ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

Περιεχόμενα……1

Περίληψη……..3

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

1.1 Εισαγωγή…….5

1.2 Γεωμετρικά και κατασκευαστικά στοιχεία……..5

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

2.1 Οριακές καταστάσεις αστοχίας……8

2.2 ΕΙΔΗ ΦΟΡΤΙΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ……9

2.2.1 Μόνιμα φορτία……..9

2.2.2 Κινητά φορτία……..10

2.2.3 Φορτία χιονιού……11

2.2.4 Φορτία ανέμου……12

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

3.1 Εισαγωγή…….23

3.2 Μέθοδοι υπολογισμού σεισμικής απόκρισης……..23

3.3 Προσδιορισμός δεδομένων φασματικής ανάλυσης……..24

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ……26

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΥΡΕΣΗ ΒΕΛΤΙΣΤΗΣ ΘΕΣΗΣ ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ……27

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΚΑΙ ΕΠΙΛΟΓΗ ΤΕΛΙΚΗΣ ΘΕΣΗΣ ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ……51

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΜΕΛΩΝ……54

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

ΜΟΡΦΩΣΗ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΜΕΛΩΝ

8.1 Έδραση υποστυλώματος……68

8.2 Σύνδεση δευτερεύουσας δοκού με υποστύλωμα……77

8.3 Σύνδεση διαδοκίδας με κύρια δοκό……81

8.4 Σύνδεση κύριας δοκού με υποστύλωμα……..87

8.5 Σύνδεση διαγωνίου……93

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9

ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ……..95

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η ανάλυση ενός τριώροφου κτιρίου μεγάλων ανοιγμάτων ,καθώς και η εξέταση εναλλακτικών θέσεων τοποθέτησης κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας .Η υπό μελέτη κατασκευή είναι ένα κτίριο για εμπορική χρήση με υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα και αίθριο .Οι διαστάσεις του κτιρίου είναι 30x44 m και 14m ύψος ,χωρίς το υπόγειο .Η κατασκευή στο υπέργειο τμήμα της δομείται από πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος ,ενώ τα υποστυλώματα και οι δοκοί διαμορφώνονται από πρότυπες διατομές δομικού χάλυβα .

Η επίλυση του κτιρίου έγινε με χρήση του εμπορικού προγράμματος <<Fespa>> και του υποπρογράμματός του για τις συνδέσεις <<Συνδέσεις>> .

Στο πρώτο κεφάλαιο παρουσιάζεται το κτίριο και αναλύεται η δομή και η γεωμετρία του .

Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στα είδη των φορτίων που καταπονούν το κτίριο και περιγράφεται αναλυτικά τα φορτία του ανέμου ,σύμφωνα με τον κανονισμό .

Στο τρίτο κεφάλαιο γίνεται εκτενής αναφορά στη σεισμική φόρτιση .Ενώ στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι συνδυασμοί των φορτίσεων για την οριακή κατάσταση αστοχίας και για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας .

Στο πέμπτο κεφάλαιο περιγράφεται η διερεύνηση βέλτιστης θέσης τοποθέτησης των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας και παρατίθενται οι τέσσερις εναλλακτικές περιπτώσεις .

Στο έκτο κεφάλαιο έχουμε το σχολιασμό της διερεύνησης και την επεξήγηση των αποτελεσμάτων καθώς και την επιλογή της τελικής θέσης τοποθέτησης των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας .

Στο έβδομο κεφάλαιο παρουσιάζονται αναλυτικά οι έλεγχοι των μεταλλικών μελών .

Στο όγδοο κεφάλαιο αναλύονται οι συνδέσεις των μεταλλικών μελών .

Τέλος στο ένατο κεφάλαιο παρατίθεται συνοπτική προμέτρηση του κτιρίου .

1. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

1.1 Εισαγωγή

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως αντικείμενο τη μελέτη ενός τριώροφου μεταλλικού κτιρίου με μεγάλα ανοίγματα και αίθριο καθώς και με υπόγειο κατασκευασμένο από σκυρόδεμα για εμπορική χρήση . Παράλληλα εξετάζονται εναλλακτικές θέσεις κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας με στόχο τη βέλτιστη διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων από χάλυβα και τον περιορισμό των μετατοπίσεων του κτιρίου .Οι διαστάσεις του κτιρίου είναι 30 m x 44 m.

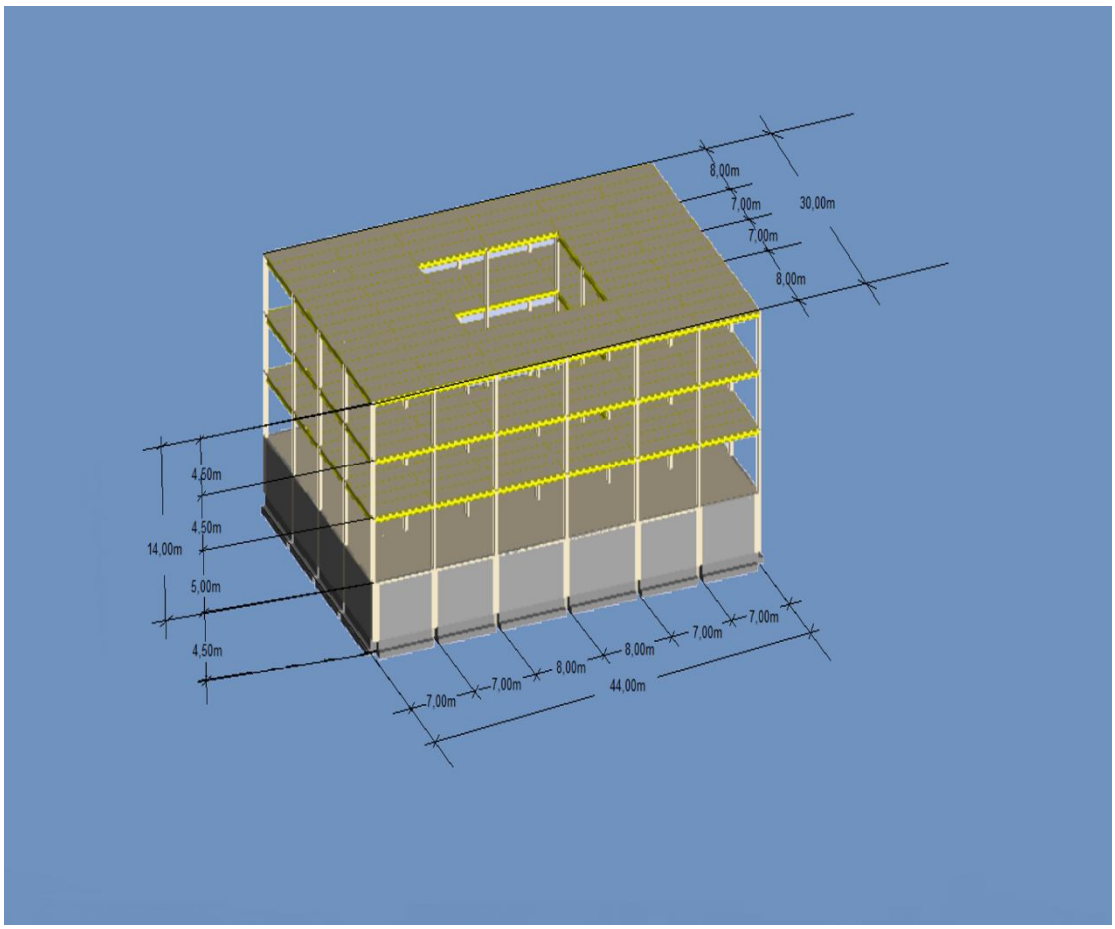
Το κτίριο αναπτύσσεται σε τέσσερα επίπεδα :

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

1.2 Γεωμετρικά και Κατασκευαστικά στοιχεία του κτιρίου

Το δομικό στοιχείο του επιπέδου -1 είναι το οπλισμένο σκυρόδεμα με τη θεμελίωση του κτιρίου, που βρίσκεται στο επίπεδο αυτό, να δημι-

ουργείται από ένα δίκτυο πεδιλοδοκών και οροφή υπογείου αποτελούμενη από πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος ύψους h=0,20 m στην οποία θεμελιώνεται η υφιστάμενη τριώροφη κατασκευή μέσω των χαλύβδινων υποστυλωμάτων και αγκυρίων .Ο φέρων οργανισμός της υπόλοιπης κατασκευής αποτελείται από χαλύβδινα υποστυλώματα και δοκούς,οι οποίες δεν είναι σύμμικτες ,ποιότητας S235 ,ενώ οι πλάκες οροφής και των τριών επιπέδων είναι κατασκευασμένες από οπλισμένο σκυρόδεμα ύψους h= 0,10 m απλά εδραζόμενες στη χαλύβδινη εσχάρα που δημιουργείται από τις δοκούς , διαδοκίδες και υποστυλώματα .



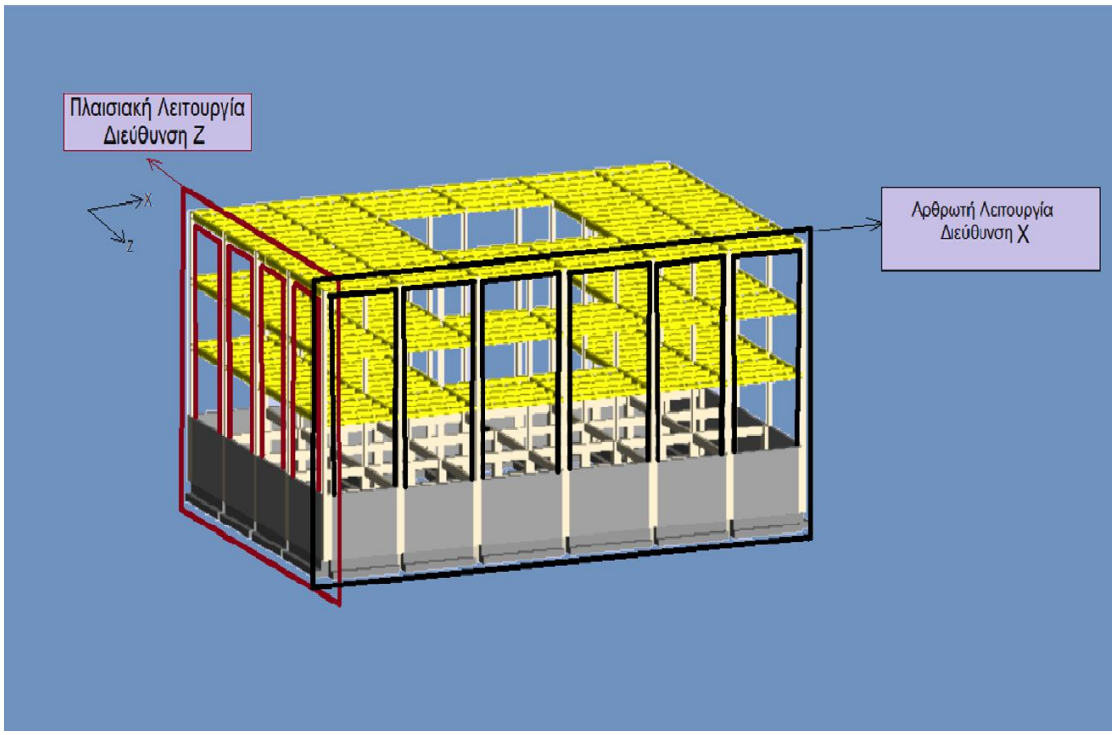
Σχήμα 1.1 Γενική εικόνα του κτιρίου

Κατά τη διεύθυνση Z του κτιρίου έχουμε πλαισιακή λειτουργία ,ενώ κατά τη διεύθυνση X έχουμε αρθρωτή ,όπως φαίνεται και στο σχήμα που ακολουθεί .Για τα μέλη χρησιμοποιήθηκαν διατομές I και H . Συγκεκριμένα :

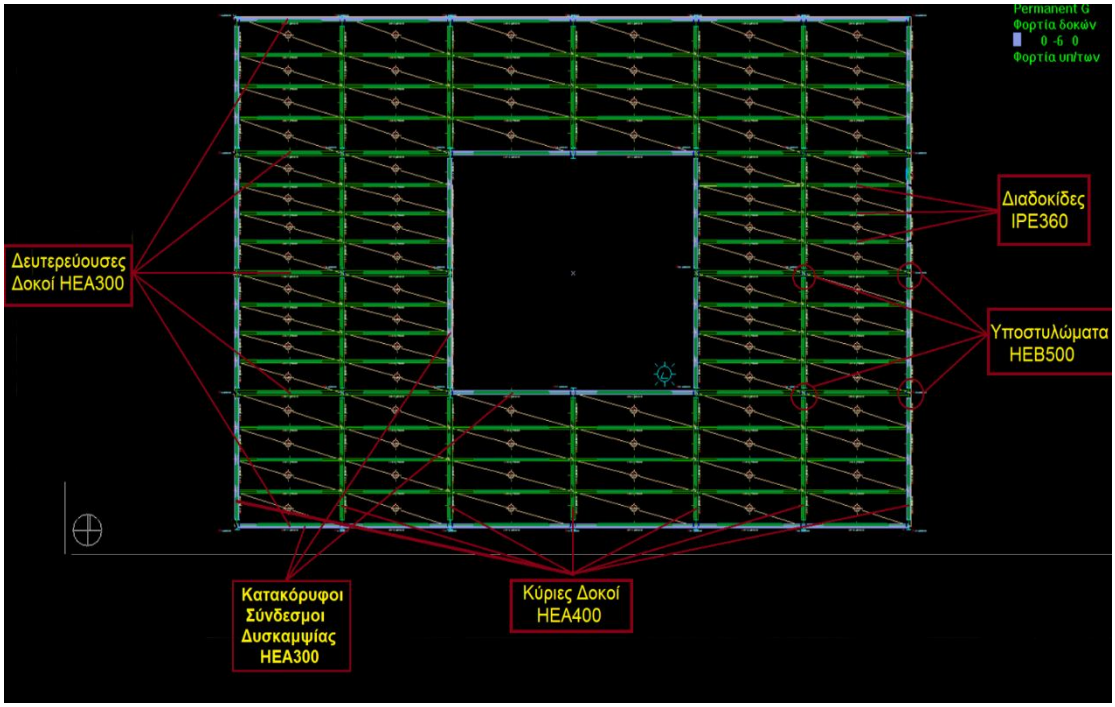
-Υποστυλώματα HEB 500 -Δευτερεύουσες Δοκοί HEA 300

-Κύριες Δοκοί HEA 400 -Διαδοκίδες IPE 360

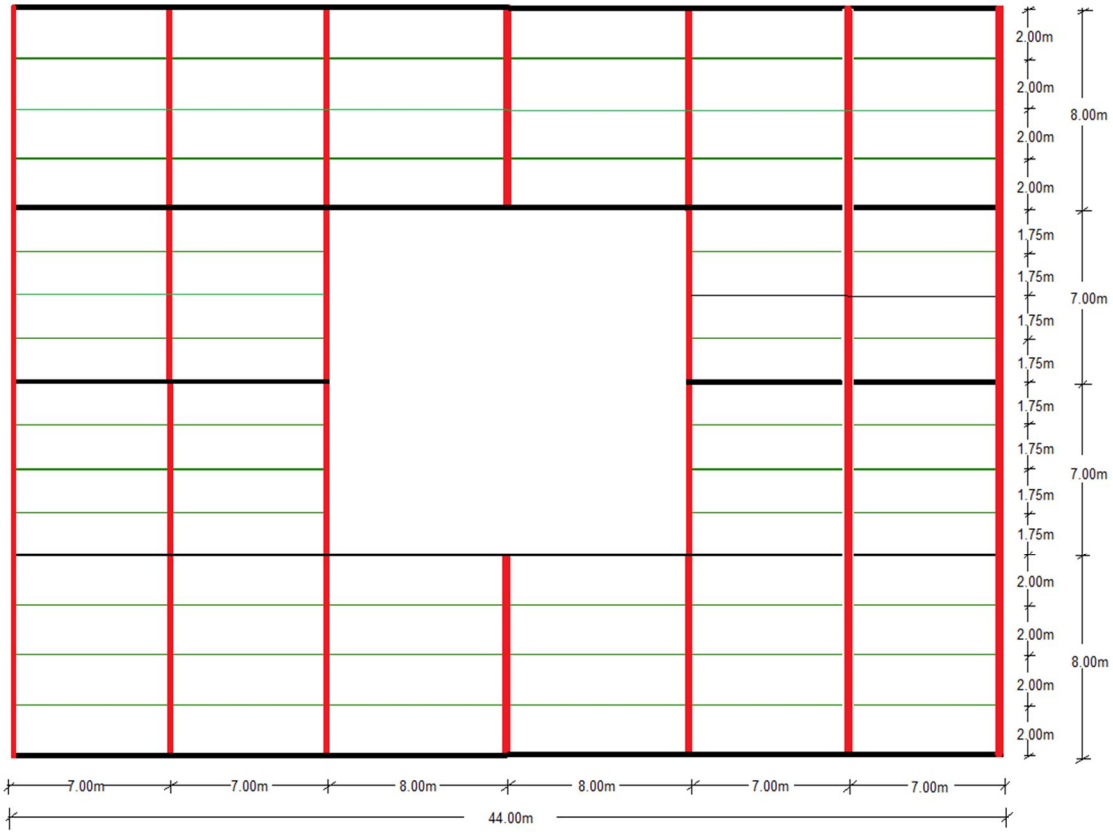
-Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας HEA 300



Σχήμα 1.2



Σχήμα 1.3



Σχήμα 1.4 Κάτοψη Τυπικού Ορόφου

2. ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

2.1 Οριακές Καταστάσεις

Ως οριακές καταστάσεις ορίζονται εκείνες ,πέραν των οποίων η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφάλειας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού .Συγκεκριμένα έχουμε:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας που οδηγούν σε κατάρρευση της κατασκευής μέσω απώλειας της στατικής ισορροπίας ,αστοχίας λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων ή λόγω κόπωσης που θέτουν σε κίνδυνο την ανθρώπινη ζωή .
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας ,οι οποίες σχετίζονται με μεγάλες παραμορφώσεις και μετακινήσεις ,που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης ή υπερβολικές ρηγματώσεις καθώς και ενοχλητικές ταλαντώσεις .

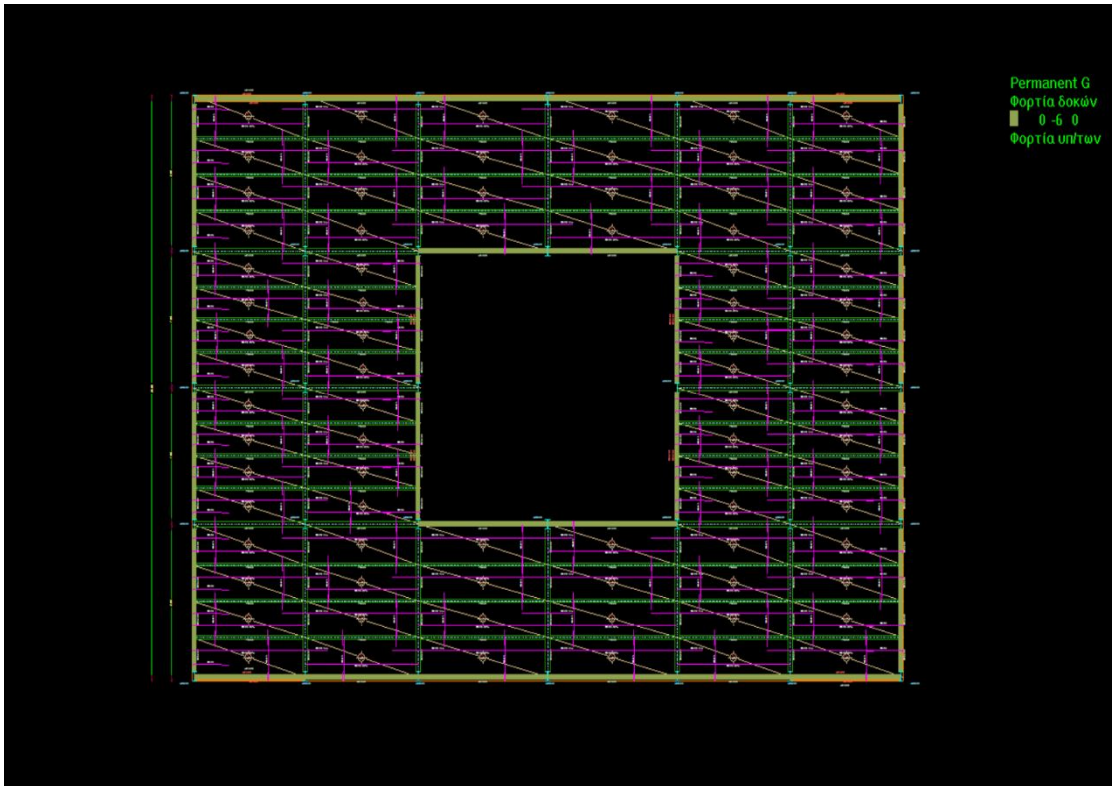
2.2 Είδη Φορτίων Κατασκευής

2.2.1 Μόνιμα Φορτία

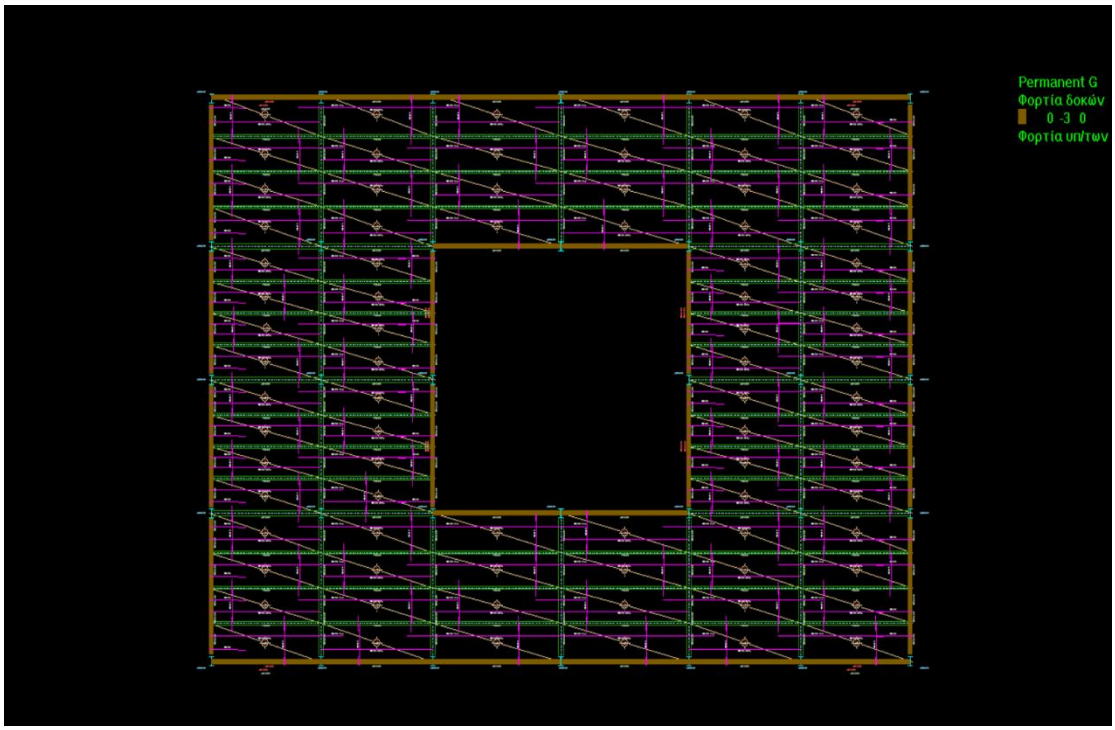
Μόνιμα φορτία είναι εκείνα τα οποία επιβάλλουν στατική φόρτιση στην κατασκευή ,δηλαδή έχουν σταθερή θέση και διεύθυνση .Στα φορτία αυτά συμπεριλαμβάνονται:

1. Ίδιο βάρος στοιχείων κατασκευής
2. Τοιχοποιίες πλήρωσης
3. Επικαλύψεις δαπέδων και αίθριου
4. Επενδύσεις ορόφων
5. Μηχανολογικές εγκαταστάσεις

Επομένως το συνολικό μόνιμο φορτίο ανά όροφο που προκύπτει είναι G=3,00 kN/m^2 .Με σκοπό να γίνει πιο ρεαλιστική η προσομοίωση των μόνιμων φορτίων του κτιρίου έχει ληφθεί περιμετρικά του κτιρίου και του αίθριου ένα μόνιμο κατανεμημένο g=6,00 KN/m για κάθε τυπικό όροφο και g=3,00 KN/m για την οροφή της κατασκευής ,φορτια τα οποία εφαρμόζονται στο κέντρο βάρους των χαλύβδινων δοκών .



Σχήμα 2.1



Σχήμα 2.2

2.2.2 Κινητά Φορτία

Ως κινητά ή ωφέλιμα φορτία χαρακτηρίζονται τα φορτία εκείνα που προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων ,επίπλων ,κινητού εξοπλισμού ,οχημάτων ,αποθηκευτικών αγαθών κλπ .

Έτσι ως συνολικό ωφέλιμο φορτίο ανά όροφο έχει ληφθεί Q=5,0 KN/m^2

2.2.3 Φορτία Χιονιού

Τα φορτία του χιονιού υπολογίζονται σύμφωνα με το Μέρος 1.3 του Ευρωκώδικα 1 και θεωρείται ό,τι επιδρά κατακόρυφα ,ενώ αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της επιφάνειας της στέγης και κατατάσσεται στις ελεύθερες μεταβλητές δράσεις .

- Το φορτίο του χιονιού σε μία στέγη υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$s = \mu_i \times C_e \times C_t \times \mu \qquad (2.1)$$

όπου:

- μ_i : ο συντελεστής μορφής χιονιού
- C_e : ο συντελεστής έκθεσης
- C_t : ο θερμικός συντελεστής
- μi : η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

- Θεωρούμε ότι το κτίριο βρίσκεται στην Αττική σε υψόμετρο 100 m

  Οπότε έχουμε Ζώνη ΙΙ με μ = 0.48 KN/m^2

  Από πίνακα 3.1 για οριζόντια στέγη α=0 και ο συντελεστής μορφής είναι 0.8

  Επίσης:
  Συντελεστής έκθεσης $C_e = 1$
  Συντελεστής θερμότητας $C_t = 1$
  Επομένως:

$s = \mu_i \times C_e \times C_t \times \mu = 0.8 \times 1 \times 1 \times 0.48 = 0.384\ KN/m^2$

Θα εφαρμοστούν δύο περιπτώσεις φόρτισης ,μία καθολική και μια στο δυσμενέστερο μισό της οροφής , S και S/2 .

