης οριζόντιων φορτίων, όπως πυρήνες, φέροντα τοιχώματα ή πλαίσια, είναι συνεχή, χωρίς διακοπή, από τα θεμέλια έως την κορυφή του κτιρίου

Στο υπό μελέτη κτίριο έχουμε πλαίσια, τα οποία είναι συνεχή από τα θεμέλια έως την κορυφή του. Ικανοποιείται λοιπόν αυτή η συνθήκη.

- οι μορφές παραμόρφωσης των επιμέρους συστημάτων υπό οριζόντια φορτία δεν παρουσιάζουν μεγάλες διαφορές. Η συνθήκη αυτή μπορεί να θεωρηθεί ότι ικανοποιείται στις περιπτώσεις πλαισιωτών συστημάτων ή συστημάτων τοιχωμάτων. Γενικά η συνθήκη αυτή δεν ικανοποιείται σε διπλά συστήματα.

Η συνθήκη αυτή ικανοποιείται, διότι έχουμε πλαισιωτά συστήματα.

Συνεπώς, ο όρος αυτός ικανοποιείται.

Αφού εξετάσαμε έναν προς έναν τους όρους, καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι το κτίριο θεωρείται μη κανονικό σε κάτοψη.

Κριτήρια για κανονικότητα σε όψη

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 για να ταξινομηθεί ένα κτίριο ως κανονικό σε όψη, θα πρέπει να ικανοποιεί όλους τους όρους που απαριθμούνται στις ακόλουθες παραγράφους.

- Όλα τα συστήματα ανάληψης οριζοντίων φορτίων, όπως πυρήνες, φέροντα τοιχώματα ή πλαίσια, θα είναι συνεχή χωρίς διακοπή από τα θεμέλια έως την άνω επιφάνεια του κτιρίου, ή, εάν υπάρχουν ζώνες εσοχών με διαφορετικά ύψη, έως την άνω επιφάνεια της σχετικής ζώνης του κτιρίου.

Ο όρος αυτός ικανοποιείται, επειδή τα πλαίσια είναι συνεχή χωρίς διακοπή από τα θεμέλια έως την άνω επιφάνεια του κτιρίου και δεν υπάρχουν ζώνες εσοχών με διαφορετικά ύψη.

- Η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των επιμέρους ορόφων θα παραμένουν σταθερές ή θα μειώνονται βαθμιαία, χωρίς απότομες αλλαγές, από τη βάση προς την κορυφή ενός κτιρίου.

Η κάτοψη του κτιρίου δεν μεταβάλλεται καθ' ύψος, άρα η μεταφορική δυσκαμψία και οι μάζες των ορόφων παραμένουν σταθερές. Συνεπώς, ο όρος ικανοποιείται.

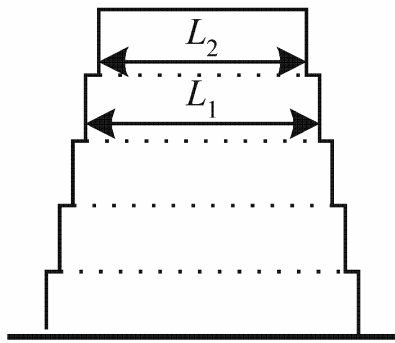
- Σε κτίρια με πλαισιωτό σύστημα ο λόγος της πραγματικής αντοχής ορόφων προς την αντοχή που απαιτείται από την ανάλυση δεν πρέπει να διαφέρει δυσανάλογα μεταξύ συνεχόμενων ορόφων.

Ο όρος αυτός ικανοποιείται.

- Όταν υπάρχουν εσοχές, ισχύουν οι ακόλουθες πρόσθετες συνθήκες:
 - α) για βαθμιδωτές εσοχές που διατηρούν την αξονική συμμετρία του φορέα, η εσοχή σε οποιονδήποτε όροφο δεν θα είναι μεγαλύτερη από το 20% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη στην διεύθυνση της εσοχής (Σχήμα 4.1.a και Σχήμα 4.1.b)
 - β) για μια μεμονωμένη εσοχή μέσα σε ύψος μικρότερο από 15% του συνολικού ύψους του κύριου στατικού συστήματος, η εσοχή δεν θα είναι μεγαλύτερη από το 50% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη (Σχήμα 4.1.c). Σε τέτοια περίπτωση το κάτω μέρος του φορέα που περιλαμβάνεται μέσα στην κατακόρυφη προβολή της περιμέτρου των ανώτερων ορόφων πρέπει να μελετηθεί ώστε να αναλαμβάνει τουλάχιστον 75% των οριζόντιων τεμνουσών δυνάμεων που θα αναπτύσσονταν στην ίδια ζώνη σε παρόμοιο κτίριο χωρίς τη διεύρυνση του κάτω μέρους
 - γ) εάν οι εσοχές δεν διατηρούν τη συμμετρία του φορέα, το άθροισμα των εσοχών όλων των ορόφων σε κάθε όψη δεν θα είναι μεγαλύτερο από το 30% της διάστασης της κάτοψης στο ισόγειο επάνω από την θεμελίωση ή επάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου, και κάθε επιμέρους εσοχή δεν θα είναι μεγαλύτερη από το 10% της προηγούμενης διάστασης κάτοψης (Σχήμα 4.1.d).

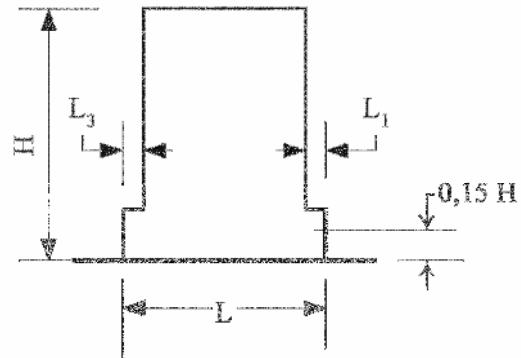
Ο όρος αυτός ικανοποιείται διότι δεν υπάρχουν εσοχές καθ' ύψος του κτιρίου.

(a)



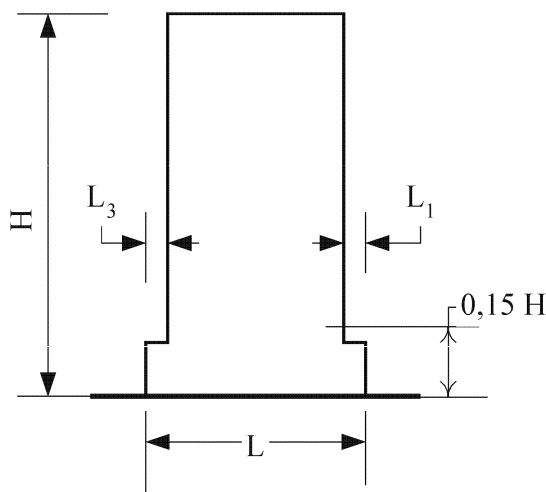
Κριτήριο για (a): $\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20$

(b) (εσοχή πάνω από 0,15H)



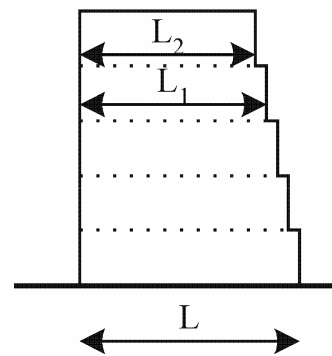
Κριτήριο για (b): $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,20$

(c) (εσοχή κάτω από 0,15H)



Κριτήριο για (c): $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,50$

d)



Κριτήρια για (d): $\frac{L - L_2}{L} \leq 0,30$
 $\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,10$

Σχήμα 4.1: Περιπτώσεις κτιρίων με εσοχές που μεταβάλλονται καθ' ύψος

Καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι το κτίριο είναι κανονικό σε όψη.

Συνεπώς, σύμφωνα με τον Πίνακα 4.1 το στατικό προσομοίωμα θα είναι χωρικό, η επιτρεπόμενη απλοποίηση στη μέθοδο ανάλυσης θα είναι η απλουστευμένη ανάλυση φάσματος απόκρισης και ο συντελεστής συμπεριφοράς θα λαμβάνει την τιμή αναφοράς.

4.2 ΕΠΙΛΟΓΗ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Πριν την διαστασιολόγηση των μελών του φορέα θα σχεδιάσουμε το προσομοίωμα, δηλαδή τα συστήματα παραλαβής των δράσεων που θα τοποθετηθούν και στις δυο διευθύνσεις του κτιρίου προκειμένου να ικανοποιούνται οι απαιτούμενοι έλεγχοι τόσο σε κατακόρυφα όσο και σε οριζόντια (κυρίως σεισμικά) φορτία.

Οι έλεγχοι που έγιναν είναι οι εξής:

A) Έλεγχος σε Γωνιακή Παραμόρφωση:

Θα υπολογίσω τις οριζόντιες παραμορφώσεις για τις σεισμικές δράσεις.

Για μη ευαίσθητα διαχωριστικά ισχύει ότι:

$$d_r \cdot v \leq \psi \cdot h \rightarrow \frac{d_r \cdot v}{h} \leq \psi = 0,0075$$

όπου

d_r η σχετική παραμόρφωση των ορόφων και ισούται με την ελαστική παραμόρφωση επί τον συντελεστή συμπεριφοράς q

$v = 0,50$ για συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων

$\psi = 0,0075$ για μη ευαίσθητα διαχωριστικά

Για τον υπολογισμό της σχετικής παραμόρφωσης d_r λήφθησαν από τη δυναμική φασματική ανάλυση οι τιμές των μετατοπίσεων δ_o , δ_u , οι οποίες ισούνται με τις μετατοπίσεις της άνω και της κάτω πλάκας ενός ορόφου.

B) Έλεγχος επιρροών 2ης τάξης:

Σε κάθε όροφο προσδιορίζεται ο δείκτης: $\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10$

όπου

P_{tot} , V_{tot} :συνολική κατακόρυφη δύναμη και τέμνουσα του ορόφου

h :ύψος ορόφου

d_r :σχετική μετατόπιση του κέντρου βάρους των ορόφων

Η συνολική κατακόρυφη δύναμη του τελευταίου ορόφου ισούται με:

$$P_{tot,5} = (G + 0,3Q)A$$

όπου

G : ίδιο βάρος και επικάλυψη

Q : κινητά φορτία

A : επιφάνεια του ορόφου, ίση με $568,575 \text{ m}^2$

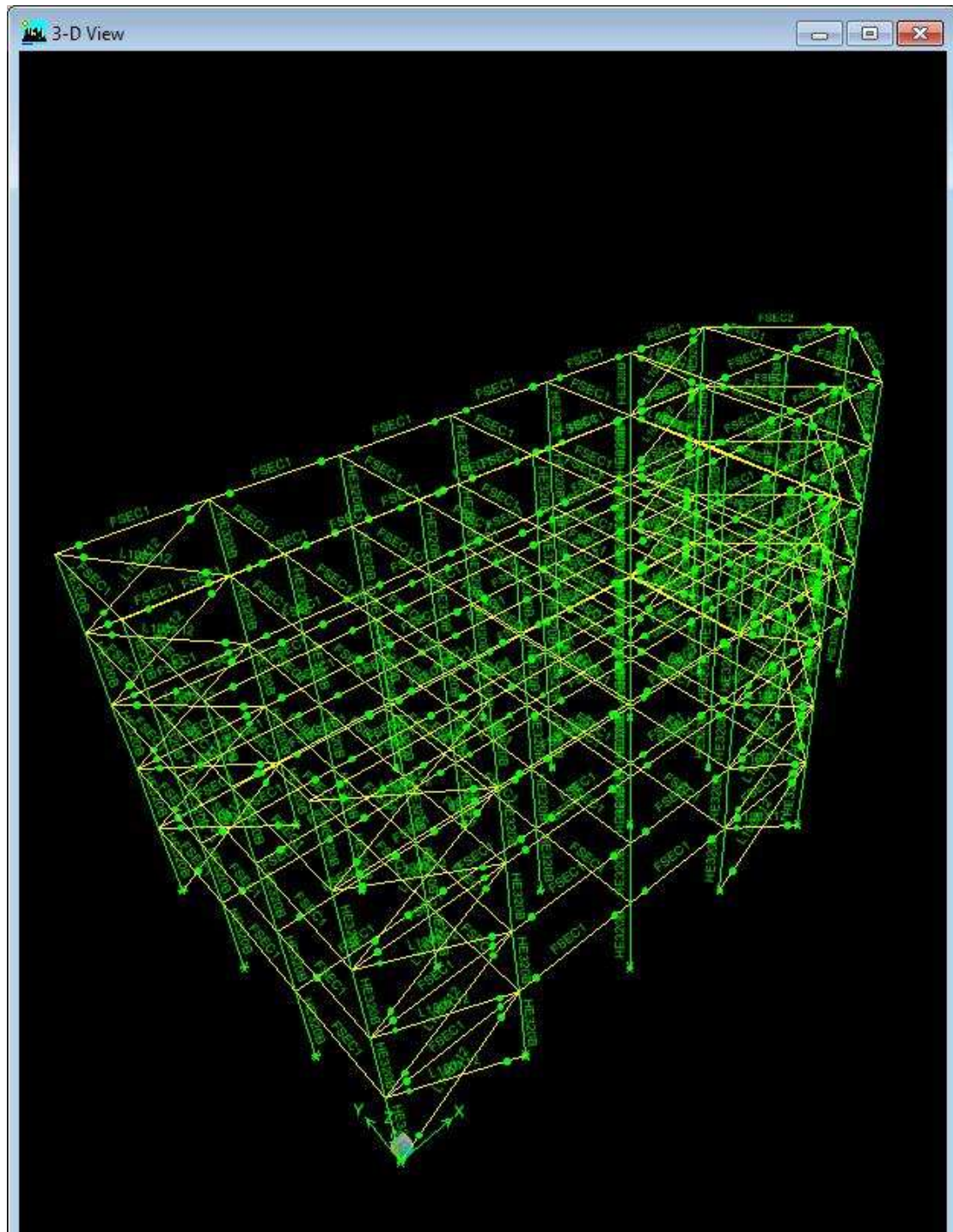
$$\text{Πρώτος όροφος: } P_{tot,1} = P_{tot,5} + 4 \cdot (G + 0,3 \cdot 0,8 \cdot Q)A$$

$$\text{Δεύτερος όροφος: } P_{tot,2} = P_{tot,5} + 3 \cdot (G + 0,3 \cdot 0,8 \cdot Q)A$$

ομοίως για τους υπόλοιπους ορόφους

Οι τέμνουσες των ορόφων προέκυψαν από τη δυναμική φασματική ανάλυση με το πρόγραμμα.

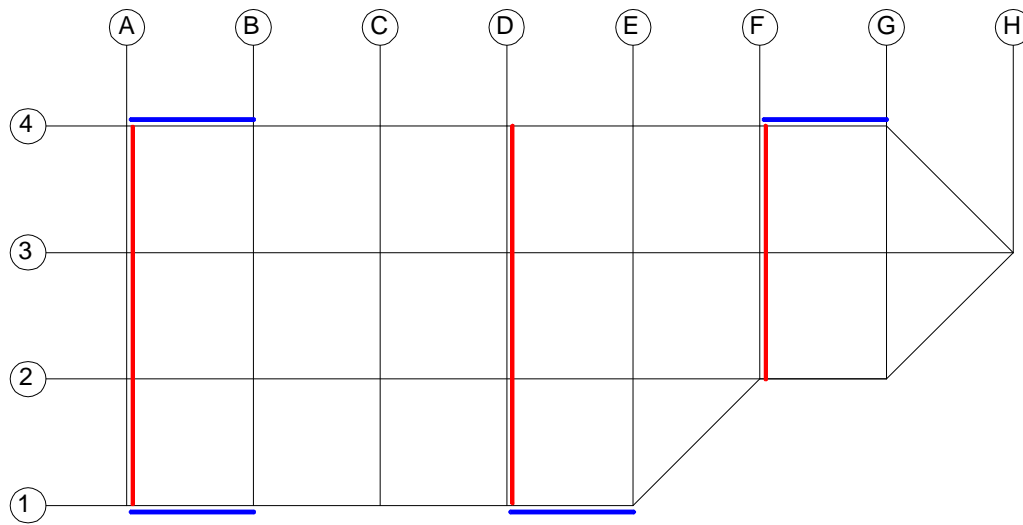
Στην συνέχεια θα δειχθούν διάφορα μοντέλα που επιλέχθηκαν και τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τους ελέγχους.



Σχήμα 4.2: Διατομές των μελών του φορέα

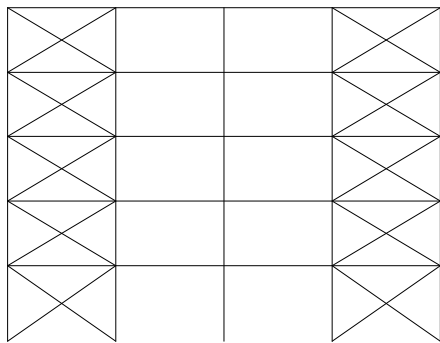
- Σύμμικτες δοκοί: FSEC1 (σιδηροδοκός IPE270 και πλάκα από οπλισμένο σκυρόδεμα 0,15m)
- Υποστυλώματα: HEB320
- Σύνδεσμοι δυσκαμψίας: L 100x100x12

**ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ 1:
ΧΙΑΣΤΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ ΚΑΙ ΠΛΑΙΣΙΑ
ΡΟΠΗΣ ΣΤΑ ΕΠΙΠΕΔΑ Α,Δ,Γ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ**

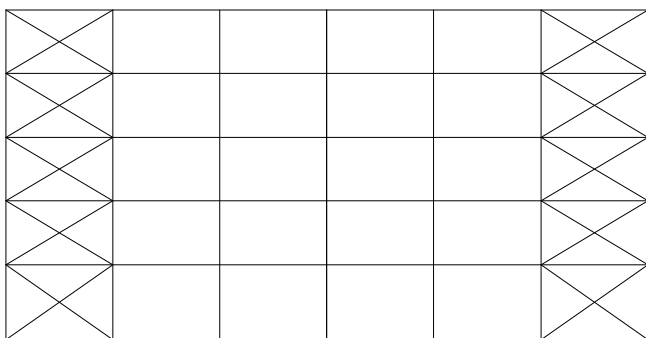


: χιαστί σύνδεσμοι

: πλαίσια ροπής



Όψη πλαισίου άξονα 1 κατά x'x



Όψη πλαισίου άξονα 4 κατά x'x

Ιδιομορφές της κατασκευής:

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,772396	0,0106	80,8778	0	0,0106	80,8778	0
2	1,004462	6,3911	1,8217	0	6,4017	82,6996	0
3	0,888477	77,3957	0,0794	0	83,7973	82,779	0
4	0,524965	0,0013	11,1103	0	83,7986	93,8892	0
5	0,315985	1,0882	0,1431	0	84,8868	94,0323	0
6	0,282328	12,1019	0,0083	0	96,9888	94,0406	0
7	0,261984	0	4,0559	0	96,9888	98,0964	0
8	0,173559	0,2294	0,0308	0	97,2182	98,1272	0
9	0,159256	0,0001	1,5057	0	97,2183	99,633	0
10	0,158293	2,0596	0,0032	0	99,2778	99,6361	0
11	0,120255	0,2566	0,0092	0	99,5344	99,6453	0
12	0,114773	0,0269	0,2985	0	99,5614	99,9438	0
13	0,114577	0,3264	0,0526	0	99,8877	99,9964	0
14	0,096267	0,0964	0,0009	0	99,9841	99,9973	0
15	0,090818	0,0159	0,0027	0	100	100	0

Σημείωση: Με κίτρινο έχει μαρκαριστεί η ιδιομορφή, έτσι ώστε να επιτυγχάνεται ποσοστό μεγαλύτερο του 90% της δρώσας μάζας και κατά τις δυο διευθύνσεις.

Γωνιακές Παραμορφώσεις:

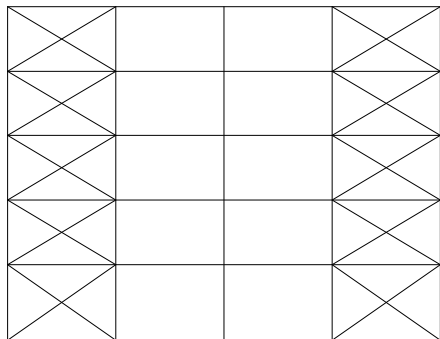
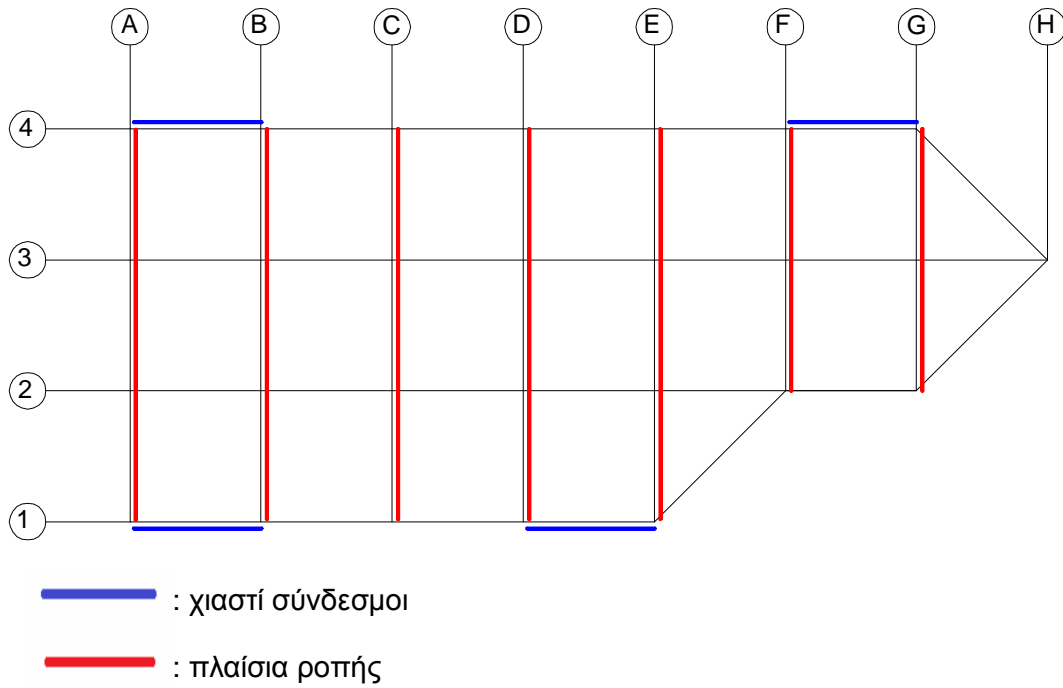
Όροφος	Παραμόρφωση ($\delta_o - \delta_u$) [m]		Ύψος ορόφου [m]	Σχετική παραμόρφωση d_r [m]		γωνιακή παραμόρφωση	
	Ex	Ey		Ex	Ey	γ_x	γ_y
1ος	0,00491	0,00883	4	0,01964	0,03530	0,00246	0,00441
2ος	0,00470	0,01097	3,4	0,01881	0,04388	0,00277	0,00645
3ος	0,00458	0,01028	3,4	0,01831	0,04113	0,00269	0,00605
4ος	0,00407	0,00853	3,4	0,01628	0,03413	0,00239	0,00502
5ος	0,00326	0,00650	3,4	0,01303	0,02598	0,00192	0,00382

Επιρροές 2^{ης} τάξης:

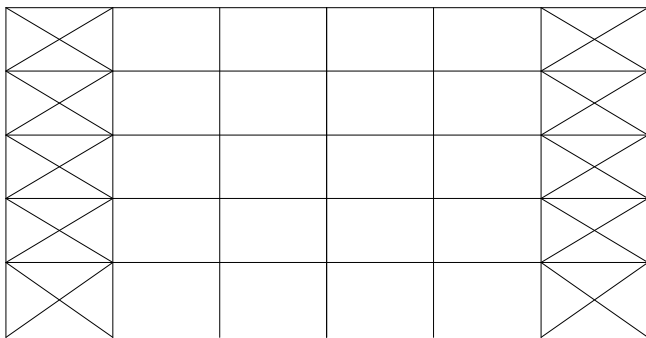
Όροφος	Ύψος ορόφου [m]	P_{tot} [kN]	V_{totx} [kN]	d_{rx} [m]	V_{toty} [kN]	d_{ry} [m]	θ_x	θ_y
1ος	4	9896,048	1322,17	0,016444	714,1	0,027881	0,031	0,097
2ος	3,4	7930,484	1198,72	0,015319	624,32	0,035244	0,030	0,132
3ος	3,4	5964,920	1020,75	0,015141	532,23	0,032326	0,026	0,107
4ος	3,4	3999,357	790,74	0,01357	453,57	0,025985	0,020	0,067
5ος	3,4	2033,793	468,83	0,011274	322,63	0,018741	0,014	0,035

Σημείωση: Οι τιμές με κόκκινο είναι αυτές που έχουν υπερβεί το επιτρεπόμενο όριο.

**ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ 2:
ΧΙΑΣΤΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ ΚΑΙ ΠΛΑΙΣΙΑ
ΡΟΠΗΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ**



Όψη πλαισίου άξονα 1 κατά x'x



Όψη πλαισίου άξονα 4 κατά x'x

Ιδιομορφές της κατασκευής:

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,263202	0,0194	84,591	0	0,0194	84,591	0
2	0,923514	34,9882	1,1747	0	35,0076	85,7656	0
3	0,873743	48,8801	0,5389	0	83,8877	86,3045	0
4	0,398567	0,0027	9,4276	0	83,8904	95,7321	0
5	0,294627	4,8768	0,1202	0	88,7672	95,8523	0
6	0,278631	8,2221	0,0443	0	96,9892	95,8966	0
7	0,2191	0,0004	2,8868	0	96,9896	98,7834	0
8	0,165044	0,8888	0,0273	0	97,8784	98,8107	0
9	0,156486	1,3984	0,01	0	99,2768	98,8207	0
10	0,14551	0,0003	0,9582	0	99,2771	99,7789	0
11	0,118381	0,4793	0,0044	0	99,7563	99,7833	0
12	0,111981	0,1026	0,0147	0	99,859	99,798	0
13	0,111834	0,0283	0,1994	0	99,8873	99,9974	0
14	0,096113	0,1021	0,0005	0	99,9894	99,9979	0
15	0,089812	0,0106	0,0021	0	100	100	0

Σημείωση: Με κίτρινο έχει μαρκαριστεί η ιδιομορφή, έτσι ώστε να επιτυγχάνεται ποσοστό μεγαλύτερο του 90% της δρώσας μάζας και κατά τις δυο διευθύνσεις.

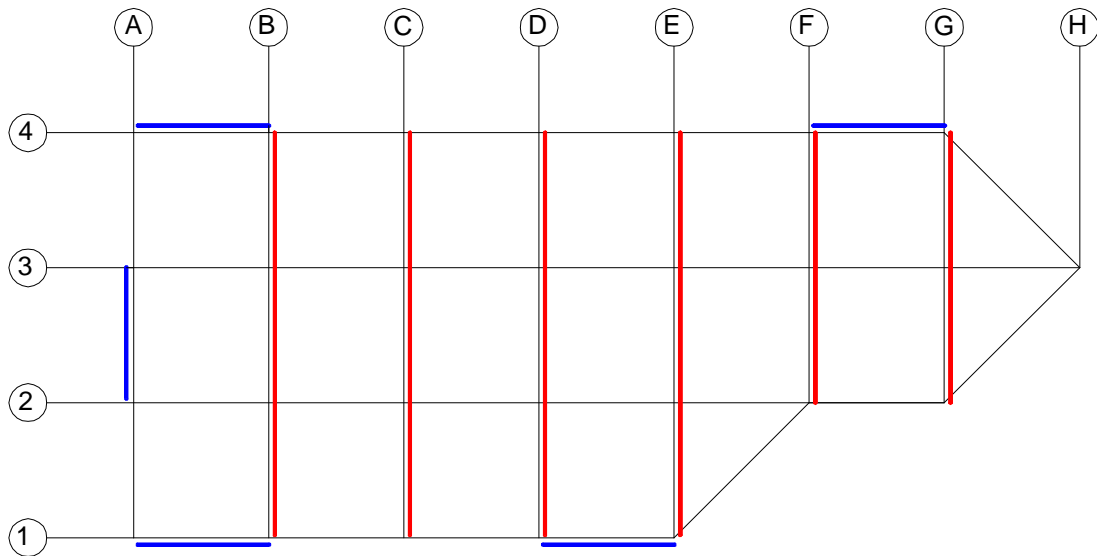
Γωνιακές Παραμορφώσεις:

Όροφος	Παραμόρφωση ($\delta_o - \delta_u$) [m]		Ύψος ορόφου [m]	Σχετική παραμόρφωση d_r [m]		γωνιακή παραμόρφωση	
	Ex	Ey		Ex	Ey	γ_x	γ_y
1ος	0,00311	0,00793	4	0,01244	0,03174	0,00156	0,00397
2ος	0,00292	0,00785	3,4	0,01167	0,03140	0,00172	0,00462
3ος	0,00287	0,00679	3,4	0,01148	0,02715	0,00169	0,00399
4ος	0,00258	0,00519	3,4	0,01030	0,02074	0,00152	0,00305
5ος	0,00210	0,00328	3,4	0,00839	0,01312	0,00123	0,00193

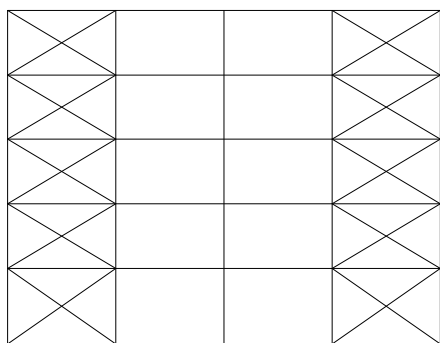
Επιρροές 2^{ης} τάξης:

Όροφος	Ύψος ορόφου [m]	P_{tot} [kN]	V_{totx} [kN]	d_{rx} [m]	V_{toty} [kN]	d_{ry} [m]	θ_x	θ_y
1ος	4	9896,048	1023,04	0,013941	974,94	0,024963	0,034	0,063
2ος	3,4	7930,484	926,75	0,013141	876,19	0,025215	0,033	0,067
3ος	3,4	5964,920	788,97	0,012785	743,85	0,021437	0,028	0,051
4ος	3,4	3999,357	612,42	0,01123	585,7	0,016015	0,022	0,032
5ος	3,4	2033,793	364,49	0,009007	360,75	0,00963	0,015	0,016

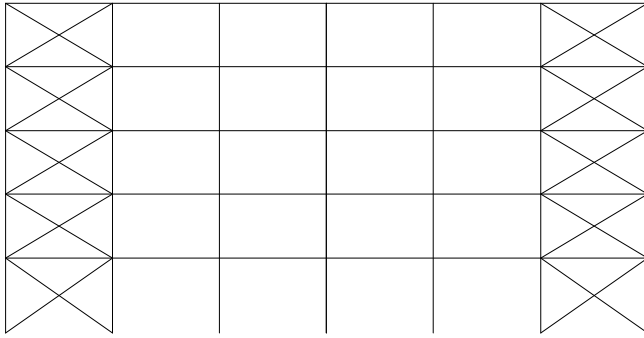
**ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ 3:
ΧΙΑΣΤΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ, ΠΛΑΙΣΙΑ ΡΟΠΗΣ
ΚΑΙ ΧΙΑΣΤΙ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ ΣΤΗΝ ΘΕΣΗ Α2-3**



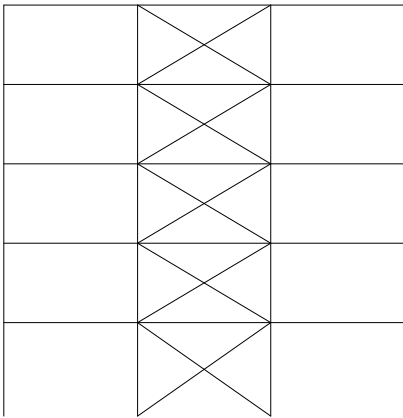
— : χιαστί σύνδεσμοι
— : πλαίσια ροπής



Όψη πλαισίου άξονα 1 κατά χ'χ



Όψη πλαισίου άξονα 4 κατά x'x



Όψη πλαισίου άξονα A κατά y'y

Ιδιομορφές της κατασκευής:

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,196828	0,189	73,2143	0	0,189	73,2143	0
2	0,897084	82,5717	0,6433	0	82,7606	73,8576	0
3	0,745708	1,086	11,8136	0	83,8467	85,6712	0
4	0,378274	0,0296	8,7009	0	83,8762	94,3721	0
5	0,285194	12,9516	0,0854	0	96,8278	94,4574	0
6	0,23667	0,1602	1,6805	0	96,988	96,138	0
7	0,208051	0,0058	2,454	0	96,9938	98,5919	0
8	0,160014	2,26	0,0165	0	99,2538	98,6085	0
9	0,139654	0,0014	0,7232	0	99,2552	99,3317	0
10	0,131458	0,0238	0,3831	0	99,279	99,7148	0
11	0,117089	0,6045	0,006	0	99,8835	99,7207	0
12	0,10778	0,0005	0,1554	0	99,884	99,8761	0
13	0,095556	0,112	0,0013	0	99,9961	99,8774	0
14	0,093643	0,0035	0,1028	0	99,9996	99,9802	0
15	0,07525	0,0004	0,0198	0	100	100	0

Σημείωση: Με κίτρινο έχει μαρκαριστεί η ιδιομορφή, έτσι ώστε να επιτυγχάνεται ποσοστό μεγαλύτερο του 90% της δρώσας μάζας και κατά τις δυο διευθύνσεις.

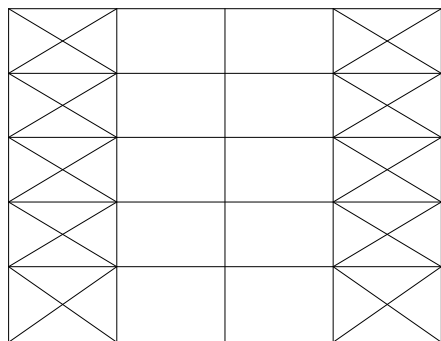
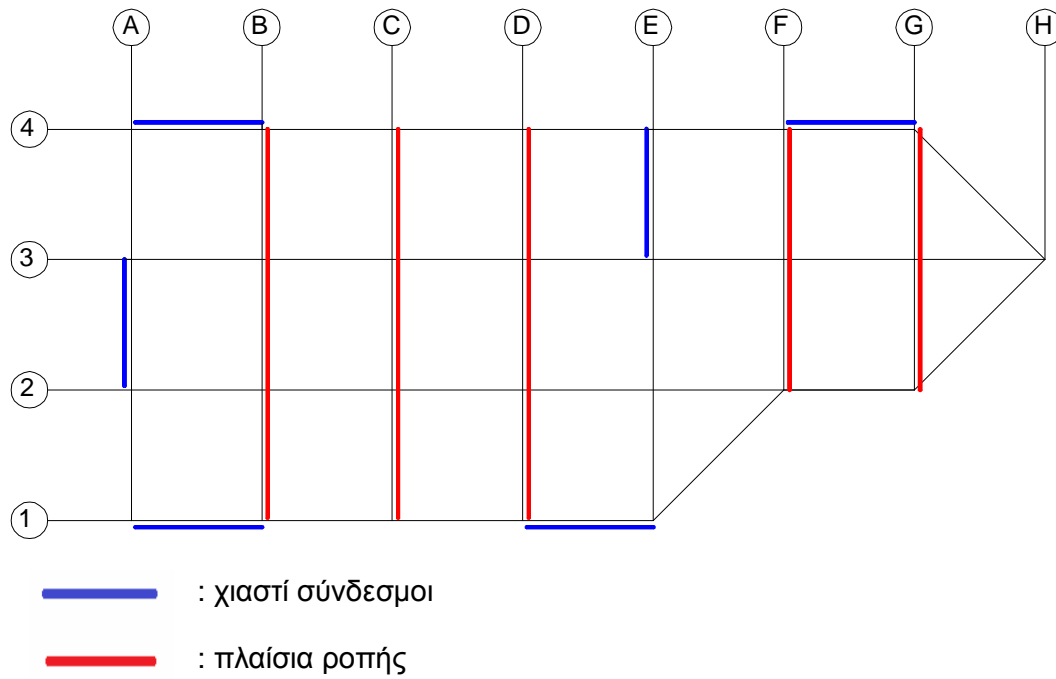
Γωνιακές Παραμορφώσεις:

Όροφος	Παραμόρφωση ($\delta_o - \delta_u$) [m]		Ύψος ορόφου [m]	Σχετική παραμόρφωση d_r [m]		γωνιακή παραμόρφωση	
	Ex	Ey		Ex	Ey	γ_x	γ_y
1ος	0,00458	0,00928	4	0,01833	0,03712	0,00229	0,00464
2ος	0,00430	0,00906	3,4	0,01718	0,03622	0,00253	0,00533
3ος	0,00423	0,00792	3,4	0,01693	0,03167	0,00249	0,00466
4ος	0,00381	0,00619	3,4	0,01522	0,02476	0,00224	0,00364
5ος	0,00310	0,00402	3,4	0,01240	0,01609	0,00182	0,00237

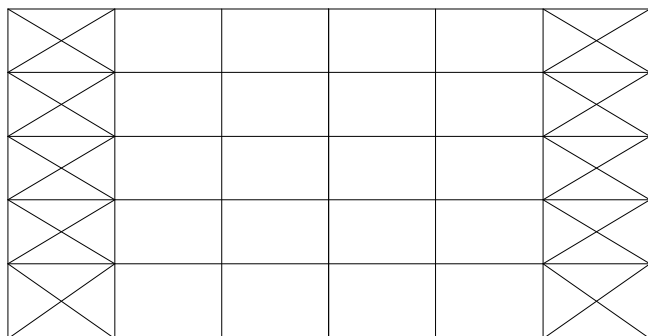
Επιρροές 2^{ης} τάξης:

Όροφος	Ύψος ορόφου [m]	P_{tot} [kN]	V_{totx} [kN]	d_{rx} [m]	V_{toty} [kN]	d_{ry} [m]	θ_x	θ_y
1ος	4	9896,048	1389,94	0,017304	923,59	0,021333	0,031	0,057
2ος	3,4	7930,484	1259,24	0,016356	831,34	0,020859	0,030	0,059
3ος	3,4	5964,920	1072,04	0,016	705,77	0,0184	0,026	0,046
4ος	3,4	3999,357	831,63	0,014356	553,14	0,014504	0,020	0,031
5ος	3,4	2033,793	494,61	0,011778	337,39	0,0096	0,014	0,017

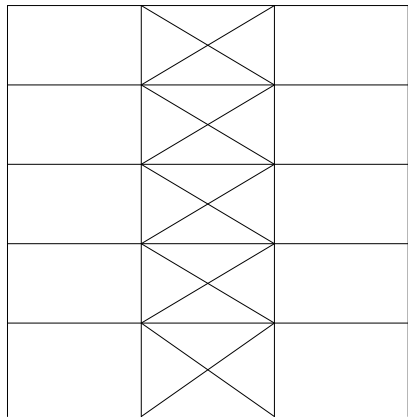
ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ 4:
ΧΙΑΣΤΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ, ΠΛΑΙΣΙΑ ΡΟΠΗΣ
ΚΑΙ ΧΙΑΣΤΙ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ ΣΤΙΣ ΘΕΣΕΙΣ Α2-3 ΚΑΙ Ε3-4



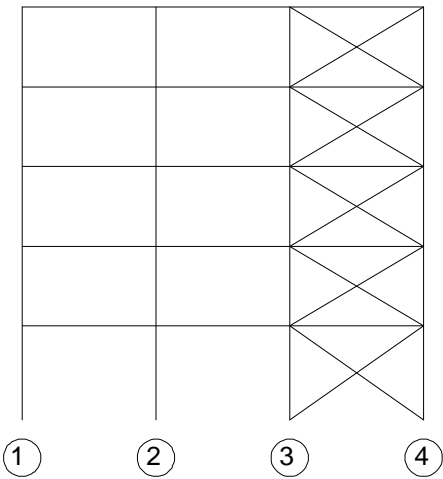
Όψη πλαισίου άξονα 1 κατά x'x



Όψη πλαισίου άξονα 4 κατά x'x



Όψη πλαισίου άξονα A κατά y'y



Όψη πλαισίου άξονα E κατά y'y

Ιδιομορφές της κατασκευής:

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,023247	0,3774	72,2914	0	0,3774	72,2914	0
2	0,897783	82,4085	0,907	0	82,7859	73,1984	0
3	0,745957	1,0424	11,8031	0	83,8283	85,0015	0
4	0,32337	0,0706	9,6535	0	83,8989	94,655	0
5	0,285291	12,9298	0,1583	0	96,8287	94,8133	0
6	0,236701	0,1596	1,7042	0	96,9883	96,5175	0
7	0,177827	0,0221	2,1881	0	97,0103	98,7056	0
8	0,159984	2,2431	0,0424	0	99,2534	98,748	0
9	0,131474	0,0228	0,317	0	99,2762	99,065	0
10	0,122318	0,0283	0,645	0	99,3046	99,71	0
11	0,116957	0,5789	0,0403	0	99,8834	99,7503	0
12	0,096305	0,0653	0,0485	0	99,9488	99,7988	0
13	0,094719	0,048	0,0694	0	99,9968	99,8681	0
14	0,093641	0,0028	0,1123	0	99,9995	99,9804	0
15	0,075252	0,0005	0,0196	0	100	100	0

Σημείωση: Με κίτρινο έχει μαρκαριστεί η ιδιομορφή, έτσι ώστε να επιτυγχάνεται ποσοστό μεγαλύτερο του 90% της δρώσας μάζας και κατά τις δυο διευθύνσεις.