Το φορτίο θα εφαρμοστεί στις διαδοκίδες με b_{eff} = 1.85 m οπότε:

q = 0.384 x 1.85 = 0.71 KN/m

2.2.4 ΦΟΡΤΙΑ ΑΝΕΜΟΥ

Ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο παίζουν οι δράσεις του ανέμου ,οι οποίες σε πολλές περιπτώσεις μπορούν να αποτελέσουν και τη βασική φόρτιση της κατασκευής .Οι δυνάμεις του ανέμου λόγω του ότι είναι χρονικά μεταβαλλόμενες μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις ,η δυναμική επίδρασή τους μπορεί να αμεληθεί σε δύσκαμπτες κατασκευές ,όπως της εν λόγω διπλωματικής και για αυτό το λόγο τις θεωρούμε ως στατικά φορτία .Ο υπολογισμός των δράσεων του ανέμου γίνεται με βάση το Μέρος 1.4 του Ευρωκώδικα 1 ,το οποίο παρέχει μεθόδους υπολογισμού για ύψη κτιρίων έως και 200 m .Σημαντική παράμετρος για τον υπολογισμό των φορτίων ανέμου αποτελεί η μέγιστη ταχύτητα (ριπή) του ανέμου που προβλέπεται για τη διάρκεια ζωής της κατασκευής .

2.2.4 Πίεση του ανέμου στις επιφάνειες της κατασκευής

Τα φορτία του ανέμου δρουν άμεσα στις εξωτερικές επιφάνειες της κατασκευής (πίεση) και έμμεσα στις εσωτερικές επιφάνειες μέσω του πορώδους (υποπίεση) .Για τον υπολογισμό των πιέσεων και υποπιέσεων του κτιρίου σύμφωνα με τον κανονισμό έχουμε:

- **Εξωτερική πίεση w_e**
  Υπολογίζεται σύμφωνα με τον τύπο:

$$W_e = q_p(z_e) \times c_{pe} \qquad (2.2)$$

Όπου:

-qp(ze) το ύψος αναφοράς για την εξωτερική επιφάνεια

-c_{pe} ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης

- **Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z_e)$**

  Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$q_p(z) = [\,1 + 7 \times I_v(z)] \times ½ \times \rho \times v_m^2\,(z) = c_e(z) \times q_b \qquad (2.3)$$

όπου:

- ρ η πυκνότητα του αέρα
- I_v η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z
- $C_e(z)$ ο συντελεστής έκθεσης και δίνεται από τη σχέση:

$$C_e(z) = q_p(z)/q_b \qquad (2.4)$$

- q_b η βασική πίεση που δίνεται από τη σχέση:

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \qquad (2.5)$$

όπου :

-v_b η βασική ταχύτητα του ανέμου

➢ **<u>Γενικά</u>**

-Βασική τιμή ταχύτητας αναφοράς ανέμου: V_{ref} = 27 m/sec

-Κατηγορία εδάφους III

-Πυκνότητα αέρα ρ = 1.25 kg/m^3

-C_d = 0.91

-Επειδή $C_d < 1.2$ και $H < 200$ m μπορεί να εφαρμοσθεί η απλή μέθοδος του κανονισμού .

Προκύπτει ότι το ύψος αναφοράς $Z_e = h = 14.00$ m ($h=14 < b=30$m)

-Για κατηγορία εδάφους ΙΙΙ : $k_T = 0.22$,μήκος τραχύτητας $Z_0 = 0.3$ m και ελάχιστο ύψος $Z_0 = 5.00$ m .

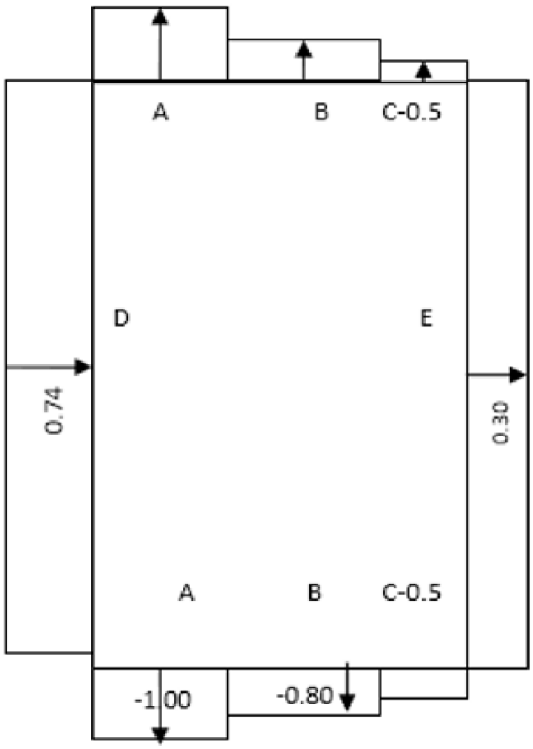
- <u>Άνεμος στη διεύθυνση Z (Κάθετος στη Διεύθυνση X ,b = 44 m) του κτιρίου</u>

-<u>Συντελεστής Εξωτερικής Πίεσης (w_z)</u>

d = 30.00 m (Σχ.6.3 ,κανονισμού) άρα d/h = 30/14 = 2.14 , και e = min(b ,2h) = min(44 , 2 x 14) = 28 m και $d > e$ ($30 > 28$) .

Από πίνακα 6.1 και 6.2 Ευρωκώδικα προκύπτουν οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης:

<u>Περιμετρικοί Τοίχοι</u>



Διαστάσεις από Σχ. 6.3 :

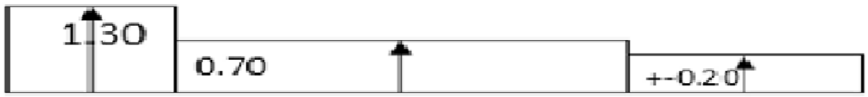
L(D)=L(E) =b = 44 m , L(A)= e/5=28/5=5.6 m L(B)= e= 28 m

Σχήμα 2.3

Τομή (G, H, I)

Σχήμα 2.4

Τομή (F, H, I)



Σχήμα 2.5

-<u>Συντελεστές Εσωτερικής Πίεσης</u>

Για λόγο ανοιγμάτων μ = 0.75 προκύπτει από το σχήμα 6.11 του κανονισμού συντελεστής εσωτερικής πίεσης C_{pi} = -0.25 .

-<u>Πίεση Αναφοράς Q_{ref}</u>

Η πίεση αναφοράς δίνεται από τη σχέση :

$$Q_{ref} = \frac{1}{2} \times \rho \times V_{ref}^2 \qquad (2.6)$$

Επομένως έχουμε:

$$Q_{ref} = 0.00125 \times 30^2 = 0.5625 \text{ KN/m}^2$$

-<u>Συντελεστής Έκθεσης $C_e(z_e)$</u>

Για κατηγορία εδάφους ΙΙΙ προκύπτει από τον πίνακα 4.1 του κανονισμού:

$K_T = 0.22$, $Z_0 = 0.3$, $Z_{min} = 8.00$ m

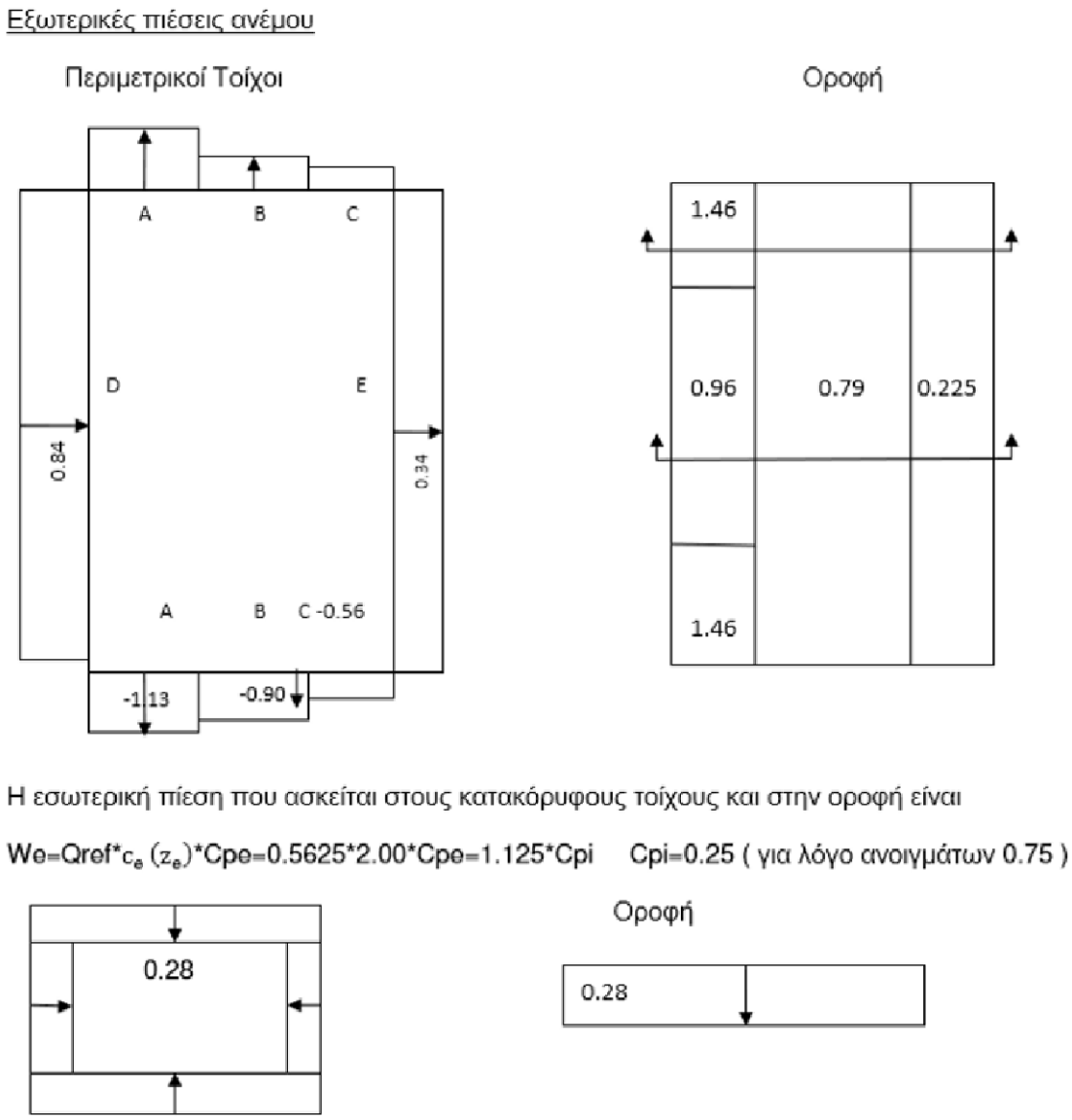
Επειδή $Z_{min} = 8.00 \text{ m} < Z_e = 14.00 \text{ m} < 200 \text{ m}$ ο συντελεστής έκθεσης (C_t = 1) προκύπτει από το σχήμα 4.3 του κανονισμού $C_e(z_e) = 2.00$.

- <u>Εξωτερικές και Εσωτερικές Πιέσεις Ανέμου</u>

Η εξωτερική πίεση είναι ίση με:

$W_e = Q_{ref} \times C_e(z_e) \times C_{pe} = 0.5625 \times 2.00 \times C_{pe} = 1.125 \times C_{pe}$

Οπότε σύμφωνα με τα προηγούμενα προκύπτουν οι παρακάτω κατανομές πίεσης:

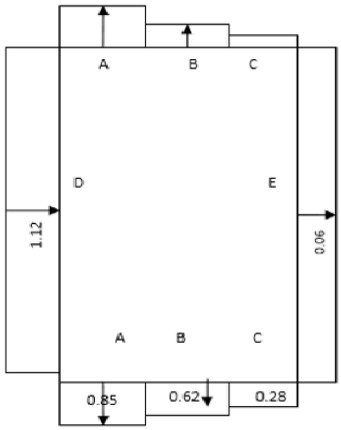


Σχήμα 2.6

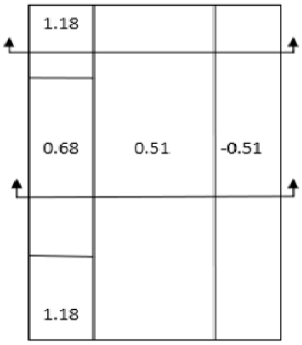
- <u>Τελικές Πιέσεις</u>

Το άθροισμα των W_e και W_i ανά επιφάνεια δίνει την τελική πίεση σε κάθε τμήμα του κτιρίου:

Περιμετρικοί Τοίχοι

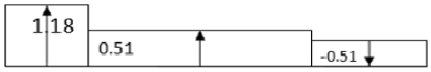


Οροφή

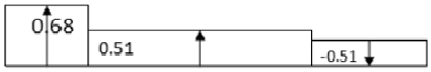


Σχήμα 2.7

Τομή (F, H, I)



Τομή (G, H, I)



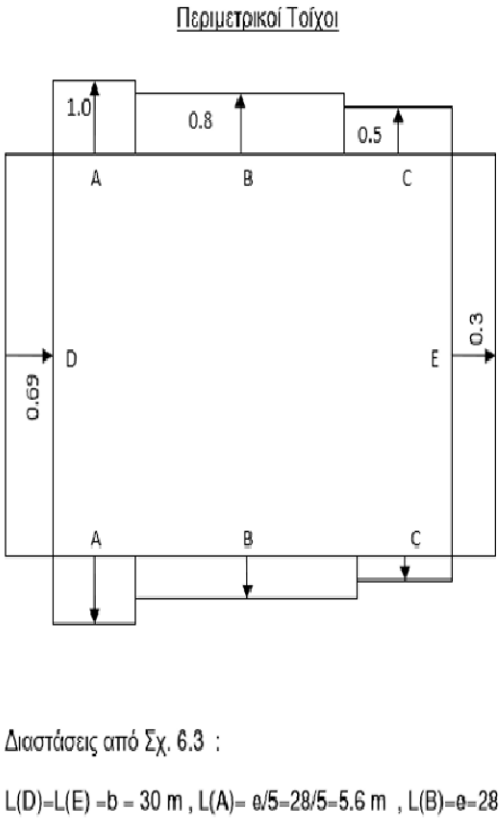
Σχήμα 2.8

- <u>Άνεμος στη Διεύθυνση Χ (Κάθετος στη διεύθυνση Ζ ,b = 30.00 m) του Κτιρίου .</u>

-<u>Συντελεστής Εξωτερικής Πίεσης $W_{(X)}$</u>

d = 44.00 m (Σχ. 6.3 ,κανονισμού) ,άρα d/h =44/14 = 3.14 και e = min (b,2h) = min (30 , 2x14) = 28 m και d > e (44> 28) .

Από τον πίνακα 6.1 και 6.2 του κανονισμού προκύπτουν οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης :

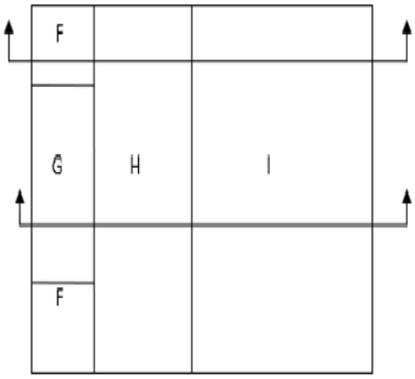


Σχήμα 2.9

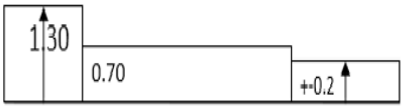
Ορροφή

Διαστάσεις από Σχ. 6.4 : (b=30 m , h=14m , e=28 m

L1(F,G)=28/10=2.80 m , L2(F)=e/4= 28/4= 7.00 m , L(H)=e/2 = 28/2=14 m



Τομή (F, H, I)



Τομή (G, H, I)

Σχήμα 2.10

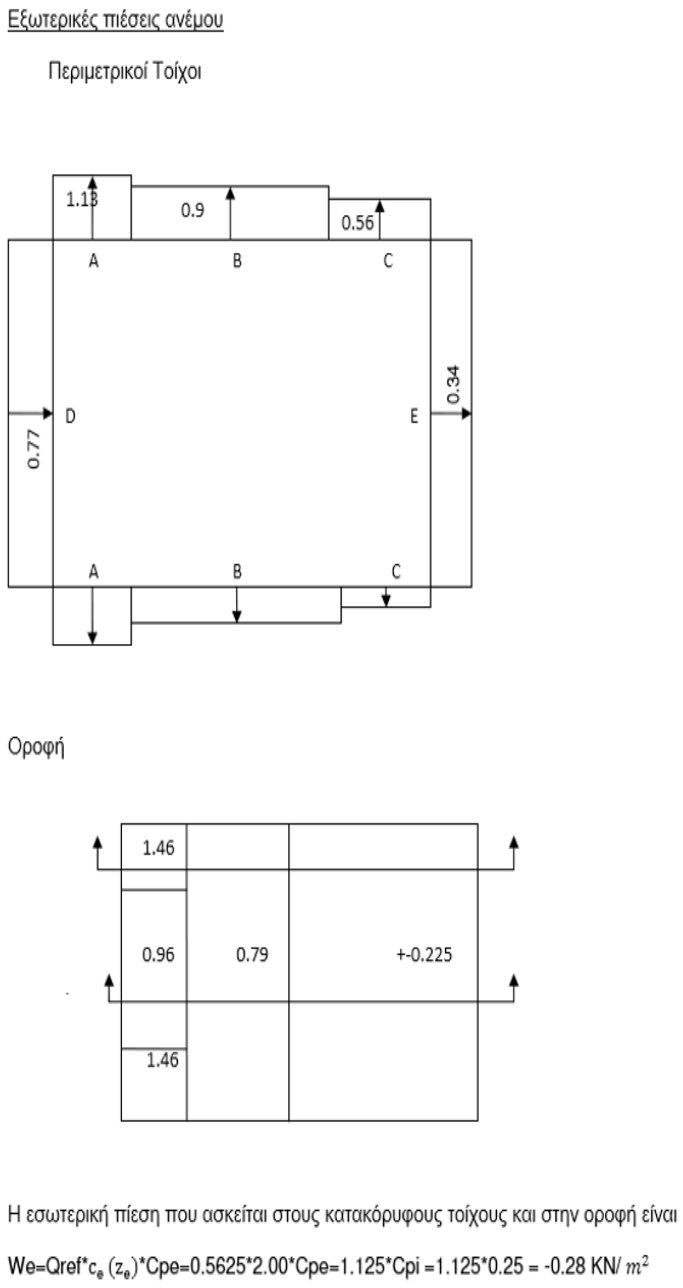
-<u>Εξωτερικές και Εσωτερικές Πιέσεις Ανέμου .</u>

Χρησιμοποιώντας και πάλι τη σχέση (2.6) και τα ίδια στοιχεία που ισχύουν για τη διεύθυνση Z και για τη διεύθυνση X έχουμε ότι :

Η εξωτερική πίεση είναι ίση με :

$W_e = Q_{ref} \times C_e (z_e) \times C_{pe} = 0.5625 \times 2.00 \times C_{pe} = 1.125 \times C_{pe}$

Οπότε σύμφωνα με τα προηγούμενα προκύπτουν οι παρακάτω κατανομές πίεσης :

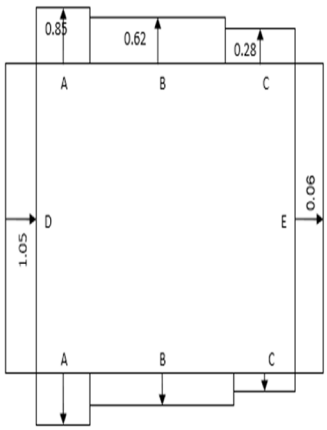


Σχήμα 2.11

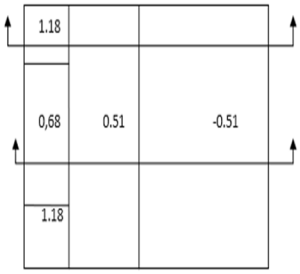
- <u>Τελικές Πιέσεις</u>

Το άθροισμα των W_e και W_i ανά επιφάνεια δίνει την τελική πίεση σε κάθε τμήμα του κτιρίου .

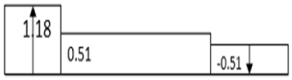
Περιμετρικοί Τοίχοι



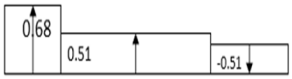
Οροφή



Τομή (F, H, I)



Τομή (G, H, I)



Σχήμα 2.12

3. ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

3.1 Εισαγωγή

Μία από τις κύριες φορτίσεις της κατασκευής αποτελούν οι σεισμικές δράσεις .Η χώρα μας βρίσκεται σε μία εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές φορτίσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών .Το παρόν κτίριο έχει σχεδιαστεί με βάση τον Ελληνικό Αντισεισμικό Σχεδιασμό (ΕΑΚ) ,ο οποίος αποτελεί και νόμος του κράτους .

3.2 Μέθοδοι Υπολογισμού Σεισμικής Απόκρισης

Σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό προβλέπεται η εφαρμογή δύο μεθόδων γραμμικού υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης:

- Δυναμική Φασματική Μέθοδος ,η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης .Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους .Για $q=1$ χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα $\Phi_e(T)$,ενώ για $q>1$ χρησιμοποιείται το ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού $\Phi_d(T)$.
- Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος (Ισοδύναμη Στατική Μέθοδος) ,η οποία στηρίζεται σε προσεγγιστική μόνο θεώρηση της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού χωρίς να απαιτεί ιδομορφική ανάλυση .Η απλοποίηση αυτή επιτρέπει τον άμεσο υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης ,με τη βοήθεια «ισοδύναμων» σεισμικών δυνάμεων ,οι οποίες εφαρμόζονται σαν στατικά φορτία επάνω στην κατασκευή .

Στην παρούσα εργασία εφαρμόστηκε η Δυναμική Φασματική Μέθοδος .

3.3 Προσδιορισμός Δεδομένων Φασματικής Ανάλυσης

3.3.1 Σεισμικές Δράσεις

-Σεισμός κατά xx : $S_d = G + 0.3Q \pm 0.3E_X \pm 0.3E_Z \pm 0.3E_Y$

-Σεισμός κατά zz : $S_d = G + 0.3Q \pm 0.3E_Z \pm 0.3E_X \pm 0.3E_Y$

3.3.2 Κατηγορία Εδάφους Β:

Χαρακτηριστικές περίοδοι T_1=0.15 sec και T_2=0.60 sec

3.3.3 Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας Ι

Σεισμική επιτάχυνση A=0.16g

3.3.4 Κατηγορία Σπουδαιότητας Σ3

γ_1 = 1.15

3.3.5 Συντελεστής Συμπεριφοράς q=1.5

Δεν απαιτείται αντισεισμικός έλεγχος της κατασκευής

3.3.6 Συντελεστής Θεμελίωσης θ

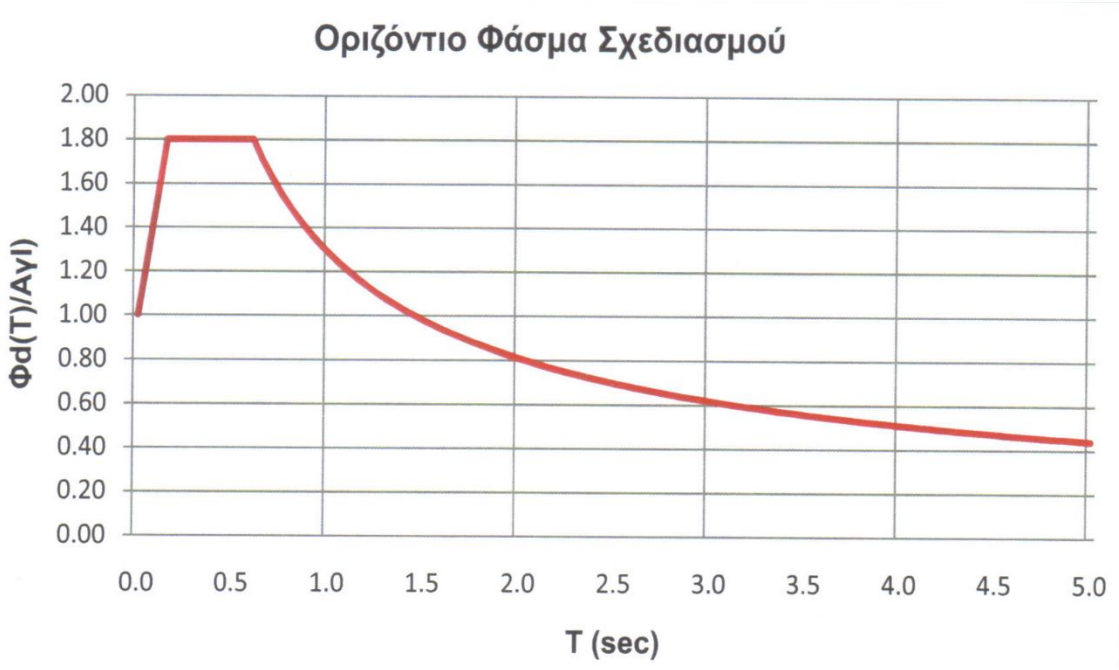
Κατηγορία εδάφους Β : θ=1.0

3.3.7 Διορθωτικός Συντελεστής Απόσβεσης n

Για μεταλλική κατασκευή με κοχλιώσεις προκύπτει η απόσβεση της κατασκευής ζ=4% και επομένως ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης προκύπτει :

$$n=\sqrt{\left[\frac{7}{2+4}\right]} = 1.08$$

Το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού σχεδιασμού που προκύπτει για τα παραπάνω στοιχεία είναι το ακόλουθο :



Σχήμα 3.1

$0 \le T < T_1$	$\Phi_d(T)/(A\gamma_I)$	$T > T_2$	$\Phi_d(T)/(A\gamma_I)$	$T > T_2$	$\Phi_d(T)/(A\gamma_I)$	$T > T_2$	$\Phi_d(T)/(A\gamma_I)$
0,00	1,00	1,20	1,13	2,50	0,70	3,80	0,53
0,05	1,27	1,25	1,10	2,55	0,69	3,85	0,52
0,10	1,53	1,30	1,08	2,60	0,68	3,90	0,52
$T_1 \le T \le T_2$	$\Phi_d(T)/(A\gamma_I)$	1,35	1,05	2,65	0,67	3,95	0,51
0,15	1,80	1,40	1,02	2,70	0,66	4,00	0,51
0,20	1,80	1,45	1,00	2,75	0,65	4,05	0,50
0,25	1,80	1,50	0,98	2,80	0,64	4,10	0,50
0,30	1,80	1,55	0,96	2,85	0,64	4,15	0,50
0,35	1,80	1,60	0,94	2,90	0,63	4,20	0,49
0,40	1,80	1,65	0,92	2,95	0,62	4,25	0,49
0,45	1,80	1,70	0,90	3,00	0,62	4,30	0,48
0,50	1,80	1,75	0,88	3,05	0,61	4,35	0,48
0,55	1,80	1,80	0,87	3,10	0,60	4,40	0,48
0,60	1,80	1,85	0,85	3,15	0,60	4,45	0,47
$T > T_2$	$\Phi_d(T)/(A\gamma_I)$	1,90	0,83	3,20	0,59	4,50	0,47
0,65	1,71	1,95	0,82	3,25	0,58	4,55	0,47
0,70	1,62	2,00	0,81	3,30	0,58	4,60	0,46
0,75	1,55	2,05	0,79	3,35	0,57	4,65	0,46
0,80	1,49	2,10	0,78	3,40	0,57	4,70	0,46
0,85	1,43	2,15	0,77	3,45	0,56	4,75	0,45
0,90	1,37	2,20	0,76	3,50	0,56	4,80	0,45
0,95	1,33	2,25	0,75	3,55	0,55	4,85	0,45
1,00	1,28	2,30	0,73	3,60	0,55	4,90	0,44
1,05	1,24	2,35	0,72	3,65	0,54	4,95	0,44
1,10	1,20	2,40	0,71	3,70	0,54	5,00	0,44
1,15	1,17	2,45	0,70	3,75	0,53		

Σχήμα 3.2

4. ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

Οι συνδυασμοί δράσεων στην παρούσα εργασία είναι οι ακόλουθοι :

- Οριακή Κατάσταση Αστοχίας:
  - Επικρατέστερο το ωφέλιμο κινητό φορτίο

$$1.35G+1.5Q+1.5\cdot 0.6\cdot (W_X+S)$$

  - Επικρατέστερο το ωφέλιμο κινητό φορτίο

$$1.35G+1.5Q+1.5\cdot 0.6\cdot (W_z+S)$$

  - Επικρατέστερος ο άνεμος κατά xx

$$1.35G+1.5W_X+1.5\cdot 0.6\cdot (S+Q)$$

  - Επικρατέστερος ο άνεμος κατά zz

$$1.35G+1.5W_Z+1.5\cdot0.6\cdot(S+Q)$$

- Επικρατέστερο το ωφέλιμο κινητό φορτίο

$$1.35G+1.5Q+1.5\cdot0.6\cdot S/2$$

- Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

- Επικρατέστερο το ωφέλιμο κινητό φορτίο

$$1.0G+1.0Q+0.6\cdot(W_X+S)$$

- Επικρατέστερο το ωφέλιμο κινητό φορτίο

$$1.0G+1.0Q+0.6\cdot(W_Z+S)$$

- Επικρατέστερος ο άνεμος κατά xx

$$1.0G+1.0W_X+0.6\cdot(S+Q)$$

- Επικρατέστερος ο άνεμος κατά zz

$$1.0G+1.0W_Z+0.6\cdot(S+Q)$$

Όπου :

-G Μόνιμα Φορτία

-Q Κινητά Φορτία

-S Φορτία Χιονιού

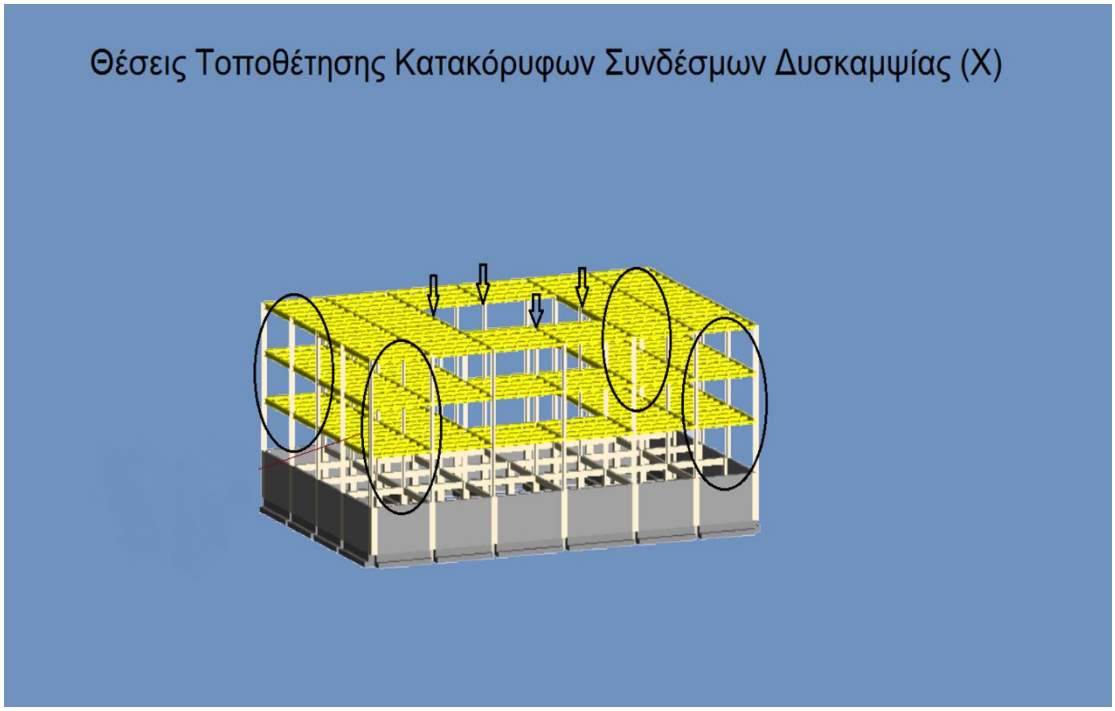
-W_x Φορτία Ανέμου Κατά τη Διεύθυνση x

-W_z Φορτία Ανέμου Κατά τη Διεύθυνση z

5. ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΥΡΕΣΗ ΒΕΛΤΙΣΤΗΣ ΘΕΣΗΣ ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ .

Στόχος της παρούσας διπλωματικής εργασίας εκτός από τη μελέτη και σχεδιασμό του τριώροφου κτιρίου ,είναι και η εύρεση της βέλτιστης θέσης τοποθέτησης των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας .Ως

θέσεις τοποθέτησης εξετάζονται αυτές εξωτερικά στις τέσσερις <<γωνίες>> - πλευρές του κτιρίου παράλληλα με τον άξονα x ,καθώς και εσωτερικά περιμετρικά του αίθριου ,όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα .

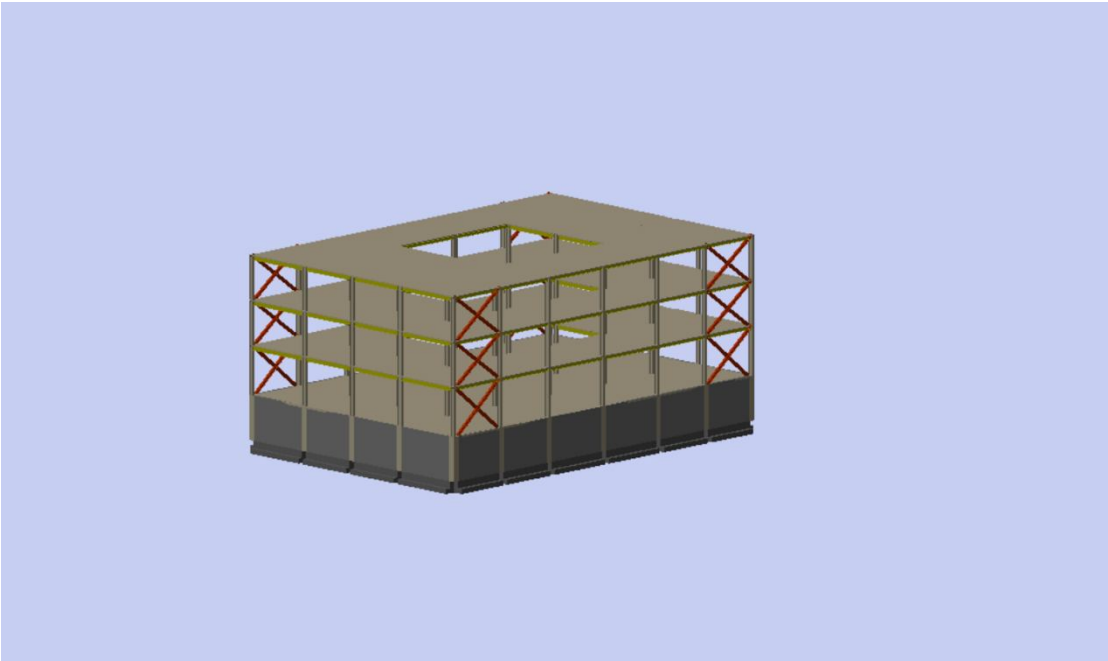


Σχήμα 5.1

Για τη διερεύνηση και την επιλογή των τελικών θέσεων τοποθέτησης των συνδέσμων δυσκαμψίας εξετάζονται οι κύριες ιδιομορφές της κατασκευής ,για την κάθε περίπτωση τοποθέτησης ,οι μέγιστες μετατοπίσεις και τις τιμές των εντατικών μεγεθών που αναπτύσσονται στο κτίριο .

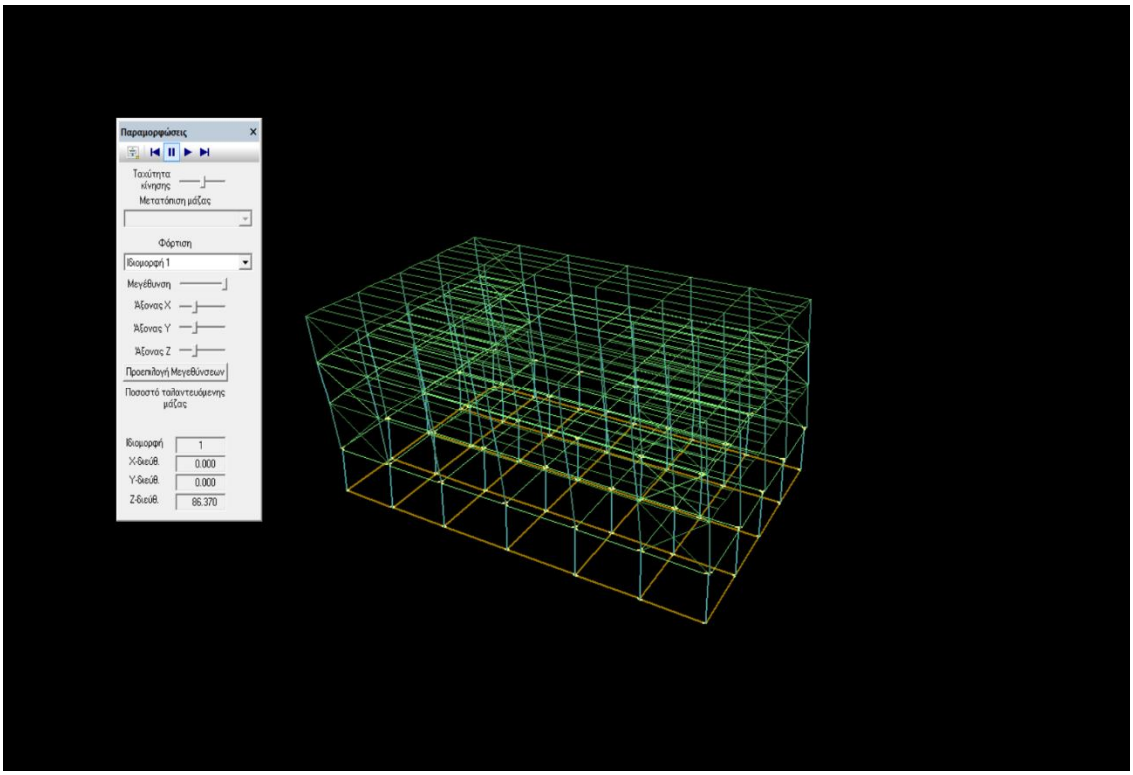
- **<u>Περίπτωση 1η</u>**

Τοποθέτηση των συνδέσμων δυσκαμψίας στα τέσσερα γωνιακά ανοίγματα του κτιρίου ,παράλληλα με τον άξονα xx .

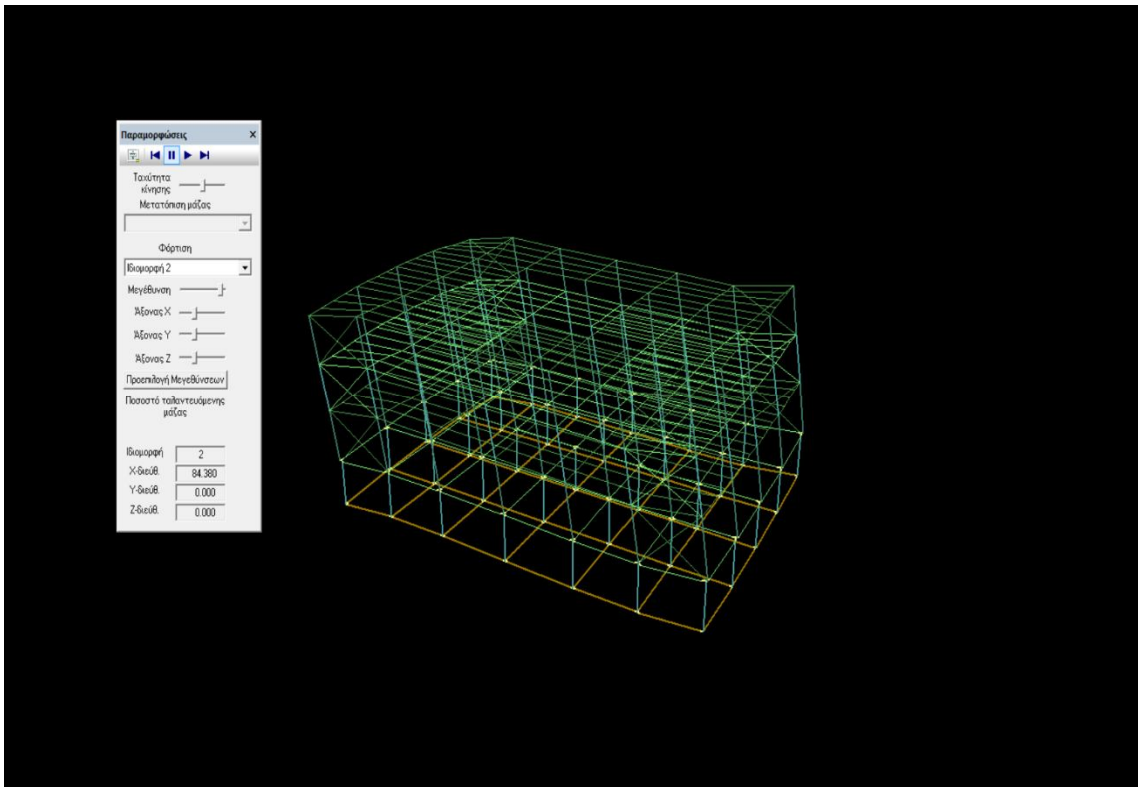


Σχήμα 5.2

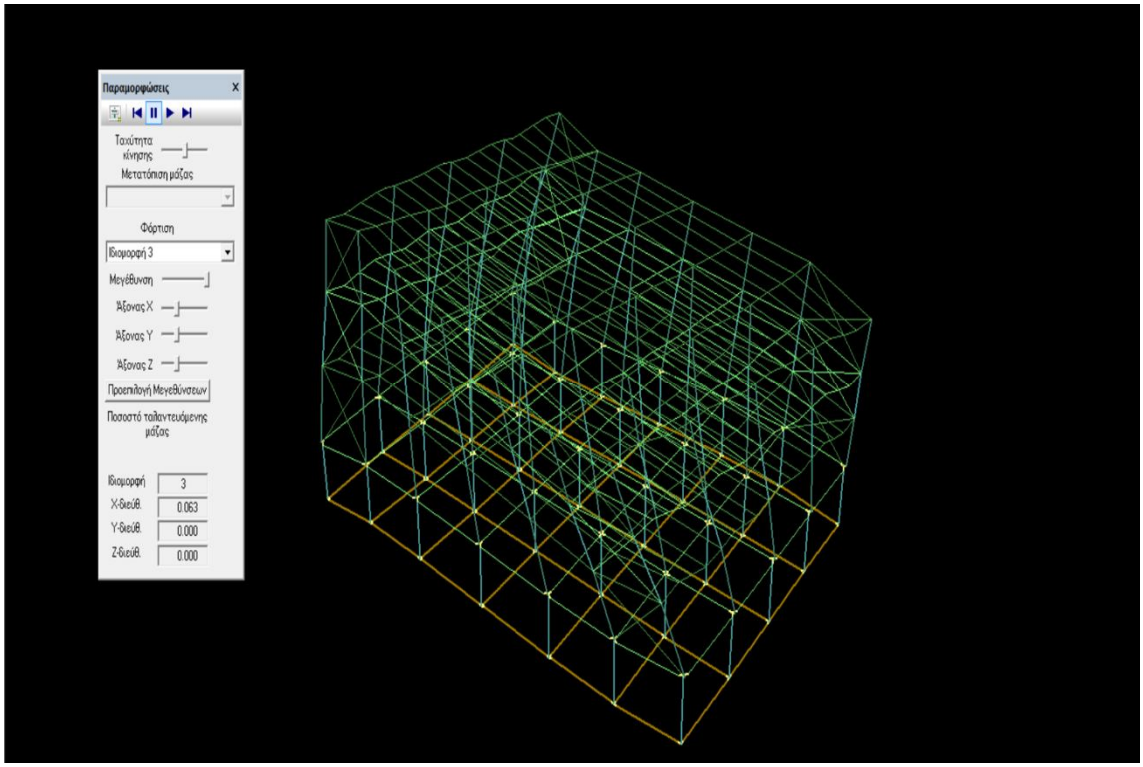
Ο κύριες ιδιομορφές όπως τις παίρνουμε από το πρόγραμμα Fespa παρουσιάζονται στα παρακάτω σχήματα ,ενώ το ποσοστό επί τοις εκατό που εμφανίζεται αναφέρεται στη συνολική ιδιομορφική μάζα που ταλαντώνεται σε κάθε διεύθυνση του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος .Έτσι έχουμε :



Σχήμα 5.3 Άξονας z – 1η Ιδιομορφή

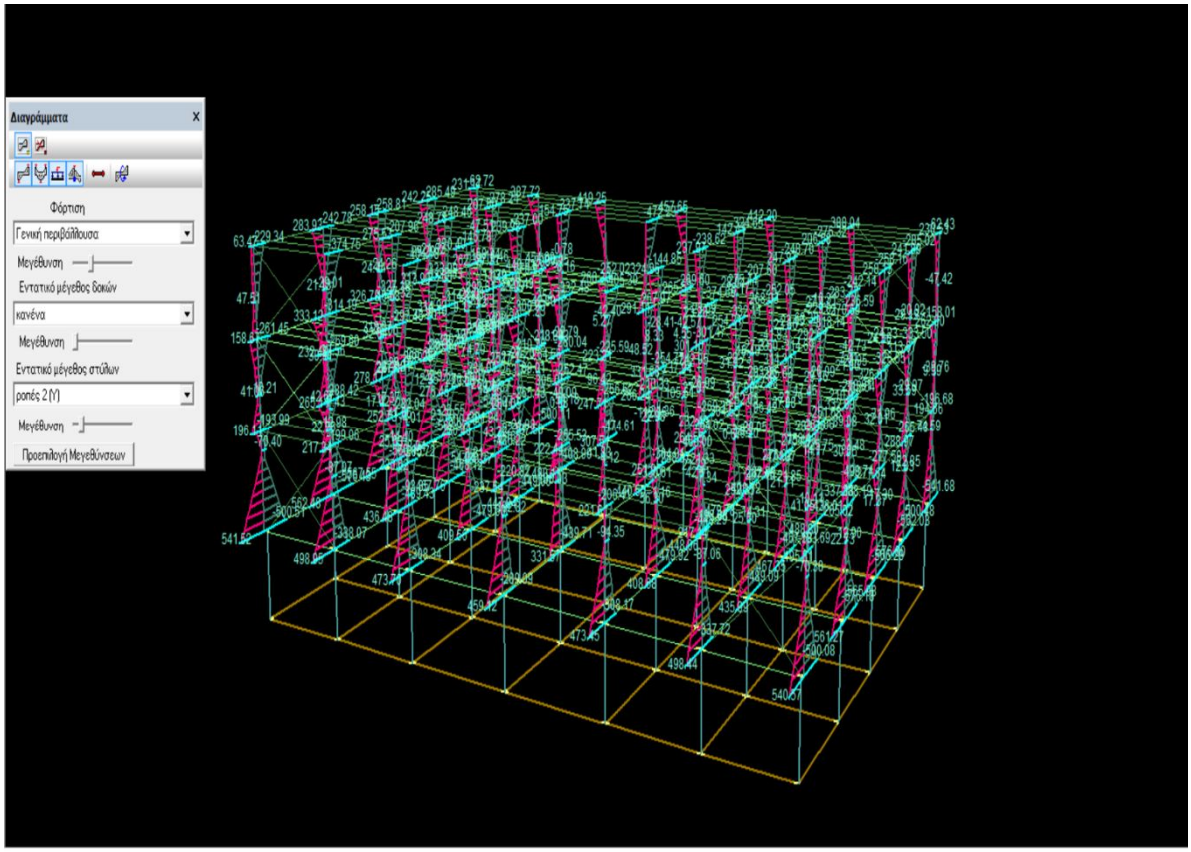


Σχήμα 5.4 Άξονας x – 2η Ιδιομορφή

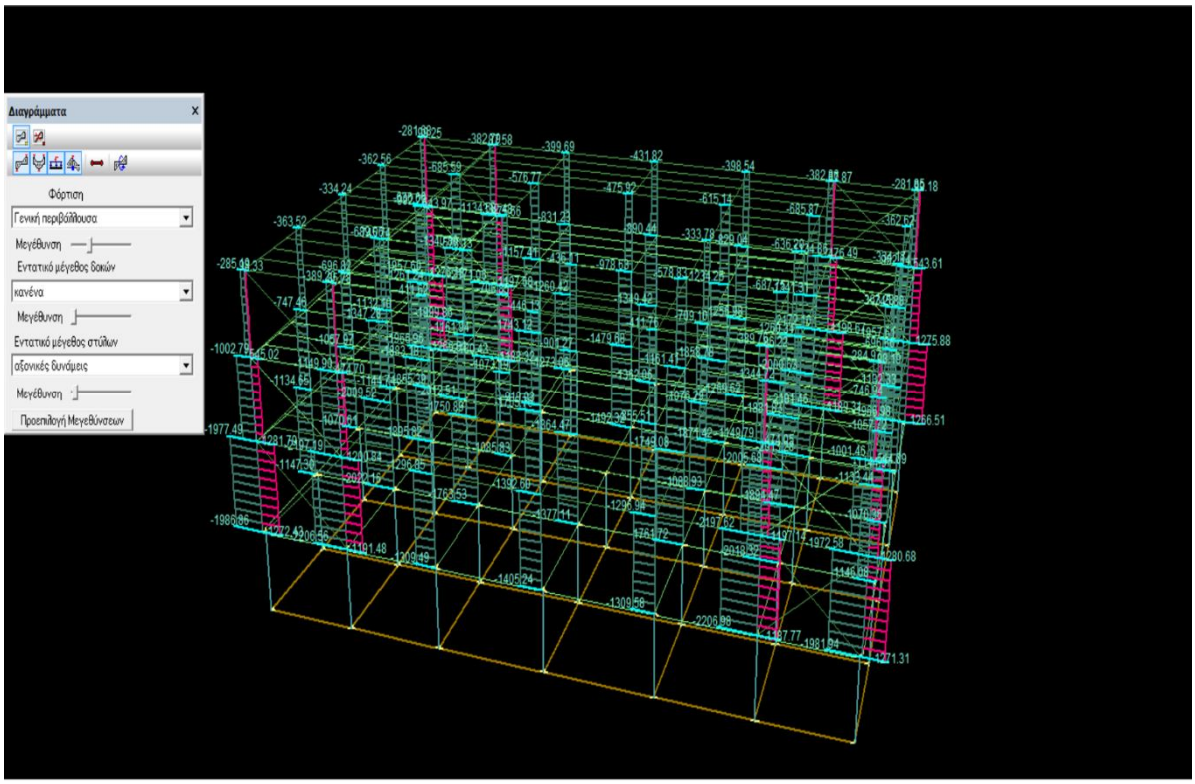


Σχήμα 5.5 Στροφική Ιδιομορφή – 3η Ιδιομορφή

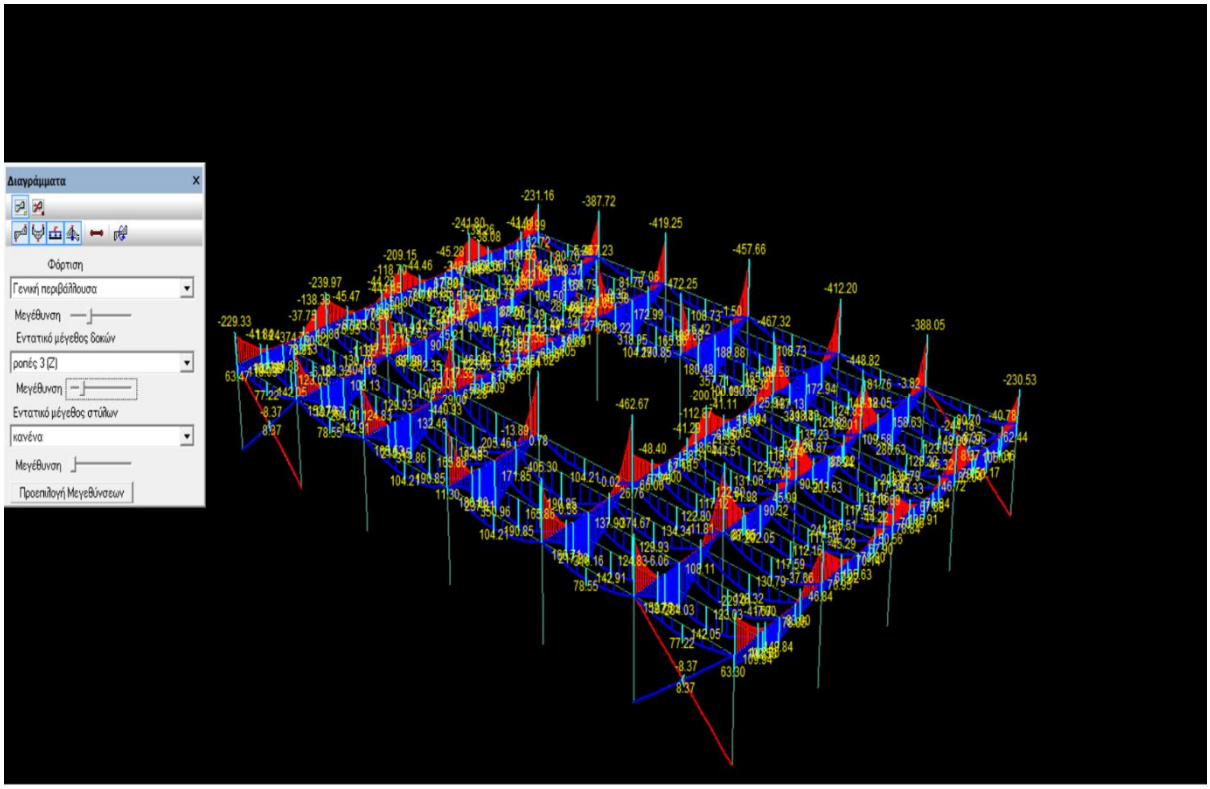
Στη συνέχεια παρατίθενται τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών των αξονικών και των ροπών των στύλων καθώς και των ροπών των δοκών ενός τυπικού ορόφου ,όπως αυτά προκύπτουν από τη γενική περιβάλλουσα των φορτίσεων έτσι ώστε να πάρουμε μια εικόνα της καταπόνησης του κτιρίου σε κάθε περίπτωση .Έτσι έχουμε :