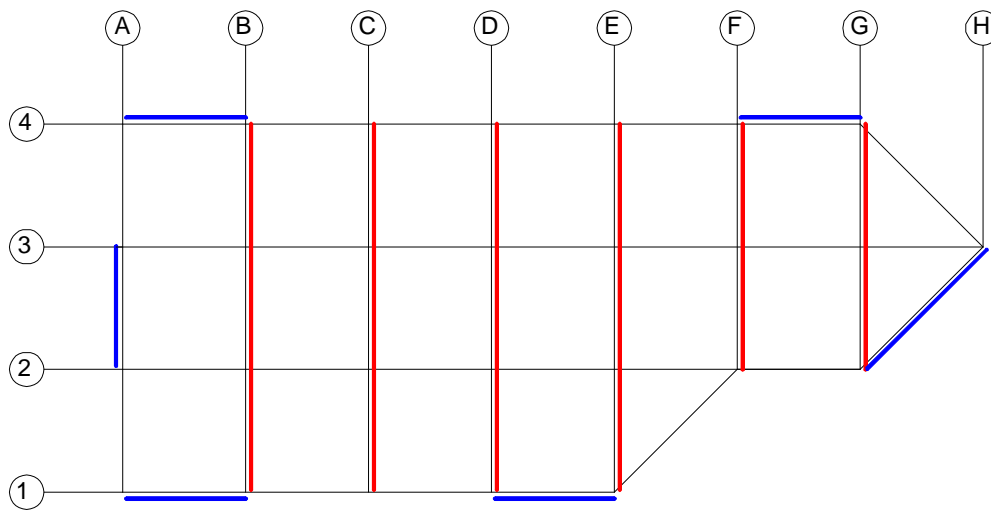
Γωνιακές Παραμορφώσεις:



Όροφος	Παραμόρφωση ($\delta_o - \delta_u$) [m]		Ύψος ορόφου [m]	Σχετική παραμόρφωση d_r [m]		γωνιακή παραμόρφωση	
	Ex	Ey		Ex	Ey	γ_x	γ_y
1ος	0,00455	0,00757	4	0,01821	0,03027	0,00228	0,00378
2ος	0,00427	0,00720	3,4	0,01707	0,02882	0,00251	0,00424
3ος	0,00420	0,00664	3,4	0,01681	0,02656	0,00247	0,00391
4ος	0,00378	0,00558	3,4	0,01510	0,02231	0,00222	0,00328
5ος	0,00307	0,00404	3,4	0,01229	0,01617	0,00181	0,00238

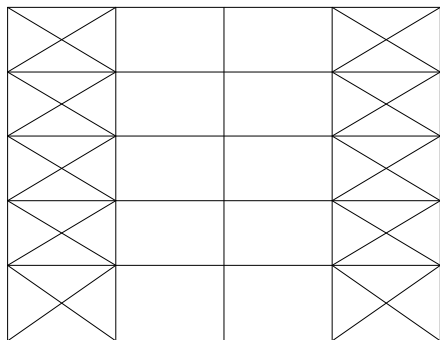
Επιρροές 2^{ης} τάξης:

Όροφος	Ύψος ορόφου [m]	P_{tot} [kN]	V_{totx} [kN]	d_{rx} [m]	V_{toty} [kN]	d_{ry} [m]	θ_x	θ_y
1ος	4	9896,048	1386,35	0,017378	1026,98	0,017615	0,031	0,042
2ος	3,4	7930,484	1255,95	0,016178	926,5	0,016904	0,030	0,043
3ος	3,4	5964,920	1069,24	0,015956	786,67	0,015659	0,026	0,035
4ος	3,4	3999,357	829,47	0,014474	613,72	0,013052	0,021	0,025
5ος	3,4	2033,793	493,25	0,011852	369,76	0,009511	0,014	0,015

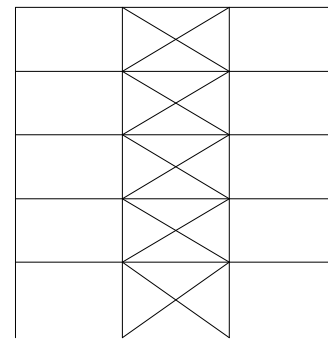
ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ 5:
ΧΙΑΣΤΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ, ΠΛΑΙΣΙΑ ΡΟΠΗΣ ΚΑΙ ΧΙΑΣΤΙ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ ΣΤΙΣ ΘΕΣΕΙΣ Α2-3 ΚΑΙ ΣΤΟ ΛΟΞΟ ΤΜΗΜΑ



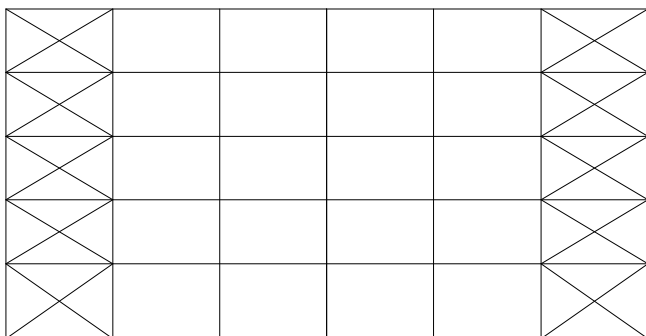
 : χιαστί σύνδεσμοι
 : πλαίσια ροπής



Όψη πλαισίου άξονα 1 κατά x'x



Όψη πλαισίου άξονα A κατά y'y



Όψη πλαισίου άξονα 4 κατά x'x

Ιδιομορφές της κατασκευής:

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,047393	15,4534	65,9604	0	15,4534	65,9604	0
2	0,851815	56,2033	19,454	0	71,6567	85,4145	0
3	0,67068	12,3101	0,0856	0	83,9668	85,5001	0
4	0,33325	2,4051	8,2809	0	86,3719	93,781	0
5	0,271386	8,9591	2,4821	0	95,331	96,2631	0
6	0,215295	1,6517	0,0657	0	96,9827	96,3288	0
7	0,185585	0,3771	2,1137	0	97,3598	98,4425	0
8	0,152404	1,6735	0,5187	0	99,0333	98,9612	0
9	0,128771	0,1336	0,6086	0	99,1669	99,5697	0
10	0,121543	0,2533	0,0231	0	99,4201	99,5928	0
11	0,110524	0,4218	0,223	0	99,842	99,8158	0
12	0,101732	0,0316	0,1122	0	99,8735	99,928	0
13	0,089761	0,0739	0,0584	0	99,9474	99,9864	0
14	0,08787	0,0463	0,0107	0	99,9937	99,9971	0
15	0,071496	0,0063	0,0029	0	100	100	0

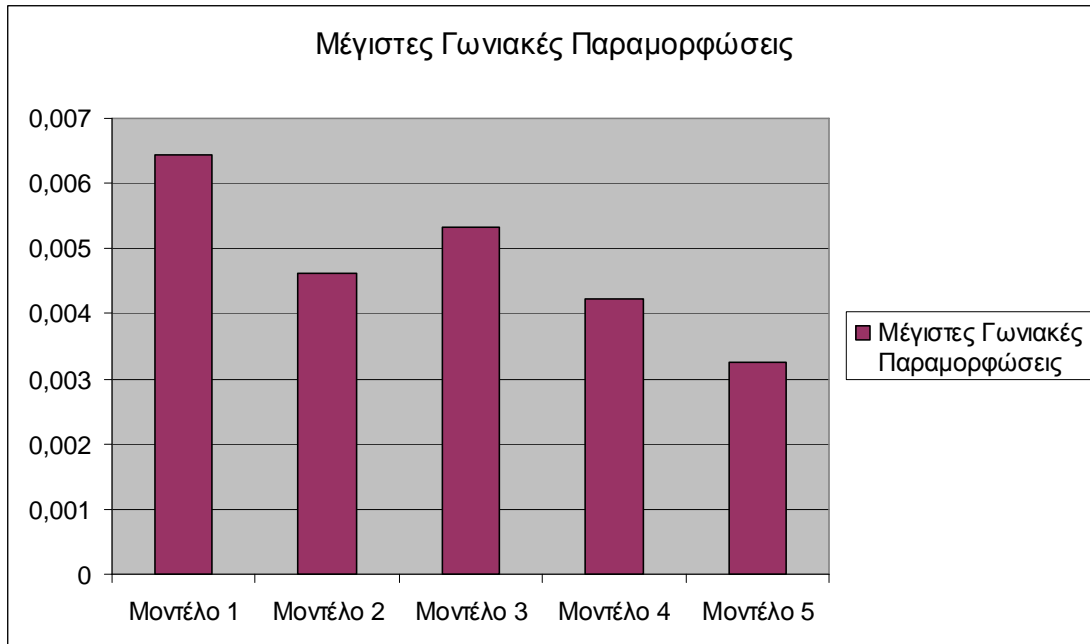
Σημείωση: Με κίτρινο έχει μαρκαριστεί η ιδιομορφή, έτσι ώστε να επιτυγχάνεται ποσοστό μεγαλύτερο του 90% της δρώσας μάζας και κατά τις δυο διευθύνσεις.

Γωνιακές Παραμορφώσεις:

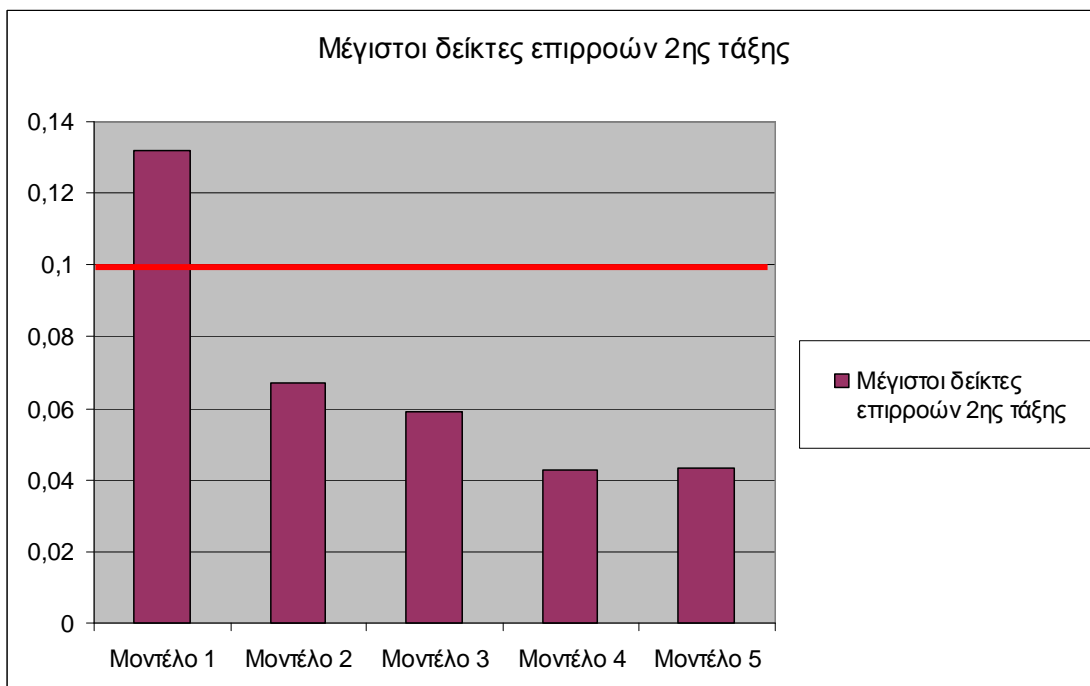
Όροφος	Παραμόρφωση ($\delta_o - \delta_u$) [m]		Ύψος ορόφου [m]	Σχετική παραμόρφωση d_r [m]		γωνιακή παραμόρφωση	
	Ex	Ey		Ex	Ey	γ_x	γ_y
1ος	0,00379	0,00569	4	0,01515	0,02275	0,00189	0,00284
2ος	0,00354	0,00555	3,4	0,01416	0,02218	0,00208	0,00326
3ος	0,00348	0,00492	3,4	0,01392	0,01970	0,00205	0,00290
4ος	0,00312	0,00396	3,4	0,01248	0,01584	0,00184	0,00233
5ος	0,00252	0,00268	3,4	0,01008	0,01070	0,00148	0,00157

Επιρροές 2^{ης} τάξης:

Όροφος	Ύψος ορόφου [m]	P_{tot} [kN]	V_{totx} [kN]	d_{rx} [m]	V_{toty} [kN]	d_{ry} [m]	θ_x	θ_y
1ος	4	9896,048	1073,21	0,012489	957,78	0,01637	0,029	0,042
2ος	3,4	7930,484	974,65	0,011659	865,7	0,016015	0,028	0,043
3ος	3,4	5964,920	829,93	0,011585	734,31	0,01443	0,024	0,034
4ος	3,4	3999,357	640,7	0,010252	570,13	0,011585	0,019	0,024
5ος	3,4	2033,793	378,37	0,008237	341,65	0,008044	0,013	0,014

Σύγκριση Προσομοιωμάτων:

Σχήμα 4.3: Μέγιστες τιμές γωνιακών παραμορφώσεων για την σεισμική δράση κατά y σε κάθε μοντέλο



Σχήμα 4.4: Μέγιστες τιμές δείκτη επιρροής 2ης τάξης για την σεισμική δράση κατά y σε κάθε μοντέλο

Σε όλα τα προσομοιώματα η φόρτιση, η οποία δίνει τις δυσμενέστερες τιμές είναι λόγω του σχήματος της κατασκευής, η σεισμική δράση κατά y . Εξαιτίας αυτής, προκύπτουν μεγάλες τιμές σε γωνιακές παραμορφώσεις και επιρροές 2ης τάξης στους πρώτους ορόφους της κατασκευής, οι οποίες καθορίζουν τελικώς την επιλογή του προσομοιώματος.

Παρατηρούμε λοιπόν ότι μόνο το προσομοίωμα 1 ξεπερνά τα επιτρεπτά όρια σε επιρροές 2ης τάξης. Τα υπόλοιπα προσομοιώματα βρίσκονται εντός των ορίων στους δυο ελέγχους. Το προσομοίωμα 3, στο οποίο έχουν τοποθετηθεί πλαίσια ροπής σ' όλους τους άξονες κατά y εκτός από τον περιμετρικό στον οποίο υπάρχουν κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι, παρουσιάζει τις μεγαλύτερες τιμές σε έλεγχο γωνιακών παραμορφώσεων. Τα προσομοιώματα που λαμβάνουν τις μικρότερες τιμές στους ελέγχους είναι το 4 και το 5. Το πρώτο είναι αυτό που έχουν τοποθετηθεί περιμετρικά και εσωτερικά του κτιρίου κατά τη διεύθυνση y χιαστί σύνδεσμοι και το δεύτερο είναι εκείνο που υπάρχουν χιαστί σύνδεσμοι σε μία όψη της περιμέτρου κατά y και σε μια λοξή πλευρά του κτιρίου.

Επιλέγεται το προσομοίωμα 2, στο οποίο υπάρχουν χιαστί σύνδεσμοι κατά την διεύθυνση x και πλαίσια ροπής κατά την διεύθυνση y προκειμένου να εξετάσουμε σε κάθε διεύθυνση διαφορετικό σύστημα δυσκαμψίας και να έχουμε καλύτερη εποπτεία της συμπεριφοράς τους. Επίσης, τα αρχιτεκτονικά του κτιρίου μπορεί να μην επέτρεπαν την τοποθέτηση χιαστί συνδέσμων κατά την εγκάρσια διεύθυνση του.

Τελικώς προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα γι αυτό το προσομοίωμα:

ΤΕΛΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ:

Ιδιομορφές της κατασκευής:

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,263202	0,0194	84,591	0	0,0194	84,591	0
2	0,923514	34,9882	1,1747	0	35,0076	85,7656	0
3	0,873743	48,8801	0,5389	0	83,8877	86,3045	0
4	0,398567	0,0027	9,4276	0	83,8904	95,7321	0
5	0,294627	4,8768	0,1202	0	88,7672	95,8523	0
6	0,278631	8,2221	0,0443	0	96,9892	95,8966	0
7	0,2191	0,0004	2,8868	0	96,9896	98,7834	0
8	0,165044	0,8888	0,0273	0	97,8784	98,8107	0
9	0,156486	1,3984	0,01	0	99,2768	98,8207	0
10	0,14551	0,0003	0,9582	0	99,2771	99,7789	0
11	0,118381	0,4793	0,0044	0	99,7563	99,7833	0
12	0,111981	0,1026	0,0147	0	99,859	99,798	0
13	0,111834	0,0283	0,1994	0	99,8873	99,9974	0
14	0,096113	0,1021	0,0005	0	99,9894	99,9979	0
15	0,089812	0,0106	0,0021	0	100	100	0

Σημείωση: Με κίτρινο έχει μαρκαριστεί η ιδιομορφή, έτσι ώστε να επιτυγχάνεται ποσοστό μεγαλύτερο του 90% της δρώσας μάζας και κατά τις δυο διευθύνσεις.

Γωνιακές Παραμορφώσεις:

Όροφος	Παραμόρφωση ($\delta_o - \delta_u$) [m]		Ύψος ορόφου [m]	Σχετική παραμόρφωση d_r [m]		γωνιακή παραμόρφωση	
	E_x	E_y		E_x	E_y	γ_x	γ_y
1ος	0,00311	0,00793	4	0,01244	0,03174	0,00156	0,00397
2ος	0,00292	0,00785	3,4	0,01167	0,03140	0,00172	0,00462
3ος	0,00287	0,00679	3,4	0,01148	0,02715	0,00169	0,00399
4ος	0,00258	0,00519	3,4	0,01030	0,02074	0,00152	0,00305
5ος	0,00210	0,00328	3,4	0,00839	0,01312	0,00123	0,00193

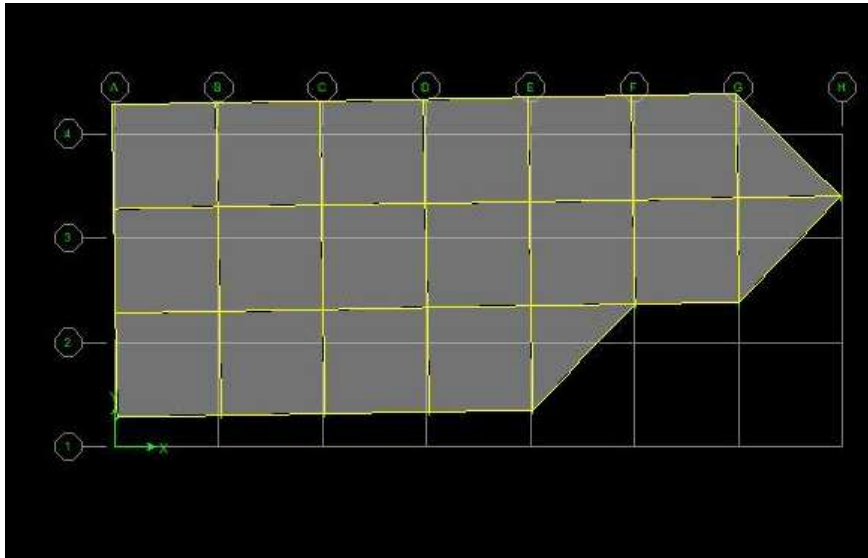
Επιρροές 2^{ης} τάξης:

Όροφος	Ύψος ορόφου [m]	P_{tot} [kN]	V_{totx} [kN]	d_{rx} [m]	V_{toty} [kN]	d_{ry} [m]	θ_x	θ_y
1ος	4	9896,048	1023,04	0,013941	974,94	0,024963	0,034	0,063
2ος	3,4	7930,484	926,75	0,013141	876,19	0,025215	0,033	0,067
3ος	3,4	5964,920	788,97	0,012785	743,85	0,021437	0,028	0,051
4ος	3,4	3999,357	612,42	0,01123	585,7	0,016015	0,022	0,032
5ος	3,4	2033,793	364,49	0,009007	360,75	0,00963	0,015	0,016

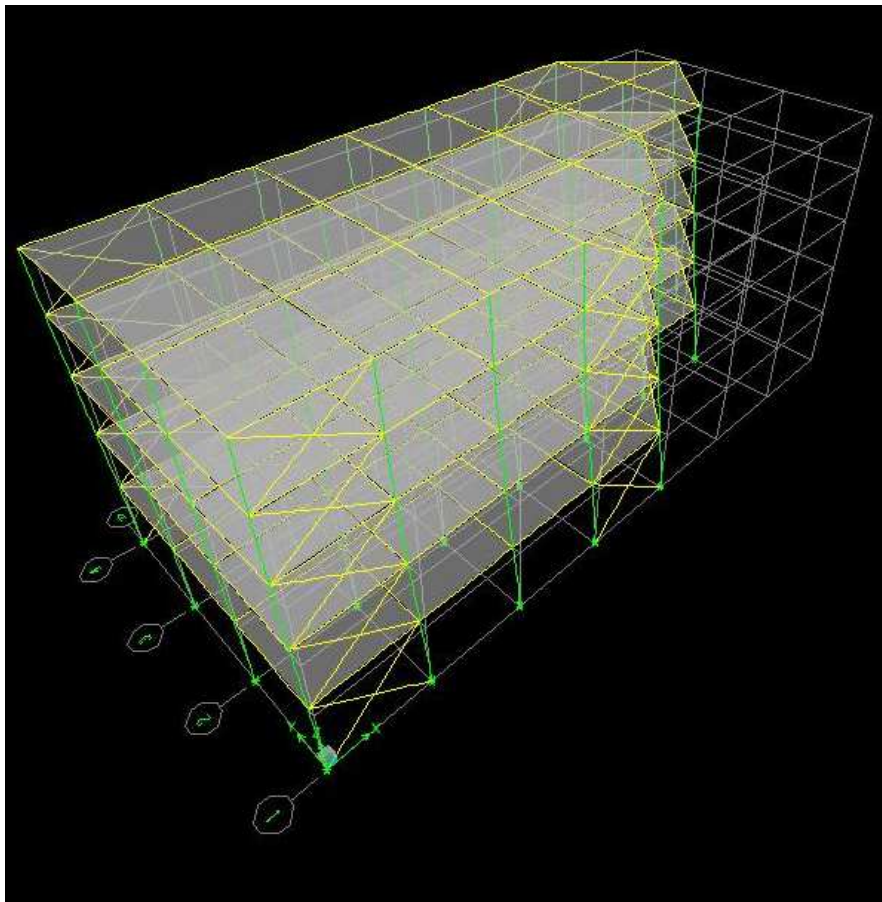
Στην ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης προσδιορίστηκαν οι ιδιομορφές του κτιρίου με φθίνουσα σειρά της τιμής της ιδιοπεριόδου. Οι ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες της φόρτισης και εξαρτώνται μόνο από το μητρώο μάζας και το μητρώο δυσκαμψίας της κατασκευής. Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης θα λαμβάνεται υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών ΣΜ φτάσει το 90% της ταλαντούμενης μάζας Μ του συστήματος. Συνολική ταλαντούμενη μάζα είναι η μάζα άνωθεν της διεπιφάνειας της 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. Οι ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο $T \geq 0,20$ sec λαμβάνονται πάντα υπόψη.

Στο κτίριο μας, όπως φαίνεται στα αποτελέσματα για τις δυο οριζόντιες μετακινήσεις, το 90% της ταλαντούμενης μάζας προκύπτει στην 6η ιδιομορφή για ιδιοπερίοδο 0,279 sec.

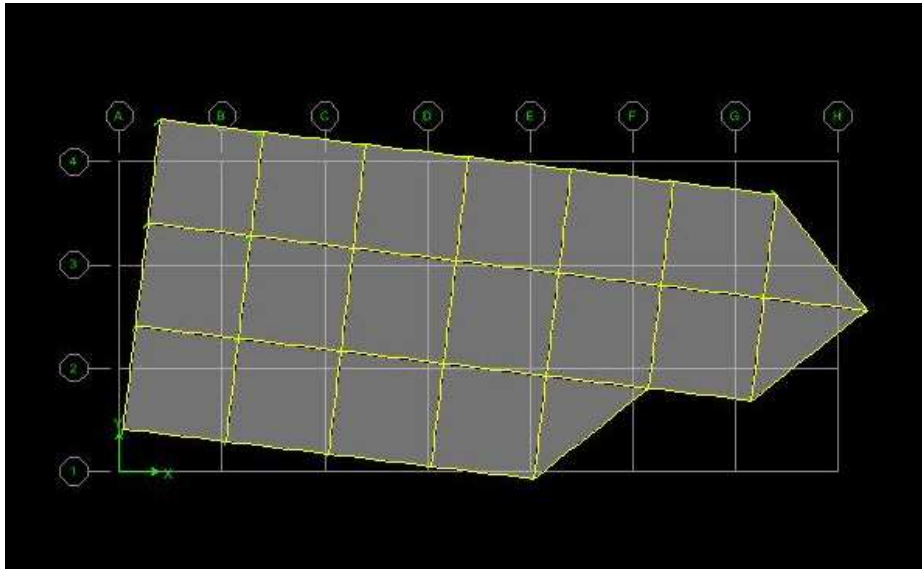
Παρακάτω παρατίθενται ενδεικτικά οι 3 πρώτες ιδιομορφές .

ΙΔΙΟΜΟΡΦΕΣ:

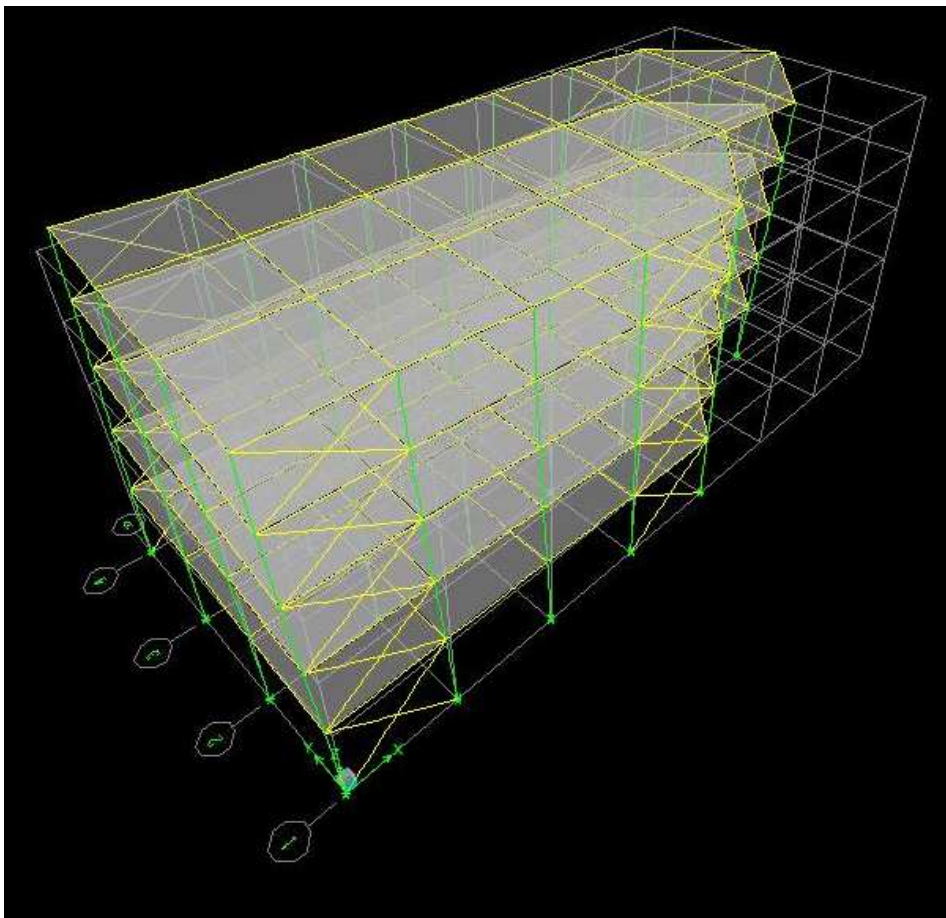
1^η ιδιομορφή (κάτοψη του κτιρίου) – μετάθεση κατά την διεύθυνση y
 $T_1 = 1,26 \text{ sec}$



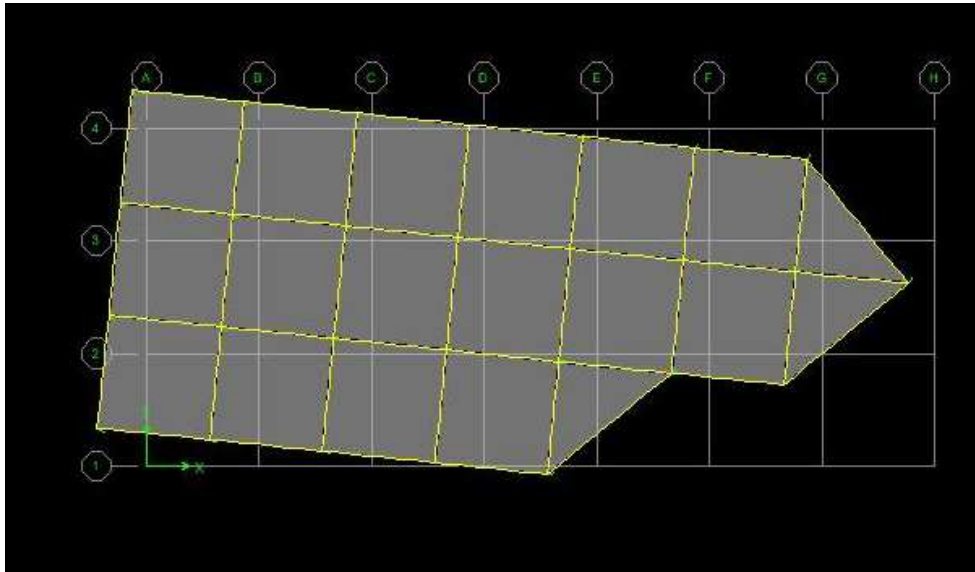
1^η ιδιομορφή (προοπτική άποψη του κτιρίου) - μετάθεση κατά την διεύθυνση y
 $T_1 = 1,26 \text{ sec}$



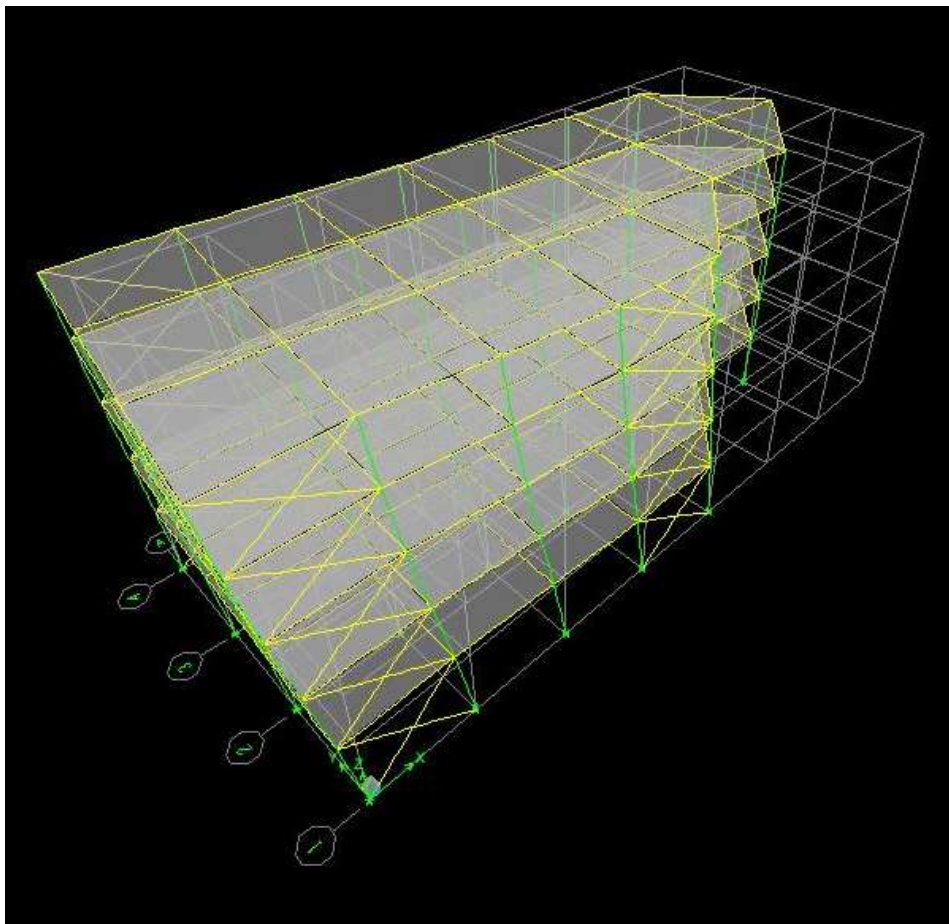
2^η ιδιομορφή (κάτοψη του κτιρίου) – στρέψη
 $T_2=0,92$ sec



2^η ιδιομορφή (προοπτική άποψη του κτιρίου) – στρέψη
 $T_2=0,92$ sec



3^η ιδιομορφή (κάτοψη του κτιρίου) – μετάθεση κατά x και στρέψη
 $T_3=0,87 \text{ sec}$



3^η ιδιομορφή (προοπτική άποψη του κτιρίου) – μετάθεση κατά x και στρέψη
 $T_3=0,87 \text{ sec}$

Η ανάλυση του φορέα πραγματοποιήθηκε με το πρόγραμμα ETABS v9.7.0. Μέσω του συγκεκριμένου προγράμματος ελήφθησαν τα εντατικά μεγέθη των μελών για όλες τις φορτίσεις και τους συνδυασμούς φορτίσεων που επιβλήθηκαν στον φορέα. Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν σε χαρακτηριστικά στοιχεία του φορέα, τα οποία επιλέχθηκαν με βάση τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από τη στατική και δυναμική φασματική ανάλυση της κατασκευής.

Οι έλεγχοι των διατομών και των μελών κατηγοριοποιήθηκαν ανά είδος ράβδου (Σύμμικτη Δοκός, Υποστύλωμα, Διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας).

Αναλυτικά οι έλεγχοι των μελών που πραγματοποιήθηκαν έγιναν ως εξής :

- Οι σύμμικτες δοκοί διαστασιολογήθηκαν με αναλυτικούς υπολογισμούς, διότι το πρόγραμμα δε μπορεί να κάνει ελέγχους σε σύμμικτα μέλη, καθώς δε διαθέτει τον Ευρωκώδικα 4, EN 1994.
- Η διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων έγινε από το πρόγραμμα με βάση τον Ευρωκώδικα 3, EN 1993-1-1 : 2003. Στην συνέχεια, έγιναν κάποιοι ενδεικτικοί έλεγχοι, οι οποίοι παρατίθενται στην εργασία.
- Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διαστασιολογήθηκαν με αναλυτικούς υπολογισμούς, επειδή εξετάστηκαν μόνο οι εφελκόμενοι σύνδεσμοι ανά διεύθυνση σεισμού.

4.3 ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

Οι τέσσερις κατηγορίες διατομών με βάση τον Ευρωκώδικα καθορίζονται ως εξής :

- Διατομές κατηγορίας 1 : μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση δυνατότητα στροφής χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- Διατομές κατηγορίας 2 : μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη δυνατότητα στροφής λόγω τοπικού λυγισμού.
- Διατομές κατηγορίας 3 : η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φτάσει την αντοχή διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός είναι πιθανόν να εμποδίσει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.
- Διατομές κατηγορίας 4 : ο τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Για την κατάταξη των διατομών χρησιμοποιήθηκαν οι ακόλουθοι πίνακες κατάταξης πέλματος και κορμού.

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

Πίνακας 4.2 α: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχους για θλιβόμενα στοιχεία

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

Πίνακας 4.2 β: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχους για θλιβόμενα στοιχεία

4.4 ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ (ΟΚΛ):

Θα γίνει έλεγχος του βέλους της δοκού σε φάση σκυροδέτησης και φάση λειτουργικότητας του κτιρίου. Ο έλεγχος είναι ενδεικτικός και θα πραγματοποιηθεί στην δοκό της οροφής ΙΡΕ 270.

Φάση σκυροδέτησης:

Το σκυρόδεμα στη φάση της σκυροδέτησης θα είναι άτονο. Η χαλύβδινη διατομή θα καμπυλωθεί λόγω του βάρους του σκυροδέματος και το σκυρόδεμα θα σκληρυνθεί καμπυλωμένο. Στον υπολογισμό του βέλους χρησιμοποιούμε την ροπή αδράνειας της χαλύβδινης διατομής.

- Λόγω του ίδιου βάρους του νωπού σκυροδέματος της πλάκας:
 $g_{i,\beta,\pi\lambda} = A_c \cdot \gamma_c = (0,15 \cdot 1,425) \cdot 26 \text{ kN/m}^3 = 5,558 \text{ kN/m}$
- Λόγω του ίδιου βάρους της δοκού (δοκός χαλύβδινη):
 $g_{i,\beta,\delta} = A_a \cdot \gamma_a = 45,95 \cdot 10^{-4} \cdot 78,5 \text{ kN/m}^3 = 0,360 \text{ kN/m}$

Ολικό φορτίο: $g_{i,\beta} = g_{i,\beta,\pi\lambda} + g_{i,\beta,\delta} = 5,918 \text{ kN/m}$

Υπολογισμός βέλους:

$$\delta_1 = 5/384 \cdot g_{i,\beta} \cdot l^4 / EI_\alpha = 5/384 \cdot 5,918 \cdot 570^4 / 2100000 \cdot 5790 = 0,669 \text{ cm}$$

Φάση λειτουργίας:

Η δοκός λειτουργεί σαν σύμμικτη. Θα χρησιμοποιήσουμε τη ροπή αδράνειας της σύμμικτης διατομής, η οποία υπολογίζεται αναλυτικά στο επόμενο κεφάλαιο.

- Λόγω των πρόσθετων μόνιμων:
 $g_{\text{επικ.}} = 2,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 5,7 \text{ m} = 11,4 \text{ kN/m}$

Υπολογισμός βέλους:

$$\delta_2 = 5/384 \cdot g_{\text{επικ.}} \cdot l^4 / EI_e = 5/384 \cdot 11,4 \cdot 570^4 / 2100000 \cdot 29450,45 = 0,253 \text{ cm}$$

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

- Λόγω των ωφέλιμων φορτίων:
 $g_{\text{κιν.}} = 2,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 5,7 \text{ m} = 11,4 \text{ kN/m}$

Υπολογισμός βέλους:

$$\delta_3 = 5/384 \cdot g_{\text{κιν.}} \cdot l^4 / EI_e = 5/384 \cdot 11,4 \cdot 570^4 / 2100000 \cdot 29450,45 = 0,253 \text{ cm}$$

Έλεγχος λειτουργικότητας:

$$\delta_{\text{ολ}} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 0,669 + 0,253 + 0,253 = 1,18 \text{ cm}$$

Πρέπει $\delta_{\text{ολ}} < L/250 = 570 \text{ cm} / 250 = 2,28 \text{ cm}$.

4.5 ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ (ΟΚΑ):

4.5.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΔΟΚΩΝ

Επιλέχθηκε σύμμικτη διατομή IPE 270 με πάχος σκυροδέματος 0,15 m και χάλυβας οπλισμού πλακών ποιότητας B500C. Οι ράβδοι του οπλισμού είναι διαμέτρου Φ8 ανά 0,20 m με επικάλυψη 0,02 m. Θα ελεχθεί η δοκός της οροφής του κτιρίου που είναι αμφιαρθρωτή με $b_{\text{eff}} = 1,425$ m.

Γεωμετρικά στοιχεία της χαλύβδινης διατομής:

$$h = 270\text{mm} \quad I_y = 5790\text{cm}^4$$

$$b = 135\text{mm} \quad I_z = 419,9\text{cm}^4$$

$$t_w = 6,60\text{mm} \quad i_y = 11,23\text{cm}$$

$$t_f = 10,20\text{mm} \quad i_z = 3,02\text{cm}$$

$$d = 219,6\text{mm}$$

$$A = 45,95\text{cm}^2$$

$$r = 15\text{mm}$$

Συνεργαζόμενα πλάτη δοκών:

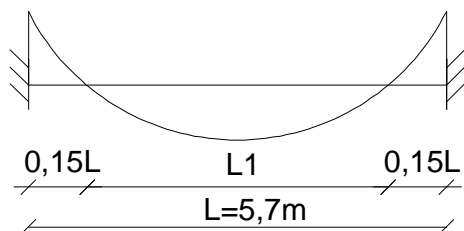
Τα συνεργαζόμενα πλάτη των σύμμικτων δοκών υπολογίζονται απλοποιητικά για τις δοκούς κατά την διεύθυνση x, $b_{\text{eff}} = L/4 = 5,7/4 = 1,425$ m, δηλ. σα να είναι αμφιαρθρωτές.

Για τις δοκούς μήκους $L = 8,061$ m (που βρίσκονται στις λοξές πλευρές του κτιρίου), $b_{\text{eff}} = L/4 = 8,061/4 = 2,015$ m.

Κατά την διεύθυνση y οι δοκοί μετέχουν σε πλαίσια ροπής, συνεπώς το συνεργαζόμενο πλάτος υπολογίζεται ως εξής:

$$b_{\text{eff}} = L_1/4 = (5,7 - 2 \cdot 0,15 \cdot 5,7)/4 = 0,9975 \text{ m (βλέπε σχήμα 4.5)}$$

όπου L_1 είναι το μήκος της δοκού μεταξύ των σημείων μηδενισμού των ροπών



Σχήμα 4.5: Συνεργαζόμενο πλάτος δοκού κατά την διεύθυνση y

Κατάταξη διατομής της δοκού:

- Πέλματα:

$$c = \frac{135}{2} = 67,5mm \quad t = 10,20mm$$

Χάλυβας S355 $\rightarrow \varepsilon=0,81$

$$\frac{c}{t} = 6,62 < 10\varepsilon = 10 \cdot 0,81 = 8,1$$

Συνεπώς, το πέλμα είναι κατηγορίας 1.

- Κορμός:

Θα υπολογίσουμε την θέση του ουδέτερου άξονα και αν βρίσκεται εντός του πέλματος του σκυροδέματος, τότε η σιδηροδοκός υπόκειται σε εφελκυσμό. Συνεπώς, είναι κατηγορίας 1 και μπορούμε να εφαρμόσουμε πλαστική ανάλυση.

Υποθέτουμε ότι η ουδέτερη γραμμή βρίσκεται εντός του πέλματος του σκυροδέματος $z_0 \leq d$.

Θέση ουδέτερου άξονα από την συνθήκη: $D = Z \rightarrow z_0 = \frac{A_a \cdot f_{ad}}{b \cdot f_{cd}} \leq d$

όπου

Σκυρόδεμα σε θλίψη:

$$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_c = 0,85 f_{ck} / 1,5 = 0,85 \cdot 2,5 / 1,5 = 1,417 kN / cm^2$$

Δομικός χάλυβας:

$$f_{ad} = f_{ya} / \gamma_a = f_{ya} / 1,1 = 35,5 / 1,1 = 32,27 kN / cm^2$$

$$\text{Άρα, } D = Z \rightarrow z_0 = \frac{45,95 \cdot 32,27}{142,5 \cdot 1,417} = 7,346 cm \leq d = 15 cm$$

Τελικώς, η διατομή είναι κατηγορίας 1 επειδή τόσο το πέλμα όσο και ο κορμός είναι κατηγορίας 1.

✓ Έλεγχος ροπών σύμμικτων δοκών:

Για τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης M_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιείται ο έλεγχος :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Ο υπολογισμός της ροπής αντοχής θα γίνει με πλαστική ανάλυση:

$$\text{Θλιπτική δύναμη: } D = b \cdot z_0 \cdot f_{cd}$$

$$\text{Εφελκυστική δύναμη: } Z = A_a \cdot f_{ad} = 45,95 \text{ cm}^2 \cdot 32,27 \text{ kN / cm}^2 = 1482,93 \text{ kN}$$

Πλαστική ροπή:

$$M_{pl,Rd} = Z \left(z_a - \frac{z_0}{2} \right) = A_a \cdot f_{ad} \left(z_a - \frac{z_0}{2} \right) = 1482,93 \left(28,5 - \frac{7,346}{2} \right) = 36816,9 \text{ kNcm} = 368,169 \text{ kNm}$$

όπου z_a είναι η θέση του κέντρου βάρους της σιδηροδοκού

Η αντοχή δράσης προέκυψε από το πρόγραμμα για τον δυσμενέστερο συνδυασμό αστοχίας OKA1: $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,6 \cdot W + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S$ ίση με $M_{Ed} = 168,05 \text{ kNm}$.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \rightarrow \frac{168,05 \text{ kNm}}{368,169 \text{ kNm}} = 0,459 < 1, \text{ επομένως ο έλεγχος ικανοποιείται.}$$

Με τη μέθοδο της ισοδύναμης διατομής θα υπολογίσουμε την ροπή αδράνειας της ισοδύναμης διατομής (της σιδηροδοκού και της πλάκας του σκυροδέματος).

Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή η σύμμικτη διατομή μετατρέπεται σε ισοδύναμη διατομή χάλυβα. Αποτελείται λοιπόν από τη διατομή της σιδηροδοκού, τη διατομή του σιδηροπλισμού και την ισοδύναμη διατομή του σκυροδέματος. Επομένως, της διατομής αυτής μπορούν να βρεθούν τα γεωμετρικά και τα αδρανειακά στοιχεία της.

Στην ελαστική ανάλυση η κατανομή των εντατικών μεγεθών στα επί μέρους τμήματα της διατομής γίνεται ανάλογα με την δυσκαμψία τους. Επειδή η δυσκαμψία είναι ίση με EA ή EI , είναι φανερό ότι στον υπολογισμό εισέρχονται τα μέτρα ελαστικότητας του χάλυβα και του σκυροδέματος ή ο λόγος αυτών:

$$\eta = \frac{E_a}{E_c}$$

Εμβαδόν διατομής: $A_e = A_a + A_s + A_c / \eta$

Κέντρο βάρους S: $z_e = (A_a z_a + A_s z_s + A_c z_c / \eta) / A_e$

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

($I_{a,0}$, $I_{c,0}$ είναι οι ροπές αδράνειας της σιδηροδοκού και της πλάκας του σκυροδέματος ως προς το κέντρο βάρους τους)

$$h_c = 15\text{cm}, l = 5,7\text{m}, b_{\text{eff}} = l/4 = 5,7/4 = 1,425\text{m}$$

$$A_c = 142,5\text{cm} \cdot 15\text{cm} = 2137,5\text{cm}^2, z_c = 15/2 = 7,5\text{cm},$$

$$I_{c,0} = \frac{142,5 \cdot 15^3}{12} = 40078,13\text{cm}^4$$

$$A_s = 16 \cdot \pi \cdot 0,8^2 / 4 = 8,04\text{cm}^2, z_s = 7,5\text{cm}$$

$$A_a = 45,95\text{cm}^2, z_a = 15 + \frac{27}{2} = 28,5\text{cm}, I_{a,0} = 5790\text{cm}^4$$

$$\eta = \frac{E_a}{E_c} = \frac{210}{31} = 6,77$$

Εμβαδόν διατομής: $A_e = 45,95 + \frac{2137,5}{6,77} + 8,04 = 369,53\text{cm}^2$

Κέντρο βάρους S:

$$z_e = (45,95 \cdot 28,5 + 8,04 \cdot 7,5 + 2137,5 \cdot 7,5 / 6,77) / 369,53 = 10,11\text{cm}$$

Ροπή αδράνειας:

$$I_e = 5790 + 45,95 \cdot (28,5 - 10,11)^2 + \frac{40078,13}{6,77} + \frac{2137,5}{6,77} (7,5 - 10,11)^2 + 8,04 (7,5 - 10,11)^2 = 29450,45\text{cm}^4$$

($I_{a,0}$, $I_{c,0}$ είναι οι ροπές αδράνειας της σιδηροδοκού και της πλάκας του σκυροδέματος ως προς το κέντρο βάρους τους)

✓ Έλεγχος Τέμνουσών σύμμικτων δοκών:

Για τον έλεγχο επάρκειας μιας δοκού έναντι τέμνουσας και για να μην υπάρχει αλληλεπίδραση με τις ροπές, θα πρέπει η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας δύναμης V_{Ed} σε κάθε διατομή να ικανοποιεί τη συνθήκη:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} < 0,5$$

όπου $V_{c,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα.

Για πλαστικό σχεδιασμό, η $V_{c,Rd}$ είναι ίση με την πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$. Οι τέμνουσες δυνάμεις παραλαμβάνονται μόνο από τον κορμό της σιδηροδοκού. Η αναπτυσσόμενη τάση είναι κατά von Mises ίση με:

$$f_a / \sqrt{3}$$

οπότε η αντοχή σε τέμνουσα δίνεται από τη σχέση:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times (f_a / \sqrt{3})}{\gamma_a}$$

όπου A_v είναι το εμβαδόν του κορμού που παραλαμβάνει την τέμνουσα
 γ_a είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τον δομικό χάλυβα και ισούται 1,10.

Το εμβαδόν αυτό λαμβάνεται προσεγγιστικά ίσο με:

$$A_v = 1,04 h t_w \text{ για πρότυπες διατομές}$$

Προϋπόθεση ισχύος της παραπάνω εξίσωσης είναι να μην είναι ο κορμός λεπτότοιχος, ώστε να υπόκειται σε τοπικό λυγισμό (κύρτωση). Αυτό εξαρτάται από τον λόγο ύψους προς πάχος του κορμού h_w/t_w , από το αν ο κορμός είναι εγκιβωτισμένος ή όχι στο σκυρόδεμα και από το αν ενισχύεται ή όχι με εγκάρσιες νευρώσεις, δεδομένου ότι ο εγκιβωτισμός στο σκυρόδεμα και οι νευρώσεις δυσχεραίνουν την ανάπτυξη του τοπικού λυγισμού.

Για μη ενισχυμένο, μη εγκιβωτισμένο κορμό ο EC4 προβλέπει τα παρακάτω όρια λυγηρότητας:

$$h_w / t_w < 69\varepsilon \rightarrow 219,6 / 6,6 = 33,27 < 69\varepsilon = 69 \cdot 0,81 = 55,89$$

$$\text{Επομένως: } A_v = 1,04 \cdot 270 \cdot 6,6 = 1853,28 \text{ mm}^2 = 18,53 \text{ cm}^2$$

Η αντοχή σε τέμνουσα είναι:

$$V_{pl,Rd} = \frac{18,53 \times (35,5 / \sqrt{3})}{1,1} = 345,32 \text{ kN}$$

Η αντοχή δράσης προέκυψε από το πρόγραμμα για τον συνδυασμό ΟΚΑ1 και ισούται με $V_{Ed} = 157,17$ kN.

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{157,17}{345,32} = 0,455 < 0,5, \text{ επομένως ο έλεγχος ικανοποιείται.}$$

✓ Έλεγχος σε διατμητική σύνδεση:

Θα υπολογίσουμε τη διαμήκη διάτμηση στην επιφάνεια σιδηροδοκού-πλάκας σκυροδέματος:

- Πλαστική Ανάλυση:

Ξέρουμε ότι: $M_{pl,Rd} = 368,169$ kNm και $z_0 = 7,346$ cm

$$Z = A_a \cdot f_{ad} = 45,95 \text{ cm}^2 \cdot 32,27 \text{ kN/cm}^2 = 1482,93 \text{ kN}$$

Στα στηρίγματα $D = Z = 0$.

Μεταξύ μηδενικών και θετικών ροπών, για το σύνολο της διαμήκουσ διάτμησης ισχύει η σχέση:

$$V_l = \sum T_l = D^+ = Z^+$$

Επομένως, η διαμήκης διάτμηση είναι: $V_l = D^+ = Z^+ = 1482,93$ kN

Δρώσα ροπή: $M_{sd} = 168,05$ kNm

Η οριακή αντοχή του ήλου προκύπτει ως η ελάχιστη τιμή από τις εξής:

$$\text{Αντοχή σε διάτμηση: } P_{Rd} = 0,8 \cdot f_u \left(\frac{\pi \cdot d_s^2}{4} \right) / \gamma_v$$

$$\text{Αντοχή σε «σύνθλιψη άντυγας»: } P_{Rd} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d_s^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v$$

όπου

d_s : διάμετρος κορμού του ήλου

f_u : ονομαστική τιμή της εφελκυστικής αντοχής του ήλου ≤ 500

f_{ck}, E_{cm} : θλιπτική αντοχή και μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος

$$a = 0,2 \left(\frac{h}{d_s} + 1 \right) \text{ για } 3 \leq \frac{h}{d_s} \leq 4$$

$$a = 1 \quad \text{για } 4 < \frac{h}{d_s}$$

h: ύψος ήλου

γ_v : επιμέρους συντελεστής ασφαλείας

Θα επιλέξουμε ήλους κεφαλής διαμέτρου 22 mm, ύψους 100 mm και ποιότητας χάλυβα S275.

Αντοχή σε διάτμηση:

$$P_{Rd} = 0,8 \cdot f_u \left(\frac{\pi \cdot d_s^2}{4} \right) / \gamma_v = 0,8 \cdot 43 \left(\frac{\pi \cdot 2,2^2}{4} \right) / 1,25 = 104,613kN$$

$$4 < \frac{h}{d_s} = \frac{100}{22} = 4,55 \rightarrow a = 1$$

Αντοχή σε «σύνθλιψη άντυγας»:

$$P_{Rd} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d_s^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v = 0,29 \cdot 1 \cdot 2,2^2 \cdot \sqrt{2,5 \cdot 3,1 \cdot 10^3} / 1,25 = 98,852kN$$

Τελική αντοχή: $P_{Rd} = 98,852kN$

Συνεπώς, ο απαιτούμενος αριθμός συνδέσμων στη μισή δοκό είναι:

$$n = V_l / P_{Rd} = 1482,93 / 98,852 = 15$$

Επιλέγονται 16 σύνδεσμοι.

Οι προϋποθέσεις για ομοιόμορφη κατανομή των συνδέσμων (πλαστική κατανομή) είναι:

- 1) Ήλιο από πίνακα που έχει αποδειχθεί η όλκιμη συμπεριφορά τους.
- 2) Μήκος ανοίγματος δοκού $l=5,7 \text{ m} < 50 \text{ m}$
- 3) $M_{pl} / M_{pla} = 368,169 / 171,82 = 2,1 < 2,5$

όπου $M_{pla} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_M} = \frac{484 \cdot 35,5}{1,00} = 17182kNcm = 171,82kNm$ είναι η πλαστική ροπή της σιδηροδοκού.

Τοποθετείται ένας σύνδεσμος σε κάθε διατομή σε ίσες αποστάσεις καθ' όλο το μήκος της δοκού.

Απόσταση συνδέσμων:

$$e = \frac{l/2}{n} = \frac{570/2}{16} = 17,81cm, \text{ επιλέγεται απόσταση ίση με } e = 18cm$$

Έλεγχος αποστάσεων: $5d_s < e < \min(6d, 800mm)$

$$5 \cdot 2,2 = 11cm < 18cm < \min(6 \cdot 15 = 90cm, 80cm) = 80cm$$

Απόσταση από το άκρο του πέλματος:

$$b/2 - d_s/2 = 135/2 - 22/2 = 67,5 - 11 = 56,5mm < 9 \cdot t \cdot \varepsilon = 9 \cdot 10,2 \cdot 0,81 = 74,36mm$$

Η ελάχιστη επικάλυψη των ήλων είναι ίση με 20 mm.

$$d - h = 150 - 100 = 50mm > 20mm$$

Επιλέχθηκε σύμμικτη διατομή ΙΡΕ 270 με πάχος σκυροδέματος 0,15 m και χάλυβας οπλισμού πλακών ποιότητας B500C. Οι ράβδοι του οπλισμού είναι διαμέτρου Φ8 ανά 0,20 m με επικάλυψη 0,02 m. Η δοκός είναι αμφίπακτη, διότι ανήκει σε πλαίσιο ροπής, με $b_{\text{eff}} = 0,9975$ m.

Γεωμετρικά στοιχεία της χαλύβδινης διατομής:

$$h = 270\text{mm} \quad I_y = 5790\text{cm}^4$$

$$b = 135\text{mm} \quad I_z = 419,9\text{cm}^4$$

$$t_w = 6,60\text{mm} \quad i_y = 11,23\text{cm}$$

$$t_f = 10,20\text{mm} \quad i_z = 3,02\text{cm}$$

$$d = 219,6\text{mm}$$

$$A = 45,95\text{cm}^2$$

$$r = 15\text{mm}$$

Κατάταξη διατομής της δοκού:

- Πέλματα:

$$c = \frac{135}{2} = 67,5\text{mm} \quad t = 10,20\text{mm}$$

Χάλυβας S355 $\rightarrow \varepsilon = 0,81$

$$\frac{c}{t} = 6,62 < 10\varepsilon = 10 \cdot 0,81 = 8,1$$

Συνεπώς, το πέλμα είναι κατηγορίας 1.

- Κορμός:

Θα υπολογίσουμε την θέση του ουδέτερου άξονα και αν βρίσκεται εντός του πέλματος του σκυροδέματος, τότε η σιδηροδοκός υπόκειται σε εφελκυσμό. Συνεπώς, είναι κατηγορίας 1 και μπορούμε να εφαρμόσουμε πλαστική ανάλυση.

Υποθέτουμε ότι η ουδέτερη γραμμή βρίσκεται εντός του πέλματος του σκυροδέματος $z_0 \leq d$.

$$\text{Θέση ουδέτερου άξονα από την συνθήκη: } D = Z \rightarrow z_0 = \frac{A_a \cdot f_{ad}}{b \cdot f_{cd}} \leq d$$

όπου

Σκυρόδεμα σε θλίψη:

$$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_c = 0,85 f_{ck} / 1,5 = 0,85 \cdot 2,5 / 1,5 = 1,417 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Δομικός χάλυβας:

$$f_{ad} = f_{ya} / \gamma_a = f_{ya} / 1,1 = 35,5 / 1,1 = 32,27 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\text{Άρα, } D = Z \rightarrow z_0 = \frac{45,95 \cdot 32,27}{99,75 \cdot 1,417} = 10,49 \text{ cm} \leq d = 15 \text{ cm}$$

Τελικώς, η διατομή είναι κατηγορίας 1 επειδή τόσο το πέλμα όσο και ο κορμός είναι κατηγορίας 1.

✓ Έλεγχος ροπών σύμμικτων δοκών:

Για τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης M_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιείται ο έλεγχος :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Ο υπολογισμός της ροπής αντοχής θα γίνει με πλαστική ανάλυση:

$$\text{Θλιπτική δύναμη: } D = b \cdot z_0 \cdot f_{cd}$$

$$\text{Εφελκυστική δύναμη: } Z = A_a \cdot f_{ad} = 45,95 \text{ cm}^2 \cdot 32,27 \text{ kN} / \text{cm}^2 = 1482,93 \text{ kN}$$

Πλαστική ροπή:

$$M_{pl,Rd} = Z \left(z_a - \frac{z_0}{2} \right) = A_a \cdot f_{ad} \left(z_a - \frac{z_0}{2} \right) = 1482,93 \left(28,5 - \frac{10,49}{2} \right) = 36702,56 \text{ kNm} = 367,026 \text{ kNm}$$

όπου z_a είναι η θέση του κέντρου βάρους της σιδηροδοκού

Η αντοχή δράσης προέκυψε από το πρόγραμμα για τον δυσμενέστερο συνδυασμό αστοχίας ΟΚΑ1 ίση με $M_{Ed} = 111,949 \text{ kNm}$.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \rightarrow \frac{111,949 \text{ kNm}}{367,026 \text{ kNm}} = 0,305 < 1, \text{ επομένως ο έλεγχος ικανοποιείται.}$$

✓ Έλεγχος Τέμνουσών σύμμικτων δοκών:

Για τον έλεγχο επάρκειας μιας δοκού έναντι τέμνουσας και για να μην υπάρχει αλληλεπίδραση με τις ροπές, θα πρέπει η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας δύναμης V_{Ed} σε κάθε διατομή να ικανοποιεί τη συνθήκη:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} < 0,5$$

όπου $V_{c,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα.

Για πλαστικό σχεδιασμό, η $V_{c,Rd}$ είναι ίση με την πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$. Οι τέμνουσες δυνάμεις παραλαμβάνονται μόνο από τον κορμό της σιδηροδοκού. Η αναπτυσσόμενη τάση είναι κατά von Mises ίση με:

$$f_a / \sqrt{3}$$

οπότε η αντοχή σε τέμνουσα δίνεται από τη σχέση:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times (f_a / \sqrt{3})}{\gamma_a}$$

όπου A_v είναι το εμβαδόν του κορμού που παραλαμβάνει την τέμνουσα
 γ_a είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τον δομικό χάλυβα και ισούται 1,10.

Το εμβαδόν αυτό λαμβάνεται προσεγγιστικά ίσο με:

$$A_v = 1,04 h t_w \text{ για πρότυπες διατομές}$$

Προϋπόθεση ισχύος της παραπάνω εξίσωσης είναι να μην είναι ο κορμός λεπτότοιχος, ώστε να υπόκειται σε τοπικό λυγισμό (κύρτωση). Αυτό εξαρτάται από τον λόγο ύψους προς πάχος του κορμού h_w/t_w , από το αν ο κορμός είναι εγκιβωτισμένος ή όχι στο σκυρόδεμα και από το αν ενισχύεται ή όχι με εγκάρσιες νευρώσεις, δεδομένου ότι ο εγκιβωτισμός στο σκυρόδεμα και οι νευρώσεις δυσχεραίνουν την ανάπτυξη του τοπικού λυγισμού.

Για μη ενισχυμένο, μη εγκιβωτισμένο κορμό ο EC4 προβλέπει τα παρακάτω όρια λυγηρότητας:

$$h_w / t_w < 69\varepsilon \rightarrow 219,6 / 6,6 = 33,27 < 69\varepsilon = 69 \cdot 0,81 = 55,89$$

$$\text{Επομένως: } A_v = 1,04 \cdot 270 \cdot 6,6 = 1853,28 \text{ mm}^2 = 18,53 \text{ cm}^2$$

Η αντοχή σε τέμνουσα είναι:

$$V_{pl,Rd} = \frac{18,53 \times (35,5 / \sqrt{3})}{1,1} = 345,32 \text{ kN}$$

Η αντοχή δράσης προέκυψε από το πρόγραμμα για τον συνδυασμό ΟΚΑ1 και ισούται με $V_{Ed} = 114,71$ kN.

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{114,71}{345,32} = 0,332 < 0,5, \text{ επομένως ο έλεγχος ικανοποιείται.}$$

✓ Έλεγχος σε διατμητική σύνδεση:

Θα υπολογίσουμε τη διαμήκη διάτμηση στην επιφάνεια σιδηροδοκού-πλάκας σκυροδέματος:

- Πλαστική Ανάλυση:

Ξέρουμε ότι: $M_{pl,Rd} = 367,026$ kNm και $z_0 = 10,494$ cm

$$Z = A_a \cdot f_{ad} = 45,95 \text{ cm}^2 \cdot 32,27 \text{ kN/cm}^2 = 1482,93 \text{ kN}$$

Στα στηρίγματα $D = Z = 0$.

Μεταξύ μηδενικών και θετικών ροπών, για το σύνολο της διαμήκουσ διάτμησης ισχύει η σχέση:

$$V_l = \sum T_l = D^+ = Z^+$$

Επομένως, η διαμήκης διάτμηση είναι: $V_l = D^+ = Z^+ = 1482,93$ kN

Δρώσα ροπή: $M_{sd} = 111,95$ kNm

Η οριακή αντοχή του ήλου προκύπτει ως η ελάχιστη τιμή από τις εξής:

$$\text{Αντοχή σε διάτμηση: } P_{Rd} = 0,8 \cdot f_u \left(\frac{\pi \cdot d_s^2}{4} \right) / \gamma_v$$

$$\text{Αντοχή σε «σύνθλιψη άντυγας»: } P_{Rd} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d_s^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v$$

όπου

d_s : διάμετρος κορμού του ήλου

f_u : ονομαστική τιμή της εφελκυστικής αντοχής του ήλου ≤ 500

f_{ck}, E_{cm} : θλιπτική αντοχή και μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος

$$a = 0,2 \left(\frac{h}{d_s} + 1 \right) \text{ για } 3 \leq \frac{h}{d_s} \leq 4$$

$$a = 1 \quad \text{για } 4 < \frac{h}{d_s}$$

h : ύψος ήλου

γ_v : επιμέρους συντελεστής ασφαλείας

Θα επιλέξουμε ήλους κεφαλής διαμέτρου 22 mm, ύψους 100 mm και ποιότητας χάλυβα S275.

Αντοχή σε διάτμηση:

$$P_{Rd} = 0,8 \cdot f_u \left(\frac{\pi \cdot d_s^2}{4} \right) / \gamma_v = 0,8 \cdot 43 \left(\frac{\pi \cdot 2,2^2}{4} \right) / 1,25 = 104,613kN$$

$$4 < \frac{h}{d_s} = \frac{100}{22} = 4,55 \rightarrow a = 1$$

Αντοχή σε «σύνθλιψη άντυγας»:

$$P_{Rd} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d_s^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v = 0,29 \cdot 1 \cdot 2,2^2 \cdot \sqrt{2,5 \cdot 3,1 \cdot 10^3} / 1,25 = 98,852kN$$

Τελική αντοχή: $P_{Rd} = 98,852kN$

Συνεπώς, ο απαιτούμενος αριθμός συνδέσμων στη μισή δοκό είναι:

$$n = V_l / P_{Rd} = 1482,93 / 98,852 = 15$$

Επιλέγονται 16 σύνδεσμοι.

Οι προϋποθέσεις για ομοιόμορφη κατανομή των συνδέσμων (πλαστική κατανομή) είναι:

- 4) Ήλοι από πίνακα που έχει αποδειχθεί η όλκιμη συμπεριφορά τους.
- 5) Μήκος ανοίγματος δοκού $l=5,7 \text{ m} < 50 \text{ m}$
- 6) $M_{pl} / M_{pla} = 368,169 / 171,82 = 2,1 < 2,5$

όπου $M_{pla} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_M} = \frac{484 \cdot 35,5}{1,00} = 17182kNcm = 171,82kNm$ είναι η πλαστική ροπή της σιδηροδοκού.

Τοποθετείται ένας σύνδεσμος σε κάθε διατομή σε ίσες αποστάσεις καθ' όλο το μήκος της δοκού.

Απόσταση συνδέσμων:

$$e = \frac{l/2}{n} = \frac{570/2}{16} = 17,81cm, \text{ επιλέγεται απόσταση ίση με } e = 18cm$$

Έλεγχος αποστάσεων: $5d_s < e < \min(6d, 800mm)$

$$5 \cdot 2,2 = 11cm < 18cm < \min(6 \cdot 15 = 90cm, 80cm) = 80cm$$

Απόσταση από το άκρο του πέλματος:

$$b/2 - d_s/2 = 135/2 - 22/2 = 67,5 - 11 = 56,5mm < 9 \cdot t \cdot \varepsilon = 9 \cdot 10,2 \cdot 0,81 = 74,36mm$$

Η ελάχιστη επικάλυψη των ήλων είναι ίση με 20 mm.

$$d - h = 150 - 100 = 50mm > 20mm$$

4.5.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

- Υποστυλώματα ισογείου:

Αρχικά, θα γίνει διαστασιολόγηση για τους στύλους του ισογείου για τους οποίους επιλέγεται ενιαία διατομή ΗΕΒ 320 και χάλυβα ποιότητας S355.

Γεωμετρικά στοιχεία της χαλύβδινης διατομής:

$$h = 320\text{mm} \quad I_y = 30820,0\text{cm}^4$$

$$b = 300\text{mm} \quad I_z = 9239,0\text{cm}^4$$

$$t_w = 11,50\text{mm} \quad i_y = 13,82\text{cm}$$

$$t_f = 20,50\text{mm} \quad i_z = 7,57\text{cm}$$

$$d = 225\text{mm}$$

$$A = 161,30\text{cm}^2$$

$$r = 27\text{mm}$$

Κατάταξη διατομής

- Κορμός

$$\frac{c}{t_w} = \frac{225}{11,5} = 19,57 < 33 \times \varepsilon = 33 \times 0,81 = 26,73 \rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

- Πέλμα

$$\frac{c}{t_f} = \frac{[(b-t_w)/2]-r}{t_f} = \frac{[(300-11,5)/2]-27}{20,50} = 5,72 < 9 \times \varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,29 \rightarrow$$

Κατηγορία 1

Άρα η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1.

✓ Έλεγχος αξονικών δυνάμεων υποστυλωμάτων:

Ο καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης αποτελεί την συνθηθέστερη μορφή αστάθειας θλιβόμενων μελών μεταλλικών κατασκευών. Η απώλεια της ευστάθειας του αρχικώς ευθύγραμμου μέλους εκδηλώνεται με μετάπτωσή του σε μία καμπυλωμένη μορφή, με κάμψη περί τον ισχυρό ή τον ασθενή άξονα της διατομής του μέλους, χωρίς την ταυτόχρονη εμφάνιση σχετικής στροφής των διατομών. Όπως και στις άλλες μορφές αστοχίας λόγω λυγισμού, το φαινόμενο συμβαίνει πριν το μέλος αναπτύξει την πλαστική αντοχή της διατομής του.

Η επάρκεια ενός θλιβόμενου μέλους με σταθερή διατομή έναντι καμπτικού λυγισμού ελέγχεται με βάση την ακόλουθη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

όπου

N_{Ed} η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης

$N_{b,Rd}$ η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό λαμβάνεται από τη σχέση:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1,2,3}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A_{eff} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

όπου

χ μειωτικός συντελεστής

Σε μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή του μειωτικού συντελεστή χ υπολογίζεται ως συνάρτηση της ανηγμένης λυγιρότητας λ και του συντελεστή ατελειών α , ο οποίος εξαρτάται από την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{αλλά } \chi \leq 1,0$$

όπου

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

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3}$$

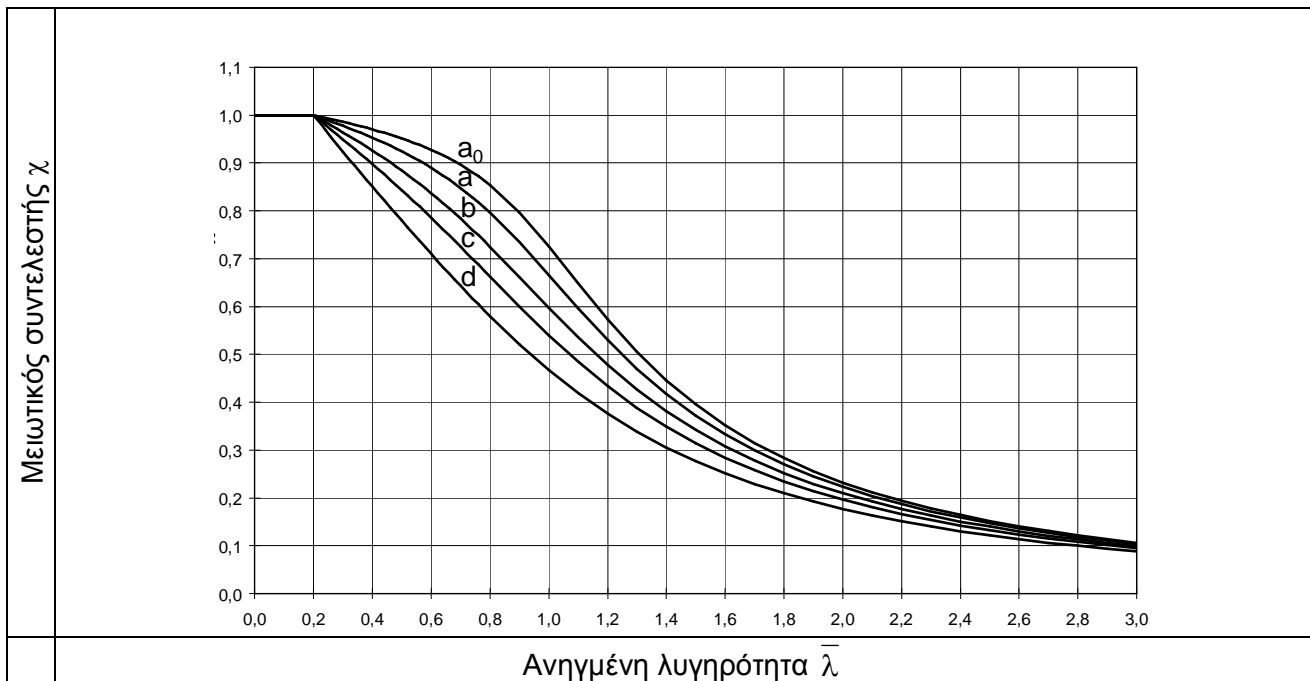
$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \times f_y}{N_{cr}}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

α : συντελεστής ατελειών, που αντιστοιχεί σε κάθε καμπύλη λυγισμού και λαμβάνεται από τον Πίνακα 4.3, σε σχέση με τον Πίνακα 4.4

N_{cr} : είναι το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού, βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής

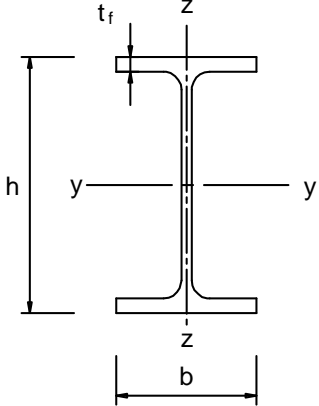
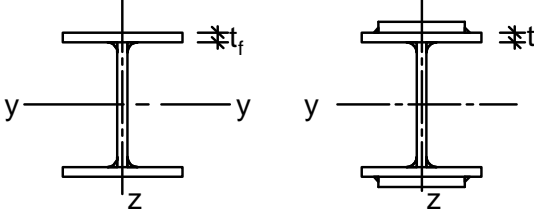
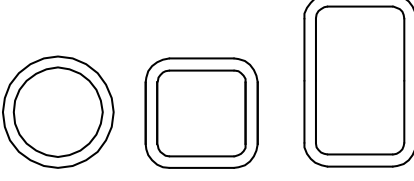
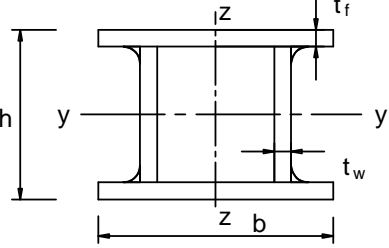
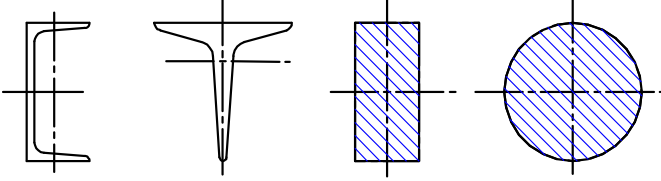
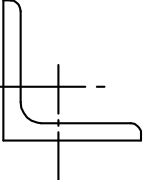
Καμπύλη λυγισμού	a_0	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Πίνακας 4.3: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού



Σχήμα 4.6: Τιμές μειωτικού συντελεστή χ συναρτήσει της ανηγμένης λυγηρότητας $\bar{\lambda}$

Πίνακας 4.4: Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Ελαττές διατομές 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a a ₀
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y z-z	b a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a
		$t_f > 100 \text{ mm}$	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	
Κοίλες Διατομές 	Εν θερμώ έλαση	Κάθε	a	a ₀
	Ψυχρή έλαση	Κάθε	c	c
Συγκολλητές κιβωτιοειδείς διατομές 	Γενικά (εκτός των κατωτέρω)	Κάθε	b	b
	Μεγάλα πάχη ραφής: $\alpha > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Κάθε	c	c
U-, T- και συμπαγείς διατομές 	Κάθε	c	c	
L-διατομές 	Κάθε	b	b	

Λυγηρότητα για καμπτικό λυγισμό

Η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ δίνεται από :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \times \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \times \frac{\sqrt{\frac{A_{eff}}{A}}}{\lambda_1} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

όπου : L_{cr} είναι το μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού.

i είναι η ακτίνα αδρανείας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon = 93,9 \cdot 0,81 = 76,06$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ σε N/mm}^2)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L_{cr}^2}$$

Υπολογισμός δυσκαμψιών:

Σχήμα 4.7: Συντελεστές κατανομής n_1 και n_2 για συνεχή υποστυλώματα

Ο συντελεστής κατανομής (η) εξαρτάται από:

- τη ροπή αδράνειας του εκάστοτε μέλους
- το μήκος του
- τη μεταθετότητα ή μη και τη δυνατότητα στροφής των άκρων του και
- την ύπαρξη ή μη αξονικής δύναμης

Οι συντελεστές κατανομής των άκρων του υπό εξέταση υποστυλώματος, είναι οι εξής:

$$n_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} \quad \text{και} \quad n_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}}$$

όπου K_c , K_1 , και K_2 είναι οι συντελεστές δυσκαμψίας των υποστυλωμάτων και K_{11} , K_{12} , K_{21} , και K_{22} οι συντελεστές ενεργού δυσκαμψίας των δοκών.

Ο συντελεστής ενεργού δυσκαμψίας για το υπό εξέταση υποστυλώμα δίνεται ως εξής:

$$K_c = \frac{I_c}{L_c}$$

όπου

I_c : η ροπή αδράνειας του υποστυλώματος

L_c : το μήκος του υποστυλώματος

Οι συντελεστές ενεργού δυσκαμψίας των ζυγμάτων είναι:

$$K_{ij} = a \frac{I_{ij}}{L_{ij}}$$

όπου

I_{ij} : η ροπή αδράνειας του μέλους

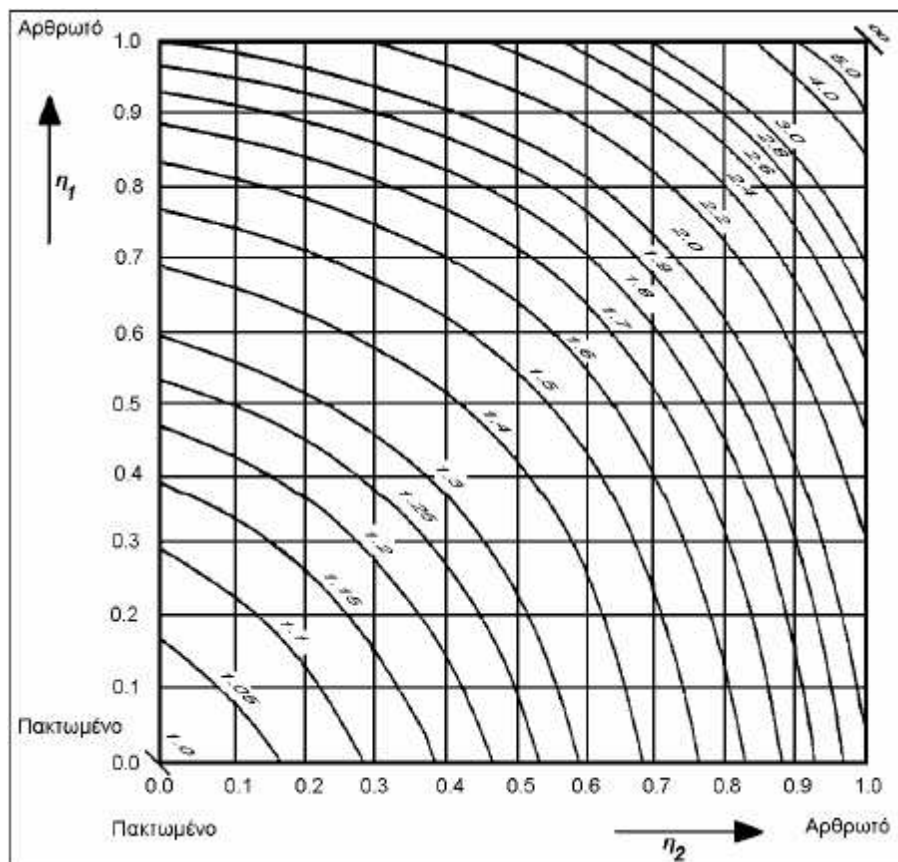
L_{ij} : το μήκος του μέλους και

a : συντελεστής που εξαρτάται από τις συνθήκες στρωφικής δέσμωσης των απομακρυσμένων άκρων του μέλους και δίνεται από τον παρακάτω πίνακα.

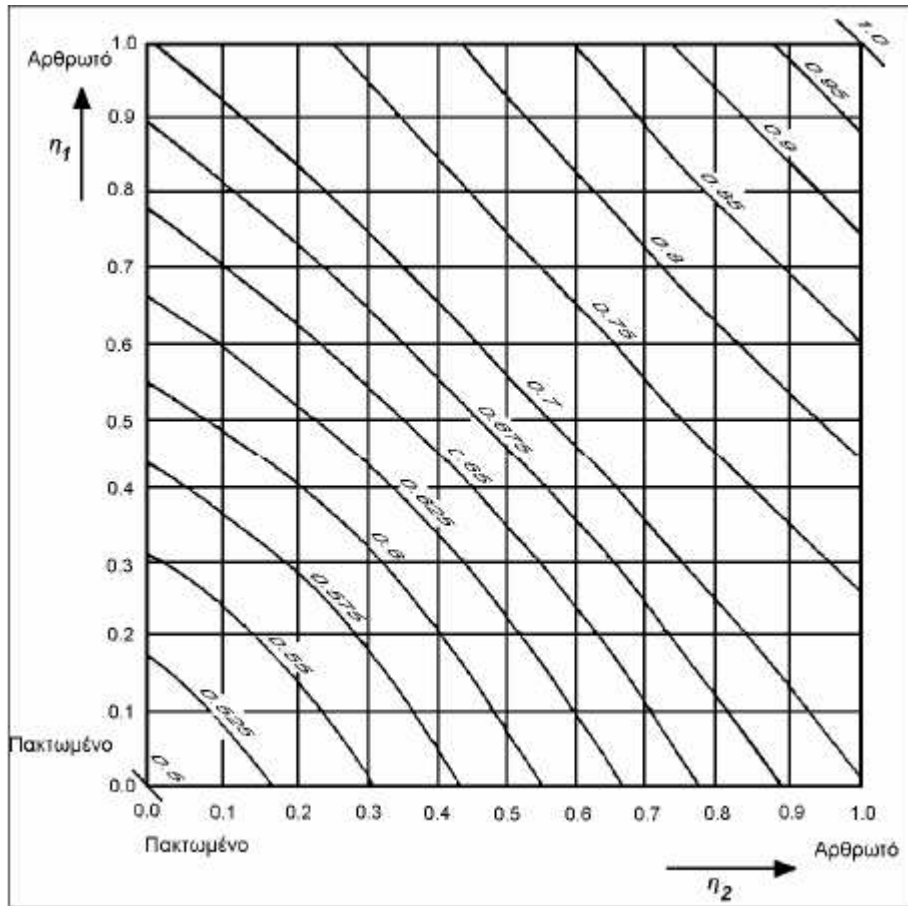
Συνθήκες στρωφικής δέσμωσης του απομακρυσμένου άκρου της δοκού	Συντελεστής ενεργού δυσκαμψίας K δοκού (με την προϋπόθεση ότι η δοκός παραμένει ελαστική)
Πάκτωση στο απομακρυσμένο άκρο	1,00 I/L
Άρθρωση στο απομακρυσμένο άκρο	0,75 I/L
Στροφή όπως στο πλησιέστερο άκρο (διπλή καμπυλότητα)	1,50 I/L
Στροφή ίση και αντίθετη προς αυτήν του πλησιέστερου άκρου (απλή καμπυλότητα)	0,50 I/L
Γενική περίπτωση: Στροφή θ_a στο πλησιέστερο άκρο και θ_b στο απομακρυσμένο άκρο	$(1,00+0,5\theta_b/\theta_a)$ I/L

Πίνακας 4.5: Συντελεστής ενεργού δυσκαμψίας K δοκού που δεν υπόκειται σε αξονική δύναμη

Υπολογισμός μήκους λυγισμού:



Σχήμα 4.8: Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού L_{cr}/L για υποστύλωμα με μεταθετά άκρα



Σχήμα 4.9: Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού L_{cr}/L για υποστύλωμα με αμετάθετα άκρα

Περί τον άξονα y-y:

Θα υπολογίσουμε το ισοδύναμο μήκος λυγισμού:

Ο συντελεστής ενεργού δυσκαμψίας για το υπό εξέταση υποστύλωμα είναι:

$$K_c = \frac{I_y}{L_y} = \frac{30820cm^4}{400cm} = 77,05cm^3$$

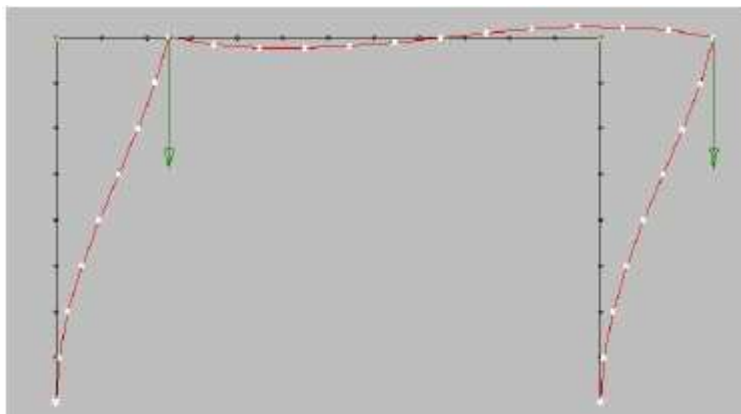
Ο συντελεστής ενεργού δυσκαμψίας για το υποστύλωμα του 1^{ου} ορόφου (HEB 320) είναι:

$$K_1 = \frac{I_y}{L_y} = \frac{30820cm^4}{340cm} = 90,647cm^3$$

Ενώ, η δυσκαμψία των ζυγμάτων (IPE 270) είναι:

$$K_{11} = \frac{\alpha \cdot I_{11}}{L_{11}} = \frac{1,5 \cdot 29450,45cm^4}{570cm} = 77,50cm^3$$

όπου $I_{11}=I_e$ (ροπή αδράνειας της ισοδύναμης διατομής) και για την οποία θεωρήσαμε στροφή όπως στο πλησιέστερο άκρο (διπλή καμπυλότητα) σύμφωνα με την πρώτη κανονική μορφή λυγισμού για μεταθετά πλαίσια που δίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 4.10: 1η κανονική μορφή λυγισμού (αντισυμμετρική με μετάθεση)

$$K_{12} = \frac{\alpha \cdot I_{12}}{L_{12}} = \frac{1,5 \cdot 29450,45cm^4}{570cm} = 77,50cm^3$$

όπου $I_{12}=I_e$ (ροπή αδράνειας της ισοδύναμης διατομής)

Οι συντελεστές κατανομής των άκρων του υπό εξέταση υποστυλώματος, είναι οι εξής:

$$n_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{77,05 + 90,647}{77,05 + 90,647 + 77,50 + 77,50} = 0,52$$

$n_2 = 0$, διότι στον κόμβο 2 έχουμε πάκτωση.

Από το σχήμα 4.8 για μεταθετά άκρα εκτιμούμε γραφικά τον συντελεστή $\beta_y = 1,240$.
Επομένως, το μήκος λυγισμού θα είναι: $L_y = \beta_y \cdot L = 1,24 \cdot 400 = 496 \text{ cm}$.

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l}{\pi \times i_y} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{496}{\pi \times 13,82} \times \sqrt{\frac{35,5}{21000}} = 0,470$$

- Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{320}{300} = 1,067 \leq 1,2 \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } y'y \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "b"}$$

$$t_f = 20,5 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z'z \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "c"}$$

- Μειωτικοί συντελεστές χ

Για $\bar{\lambda}_y = 0,470$ και καμπύλη λυγισμού b κατά $y'y$ έχουμε :

συντελεστής ατελειών $\rightarrow \alpha = 0,34$

$$\phi_y = 0,5 \times \left[1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,34 \times (0,470 - 0,2) + 0,470^2 \right] = 0,656$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,656 + \sqrt{0,656^2 - 0,470^2}} = 0,898 < 1,00$$

Περί τον άξονα z-z:

$L_{cr} = 400\text{cm}$, διότι για αμφιαρθρωτό υποστύλωμα ο συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού $\beta_z=1,00$. Επομένως, το μήκος λυγισμού ισούται με το ύψος του ορόφου.

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l}{\pi \times i_z} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{400}{\pi \times 7,57} \times \sqrt{\frac{35,5}{21000}} = 0,69$$

- Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{320}{300} = 1,067 \leq 1,2 \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } y'y \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "b"}$$

$$t_f = 20,5\text{mm} \leq 100\text{mm} \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z'z \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "c"}$$

- Μειωτικοί συντελεστές χ

Για $\bar{\lambda}_z = 0,69$ και καμπύλη λυγισμού c κατά $z'z$ έχουμε :

συντελεστής ατελειών $\rightarrow \alpha = 0,49$

$$\phi_z = 0,5 \times \left[1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,49 \times (0,69 - 0,2) + 0,69^2 \right] = 0,858$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,858 + \sqrt{0,858^2 - 0,69^2}} = 0,73 < 1,00$$

Επομένως, $\chi = \min \{0,898, 0,73\} = 0,73$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,73 \times 161,30 \times 35,5}{1,00} = 4180,09\text{kN}$$

Η δυσμενέστερη αξονική δύναμη που προέκυψε από το πρόγραμμα για τον συνδυασμό OKA22: $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S$ ισούται με:

$$N_{Ed} = 2041,51 \text{ kN.}$$

Έλεγχος αξονικών δυνάμεων υποστυλωμάτων:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{2041,51}{4180,09} = 0,49 \leq 1,0 \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

✓ Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό (πλευρικό) λυγισμό:

Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού

Η κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δίνεται από την ακόλουθη σχέση :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(k \times L_T)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \times L_T)^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j) \right\}$$

όπου :

E : μέτρο ελαστικότητας

G : μέτρο διάτμησης

C₁, C₂, C₃ : συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και στρεπτικής στήριξης

I_T : σταθερά στρέψης

I_w : σταθερά στρέβλωσης

I_z : ροπή αδράνειας ως προς ασθενή άξονα

L_T : μήκος μέλους μεταξύ σημείων πλευρικά εξασφαλισμένων

z_a : τεταγμένη του σημείου εφαρμογής του φορτίου ως προς κεντροβαρικό άξονα y'y

z_s : τεταγμένη του κέντρου διάτμησης ως προς κεντροβαρικό άξονα y'y

z_j : z_j = z_s - [0,5 × ∫ z × (y² + z²) dA] / I_y, (για διατομές διπλής συμμετρίας z_j = 0)

k και k_w : συντελεστές εξαρτώμενοι από το είδος των στηρίξεων ως προς την ελευθερία στροφής και στρέβλωσης των άκρων του εξεταζόμενου πλευρικά μη προστατευόμενου τμήματος

Οι συντελεστές k και k_w :

- για πλήρη πάκτωση λαμβάνουν τιμή 0,5

- για απλές στηρίξεις λαμβάνουν τιμή 1,0
- για περιπτώσεις που έχουμε το ένα άκρο απλά στηριζόμενο και το άλλο πακτωμένο λαμβάνουν τιμή 0,7

Θα γίνουν οι υπολογισμοί για τους ελέγχους:

$$L_y = 4,96m \text{ και } L_z = 4,00m$$

Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Η κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δίνεται από την ακόλουθη σχέση :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(k \times L_T)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \times L_T)^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j) \right\}$$

όπου :

$k = 1,00$ (και τα δύο άκρα του υποστυλώματος επί το δυσμενέστερο θεωρούνται στρεπτικά ελεύθερα)

$k_w = 1,00$ (και τα δύο άκρα του υποστυλώματος είναι ελεύθερα σε στρέβλωση)

$$G = \frac{E}{2 \times (\nu + 1)} = \frac{21000}{2 \times (0,3 + 1)} = 8077 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$C_1 = 1,879$$

$$C_2 = 0,000$$

$$C_3 = 0,939$$

$$I_t = 225,10 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 2069 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$$

$$I_z = 9239 \text{ cm}^4$$

$$L_T = 496 \text{ cm}$$

$$z_a = 0$$

$$z_s = 0 \text{ (Κ.Β} \equiv \text{Κ.Δ.)}$$

$$z_j = 0 \text{ (διατομή διπλής συμμετρίας)}$$

$$z_g = z_a - z_s = 0$$

$$\begin{aligned} \text{Άρα } M_{cr} &= C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(k \times L_T)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \times L_T)^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} \right]^{0,5} \right\} = \\ &= 1,879 \times \frac{\pi^2 \times 21000 \times 10140}{(1,00 \times 496)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \times \frac{2096000}{9239} + \frac{(1,0 \times 496)^2 \times 8077 \times 225,1}{\pi^2 \times 21000 \times 9239} \right]^{0,5} \right\} = \\ &= 312835,32 \text{ kNcm} \end{aligned}$$

Λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{w_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2149 \times 35,5}{312835,32}} = 0,49 > 0,20 \text{ και}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} = \frac{14468,17}{312835,32} = 0,046 > 0,04$$

Για λυγηρότητα $\overline{\lambda}_{LT} \leq 0,20$ ή για $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,04$, οι επιδράσεις στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να γίνονται μόνο έλεγχοι διατομής.

Άρα η επιρροή του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού λαμβάνεται υπόψη.

Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και μειωτικός συντελεστής χ_{LT}

$$\frac{h}{b} = \frac{320}{300} = 1,067 < 2 \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού a} \rightarrow a_{LT} = 0,21$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,21 \times (0,49 - 0,2) + 0,49^2 \right] = 0,65$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,65 + \sqrt{0,65^2 - 0,49^2}} = 0,926 < 1,00$$

Συντελεστές αλληλεπίδρασης:

Η ευστάθεια μελών σταθερής διατομής διπλής συμμετρίας, πρέπει να ελέγχεται σύμφωνα με τις παρακάτω παραγράφους, όπου διάκριση γίνεται μεταξύ:

- μελών που δεν είναι ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις, π.χ. κοίλες κυκλικές διατομές ή διατομές, όπου η στρέψη παρεμποδίζεται
 - μελών που είναι ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις, π.χ. μέλη με ανοιχτές διατομές, στα οποία δεν παρεμποδίζεται η στρέψη
- Το υποστύλωμα του φορέα έχει ανοικτή διατομή και είναι ευαίσθητο σε στρεπτικές παραμορφώσεις.

Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης υπολογίζονται σύμφωνα με τους παρακάτω πίνακες.

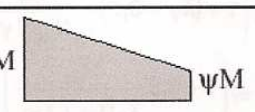
Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Τύπος διατομών	Παραδοχές σχεδιασμού	
		ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
k_{yy}	διατομές I διατομές RHS	$C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq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

Για διατομές I και H και ορθογωνικές κοίλες διατομές με αξονική θλίψη και μονοαξονική κάμψη $M_{y,Ed}$ ο συντελεστής k_{zy} μπορεί να είναι $k_{zy} = 0$.

Πίνακας 4.6: Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij} για μέλη μη 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 προηγούμενο Πίνακα	k_{yy} από προηγούμενο Πίνακα
k_{yz}	k_{yz} από προηγούμενο Πίνακα	k_{yz} από προηγούμενο Πίνακα
k_{zy}	$\left[1 - \frac{0,05\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$	$\left[1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ <p>για $\bar{\lambda}_z < 0,4$:</p> $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}$
k_{zz}	k_{zz} από προηγούμενο Πίνακα	k_{zz} από προηγούμενο Πίνακα

Πίνακας 4.7: Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij} για μέλη που υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις

Διάγραμμα ροπής	Περιοχή	C_{my}, C_{mz} και C_{mLT}	
		Ομοιόμορφο φορτίο	Συγκεντρωμένο φορτίο
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	

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

Πίνακας 4.8: Συντελεστής C_{my} ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής

$C_{my} = 0,90$

Για $\psi=0$, έχουμε $C_{mz} = 0,60$ και $C_{mLT} = 0,60$.

$\bar{\lambda}_y - 0,2 = 0,47 - 0,2 = 0,27 < 0,80$

$2\bar{\lambda}_z - 0,6 = 2 \cdot 0,69 - 0,6 = 0,78 < 1,4$

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$\rightarrow k_{yy} = 0,90 \left(1 + (0,47 - 0,2) \frac{2041,51}{\frac{0,898 \cdot 161,30 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN / cm}^2}{1,00}} \right) = 0,996$$

$$k_{zz} = C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$\rightarrow k_{zz} = 0,60 \left(1 + (2 \cdot 0,69 - 0,6) \frac{2041,51}{\frac{0,73 \cdot 161,30 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN / cm}^2}{1,00}} \right) = 0,828$$

$$k_{yz} = 0,6k_{zz} = 0,6 \cdot 0,828 = 0,497$$

$$k_{zy} = \left(1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \geq \left(1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$\rightarrow k_{zy} = \left(1 - \frac{0,1 \cdot 0,69}{(0,60 - 0,25)} \frac{2041,51}{\frac{0,73 \cdot 161,30 \text{ kN} / \text{cm}^2}{1,00}} \right) = 0,904 \geq 0,86$$

Τελικός έλεγχος

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times N_{Rk}} + k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} =$$

$$\frac{2041,51}{0,898 \times \frac{161,3 \times 35,5}{1,00}} + 0,996 \times \frac{14468,17}{0,926 \times \frac{2149 \times 35,5}{1,00}} + 0,47 \times \frac{59,20}{\frac{939,1 \times 35,5}{1,00}} = 0,60 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk}} + k_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} =$$

$$\frac{2041,51}{0,73 \times \frac{161,3 \times 35,5}{1,00}} + 0,904 \times \frac{14468,17}{0,926 \times \frac{2149 \times 35,5}{1,00}} + 0,828 \times \frac{59,20}{\frac{939,1 \times 35,5}{1,00}} = 0,674 < 1$$

- Υποστυλώματα 1^{ου} ορόφου:

Επιλέχθηκε ενιαία διατομή υποστυλωμάτων HEB 320, ποιότητας χάλυβα S355.

Γεωμετρικά στοιχεία της χαλύβδινης διατομής:

$$h = 320mm \quad I_y = 30820,0cm^4$$

$$b = 300mm \quad I_z = 9239,0cm^4$$

$$t_w = 11,50mm \quad i_y = 13,82cm$$

$$t_f = 20,50mm \quad i_z = 7,57cm$$

$$d = 225mm$$

$$A = 161,30cm^2$$

$$r = 27mm$$

Κατάταξη διατομής

- Κορμός

$$\frac{c}{t_w} = \frac{225}{11,5} = 19,57 < 33 \times \varepsilon = 33 \times 0,81 = 26,73 \rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

- Πέλμα

$$\frac{c}{t_f} = \frac{[(b-t_w)/2]-r}{t_f} = \frac{[(300-11,5)/2]-27}{20,50} = 5,72 < 9 \times \varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,29 \rightarrow$$

Κατηγορία 1

Άρα η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1.

Περί τον άξονα y-y:

Θα υπολογίσουμε το ισοδύναμο μήκος λυγισμού:

Ο συντελεστής ενεργού δυσκαμψίας για το υπό εξέταση υποστύλωμα είναι:

$$K_C = \frac{I_y}{L_y} = \frac{30820cm^4}{340cm} = 90,647cm^3$$

Ο συντελεστής ενεργού δυσκαμψίας για το υποστύλωμα του 2^{ου} ορόφου (HEB 320) είναι:

$$K_1 = \frac{I_y}{L_y} = \frac{30820cm^4}{340cm} = 90,647cm^3$$

Ο συντελεστής ενεργού δυσκαμψίας για το υποστύλωμα του ισογείου (HEB 320) είναι:

$$K_2 = \frac{I_y}{L_y} = \frac{30820cm^4}{400cm} = 77,05cm^3$$

Ενώ, η δυσκαμψία των ζυγωμάτων του 2ου ορόφου (IPE 270) είναι:

$$K_{11} = \frac{\alpha \cdot I_{11}}{L_{11}} = \frac{1,5 \cdot 29450,47cm^4}{570cm} = 77,501cm^3$$

όπου $I_{11}=I_e$ (ροπή αδράνειας της ισοδύναμης διατομής) και για την οποία θεωρήσαμε στροφή όπως στο πλησιέστερο άκρο (διπλή καμπυλότητα) σύμφωνα με την πρώτη κανονική μορφή λυγισμού για μεταθετά πλαίσια.

$$K_{12} = \frac{\alpha \cdot I_{12}}{L_{12}} = \frac{1,5 \cdot 29450,47cm^4}{570cm} = 77,501cm^3$$

όπου $I_{12}=I_e$ (ροπή αδράνειας της ισοδύναμης διατομής)

Ενώ, η δυσκαμψία των ζυγωμάτων του 1ου ορόφου (IPE 270) είναι:

$$K_{21} = \frac{\alpha \cdot I_{21}}{L_{21}} = \frac{1,5 \cdot 29450,47cm^4}{570cm} = 77,501cm^3$$

όπου $I_{21}=I_e$ (ροπή αδράνειας της ισοδύναμης διατομής) και για την οποία θεωρήσαμε στροφή όπως στο πλησιέστερο άκρο (διπλή καμπυλότητα) σύμφωνα με την πρώτη κανονική μορφή λυγισμού για μεταθετά πλαίσια.

$$K_{22} = \frac{\alpha \cdot I_{22}}{L_{22}} = \frac{1,5 \cdot 29450,47cm^4}{570cm} = 77,501cm^3$$

όπου $I_{22}=I_e$ (ροπή αδράνειας της ισοδύναμης διατομής)

Οι συντελεστές κατανομής των άκρων του υπό εξέταση υποστυλώματος, είναι οι εξής:

$$n_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{90,647 + 90,647}{90,647 + 90,647 + 77,501 + 77,501} = 0,54$$

$$n_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} = \frac{90,647 + 77,05}{90,647 + 77,05 + 77,501 + 77,501} = 0,52$$

Από το σχήμα για μεταθετά άκρα εκτιμούμε γραφικά τον συντελεστή $\beta_y=1,52$. Επομένως, το μήκος λυγισμού θα είναι: $L_y = \beta_y \cdot L = 1,52 \cdot 340 = 516,8cm$.

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l}{\pi \times i_y} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{516,8}{\pi \times 13,82} \times \sqrt{\frac{35,5}{21000}} = 0,489$$

- Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{320}{300} = 1,07 \leq 1,2 \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } y'y \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "b"}$$

$$t_f = 20,5mm \leq 100mm \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z'z \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "c"}$$

- Μειωτικοί συντελεστές χ

Για $\bar{\lambda}_y = 0,489$ και καμπύλη λυγισμού b κατά $y'y$ έχουμε :

συντελεστής ατελειών $\rightarrow \alpha = 0,34$

$$\phi_y = 0,5 \times \left[1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,34 \times (0,489 - 0,2) + 0,489^2 \right] = 0,669$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,669 + \sqrt{0,669^2 - 0,489^2}} = 0,888 < 1,00$$

Περί τον άξονα z-z:

$L_{cr} = 340\text{cm}$, διότι για αμφιαρθρωτό υποστύλωμα ο συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού $\beta_z=1,00$. Επομένως, το μήκος λυγισμού ισούται με το ύψος του ορόφου.

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l}{\pi \times i_z} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{340}{\pi \times 7,57} \times \sqrt{\frac{35,5}{21000}} = 0,59$$

- Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{320}{300} = 1,07 \leq 1,2 \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } y'y \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "b"}$$

$$t_f = 20,5\text{mm} \leq 100\text{mm} \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z'z \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "c"}$$

- Μειωτικοί συντελεστές χ

Για $\bar{\lambda}_z = 0,59$ και καμπύλη λυγισμού c κατά $z'z$ έχουμε :

συντελεστής ατελειών $\rightarrow \alpha = 0,49$

$$\phi_z = 0,5 \times \left[1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,49 \times (0,59 - 0,2) + 0,59^2 \right] = 0,77$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,77 + \sqrt{0,77^2 - 0,59^2}} = 0,79 < 1,00$$

Επομένως, $\chi = \min \{0,888, 0,79\} = 0,79$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,79 \times 161,30 \times 35,5}{1,00} = 4523,66\text{kN}$$

Η δυσμενέστερη αξονική δύναμη (συνδυασμός OKA22) που προέκυψε από το πρόγραμμα ισούται με:

$$N_{Ed} = 1630,56 \text{ kN.}$$

✓ Έλεγχος αξονικών δυνάμεων υποστυλωμάτων:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{1630,56}{4523,66} = 0,36 \leq 1,0 \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

✓ Έλεγχος σε στρεπτοκαμτικό (πλευρικό) λυγισμό:

$$L_y = 5,168m \text{ και } L_z = 3,40m$$

Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Η κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δίνεται από την ακόλουθη σχέση :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(k \times L_T)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \times L_T)^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j) \right\}$$

όπου :

$k = 1,00$ (και τα δύο άκρα του υποστυλώματος επί το δυσμενέστερο θεωρούνται στρεπτικά ελεύθερα)

$k_w = 1,00$ (και τα δύο άκρα του υποστυλώματος είναι ελεύθερα σε στρέβλωση)

$$G = \frac{E}{2 \times (\nu + 1)} = \frac{21000}{2 \times (0,3 + 1)} = 8077 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$C_1 = 2,927$, για διάγραμμα ροπών με $\psi = -3/4$.

$$C_2 = 0,000$$

$$C_3 = 0,366$$

$$I_t = 225,10 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 2069 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$$

$$I_z = 9239 \text{ cm}^4$$

$$L_T = 510 \text{ cm}$$

$$z_a = 0$$

$$z_s = 0 \text{ (Κ.Β} \equiv \text{Κ.Δ.)}$$

$$z_j = 0 \text{ (διατομή διπλής συμμετρίας)}$$

$$z_g = z_a - z_s = 0$$

$$\begin{aligned} \text{Άρα } M_{cr} &= C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(k \times L_T)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \times L_T)^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} \right]^{0,5} \right\} = \\ &= 2,927 \times \frac{\pi^2 \times 21000 \times 9239}{(1,00 \times 516,8)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \times \frac{2069000}{9239} + \frac{(0,5 \times 516,8)^2 \times 8077 \times 225,10}{\pi^2 \times 21000 \times 9239} \right]^{0,5} \right\} = \\ &= 458586,73 \text{ kNcm} \end{aligned}$$

Λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{w_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2149 \times 35,5}{458586,73}} = 0,41 > 0,20 \text{ και}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} = \frac{9753,67}{458586,73} = 0,021 < 0,04$$

Για λυγηρότητα $\overline{\lambda}_{LT} \leq 0,20$ ή για $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,04$, οι επιδράσεις στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να γίνονται μόνο έλεγχοι διατομής.

Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και μειωτικός συντελεστής χ_{LT}

$$\frac{h}{b} = \frac{320}{300} = 1,07 < 2 \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού a} \rightarrow a_{LT} = 0,21$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,21 \times (0,40 - 0,2) + 0,40^2 \right] = 0,60$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,60 + \sqrt{0,60^2 - 0,40^2}} = 0,95 < 1,00$$

Συντελεστές αλληλεπίδρασης:

$$C_{my} = 0,90$$

Για $\psi = -0,80$, έχουμε: $C_{mz} = 0,60 + 0,40 \cdot (-0,80) = 0,28 < 0,40 \rightarrow C_{mz} = 0,40$ και $C_{mLT} = 0,40$.

$$\bar{\lambda}_y - 0,2 = 0,489 - 0,2 = 0,289 < 0,80$$

$$2\bar{\lambda}_z - 0,6 = 2 \cdot 0,59 - 0,6 = 0,58 < 1,4$$

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$\rightarrow k_{yy} = 0,90 \left(1 + (0,489 - 0,2) \frac{1630,56}{\frac{0,888 \cdot 161,30 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN / cm}^2}{1,00}} \right) = 0,983$$

$$k_{zz} = C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$\rightarrow k_{zz} = 0,40 \left(1 + (2 \cdot 0,59 - 0,6) \frac{1630,56}{\frac{0,79 \cdot 161,30 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN / cm}^2}{1,00}} \right) = 0,48$$

$$k_{yz} = 0,6k_{zz} = 0,6 \cdot 0,48 = 0,289$$

$$k_{zy} = \left(1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq \left(1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$\rightarrow k_{zy} = \left(1 - \frac{0,1 \cdot 0,59}{(0,40 - 0,25)} \frac{1630,56}{\frac{0,79 \cdot 161,30 \text{ kN / cm}^2}{1,00}} \right) = 0,858 \geq 0,76$$

Τελικός έλεγχος

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times N_{Rk}} + k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} =$$

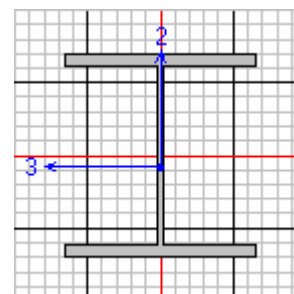
$$\frac{1630,56}{0,888 \times \frac{161,3 \times 35,5}{1,00}} + 0,983 \times \frac{9753,67}{0,95 \times \frac{2149 \times 35,5}{1,00}} + 0,29 \times \frac{116,30}{\frac{939,1 \times 35,5}{1,00}} = 0,45 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_Z \times N_{Rk}} + k_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} =$$

$$0,79 \times \frac{161,3 \times 35,5}{1,00} + 0,858 \times \frac{9753,67}{0,95 \times \frac{2149 \times 35,5}{1,00}} + 0,48 \times \frac{116,30}{\frac{939,1 \times 35,5}{1,00}} = 0,478 < 1$$

Χαρακτηριστικά διατομής ΗΕΒ 320:

Story Level: STORY2
 Element: C23
 Section Name: HE320B
 Frame Type: Moment Resisting Frame
 Station: 0,000
 Combo: OKA22
 Classification: Class 2



L=3,400
 A=0,016 I22=9,239E-05 I33=3,082E-04 Wpl22=9,390E-04 Wpl33=0,002
 Wel22=6,159E-04 Wel33=0,002 i22=0,076 i33=0,138
 E=210000000,00 fy=355000,000
 RLLF=0,400

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,554 = 0,395 + 0,157 + 0,001

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	V2	V3
Combo OKA22	-1627,445	108,970	-0,436	62,218	-0,031

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
Axial	1627,445	4119,459	5195,909	4517,593	4119,459

	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd
Major Bending	108,970	693,541	693,541	677,125
Minor Bending	0,436	303,041	303,041	

	K	L	k	klf	C1
Major Bending	1,656	1,000	0,802	0,976	2,700
Minor Bending	1,000	1,000	1,000		

SHEAR DESIGN

	V.Sd	V.Rd	Ratio
Major Shear	62,218	685,682	0,091
Minor Shear	0,031	1909,848	1,614E-05

4.6 ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Γενικά:

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας χρησιμεύουν στην παραλαβή και μεταφορά στη θεμελίωση των οριζόντιων δυνάμεων που ασκούνται κάθετα στα μέτωπα του κτιρίου. Συμβάλλουν επιπλέον στην εξασφάλιση της πλευρικής ευστάθειας των μελών των κύριων πλαισίων και αποτελούν κεντρικά στοιχεία της διαδικασίας ανέγερσης. Διακρίνονται σε οριζόντιους συνδέσμους που τοποθετούνται στο επίπεδο των ζυγμάτων των πλαισίων και σε κατακόρυφους συνδέσμους που τοποθετούνται μεταξύ των υποστυλωμάτων.

Στο κτίριο που μελετάμε έχουμε μόνο κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας κατά την διεύθυνση x-x, οι οποίοι ανήκουν στη κατηγορία των διαγώνιων (χιαστί) συνδέσμων. Οι σύνδεσμοι αυτοί παραλαμβάνουν τα οριζόντια οριζόντια φορτία που δρουν κατά την διαμήκη διεύθυνση του φορέα.

Στη συνέχεια ακολουθεί ο έλεγχος των χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας σε αντοχή, λυγηρότητα και διάταξη και ένα υπόδειγμα ικανοτικού ελέγχου που έγινε ενδεικτικά σε ένα κατακόρυφο σύνδεσμο δυσκαμψίας.

4.6.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΔΙΑΓΩΝΙΩΝ (ΧΙΑΣΤΙ) ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Ενδεικτικά θα γίνει ο έλεγχος ενός κατακόρυφου διαγώνιου (χιαστί) συνδέσμου δυσκαμψίας διατομής L 100x100x12, αφού η διαδικασία που ακολουθείται για τους υπόλοιπους είναι η ίδια. Όπως προέκυψε από τη στατική και δυναμική ανάλυση του κτιρίου ο κρίσιμος συνδυασμός για το διαγώνιο σύνδεσμο δυσκαμψίας που επιλέχθηκε είναι ο SEISMOSX1 : $G + 0,30Q + E_x + 0,30E_y$. Ο έλεγχος του συνδέσμου δυσκαμψίας θα γίνει με βάση τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από αυτό το συνδυασμό. Η ποιότητα του χάλυβα είναι S355.

Εξετάζονται μόνο οι εφελκυσόμενοι σύνδεσμοι .

Γεωμετρία

$$h = 100mm \quad I_y = 206,7cm^4$$

$$b = 100mm \quad I_z = 206,7cm^4$$

$$t = 12mm \quad i_y = 3,02cm$$

$$r_1 = 12,0mm \quad i_z = 3,02cm$$

$$r_2 = 6,0mm$$

$$A = 22,71cm^2$$

Κατάταξη διατομής

Από τους πίνακες προκύπτει ότι η διατομή για ποιότητα χάλυβα S355 ανήκει στην κατηγορία 2.

✓ Έλεγχος αντοχής διαγωνίου συνδέσμου σε εφελκυσμό:

Η τιμή σχεδιασμού N_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$$

όπου $N_{t,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό.

Η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό ισούται με την πλαστική αντοχή σχεδιασμού:

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

όπου

A το εμβαδόν της πλήρους διατομής

f_y το όριο διαρροής του χάλυβα

γ_{M0} ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα που ισούται με 1,00

Επομένως, η αντοχή σχεδιασμού ισούται με:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{22,71 \cdot 35,5}{1,00} = 806,205 kN$$

Η αντοχή δράσης προέκυψε από την επίλυση με το πρόγραμμα ίση με $N_{Ed}=694,86$ kN.

Έλεγχος αντοχής σε εφελκυσμό:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{694,86}{806,205} = 0,86 \leq 1,0 \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται.}$$

✓ Περιορισμός λυγηρότητας $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$

- Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{100}{100} = 1,0 \leq 1,2 \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } y'y \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "b"}$$

$$t = 12\text{mm} \leq 100\text{mm} \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z'z \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "c"}$$

Η αδιάστατη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ ορίζεται στο EN 1993-1-1:2004 :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3}$$

όπου $N_{cr} = \frac{\pi^2 \times E \times I}{l^2}$ είναι το ιδεατό κρίσιμο φορτίο Euler της διαγωνίου.

Επομένως για τη διατομή της διαγωνίου θα πρέπει να ισχύει :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_y}{\pi^2 \times E \times I} \times l^2} \Rightarrow \bar{\lambda} = \frac{l}{\pi} \times \sqrt{\frac{A}{I} \times \frac{f_y}{E}} = \frac{l}{\pi \times i} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

όπου l είναι το μήκος λυγισμού της ράβδου και ισούται με $0,5 \cdot 663,70 = 331,85$ cm.

Έτσι έχουμε :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l}{\pi \times i_y} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{331,85}{\pi \times 3,02} \times \sqrt{\frac{35,5}{21000}} = 1,44 \rightarrow 1,30 < 1,44 \leq 2,00.$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l}{\pi \times i_z} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{331,85}{\pi \times 3,02} \times \sqrt{\frac{35,5}{21000}} = 1,44 \rightarrow 1,30 < 1,44 \leq 2,00.$$

$$\bar{\lambda} = \frac{l}{\pi \times i} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

Στον παρακάτω πίνακα θα δειχθούν διάφορες διατομές που εξετάστηκαν στους παραπάνω ελέγχους αλλά κρίθηκαν ακατάλληλες.

	HEA 100	HEB 100	HEM 100	IPN 140	UPN 120	L 100x100x8	L 100x100x10	L 100x100x12
f_y (kN/cm ²)	35,5	35,5	35,5	35,5	35,5	35,5	35,5	35,5
A (cm ²)	21,24	26,04	53,24	18,30	20,40	15,51	19,20	22,71
i_y (cm)	4,06	4,16	4,63	5,61	5,45	3,06	3,04	3,02
i_z (cm)	2,51	2,53	2,74	1,40	1,75	3,06	3,04	3,02
I (cm)	331,85	331,85	331,85	331,85	331,85	331,85	331,85	331,85
$N_{t,Rd}$ (kN)	754,02	924,42	1890,02	649,65	724,20	550,61	681,60	806,21
N_{Ed} (kN)	694,86	694,86	694,86	694,86	694,86	694,86	694,86	694,86
$N_{Ed}/N_{t,Rd}$	0,92	0,75	0,37	1,07	0,96	1,26	1,02	0,86
$\bar{\lambda}_y$	1,070	1,044	0,938	0,774	0,797	1,419	1,429	1,438
$\bar{\lambda}_z$	1,730	1,717	1,585	3,102	2,482	1,419	1,429	1,438

Σημείωση: Με κόκκινο έχουν σημειωθεί οι τιμές που δεν επαρκούν στους ελέγχους.

Πίνακας 4.7: Σύγκριση διατομών συνδέσμων δυσκαμψίας

✓ Υπολογισμός συντελεστή εκμετάλλευσης των διαγωνίων:

Προκειμένου να ικανοποιείται μια ομογενής πλάσιμη συμπεριφορά των διαγωνίων θα πρέπει να ελέγχεται ότι η μέγιστη υπεραντοχή Ω_i δεν διαφέρει από την ελάχιστη τιμή Ω κατά περισσότερο από 25%.

όπου

$$\Omega_i = \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}} \text{ και πρέπει } \frac{\max \Omega}{\min \Omega} \leq 1,25$$

Θα υπολογιστεί για κάθε όροφο του κτιρίου το $\max \Omega$ και $\min \Omega$ των διαγωνίων για τις δυσμενέστερες καταστάσεις σεισμού κατά τη διεύθυνση x και θα γίνει ο έλεγχος.

Θα εξετάσουμε ενδεικτικά την σεισμική κατάσταση SEISMOS X1: G + 0,3Q + E_x + 0,3E_y, η οποία δίνει τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη.

Η διατομή των συνδέσμων είναι ενιαία L 100x100x12 με αντοχή σχεδιασμού:

$$N_{pl,Rd} = 806,205kN$$

1ος όροφος:

Θέση συνδέσμου	$N_{Ed,i}$	Ω_i
1,A-B	678,00	1,189
1,A-B	670,20	1,203
1,D-E	691,74	1,165
1,D-E	694,76	1,160
4,A-B	481,72	1,674
4,A-B	467,06	1,726
4,F-G	489,86	1,646
4,F-G	497,14	1,622

Επομένως έχουμε: $\frac{\max \Omega}{\min \Omega} = 1,49 > 1,25$

2ος όροφος:

Θέση συνδέσμου	$N_{Ed,i}$	Ω_i
1,A-B	576,20	1,399
1,A-B	551,00	1,463
1,D-E	566,54	1,423
1,D-E	585,86	1,376
4,A-B	404,36	1,994
4,A-B	376,80	2,140
4,F-G	390,92	2,062
4,F-G	414,90	1,943

Επομένως έχουμε: $\frac{\max \Omega}{\min \Omega} = 1,55 > 1,25$

3ος όροφος:

Θέση συνδέσμου	$N_{Ed,i}$	Ω_i
1,A-B	486,16	1,658
1,A-B	449,86	1,792
1,D-E	462,04	1,745
1,D-E	492,88	1,636
4,A-B	350,46	2,300
4,A-B	314,18	2,566
4,F-G	323,64	2,491
4,F-G	359,52	2,242

Επομένως έχουμε: $\frac{\max \Omega}{\min \Omega} = 1,57 > 1,25$

4ος όροφος:

Θέση συνδέσμου	$N_{Ed,i}$	Ω_i
1,A-B	369,00	2,185
1,A-B	324,58	2,484
1,D-E	333,60	2,417
1,D-E	372,72	2,163
4,A-B	276,36	2,917
4,A-B	233,94	3,446
4,F-G	239,24	3,370
4,F-G	278,40	2,896

Επομένως έχουμε: $\frac{\max \Omega}{\min \Omega} = 1,59 > 1,25$

5ος όροφος:

Θέση συνδέσμου	$N_{Ed,i}$	Ω_i
1,A-B	218,20	3,695
1,A-B	195,40	4,126
1,D-E	189,58	4,253
1,D-E	218,08	3,697
4,A-B	182,44	4,419
4,A-B	158,90	5,074
4,F-G	158,98	5,071
4,F-G	187,88	4,291

Επομένως έχουμε: $\frac{\max \Omega}{\min \Omega} = 1,37 > 1,25$

Παρατηρούμε λοιπόν ότι σε όλους τους ορόφους ο λόγος είναι μεγαλύτερος του επιτρεπτού. Θα αλλάξουμε τη διατομή των συνδέσμων σε συγκεκριμένες θέσεις προκειμένου να ικανοποιείται μια ομογενής πλάστιμη συμπεριφορά.

1ος όροφος:

Θέση συνδέσμου	Ω_i
1,A-B	1,189
1,A-B	1,203
1,D-E	1,165
1,D-E	1,160
4,A-B	1,143
4,A-B	1,179
4,F-G	1,124
4,F-G	1,108

Σημείωση: Με μπλε χρώμα είναι οι θέσεις στις οποίες έχουμε χρησιμοποιήσει διατομή L 100x100x8.

Επομένως έχουμε: $\frac{\max \Omega}{\min \Omega} = 1,09 < 1,25$

2ος όροφος:

Θέση συνδέσμου	Ω_i
1,A-B	1,399
1,A-B	1,463
1,D-E	1,423
1,D-E	1,376
4,A-B	1,362
4,A-B	1,461
4,F-G	1,408
4,F-G	1,327

Σημείωση: Με μπλε χρώμα είναι οι θέσεις στις οποίες έχουμε χρησιμοποιήσει διατομή L 100x100x8.

Επομένως έχουμε: $\frac{\max \Omega}{\min \Omega} = 1,10 < 1,25$

3ος όροφος:

Θέση συνδέσμου	Ω_i
1,A-B	1,658
1,A-B	1,792
1,D-E	1,745
1,D-E	1,636
4,A-B	1,571
4,A-B	1,753
4,F-G	1,701
4,F-G	1,532

Σημείωση: Με μπλε χρώμα είναι οι θέσεις στις οποίες έχουμε χρησιμοποιήσει διατομή L 100x100x8.

$$\text{Επομένως έχουμε: } \frac{\max \Omega}{\min \Omega} = 1,17 < 1,25$$

4ος όροφος:

Θέση συνδέσμου	Ω_i
1,A-B	2,185
1,A-B	2,484
1,D-E	2,417
1,D-E	2,163
4,A-B	1,992
4,A-B	2,354
4,F-G	2,301
4,F-G	1,978

Σημείωση: Με μπλε χρώμα είναι οι θέσεις στις οποίες έχουμε χρησιμοποιήσει διατομή L 100x100x8.

$$\text{Επομένως έχουμε: } \frac{\max \Omega}{\min \Omega} = 1,25 \leq 1,25$$

5ος όροφος:

Θέση συνδέσμου	Ω_i
1,A-B	3,695
1,A-B	4,126
1,D-E	4,253
1,D-E	3,697
4,A-B	3,736
4,A-B	4,289
4,F-G	4,287
4,F-G	3,628

Σημείωση: Με κόκκινο χρώμα είναι οι θέσεις στις οποίες έχουμε χρησιμοποιήσει διατομή L 100x100x10.

Επομένως έχουμε: $\frac{\max \Omega}{\min \Omega} = 1,18 < 1,25$

Έλεγχοι για την διατομή L 100x100x8:

$$A = 15,51 \text{ cm}^2$$

$$i_y = i_z = 3,06 \text{ cm}$$

✓ Η αντοχή σχεδιασμού ισούται με:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{15,51 \cdot 35,5}{1,00} = 550,605 \text{ kN} > N_{Ed,i}$$

✓ Περιορισμός λυγηρότητας $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$

- Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{100}{100} = 1,0 \leq 1,2 \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } y'y \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "b"}$$

$$t = 8 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z'z \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "c"}$$

Επομένως για τη διατομή της διαγωνίου θα πρέπει να ισχύει :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l}{\pi \times i_y} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{331,85}{\pi \times 3,06} \times \sqrt{\frac{35,5}{21000}} = 1,419 \rightarrow 1,30 < 1,42 \leq 2,00.$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l}{\pi \times i_z} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{331,85}{\pi \times 3,06} \times \sqrt{\frac{35,5}{21000}} = 1,419 \rightarrow 1,30 < 1,42 \leq 2,00.$$

Έλεγχοι για την διατομή L 100x100x10:

$$A = 19,20 \text{ cm}^2$$

$$i_y = i_z = 3,04 \text{ cm}$$

✓ Η αντοχή σχεδιασμού ισούται με:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19,20 \cdot 35,5}{1,00} = 681,60 \text{ kN} > N_{Ed,i}$$

✓ Περιορισμός λυγηρότητας $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$

- Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{100}{100} = 1,0 \leq 1,2 \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } y'y \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "b"}$$

$$t = 8 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z'z \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "c"}$$

Επομένως για τη διατομή της διαγωνίου θα πρέπει να ισχύει :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l}{\pi \times i_y} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{331,85}{\pi \times 3,04} \times \sqrt{\frac{35,5}{21000}} = 1,43 \rightarrow 1,30 < 1,43 \leq 2,00.$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l}{\pi \times i_z} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{331,85}{\pi \times 3,04} \times \sqrt{\frac{35,5}{21000}} = 1,43 \rightarrow 1,30 < 1,43 \leq 2,00.$$

✓ Έλεγχος διάταξης:

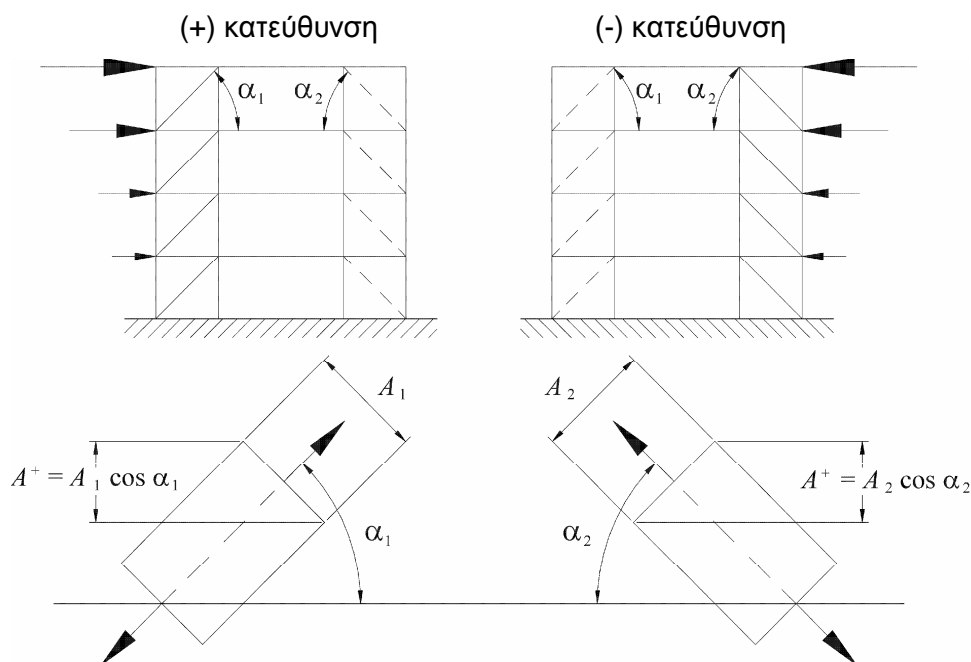
Τα πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα θα σχεδιάζονται, έτσι ώστε η διαρροή των εφελκόμενων διαγωνίων να πραγματοποιείται πριν από την αστοχία των συνδέσεων και πριν από την διαρροή ή τον λυγισμό των δοκών ή των υποστυλωμάτων.

Τα διαγώνια στοιχεία των συνδέσμων θα τοποθετούνται κατά τέτοιο τρόπο, ώστε ο φορέας να επιδεικνύει παρεμφερή χαρακτηριστικά καμπτικής παραμόρφωσης σε κάθε όροφο κάτω από τις εναλλασσόμενες κατευθύνσεις καταπόνησης.

Προς τούτο, θα πρέπει να ικανοποιείται ο ακόλουθος κανόνας για κάθε όροφο:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05$$

όπου A^+ και A^- είναι οι περιοχές των οριζόντιων προβολών των διατομών των εφελκόμενων διαγωνίων, όταν οι οριζόντιες σεισμικές δράσεις έχουν θετική ή αρνητική κατεύθυνση αντίστοιχα



Σχήμα 4.11: Παράδειγμα εφαρμογής

Στην περίπτωση μας οι διαγώνιες έχουν ίδιες διατομές, συνεπώς ο έλεγχος σε διάταξη ικανοποιείται.

4.6.2 ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Η διαστασιολόγηση με ικανοτικό σχεδιασμό έχει στόχο οι δοκοί και τα υποστυλώματα να διαθέτουν υπεραντοχή σε σχέση με τους διαγώνιους συνδέσμους.

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα με αξονικές δυνάμεις θα πρέπει να πληρούν την ακόλουθη απαίτηση ελάχιστης αντοχής:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

όπου

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό της δοκού ή του υποστυλώματος σύμφωνα με το EN 1993, η οποία λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση της αντοχής σε λυγισμό με την ροπή κάμψης M_{Ed} , τη ροπή σχεδιασμού στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,

$N_{Ed,G}$ είναι η αξονική δύναμη στην δοκό ή το υποστυλώμα που οφείλεται σε μη-σεισμικές δράσεις, οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό των δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,

$N_{Ed,E}$ είναι η αξονική δύναμη στη δοκό ή το υποστυλώμα που οφείλεται στην σεισμική δράση σχεδιασμού,

γ_{ov} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής και ισούται με 1,25.