Σχήμα 5.6 Ροπές Στύλων

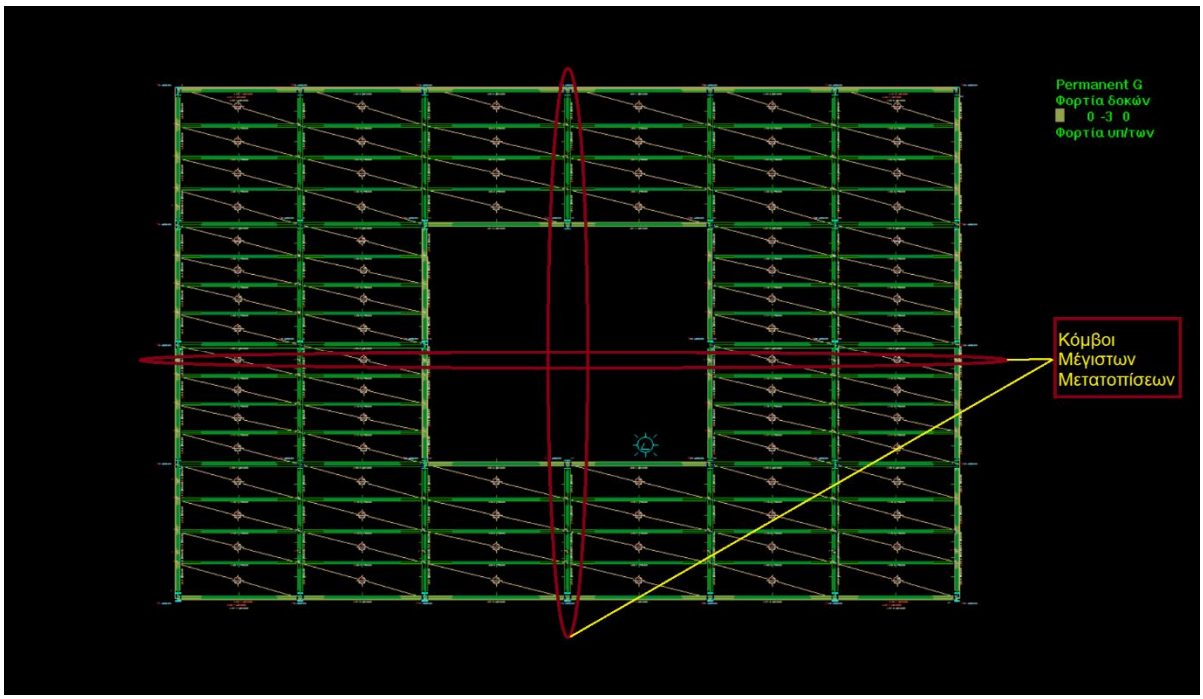


Σχήμα 5.7 Αξονικές Στύλων



Σχήμα 5.8 Ροπές Δοκών Τυπικού Ορόφου

Οι κόμβοι όπου παρουσιάζονται οι μέγιστες μετατοπίσεις είναι :



Σχήμα 5.9 Κόμβοι Μέγιστων Μετατοπίσεων

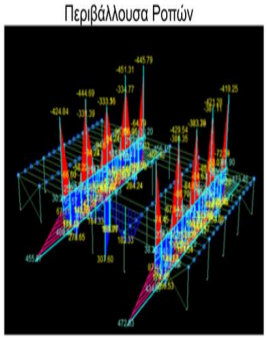
Και οι μέγιστες μετακινήσεις είναι : άξονας x – δ_{xmax}= 3.70cm

άξονας z – δ_{zmax}=7.29cm

Επομένως συγκεντρωτικά έχουμε :

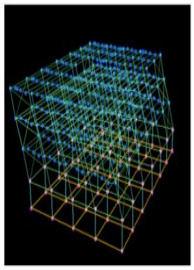
Σύνδεσμοι Εξωτερικά

Περιβάλλουσα Ροπών

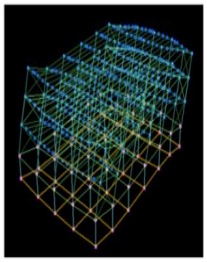


Ιδιομορφές

X 84%



Z 86%



Μετακινήσεις

X=3.70cm Z=7.29cm

Μέγιστη Ροπή Στύλων maxMsd=576.18KNm

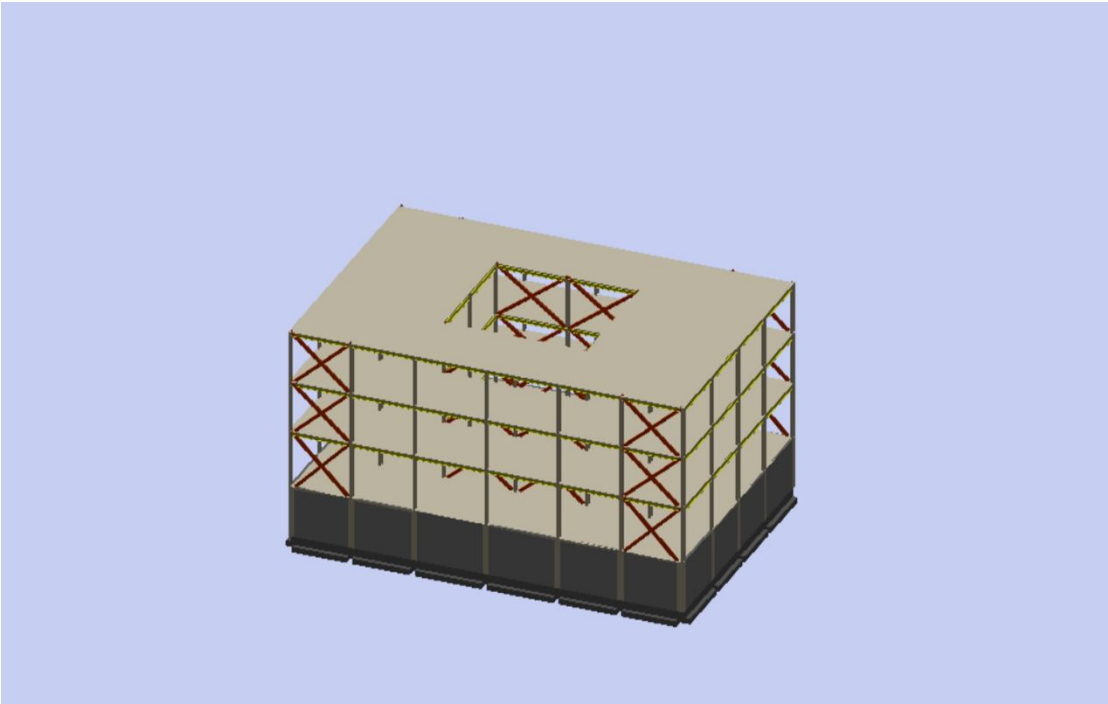
Μέγιστη Αξονική Θλιπτική Στύλων maxNsd=-2206.98KN

Μέγιστη Αξονική Εφελκυστική Στύλων maxNsd=1275.88KN

Μέγιστη Ροπή Δοκών Τυπικού Ορόφου maxMsd=462.67KNm

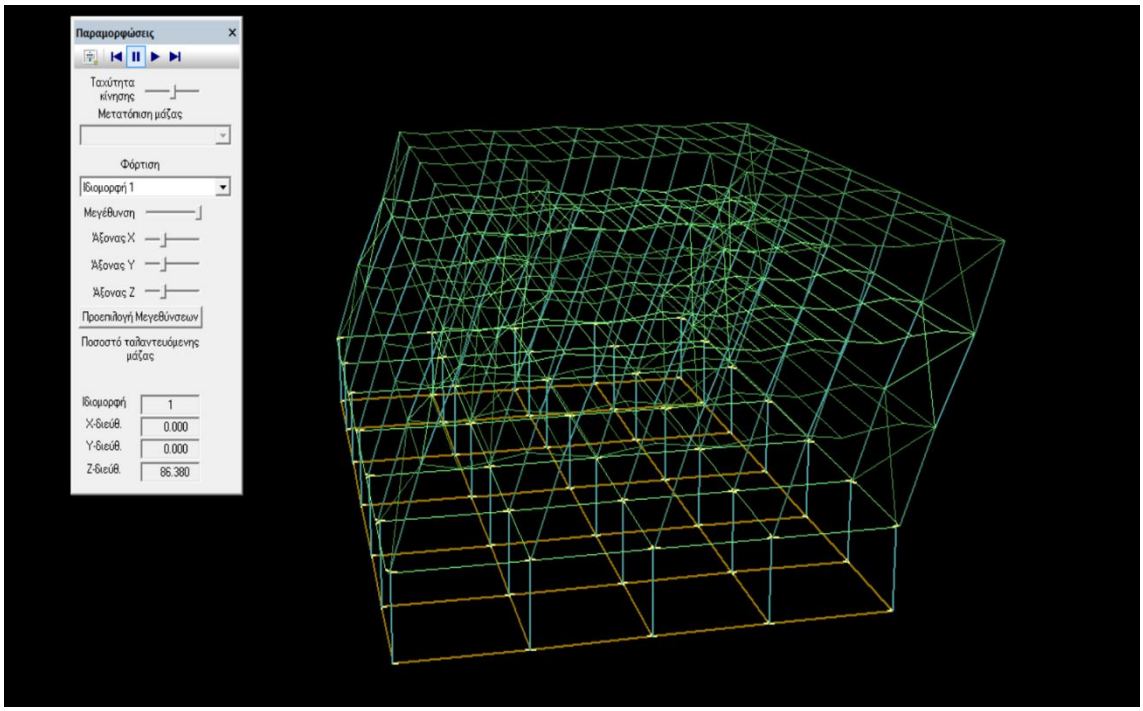
- <u>Περίπτωση 2η</u>

Τοποθετούνται σύνδεσμοι δυσκαμψίας εξωτερικά και πάλι στα τέσσερα γωνιακά ανοίγματα καθώς και εσωτερικά περιμετρικά του αίθριου μόνο αυτά που είναι παράλληλα με τον άξονα x ,όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα .

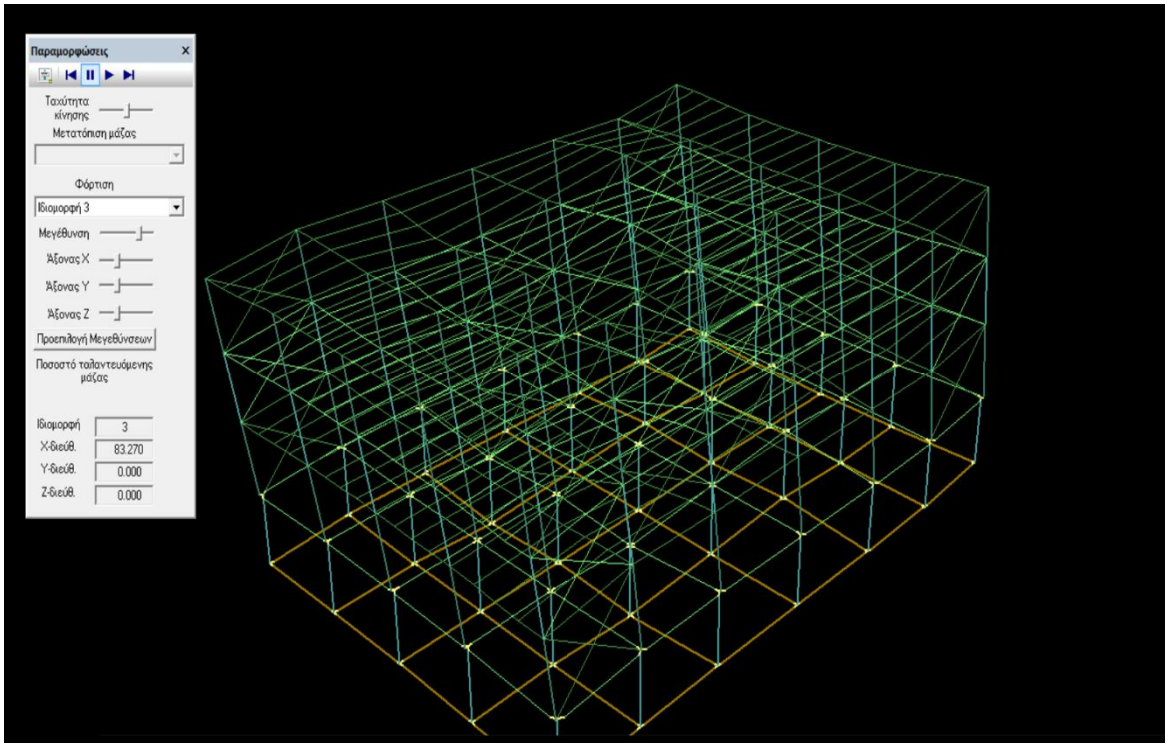


Σχήμα 5.10

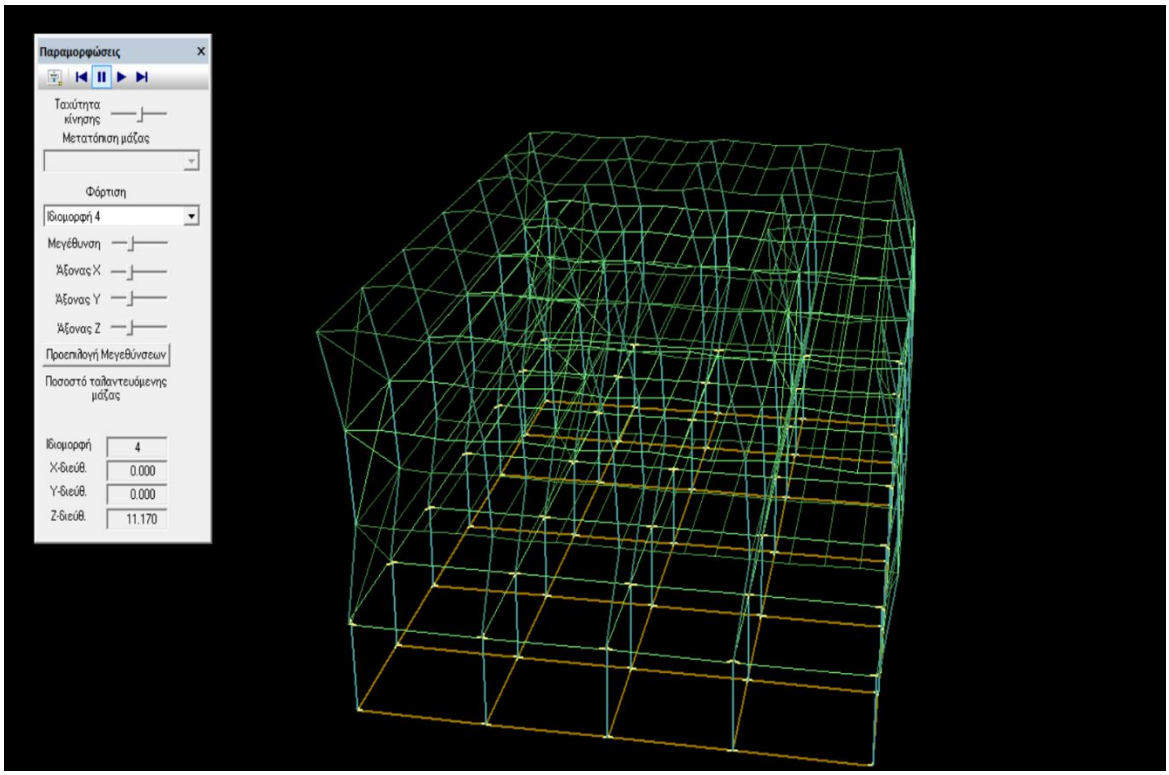
Όπως και προηγουμένως ακολουθούμε την ίδια πορεία διερεύνησης .Έτσι έχουμε :



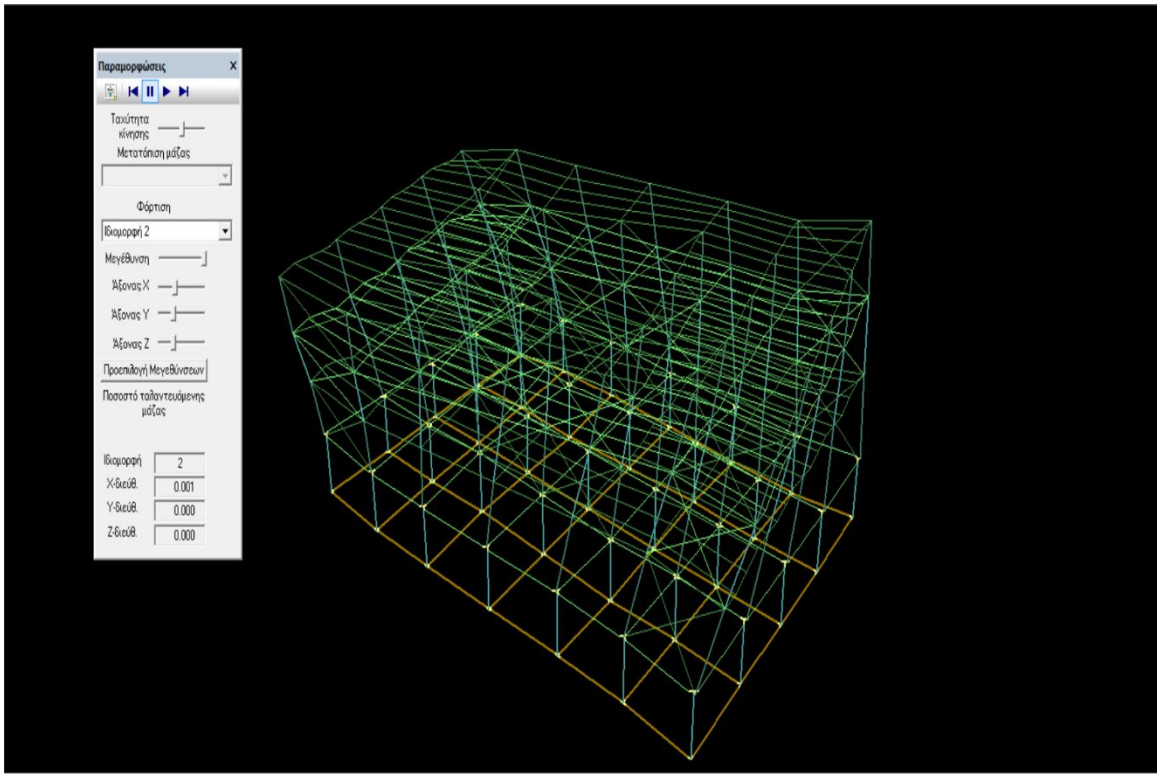
Σχήμα 5.11 Άξονας Z - Ιδιομορφή 1η



Σχήμα 5.12 Άξονας X - Ιδιομορφή 3η

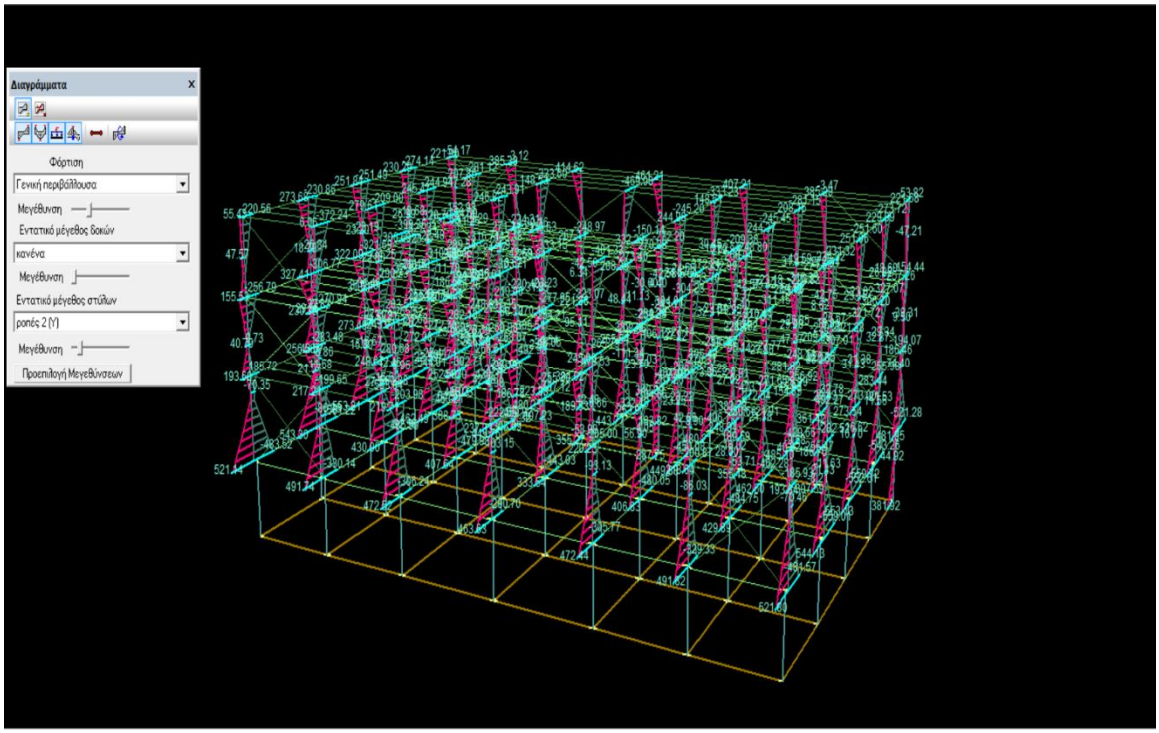


Σχήμα 5.13 Άξονας Z - Ιδιομορφή 4η

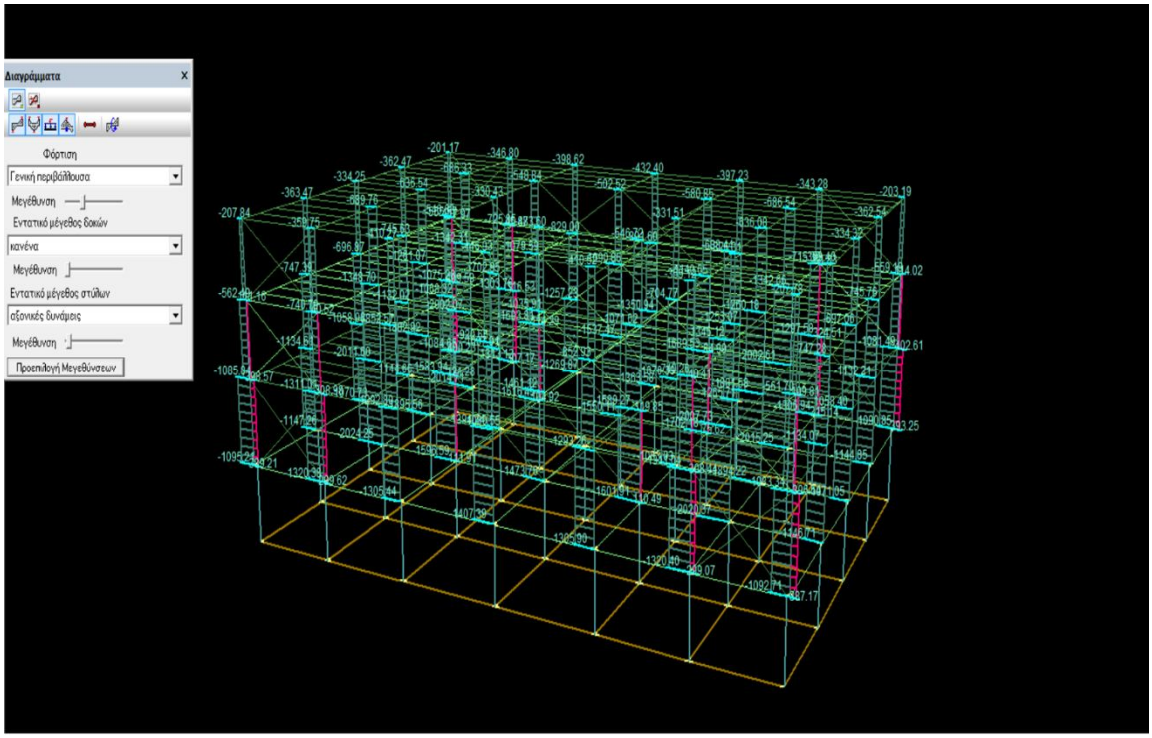


Σχήμα 5.14 Στροφική Ιδιομορφή - Ιδιομορφή 2η

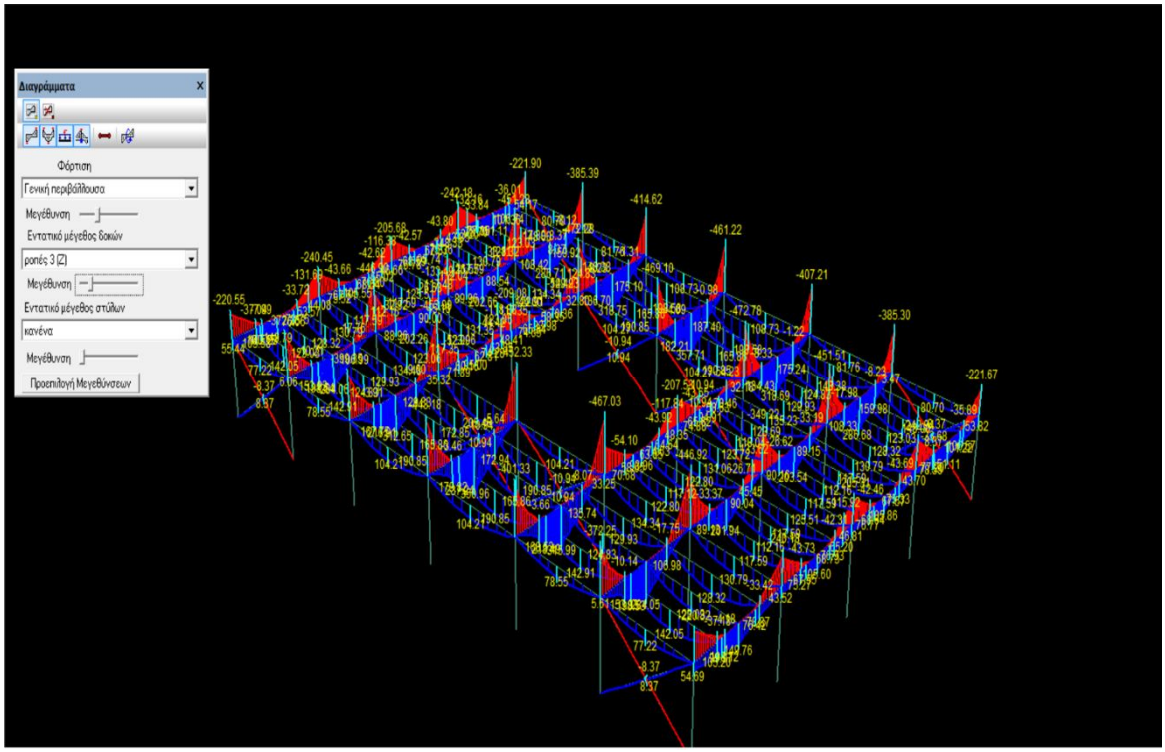
Ακολούθως έχουμε τα εντατικά μεγέθη .Επομένως :