Ω είναι η ελάχιστη τιμή του $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$ για όλες τις διαγώνιους του πλαισιακού συστήματος συνδέσμων, όπου

$N_{pl,Rd,i}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού της διαγώνιου i ,

$N_{Ed,i}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της αξονικής δύναμης στην ίδια διαγώνιο i στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Θα γίνει ενδεικτικά έλεγχος σ' ένα πλαίσιο, του οποίου οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας παρουσιάζουν τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη σε καταπόνηση από σεισμικά φορτία.

Η ελάχιστη τιμή του Ω_i για όλες τις διαγώνιους του πλαισιακού συστήματος συνδέσμων για τον σεισμικό συνδυασμό SEISMOSX4: G+0,3·Q-E_x-0,3·E_y προέκυψε ίση με:

$$\frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}} = \frac{806,205}{694,86} = 1,16 = \Omega$$

Η αξονική δύναμη στο υποστυλώμα που οφείλεται σε μη σεισμικές δράσεις(G+0,3Q), οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον σεισμικό συνδυασμό:

$$N_{Ed,G} = 700,12 \text{ kN}$$

Η αξονική δύναμη στο υποστυλώμα που οφείλεται στην σεισμική δράση σχεδιασμού(-E_x-0,3E_y):

$$N_{Ed,E} = 882,40 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \rightarrow$$

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq 700,12 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,16 \cdot 882,40 = 2107,55kN$$

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας δίνουν στα υποστυλώματα πρόσθετη αξονική δύναμη. Με την προσαυξημένη τιμή της αξονικής αυτής δύναμης θα γίνει έλεγχος σε αξονικές δυνάμεις και σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

✓ Έλεγχος αξονικών δυνάμεων υποστυλωμάτων:

Περί τον άξονα y-y:

Το μήκος λυγισμού έχει υπολογιστεί και είναι: $L_y = \beta_y \cdot L = 1,24 \cdot 400 = 496cm$.

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l}{\pi \times i_y} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{496}{\pi \times 13,82} \times \sqrt{\frac{35,5}{21000}} = 0,470$$

- Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{320}{300} = 1,067 \leq 1,2 \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } y'y \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "b"}$$

$$t_f = 20,5mm \leq 100mm \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z'z \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "c"}$$

- Μειωτικοί συντελεστές χ

Για $\bar{\lambda}_y = 0,470$ και καμπύλη λυγισμού b κατά $y'y$ έχουμε :

συντελεστής ατελειών $\rightarrow \alpha = 0,34$

$$\phi_y = 0,5 \times \left[1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,34 \times (0,470 - 0,2) + 0,470^2 \right] = 0,656$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,656 + \sqrt{0,656^2 - 0,470^2}} = 0,898 < 1,00$$

Περί τον άξονα z-z:

$L_{cr} = 400\text{cm}$, διότι για αμφιαρθρωτό υποστύλωμα ο συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού $\beta_z=1,00$. Επομένως, το μήκος λυγισμού ισούται με το ύψος του ορόφου.

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l}{\pi \times i_z} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{400}{\pi \times 7,57} \times \sqrt{\frac{35,5}{21000}} = 0,69$$

- Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{320}{300} = 1,067 \leq 1,2 \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } y'y \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "b"}$$

$$t_f = 20,5\text{mm} \leq 100\text{mm} \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z'z \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "c"}$$

- Μειωτικοί συντελεστές χ

Για $\bar{\lambda}_z = 0,69$ και καμπύλη λυγισμού c κατά $z'z$ έχουμε :

συντελεστής ατελειών $\rightarrow \alpha = 0,49$

$$\phi_z = 0,5 \times \left[1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,49 \times (0,69 - 0,2) + 0,69^2 \right] = 0,858$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,858 + \sqrt{0,858^2 - 0,69^2}} = 0,73 < 1,00$$

Επομένως, $\chi = \min \{0,898, 0,73\} = 0,73$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,73 \times 161,30 \times 35,5}{1,00} = 4180,09\text{kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{2107,55}{4180,09} = 0,50 \leq 1,0 \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

✓ Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό (πλευρικό) λυγισμό:

Θα γίνουν οι υπολογισμοί για τους ελέγχους:

$$L_y = 4,96m \text{ και } L_z = 4,00m$$

Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Η κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δίνεται από την ακόλουθη σχέση :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(k \times L_T)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \times L_T)^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j) \right\}$$

όπου :

$k = 1,00$ (και τα δύο άκρα του υποστυλώματος επί το δυσμενέστερο θεωρούνται στρεπτικά ελεύθερα)

$k_w = 1,00$ (και τα δύο άκρα του υποστυλώματος είναι ελεύθερα σε στρέβλωση)

$$G = \frac{E}{2 \times (\nu + 1)} = \frac{21000}{2 \times (0,3 + 1)} = 8077 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$C_1 = 1,879$$

$$C_2 = 0,000$$

$$C_3 = 0,939$$

$$I_t = 292,50 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 2883 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$$

$$I_z = 10140 \text{ cm}^4$$

$$L_T = 490 \text{ cm}$$

$$z_a = 0$$

$$z_s = 0 \text{ (Κ.Β} \equiv \text{Κ.Δ.)}$$

$$z_j = 0 \text{ (διατομή διπλής συμμετρίας)}$$

$$z_g = z_a - z_s = 0$$

$$\begin{aligned} \text{Άρα } M_{cr} &= C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(k \times L_T)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \times L_T)^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} \right]^{0,5} \right\} = \\ &= 1,879 \times \frac{\pi^2 \times 21000 \times 10140}{(1,00 \times 496)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \times \frac{2096000}{9239} + \frac{(1,0 \times 496)^2 \times 8077 \times 225,1}{\pi^2 \times 21000 \times 9239} \right]^{0,5} \right\} = \\ &= 312835,32 \text{ kNcm} \end{aligned}$$

Λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{w_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2149 \times 35,5}{312835,32}} = 0,49 > 0,20 \text{ και}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} = \frac{14468,17}{312835,32} = 0,046 > 0,04$$

Για λυγηρότητα $\overline{\lambda}_{LT} \leq 0,20$ ή για $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,04$, οι επιδράσεις στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να γίνονται μόνο έλεγχοι διατομής.

Άρα η επιρροή του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού λαμβάνεται υπόψη.

Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και μειωτικός συντελεστής χ_{LT}

$$\frac{h}{b} = \frac{320}{300} = 1,067 < 2 \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού a} \rightarrow a_{LT} = 0,21$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,21 \times (0,49 - 0,2) + 0,49^2 \right] = 0,65$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,65 + \sqrt{0,65^2 - 0,49^2}} = 0,926 < 1,00$$

Συντελεστές αλληλεπίδρασης:

$$C_{my} = 0,90$$

Για $\psi=0$, έχουμε $C_{mz} = 0,60$ και $C_{mLT} = 0,60$.

$$\overline{\lambda}_y - 0,2 = 0,47 - 0,2 = 0,27 < 0,80$$

$$2\overline{\lambda}_z - 0,6 = 2 \cdot 0,69 - 0,6 = 0,78 < 1,4$$

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$\rightarrow k_{yy} = 0,90 \left(1 + (0,47 - 0,2) \frac{2107,55}{0,898 \cdot 161,30 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN / cm}^2} \right) = 1,00$$

$$k_{zz} = C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$\rightarrow k_{zz} = 0,60 \left(1 + (2 \cdot 0,69 - 0,6) \frac{2107,55}{0,73 \cdot 161,30 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN / cm}^2} \right) = 0,836$$

$$k_{yz} = 0,6k_{zz} = 0,6 \cdot 0,836 = 0,502$$

$$k_{zy} = \left(1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \geq \left(1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$\rightarrow k_{zy} = \left(1 - \frac{0,1 \cdot 0,69}{(0,60 - 0,25)} \frac{2107,55}{0,73 \cdot 161,30 \text{ kN / cm}^2} \right) = 0,90 \geq 0,86$$

Τελικός έλεγχος

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times N_{Rk}} + k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} =$$

$$\frac{2107,55}{0,898 \times \frac{161,3 \times 35,5}{1,00}} + 1,0 \times \frac{14468,17}{0,926 \times \frac{2149 \times 35,5}{1,00}} + 0,502 \times \frac{59,20}{\frac{939,1 \times 35,5}{1,00}} = 0,62 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk}} + k_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} =$$

$$\frac{2107,55}{0,73 \times \frac{161,3 \times 35,5}{1,00}} + 0,90 \times \frac{14468,17}{0,926 \times \frac{2149 \times 35,5}{1,00}} + 0,836 \times \frac{59,20}{\frac{939,1 \times 35,5}{1,00}} = 0,69 < 1$$

4.7 ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΠΑΡΑΛΑΒΗΣ ΡΟΠΩΝ

➤ Δοκοί:

Για τις πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς θα πρέπει να ελέγχεται ότι η πλήρης πλαστική ροπή αντοχής και η ικανότητα στροφής δεν μειώνονται από δυνάμεις θλίψης και τέμνουσας. Προς τούτο, σε διατομές οι οποίες ανήκουν στις κατηγορίες διατομής 1 και 2, θα πρέπει να ελέγχονται οι ακόλουθες ανισότητες στην θέση στην οποία αναμένεται ο σχηματισμός αρθρώσεων:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5$$

όπου

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$$

N_{Ed} : είναι η αξονική δύναμη σχεδιασμού,

M_{Ed} : είναι η ροπή κάμψης σχεδιασμού,

V_{Ed} : είναι η τέμνουσα σχεδιασμού,

$N_{pl,Rd}$, $M_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$: είναι αντοχές σχεδιασμού σύμφωνα με το EN 1993

$V_{Ed,G}$: είναι η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας η οποία οφείλεται σε μη-σεισμικές δράσεις,

$V_{Ed,M}$: είναι η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας η οποία οφείλεται στην εφαρμογή των πλαστικών ροπών $M_{pl,Rd,A}$ και $M_{pl,Rd,B}$ με αντίθετα πρόσημα στις διατομές των άκρων A και B της δοκού.

Σημείωση: $V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B})/L$ είναι η πιο δυσμενής συνθήκη, η οποία αντιστοιχεί σε μια δοκό με άνοιγμα L και πλαστικές ζώνες και στα δύο άκρα.

Ο έλεγχος σε ροπές κάμψης έχει πραγματοποιηθεί ήδη.

Δεν χρειάζεται να πραγματοποιηθεί έλεγχος σε αξονικές, γιατί οι δοκοί δεν καταπονούνται σε αξονικές δυνάμεις.

✓ Έλεγχος σε τέμνουσες δυνάμεις:

Ο έλεγχος θα γίνει για δοκό (IPE 270) που ανήκει σε πλαίσιο ροπής.

Η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας, η οποία οφείλεται σε μη-σεισμικές δράσεις (G+0,3Q) προκύπτει από το πρόγραμμα και είναι ίση με:

$$V_{Ed,G} = 50,05 \text{ kN}$$

Θα υπολογίσω την τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας, η οποία οφείλεται στην εφαρμογή των πλαστικών ροπών με αντίθετα πρόσημα στις διατομές των άκρων της δοκού:

$$M_{pl,Rd,A} = M_{pl,Rd,B} = 368,169 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B})/L = (368,169 + 368,169)/5,7 = 129,18 \text{ kN}$$

$$\text{Συνεπώς, } V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 50,05 + 129,18 = 179,18 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{179,18}{345,32} = 0,52 \approx 0,5$$

✓ Έλεγχος δοκών σε πλευρικό και στρεπτικό λυγισμό:

Οι δοκοί θα πρέπει να ελέγχονται ως προς την επαρκή τους αντοχή έναντι πλευρικού και στρεπτικού λυγισμού σύμφωνα με το EN 1993, υποθέτοντας ότι σχηματίζεται μια πλαστική άρθρωση στο ένα άκρο της δοκού. Το άκρο της δοκού το οποίο θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη είναι το άκρο που δέχεται τη μεγαλύτερη καταπόνηση κατά την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Στην περιοχή αρνητικών ροπών, όπως π.χ. στις περιοχές ενδιάμεσων στηρίξεων συνεχών δοκών, το κάτω πέλμα της σιδηροδοκού βρίσκεται υπό θλίψη και κινδυνεύει σε πλευρική εκτροπή. Η μορφή αυτής της αστοχίας ονομάζεται πλευρικός, ή στρεπτοκαμπτικός λυγισμός. Ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός συμμίκτων δοκών διαφέρει από αυτόν των σιδηροδοκών από το γεγονός ότι η πλάκα σκυροδέματος εμποδίζει, λόγω της σύνδεσής της με τη δοκό, ως ελαστική πάκτωση την πλευρική παραμόρφωση του κάτω πέλματος. Η στροφή της δοκού δεν είναι επομένως ελεύθερη αλλά δεσμευμένη, ώστε ο κίνδυνος εκτροπής είναι μικρότερος από την περίπτωση των απλών σιδηροδοκών.

Ο έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού συνίσταται στην ικανοποίηση της ανισότητας:

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd}$$

όπου:

M_{sd} : ὀρῶσα ροπή στην οριακή κατάσταση αστοχίας

$M_{b,Rd}$: $\chi_{LT} M_{Rd}$ = ροπή αντοχής έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

M_{Rd} : $M_{pl,Rd}$ ή $M_{el,Rd}$ πλαστική ή ελαστική ροπή αντοχής της διατομής για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3 και 4 αντιστοίχως

χ_{LT} : μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Η εξίσωση υπολογισμού του μειωτικού συντελεστή είναι η εξής:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{\frac{1}{2}}} \leq 1$$

όπου

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\alpha_{LT} = 0,21 \text{ για πρότυπες ελατές διατομές}$$

$\alpha_{LT} = 0,49$ για συγκολλητές διατομές

Για $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$, ισχύει $\chi_{LT} = 1$

Η ανηγμένη λυγρότητα $\bar{\lambda}_{LT}$ δίνεται από τη σχέσεις:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl}}{M_{cr}}} \text{ για διατομές κατηγορίας 1 και 2}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{el}}{M_{cr}}} \text{ για διατομές κατηγορίας 3 και 4}$$

όπου M_{pl} , M_{el} = πλαστική και ελαστική ροπή αντοχής της σύμμικτης διατομής για τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας γ_a , γ_s , γ_c ίσες με μονάδα
 M_{cr} = κρίσιμη ελαστική ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$$M_{cr} = \frac{k_c \cdot C_4}{L} \sqrt{\left[G \cdot I_{at} + c_\theta \left(\frac{L}{\pi} \right)^2 \right] E_a \cdot I_{afz}}$$

όπου L =απόσταση πλευρικών στηρίξεων του κάτω πέλματος

$$I_{afz} = \frac{b_{fu}^3 \cdot t_{fu}}{12} = \text{ροπή αδράνειας του κάτω πέλματος}$$

$$k_c = \frac{h_s \cdot I_y / I_{ay}}{\frac{(z_f - z_s)^2 + i_{az}^2}{e} + 2(z_f - z_j)}$$

$$z_f = h_w \cdot I_{afz} / I_{az}$$

$$z_j = 0,4 \cdot h_w (2I_{afz} / I_{az} - 1) \text{ αν } I_{afz} \geq 0,5I_{az}$$

I_y = ροπή αδράνειας της σύμμικτης δοκού

$$i_{az} = \left(\frac{I_{ay} + I_{az}}{A_a} \right)^{1/2}$$

z_s = απόσταση του κέντρου διάτμησης από το κέντρο βάρους της σιδηροδοκού

$$e = \frac{A_e \cdot I_{ay}}{A_a (z_a - z_c) (A_e - A_a)}$$

A_e = ισοδύναμο εμβαδό σύμμικτης δοκού αγνοώντας το σκυρόδεμα υπό εφελκυσμό

$z_a - z_c$ = απόσταση κέντρων βάρους σιδηροδοκού και πλάκας

C_4 = συντελεστής μορφής διαγράμματος ροπών εντός του μήκους L από Πίνακες

Η αντίσταση σε στροφή λόγω της πλάκας του σκυροδέματος δίνεται από την σχέση:

$$c_{\theta 1} = \frac{2 \cdot E_a \cdot I_2}{a}$$

a: απόσταση σιδηροδοκών

I_2 : ρηγματωμένη ροπή αδράνειας της πλάκας, η οποία για συμπαγή πλάκα

σκυροδέματος (χωρίς χαλυβδόφυλλα) ισούται με: $\approx 0,6 \cdot \frac{d^3}{12(1 - \nu_c^2) \cdot \eta}$

Η αντίσταση σε στροφή λόγω κορμού της σιδηροδοκού δίνεται από την σχέση:

$$c_{\theta 2} = \frac{E_a \cdot t_w^3}{4 \cdot 0,91 \cdot h_w}$$

Η συνολική αντίσταση σε στροφή λόγω της πλάκας του σκυροδέματος και του κορμού της σιδηροδοκού δίνεται από τη σχέση:

$$\frac{1}{c_{\theta}} = \frac{1}{c_{\theta 1}} + \frac{1}{c_{\theta 2}}$$

Προϋπόθεση ισχύος της σχέσης υπολογισμού της κρίσιμης ροπής είναι η τοποθέτηση διατμητικών ήλων ή αναλόγου δυσκαμψίας συνδέσμων ανά αποστάσεις s, ώστε να ισχύει:

$$\frac{s}{b_{f0}} \leq \frac{0,4 \cdot f_{ub} \cdot d^2 \cdot (1 - \chi_{LT} \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2)}{c_{\theta} \cdot \chi_{LT} \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}$$

όπου

d: διάμετρος ήλου

f_{ub} : εφελκυστική αντοχή ήλου

- Δοκοί διατομής IPE 270:

Υπολογισμός κρίσιμης ροπής:

Τα μεγέθη για την ισοδύναμη διατομή έχουν υπολογιστεί στο Κεφάλαιο 4.5.1.

$$I_{afz} = \frac{b_{fu}^3 \cdot t_{fu}}{12} = \frac{13,5^3 \cdot 1,02}{12} = 209,13 \text{ cm}^4$$

$$h_s = 21,96 - 1,02 = 22,98 \text{ cm}$$

$$z_f = h_w \cdot I_{afz} / I_{az} = 21,96 \cdot 209,13 / 419,9 = 10,94 \text{ cm}$$

$$z_j = 0,4 \cdot h_w (2I_{afz} / I_{az} - 1) = 0,4 \cdot 21,96 \cdot (2 \cdot 209,13 / 419,9 - 1) = -0,034 \rightarrow z_j = 0$$

$$I_y = 29450,45 \text{ cm}^4, I_{at} = 15,94 \text{ cm}^4$$

$$z_s = 0$$

$$i_{az} = \left(\frac{I_{ay} + I_{az}}{A_a} \right)^{1/2} = \left(\frac{5790 + 419,9}{45,95} \right)^{1/2} = 11,625 \text{ cm}$$

$$e = \frac{A_e \cdot I_{ay}}{A_a \cdot (z_a - z_c) \cdot (A_e - A_a)} = \frac{369,53 \cdot 5790}{45,95 \cdot (28,5 - 7,5) \cdot (369,53 - 45,95)} = 6,85 \text{ cm}$$

$$I_2 = 0,6 \cdot \frac{d^3}{12(1 - \nu_c^2) \cdot \eta} = 0,6 \cdot \frac{15^3}{12(1 - 0,2^2) \cdot 6,77} = 25,96 \text{ cm}^3$$

$$c_{\theta 1} = \frac{2 \cdot E_a \cdot I_2}{a} = \frac{2 \cdot 21000 \cdot 25,96}{142,5} = 7652,764$$

$$c_{\theta 2} = \frac{E_a \cdot t_w^3}{4 \cdot 0,91 \cdot h_w} = \frac{21000 \cdot 0,66^3}{4 \cdot 0,91 \cdot 21,96} = 75,53$$

$$\frac{1}{c_\theta} = \frac{1}{c_{\theta 1}} + \frac{1}{c_{\theta 2}} = \frac{1}{7652,764} + \frac{1}{75,53} = 0,013371 \rightarrow c_\theta = 74,79$$

Ο συντελεστής μορφής διαγράμματος ροπών, C_4 εντός του μήκους L προκύπτει από Πίνακες ίσος με $C_4 = 16,8$ για $\psi = 0,66$.

$$G = \frac{E}{2 \times (\nu + 1)} = \frac{21000}{2 \times (0,3 + 1)} = 8077 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$M_{cr} = \frac{k_c \cdot C_4}{L} \sqrt{\left[G \cdot I_{at} + c_\theta \left(\frac{L}{\pi} \right)^2 \right]} E_a \cdot I_{afz} =$$

$$= \frac{1,979 \cdot 16,8}{570} \sqrt{\left[8077 \cdot 15,94 + 74,79 \cdot \left(\frac{570}{\pi} \right)^2 \right]} \cdot 21000 \cdot 209,13 = 196924,2 \text{ kNm} = 1969,24 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{367,026}{1969,24}} = 0,432$$

$\alpha_{LT} = 0,21$ για πρότυπες ελατές διατομές

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,21 \cdot (0,432 - 0,2) + 0,432^2 \right] = 0,618$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{0,618 + (0,618^2 - 0,432^2)^{\frac{1}{2}}} = 0,944 \leq 1$$

$$M_{b,Rd} = 0,944 \cdot 367,026 / 1,1 = 315,06 kNm > M_{sd} = 111,949 kNm$$

Θα εξετάσουμε αν μπορούμε να εφαρμόσουμε την σχέση για την ροπή.

$$\frac{s}{b_{f0}} \leq \frac{0,4 \cdot f_{ub} \cdot d^2 \cdot (1 - \chi_{LT} \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2)}{c_{\theta} \cdot \chi_{LT} \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2} \rightarrow \frac{18}{13,5} \leq \frac{0,4 \cdot 43 \cdot 2,2^2 \cdot (1 - 0,944 \cdot 0,432^2)}{74,79 \cdot 0,944 \cdot 0,432^2} \rightarrow 1,333 \leq 4,859$$

➤ Υποστυλώματα:

Τα υποστυλώματα θα ελέγχονται σε θλίψη λαμβάνοντας υπόψη τον πιο δυσμενή συνδυασμό αξονικής δύναμης και ροπών κάμψης. Στους ελέγχους τα N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} θα υπολογίζονται ως:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega M_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E}$$

όπου

$N_{Ed,G}$ ($M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$) είναι η θλιπτική δύναμη (αντίστοιχα η ροπή κάμψης και η τέμνουσα) στο υποστύλωμα, οφειλόμενη στις μη-σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,

$N_{Ed,E}$ ($M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$) είναι η θλιπτική δύναμη (αντίστοιχα η ροπή κάμψης και η τέμνουσα) στο υποστύλωμα, οφειλόμενη στη σεισμική δράση σχεδιασμού

γ_{ov} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής

Ω είναι η ελάχιστη τιμή του $\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$ για όλες τις δοκούς στις οποίες υπάρχουν πλαστικές ζώνες. $M_{Ed,i}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης στη δοκό i στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και $M_{pl,Rd,i}$ είναι η αντίστοιχη πλαστική ροπή.

Από το πρόγραμμα προέκυψε για σεισμική κατάσταση SEISMOSY1: $G+0,3\cdot Q+0,3\cdot E_x+E_y$ η τιμή $M_{Ed} = 144,68kNm$.

Η ελάχιστη τιμή του $\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$ για όλες τις δοκούς στις οποίες υπάρχουν πλαστικές ζώνες είναι ίση με:

$$\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i} = 368,19/144,68 = 2,54$$

Ενδεικτικά θα ελεχθεί το ακριανό υποστύλωμα που βρίσκεται στη θέση 1-D.

Οι τιμές των αξονικών δυνάμεων που προέκυψαν από το πρόγραμμα είναι για τον σεισμικό συνδυασμό SEISMOSY1: $G+0,3Q+0,3E_x+E_y$ είναι:

$$N_{Ed,G} = 636,07 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,E} = 420,45 \text{ kN}$$

$$\text{Άρα, } N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E} = 636,07 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,54 \cdot 420,45 = 2104,49kN$$

Οι τιμές των ροπών κάμψης που προέκυψαν από το πρόγραμμα είναι:

$$M_{Ed,G} = 18,84 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,E} = 94,31 \text{ kNm}$$

$$\text{Άρα, } M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega M_{Ed,E} = 18,84 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,54 \cdot 94,31 = 348,22kNm$$

Οι τιμές των τεμνουσών που προέκυψαν από το πρόγραμμα είναι:

$$V_{Ed,G} = 6,82 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,E} = 34,99 \text{ kN}$$

$$\text{Άρα, } V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega V_{Ed,E} = 6,82 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,54 \cdot 34,99 = 129,02 \text{ kN}$$

✓ Έλεγχος αξονικών δυνάμεων:

Περί τον άξονα y-y:

Θα υπολογίσουμε το ισοδύναμο μήκος λυγισμού:

Ο συντελεστής ενεργού δυσκαμψίας για το υπό εξέταση υποστύλωμα είναι:

$$K_c = \frac{I_y}{L_y} = \frac{30820 \text{ cm}^4}{400 \text{ cm}} = 77,05 \text{ cm}^3$$

Ο συντελεστής ενεργού δυσκαμψίας για το υποστύλωμα του 1^{ου} ορόφου (HEB 320) είναι:

$$K_1 = \frac{I_y}{L_y} = \frac{30820 \text{ cm}^4}{340 \text{ cm}} = 90,647 \text{ cm}^3$$

Ενώ, η δυσκαμψία του ζυγώματος (IPE 270) είναι:

$$K_{12} = \frac{\alpha \cdot I_{12}}{L_{12}} = \frac{1,5 \cdot 29450,45 \text{ cm}^4}{570 \text{ cm}} = 77,50 \text{ cm}^3$$

όπου $I_{12}=I_e$ (ροπή αδράνειας της ισοδύναμης διατομής) και για την οποία θεωρήσαμε στροφή όπως στο πλησιέστερο άκρο (διπλή καμπυλότητα) σύμφωνα με την πρώτη κανονική μορφή λυγισμού για μεταθετά πλαίσια.

Οι συντελεστές κατανομής των άκρων του υπό εξέταση υποστυλώματος, είναι οι εξής:

$$n_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{77,05 + 90,647}{77,05 + 90,647 + 77,50} = 0,684$$

$n_2 = 0$, διότι στον κόμβο 2 έχουμε πάκτωση.

Από το σχήμα για μεταθετά άκρα εκτιμούμε γραφικά τον συντελεστή $\beta_y=1,380$.

Επομένως, το μήκος λυγισμού θα είναι: $L_y = \beta_y \cdot L = 1,38 \cdot 400 = 552 \text{ cm}$.

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l}{\pi \times i_y} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{552}{\pi \times 13,82} \times \sqrt{\frac{35,5}{21000}} = 0,523$$

- Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{320}{300} = 1,067 \leq 1,2 \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } y'y \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "b"}$$

$$t_f = 20,5mm \leq 100mm \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z'z \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "c"}$$

- Μειωτικοί συντελεστές χ

Για $\bar{\lambda}_y = 0,523$ και καμπύλη λυγισμού b κατά $y'y$ έχουμε :

συντελεστής ατελειών $\rightarrow \alpha = 0,34$

$$\phi_y = 0,5 \times \left[1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,34 \times (0,523 - 0,2) + 0,523^2 \right] = 0,692$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,692 + \sqrt{0,692^2 - 0,523^2}} = 0,874 < 1,00$$

Περί τον άξονα z-z:

$L_{cr} = 400\text{cm}$, διότι για αμφιαρθρωτό υποστύλωμα ο συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού $\beta_z=1,00$. Επομένως, το μήκος λυγισμού ισούται με το ύψος του ορόφου.

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l}{\pi \times i_z} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{400}{\pi \times 7,57} \times \sqrt{\frac{35,5}{21000}} = 0,69$$

- Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{320}{300} = 1,067 \leq 1,2 \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } y'y \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "b"}$$

$$t_f = 20,5\text{mm} \leq 100\text{mm} \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z'z \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "c"}$$

- Μειωτικοί συντελεστές χ

Για $\bar{\lambda}_z = 0,69$ και καμπύλη λυγισμού c κατά $z'z$ έχουμε :

συντελεστής ατελειών $\rightarrow \alpha = 0,49$

$$\phi_z = 0,5 \times \left[1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,49 \times (0,69 - 0,2) + 0,69^2 \right] = 0,858$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,858 + \sqrt{0,858^2 - 0,69^2}} = 0,73 < 1,00$$

Επομένως, $\chi = \min \{0,874, 0,73\} = 0,73$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,73 \times 161,30 \times 35,5}{1,00} = 4180,09\text{kN}$$

Έλεγχος αξονικών δυνάμεων υποστυλωμάτων:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{2104,49}{4180,09} = 0,50 \leq 1,0 \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

✓ Έλεγχος σε τέμνουσα:

Η τέμνουσα του υποστυλώματος θα πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη σχέση:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 0,5$$

όπου $V_{c,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα.

Για πλαστικό σχεδιασμό, η $V_{c,Rd}$ είναι ίση με την πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$. Οι τέμνουσες δυνάμεις παραλαμβάνονται μόνο από τον κορμό της σιδηροδοκού. Η αναπτυσσόμενη τάση είναι κατά von Mises ίση με:

$$f_y / \sqrt{3}$$

οπότε η αντοχή σε τέμνουσα δίνεται από τη σχέση:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

όπου A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης

γ_{M0} είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τον δομικό χάλυβα και ισούται 1,00.

Το εμβαδόν αυτό λαμβάνεται προσεγγιστικά ίσο με:

Η επιφάνεια διάτμησης A_v μπορεί να λαμβάνεται για ελατές διατομές I και H, με φορτίο παράλληλο προς τον κορμό ως εξής:

$$A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \text{ αλλά όχι μικρότερη από } \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1,0 \cdot 22,5 \cdot 1,15 = 25,88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Άρα, } A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 161,30 - 2 \cdot 30 \cdot 2,05 + (1,15 + 2 \cdot 2,7)2,05 = 51,73 \text{ cm}^2$$

Η αντοχή σε τέμνουσα είναι:

$$V_{pl,Rd} = \frac{51,73 \times (35,5 / \sqrt{3})}{1,00} = 1060,25 \text{ kN}$$

$$\text{Επομένως, } \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{129,02}{1060,25} = 0,12 < 0,5, \text{ επομένως ο έλεγχος ικανοποιείται.}$$

✓ Έλεγχος σε στρεπτοκαμτικό (πλευρικό) λυγισμό:

Θα γίνουν οι υπολογισμοί για τους ελέγχους:

$$L_y = 5,52m \text{ και } L_z = 4,00m$$

Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Η κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δίνεται από την ακόλουθη σχέση :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(k \times L_T)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \times L_T)^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j) \right\}$$

όπου :

$k = 1,00$ (και τα δύο άκρα του υποστυλώματος επί το δυσμενέστερο θεωρούνται στρεπτικά ελεύθερα)

$k_w = 1,00$ (και τα δύο άκρα του υποστυλώματος είναι ελεύθερα σε στρέβλωση)

$$G = \frac{E}{2 \times (\nu + 1)} = \frac{21000}{2 \times (0,3 + 1)} = 8077kN / cm^2$$

$$C_1 = 1,879$$

$$C_2 = 0,000$$

$$C_3 = 0,939$$

$$I_T = 225,10cm^4$$

$$I_w = 2069 \cdot 10^3 cm^6$$

$$I_z = 9239cm^4$$

$$L_T = 552cm$$

$$z_a = 0$$

$$z_s = 0 \text{ (Κ.Β} \equiv \text{Κ.Δ.)}$$

$$z_j = 0 \text{ (διατομή διπλής συμμετρίας)}$$

$$z_g = z_a - z_s = 0$$

$$\text{Άρα } M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(k \times L_T)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \times L_T)^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} \right]^{0,5} \right\} =$$

$$= 1,879 \times \frac{\pi^2 \times 21000 \times 10140}{(1,00 \times 552)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \times \frac{2096000}{9239} + \frac{(1,0 \times 552)^2 \times 8077 \times 225,1}{\pi^2 \times 21000 \times 9239} \right]^{0,5} \right\} =$$

$$= 267520,40 \text{ kNcm}$$

Λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{w_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2149 \times 35,5}{267520,40}} = 0,53 > 0,20 \text{ και}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} = \frac{21017}{267520,40} = 0,09 > 0,04$$

Για λυγηρότητα $\overline{\lambda}_{LT} \leq 0,20$ ή για $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,04$, οι επιδράσεις στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να γίνονται μόνο έλεγχοι διατομής.

Αρα η επιρροή του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού λαμβάνεται υπόψη.

Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και μειωτικός συντελεστής χ_{LT}

$$\frac{h}{b} = \frac{320}{300} = 1,067 < 2 \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού a} \rightarrow a_{LT} = 0,21$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,21 \times (0,53 - 0,2) + 0,53^2 \right] = 0,678$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,678 + \sqrt{0,678^2 - 0,53^2}} = 0,913 < 1,00$$

Συντελεστές αλληλεπίδρασης:

$$C_{my} = 0,90$$

Για $\psi=0$, έχουμε $C_{mz} = 0,60$ και $C_{mLT} = 0,60$.

$$\overline{\lambda}_y - 0,2 = 0,523 - 0,2 = 0,323 < 0,80$$

$$2\overline{\lambda}_z - 0,6 = 2 \cdot 0,69 - 0,6 = 0,78 < 1,4$$

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + (\overline{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$\rightarrow k_{yy} = 0,90 \left(1 + (0,523 - 0,2) \frac{2104,49}{0,874 \cdot 161,30 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN / cm}^2} \right) = 1,02$$

$$k_{zz} = C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$\rightarrow k_{zz} = 0,60 \left(1 + (2 \cdot 0,69 - 0,6) \frac{2104,49}{0,73 \cdot 161,30 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN / cm}^2} \right) = 0,84$$

$$k_{yz} = 0,6 k_{zz} = 0,6 \cdot 0,84 = 0,50$$

$$k_{zy} = \left(1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \geq \left(1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$\rightarrow k_{zy} = \left(1 - \frac{0,1 \cdot 0,69}{(0,60 - 0,25)} \frac{2104,49}{0,73 \cdot 161,30 \text{ kN / cm}^2} \right) = 0,90 \geq 0,86$$

Τελικός έλεγχος

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times N_{Rk}} + k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} =$$

$$\frac{2104,49}{0,874 \times \frac{161,3 \times 35,5}{1,00}} + 1,02 \times \frac{34822}{0,913 \times \frac{2149 \times 35,5}{1,00}} = 0,93 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk}} + k_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} =$$

$$\frac{2104,49}{0,73 \times \frac{161,3 \times 35,5}{1,00}} + 0,90 \times \frac{34822}{0,913 \times \frac{2149 \times 35,5}{1,00}} = 0,95 < 1$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 : ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ

5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Σημαντικό κομμάτι της ανέγερσης μιας μεταλλικής κατασκευής αποτελούν οι συνδέσεις των μελών της. Οι συνδέσεις θα πρέπει να παρέχουν τη δυνατότητα ανάπτυξης ολόκληρης της πλαστικής ικανότητας των μελών, έτσι ώστε να εκμεταλλευόμαστε στο έπακρο την αντοχή και την πλαστιμότητα των μελών ενός χαλύβδινου πλαισίου.

Οι συνδέσεις θα πρέπει να υπολογίζονται με τέτοιο τρόπο, ώστε η κατασκευή και η ανέγερση των μεταλλικών κατασκευών να είναι όσο το δυνατόν πιο απλή και γρήγορη. Οι συνδέσεις δεν θα πρέπει να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητες σε κατασκευαστικές ατέλειες του εργοστασίου ή του εργοταξίου, θα πρέπει να ελαχιστοποιούν τη χρησιμοποίηση μέσων υψηλής εξειδίκευσης, ενώ θα πρέπει να παρέχουν τη δυνατότητα επιθεώρησης κατά τη διάρκεια της κατασκευής.

Ανάλογα με τον τρόπο σύνδεσης, οι συνδέσεις διακρίνονται σε :

- Συνδέσεις με μηχανικά μέσα : κοχλίες, ήλοι, πείροι κ.τ.λ.
- Συγκολλήσεις : εσωραφές και εξωραφές

Τα διάφορα μέσα συνδέσεων μπορούν να χρησιμοποιούνται στις συνδέσεις, είτε ανεξάρτητα είτε σε συνδυασμό. Οι συνδέσεις αποκλειστικά με κοχλίες ή ήλους είναι συνήθως πολύ μεγάλες και δαπανηρές και γι' αυτό το λόγο οι συνδέσεις με πλήρη συγκόλληση ή με μερική συγκόλληση και κοχλίωση είναι πιο διαδομένες.

Η διαμόρφωση των κόμβων της κατασκευής εξαρτάται από τη διατομή των προς σύνδεση στοιχείων αλλά και την επιθυμητή συμπεριφορά τους σε σχέση με την αντοχή και τη δυσκαμψία τους. Η συμπεριφορά των κόμβων χαρακτηρίζεται από την αντοχή, τη δυσκαμψία και τη στροφική ικανότητα του κόμβου. Με κριτήριο την αντοχή οι κόμβοι χαρακτηρίζονται ως πλήρους ή μερικής αντοχής, αν η ροπή τους είναι μεγαλύτερη ή όχι από τη ροπή αντοχής της δοκού που συνδέουν στην υπόψη διεύθυνση (θετική ή αρνητική ροπή). Οι κόμβοι αντιμετωπίζονται ως αρθρωτοί αν η ροπή αντοχής τους είναι μικρότερη από το 25% της ροπής αντοχής της δοκού που συνδέουν. Με κριτήριο τη δυσκαμψία οι κόμβοι χαρακτηρίζονται ως αρθρωτοί, ημιάκαμπτοι ή άκαμπτοι. Οι αρθρωτοί κόμβοι προσομοιάζονται ως αρθρώσεις, οι άκαμπτοι ως πακτώσεις και οι ημιάκαμπτοι με τη βοήθεια κατάλληλων στροφικών ελατηρίων.

Οι τυπικές κατηγορίες συνδέσεων που συναντώνται σε ένα μεταλλικό κτίριο φαίνονται στον ακόλουθο πίνακα :

A. Ημιάκαμπτες συνδέσεις δοκού σε υποστύλωμα	
A.1 Συγκολλητές	Η δοκός συγκολλάται στο πέλμα του υποστυλώματος.
A.2 Κοχλιωτές	Η δοκός συγκολλάται στη μετωπική πλάκα. Η μετωπική πλάκα κοχλιώνεται στο πέλμα του υποστυλώματος.
B. Αρθρωτές συνδέσεις δοκού σε υποστύλωμα & δοκού σε δοκό	
B.1 Μέσω ζεύγους γωνιακού	Ζεύγος γωνιακών που κοχλιώνεται στη δοκό και στο πέλμα/κορμό του υποστυλώματος/κύριας δοκού.
B.2 Μέσω μετωπικής πλάκας	Η δοκός συγκολλάται στη μετωπική πλάκα. Η μετωπική πλάκα κοχλιώνεται στον κορμό ή στο πέλμα του υποστυλώματος/κύριας δοκού.
Γ. Συνέχεια μελών	
Γ.1 Ημιάκαμπτη/μετωπική	Τα μέλη συγκολλούνται σε μετωπικές πλάκες. Οι μετωπικές πλάκες κοχλιώνονται μεταξύ τους.
Γ.2 Αρθρωτή/Αρμοκαλύματα	Η συνέχεια γίνεται μέσω λεπίδων κορμού.
Γ.3 Ροπή/Αρμοκαλύματα	Η συνέχεια γίνεται μέσω λεπίδων κορμού και πελμάτων.
Δ. Κόμβος δικτυώματος	
Δ.1 Συγκολλητός/Γωνιακών	Γωνιακά συγκολλούνται σε κομβοέλασμα.
Δ.2 Κοχλιωτός/Γωνιακών	Γωνιακά κοχλιώνονται σε κομβοέλασμα.
Δ.3 Συγκολλητός/Κοιλοδοκών	Συγκόλληση μεταξύ κοιλοδοκών.
Ε. Έδραση υποστυλώματος	
E.1 Αρθρωτή/Γωνιακού	Έδραση γωνιακού μέσω τεσσάρων αγκυρίων.
E.2 Πάκτωση	Έδραση διατομών τύπου I ή H.
E.3 Άρθρωση	Έδραση διατομών τύπου I ή H.
E.4 Άρθρωση μέσω γωνιακών	Έδραση διατομών τύπου I ή H μέσω γωνιακών.