Σχήμα 5.15 Ροπές Στύλων

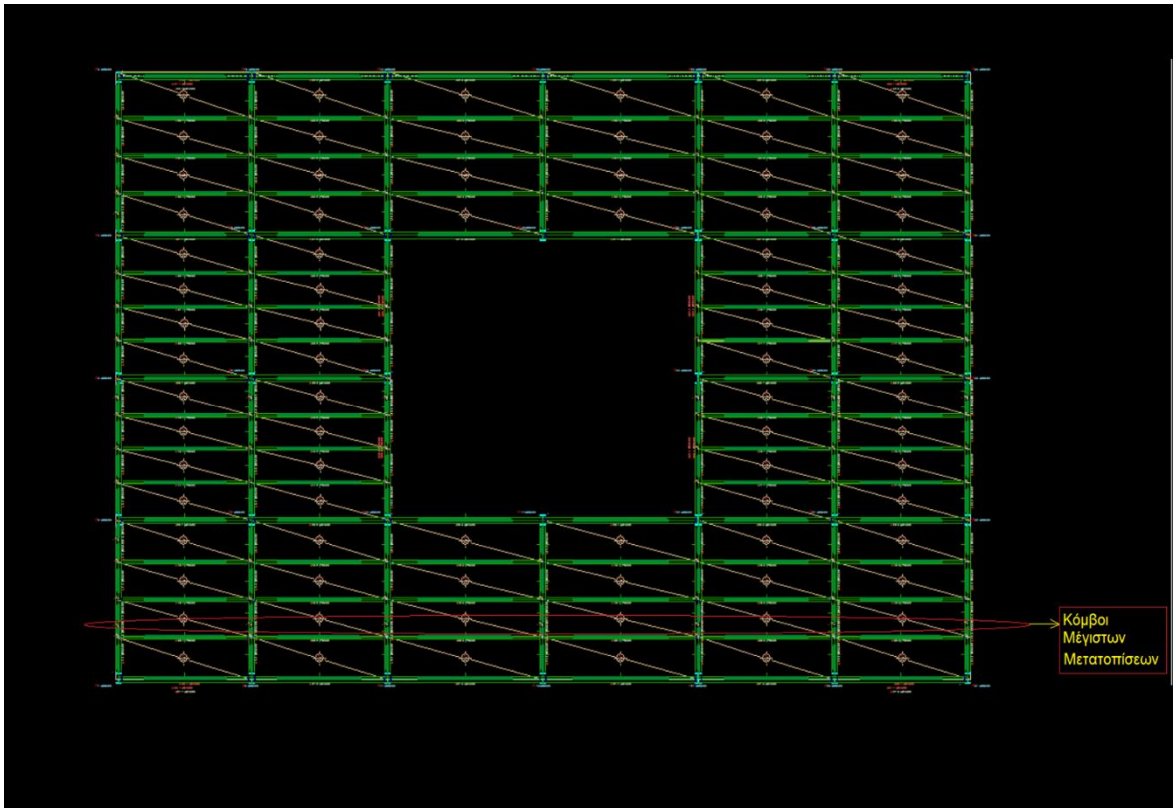


Σχήμα 5.12 Αξονικές Στύλων



Σχήμα 5.13 Ροπές Δοκών Τυπικού Ορόφου

Και ακολουθούν οι μέγιστες μετατοπίσεις :



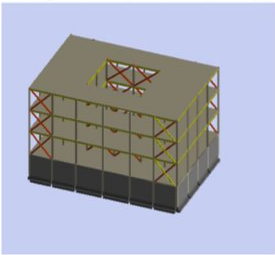
Σχήμα 5.14

Και οι μέγιστες μετακινήσεις είναι : άξονας x – δ_{xmax}= 1.53cm

άξονας z – δ_{zmax}=7.23cm

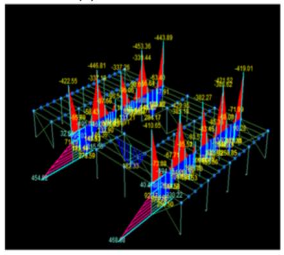
Συγκεντρωτικά έχουμε :

(Τοποθέτηση στον άξονα X -X ,
κατά την Διεύθυνση Z Πλαισιακή Λειτουργία)



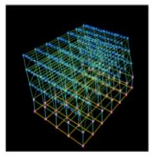
Σύνδεσμοι Εξωτερικά
και Εσωτερικά

Περιβάλλουσα Ροπών

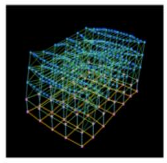


Ιδιομορφές

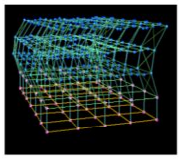
Z 86 %



X 83%



Z11%



Μετακινήσεις
X:1.53cm Z:7.23cm

Μέγιστη Ροπή Στύλων maxMsd=559.01KNm

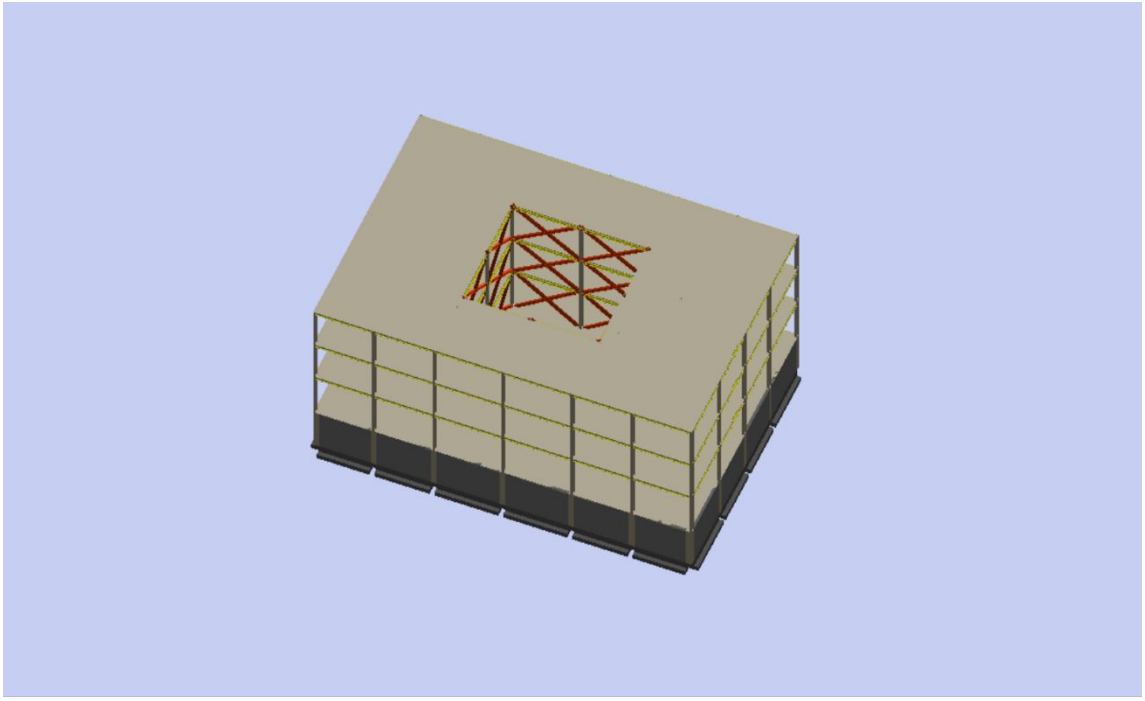
Μέγιστη Αξονική Θλιπτική Στύλων maxNsd=-2024.25KN

Μέγιστη Αξονική Εφελκυστική Στύλων maxNsd=393.25KN

Μέγιστη Ροπή Δοκών Τυπικού Ορόφου maxMsd=467.03KNm

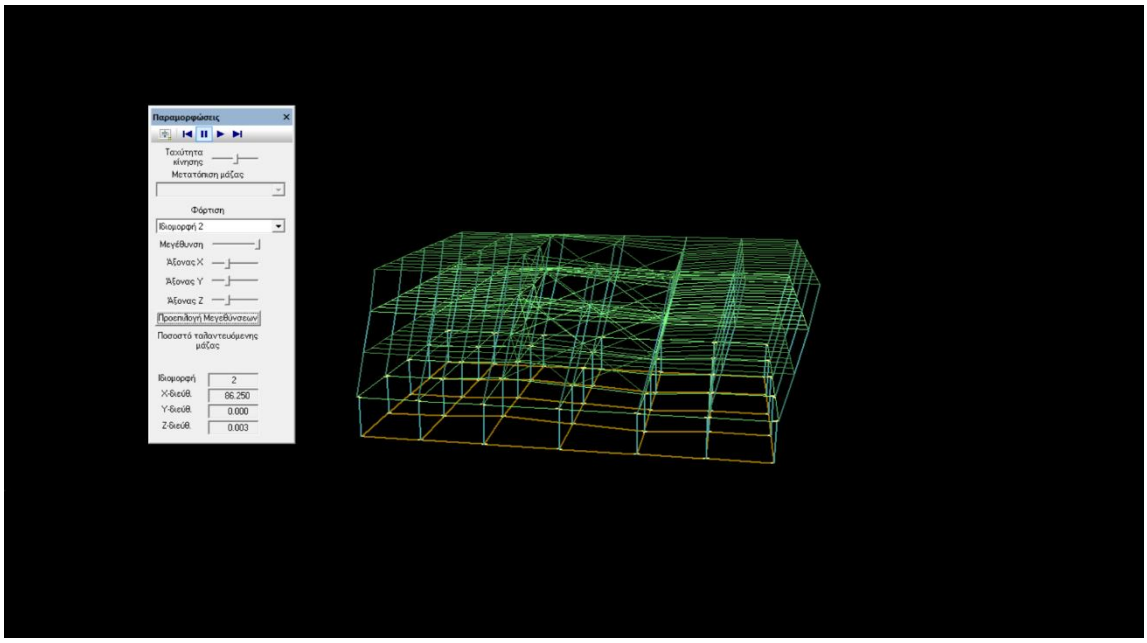
- <u>Περίπτωση 3η</u>

Τοποθέτηση των συνδέσμων δυσκαμψίας μόνο εσωτερικά ,περιμετρικά του αίθριου παράλληλα και προς τις δύο διευθύνσεις x και z .

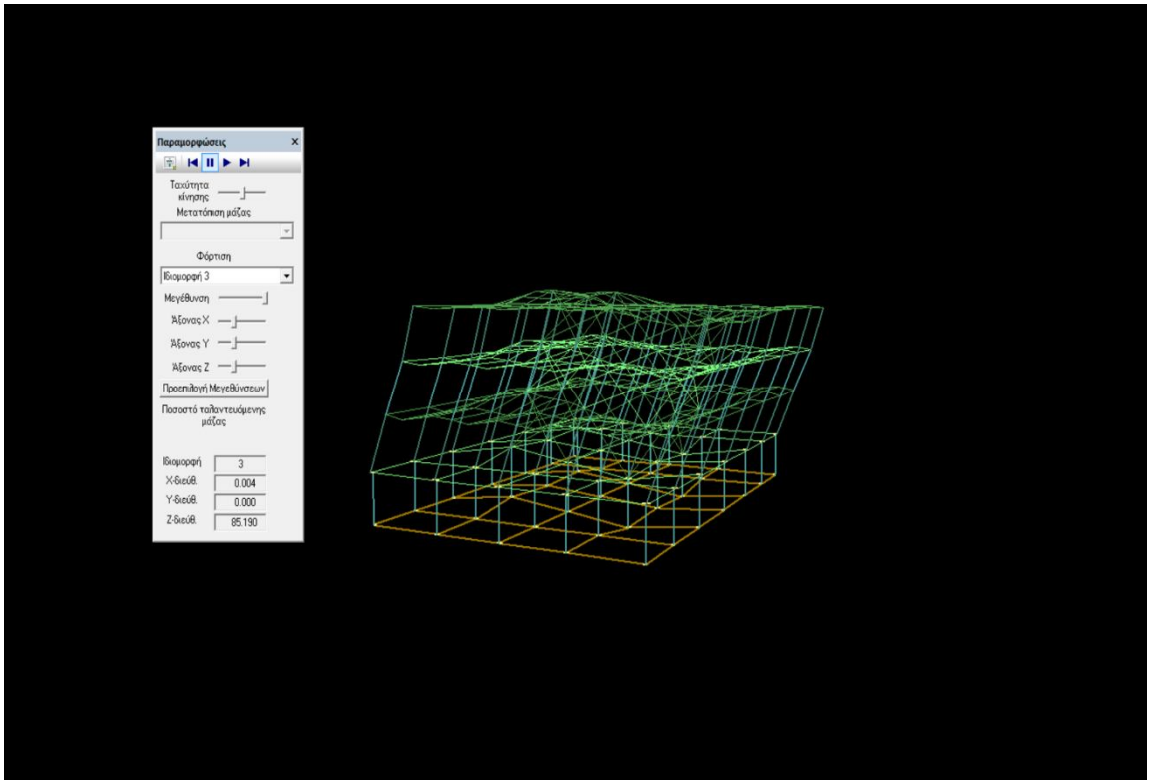


Σχήμα 5.15

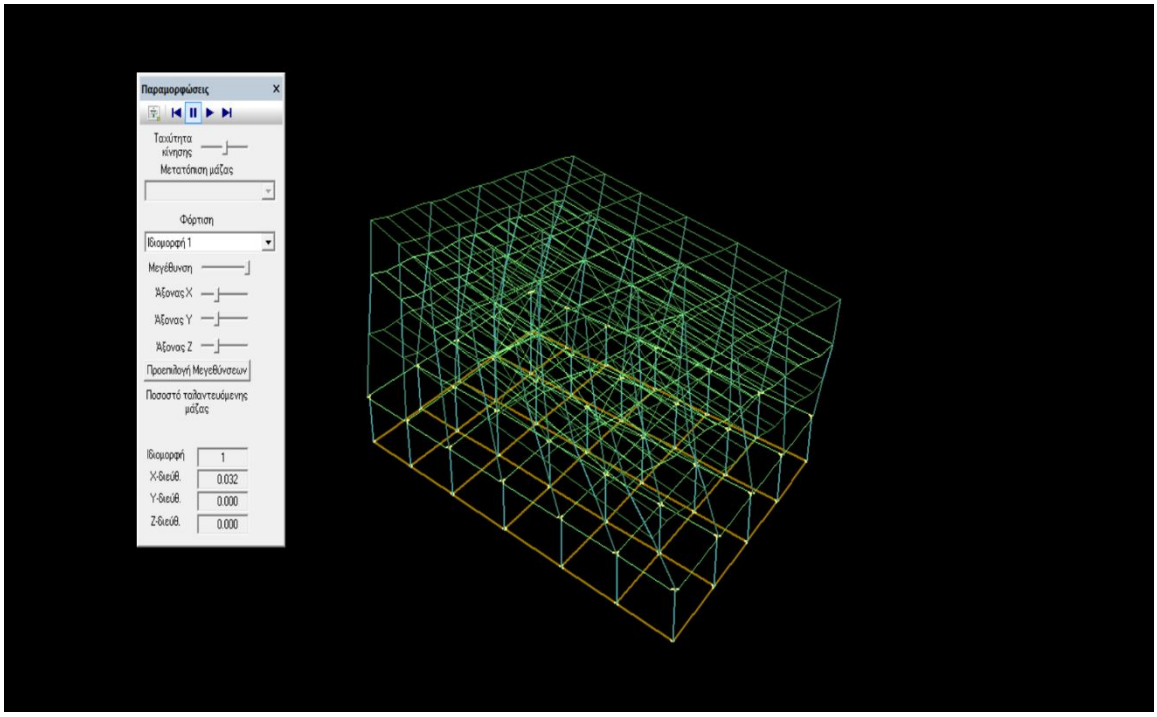
Και ακολουθούν ιδιομορφές ,εντατικά μεγέθη και μέγιστες μετατοπίσεις .Επομένως έχουμε :



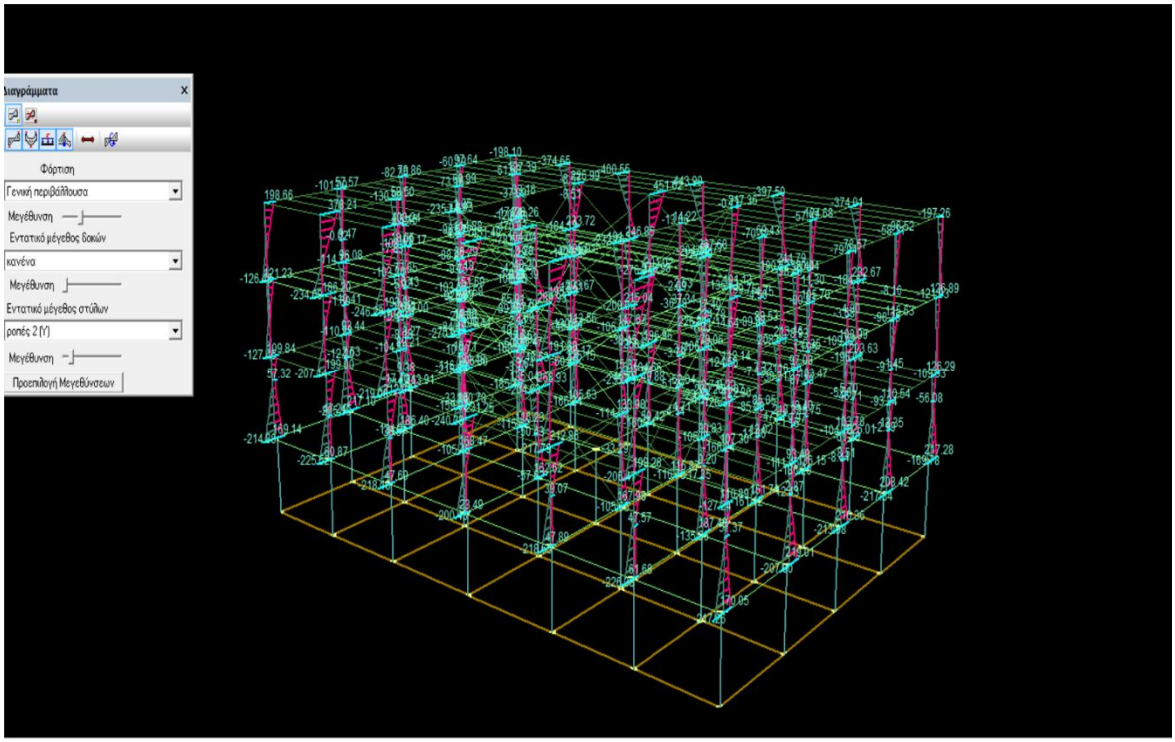
Σχήμα 5.16 Άξονας X - Ιδιομορφή 1η



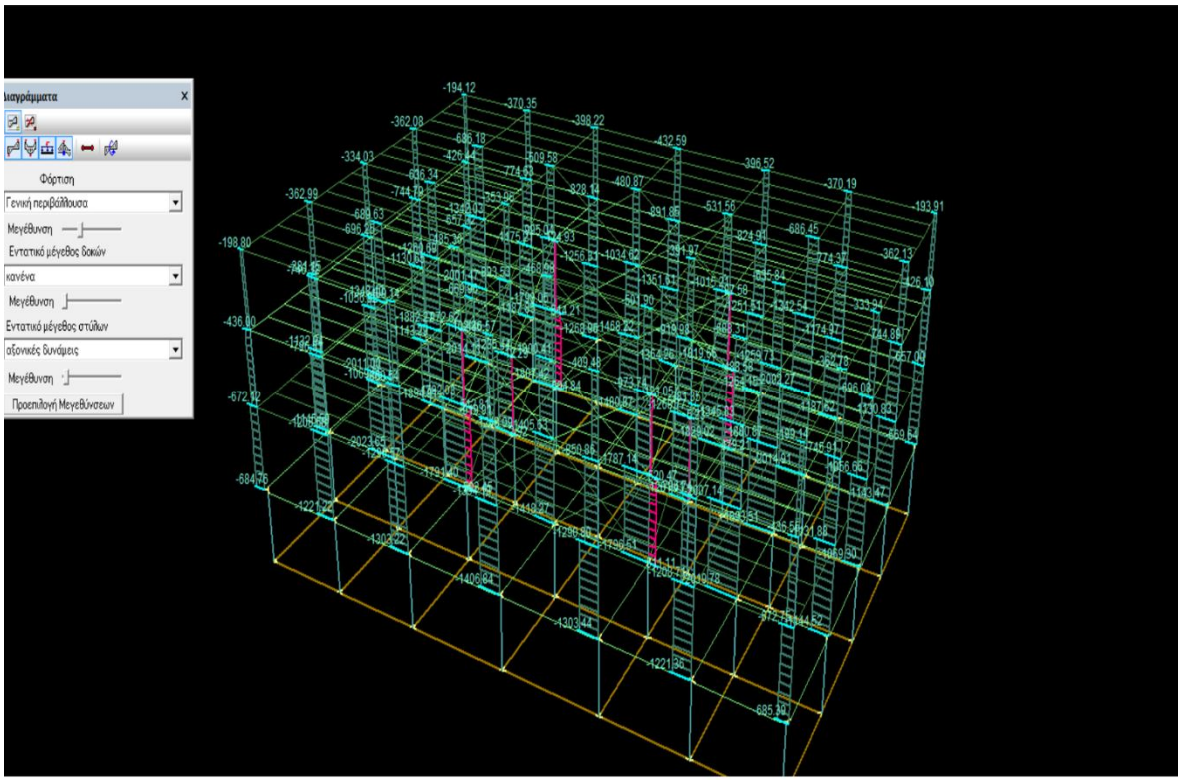
Σχήμα 5.17 Άξονας Z - Ιδιομορφή 3η



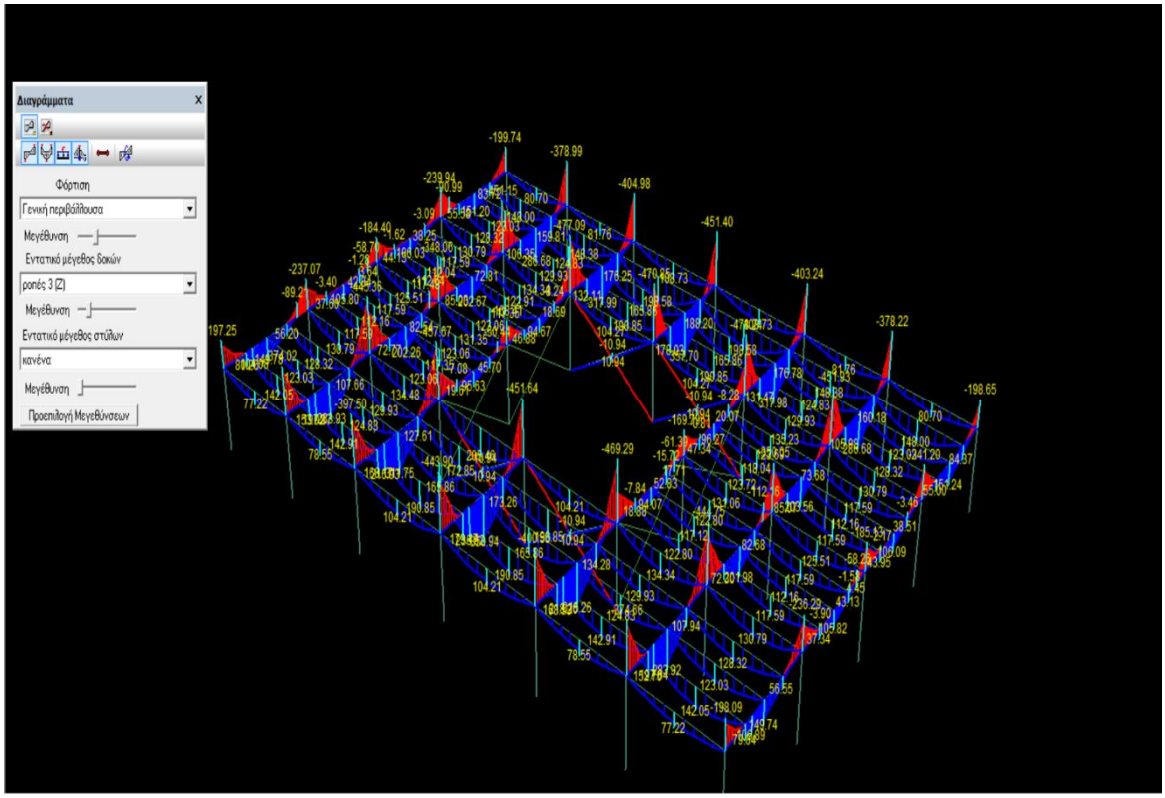
Σχήμα 5.18 Στροφική Ιδιομορφή – Ιδιομορφή 1η



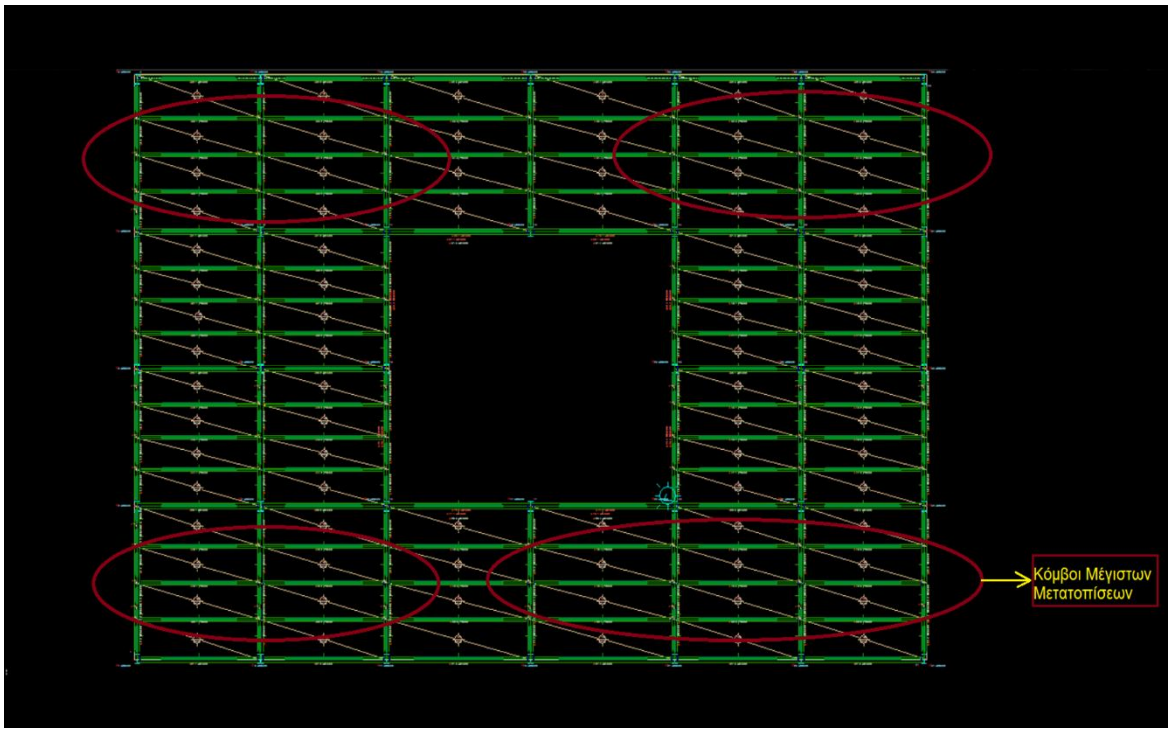
Σχήμα 5.19 Ροπές Στύλων



Σχήμα 5.20 Αξονικές Στύλων



Σχήμα 5.21 Ροπές Δοκών Τυπικού Ορόφου



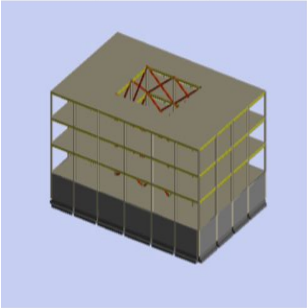
Σχήμα 5.22 Κόμβοι Μέγιστων Μετατοπίσεων

Και οι μέγιστες μετακινήσεις είναι : άξονας x – δ_{xmax}= 2.23cm

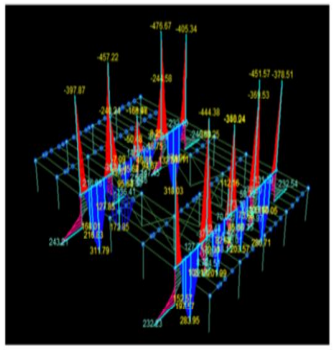
άξονας z – δ_{zmax}=2.20cm

Συγκεντρωτικά έχουμε :

Σύνδεσμοι Εσωτερικά
και στις δύο διευθύνσεις

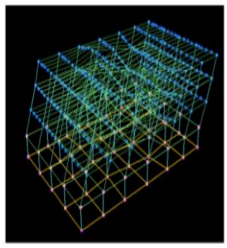


Περιβάλλουσα Ροπών

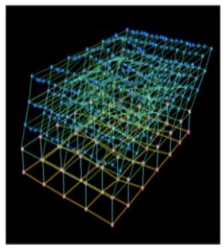


Ιδιομορφές

X 86 %



Z 85%



Μετακινήσεις
X:2.23cm Z:2.20cm

Μέγιστες Ροπές Στύλων maxMsd=226.08KNm

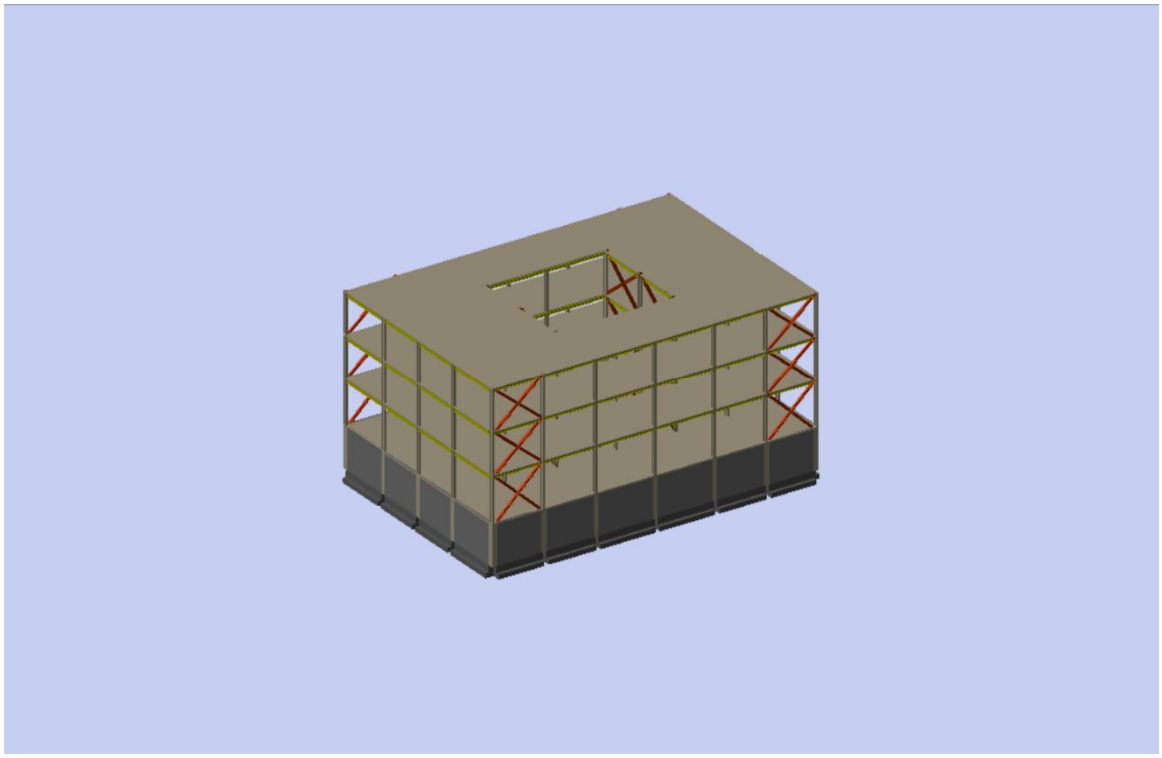
Μέγιστες Αξονικές Θλιπτικές Στύλων maxNsd=-2023.65KN

Μέγιστες Αξονικές Εφελκυστικές Στύλων maxNsd=520.47KN

Μέγιστες Ροπές Δοκών Τυπικού Ορόφου maxMsd=469.29KNm

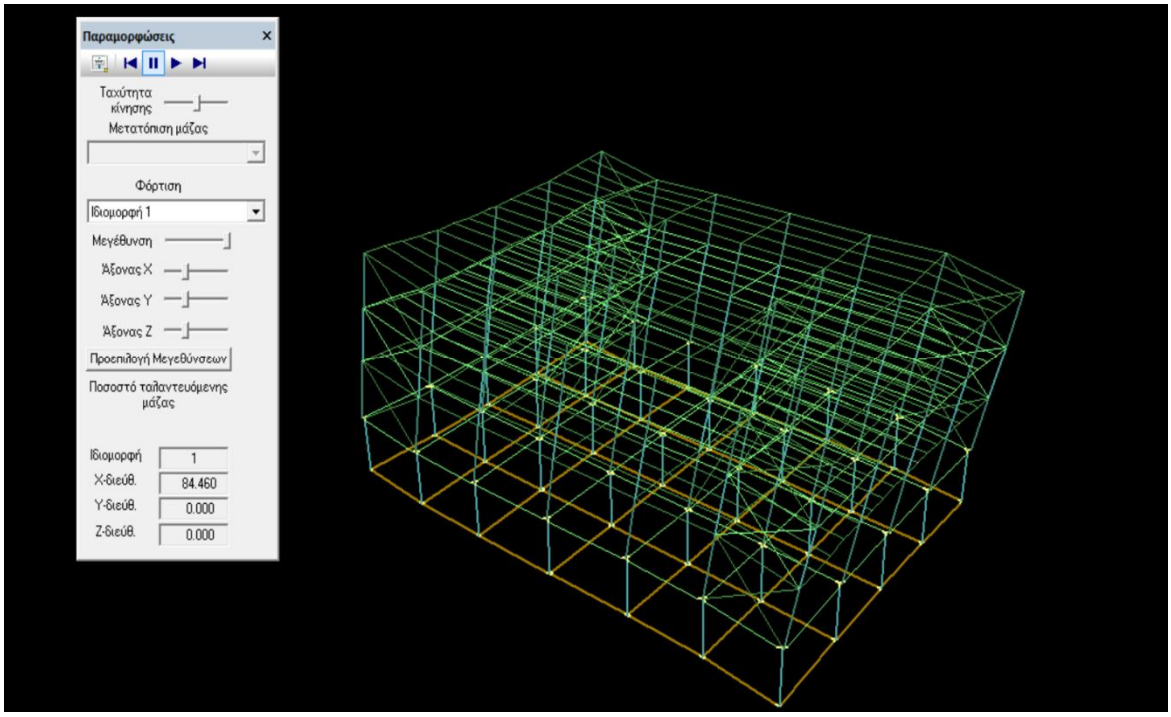
- <u>Περίπτωση 4η</u>

Τοποθέτηση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας εξωτερικά στα τέσσερα γωνιακά ανοίγματα παράλληλα με τον άξονα X και εσωτερικά περιμετρικά του αίθριου μόνο αυτά που είναι παράλληλα με τον άξονα Z .Επομένως έχουμε :

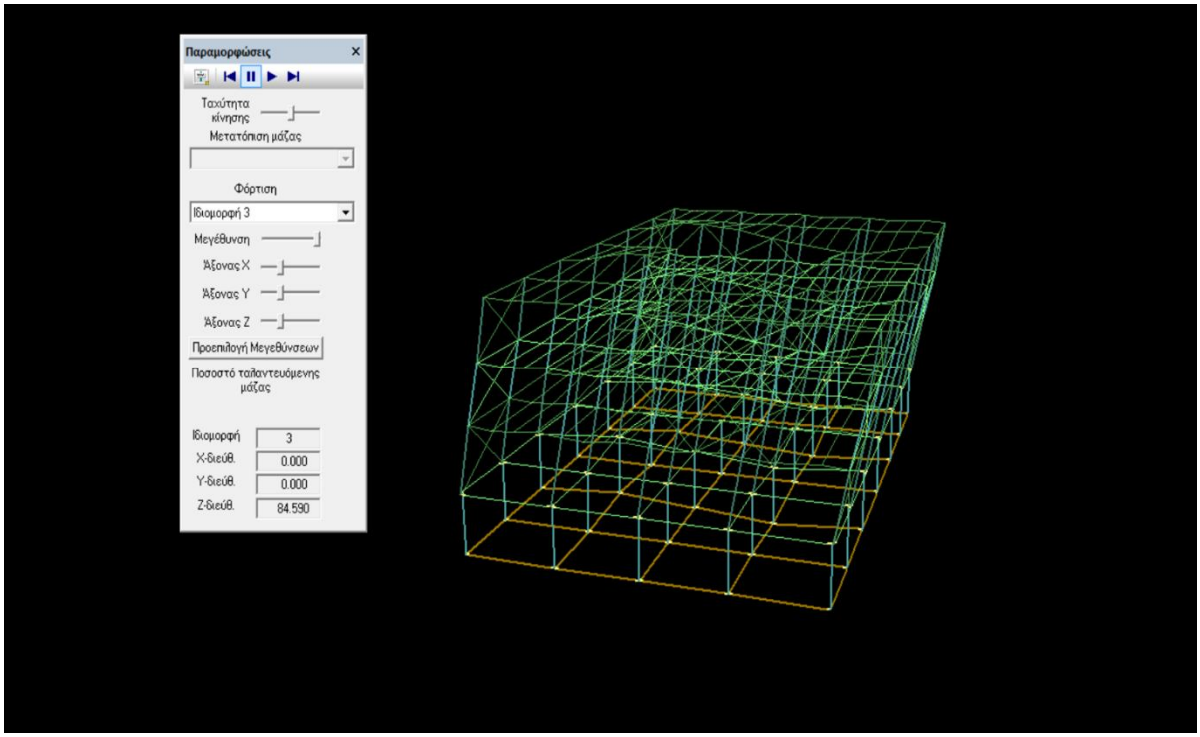


Σχήμα 5.23

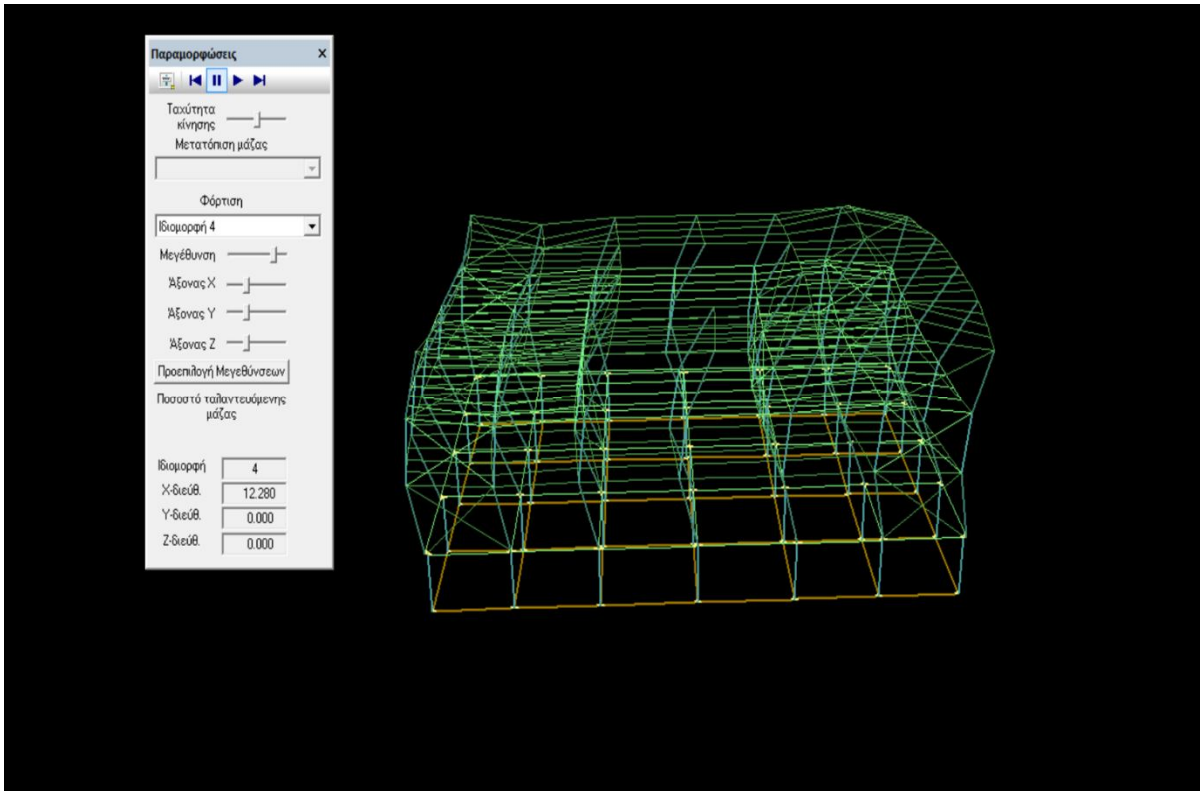
Και στη συνέχεια :



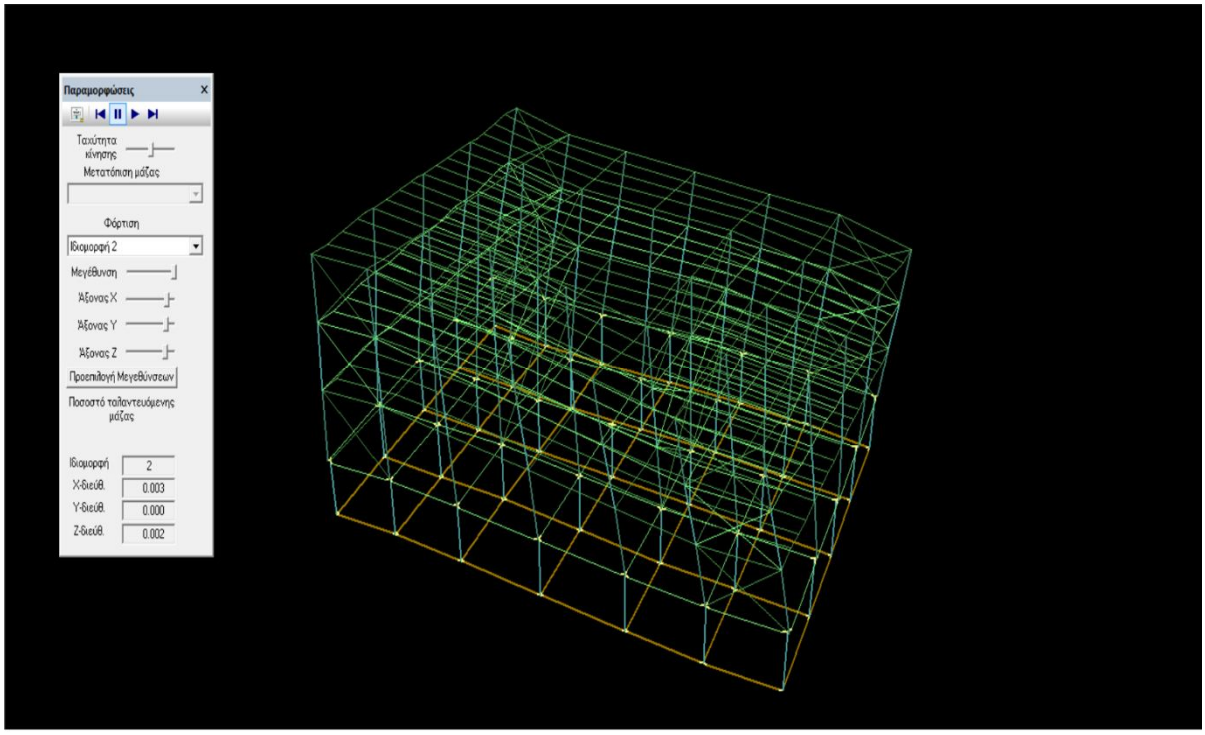
Σχήμα 5.24 Άξονας X – Ιδιομορφή 1η



Σχήμα 5.25 Άξονας Z – Ιδιομορφή 3η

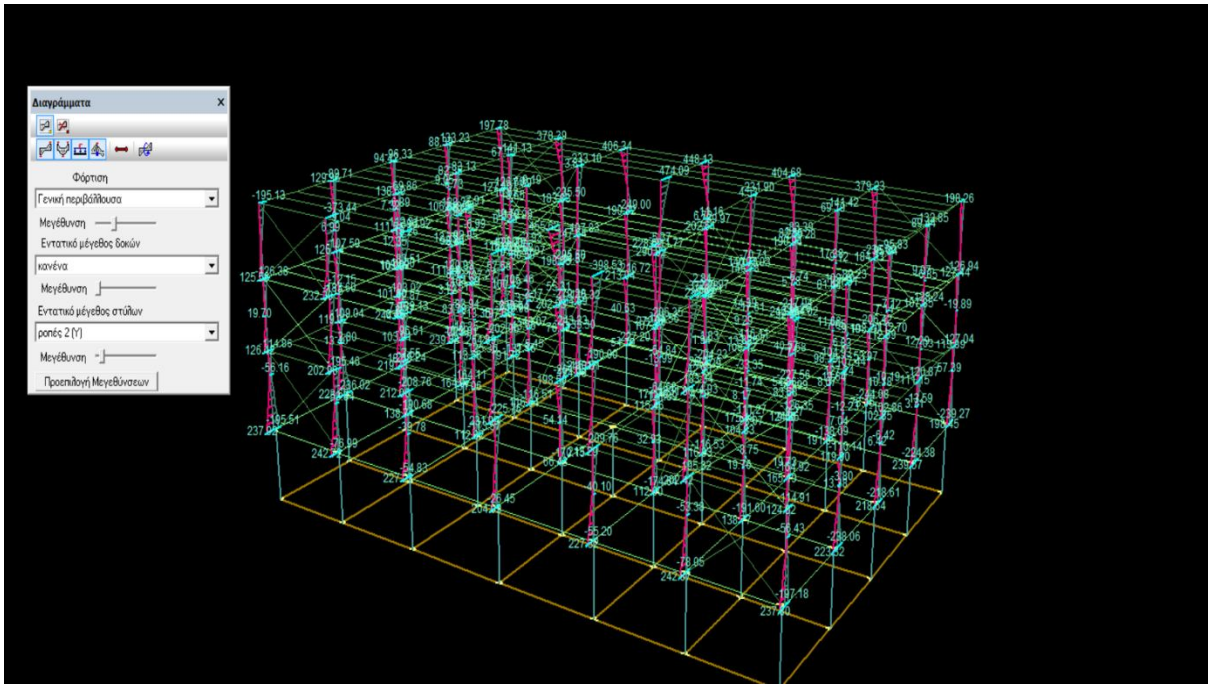


Σχήμα 5.26 Άξονας X – Ιδιομορφή 4η

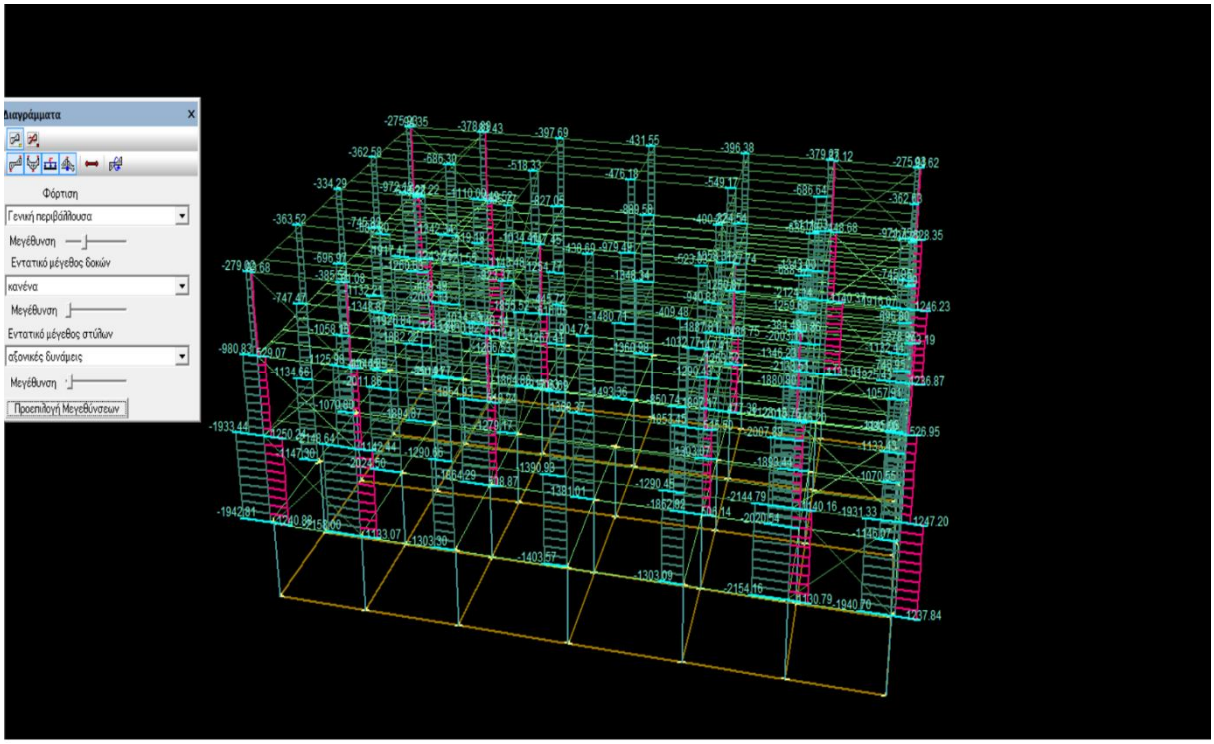


Σχήμα 5.27 Στροφική Ιδιομορφή – Ιδιομορφή 2η

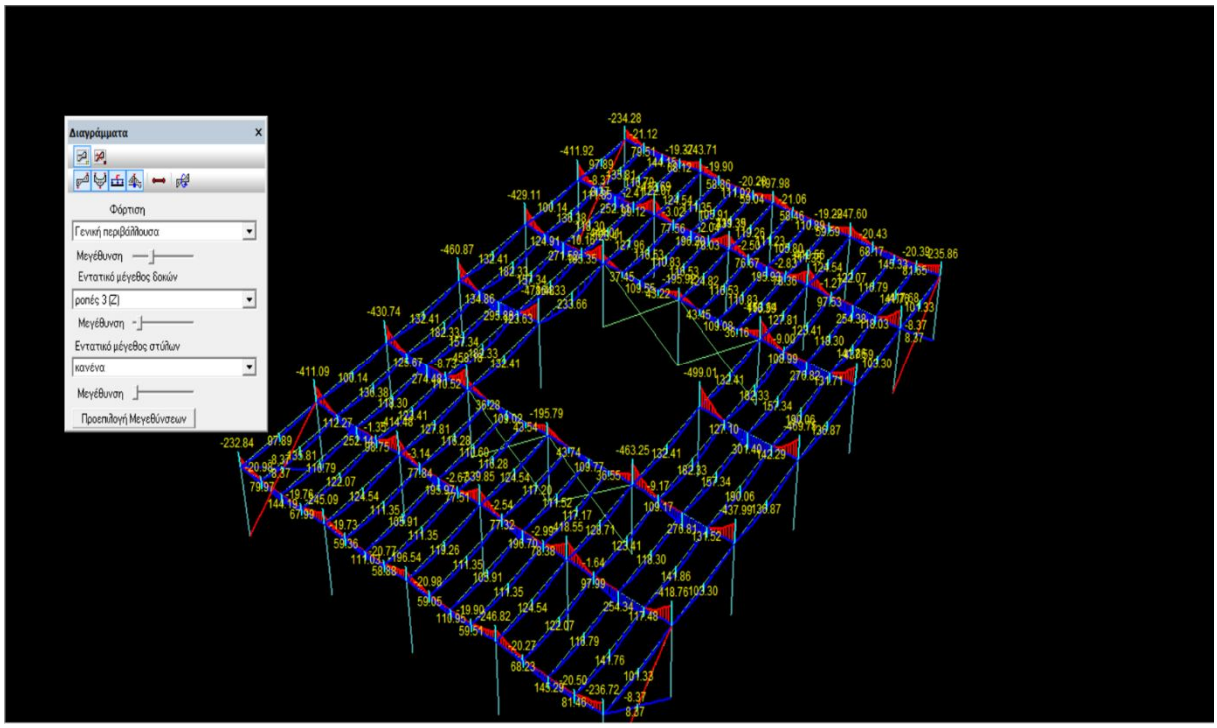
Εντατικά Μεγέθη :