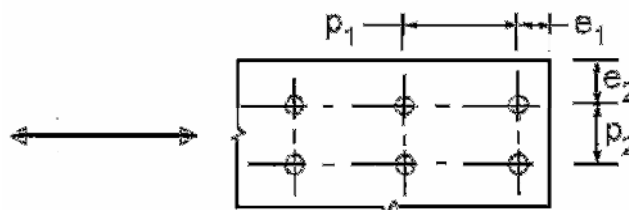
Πίνακας 5.1 : Κατηγορίες συνδέσεων

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 – Μέρος 1.8 οι αποστάσεις των κοχλίων μεταξύ τους αλλά και από τα άκρα πρέπει να βρίσκονται μέσα σε επιτρεπτά όρια τα οποία δίνονται στον ακόλουθο πίνακα :

Αποστάσεις και κενά	Ελάχιστο	Μέγιστο	
		Χάλυβας εκτεθειμένος σε καιρικές ή διαβρωτικές συνθήκες	Χάλυβας μη εκτεθειμένος σε καιρικές ή διαβρωτικές συνθήκες
e_1	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$	
e_2	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$	
p_1	$2,2d_0$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$
p_2	$2,4d_0$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$

Πίνακας 5.2 : Μέγιστες και ελάχιστες αποστάσεις μέσων συνδέσεως

Οι συμβολισμοί που χρησιμοποιήθηκαν στον Πίνακα 5.2 φαίνονται στο ακόλουθο σχήμα :



Σχήμα 5.1 : Συμβολισμοί για τις αποστάσεις μέσων σύνδεσης

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των κοχλίων μεταβάλλονται ανάλογα με την ποιότητα τους όπως φαίνεται στον ακόλουθο πίνακα :

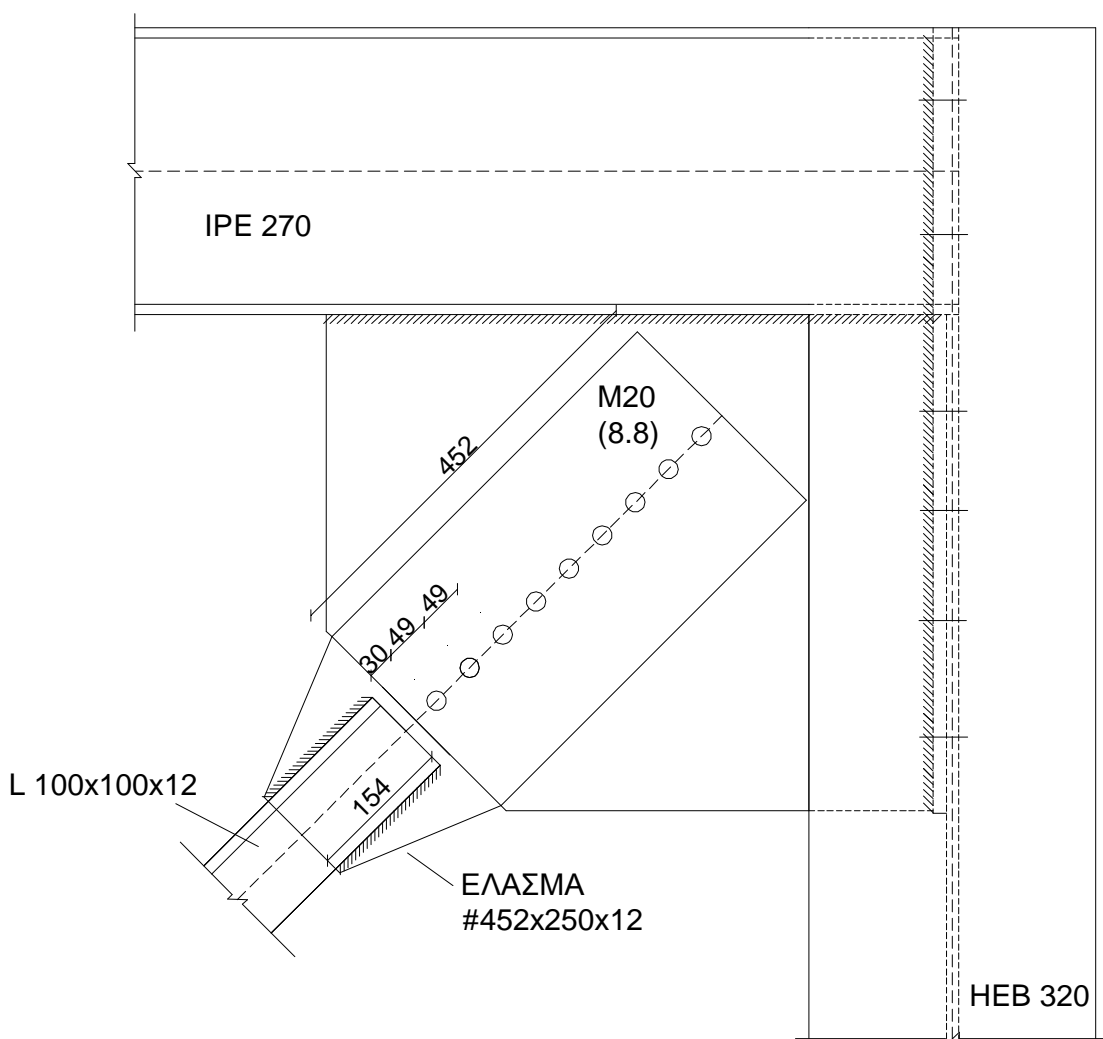
Ποιότητα κοχλία	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

Πίνακας 5.3 : Ποιότητες και μηχανικά χαρακτηριστικά κοχλίων

Στην παρούσα διπλωματική εργασία θα δειχθούν ενδεικτικά οι συνδέσεις σε:

- Διαγώνιο σύνδεσμο δυσκαμψίας με υποστήλωμα
- Δοκό με υποστήλωμα
- Έδραση υποστηλώματος

5.2 ΣΥΝΔΕΣΗ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ-ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ



Σχήμα 5.2: Μορφή σύνδεσης κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας με κόμβο κεφαλοδοκού – υποστηλώματος

Για τη σύνδεση της διαγωνίου με τους κόμβους τοποθετείται έλασμα, του οποίου το πάχος επιλέγεται ίσο με 12 mm. Επίσης, επιλέγονται κοχλίες M20.

Επιθυμείται η διαρροή να γίνεται στη βασική διατομή της διαγωνίου και όχι στο έλασμα σύνδεσης. Επίσης το βοηθητικό έλασμα σχεδιάζεται έτσι ώστε να έχει υπεραντοχή έναντι της βασικής διατομής της διαγωνίου.

Επισημαίνεται ότι οι συνδέσεις σε περιοχές πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να έχουν επαρκή υπεραντοχή, ώστε να περιορίζουν τη διαρροή στα πλάσιμα μέλη και πρέπει να ικανοποιούν την παρακάτω σχέση:

$$R_d \geq 1,20R_{fy}$$

όπου

R_d : η οριακή αντοχή της σύνδεσης

R_{fy} : η αντοχή διαρροής του πλάστιμου μέλους

Το έλασμα είναι ποιότητας χάλυβα S355, με χαρακτηριστικές τιμές $f_y = 35,5 \text{ kN/cm}^2$

και $f_u = 51 \text{ kN/cm}^2$.

Επομένως θα πρέπει να ισχύει:

$$tb \geq 1,2A \Rightarrow b \geq \frac{1,2 \times 22,71 \text{ cm}^2}{1,2 \text{ cm}} = 22,71 \text{ cm}$$

και

$$1,2N_{pl,Rd} = \frac{1,2 \cdot 22,71 \cdot 35,5}{1,00} = 967,45 \leq N_{u,Rd,ελασμα} = \frac{0,90 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,90 \cdot (b - 2,2 \text{ cm}) \cdot 1,2 \cdot 51 \text{ kN/cm}^2}{1,25}$$

$$\Rightarrow b \geq 24,16 \text{ cm}$$

Επιλέγεται πλάτος ελάσματος στη θέση της πρώτης οπής ίσο με $b=250 \text{ mm}$.

Αντοχή συγκόλλησης

Η αντοχή της συγκόλλησης δίνεται ως εξής:

$$f_{v,wd} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{51 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 0,90 \cdot 1,25} = 26,17 \text{ kN/cm}^2$$

όπου β_w είναι ο κατάλληλος συντελεστής συσχέτισης του παρακάτω πίνακα

Ποιότητα χάλυβα	S235	S275	S355	S420 και S460
Συντελεστής συσχέτισης	0,80	0,85	0,90	1,0

Πίνακας 5.4: Συντελεστής συσχέτισης β_w εξωραφών

Επιλέγεται πάχος συγκόλλησης 3mm. Το απαιτούμενο μήκος συγκόλλησης υπολογίζεται ως εξής:

$$1,2N_{pl,Rd} \leq 4\ell \alpha f_{v,wd} \Rightarrow \ell \geq \frac{967,45}{4 \cdot 0,3 \text{ cm} \cdot 26,17 \text{ kN/cm}^2} = 30,80 \text{ cm}$$

Έλεγχος πάχους συγκόλλησης:

$$\alpha = 3 \text{ mm} = 0,3 \text{ cm} < 0,70 \times t_{\min} = 0,70 \times 1,2 \text{ cm} = 0,84 \text{ cm}$$

Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση

Επιλέγουμε κοχλίες M20 ποιότητας 8.8. Οι κοχλίες διαμορφώνονται ως μονότμητοι με χρήση ενός κομβοελάσματος.

Διατομή κοχλία $d=20\text{mm}=2\text{cm}$
 Διατομή οπής $d_o=d+2\text{mm}=22\text{mm}=2,2\text{cm}$
 $f_{yb}=640\text{MPa}=64\text{kN/cm}^2$
 $f_{ub}=800\text{MPa}=80\text{kN/cm}^2$

$$F_{v,Rd} = n \frac{\alpha_v A f_{ub}}{\gamma_{M2}} m$$

όπου

$\alpha_v=0,6$ (για κατηγορία κοχλιών 4.6, 5.6, 8.8)

n =τα επίπεδα διάτμησης

m =το πλήθος των κοχλιών

A: Η διατομή του κάθε κοχλία ($A=\pi d^2/4=\pi(2,0\text{cm})^2/4=3,14\text{cm}^2$)

Επομένως:

$$F_{v,Rd} = 1 \cdot \frac{0,60 \cdot 3,14 \cdot 80\text{kN/cm}^2}{1,25} \cdot m = 120,64 \cdot m\text{kN} > 1,20N_{pl,Rd} = 967,45\text{kN}$$

$$\Rightarrow m > \frac{967,45}{120,64} = 8,02 \rightarrow m = 9$$

Με 9 M20 ποιότητας (8.8) η αντοχή των κοχλιών σε διάτμηση είναι:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,60 \cdot 3,14 \cdot 80\text{kN/cm}^2}{1,25} \cdot 9 = 120,64 \cdot 9\text{kN} = 1085,73\text{kN}$$

Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγος

Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας θα πρέπει να είναι:

$$F_{b,Rd} = n \cdot \frac{k_1 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t_{\min}}{\gamma_{M2}}$$

n =το πλήθος οπών

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,5$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_0}, \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\}$$

$f_u=51\text{ kN/cm}^2$ η εφελκυστική αντοχή σε θραύση του ελάσματος

d =η διάμετρος του κοχλία

d_o =η διάμετρος της οπής

Η συνολική αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας θα είναι:

$$F_{b,Rd} = 10 \cdot \frac{2,50 \cdot \alpha \cdot 51kN/cm^2 \cdot 2,0cm \cdot t}{1,25} = (1836\alpha t)kN$$

Πρέπει όμως να είναι καθοριστική η αστοχία σε σύνθλιψη άντυγας των οπών και όχι η αστοχία σε διάτμηση των κοχλιών. Επομένως θα πρέπει να ισχύει:

$$1,20N_{pl,Rd} \leq F_{b,Rd} \leq F_{v,Rd} \Rightarrow \frac{967,45}{1836} \leq \alpha t \leq \frac{1085,7}{1836} \Rightarrow 0,527 \leq \alpha t \leq 0,591$$

Εφόσον $t=12mm$, ισχύει:

$$0,439 \leq \alpha \leq 0,493 \text{ όπου}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_0}, \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\}$$

Θα πρέπει δηλαδή να ισχύει:

$$0,439 \leq \frac{e_1}{3 \cdot d_0} \leq 0,493 \Rightarrow 0,439 \cdot 3 \cdot 22mm \leq e_1 \leq 0,493 \cdot 3 \cdot 22mm \Rightarrow 28,98 \leq e_1 \leq 32,52mm$$

και

$$0,439 \leq \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} \leq 0,493 \Rightarrow \left(0,439 + \frac{1}{4}\right) \cdot 3 \cdot 22mm \leq p_1 \leq \left(0,493 + \frac{1}{4}\right) \cdot 3 \cdot 22mm$$

$$\Rightarrow 45,48 \leq p_1 \leq 49,02mm$$

Ωστόσο, οι ελάχιστες αποστάσεις θα είναι:

$$\min e_1 = 1,2d_0 = 1,2 \cdot 22mm = 26,40 < 28,98mm$$

$$\min p_1 = 2,2d_0 = 2,2 \cdot 22mm = 48,40 > 45,48mm$$

$$\max e_1 = 40mm + 4t = 40 + 4 \cdot 12mm = 88,00mm > 32,52mm$$

$$\max p_1 = \min(14t; 200mm) = \min(14 \cdot 12mm; 200mm) = \min(168mm; 200mm) = 168mm > 49,02mm$$

$$28,98mm < e_1 = 30mm < 32,52mm$$

$$45,48mm < p_1 = 49mm < 49,02mm$$

Επομένως:

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_0}, \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} \rightarrow$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{30}{3 \cdot 22}, \frac{49}{3 \cdot 22} - \frac{1}{4}, \frac{80kN/cm^2}{51kN/cm^2}, 1 \right\} = \{0,455; 0,492; 1,57; 1\} = 0,455 \rightarrow$$

Η συνολική αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας θα είναι:

$$F_{b,Rd} = 9 \cdot \frac{2,50 \cdot 0,455 \cdot 51kN/cm^2 \cdot 1,2cm \cdot 2,0cm}{1,25} = 1001,46kN$$

Ισχύει:

$$F_{b,Rd} = 1001,46kN > 1,20N_{pl,Rd} = 1,20 \cdot 806,205kN = 967,45kN$$

Επίσης ισχύει το κριτήριο ολκιμότητας, σύμφωνα με το οποίο καθοριστική πρέπει να είναι η αστοχία σε σύνθλιψη άντυγας των οπών και όχι η αστοχία σε διάτμηση των κοχλιών, το οποίο είναι υποχρεωτικό, εφόσον ισχύει:

$$F_{b,Rd}=1001,46 \text{ kN} < F_{v,Rd}=1085,73 \text{ kN}$$

5.3 ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Γεωμετρία συνδεόμενων μελών

Υποστύλωμα

$$h_c = 320,00mm$$

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

$$t_{wc} = 11,50mm$$

$$t_{fc} = 20,50mm$$

$$A = 161,30cm^2$$

$$d = 225mm$$

$$W_{pl,y} = 2149cm^3$$

$$r_c = 27mm$$

Δοκός

$$h_b = 270,00mm$$

$$b_{fb} = 135,00mm$$

$$t_{wb} = 6,60mm$$

$$t_{fb} = 10,20mm$$

$$A = 45,95cm^2$$

$$d = 219,6mm$$

$$W_{pl,y} = 484,0cm^3$$

$$r_b = 15mm$$

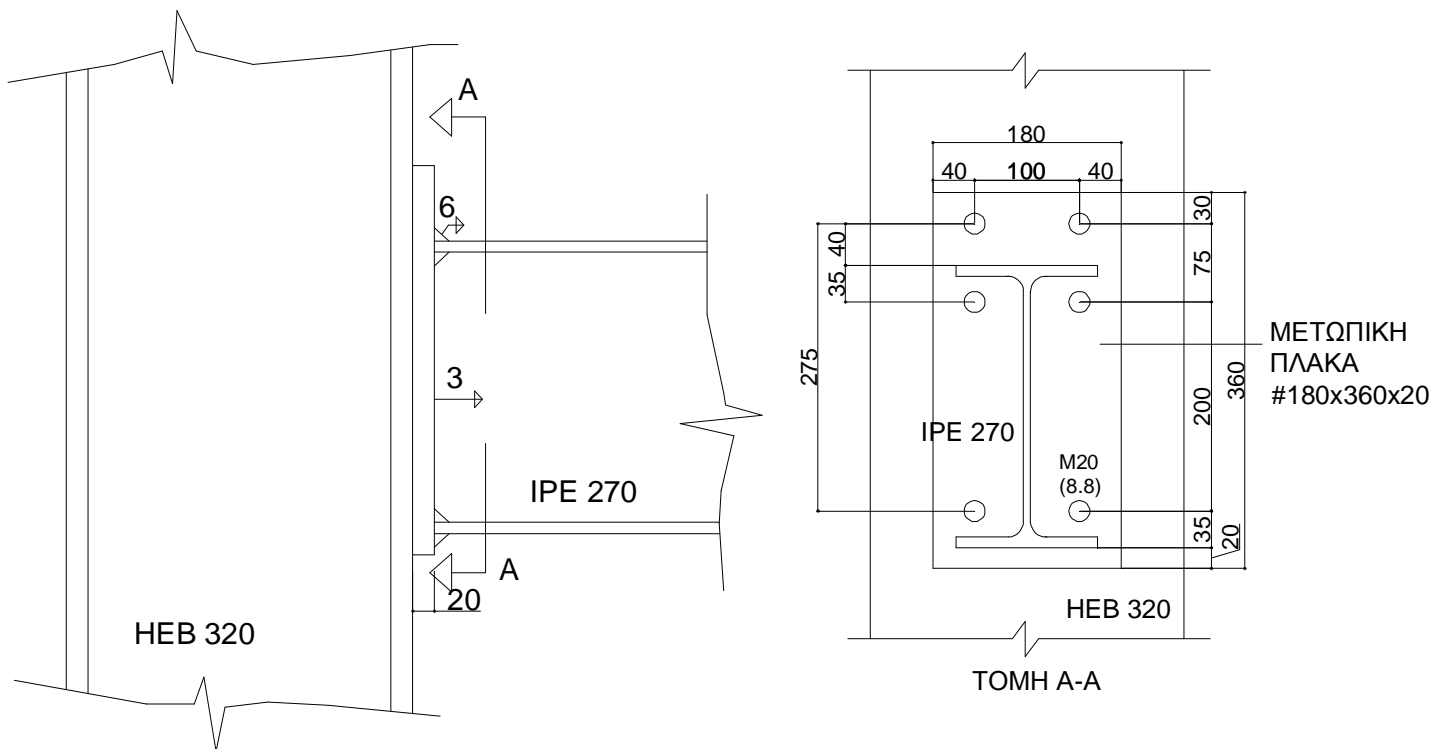
Υλικά

Χάλυβας

Ποιότητα : S355

Όριο διαρροής : $f_y = 355N / mm^2$

Μέτρο ελαστικότητας : $E = 210000MPa$



Σχήμα 5.3: Κοχλιωτός κόμβος δοκού-υποστυλώματος

Οι απαιτούμενοι έλεγχοι που πρέπει να γίνουν είναι οι εξής:

- 1) Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση
- 2) Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη
- 3) Πέλαμα και κορμός δοκού σε θλίψη

Ανά σειρά κοχλιών:

- 4) Πέλαμα υποστυλώματος σε κάμψη
- 5) Μετωπική πλάκα σε κάμψη
- 6) Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό
- 7) Κορμός δοκού σε εφελκυσμό

1) Κορμός του υποστυλώματος σε διάτμηση:

Η λυγρότητα του κορμού του υποστυλώματος ικανοποιεί τον περιορισμό:

$$\frac{d}{t_w} < 69\varepsilon \Rightarrow \frac{22,5}{1,15} = 19,57 < 69 \cdot 0,81 = 55,89$$

$$\text{όπου } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 0,81$$

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

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

όπου

A_{vc} : η επιφάνεια διάτμησης του υποστυλώματος

$f_{y,wc}$: το όριο διαρροής του υποστυλώματος

γ_{M0} : 1,00

$$\begin{aligned} \text{Η επιφάνεια διάτμησης δίνεται από τον τύπο: } A_{vc} &= A_c - 2 \cdot b_c \cdot t_{fc} + (t_{wc} + 2 \cdot r_c) \cdot t_{fc} = \\ &= 161,30\text{cm}^2 - 2 \cdot 30\text{cm} \cdot 2,05\text{cm} + (1,15\text{cm} + 2 \cdot 2,7) \cdot 2,05\text{cm} = 51,73\text{cm}^2 \end{aligned}$$

Επομένως η αντοχή σε διάτμηση θα είναι:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \cdot 51,73\text{cm}^2 \cdot 35,5\text{kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 954,23\text{kN}$$

2) Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη:

Η αντοχή σχεδιασμού σε εγκάρσια θλίψη του μη ενισχυμένου κορμού υποστυλώματος προσδιορίζεται από τη σχέση:

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

όπου

ω : μειωτικός συντελεστής για την αλληλεπίδραση με διάτμηση που εξαρτάται από την παράμετρο μετασχηματισμού β

k_{wc} : μειωτικός συντελεστής

ρ : μειωτικός συντελεστής για το λυγισμό του ελάσματος που εξαρτάται από τη λυγρότητα του ελάσματος

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

t_p : το πάχος της μετωπικής πλάκας

t_{fb} : το πάχος του πέλματος της δοκού

a_p : το πάχος της συγκόλλησης

t_{fc} : το πάχος του πέλματος του υποστυλώματος

s_p είναι το μήκος που προκύπτει από προβολή 45° μέσω της μετωπικής πλάκας (τουλάχιστον t_p και μέχρι $2t_p$, με την προϋπόθεση ότι το τμήμα της μετωπικής πλάκας πλησίον του πέλματος είναι επαρκές).

$s=r_c$ η ακτίνα καμπυλότητας για υποστυλώμα ελατής διατομής

Υπολογισμός $b_{eff,c,wc}$

$$b_{eff,c,wc} = 1,02cm + 2\sqrt{2} \cdot 0,6cm + 5(2,05cm + 2,7cm) + 2 \cdot 2,0cm = 30,47cm$$

$$\text{όπου ετέθη } s_p = 2 \cdot t_p$$

Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή ω

Επειδή έχουμε μια ακραία ροπή ισχύει $\beta=1$ και επομένως

$$\omega = \omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1+1,3(b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} / A_{vc})^2}} = \frac{1}{\sqrt{1+1,3(30,47cm \cdot 1,15cm / 51,73cm^2)^2}} = 0,79$$

Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή k_{wc}

Γενικά ο μειωτικός συντελεστής k_{wc} είναι ίσος με 1,0.

Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή ρ

Ο μειωτικός συντελεστής ρ για την κύρτωση του κορμού του υποστυλώματος μπορεί να υπολογιστεί ως εξής:

- για $\bar{\lambda}_p \leq 0,72 \Rightarrow \rho = 1,0$
- για $\bar{\lambda}_p > 0,72 \Rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2$

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

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} \cdot d_{wc} \cdot f_{y,wc}}{E \cdot t_{wc}^2}} = 0,932 \sqrt{\frac{30,47cm \cdot 22,5cm \cdot 35,5kN/cm^2}{2,1 \cdot 10^4 \cdot 1,15^2}} = 0,87 > 0,72$$

$$\rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2 = (0,87 - 0,2) / 0,87^2 = 0,89$$

Υπολογισμός αντοχής κορμού σε θλίψη

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,79 \cdot 1,0 \cdot 30,47cm^2 \cdot 1,15cm \cdot 35,5kN/cm^2}{1,0} = 982,71kN$$

Θα πρέπει να ισχύει επίσης:

$$F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot \rho \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,79 \cdot 1,0 \cdot 0,89 \cdot 30,47cm^2 \cdot 1,15cm \cdot 35,5kN/cm^2}{1,0} = 874,61kN$$

$$\text{Άρα } F_{c,wc,Rd} = 874,61kN$$

3) Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη

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

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h_b - t_{fb}}$$

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 διατομής της δοκού για διατομές κατηγορίας 1

$$\text{είναι: } M_{c,Rd} = \frac{M_{pl,b}}{\gamma_{M0}} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484,0cm^3 \cdot 35,5kN/cm^2}{1,0} = 17182kNcm$$

Επομένως:

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{17182kNcm}{32cm - 1,15cm} = 556,95kN$$

4) Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη

- Άνω, πρώτη σειρά κοχλιών:

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

$e_{min} = 40mm$ (η οριζόντια απόσταση του κοχλία από το άκρο της πλάκας)

$$e = \frac{b_c - w}{2} = \frac{300 - 100}{2} = 100mm$$

(η οριζόντια απόσταση του κοχλία από το άκρο του πέλματος του υποστυλώματος)

$$m = \frac{w - t_{wc}}{2} - 0,8r_c = \frac{100 - 11,5mm}{2} - 0,8 \cdot 27mm = 22,65mm$$

$$n = \min\{e_{min}; 1,25 \cdot m\} = \min\{40mm; 1,25 \cdot 22,65\} = 28,31mm$$

Ενεργό μήκος για μεμονωμένη σειρά κοχλιών

Κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,cp} = \min\{2\pi n; \pi n + 2e_1\} = \min\{2 \cdot \pi \cdot 22,65mm; \pi \cdot 22,65mm + 2 \cdot 30mm\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,cp} = \min\{142,31mm; 131,16mm\} = 131,16mm$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,nc} = \min\{4m + 1,25e; 2m + 0,625e + e_1\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,nc} = \min\{4 \cdot 22,65 + 1,25 \cdot 100; 2 \cdot 22,65 + 0,625 \cdot 100 + 30\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,nc} = \min\{215,60mm; 137,80mm\} = 137,80mm$$

Μηχανισμός 1:

$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 137,80mm$ αλλά θα πρέπει $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp} = 131,16mm$ άρα

$$l_{eff,1} = 131,16mm$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \cdot \frac{\sum l_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \cdot \frac{13,116cm \cdot (2,05cm)^2 \cdot 35,5kN/cm^2}{1,0} = 489,19kNcm$$

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

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 489,19kNcm}{2,265cm} = 863,91kN$$

Μηχανισμός 2:

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 137,80mm$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 2 είναι:

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \cdot \frac{\sum l_{eff,2} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \cdot \frac{13,78cm \cdot (2,05cm)^2 \cdot 35,5kN/cm^2}{1,0} = 513,96kNcm$$

Η αντοχή ενός κοχλία σε εφελκυσμό δίνεται ως εξής:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,90 \cdot 2,45cm^2 \cdot 80kN/cm^2}{1,25} = 141,12kN$$

όπου

A_s η ενεργός διατομή του κοχλία ($A_s = 2,45cm^2$ για M20) και $k_2 = 0,90$.

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

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \cdot 513,96kNcm + 2,831 \cdot 2 \cdot 141,12}{2,265cm + 2,831cm} = 358,50kN$$

Μηχανισμός 3:

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

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

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

$$F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}\} = \min\{863,91kN; 358,50kN; 282,24kN\}$$

$$\Rightarrow F_{T,Rd} = 282,24kN$$

- Δεύτερη σειρά κοχλιών (εσωτερική σειρά):

Ενεργό μήκος για μεμονωμένη σειρά κοχλιών

Κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,cp} = 2\pi n = 2 \cdot \pi \cdot 22,65mm = 142,32mm$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,nc} = 4m + 1,25e = 4 \cdot 22,65 + 1,25 \cdot 100 = 215,60mm$$

Μηχανισμός 1:

$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 215,60mm$ αλλά θα πρέπει $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp} = 142,32mm$ άρα

$$l_{eff,1} = 142,32mm$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \cdot \frac{\sum l_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \cdot \frac{14,232cm \cdot (2,05cm)^2 \cdot 35,5kN/cm^2}{1,0} = 530,81kNcm$$

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

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 530,81kNcm}{2,265cm} = 937,42kN$$

Μηχανισμός 2:

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 215,60mm$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 2 είναι:

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \cdot \frac{\sum l_{eff,2} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \cdot \frac{21,56cm \cdot (2,05cm)^2 \cdot 35,5kN/cm^2}{1,0} = 804,13kNcm$$

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

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \cdot 804,13kNcm + 2,831 \cdot 2 \cdot 141,12}{2,265cm + 2,831cm} = 472,39kN$$

Μηχανισμός 3:

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

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

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

$$F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}\} = \min\{937,42kN; 472,39kN; 282,24kN\}$$

$$\Rightarrow F_{T,Rd} = 282,24kN$$

- Πρώτη και δεύτερη σειρά κοχλιών:

$p = 75\text{mm}$ (το κατακόρυφο συνεργαζόμενο πλάτος για την 1^η σειρά κοχλιών)

$$p = 75/2 + 200/2 = 137,5\text{mm}$$

(το κατακόρυφο συνεργαζόμενο πλάτος για τη δεύτερη σειρά κοχλιών)

Ενεργό μήκος για ομάδα κοχλιών

Ακραία σειρά:

Κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,cp} = \min \{ \pi m + p; 2e_1 + p \} = \min \{ \pi \cdot 22,65\text{mm} + 75\text{mm}; 2 \cdot 30\text{mm} + 75\text{mm} \} \Rightarrow$$

$$l_{eff,cp} = \min \{ 146,16\text{mm}; 135,00\text{mm} \} = 135,0\text{mm}$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

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

$$l_{eff,nc} = \min \{ 2 \cdot 22,65 + 0,625 \cdot 100 + 0,5 \cdot 75; 30 + 0,5 \cdot 75 \} \Rightarrow$$

$$l_{eff,nc} = \min \{ 145,30\text{mm}; 67,50\text{mm} \} = 67,50\text{mm}$$

Εσωτερική σειρά:

Κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,cp} = 2p = 2 \cdot 137,5\text{mm} = 275,0\text{mm}$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,nc} = p = 137,5\text{mm}$$

Μηχανισμός 1:

$$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc} = 67,50\text{mm} + 137,5\text{mm} = 205,0\text{mm} < \sum l_{eff,cp} = 135,0\text{mm} + 275,0\text{mm} = 410,0\text{mm}$$

$$\text{άρα } \sum l_{eff,1} = 205,0\text{mm}$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \cdot \frac{\sum l_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \cdot \frac{20,5\text{cm} \cdot (2,05\text{cm})^2 \cdot 35,5\text{kN/cm}^2}{1,0} = 764,59\text{kNcm}$$

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

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 764,59\text{kNcm}}{2,265\text{cm}} = 1350,27\text{kN}$$

Μηχανισμός 2:

$$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc} = 205,0\text{mm}$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 2 είναι:

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \cdot \frac{\sum l_{eff,2} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \cdot \frac{20,5cm \cdot (2,05cm)^2 \cdot 35,5kN/cm^2}{1,0} = 764,59kNcm$$

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

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \cdot 764,59kNcm + 2,831 \cdot 2 \cdot 141,12}{2,265cm + 2,831cm} = 456,87kN$$

Μηχανισμός 3:

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

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

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

$$F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}\} = \min\{1350,27kN; 456,87kN; 564,48kN\}$$

$$\Rightarrow F_{T,Rd} = 456,87kN$$

5) 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)

$w = 100mm$ (η οριζόντια απόσταση των κοχλιών)

$b_p = 180mm$ (το πλάτος της μετωπικής πλάκας)

$$m_x = 40 - 0,8 \cdot 6 \cdot \sqrt{2} = 33,2mm$$

(η κατακόρυφη απόσταση κοχλία – άνω πέλματος δοκού)

$$n = \min\{e_x; 1,25 \cdot m_x\} = \min\{30mm; 1,25 \cdot 33,2mm\} = 30mm$$

- Άνω, πρώτη σειρά κοχλιών (ακραία σειρά):

Ενεργό μήκος (μεμονωμένοι κοχλίες εκτός εφελκυσμένου πέλματος δοκού)

Κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,cp} = \min\{2\pi n_x; \pi n_x + w; \pi n_x + 2e\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,cp} = \min\{2 \cdot \pi \cdot 33,2mm; \pi \cdot 33,2mm + 100mm; \pi \cdot 33,2mm + 2 \cdot 40mm\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,cp} = \min\{208,60mm; 204,30mm; 113,2mm\} = 113,2mm$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,nc} = \min\{4m_x + 1,25e_x; e + 2m_x + 0,625e_x; 0,5b_p; 0,5w + 2m_x + 0,625e_x\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,nc} = \min\{4 \cdot 33,2 + 1,25 \cdot 30; 30 + 2 \cdot 33,2 + 0,625 \cdot 40; 0,5 \cdot 180; 0,5 \cdot 100 + 2 \cdot 33,2 + 0,625 \cdot 30\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,nc} = \min\{170,30mm; 125,15mm; 90mm; 135,15mm\} = 90mm$$

Μηχανισμός 1:

$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 90,0mm$ αλλά θα πρέπει $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp} = 113,2mm$ άρα $l_{eff,1} = 90,0mm$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \cdot \frac{\sum l_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \cdot \frac{9,0cm \cdot (2,0cm)^2 \cdot 35,5kN/cm^2}{1,0} = 319,50kNcm$$

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

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 319,50kNcm}{3,32cm} = 384,94kN$$

Μηχανισμός 2:

$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 90,0mm$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 2 είναι:

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \cdot \frac{\sum l_{eff,2} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 319,50kNcm$$

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

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \cdot 319,50kNcm + 3,0cm \cdot 2 \cdot 141,12}{3,32cm + 3,0cm} = 235,08kN$$

Μηχανισμός 3:

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

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

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

$$F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}\} = \min\{384,94kN; 235,08kN; 282,24kN\}$$

$$\Rightarrow F_{T,Rd} = 235,08kN$$

- Δεύτερη σειρά κοχλιών (κάτω από το εφελκόμενο πέλμα):

Υπολογισμός του a για μετωπικές πλάκες

$$m = \frac{w - t_{wb}}{2} - 0,8 \cdot a_{wb} \sqrt{2} = \frac{100mm - 6,6mm}{2} - 0,8 \cdot 3\sqrt{2} = 43,31mm$$

$$m_2 = 75mm - 40mm - 10,2mm - 0,8 \cdot 6\sqrt{2} = 18,01mm$$

$$\lambda_1 = \frac{m}{m + e} = \frac{43,31}{43,31 + 40} = 0,52$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_2 + e} = \frac{18,01}{18,01 + 40} = 0,31$$

Από το σχήμα για τις τιμές του λ_1 και λ_2 προκύπτει ότι $a = 6,25$
 $n = \min\{e_{\min} ; 1,25 \cdot m\} = \min\{30mm ; 1,25 \cdot 43,31mm\} = 30mm$

Ενεργό μήκος (μεμονωμένοι κοχλίες)

Κυκλικές μορφές

$$l_{eff,cp} = 2\pi n = 2 \cdot \pi \cdot 43,31mm = 272,12mm$$

Μη κυκλικές μορφές

$$l_{eff,nc} = am = 6,25 \cdot 43,31mm = 270,69mm$$

Μηχανισμός 1:

$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 270,69mm$ αλλά θα πρέπει $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp} = 272,12mm$ άρα

$$l_{eff,1} = 270,69mm$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \cdot \frac{\sum l_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \cdot \frac{270,69cm \cdot (2,0cm)^2 \cdot 35,5kN/cm^2}{1,0} = 960,95kNcm$$

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

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 960,95kNcm}{4,331cm} = 887,51kN$$

Μηχανισμός 2:

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 270,69mm$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 2 είναι:

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \cdot \frac{\sum l_{eff,2} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 960,95kNcm$$

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

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \cdot 960,95kNcm + 3,0cm \cdot 2 \cdot 141,12}{4,331cm + 3,0cm} = 377,66kN$$

Μηχανισμός 3:

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

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

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

$$F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}\} = \min\{887,51kN; 377,66kN; 282,24kN\}$$

$$\Rightarrow F_{T,Rd} = 282,24kN$$

Η πρώτη και δεύτερη σειρά κοχλιών δε θεωρούνται ομάδα κοχλιών για τη μετωπική πλάκα. Η τρίτη σειρά κοχλιών θεωρούμε ότι εφελκύεται επειδή βρίσκεται πολύ κοντά στο θλιβόμενο πέλμα, γι αυτό και δεν υπολογίζουμε την αντοχή, αφού η δύναμη που παίρνει είναι πολύ μικρή.

6) Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό

Η αντοχή σχεδιασμού σε εγκάρσιο εφελκυσμό του μη ενισχυμένου κορμού υποστυλώματος προσδιορίζεται από τη σχέση:

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

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

α) για την πρώτη σειρά κοχλιών: $b_{eff,t,wc} = l_{eff,nc} = 137,80mm$

β) για τη δεύτερη σειρά κοχλιών: $b_{eff,t,wc} = l_{eff,cp} = 142,32mm$

γ) για την πρώτη και δεύτερη σειρά κοχλιών:

$$b_{eff,t,wc} = l_{eff,nc,1σειρα} + l_{eff,nc,2σειρα} = 67,50mm + 137,50mm = 205,0mm$$

Επομένως:

α) για την πρώτη σειρά κοχλιών:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{0,79 \cdot 13,78cm \cdot 1,15cm \cdot 35,5kN/cm^2}{1,0} = 444,43kN$$

β) για τη δεύτερη σειρά κοχλιών:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{0,79 \cdot 14,232cm \cdot 1,15cm \cdot 35,5kN/cm^2}{1,0} = 458,94kN$$

γ) για την πρώτη και δεύτερη σειρά κοχλιών:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{0,79 \cdot 20,50cm \cdot 1,15cm \cdot 35,5kN/cm^2}{1,0} = 661,16kN$$

7) Κορμός δοκού σε εφελκυσμό

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

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

Το ενεργό πλάτος $b_{eff,t,wb}$ του κορμού της δοκού σε εφελκυσμό πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το ενεργό μήκος ενός ισοδύναμου βραχέος του 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:

$$b_{eff,t,wb} = l_{eff,nc} = 272,12mm$$

$$F_{t,wb,Rd} = \frac{27,212cm \cdot 0,66cm \cdot 35,5kN/cm^2}{1,0} = 637,58kN$$

Αποτελέσματα Ελέγχων για τις Εφελκούμενες Σειρές Κοχλιών

Η ενεργός αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό $F_{tr,Rd}$ της σειράς κοχλιών r πρέπει να μειώνεται, αν χρειάζεται από την τιμή $F_{t,Rd}$ έτσι ώστε όταν συνυπολογίζονται όλες οι σειρές κοχλιών άνω της r , συμπεριλαμβανομένης και της ίδιας, να ικανοποιούνται οι επόμενες συνθήκες:

- συνολική αντοχή σχεδιασμού $\sum F_{t,Rd} \leq V_{wp,Rd} / \beta$
- συνολική αντοχή σχεδιασμού $\sum F_{t,Rd}$ δεν υπερβαίνει τη μικρότερη από την:
 - ο αντοχή σχεδιασμού του κορμού του υποστυλώματος σε θλίψη $F_{c,wc,Rd}$
 - ο αντοχή σχεδιασμού του πέλματος και κορμού της δοκού σε θλίψη $F_{c,fb,Rd}$

	1η σειρά	2η σειρά	1η & 2η σειρά	θλιβόμενο τμήμα
Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση $V_{wp,Rd}$		954,23-235,08=719,15kN		954,23kN
Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη $F_{c,wc,Rd}$		874,61-235,08=639,53kN		874,61kN
Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη $F_{c,fc,Rd}$		556,95-235,08=321,87kN		556,95kN
Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη $F_{c,Rd}$	282,24kN	min{282,24; 456,87-282,24}=174,63kN	456,87kN	
Μετωπική πλάκα σε κάμψη $F_{ep,Rd}$	235,08kN	282,24		
Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό $F_{t,wc,Rd}$	444,43kN	min{458,94; 661,16-444,43}=216,73kN	661,16kN	
Κορμός δοκού σε εφελκυσμό $F_{t,wb,Rd}$		637,58kN		
$F_{T,min}$	235,08 kN	174,63kN		

Αντοχή κόμβου

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

$$z_1 = 75mm + 200mm + 35mm - \frac{10,2mm}{2} = 304,9mm$$

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

$$z_2 = 304,9\text{mm} - 75\text{mm} = 229,9\text{mm}$$

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

$$M_{B,Rd} = F_{1,Rd} \cdot z_1 + F_{2,Rd} \cdot z_2 = 235,08\text{kN} \cdot 30,49\text{cm} + 174,63\text{kN} \cdot 22,99\text{cm} = 11182,33\text{kNcm} \Rightarrow$$

$$M_{B,Rd} = 111,82\text{kNm}$$

Πρέπει:

$$M_{B,Rd} > \begin{cases} M_{Ed} \\ 1,20M_{pl,b} \end{cases}$$

Από το πρόγραμμα προέκυψε η τιμή για τον συνδυασμό ΟΚΑ22:

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot W + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S: M_{Ed} = 190,22\text{kNm}$$

όπου

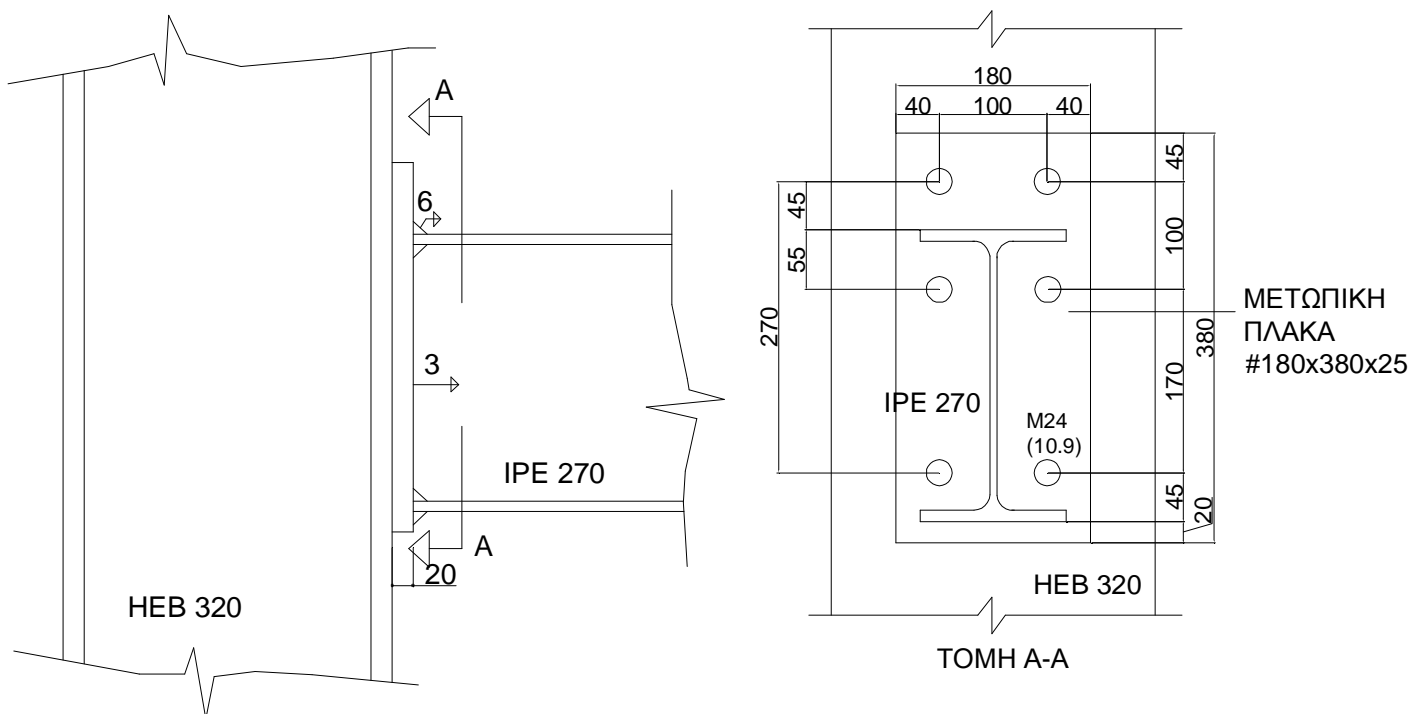
$$M_{pl,b} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484 \cdot 35,5}{1,0} = 17182\text{kNcm} = 171,82\text{kNm}$$

Άρα

$$M_{B,Rd} = 111,82\text{kNm} < \begin{cases} M_{Ed} \\ 1,20M_{pl,b} \end{cases} = \begin{cases} 190,22 \\ 1,20 \cdot 171,82 \end{cases} = \begin{cases} 190,22 \\ 206,18\text{kNm} \end{cases}$$

Ο έλεγχος των ροπών δεν ικανοποιείται επομένως θα αλλάξει η διάταξη των κοχλιών, το πάχος και το μήκος της μετωπικής πλάκας, καθώς και η ποιότητα των κοχλιών.