Σχήμα 5.28 Ροπές Στύλων

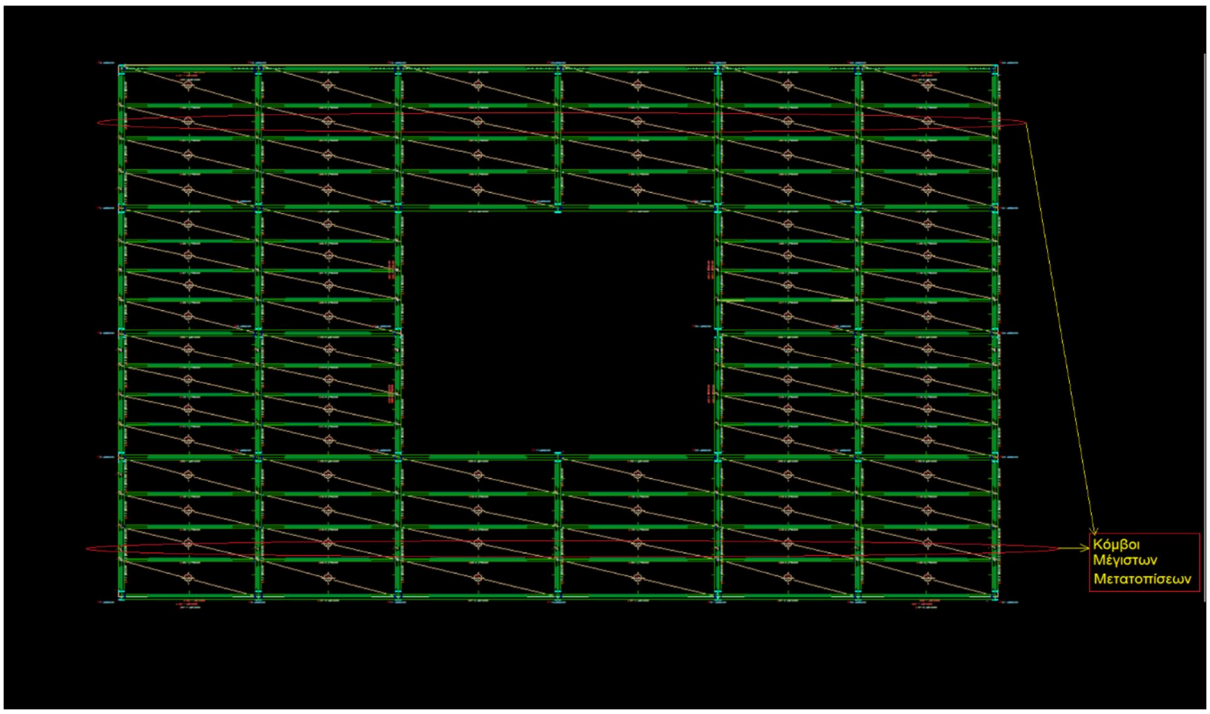


Σχήμα 5.29 Αξονικές Στύλων



Σχήμα 5.30 Ροπές Δοκών Τυπικού Ορόφου

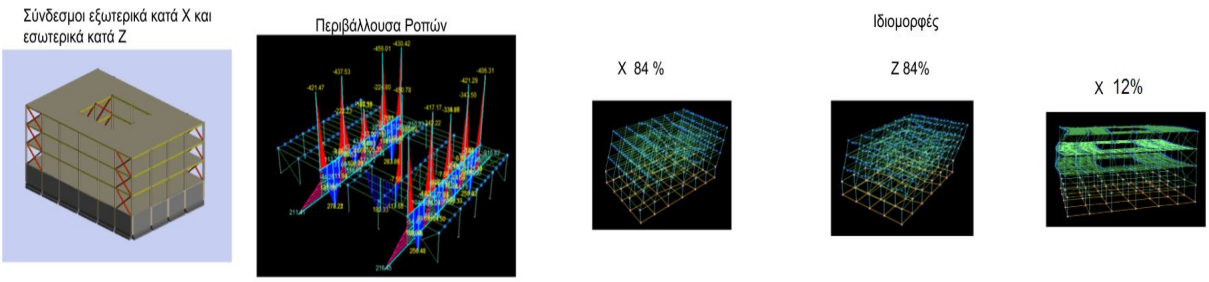
Κόμβοι μέγιστων μετατοπίσεων :



Σχήμα 5.31 Κόμβοι Μέγιστων Μετατοπίσεων

Και οι μέγιστες μετακινήσεις είναι : άξονας x – δ_{xmax}= 3.68cm

άξονας z – δ_{zmax}=2.40cm



Μετακινήσεις

X:3.68cm Z:2.40cm

Μέγιστες Ροπές Στύλων maxMsd=217.10KNm

Μέγιστες Αξονικές Θλιπτικές Στύλων maxNsd=-2115.06KN

Μέγιστες Αξονικές Εφελκυστικές Στύλων maxNsd=1250.24KN

Μέγιστες Ροπές Στύλων Τυπικού Ορόφου maxMsd=478.48KNm

Εποπτικά τα αποτελέσματα της διερεύνησης είναι :

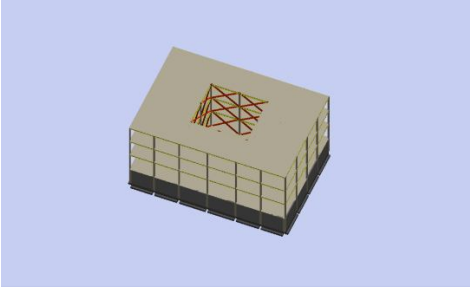
Πίνακας (5.1)

Περίπτωση	Ιδιομορφές	Μέγιστες Ροπές Στύλων maxMsd	Μέγιστες Αξονικές Θλιπτικές Στύλων maxNsd	Μέγιστες Αξον Εφελκυστικές Στύλων maxNsd	Μέγιστες Ροπές Δοκών	Μέγιστες Μετατοπίσεις
Σύνδεση Εξωτερικά	X 84% Z 36%	576.18KNm	-2206.98KN	1275.88KN	462.67KNm	X:3.70cm Z:7.29cm
Τοποθέτηση στην άκρη X-X, από την Διεύθυνση Σπλαισιακή Λειτουργία	Z 86 % X 83%	559.01KNm	-2024.25KN	393.25KN	467.03KNm	X:1.53cm Z:7.23cm
Σύνδεση Εσωτερικά και στις δύο διεύθυνσεις	X 86 % Z 86%	226.08KNm	-2023.65KN	520.47KN	469.29KNm	X:2.23cm Z:2.20cm
Σύνδεση εξωτερικά κατά X και εσωτερικά κατά Z	X 84 % Z 34%	217.10KNm	-2115.06KN	1250.24KN	478.48KNm	X:3.68cm Z:2.40cm

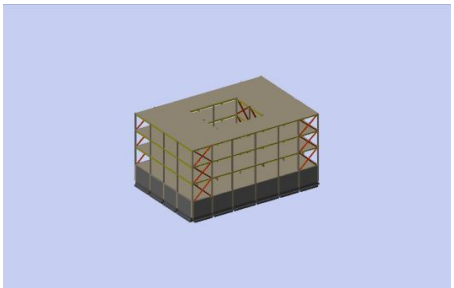
6. ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗΣ ΚΑΙ ΕΠΙΛΟΓΗ ΤΕΛΙΚΗΣ ΘΕΣΗΣ ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ .

Από την παραπάνω διερεύνηση παρατηρούμε ότι τόσο οι μέγιστες μετατοπίσεις όσο και τα εντατικά μεγέθη , που καταπονούν την κατασκευή , εμφανίζουν τις μικρότερες τιμές τους στις δύο τελευταίες περιπτώσεις (περίπτωση 3η και περίπτωση 4η) :

Περίπτωση 3η



Περίπτωση 4η



Ειδικότερα παρατηρούμε μικρότερες μέγιστες μετατοπίσεις στην περίπτωση 3η ,όπου οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετούνται εσωτερικά περιμετρικά του αίθριου και προς τις δύο διευθύνσεις .Αν επιχειρήσουμε να δώσουμε μία εξήγηση για τη διαφοροποίηση αυτή ως προς τις μετατοπίσεις ,μπορούμε να διακρίνουμε διαφορές όσον αφορά τη στροφική δυσκαμψία των δύο κτιρίων .Συγκεκριμένα από τα τεύχη υπολογισμού που παίρνουμε από το πρόγραμμα Fespa , για τις ακτίνες δυστρεψίας ως προς το κέντρο δυσκαμψίας κάθε διαφράγματος-ορόφου έχουμε :

- Περίπτωση 3η :

Αντισεισμικός κανονισμός 2003 (δυναμική μέθοδος με στρεπτικά ζεύγη)

Οριζόντια συνιστώσα σεισμού. Διεύθυνση σεισμού: 0.00

Φαινόμενα 2ας τάξης

Επίπ.	Θήτα	1/(1-θ)	ξ(+e)	ξ(-e)	δ/h	Σδmax[cm]
1	0.000	1.00	2.0000	2.0000	0.0000	0.00
2	0.007	1.00	2.0000	2.0000	0.0012	0.88
3	0.005	1.00	2.0000	2.0000	0.0012	1.66
4	0.004	1.00	2.0000	2.0000	0.0009	2.22

Φαινόμενα 2ας τάξης

Τα Θ, Σδmax υπολογίζονται με q= 1.0, (Δ = Δελ * 1.50)
Το δ/h υπολογίζεται με q/2.5= 1.00)

Πίνακας (6.1)

Η σχέση που μας δίνει την ακτίνα δυστρεψίας είναι η ακόλουθη :

$r_{i,j}=\sqrt{\frac{ui,j}{\theta i}}$ (6.1) , όπου u: οι μετατοπίσεις του Κ.Δ διαφράγματος και θ: η στοφή του διαφράγματος ενώ i : ο όροφος και j: η διεύθυνση εξέτασης

Έτσι στη διεύθυνση Χ οι ακτίνες δυστρεψίας είναι :

$r_{1,x}=\sqrt{\frac{0.0088m}{0.007rad}}=1.12m$, $r_{2,x}=\sqrt{\frac{0.0078m}{0.005rad}}=1.25m$,$r_{3,x}=\sqrt{\frac{0.0056m}{0.004rad}}=1.18m$

Αντισεισμικός κανονισμός 2003 (δυναμική μέθοδος με στρεπτικά ζεύγη)

Οριζόντια συνιστώσα σεισμού. Διεύθυνση σεισμού: 90.00

Φαινόμενα 2ας τάξης

Επίπ.	Θήτα	1/(1-θ)	ξ(+e)	ξ(-e)	δ/h	Σδmax[cm]
1	0.000	1.00	2.0000	2.0000	0.0000	0.00
2	0.006	1.00	2.0000	2.0000	0.0011	0.81
3	0.005	1.00	2.0000	2.0000	0.0012	1.64
4	0.003	1.00	2.0000	2.0000	0.0008	2.20

Φαινόμενα 2ας τάξης

Τα Θ, Σδmax υπολογίζονται με q= 1.0, (Δ = Δελ * 1.50)
Το δ/h υπολογίζεται με q/2.5= 1.00)

Πίνακας (6.2)

Στη διεύθυνση Z έχουμε :

$r_{1,z}=\sqrt{\frac{0.0081m}{0.006rad}}=1.16m$, $r_{2,z}=\sqrt{\frac{0.0083m}{0.005rad}}=1.28m$,$r_{3,z}=\sqrt{\frac{0.0056m}{0.003rad}}=1.36m$

- <u>Περίπτωση 4η</u>:

Αντισεισμικός κανονισμός 2003 (δυναμική μέθοδος με στρεπτικά ζεύγη)

Οριζόντια συνιστώσα σεισμού. Διεύθυνση σεισμού: 0.00

Φαινόμενα 2ας τάξης

Επίπ.	Θήτα	1/(1-θ)	ξ(+e)	ξ(-e)	δ/h	Σδmax[cm]
1	0.000	1.00	2.0000	2.0000	0.0000	0.00
2	0.011	1.00	2.0000	2.0000	0.0017	1.26
3	0.010	1.00	2.0000	2.0000	0.0019	2.55
4	0.007	1.00	2.0000	2.0000	0.0018	3.73

Φαινόμενα 2ας τάξης

Τα Θ, Σδmax υπολογίζονται με q= 1.0, (Δ = Δελ * 1.50)
Το δ/h υπολογίζεται με q/2.5= 1.00)

<u>Πίνακας (6.3)</u>

Στη διεύθυνση X έχουμε :

$r_{1,x}=\sqrt{\frac{0.0126m}{0.011rad}}=1.07m$, $r_{2,x}=\sqrt{\frac{0.0129m}{0.010rad}}=1.14m$,$r_{3,x}=\sqrt{\frac{0.0118m}{0.007rad}}=1.30m$

Αντισεισμικός κανονισμός 2003 (δυναμική μέθοδος με στρεπτικά ζεύγη)

Οριζόντια συνιστώσα σεισμού. Διεύθυνση σεισμού: 90.00

Φαινόμενα 2ας τάξης

Enin.	Θήτα	1/(1-θ)	ξ(+e)	ξ(-e)	δ/h	Σδmax[cm]
1	0.000	1.00	2.0000	2.0000	0.0000	0.00
2	0.006	1.00	2.0000	2.0000	0.0011	0.85
3	0.006	1.00	2.0000	2.0000	0.0013	1.75
4	0.004	1.00	2.0000	2.0000	0.0010	2.39

Φαινόμενα 2ας τάξης

Τα Θ, Σδmax υπολογίζονται με q= 1.0, (Δ = Δελ * 1.50)
Το δ/h υπολογίζεται με q/2.5= 1.00)

Πίνακας (6.4)

Στη διεύθυνση Z έχουμε :

$r_{1,z}=\sqrt{\frac{0.0085m}{0.006rad}}=1.20m$,$r_{2,z}=\sqrt{\frac{0.009m}{0.006rad}}=1.22m$,$r_{3,z}=\sqrt{\frac{0.0064m}{0.004rad}}=1.26m$

Συνεπώς διακρίνεται μία μικρή αύξηση των ακτινών δυστρεψίας σε όλους τους ορόφους και ως προς και τις δύο διευθύνσεις στην περίπτωση $3^η$ σε σύγκριση με την περίπτωση $4^η$,που μπορεί να δικαιολογήσει και τη μικρή αυτή διαφορά στις μέγιστες μετατοπίσεις .Αν και παρατηρείται μικρή μείωση στις μετατοπίσεις στην $3^η$ περίπτωση ,ωστόσο καταλήγουμε ως τελική επιλογή μας να είναι η περίπτωση $4^η$ κι αυτό διότι για λόγους αρχιτεκτονικούς και λειτουργικότητας δεν μπορούμε να εμποδίσουμε τη δίοδο προς το αίθριο και από τις δύο διευθύνσεις .Ακόμη οι μετατοπίσεις και στις δύο περιπτώσεις είναι κοντά στις συνιστώμενη τιμή του κανονισμού (h_0/500=14m/500=2.8cm) .

Τέλος ,οφείλει να ελεγχθεί η εκτροπή του πλαισίου ,η οποία σύμφωνα με τον κανονισμό δε θα πρέπει να υπερβαίνει το7 $^0/_{00}$,δηλαδή η διαφορά των μετατοπίσεων δ μεταξύ του πόδα του και της κορυφής υποστυλώματος .Όπως φαίνεται στον πίνακα (6.4) ο μέγιστος λόγος εκτροπής εμφανίζεται στο $3^ο$ επίπεδο και είναι $\frac{\delta}{h}=0.0013<7\ ^0/_{00}$,γεγονός που ισχύει .

7. ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΜΕΛΩΝ

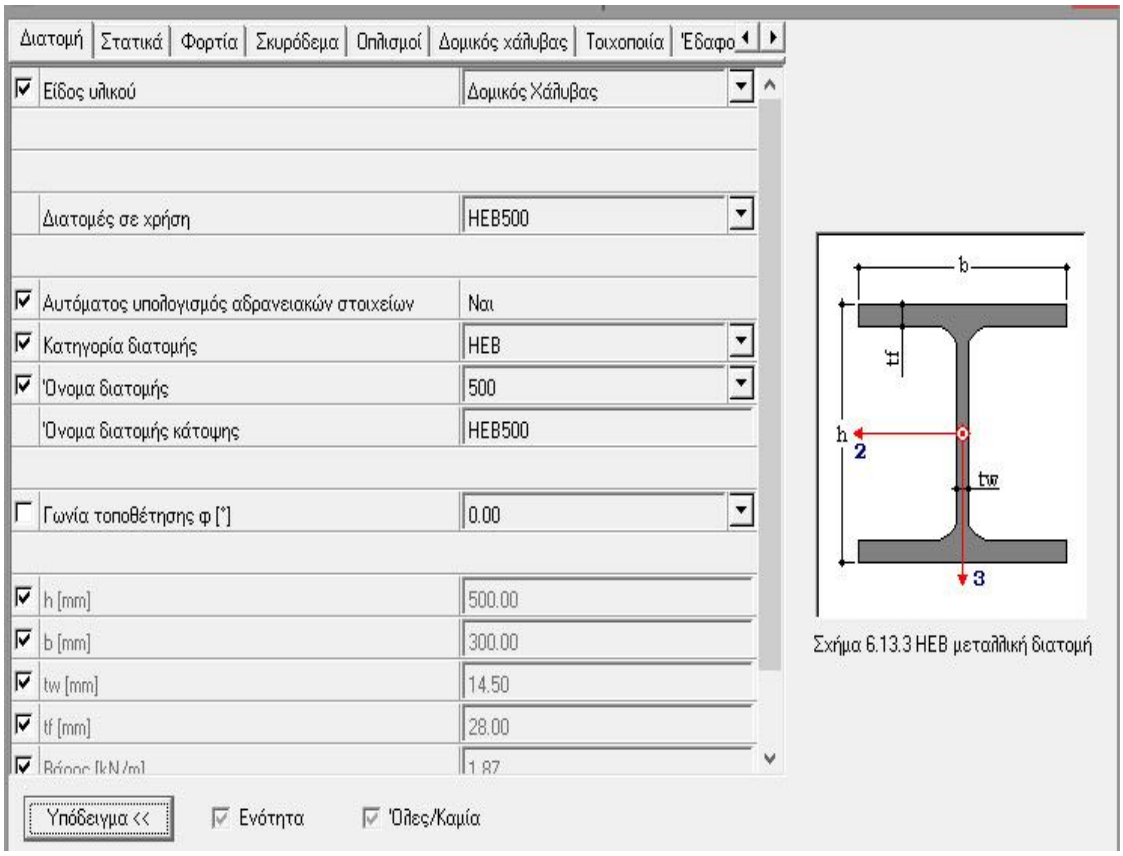
Υποστύλωμα

Για τα υποστυλώματα έχει γίνει επιλογή της διατομής HEB500 . Οι στηρίξεις στη βάση θεωρούνται πακτώσεις οι οποίες διαμορφώνονται με τον κατάλληλο κόμβο μέσω αγκυρίων σε συνέχεια των υποστυλωμάτων του υπογείου. Έπειτα διαμορφώνουν πλαίσια με τις κύριες δοκούς .

Το δυσμένέστερο υποστύλωμα όσον αφορά την εντατική κατάσταση βρίσκεται στο ισόγειο με ύψος 5 μ. για το οποίο παρουσιάζονται οι έλεγχοι σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 .

Τα χαρακτηριστικά της διατομής φαίνονται παρακάτω:

Η ποιότητα του χάλυβα είναι S275



Σχήμα 6.13.3 HEB μεταλλική διατομή

Διαστάσεις χαλύβδινων διατομών υποστυλωμάτων (Πίνακας 201.4)

Όνομα	Κατηγορία διατομής	Όνομα Διατομής	Γωνία τοποθέτησης φ [°]	b [mm]	h [mm]	tw [mm]	tf [mm]
Τυπικ.*	HEB	HEB500	0.00	300.00	500.00	14.50	28.00

*Τυπικ.: 1 - 35

Αδρανειακά στοιχεία χαλύβδινων υποστυλωμάτων (Πίνακας 202.4.1)

Όνομα	A1 [cm^2]	A2 [cm^2]	A3 [cm^2]	I1 [cm^4]	I2 [cm^4]	I3 [cm^4]	Γωνία β [°]	Γωνία τοποθέτησης φ [°]	Αιβ [m²]	Αυτόματος υπολογισμός
Τυπικ.*	238.600	140.370	65.690	5.384e+2	1.072e+5	1.262e+4	0.00	0.00	0.024	Ναι

*Τυπικ.: 1 - 35

Στοιχεία αντοχής χαλύβδινων διατομών υποστυλωμάτων (Πίνακας 202.4.2)

Όνομα	W2 [cm^3]	Wpl2 [cm^3]	i2 [cm]	W3 [cm^3]	Wpl3 [cm^3]	i3 [cm]
Τυπικ.*	4287.00	4815.00	21.19	841.60	1292.00	7.27

*Τυπικ.: 1 - 35

Σταθερές υλικών υποστυλωμάτων (Πίνακας 203.4)

Όνομα	E [kN/m²]	G [kN/m²]	α [/°]	ε [kN/m³]	ρ [tn/m³]	*Τύπος Υλικού	*Ποιότητα δομικού χάλυβα
Τυπικ.*	2.1e+008	8.1e+007	1.200E-5	78.50	7.85	Δομικός Χάλυβας	S 275

*Τυπικ.: 1 - 35

Στην συνέχεια παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη για τις όλες τις περιπτώσεις φορτίσεων :

Υποστύλωμα 26, Όροφος 1, Κόμβοι 26(0) - 26(1)

Γενικά δεδομένα υποστυλώματος

Διατομή	HEB500 - Μέλος: 99		Ύψος = 5,00 [m]
Υλικά	Χάλυβας : S275	Ky=1,00 - Kz=1,00	a0y=1,00 - a0z=1,00
ΣΠΕΜ Σεισμικού φορτίου :1,00			

Εντατικά μεγέθη

Φόρτ [/]	wy [kN/m]	wz [kN/m]	Αρχή My [kNm]	26(0) Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Τέλος My [kNm]	26(1) Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Αξονική N [kN]	max My [kNm]	max Mz [kNm]
Φ 1			47,84	0,41	-0,12	-20,05	-52,39	-0,18	-0,12	-20,05	-404,28	-52,39	-0,18
Φ 2			51,67	-0,10	0,02	-25,85	-77,58	-0,02	0,02	-25,85	-329,98	-77,58	-0,10
ΣΦ 1			142,08	0,40	-0,14	-65,84	-187,10	-0,28	-0,14	-65,84	-1040,74	-187,10	-0,28
ΣΣ 1			217,10	-21,94	5,13	9,83	-134,74	3,90	-5,35	-69,35	1112,69	-134,74	-4,27
ΣΣ 1			-74,79	22,67	-5,35	-69,35	-20,59	-4,27	5,13	9,83	-2115,06	-74,79	-21,94
Φ 3		7,84	-31,04	-0,15	0,05	24,48	-6,64	0,07	0,05	-14,72	22,53	7,12	-0,15
Φ 4		-1,96	4,59	-1,40	0,35	-5,37	2,26	0,34	0,35	4,43	70,62	-2,70	-1,40
Φ 5			0,05			-0,05	-0,19			-0,05	-7,98	-0,19	
Φ 6			-0,24			0,06	0,05			0,06	0,29	-0,24	
ΣΦ 2			99,51	0,31	-0,10	-45,90	-129,97	-0,20	-0,10	-45,90	-734,26	-129,97	-0,20
ΣΦ 3			142,16	0,40	-0,14	-65,91	-187,38	-0,28	-0,14	-65,91	-1052,71	-187,38	-0,28
ΣΦ 4			141,73	0,40	-0,13	-65,75	-187,03	-0,28	-0,13	-65,75	-1040,30	-187,03	-0,28
ΣΦ 5		11,76	43,88	0,27	-0,08	-3,29	-119,58	-0,14	-0,08	-62,09	-680,97	43,88	-0,14
ΣΦ 6		10,58	92,49	0,21	-0,08	-28,98	-184,69	-0,17	-0,08	-81,90	-971,61	92,49	-0,17
ΣΦ 7		-2,94	97,32	-1,60	0,37	-48,06	-106,22	0,26	0,37	-33,36	-608,83	-106,22	-1,60
ΣΦ 8		-2,65	140,59	-1,48	0,33	-69,27	-172,66	0,19	0,33	-56,04	-906,68	-172,66	-1,48
ΣΦ 9		11,76	16,78	0,15	-0,04	8,92	-85,63	-0,08	-0,04	-49,88	-469,48	19,81	-0,08
ΣΦ 10		-2,94	70,22	-1,72	0,41	-35,85	-72,28	0,33	0,41	-21,15	-397,34	-72,28	-1,72

Στους δύο δυσμενέστερους συνδυασμούς έχουμε τα εξής εντατικά μεγέθη:

-My (Zολ) = 217.10 KNm , Mz(Xολ)= -21.94KNm , N=1112.69 Kn

-My (Zολ) = -74.79 KNm , Mz(Xολ)= 22.67KNm , N=-2115.06 Kn

Οι έλεγχοι γίνονται βάσει των παρακάτω σχέσεων:

ΕΛΕΓΧΟΙ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ (Sd/Rd < 1)	
n=NSd/NRd my=MySd/MyRd mz=MzSd/MzRd vy=VySd/VyRd vz=VzSd/VzRd	
Κάμψη με Αξονική δύναμη (Κ):	n + my + mz < 1
Κάμψη με Καμπτικό Λυγισμό (ΚΛ):	n_ΚΛ + my_ΚΛ + mz_ΚΛ < 1
Κάμψη με Στρεπτοκαμπτικό Λυγισμό (ΣΚΛ):	n_ΣΚΛ + my_ΣΚΛ + mz_ΣΚΛ < 1
Διάτμηση (Δ):	vy , vz < 1

Κατηγορία διατομής : 1

Καμπύλη λυγισμού y-y , ολικός άξονας Z (Ισχυρός άξονας μέλους) : a

Καμπύλη λυγισμού z-z , ολικός άξονας X (Ασθενής άξονας μέλους) : b

Μήκος λυγισμού άξονα y-y : 5.00 m.