2η δοκιμή:



Σχήμα 5.4: Κοχλιωτός κόμβος δοκού-υποστυλώματος

1) Κορμός του υποστυλώματος σε διάτμηση:

Η λυγρότητα του κορμού του υποστυλώματος ικανοποιεί τον περιορισμό:

$$\frac{d}{t_w} < 69\varepsilon \Rightarrow \frac{22,5}{1,15} = 19,57 < 69 \cdot 0,81 = 55,89$$

$$\text{όπου } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 0,81$$

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

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

όπου

A_{vc} : η επιφάνεια διάτμησης του υποστυλώματος

$f_{y,wc}$: το όριο διαρροής του υποστυλώματος

γ_{M0} : 1,00

$$\begin{aligned} \text{Η επιφάνεια διάτμησης δίνεται από τον τύπο: } A_{vc} &= A_c - 2 \cdot b_c \cdot t_{fc} + (t_{wc} + 2 \cdot r_c) \cdot t_{fc} = \\ &= 161,30\text{cm}^2 - 2 \cdot 30\text{cm} \cdot 2,05\text{cm} + (1,15\text{cm} + 2 \cdot 2,7) \cdot 2,05\text{cm} = 51,73\text{cm}^2 \end{aligned}$$

Επομένως η αντοχή σε διάτμηση θα είναι:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \cdot 51,73\text{cm}^2 \cdot 35,5\text{kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 954,23\text{kN}$$

2) Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη:

Η αντοχή σχεδιασμού σε εγκάρσια θλίψη του μη ενισχυμένου κορμού υποστυλώματος προσδιορίζεται από τη σχέση:

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

όπου

ω : μειωτικός συντελεστής για την αλληλεπίδραση με διάτμηση που εξαρτάται από την παράμετρο μετασχηματισμού β

k_{wc} : μειωτικός συντελεστής

ρ : μειωτικός συντελεστής για το λυγισμό του ελάσματος που εξαρτάται από τη λυγρότητα του ελάσματος

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

t_p : το πάχος της μετωπικής πλάκας

t_{fb} : το πάχος του πέλματος της δοκού

a_p : το πάχος της συγκόλλησης

t_{fc} : το πάχος του πέλματος του υποστυλώματος

s_p είναι το μήκος που προκύπτει από προβολή 45° μέσω της μετωπικής πλάκας (τουλάχιστον t_p και μέχρι $2t_p$, με την προϋπόθεση ότι το τμήμα της μετωπικής πλάκας πλησίον του πέλματος είναι επαρκές).

$s=r_c$ η ακτίνα καμπυλότητας για υποστυλώμα ελατής διατομής

Υπολογισμός $b_{eff,c,wc}$

$$b_{eff,c,wc} = 1,02cm + 2\sqrt{2} \cdot 0,6cm + 5(2,05cm + 2,7cm) + 2 \cdot 2,5cm = 31,47cm$$

όπου ετέθη $s_p = 2 \cdot t_p$

Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή ω

Επειδή έχουμε μια ακραία ροπή ισχύει $\beta=1$ και επομένως

$$\omega = \omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1+1,3(b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} / A_{vc})^2}} = \frac{1}{\sqrt{1+1,3(31,47cm \cdot 1,15cm / 51,73cm^2)^2}} = 0,78$$

Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή k_{wc}

Γενικά ο μειωτικός συντελεστής k_{wc} είναι ίσος με 1,0.

Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή ρ

Ο μειωτικός συντελεστής ρ για την κύρτωση του κορμού του υποστυλώματος μπορεί να υπολογιστεί ως εξής:

- για $\bar{\lambda}_p \leq 0,72 \Rightarrow \rho = 1,0$
- για $\bar{\lambda}_p > 0,72 \Rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2$

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

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} \cdot d_{wc} \cdot f_{y,wc}}{E \cdot t_{wc}^2}} = 0,932 \sqrt{\frac{31,47cm \cdot 22,5cm \cdot 35,5kN/cm^2}{2,1 \cdot 10^4 \cdot 1,15^2}} = 0,887 > 0,72$$

$$\rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2 = (0,887 - 0,2) / 0,887^2 = 0,873$$

Υπολογισμός αντοχής κορμού σε θλίψη

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,78 \cdot 1,0 \cdot 31,47cm^2 \cdot 1,15cm \cdot 35,5kN/cm^2}{1,0} = 1002,11kN$$

Θα πρέπει να ισχύει επίσης:

$$F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot \rho \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,78 \cdot 1,0 \cdot 0,873 \cdot 31,47cm^2 \cdot 1,15cm \cdot 35,5kN/cm^2}{1,0} = 874,85kN$$

Άρα $F_{c,wc,Rd} = 874,85kN$

3) Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη

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

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h_b - t_{fb}}$$

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 διατομής της δοκού για διατομές κατηγορίας 1

$$\text{είναι: } M_{c,Rd} = \frac{M_{pl,b}}{\gamma_{M0}} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484,0cm^3 \cdot 35,5kN/cm^2}{1,0} = 17182kNcm$$

Επομένως:

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{17182kNcm}{32cm - 1,15cm} = 556,95kN$$

4) Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη

a. Άνω, πρώτη σειρά κοχλιών:

$e_1 = 45mm$ (η κατακόρυφη απόσταση από το άνω άκρο του πέλματος)

$e_{min} = 40mm$ (η οριζόντια απόσταση του κοχλία από το άκρο της πλάκας)

$$e = \frac{b_c - w}{2} = \frac{300 - 100}{2} = 100mm$$

(η οριζόντια απόσταση του κοχλία από το άκρο του πέλματος του υποστυλώματος)

$$m = \frac{w - t_{wc}}{2} - 0,8r_c = \frac{100 - 11,5mm}{2} - 0,8 \cdot 27mm = 22,65mm$$

$$n = \min\{e_{min}; 1,25 \cdot m\} = \min\{40mm; 1,25 \cdot 22,65\} = 28,31mm$$

Ενεργό μήκος για μεμονωμένη σειρά κοχλιών

Κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,cp} = \min\{2\pi n; \pi n + 2e_1\} = \min\{2 \cdot \pi \cdot 22,65mm; \pi \cdot 22,65mm + 2 \cdot 45mm\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,cp} = \min\{142,31mm; 161,16mm\} = 142,31mm$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,nc} = \min\{4m + 1,25e; 2m + 0,625e + e_1\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,nc} = \min\{4 \cdot 22,65 + 1,25 \cdot 100; 2 \cdot 22,65 + 0,625 \cdot 100 + 45\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,nc} = \min\{215,60mm; 152,80mm\} = 152,80mm$$

Μηχανισμός 1:

$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 152,80mm$ αλλά θα πρέπει $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp} = 142,31mm$ άρα

$$l_{eff,1} = 142,31mm$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \cdot \frac{\sum l_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \cdot \frac{14,231cm \cdot (2,05cm)^2 \cdot 35,5kN/cm^2}{1,0} = 530,78kNcm$$

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

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 530,78kNcm}{2,265cm} = 937,35kN$$

Μηχανισμός 2:

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 152,80mm$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 2 είναι:

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \cdot \frac{\sum l_{eff,2} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \cdot \frac{15,28cm \cdot (2,05cm)^2 \cdot 35,5kN/cm^2}{1,0} = 569,90kNcm$$

Η αντοχή ενός κοχλία σε εφελκυσμό δίνεται ως εξής:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,90 \cdot 3,53cm^2 \cdot 100kN/cm^2}{1,25} = 254,16kN$$

όπου

A_s η ενεργός διατομή του κοχλία ($A_s = 3,53cm^2$ για M24) και $k_2 = 0,90$.

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

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \cdot 569,90kNcm + 2,831 \cdot 2 \cdot 254,16}{2,265cm + 2,831cm} = 506,05kN$$

Μηχανισμός 3:

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

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \cdot 254,16kN = 508,32kN$$

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

$$F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}\} = \min\{937,35kN; 506,05kN; 508,32kN\}$$

$$\Rightarrow F_{T,Rd} = 506,05kN$$

- Δεύτερη σειρά κοχλιών (εσωτερική σειρά):

Ενεργό μήκος για μεμονωμένη σειρά κοχλιών

Κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,cp} = 2\pi n = 2 \cdot \pi \cdot 22,65mm = 142,32mm$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,nc} = 4m + 1,25e = 4 \cdot 22,65 + 1,25 \cdot 100 = 215,60mm$$

Μηχανισμός 1:

$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 215,60mm$ αλλά θα πρέπει $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp} = 142,32mm$ άρα

$$l_{eff,1} = 142,32mm$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \cdot \frac{\sum l_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \cdot \frac{14,232cm \cdot (2,05cm)^2 \cdot 35,5kN/cm^2}{1,0} = 530,81kNcm$$

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

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 530,81kNcm}{2,265cm} = 937,42kN$$

Μηχανισμός 2:

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 215,60mm$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 2 είναι:

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \cdot \frac{\sum l_{eff,2} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \cdot \frac{21,56cm \cdot (2,05cm)^2 \cdot 35,5kN/cm^2}{1,0} = 804,13kNcm$$

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

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \cdot 804,13kNcm + 2,831 \cdot 2 \cdot 254,16}{2,265cm + 2,831cm} = 597,98kN$$

Μηχανισμός 3:

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

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \cdot 254,16kN = 508,32kN$$

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

$$F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}\} = \min\{937,42kN; 597,98kN; 508,32kN\}$$

$$\Rightarrow F_{T,Rd} = 508,32kN$$

- Πρώτη και δεύτερη σειρά κοχλιών:

$p = 100mm$ (το κατακόρυφο συνεργαζόμενο πλάτος για την 1^η σειρά κοχλιών)

$$p = 100/2 + 170/2 = 135mm$$

(το κατακόρυφο συνεργαζόμενο πλάτος για τη δεύτερη σειρά κοχλιών)

Ενεργό μήκος για ομάδα κοχλιών

Ακραία σειρά:

Κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,cp} = \min \{ \pi m + p; 2e_1 + p \} = \min \{ \pi \cdot 22,65mm + 100mm; 2 \cdot 45mm + 100mm \} \Rightarrow$$

$$l_{eff,cp} = \min \{ 171,16mm; 190,00mm \} = 171,16mm$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

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

$$l_{eff,nc} = \min \{ 2 \cdot 22,65 + 0,625 \cdot 100 + 0,5 \cdot 100; 45 + 0,5 \cdot 100 \} \Rightarrow$$

$$l_{eff,nc} = \min \{ 157,80mm ; 95,0mm \} = 95,0mm$$

Εσωτερική σειρά:

Κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,cp} = 2p = 2 \cdot 135mm = 270,0mm$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,nc} = p = 135mm$$

Μηχανισμός 1:

$$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc} = 95mm + 135mm = 230,0mm < \sum l_{eff,cp} = 171,16mm + 270mm = 441,16mm$$

$$\text{άρα } \sum l_{eff,1} = 230,0mm$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \cdot \frac{\sum l_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \cdot \frac{23,0cm \cdot (2,05cm)^2 \cdot 35,5kN/cm^2}{1,0} = 857,84kNcm$$

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

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 857,84kNcm}{2,265cm} = 1514,94kN$$

Μηχανισμός 2:

$$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc} = 230,0mm$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 2 είναι:

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \cdot \frac{\sum l_{eff,2} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \cdot \frac{23,0cm \cdot (2,05cm)^2 \cdot 35,5kN/cm^2}{1,0} = 857,84kNcm$$

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

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \cdot 857,84kNcm + 2,831 \cdot 2 \cdot 254,16}{2,265cm + 2,831cm} = 619,06kN$$

Μηχανισμός 3:

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

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 4 \cdot 254,16kN = 1016,64kN$$

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

$$F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}\} = \min\{1514,94kN; 619,06kN; 1016,64kN\}$$

$$\Rightarrow F_{T,Rd} = 619,06kN$$

5) Μετωπική πλάκα σε κάμψη

$e_x = 45mm$ (η κατακόρυφη απόσταση του κοχλία από το άνω άκρο της πλάκας)

$p = 100mm$ (η κατακόρυφη απόσταση των κοχλιών)

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

$w = 100mm$ (η οριζόντια απόσταση των κοχλιών)

$b_p = 180mm$ (το πλάτος της μετωπικής πλάκας)

$$m_x = 45 - 0,8 \cdot 6 \cdot \sqrt{2} = 38,21mm$$

(η κατακόρυφη απόσταση κοχλία – άνω πέλματος δοκού)

$$n = \min\{e_x; 1,25 \cdot m_x\} = \min\{45mm; 1,25 \cdot 38,21mm\} = 45mm$$

- Άνω, πρώτη σειρά κοχλιών (ακραία σειρά):

Ενεργό μήκος (μεμονωμένοι κοχλίες εκτός εφελκυσμένου πέλματος δοκού)

Κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,cp} = \min\{2\pi n_x; \pi n_x + w; \pi n_x + 2e\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,cp} = \min\{2 \cdot \pi \cdot 38,21mm; \pi \cdot 38,21mm + 100mm; \pi \cdot 38,21mm + 2 \cdot 40mm\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,cp} = \min\{240,08mm; 220,04mm; 200,04mm\} = 200,04mm$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,nc} = \min\{4m_x + 1,25e_x; e + 2m_x + 0,625e_x; 0,5b_p; 0,5w + 2m_x + 0,625e_x\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,nc} = \min\{4 \cdot 38,21 + 1,25 \cdot 45; 40 + 2 \cdot 38,21 + 0,625 \cdot 45; 0,5 \cdot 180; 0,5 \cdot 100 + 2 \cdot 38,21 + 0,625 \cdot 45\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,nc} = \min\{209,09mm; 144,55mm; 90mm; 154,55mm\} = 90mm$$

Μηχανισμός 1:

$$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 90,0mm \text{ αλλά θα πρέπει } l_{eff,1} \leq l_{eff,cp} = 200,04mm \text{ άρα } l_{eff,1} = 90,0mm$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \cdot \frac{\sum l_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \cdot \frac{9,0cm \cdot (2,5cm)^2 \cdot 35,5kN/cm^2}{1,0} = 499,22kNcm$$

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

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 499,22kNcm}{3,82cm} = 522,74kN$$

Μηχανισμός 2:

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 90,0mm$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 2 είναι:

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \cdot \frac{\sum l_{eff,2} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 499,22kNcm$$

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

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \cdot 499,22kNcm + 4,5cm \cdot 2 \cdot 254,16}{3,82cm + 4,5cm} = 394,94kN$$

Μηχανισμός 3:

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

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \cdot 254,16kN = 508,32kN$$

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

$$F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd} ; F_{T,2,Rd} ; F_{T,3,Rd}\} = \min\{522,74kN ; 394,94kN ; 508,32kN\}$$

$$\Rightarrow F_{T,Rd} = 394,94kN$$

- Δεύτερη σειρά κοχλιών (κάτω από το εφελκόμενο πέλμα):

Υπολογισμός του a για μετωπικές πλάκες

$$m = \frac{w - t_{wb}}{2} - 0,8 \cdot a_{wb} \sqrt{2} = \frac{100mm - 6,6mm}{2} - 0,8 \cdot 3\sqrt{2} = 43,31mm$$

$$m_2 = 100mm - 45mm - 10,2mm - 0,8 \cdot 6\sqrt{2} = 38,01mm$$

$$\lambda_1 = \frac{m}{m + e} = \frac{43,31}{43,31 + 40} = 0,52$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_2 + e} = \frac{38,01}{38,01 + 40} = 0,49$$

Από το σχήμα για τις τιμές του λ_1 και λ_2 προκύπτει ότι $a = 6,21$
 $n = \min\{e_{\min} ; 1,25 \cdot m\} = \min\{45\text{mm} ; 1,25 \cdot 43,31\text{mm}\} = 45\text{mm}$

Ενεργό μήκος (μεμονωμένοι κοχλίες)

Κυκλικές μορφές

$$l_{\text{eff},cp} = 2\pi n = 2 \cdot \pi \cdot 43,31\text{mm} = 272,12\text{mm}$$

Μη κυκλικές μορφές

$$l_{\text{eff},nc} = am = 6,21 \cdot 43,31\text{mm} = 268,96\text{mm}$$

Μηχανισμός 1:

$l_{\text{eff},1} = l_{\text{eff},nc} = 268,96\text{mm}$ αλλά θα πρέπει $l_{\text{eff},1} \leq l_{\text{eff},cp} = 272,12\text{mm}$ άρα

$$l_{\text{eff},1} = 268,69\text{mm}$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \cdot \frac{\sum l_{\text{eff},1} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \cdot \frac{26,869\text{cm} \cdot (2,5\text{cm})^2 \cdot 35,5\text{kN/cm}^2}{1,0} = 1490,39\text{kNcm}$$

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

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 1490,39\text{kNcm}}{4,331\text{cm}} = 1376,49\text{kN}$$

Μηχανισμός 2:

$$l_{\text{eff},2} = l_{\text{eff},nc} = 268,96\text{mm}$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 2 είναι:

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \cdot \frac{\sum l_{\text{eff},2} \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1490,39\text{kNcm}$$

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

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \cdot 1490,39\text{kNcm} + 4,5\text{cm} \cdot 2 \cdot 254,16}{4,331\text{cm} + 4,5\text{cm}} = 596,56\text{kN}$$

Μηχανισμός 3:

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

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \cdot 254,16\text{kN} = 508,32\text{kN}$$

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

$$F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd} ; F_{T,2,Rd} ; F_{T,3,Rd}\} = \min\{1376,49\text{kN} ; 596,56\text{kN} ; 508,32\text{kN}\}$$

$$\Rightarrow F_{T,Rd} = 508,32\text{kN}$$

Η πρώτη και δεύτερη σειρά κοχλιών δε θεωρούνται ομάδα κοχλιών για τη μετωπική πλάκα. Η τρίτη σειρά κοχλιών θεωρούμε ότι εφελκύεται επειδή βρίσκεται πολύ κοντά στο θλιβόμενο πέλμα, γι αυτό και δεν υπολογίζουμε την αντοχή, αφού η δύναμη που παίρνει είναι πολύ μικρή.

6) Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό

Η αντοχή σχεδιασμού σε εγκάρσιο εφελκυσμό του μη ενισχυμένου κορμού υποστυλώματος προσδιορίζεται από τη σχέση:

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

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

α) για την πρώτη σειρά κοχλιών: $b_{eff,t,wc} = l_{eff,nc} = 152,80mm$

β) για τη δεύτερη σειρά κοχλιών: $b_{eff,t,wc} = l_{eff,cp} = 142,32mm$

γ) για την πρώτη και δεύτερη σειρά κοχλιών:

$$b_{eff,t,wc} = l_{eff,nc,1σειρα} + l_{eff,nc,2σειρα} = 95mm + 135mm = 230mm$$

Επομένως:

α) για την πρώτη σειρά κοχλιών:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{0,78 \cdot 15,28cm \cdot 1,15cm \cdot 35,5kN/cm^2}{1,0} = 486,57kN$$

β) για τη δεύτερη σειρά κοχλιών:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{0,78 \cdot 14,232cm \cdot 1,15cm \cdot 35,5kN/cm^2}{1,0} = 453,20kN$$

γ) για την πρώτη και δεύτερη σειρά κοχλιών:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{0,78 \cdot 23,0cm \cdot 1,15cm \cdot 35,5kN/cm^2}{1,0} = 732,40kN$$

7) Κορμός δοκού σε εφελκυσμό

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

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

Το ενεργό πλάτος $b_{eff,t,wb}$ του κορμού της δοκού σε εφελκυσμό πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το ενεργό μήκος ενός ισοδύναμου βραχέος του 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:

$$b_{eff,t,wb} = l_{eff,nc} = 272,12mm$$

$$F_{t,wb,Rd} = \frac{27,212cm \cdot 0,66cm \cdot 35,5kN/cm^2}{1,0} = 637,58kN$$

Αποτελέσματα Ελέγχων για τις Εφελκούμενες Σειρές Κοχλιών

Η ενεργός αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό $F_{tr,Rd}$ της σειράς κοχλιών r πρέπει να μειώνεται, αν χρειάζεται από την τιμή $F_{t,Rd}$ έτσι ώστε όταν συνυπολογίζονται όλες οι σειρές κοχλιών άνω της r , συμπεριλαμβανομένης και της ίδιας, να ικανοποιούνται οι επόμενες συνθήκες:

- συνολική αντοχή σχεδιασμού $\sum F_{t,Rd} \leq V_{wp,Rd} / \beta$
- συνολική αντοχή σχεδιασμού $\sum F_{t,Rd}$ δεν υπερβαίνει τη μικρότερη από την:
 - ο αντοχή σχεδιασμού του κορμού του υποστυλώματος σε θλίψη $F_{c,wc,Rd}$
 - ο αντοχή σχεδιασμού του πέλματος και κορμού της δοκού σε θλίψη $F_{c,fb,Rd}$

	1η σειρά	2η σειρά	1η & 2η σειρά	θλιβόμενο τμήμα
Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση $V_{wp,Rd}$		954,23-394,94=559,29kN		954,23kN
Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη $F_{c,wc,Rd}$		874,85-394,94=479,91kN		874,85kN
Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη $F_{c,fc,Rd}$		556,95-394,94=162,01kN		556,95kN
Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη $F_{c,Rd}$	506,05kN	$\min\{508,32; 619,06-506,05\}=113,01kN$	619,06kN	
Μετωπική πλάκα σε κάμψη $F_{ep,Rd}$	394,94kN	508,32kN		
Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό $F_{t,wc,Rd}$	486,57kN	$\min\{453,20; 732,40-486,57\}=245,83kN$	732,40kN	
Κορμός δοκού σε εφελκυσμό $F_{t,wb,Rd}$		637,58kN		
$F_{T,min}$	394,94kN	113,01kN		

Αντοχή κόμβου

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

$$z_1 = 100mm + 170mm + 45mm - \frac{10,2mm}{2} = 309,9mm$$

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

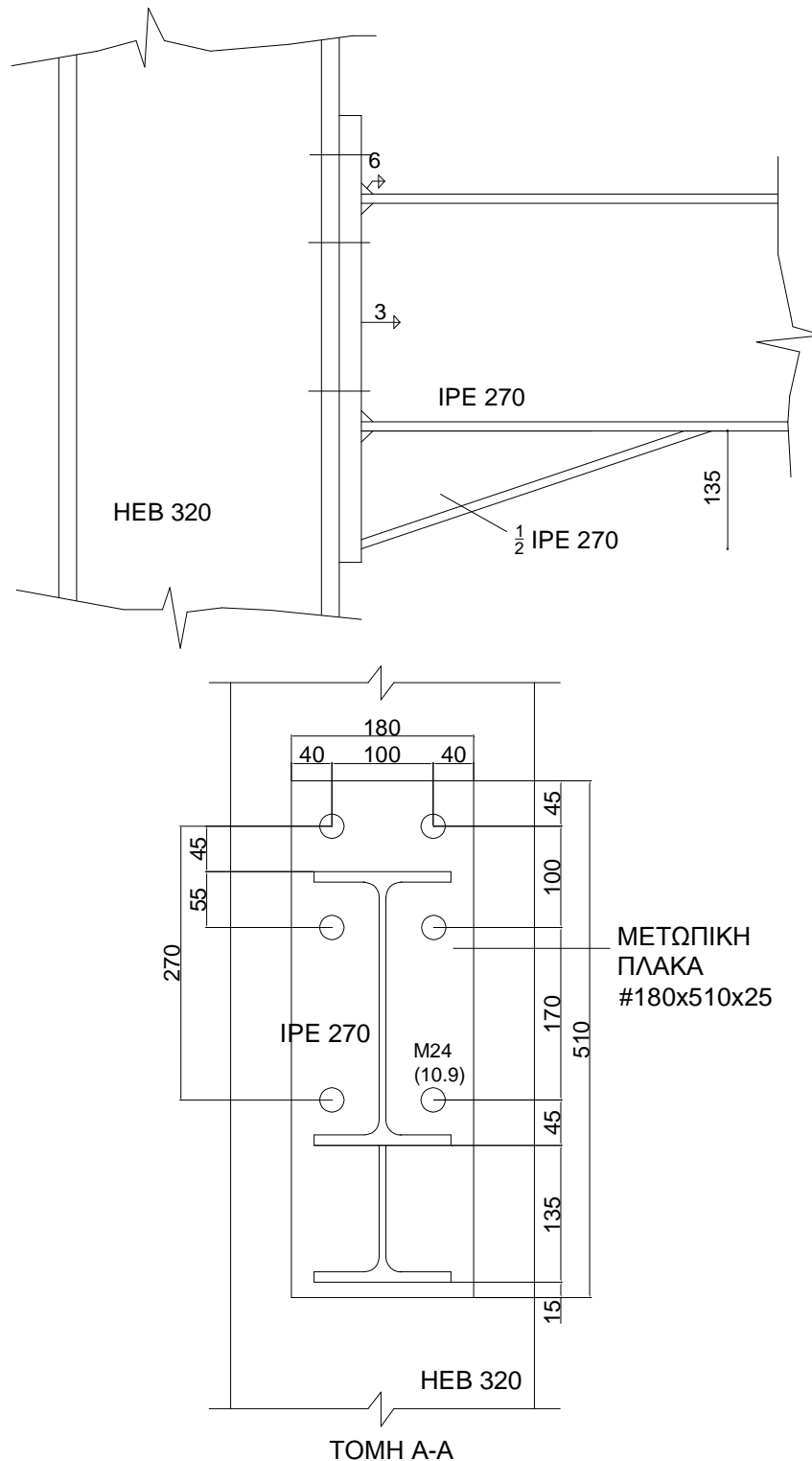
$$z_2 = 309,9mm - 100mm = 209,9mm$$

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

$$M_{B,Rd} = F_{1,Rd} \cdot z_1 + F_{2,Rd} \cdot z_2 = 394,94kN \cdot 30,99cm + 113,01kN \cdot 20,99cm = 14611,27kNcm \Rightarrow$$

$$M_{B,Rd} = 146,11kNm$$

Επειδή η ροπή αντοχής του κόμβου δεν επαρκεί, θα τοποθετηθεί μία νεύρωη ½ IPE 270. Θα αυξηθεί επίσης το μήκος της μετωπικής πλάκας και θα γίνει 510mm.



Σχήμα 5.5: Κοχλιωτός κόμβος δοκού-υποστυλώματος

Επομένως, η ροπή αντοχής του κόμβου θα είναι:

Η απόσταση της πρώτης σειράς κοχλιών από το κέντρο θλίψης (κάτω πέλμα της νεύρωσης) είναι:

$$z_1 = 100\text{mm} + 170\text{mm} + 45\text{mm} + 135 - \frac{10,2\text{mm}}{2} = 444,9\text{mm}$$

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

$$z_2 = 444,9\text{mm} - 100\text{mm} = 344,9\text{mm}$$

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

$$M_{B,Rd} = F_{1,Rd} \cdot z_1 + F_{2,Rd} \cdot z_2 = 394,94\text{kN} \cdot 44,49\text{cm} + 113,01\text{kN} \cdot 34,49\text{cm} = 21468,60\text{kNcm} \Rightarrow$$

$$M_{B,Rd} = 214,69\text{kNm}$$

Πρέπει:

$$M_{B,Rd} > \begin{cases} M_{Ed} \\ 1,20M_{pl,b} \end{cases}$$

όπου

$$M_{pl,b} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484 \cdot 35,5}{1,0} = 17182\text{kNcm} = 171,82\text{kNm}$$

Από το πρόγραμμα προέκυψε η τιμή για τον συνδυασμό ΟΚΑ22: $M_{Ed} = 190,22\text{kNm}$

Άρα

$$M_{B,Rd} = 214,69\text{kNm} > \begin{cases} M_{Ed} \\ 1,20M_{pl,b} \end{cases} = \begin{cases} 190,22 \\ 1,20 \cdot 171,82 \end{cases} = \begin{cases} 190,22 \\ 206,18\text{kNm} \end{cases}$$

5.4 ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΔΡΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

✓ Έλεγχος έδρασης υποστυλώματος:

Ενδεικτικά θα γίνει ο έλεγχος της έδρασης ενός υποστυλώματος διατομής HEB 320 του κτιρίου. Όπως προέκυψε από τη στατική και δυναμική ανάλυση του κτιρίου κρίσιμος συνδυασμός για το υποστύλωμα είναι ο SEISMOSY1: G+0,30·Q+0,3·0E_x-E_y. Ο έλεγχος της σύνδεσης θα γίνει με βάση τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από αυτό το συνδυασμό.

Γεωμετρία συνδεόμενων μελών

Υποστύλωμα

$$h_c = 320,00mm$$

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

$$t_{wc} = 11,50mm$$

$$t_{fc} = 20,50mm$$

Πλάκα έδρασης

$$h_p = 700,00mm$$

$$b_p = 500,00mm$$

$$t_p = 40,00mm$$

$$a_w = 12,00mm$$

$$a_f = 22,00mm$$

Υλικά

Χάλυβας

Ποιότητα : S355

Όριο διαρροής : $f_y = 355N / mm^2$

Μέτρο ελαστικότητας : $E = 210000MPa$

Σκυρόδεμα

Ποιότητα : C25/30

Μέτρο ελαστικότητας : $E_{cm} = 31000MPa$

$$\gamma_c = 1,50$$

Αγκύρια

Επιλέχθηκαν να χρησιμοποιηθούν αγκύρια M36 με τα εξής χαρακτηριστικά :

Διάμετρος : $\Phi = 36,00mm$

Εμβαδόν : $A = 10,18cm^2$

Εμβαδόν σπειρώματος : $A_s = 8,17cm^2$

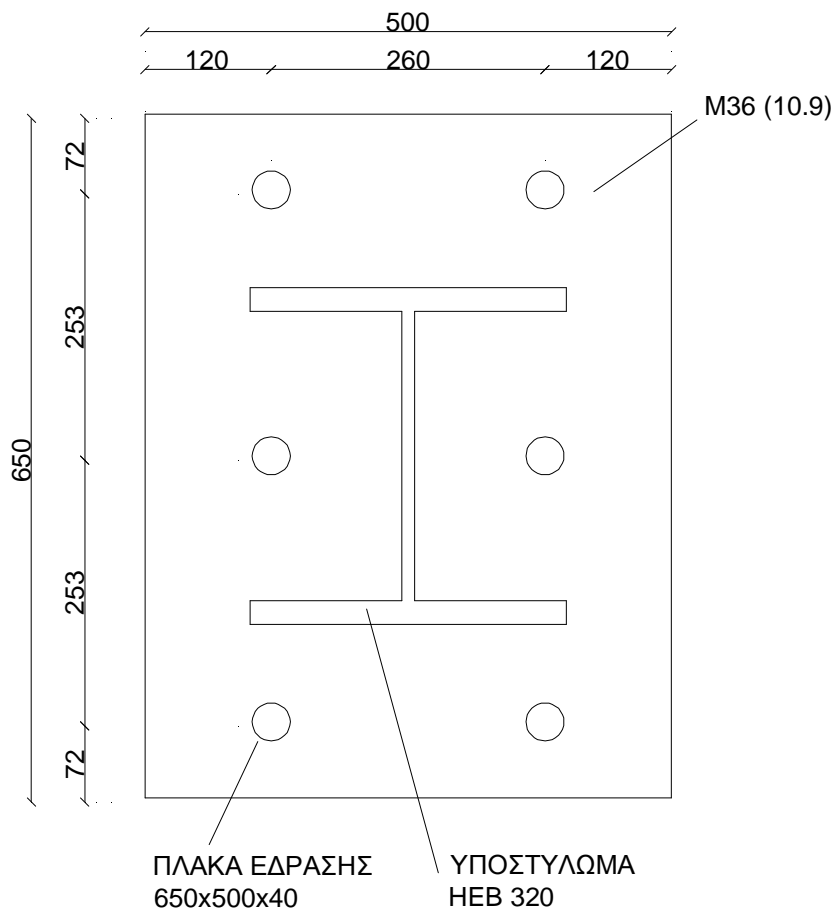
Ποιότητα αγκυρίου : 10.9

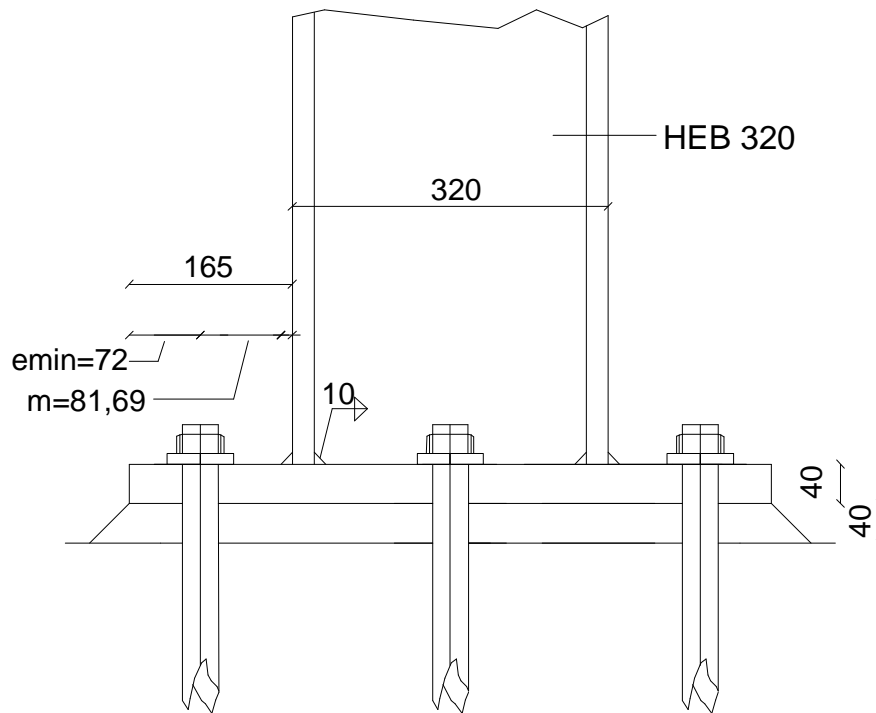
Μήκος αγκυρίου : 710mm

$$f_{yb} = 900MPa$$

$$f_{ub} = 1000MPa$$

Αριθμός αγκυριών : 8

Γεωμετρία έδρασης υποστυλώματος



Σχήμα 5.6: Λεπτομέρεια πλάκας έδρασης

Ενεργό μήκος:

Αναλόγως της μορφής αστοχίας, το ενεργό μήκος του υπό την επίδραση των εφελκόμενων αγκυριών τμήματος της πλάκας έδρασης, δίνεται από τις σχέσεις:

- Σειρά κοχλιών εκτός του εφελκόμενου πέλματος δοκού:

$$\sum l_{eff,1} = l_{eff,nc} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4m_x + 1,25e_x \\ 2m_x + 0,625e_x + e \\ 2m_x + 0,625e_x + 0,5w \\ b_p / 2 \end{array} \right\}$$

$$\text{αλλά πρέπει } \sum l_{eff,1} \leq l_{eff,cp} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2\pi n_x \\ \pi n_x + 2e \\ \pi n_x + w \end{array} \right\}$$

$$\text{και } \sum l_{eff,2} = l_{eff,nc}$$

όπου:

$$m_x = 165 - e_x - 0,8a\sqrt{2} = 165 - 72 - 0,8 \cdot 10 \cdot \sqrt{2} = 81,69mm$$

Άρα έχουμε:

$$l_{eff,nc} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4 \cdot 81,69 + 1,25 \cdot 72 = 416,75mm \\ 2 \cdot 81,69 + 0,625 \cdot 72 + 165 = 373,37mm \\ 2 \cdot 81,69 + 0,625 \cdot 72 + 0,5 \cdot 320 = 368,37mm \\ 650 / 2 = 325mm \end{array} \right\} = 300mm$$

$$l_{eff,cp} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot \pi \cdot 81,69 = 513,25mm \\ \pi \cdot 81,69 + 2 \cdot 165 = 586,63mm \\ \pi \cdot 81,69 + 320 = 576,63mm \end{array} \right\} = 513,25mm$$

$$\text{Επομένως: } \sum l_{eff,1} = 325mm$$

$$\sum l_{eff,2} = 325mm$$

Αντοχή τμήματος της πλάκας έδρασης προς την πλευρά των εφελκόμενων αγκυριών:

$$L_b = 8 \cdot d + t_g + t_p + t_{wa} + 0,5 \cdot t_n = 8 \cdot 36 + 40 + 40 + 66 + 0,5 \cdot 63,22 = 465,61 \text{ mm}$$

$$L_b = 465,61 \text{ mm} > \frac{8,8 \cdot m^3 \cdot A_s}{\sum l_{eff,1} \cdot t_f^3} = \frac{8,8 \cdot 81,69^3 \cdot 817}{325 \cdot 40^3} = 188,40 \text{ mm}$$

Είναι:

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \cdot \sum l_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \cdot 325 \cdot 4^2 \cdot 35,5 / 1,0 = 46,15 \cdot 10^3 \text{ kNmm}$$

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \cdot \sum l_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \cdot 325 \cdot 4^2 \cdot 35,5 / 1,0 = 46,15 \cdot 10^3 \text{ kNmm}$$

$$n = e_{\min} = 72 \text{ mm} < 1,25 \cdot m = 1,25 \cdot 81,69 = 102,1 \text{ mm}$$

και

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 100 \times 8,17}{1,25} = 588,24 \text{ kN}$$

οπότε:

Πρώτη και δεύτερη μορφή αστοχίας:

$$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{2 \cdot 46,15 \cdot 10^3}{81,69} = 1129,93 \text{ kN}$$

Τρίτη μορφή αστοχίας:

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \cdot 588,24 = 1176,48 \text{ kN}$$

$$\text{και } \min F_{T,Rd} = 1129,93 \text{ kN}$$

Διαστάσεις ενεργού θεμελίου:

$$\max b_2 = 3 \times b_1 = 3 \times 650 = 1900 \text{ mm}$$

$$\max d_2 = 3 \times d_1 = 3 \times 500 = 1500 \text{ mm}$$

Η επιφάνεια $A_{c1} = b_2 \times d_2$ περιέχεται όλη στην κάτω επιφάνεια της θεμελίωσης και συγχρόνως ισχύει :

$$h \geq b_2 - b_1 = 2 \times b_1 = 2 \times 650 = 1300 \text{ mm}$$

$$h \geq d_2 - d_1 = 2 \times d_1 = 2 \times 500 = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Άρα } A_{co} = b_1 \times d_1 = 650 \times 500 = 325,0 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$A_{c1} = b_2 \times d_2 = 1900 \times 1500 = 2925,0 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

Αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος:

$$F_{Rdu} = A_{co} \times f_{cd} \times \sqrt{A_{c1}/A_{co}} \leq 3 \times f_{cd} \times A_{co}$$

$$F_{Rdu} = 325,0 \times 10^3 \times \frac{25}{1,5} \times \sqrt{2925,0/325,0} = 16,25 \times 10^6 \text{ N} \leq 3 \times \frac{25}{1,5} \times 325,0 \times 10^3 = 16,25 \times 10^6 \text{ N}$$

Ο συντελεστής υλικού του κόμβου, με υπόθεση αντοχής κονιάματος μεγαλύτερης του 0,2 της αντοχής του σκυροδέματος θεμελίωσης και ακόμη επειδή για το πάχος του κονιάματος των 30mm ισχύει :

$$0,2 \times \min(d_1, b_1) = 100 \text{ mm} > 40 \text{ mm} \quad (= \text{πάχος κονιάματος})$$

$$\text{Είναι } \beta_j = \frac{2}{3}$$

Άρα η αντοχή επαφής της έδρασης είναι :

$$f_{jd} = \frac{\beta_j \times F_{Rdu}}{b_{eff} \times l_{eff}} = \frac{2}{3} \times \frac{16,25 \times 10^6}{325,0 \times 10^3} = 33,33 \text{ N/mm}^2$$

Το ενεργό πλάτος έδρασης c ισούται με :

$$c \leq t \times \left(\frac{f_y}{3 \times f_{jd} \times \gamma_{M0}} \right)^{0,5} = 40 \times \left(\frac{355}{3 \times 33,33 \times 1,0} \right)^{0,5} = 75,37 \text{ mm}$$

Ενεργός επιφάνεια έδρασης:

Για ταυτόχρονη συνύπαρξη θλιπτικής δύναμης και ροπής, ισχύουν οι ακόλουθες εξισώσεις ισοροπίας:

$$N_{Rd} = A_{eff} \cdot f_{jd} - \sum F_{t,Rd}$$

$$M_{Rd} = \sum F_{t,Rd} \cdot r_b + A_{eff} \cdot f_{jd} \cdot r_c$$

Τα εντατικά μεγέθη είναι:

$$N_{Ed} = 1197,79 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 122,89kNm$$

$$V_{Ed} = 48,14kN$$

Από την πρώτη εξίσωση προκύπτει:

$$1197,79 = A_{eff} \cdot 3,333 - 1129,93 \rightarrow A_{eff} = 698,32cm^2$$

$$A_{eff} = x_0 \cdot (2 \cdot c + b_f) \Rightarrow 698,32 \cdot 10^2 = x_0 \cdot (2 \cdot 75 + 300) \Rightarrow x_0 = 155,18mm$$

$$\text{και } x_0 = 155,18mm < t_f + 2c = 20,5 + 2 \cdot 75 = 170,5mm$$

Αντοχή της έδρασης σε κάμψη:

$$r_c = \frac{320}{2} + 75 - \frac{155,18}{2} = 157,41mm$$

και η ροπή αντοχής που αντιστοιχεί σε αξονική δύναμη

$$N_{Ed} = 1197,79kN \text{ είναι:}$$

$$M_{Rd} = 1129,93 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{320}{2} + 93 \right) + 698,32 \cdot 10^3 \cdot 100 \cdot 160,31 \Rightarrow$$

$$M_{Rd} = 725,56 \cdot 10^6 Nmm = 725,56kNm$$

Αντοχή σε κάμψη και θλίψη του στύλου στη διατομή του ποδός:

$$M_{pl,y,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 2149 \cdot 35,5 \cdot \frac{10^{-2}}{1,0} = 762,9kNm$$

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 161,30 \cdot 35,5 / 1,0 = 5726,15kN$$

και

$$M_{Ny,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right) / (1 - 0,5 \cdot a) = 762,9 \cdot \frac{1 - \frac{1197,79}{5726,15}}{1 - 0,5 \cdot 0,237} = 684,42kNm < 762,9kNm$$

$$\text{όπου } a = \frac{A - 2bt_f}{A} = \frac{161,3 - 2 \cdot 30 \cdot 2,05}{161,3} = 0,237$$

Επειδή $V_{Ed} \neq 0$ πρέπει να ικανοποιηθούν οι παρακάτω απαιτήσεις:

Αντοχή σε διάτμηση ανά επίπεδο διάτμησης:

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

όπου

- για ποιότητες αγκυρίων 4.6, 5.6 και 8.8:

$$a_v = 0,6$$

- για ποιότητες αγκυρίων 4.8, 5.8, 6.8 και 10.9:

$$a_v = 0,5$$

Άρα,

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot 100 \cdot 8,17 \text{ cm}^2}{1,25} = 326,8 \text{ kN}$$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας:

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

όπου

$$a_b = \min \left\{ a_d, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1,0 \right\}$$

Κατά τη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου:

- για τελευταία σειρά κοχλιών: $a_d = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{75}{3 \cdot 39} = 0,64$
- για εσωτερικούς κοχλίες: $a_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{200}{3 \cdot 39} - \frac{1}{4} = 1,46$
- για πλευρικά ακραίους κοχλίες:

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 \text{ ή } 2,5 \right\} = \min \left\{ 2,8 \frac{150}{39} - 1,7 \text{ ή } 2,5 \right\} = 2,5$$
- για εσωτερικούς κοχλίες:

$$k_1 = \min \left\{ 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7 \text{ ή } 2,5 \right\} = \min \left\{ 1,4 \frac{200}{39} - 1,7 \text{ ή } 2,5 \right\} = 2,5$$

Επομένως:

- για την τελευταία σειρά κοχλιών έχω:

$$a_b = \min \left\{ a_d, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1,0 \right\} = \left\{ 0,64, \frac{1000}{510}, 1,0 \right\} = 0,64$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot 0,64 \cdot 510 \cdot 10^{-3} \text{ kN/mm}^2 \cdot 36 \cdot 40}{1,25} = 940,03 \text{ kN}$$

- για εσωτερικούς κοχλίες έχω:

$$a_b = \min \left\{ a_d, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1,0 \right\} = \left\{ 1,46, \frac{1000}{510}, 1,0 \right\} = 1,0$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot 1,0 \cdot 510 \cdot 10^{-3} \text{ kN/mm}^2 \cdot 36 \cdot 40}{1,25} = 1468,80 \text{ kN}$$

Εφελκυστική Αντοχή των αγκυρίων:

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

όπου

$k_2 = 0,63$ για κοχλία βυθισμένης κεφαλής αλλιώς $k_2 = 0,90$

$$\text{Άρα, } F_{t,Rd} = \frac{0,90 \cdot 100 \text{ kN/cm}^2 \cdot 8,17 \text{ cm}^2}{1,25} = 588,24 \text{ kN}$$

Ταυτόχρονη διάτμηση και εφελκυσμός:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1,0$$

όπου

$$F_{v,Ed} = V_{Ed} / 6 = 48,14 / 6 = 8,02 \text{ kN}$$

$$F_{t,Ed} = F_{T,Rd} / 2 = 1129,93 / 2 = 564,97 \text{ kN}$$

$$\text{Επομένως: } \frac{8,02}{326,8} + \frac{564,97}{1,4 \cdot 588,24} = 0,71 < 1,0$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

1) Σύμφωνα με τον ακόλουθο πίνακα η μη κανονικότητα σε κάτοψη του κτιρίου δεν επηρεάζει τον συντελεστή συμπεριφοράς, το στατικό προσομοίωμα είναι χωρικό και η επιτρεπόμενη απλοποίηση στη μέθοδο ανάλυσης που μπορεί να χρησιμοποιηθεί είναι η απλουστευμένη ανάλυση φάσματος απόκρισης.

Η μη κανονικότητα σε όψη είναι η περίπτωση στην οποία πρέπει να χρησιμοποιείται μειωμένη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς και ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης.

Κανονικότητα σε		Επιτρεπόμενη απλοποίηση		Συντελεστής συμπεριφοράς
Κάτοψη	Όψη	Προσομοίωμα	Γραμμική-ελαστική ανάλυση	(για γραμμική ανάλυση)
Ναι	Ναι	Επίπεδο	Οριζόντια φόρτιση	Τιμή αναφοράς
Ναι	Όχι	Επίπεδο	Ιδιομορφική ανάλυση	Μειωμένη τιμή
Όχι	Ναι	Χωρικό	Οριζόντια φόρτιση	Τιμή αναφοράς
Όχι	Όχι	Χωρικό	Ιδιομορφική ανάλυση	Μειωμένη τιμή

2) Για να επιλεγούν τα συστήματα δυσκαμψίας που τοποθετήθηκαν στο κτίριο, σχεδιάστηκαν διάφορα προσομοιώματα και ελέγχθηκαν σε κατακόρυφα και οριζόντια (κυρίως σεισμικά) φορτία. Παρατηρήθηκε ότι η φόρτιση που δίνει τις δυσμενέστερες τιμές είναι λόγω του σχήματος της κατασκευής, η σεισμική δράση κατά y . Εξαιτίας αυτής, προκύπτουν μεγάλες τιμές σε γωνιακές παραμορφώσεις και επιρροές 2ης τάξης στους πρώτους ορόφους του κτιρίου, οι οποίες καθορίζουν τελικώς την επιλογή του προσομοιώματος.

Το προσομοίωμα που ξεπέρασε τα επιτρεπόμενα όρια στους ανωτέρω ελέγχους είναι εκείνο στο οποίο κατά τη διεύθυνση y έχουν τοποθετηθεί μόνο στους τρεις άξονες πλαίσια ροπής. Τα υπόλοιπα βρίσκονται εντός των επιτρεπόμενων ορίων.

Τις μεγαλύτερες τιμές στους ελέγχους παρουσιάζει το προσομοίωμα που έχουν τοποθετηθεί πλαίσια ροπής σ' όλους τους άξονες κατά τη διεύθυνση y εκτός από έναν, στον οποίο υπάρχουν χιαστί σύνδεσμοι.

Τα προσομοιώματα που λειτουργούν καλύτερα είναι εκείνα που έχουν τοποθετηθεί χιαστί σύνδεσμοι και κατά y (περιμετρικά και εσωτερικά στο κτίριο, περιμετρικά και σε μία λοξή πλευρά του κτιρίου).

Επιλέγεται το προσομοίωμα, στο οποίο υπάρχουν χιαστί σύνδεσμοι κατά την διεύθυνση x και πλαίσια ροπής κατά την διεύθυνση y προκειμένου να εξετάσουμε σε κάθε διεύθυνση διαφορετικό σύστημα δυσκαμψίας και να έχουμε καλύτερη εμποπτεία της συμπεριφοράς τους. Επίσης, τα αρχιτεκτονικά του κτιρίου μπορεί να μην επέτρεπαν την τοποθέτηση χιαστί συνδέσμων κατά την εγκάρσια διεύθυνση του.

Με την σύγκριση των προσομοιωμάτων φαίνεται ότι τα πλαίσια ροπής είναι πιο εύκαμπτα συστήματα από τους διαγώνιους συνδέσμους.

3) Στην διαστασιολόγηση των διαγωνίων συνδέσμων δυσκαμψίας υπήρξαν δυσκολίες ως προς την εύρεση της κατάλληλης διατομής, διότι σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 υπάρχει περιορισμός του κατώτατου ορίου της αδιάστατης λυγηρότητας ($1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$). Το όριο του 1,3 ορίζεται για να αποφεύγεται η προ του λυγισμού υπερφόρτωση των υποστυλωμάτων πέρα από τα εντατικά μεγέθη που λαμβάνονται από τα στατικά φορτία. Σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000 και ΝΕΑΚ δεν υπάρχει κατώτατο όριο για την αδιάστατη λυγηρότητα των διαγωνίων και το ανώτατο έχει μικρότερη τιμή από αυτή του Ευρωκώδικα 8 ($\bar{\lambda} \leq 1,5$).

Οι διατομές διπλού ταυ και U όπως φαίνεται στον πίνακα της εργασίας (Κεφάλαιο 4.6.2) δεν ικανοποιούσαν τους περιορισμούς αυτούς γι αυτό επελέγη γωνιακή. Συγκεκριμένα, στις διατομές ΗΕΑ, ΗΕΒ και ΗΕΜ δεν ικανοποιείτο ο περιορισμός του κατώτατου ορίου λυγηρότητας κατά τη διεύθυνση γ. Στις διατομές ΙΡΝ και ΥΡΝ οι λυγηρότερες βρισκόντουσαν εκτός των επιτρεπτών ορίων και επιπλέον η διατομή ΥΡΝ δεν επαρκούσε σε έλεγχο αξονικών δυνάμεων.

4) Επιλέχθηκε ενιαία διατομή διαγωνίων με βάση τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη. Όμως, προκειμένου να ικανοποιείται μια ομογενής πλάσιμη συμπεριφορά των διαγωνίων πρέπει να ελέγχεται ότι η μέγιστη υπεραντοχή Ω_i δε διαφέρει από την ελάχιστη τιμή Ω κατά περισσότερο από 25%. Δηλαδή, έπρεπε να ισχύει η σχέση:

$$\frac{\max \Omega}{\min \Omega} \leq 1,25$$

Παρατηρήσαμε λοιπόν ότι δε μπορεί να χρησιμοποιηθεί ενιαία διατομή, διότι λόγω της μη κανονικότητας σε κάτοψη του κτιρίου και της μη συμμετρικής τοποθέτησης των συνδέσμων, οι σεισμικές δυνάμεις δεν κατανέμονται ομοιόμορφα σε όλες τις θέσεις. Γι αυτό το λόγο, μειώθηκε η διατομή στις θέσεις που οι σύνδεσμοι αναλαμβάνουν μικρότερες αξονικές δυνάμεις.

5) Όσον αφορά στη σύνδεση δοκού-υποστυλώματος επιλέχθηκε αρχικά μια διάταξη κοχλιών και συγκεκριμένες διαστάσεις της μετωπικής πλάκας. Όμως, ο έλεγχος σε ροπή αντοχής της σύνδεσης δεν ικανοποιήθηκε γι αυτό ακολούθησε δεύτερη δοκιμή κατά την οποία αυξήθηκαν το πάχος και το μήκος της μετωπικής πλάκας, οι αποστάσεις μεταξύ των κοχλιών καθώς και η ποιότητά τους. Η ροπή αντοχής πάλι δεν επαρκούσε και αποφασίστηκε να τοποθετηθεί νεύρωση. Παρατηρήθηκε ότι σε τέτοιου είδους συνδέσεις η νεύρωση αυξάνει σημαντικά την αντοχή του κόμβου.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Ι. Χ. Ερμόπουλου, «Ευρωκώδικας 1 : Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005, 2^η έκδοση.
- Ι. Χ. Ερμόπουλου, «Στοιχεία Σχεδιασμού Μεταλλικών Κατασκευών», Εκδόσεις Ε.Μ.Π., Αθήνα 2000.
- Ι. Βάγια, Ι. Χ. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, «Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα, με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005.
- Ι. Βάγια, Ι. Χ. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, «Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3», Τόμος 1, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005, 2^η έκδοση.
- Ι. Βάγια, Ι. Χ. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, «Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3», Τόμος 2, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005, 2^η έκδοση.
- Ιωάννης Κ. Βάγιας, «Σύμμικτες Κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2001, 2^η έκδοση.
- Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1, Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, prENV 1993-1-1 : 2003 και Μέρος 1.8, Σχεδιασμός Συνδέσεων, CEN, prEN 1993-1-8 : 2003.
- Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός Σύμμικτων Κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1, Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, EN, prENV 1994-1-1 : 2004.
- Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, EN 1998-1 : 2004.
- http://lee.civil.ntua.gr/antiseismiki_texnologia_2.html
- http://lee.civil.ntua.gr/pdf/mathimata/antiseismiki_texnologia_2/simeioseis/typologio_2-2011.pdf

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑΣ ΣΕ ΚΑΤΟΨΗ

Θα εξετάσουμε αν ικανοποιείται ο παρακάτω όρος του Ευρωκώδικα 8:

Σε κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση της ανάλυσης x και y , η στατική εκκεντρότητα e_o και η ακτίνα δυστροπείας r ικανοποιούν τις δύο παρακάτω συνθήκες, οι οποίες δίνονται για την διεύθυνση y της ανάλυσης:

$$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x$$

$$r_x \geq l_s$$

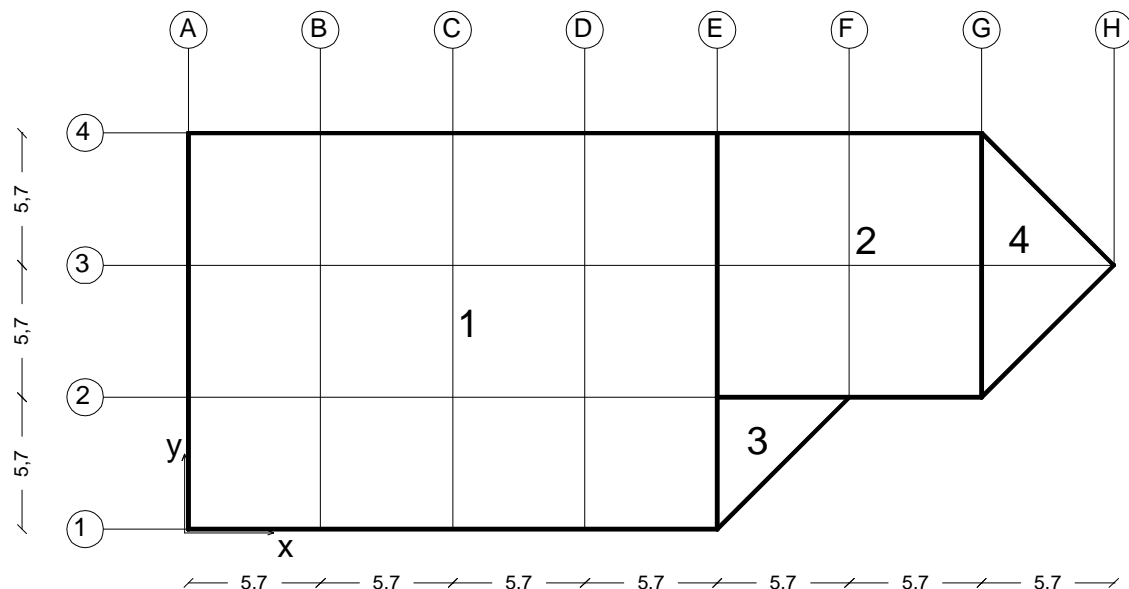
όπου

e_{ox} είναι η απόσταση μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας, που μετράται κατά την διεύθυνση x , κάθετη στην εξεταζόμενη διεύθυνση της ανάλυσης

r_x είναι η τετραγωνική ρίζα του λόγου της δυστροπείας προς την μεταφορική δυσκαμψία στην διεύθυνση y («ακτίνα δυστροπείας»), και

l_s είναι η ακτίνα αδρανείας της μάζας της πλάκας ορόφου σε κάτοψη (τετραγωνική ρίζα του λόγου (α) της πολικής ροπής αδρανείας της μάζας της πλάκας του ορόφου σε κάτοψη, ως προς το κέντρο μάζας της πλάκας του ορόφου προς (β) την μάζα της πλάκας του ορόφου).

Κέντρο Μάζας:



Σχήμα Π1: Κάτοψη χωρισμένη σε γνωστά γεωμετρικά σχήματα

Θα υπολογιστεί το κέντρο μάζας του κτιρίου. Χωρίζουμε την κάτοψη σε τέσσερα σχήματα που έχουν γνωστό κέντρο μάζας. Οι συντεταγμένες του ΚΜ είναι:

$$x_{KM} = \frac{x_1 \cdot A_1 + x_2 \cdot A_2 + x_3 \cdot A_3 + x_4 \cdot A_4}{A_1 + A_2 + A_3 + A_4} \rightarrow$$

$$x_{KM} = \frac{11,4 \cdot 389,88 + 28,5 \cdot 129,96 + 24,7 \cdot 16,245 + 36,1 \cdot 32,49}{398,88 + 129,96 + 16,245 + 32,49} = 17,011m$$

$$y_{KM} = \frac{y_1 \cdot A_1 + y_2 \cdot A_2 + y_3 \cdot A_3 + y_4 \cdot A_4}{A_1 + A_2 + A_3 + A_4} \rightarrow$$

$$y_{KM} = \frac{8,55 \cdot 389,88 + 11,4 \cdot 129,96 + 3,8 \cdot 16,245 + 11,4 \cdot 32,49}{398,88 + 129,96 + 16,245 + 32,49} = 9,218m$$

όπου

x_i : τετμημένη του κέντρου μάζας του σχήματος i

y_i : τεταγμένη του κέντρου μάζας του σχήματος i

A_i : εμβαδόν του σχήματος i

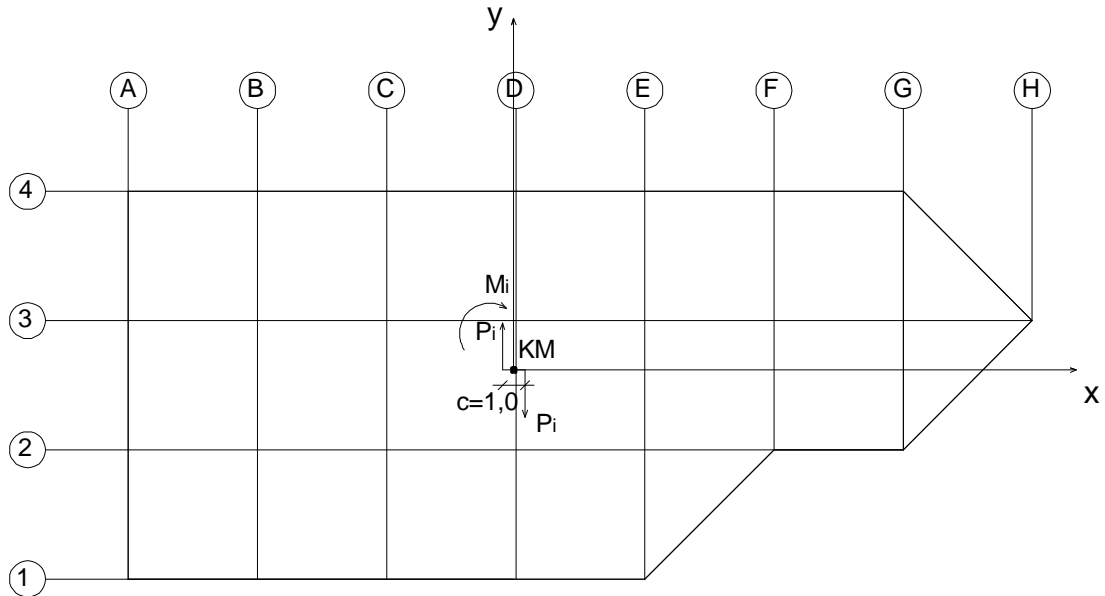
Θα υπολογίσουμε τις μετακινήσεις των πλασματικών πόλων και τη στροφή των ορόφων για:

- Εφαρμογή φορτίων στη διεύθυνση x : $\{P_x\} \Rightarrow \{u_x\}$
- Εφαρμογή φορτίων στη διεύθυνση y : $\{P_y\} \Rightarrow \{u_y\}$
- Εφαρμογή στρεπτικών ροπών: $\{M_T\} = \{c \times P\} \Rightarrow \{\theta\}$

Από επιλύσεις για μία τριγωνική κατανομή φορτίων $\{P\}$ προκύπτουν οι μετακινήσεις που θα δειχθούν παρακάτω. Σημειώνεται ότι τα διανύσματα των μετακινήσεων είναι της παράπλευρης μορφής, όπου ο πρώτος δείκτης δηλώνει το νούμερο του ορόφου και ο δεύτερος τη διεύθυνση της μετακίνησης. Οι μετακινήσεις είναι σε m και οι στροφές σε rad .

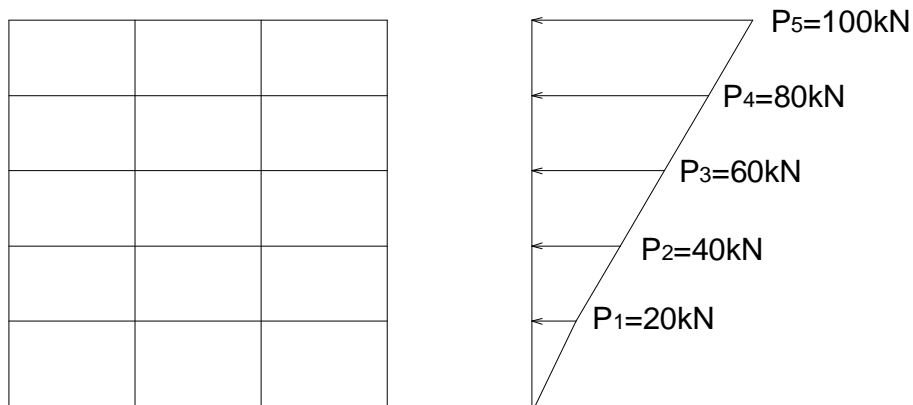
$$\{u\} = \begin{Bmatrix} u_{1,x} \\ u_{2,x} \\ u_{3,x} \\ u_{4,x} \\ u_{5,x} \\ u_{1,y} \\ u_{2,y} \\ u_{3,y} \\ u_{4,y} \\ u_{5,y} \\ \theta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \\ \theta_4 \\ \theta_5 \end{Bmatrix}$$

Θα ασκήσουμε ένα ζεύγος δυνάμεων P_i σε κάθε όροφο και θα δημιουργηθεί στρεπτική ροπή M_i . Η καθεμία δύναμη απέχει απόσταση 0,50m από το κέντρο μάζας και η μεταξύ τους απόσταση είναι $c=1,00$. (βλέπε Σχ. Π2)



Σχήμα Π2: Ζεύγος δυνάμεων P_i που δημιουργούν στρεπτική ροπή M_i στο ΚΜ κάθε ορόφου

Οι δυνάμεις που ασκήθηκαν σε κάθε όροφο φαίνονται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα Π3: Τριγωνική κατανομή φορτίων $\{P\}$ κατά y

Επίλυση Α

Μετακινήσεις του κέντρου μάζας των διαφραγμάτων από την επίλυση για φόρτιση με στρεπτικές ροπές. $M = c \cdot P$, όπου $c=1,00$.

$$\{u_M\} = \begin{Bmatrix} -3,7446 \times 10^{-6} \\ -7,4659 \times 10^{-6} \\ -1,1079 \times 10^{-5} \\ -1,4202 \times 10^{-5} \\ -1,6542 \times 10^{-5} \\ 6,4296 \times 10^{-6} \\ 1,2796 \times 10^{-5} \\ 1,9114 \times 10^{-5} \\ 2,4654 \times 10^{-5} \\ 2,8941 \times 10^{-5} \\ 5,60 \times 10^{-6} \\ 1,12 \times 10^{-5} \\ 1,66 \times 10^{-5} \\ 2,14 \times 10^{-5} \\ 2,48 \times 10^{-5} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_{1,x} \\ u_{2,x} \\ u_{3,x} \\ u_{4,x} \\ u_{5,x} \\ u_{1,y} \\ u_{2,y} \\ u_{3,y} \\ u_{4,y} \\ u_{5,y} \\ \theta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \\ \theta_4 \\ \theta_5 \end{Bmatrix}$$

Στη συνέχεια θα υπολογίσουμε τον πλασματικό πόλο στροφής του ορόφου.

Πλασματικός πόλος στροφής του ορόφου:

Το σημείο τομής του διαφράγματος του ορόφου με τον πλασματικό άξονα.

Πλασματικός άξονας:

Κατακόρυφος άξονας που διέρχεται από τον πόλο στροφής του πλησιέστερου προς τη στάθμη $z = 0,80 \cdot H$ ορόφου, (H είναι το συνολικό ύψος του κτιρίου).

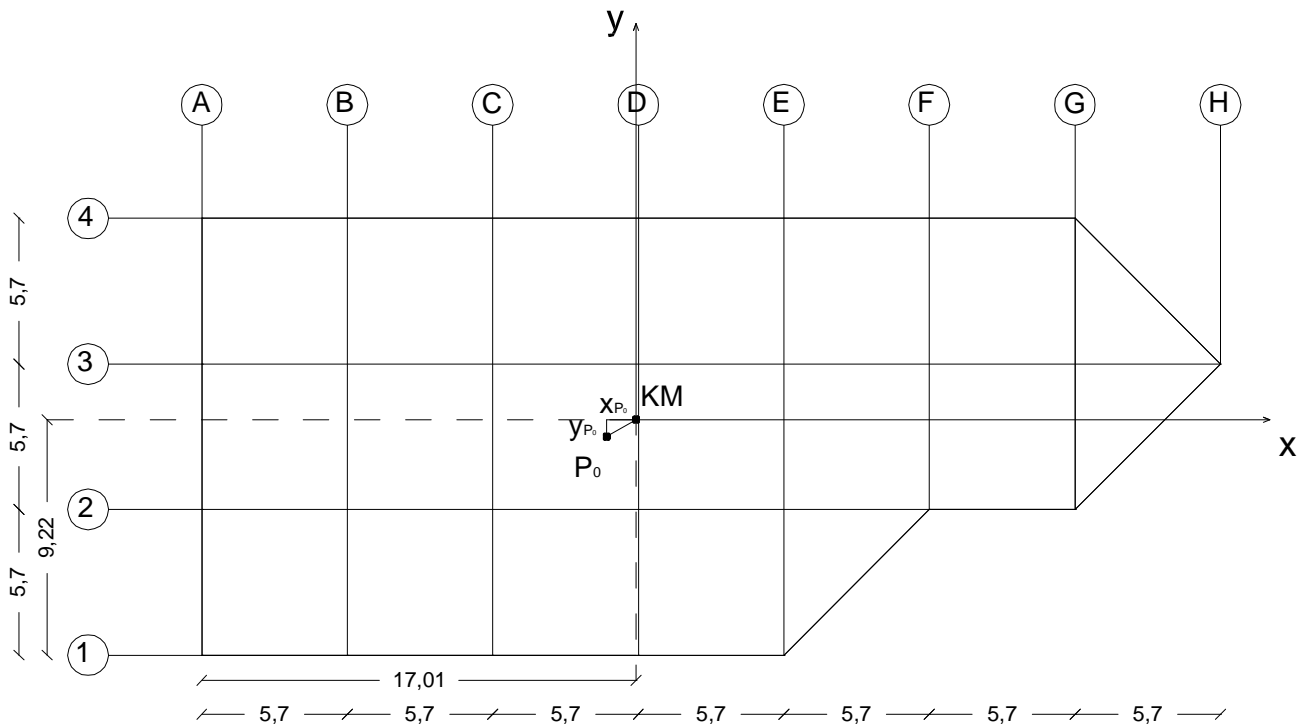
$$z = 0,80 \cdot H = 0,80 \cdot 17,6 = 14,08m \rightarrow z = 14,2m \text{ (τέταρτος όροφος)}$$

Από τη φόρτιση στρεπτικών ροπών $\{M\} = \{c \times P\}$ θα υπολογίσουμε τις μετακινήσεις και τη στροφή του ΚΜ του τέταρτου ορόφου, με σκοπό να βρούμε τη θέση του πλασματικού πόλου στροφής:

$$x_{P_0} = -\frac{u_y(z)}{\theta(z)} = -\frac{2,4654 \times 10^{-5}}{2,14 \times 10^{-5}} = -1,152m$$

$$y_{P_0} = \frac{u_x(z)}{\theta(z)} = \frac{-1,4202 \times 10^{-5}}{2,14 \times 10^{-5}} = -0,664m$$

Στο παρακάτω σχήμα φαίνονται οι μετακινήσεις του ΚΜ και η θέση του πλασματικού πόλου στροφής.



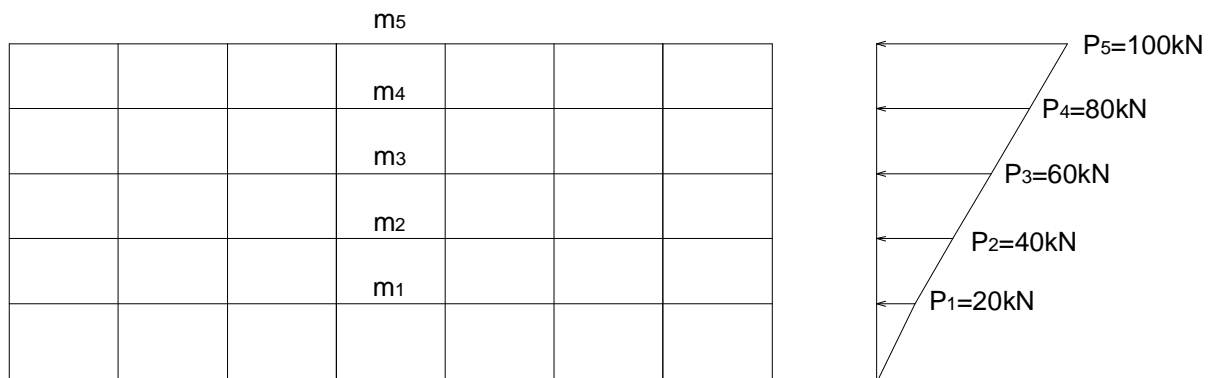
Σχήμα Π4: Θέση του ΚΜ και του πλασματικού πόλου στροφής

Θα πραγματοποιηθούν δυο επιλύσεις και έπειτα θα βρεθούν οι ακτίνες δυστροπίας του κάθε ορόφου.

Επίλυση Β

Μετακινήσεις των σημείων τομής των διαφραγμάτων με τον ελαστικό πλασματικό άξονα για οριζόντιες δυνάμεις κατά Χ που διέρχονται από τα σημεία αυτά.

$$\{u_{Px}\} = \begin{Bmatrix} 6,6668 \times 10^{-4} \\ 1,3606 \times 10^{-3} \\ 2,0846 \times 10^{-3} \\ 2,7629 \times 10^{-3} \\ 3,3403 \times 10^{-3} \\ 2,10 \times 10^{-8} \\ 1,01 \times 10^{-7} \\ 2,25 \times 10^{-7} \\ 3,62 \times 10^{-7} \\ 6,24 \times 10^{-7} \\ -3,90 \times 10^{-8} \\ -3,50 \times 10^{-8} \\ -3,40 \times 10^{-8} \\ -2,90 \times 10^{-8} \\ -3,70 \times 10^{-8} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_{1,x} \\ u_{2,x} \\ u_{3,x} \\ u_{4,x} \\ u_{5,x} \\ u_{1,y} \\ u_{2,y} \\ u_{3,y} \\ u_{4,y} \\ u_{5,y} \\ \theta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \\ \theta_4 \\ \theta_5 \end{Bmatrix}$$



Σχήμα Π5: Τριγωνική κατανομή φορτίων $\{P\}$ κατά x

Επίλυση Γ

Μετακινήσεις των σημείων τομής των διαφραγμάτων με τον ελαστικό πλασματικό άξονα για οριζόντιες δυνάμεις κατά Y που διέρχονται από τα σημεία αυτά.

$$\{u_{Py}\} = \begin{Bmatrix} 4,80 \times 10^{-8} \\ 1,18 \times 10^{-7} \\ 2,57 \times 10^{-7} \\ 3,96 \times 10^{-7} \\ 5,65 \times 10^{-7} \\ 1,9229 \times 10^{-3} \\ 3,9378 \times 10^{-3} \\ 5,7133 \times 10^{-3} \\ 7,0595 \times 10^{-3} \\ 7,8663 \times 10^{-3} \\ 4,00 \times 10^{-8} \\ -2,49 \times 10^{-7} \\ -1,66 \times 10^{-7} \\ -3,40 \times 10^{-8} \\ 4,50 \times 10^{-7} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_{1,x} \\ u_{2,x} \\ u_{3,x} \\ u_{4,x} \\ u_{5,x} \\ u_{1,y} \\ u_{2,y} \\ u_{3,y} \\ u_{4,y} \\ u_{5,y} \\ \theta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \\ \theta_4 \\ \theta_5 \end{Bmatrix}$$

Οι δυνάμεις που ασκήθηκαν σε αυτή την επίλυση φαίνονται στο Σχήμα Π3.

Παρακάτω θα δειχθούν τα αποτελέσματα από όλες τις επιλύσεις.

$$\{u_M\} = \begin{Bmatrix} -3,7446 \times 10^{-6} \\ -7,4659 \times 10^{-6} \\ -1,1079 \times 10^{-5} \\ -1,4202 \times 10^{-5} \\ -1,6542 \times 10^{-5} \\ 6,4296 \times 10^{-6} \\ 1,2796 \times 10^{-5} \\ 1,9114 \times 10^{-5} \\ 2,4654 \times 10^{-5} \\ 2,8941 \times 10^{-5} \\ 5,60 \times 10^{-6} \\ 1,12 \times 10^{-5} \\ 1,66 \times 10^{-5} \\ 2,14 \times 10^{-5} \\ 2,48 \times 10^{-5} \end{Bmatrix} \quad \{u_{Px}\} = \begin{Bmatrix} 6,6668 \times 10^{-4} \\ 1,3606 \times 10^{-3} \\ 2,0846 \times 10^{-3} \\ 2,7629 \times 10^{-3} \\ 3,3403 \times 10^{-3} \\ 2,10 \times 10^{-8} \\ 1,01 \times 10^{-7} \\ 2,25 \times 10^{-7} \\ 3,62 \times 10^{-7} \\ 6,24 \times 10^{-7} \\ -3,90 \times 10^{-8} \\ -3,50 \times 10^{-8} \\ -3,40 \times 10^{-8} \\ -2,90 \times 10^{-8} \\ -3,70 \times 10^{-8} \end{Bmatrix} \quad \{u_{Py}\} = \begin{Bmatrix} 4,80 \times 10^{-8} \\ 1,18 \times 10^{-7} \\ 2,57 \times 10^{-7} \\ 3,96 \times 10^{-7} \\ 5,65 \times 10^{-7} \\ 1,9229 \times 10^{-3} \\ 3,9378 \times 10^{-3} \\ 5,7133 \times 10^{-3} \\ 7,0595 \times 10^{-3} \\ 7,8663 \times 10^{-3} \\ 4,00 \times 10^{-8} \\ -2,49 \times 10^{-7} \\ -1,66 \times 10^{-7} \\ -3,40 \times 10^{-8} \\ 4,50 \times 10^{-7} \end{Bmatrix}$$

Επίλυση Α Επίλυση Β Επίλυση Γ

Οι ακτίνες δυστροπείας του κάθε ορόφου είναι:

$$r_{x,i} = \sqrt{\frac{c \cdot u_{i,y,y}}{\theta_{i,M}}} \quad r_{y,i} = \sqrt{\frac{c \cdot u_{i,x,x}}{\theta_{i,M}}}$$

Αναλυτικά θα δειχθούν οι υπολογισμοί για τον πρώτο όροφο του κτιρίου. Ομοίως έγιναν οι υπόλοιποι.

Πρώτος όροφος:

$$r_{x,1} = \sqrt{\frac{c \cdot u_{1,y,y}}{\theta_{1,M}}} = \sqrt{\frac{1,00 \cdot 1,9229 \cdot 10^{-3}}{5,60 \cdot 10^{-6}}} = 18,53m$$

και

$$r_{y,1} = \sqrt{\frac{c \cdot u_{1,x,x}}{\theta_{1,M}}} = \sqrt{\frac{1,00 \cdot 6,6668 \cdot 10^{-4}}{5,60 \cdot 10^{-6}}} = 10,91m$$

Όροφος	$r_{i,x}$ (m)	$r_{i,y}$ (m)
1ος	18,53	10,91
2ος	18,75	11,02
3ος	18,55	11,21
4ος	18,16	11,36
5ος	17,81	11,61

Προκύπτει λοιπόν:

$$r_x = \frac{18,53 + 18,75 + 18,55 + 18,16 + 17,81}{5} = 18,36m$$

$$r_y = \frac{10,91 + 11,02 + 11,21 + 11,36 + 11,61}{5} = 11,22m$$

Στατικές εκκεντρότητες:

Η απόσταση μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας που μετράται κατά τη διεύθυνση x ή y αντίστοιχα.

Παραδοχή: Τα κέντρα δυσκαμψίας των ορόφων ταυτίζονται προσεγγιστικά με τους πλασματικούς πόλους στροφής.

Θα υπολογιστούν οι στατικές εκκεντρότητες, οι οποίες σύμφωνα με την παραπάνω παραδοχή ισούνται με τις μετακινήσεις του ΚΜ του τέταρτου ορόφου από τη φόρτιση στρεπτικών ροπών $\{M\} = \{c \times P\}$.

$$e_{0,x} = x_{P0} = 1,153m$$

$$e_{0,y} = y_{P0} = 0,644m$$

$$\left. \begin{aligned} e_{0,x} &\leq 0,30 \cdot r_x \Rightarrow 1,153m < 0,30 \cdot 18,36 = 5,508m \\ e_{0,y} &\leq 0,30 \cdot r_y \Rightarrow 0,644m < 0,30 \cdot 11,22 = 3,366m \end{aligned} \right\} (1)$$

Οι σχέσεις ικανοποιούνται.

Ακτίνα Αδρανείας:

$$l_s = \sqrt{\frac{I_{KM}}{m}}$$

όπου

m είναι η μάζα του ορόφου

I_{KM} είναι η πολική ροπή αδράνειας του ορόφου ως προς το ΚΜ

Η πολική ροπή αδράνειας του ορόφου ισούται με:

$$I_{KM} = \sum_i m_i (i_{x,i}^2 + i_{y,i}^2)$$

όπου $i_{x,i}$ και $i_{y,i}$ είναι οι ακτίνες αδράνειας ως προς το ΚΜ κατά τη διεύθυνση x και y αντίστοιχα για το κάθε σχήμα (βλέπε Σχήμα Π1) και ισούνται με:

$$i_{x,i} = \sqrt{\frac{I_{x,i}}{A_i}}, \quad i_{y,i} = \sqrt{\frac{I_{y,i}}{A_i}}$$

m_i είναι η μάζα του καθενός σχήματος

Σχήμα 1:

$$A_1 = 5,7 \cdot 4 \cdot 5,7 \cdot 3 = 389,88m^2$$

$$I_{x,1} = \frac{5,7 \cdot 4 \cdot (5,7 \cdot 3)^3}{12} + (8,55 - 9,218)^2 \cdot (5,7 \cdot 4 \cdot 5,7 \cdot 3) = 9500,40 + 0,4462 \cdot 389,88 = 9678,38m^4$$

$$I_{y,1} = \frac{5,7 \cdot 3 \cdot (5,7 \cdot 4)^3}{12} + (17,01 - 11,4)^2 \cdot (5,7 \cdot 4 \cdot 5,7 \cdot 3) = 16889,6016 + 31,4721 \cdot 389,88 = 29159,944m^4$$

$$m_1 = m_{ολ} \cdot \frac{A_1}{A_{ολ}} = m_{ολ} \cdot \frac{389,88}{568,58} = 0,6857 \cdot m_{ολ}$$

όπου

$m_{ολ}$ και $A_{ολ}$ είναι η συνολική μάζα του ορόφου και η συνολική επιφάνεια

$$i_{x,1} = \sqrt{\frac{I_{x,1}}{A_1}} = \sqrt{\frac{9678,38}{389,88}} = 1,5752m$$

$$i_{y,1} = \sqrt{\frac{I_{y,1}}{A_1}} = \sqrt{\frac{29159,944}{389,88}} = 8,6482m$$

Σχήμα 2:

$$A_2 = 5,7 \cdot 2 \cdot 5,7 \cdot 2 = 129,96m^2$$

$$I_{x,2} = \frac{5,7 \cdot 2 \cdot (5,7 \cdot 2)^3}{12} + (11,4 - 9,218)^2 \cdot (5,7 \cdot 2 \cdot 5,7 \cdot 2) = 1407,4668 + 4,761 \cdot 129,96 = 2026,206m^4$$

$$I_{y,2} = \frac{5,7 \cdot 2 \cdot (5,7 \cdot 2)^3}{12} + (17,01 - 28,5)^2 \cdot (5,7 \cdot 2 \cdot 5,7 \cdot 2) = 1407,4668 + 132,02 \cdot 129,96 = 18564,786m^4$$

$$m_2 = m_{ολ} \cdot \frac{A_2}{A_{ολ}} = m_{ολ} \cdot \frac{129,96}{568,58} = 0,22857 \cdot m_{ολ}$$

$$i_{x,2} = \sqrt{\frac{I_{x,2}}{A_2}} = \sqrt{\frac{2026,206}{129,96}} = 3,949m$$

$$i_{y,2} = \sqrt{\frac{I_{y,2}}{A_2}} = \sqrt{\frac{18564,786}{129,96}} = 11,952m$$

Σχήμα 3:

$$A_3 = 5,7 \cdot 5,7 / 2 = 16,245m^2$$

$$I_{x,3} = \frac{5,7 \cdot (5,7)^3}{12} + (3,518)^2 \cdot (5,7 \cdot 5,7 / 2) = 87,9667 + 12,376 \cdot 16,245 = 289,015m^4$$

$$I_{y,3} = \frac{5,7 \cdot (5,7)^3}{12} + (5,79)^2 \cdot (5,7 \cdot 5,7 / 2) = 87,9667 + 33,52 \cdot 16,245 = 632,499m^4$$

Η ροπή αδράνειας ως προς άξονα x βρέθηκε από την ροπή αδράνειας ως προς άξονα x που περνάει από τη βάση του τριγώνου και με εφαρμογή του θεωρήματος Steiner για τον κεντροβαρικό άξονα του ΚΜ. Ομοίως, κατά τη διεύθυνση y.

$$m_3 = m_{ολ} \cdot \frac{A_3}{A_{ολ}} = m_{ολ} \cdot \frac{16,245}{568,58} = 0,02857 \cdot m_{ολ}$$

$$i_{x,3} = \sqrt{\frac{I_{x,3}}{A_3}} = \sqrt{\frac{289,015}{16,245}} = 4,218m$$

$$i_{y,3} = \sqrt{\frac{I_{y,3}}{A_3}} = \sqrt{\frac{632,499}{16,245}} = 6,24m$$

Σχήμα 4:

$$A_4 = 5,7 \cdot 2 \cdot 5,7 / 2 = 32,49m^2$$

$$I_{x,4} = \frac{5,7 \cdot (5,7 \cdot 2)^3}{12} + (2,182)^2 \cdot (5,7 \cdot 2 \cdot 5,7 / 2) = 703,73 + 4,761 \cdot 32,49 = 858,415m^4$$

$$I_{y,4} = \frac{5,7 \cdot 2 \cdot (5,7)^3}{12} + (17,19)^2 \cdot (5,7 \cdot 2 \cdot 5,7 / 2) = 175,933 + 295,496 \cdot 32,49 = 9776,598m^4$$

$$m_4 = m_{ολ} \cdot \frac{A_4}{A_{ολ}} = m_{ολ} \cdot \frac{32,49}{568,58} = 0,0571 \cdot m_{ολ}$$

$$i_{x,4} = \sqrt{\frac{I_{x,4}}{A_4}} = \sqrt{\frac{858,415}{32,49}} = 5,14m$$

$$i_{y,4} = \sqrt{\frac{I_{y,4}}{A_4}} = \sqrt{\frac{9776,598}{32,49}} = 17,347m$$

Επομένως:

$$I_{KM} = \sum_i m_i (i_{x,i}^2 + i_{y,i}^2) = \{0,6857 \cdot (1,5752^2 + 8,6482^2) + 0,22857 \cdot (3,949^2 + 11,952^2) + 0,02857 \cdot (4,218^2 + 6,24^2) + 0,0571 \cdot (5,14^2 + 17,347^2)\} \cdot m_{ολ} = 109,513 \cdot m_{ολ}$$

Άρα:

$$l_s = \sqrt{\frac{I_{KM}}{m}} = \sqrt{\frac{109,513 \cdot m_{ολ}}{m_{ολ}}} = 10,465m$$

$$\left. \begin{aligned} r_x \geq l_s &\Rightarrow 18,36m > 10,465m \\ r_y \geq l_s &\Rightarrow 10,91m > 10,465m \end{aligned} \right\} (2)$$

Και οι δυο σχέσεις (1),(2) ισχύουν, οπότε το κτίριο σύμφωνα με τον συγκεκριμένο όρο χαρακτηρίζεται κανονικό σε κάτοψη. Ήταν αναμενόμενο αυτό το συμπέρασμα διότι είχαν εξεταστεί οι συνθήκες για πολυώροφα κτίρια.