Μήκος λυγισμού άξονα z-z : 5.00 m.

Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης για όλες τις φορτίσεις καθώς και για τις τρεις δυσμενέστερες :

Ελεγχοι ικανότητας Sd/Rd - Απαίτηση αντισεισμικού δικτυωτού συνδέσμου: αCD=1,50

Φόρτ [/]	θέση [/]	Κλάση [/]	n	vy	vz	my	mz	K n+my+mz	ΚΛ n+my+mz	ΣΚΛ n+my+mz
ΣΦ 1	1	1	0,16		0,05	0,11		0,27	0,32	
ΣΦ 1	2	1	0,16		0,05	0,14		0,30	0,35	
ΣΣ 1	1	1	0,48		0,01	0,06	0,05	0,59	0,77	0,78
ΣΣ 1	2	1	0,26		0,05	0,06	0,01	0,32		0,26
ΣΣ 1	1	1	0,25		0,01	0,05	0,05	0,35		0,30
ΣΣ 1	2	1	0,48		0,05	0,06	0,01	0,55	0,72	0,73
ΣΣ 1	1	1	0,13		0,01	0,16		0,29	0,33	
ΣΣ 1	2	1	0,10		0,05	0,10		0,20	0,24	
ΣΣ 1	1	1	0,11		0,01	0,06		0,16	0,20	0,21
ΣΣ 1	2	1	0,13		0,05	0,02		0,15	0,19	0,19
ΣΣ 1	1	1	0,17		0,01	0,05	0,06	0,28		0,23
ΣΣ 1	2	1	0,14		0,05	0,06	0,01	0,21		0,15
ΣΣ 1	1	1	0,40		0,01	0,05	0,06	0,52	0,64	0,65
ΣΣ 1	2	1	0,37		0,05	0,05	0,01	0,43	0,56	0,57
ΣΦ 3	1	1	0,16		0,05	0,11		0,27	0,32	
ΣΦ 3	2	1	0,16		0,05	0,14		0,30	0,35	
ΣΦ 4	1	1	0,16		0,05	0,11		0,27	0,32	
ΣΦ 4	2	1	0,16		0,05	0,14		0,30	0,35	
ΣΦ 5	1	1	0,10			0,03		0,14	0,18	0,18
ΣΦ 5	2	1	0,10		0,04	0,09		0,19	0,23	0,24
ΣΦ 6	1	1	0,15		0,02	0,07		0,22	0,27	
ΣΦ 6	2	1	0,15		0,06	0,14		0,29	0,34	
ΣΦ 7	1	1	0,09		0,03	0,07		0,17	0,20	
ΣΦ 7	2	1	0,09		0,02	0,08		0,17	0,20	
ΣΦ 8	1	1	0,14		0,05	0,11		0,25	0,30	
ΣΦ 8	2	1	0,14		0,04	0,13		0,27	0,31	
ΣΦ 9	0	1	0,07			0,01		0,09	0,11	0,11
ΣΦ 9	1	1	0,07		0,01	0,01		0,09	0,11	0,11
ΣΦ 9	2	1	0,07		0,03	0,06		0,14	0,16	0,17
ΣΦ 10	1	1	0,06		0,03	0,05		0,12	0,14	
ΣΦ 10	2	1	0,06		0,01	0,05		0,12	0,14	

Δυσμενέστεροι συντελεστές :

Μέγιστα διαστασιολόγησης μεταλλικού μέλους

Φόρτ [/]	θέση [/]	Κλάση [/]	n	vy	vz	my	mz	K n+my+mz	ΚΛ n+my+mz	ΣΚΛ n+my+mz
ΣΣ 1	1	1	0,48		0,01	0,06	0,05	0,59	0,77	0,78
ΣΣ 1	1	1	0,48		0,01	0,06	0,05	0,59	0,77	0,78
ΣΣ 1	1	1	0,48		0,01	0,06	0,05	0,59	0,77	0,78
ΣΦ 6	2	1	0,15		0,06	0,14		0,29	0,34	

Παρατηρούμε ότι σε όλους τους ελέγχους ο λόγος απόδοσης είναι < 1.00 οπότε η διατομή είναι <u>αποδεκτή</u> , ενώ ο μεγαλύτερος συντελεστής **0.78** ισχύει στην περίπτωση κάμψης με στρεπτοκαμπτικό λυγισμό .

<u>Κύρια Δοκός</u>

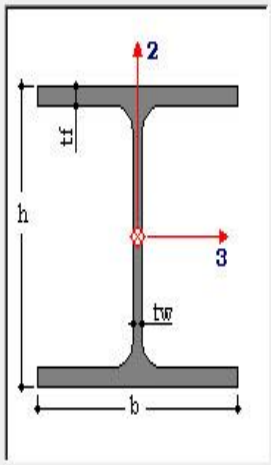
Οι κύριες δοκοί υλοποιούνται με διατομή HEA400 και συνδέονται με τα υποστυλώματα δημιουργώντας πλαίσια στην διεύθυνση Z-Z του κτηρίου.

Η δυσμενέστερη εντατική κατάσταση παρουσιάζεται σε δοκό της οροφής του 3^{ου} ορόφου για την οποία γίνονται οι έλεγχοι κατά τον Ευρωκώδικα 3.

Τα χαρακτηριστικά της διατομής φαίνονται παρακάτω:

Η ποιότητα του χάλυβα είναι S275

Είδος υλικού	Δομικός Χάλυβας
Είδος μέλους	Γενικό μέλος (μεταλλικό)
Διατομές σε χρήση	HEA400
Αυτόματος υπολογισμός αδρανειακών στοιχείων	Ναι
Κατηγορία διατομής	HEA
Όνομα διατομής	400
Όνομα διατομής κάτοψης	HEA400
Γωνία τοποθέτησης φ [°]	0.00
h [mm]	390.00
b [mm]	300.00
tw [mm]	11.00
tf [mm]	19.00
Βάρος [kN/m]	1.25



Σχήμα 8.13.2 HEA μεταλλική διατομή

Αδρανειακά στοιχεία χαλύβδινων διατομών δοκών (Πίνακας 402.4.1)

Όνομα	A1 [cm^2]	A2 [cm^2]	A3 [cm^2]	I1 [cm^4]	I2 [cm^4]	I3 [cm^4]	Γωνία β [°]	Γωνία τοποθέτησης φ [°]	Αιβ [m²]	Αυτόματος υπολογισμός
Τυπικ.*	159.000	38.630	95.070	1.890e+2	8.564e+3	4.507e+4	0.00	0.00	0.016	Ναι Ναι Ναι Ναι

*Τυπικ.: 1.1 - 26.4

Στοιχεία αντοχής χαλύβδινων διατομών δοκών (Πίνακας 402.4.2)

Όνομα	W2 [cm^3]	Wpl2 [cm^3]	i2 [cm]	W3 [cm^3]	Wpl3 [cm^3]	i3 [cm]
Τυπικ.*	570.90	872.90	7.34	2311.00	2562.00	16.84

*Τυπικ.: 1.1 - 26.4

Σταθερές υλικών δοκών (Πίνακας 403.4)

Όνομα	E [kN/m²]	G [kN/m²]	α [/°]	ε [kN/m³]	ρ [tn/m³]	*Τύπος Υλικού	*Ποιότητα δομικού χάλυβα
Τυπικ.*	2.1e+008	8.1e+007	1.200E-5	78.50	7.85	Δομικός Χάλυβας	S 275

*Τυπικ.: 1.1 - 66.1

Εντατικά μεγέθη για τις περιπτώσεις φορτίσεων :

Εντατικά μεγέθη δοκού

Φόρτ [/]	wy [kN/m]	wz [kN/m]	Αρχή My [kNm]	[24] Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Τέλος My [kNm]	[50] Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Αξονική N [kN]	max My [kNm]	max Mz [kNm]
Φ 1	4,74			-134,98	86,74	0,07	-15,41	32,89	77,03	0,07	-42,75		32,89
Φ 2	5,81			-183,26	122,02	0,52	-18,51	54,66	110,10	0,52	-67,24		54,66
ΣΦ 1	15,11			-457,12	300,12	0,88	-48,57	126,38	269,15	0,88	-158,57		126,38
ΣΣ 1	6,48		57,40	-295,37	179,45	83,46	-57,40	98,32	53,76	-82,97	159,31	57,40	72,35
ΣΣ 1	6,48		-57,47	-83,77	67,04	-82,97	57,05	0,61	166,17	83,46	-285,60	57,05	98,32
Φ 3	1,79			-3,95	5,85	1,57	24,89	4,29	2,18	1,57	0,12		4,29
Φ 4	3,83			-18,94	15,39	1,31	-23,87	4,56	7,54	1,31	3,70		4,56
Φ 5				-12,92	8,23	0,02	-0,92	3,94	8,23	0,02	-3,13		3,94
Φ 6				-12,66	8,09	0,03	-1,56	3,91	8,09	0,03	-3,20		3,91
ΣΦ 2	10,55			-318,24	208,75	0,59	-33,92	87,54	187,13	0,59	-109,99		87,54
ΣΦ 3	15,11			-476,50	312,46	0,90	-49,95	132,29	281,49	0,90	-163,26		132,29
ΣΦ 4	15,11			-476,11	312,25	0,92	-50,91	132,25	281,27	0,92	-163,37		132,25
ΣΦ 5	11,98			-286,24	191,00	2,71	6,81	80,13	166,43	2,71	-92,71		80,13
ΣΦ 6	16,65			-452,40	300,83	2,94	-13,44	129,30	266,69	2,94	-152,54		129,30
ΣΦ 7	15,04			-308,73	205,31	2,33	-66,33	80,54	174,47	2,33	-87,35		80,54
ΣΦ 8	19,41			-472,64	313,70	2,59	-79,26	129,67	273,92	2,59	-147,71		129,67
ΣΦ 9	9,16			-195,88	132,12	2,58	16,37	55,72	113,34	2,58	-62,74		55,72
ΣΦ 10	12,22			-218,37	146,43	2,19	-56,77	56,13	121,37	2,19	-57,37		56,13

Για τον δυσμενέστερο συνδυασμό έχουμε:

Mz (Ισχυρός άξονας δοκού) = -476,50 KNm , Q=312.46 KN , N=-163.26 KN

ΕΛΕΓΧΟΙ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ (Sd/Rd < 1)	
n=NSd/NRd my=MySd/MyRd mz=MzSd/MzRd vy=VySd/VyRd vz=VzSd/VzRd	
Κάμψη με Αξονική δύναμη (Κ):	n + my + mz < 1
Κάμψη με Καμπτικό Λυγισμό (ΚΛ):	n_ΚΛ + my_ΚΛ + mz_ΚΛ < 1
Κάμψη με Στρεπτοκαμπτικό Λυγισμό (ΣΚΛ):	n_ΣΚΛ + my_ΣΚΛ + mz_ΣΚΛ < 1
Διάτμηση (Δ):	vy , vz < 1

Κατηγορία διατομής : 1

Καμπύλη λυγισμού y-y , (Ισχυρός άξονας μέλους) : a

Καμπύλη λυγισμού z-z , (Ασθενής άξονας μέλους) : b

Μήκος λυγισμού άξονα y-y : 8.00 m

Μήκος λυγισμού άξονα z-z : 8.00 m

Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης για όλες τις φορτίσεις καθώς και για τις τρεις δυσμενέστερες :

Ελεγχοι ικανότητας Sd/Rd

Φόρτ [/]	θέση [/]	Κλάση [/]	n	vy	vz	my	mz	K n+my+mz	ΚΛ n+my+mz	ΣΚΛ n+my+mz
ΣΦ 1	1	1	0,04	0,33			0,65	0,69	0,68	
ΣΦ 1	2	1	0,04	0,30			0,18	0,22	0,22	
ΣΣ 1	0	1	0,04				0,10	0,14		
ΣΣ 1	1	1	0,04	0,19	0,05		0,12	0,16		
ΣΣ 1	2	1	0,04	0,06	0,05			0,04		
ΣΣ 1	0	1	0,07				0,14	0,20	0,21	
ΣΣ 1	1	1	0,07	0,24	0,05		0,12	0,18	0,19	
ΣΣ 1	2	1	0,07	0,18	0,05			0,07	0,07	
ΣΦ 3	1	1	0,04	0,34			0,68	0,71	0,71	
ΣΦ 3	2	1	0,04	0,31			0,19	0,23	0,23	
ΣΦ 4	1	1	0,04	0,34			0,68	0,71	0,71	
ΣΦ 4	2	1	0,04	0,31			0,19	0,23	0,23	
ΣΦ 5	1	1	0,02	0,21			0,41	0,43	0,43	
ΣΦ 5	2	1	0,02	0,18			0,11	0,13	0,14	
ΣΦ 6	1	1	0,03	0,33			0,64	0,68	0,68	
ΣΦ 6	2	1	0,03	0,29			0,18	0,22	0,22	
ΣΦ 7	1	1	0,02	0,23			0,44	0,46	0,46	
ΣΦ 7	2	1	0,02	0,19			0,11	0,13	0,13	
ΣΦ 8	1	1	0,03	0,34			0,67	0,70	0,70	
ΣΦ 8	2	1	0,03	0,30			0,18	0,22	0,22	
ΣΦ 9	1	1	0,01	0,15			0,28	0,29	0,29	
ΣΦ 9	2	1	0,01	0,12			0,08	0,09	0,09	
ΣΦ 10	1	1	0,01	0,16			0,31	0,32	0,32	
ΣΦ 10	2	1	0,01	0,13			0,08	0,09	0,09	

Δυσμενέστεροι λόγοι απόδοσης:

Μέγιστα διαστασιολόγησης μεταλλικού μέλους

Φόρτ [/]	θέση [/]	Κλάση [/]	n	vy	vz	my	mz	K n+my+mz	ΚΛ n+my+mz	ΣΚΛ n+my+mz
ΣΦ 3	1	1	0,04	0,34			0,68	0,71	0,71	
ΣΦ 3	1	1	0,04	0,34			0,68	0,71	0,71	
ΣΦ 3	1	1	0,04	0,34			0,68	0,71	0,71	
ΣΣ 1	1	1	0,04	0,19	0,05		0,12	0,16		

Σε όλους τις περιπτώσεις έχουμε λόγο απόδοσης < 1.00 οπότε η διατομή είναι <u>αποδεκτή .</u>

Μέγιστος συντελεστής που προκύπτει είναι **0.71 .**

Η διατομή επίσης πληροί και τους ελέγχους βελών κάμψης

Ελεγχοι Βελών Κάμψης: $|\delta max| = |\delta 1+\delta 2-\delta 0| < L/250$, $|\delta 2| < L/300$

Φορ [/]	(δ1+δ2)y [m]	απαιτ.δ0y [m]	|δ2y| < 0,007 [m]	(δ1+δ2)z [m]	απαιτ.δ0z [m]	|δ2z| < 0,007 [m]
Φ 1	0,000					
ΣΦ 2	-0,001		0,000			

Από την διερεύνηση προκύπτει ότι θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί και διατομή HEA340 για την οποία προκύπτει λόγος 0.98 . Επιλέχθηκε η τελική διατομή για την δημιουργία ισχυρότερων πλαισίων και περιορισμού των μετατοπίσεων του κτηρίου .

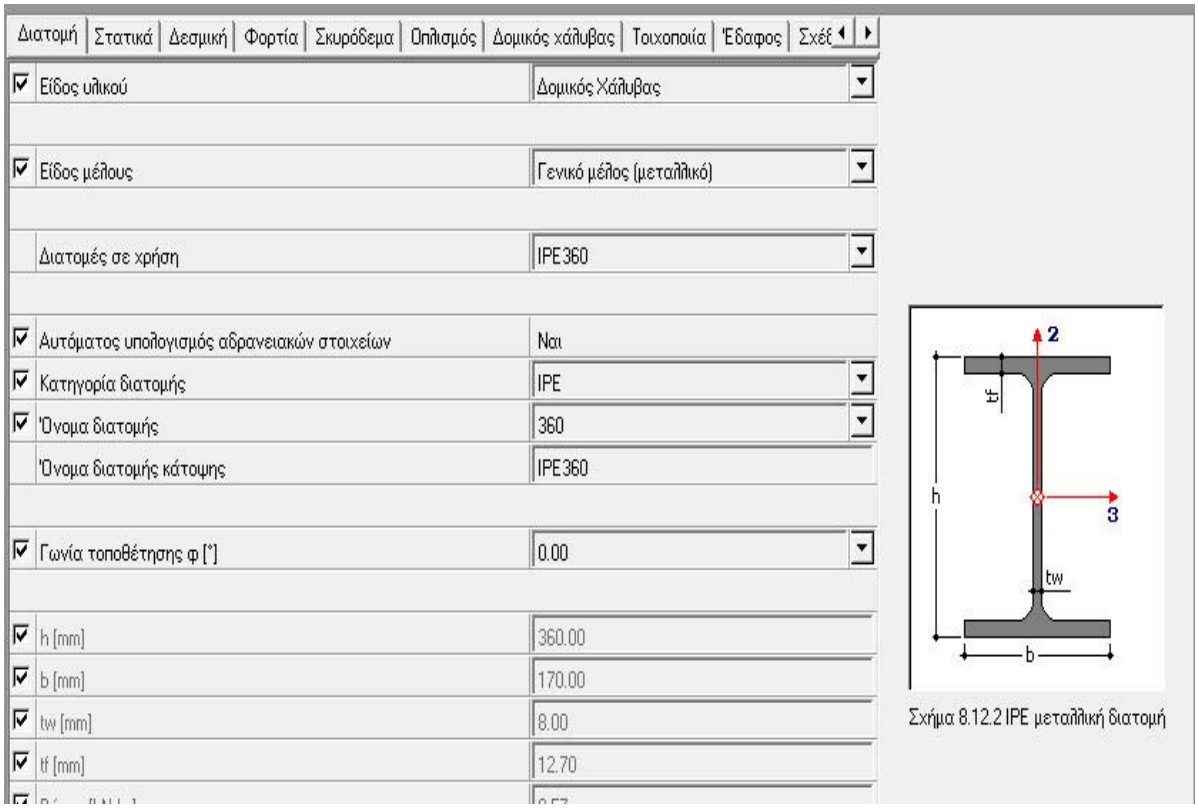
<u>Διαδοκίδα</u>

Οι διαδοκίδες μοντελοποιούνται ως αμφιέρειστες δοκοί μεταξύ των κύριων. Χρησιμοποιείται η διατομή IPE360 . Η διαδοκίδα μορφώνεται ως σύμμικτη δοκός για κατασκευαστικούς λόγους γεγονός που μας επιτρέπει να θεωρήσουμε την εξασφάλιση του άνω πέλματος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Οι έλεγχοι έχουν γίνει υπέρ ασφαλείας χωρίς να ληφθεί υπόψη η αύξηση της αντοχής λόγω σύμμικτης λειτουργίας .

Η δυσμενέστερη εντατική κατάσταση παρουσιάζεται σε δοκό της οροφής του 3^{ου} ορόφου για την οποία γίνονται οι έλεγχοι κατά τον Ευρωκώδικα 3.

Τα χαρακτηριστικά της διατομής φαίνονται παρακάτω:

Η ποιότητα του χάλυβα είναι S275



Σχήμα 8.12.2 IPE μεταλλική διατομή

Αδρανειακά στοιχεία χαλύβδινων διατομών δοκών (Πίνακας 402.4.1)

Όνομα	A1 [cm^2]	A2 [cm^2]	A3 [cm^2]	I1 [cm^4]	I2 [cm^4]	I3 [cm^4]	Γωνία β [°]	Γωνία τοποθέτησης φ [°]	Αιβ [m²]	Αυτόματος υπολογισμός
33.1 - 50.6	72.730	26.900	36.100	3.732e+1	1.043e+3	1.627e+4	0.00	0.00	0.007	Ναι Ναι Ναι Ναι

*Τυπικ.: 1.1 - 26.4

Στοιχεία αντοχής χαλύβδινων διατομών δοκών (Πίνακας 402.4.2)

Όνομα	W2 [cm^3]	Wpl2 [cm^3]	i2 [cm]	W3 [cm^3]	Wpl3 [cm^3]	i3 [cm]
33.1 - 50.6	122.80	191.10	3.79	903.60	1019.00	14.95 1

*Τυπικ.: 1.1 - 26.4

Σταθερές υλικών δοκών (Πίνακας 403.4)

Όνομα	E [kN/m²]	G [kN/m²]	α [/°]	ε [kN/m³]	ρ [tn/m³]	*Τύπος Υλικού	*Ποιότητα δομικού χάλυβα
Τυπικ.*	2.1e+008	8.1e+007	1.200E-5	78.50	7.85	Δομικός Χάλυβας	S 275

*Τυπικ.: 1.1 - 66.1

Εντατικά μεγέθη για τις περιπτώσεις φορτίσεων :

Εντατικά μεγέθη δοκού

Φόρτ [/]	wy [kN/m]	wz [kN/m]	Αρχή My [kNm]	[45] Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Τέλος My [kNm]	[48] Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Αξονική N [kN]	max My [kNm]	max Mz [kNm]
Φ 1	6,54		19,87		26,17	-0,25	17,90		-26,17	-0,25	-0,83	19,87	52,33
Φ 2	9,95		-16,84		39,80	0,09	-16,10		-39,80	0,09	-5,78	-16,10	79,61
ΣΦ 1	23,76		1,56		95,03	-0,19	0,02		-95,03	-0,19	-9,79	1,56	190,06
ΣΣ 1	9,53				38,11	20,51			-38,11	-20,92	17,84		76,21
ΣΣ 1	9,53				38,11	-20,92			-38,11	20,51	-23,34		76,21
Φ 3			-30,32			0,07	-29,74			0,07	3,00	-29,74	
Φ 4			11,90			-0,98	4,08			-0,98	-3,20	11,90	
Φ 5	0,71		0,12		2,84	-0,01	0,05		-2,84	-0,01	-0,13	0,12	5,68
Φ 6	0,70		0,89		2,80		0,86		-2,80		-0,12	0,89	5,60
ΣΦ 2	16,49		3,02		65,97	-0,15	1,80		-65,97	-0,15	-6,61	3,02	131,94
ΣΦ 3	24,82		1,74		99,29	-0,21	0,09		-99,29	-0,21	-9,99	1,74	198,58
ΣΦ 4	24,81		2,89		99,23	-0,20	1,31		-99,23	-0,20	-9,98	2,89	198,46
ΣΦ 5	14,16		-27,02		56,64	-0,18	-28,47		-56,64	-0,18	0,41	-27,02	113,29
ΣΦ 6	23,22		-36,68		92,89	-0,12	-37,65		-92,89	-0,12	-5,06	-36,68	185,78
ΣΦ 7	14,16		36,30		56,64	-1,76	22,25		-56,64	-1,76	-8,89	36,30	113,29
ΣΦ 8	23,22		20,31		92,89	-1,54	8,00		-92,89	-1,54	-13,43	20,31	185,78
ΣΦ 9	9,53		-30,67		38,11	-0,11	-31,54		-38,11	-0,11	1,93	-30,67	76,21
ΣΦ 10	9,53		32,66		38,11	-1,68	19,18		-38,11	-1,68	-7,37	32,66	76,21

Για τον δυσμενέστερο συνδυασμό τα μεγέθη είναι:

Mz(ισχυρός άξονας δοκού)=198.58 KNm , Q=99.29 KN , N=-9.99 Kn

ΕΛΕΓΧΟΙ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ (Sd/Rd < 1)	
n=NSd/NRd my=MySd/MyRd mz=MzSd/MzRd vy=VySd/VyRd vz=VzSd/VzRd	
Κάμψη με Αξονική δύναμη (Κ):	n + my + mz < 1
Κάμψη με Καμπτικό Λυγισμό (ΚΛ):	n_ΚΛ + my_ΚΛ + mz_ΚΛ < 1
Κάμψη με Στρεπτοκαμπτικό Λυγισμό (ΣΚΛ):	n_ΣΚΛ + my_ΣΚΛ + mz_ΣΚΛ < 1
Διάτμηση (Δ):	vy , vz < 1

Κατηγορία διατομής : 3

Καμπύλη λυγισμού y-y , (Ισχυρός άξονας μέλους) : a

Καμπύλη λυγισμού z-z , (Ασθενής άξονας μέλους) : b

Μήκος λυγισμού άξονα y-y : 8.00 m

Μήκος λυγισμού άξονα z-z : 8.00 m

Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης για όλες τις φορτίσεις καθώς και για τις τρεις δυσμενέστερες :

Ελεγχοι ικανότητας Sd/Rd

Φόρτ [/]	θέση [/]	Κλάση [/]	n	vy	vz	my	mz	K n+my+mz	ΚΛ n+my+mz
ΣΦ 1	0	1					0,68	0,68	0,71
ΣΦ 1	1	1		0,17					0,03
ΣΦ 1	2	1		0,17					0,03
ΣΣ 1	0	1	0,01				0,27	0,28	
ΣΣ 1	1	1	0,01	0,07	0,03			0,01	
ΣΣ 1	2	1	0,01	0,07	0,03			0,01	
ΣΣ 1	0	1	0,01				0,27	0,28	0,35
ΣΣ 1	1	1	0,01	0,07	0,03			0,01	0,07
ΣΣ 1	2	1	0,01	0,07	0,03			0,01	0,07
ΣΦ 3	0	1					0,71	0,71	0,74
ΣΦ 3	1	1		0,18					0,03
ΣΦ 3	2	1		0,18					0,03
ΣΦ 4	0	1					0,71	0,71	0,74
ΣΦ 4	1	1		0,18					0,03
ΣΦ 4	2	1		0,18					0,03
ΣΦ 5	0	1					0,40	0,40	
ΣΦ 5	1	1		0,10					
ΣΦ 5	2	1		0,10					
ΣΦ 6	0	1					0,66	0,67	0,68
ΣΦ 6	1	1		0,17					0,02
ΣΦ 6	2	1		0,17					0,02
ΣΦ 7	0	1					0,40	0,41	0,43
ΣΦ 7	1	1		0,10					0,03
ΣΦ 7	2	1		0,10					0,03
ΣΦ 8	0	1	0,01				0,66	0,67	0,71
ΣΦ 8	1	1	0,01	0,17				0,01	0,04
ΣΦ 8	2	1	0,01	0,17				0,01	0,04
ΣΦ 9	0	1					0,27	0,27	
ΣΦ 9	1	1		0,07					
ΣΦ 9	2	1		0,07					
ΣΦ 10	0	1					0,27	0,28	0,30
ΣΦ 10	1	1		0,07					0,02
ΣΦ 10	2	1		0,07					0,02

Δυσμενέστεροι λόγοι απόδοσης και έλεγχος βελών:

Μέγιστα διαστασιολόγησης μεταλλικού μέλους

Φόρτ [/]	θέση [/]	Κλάση [/]	n	vy	vz	my	mz	K n+my+mz	ΚΛ n+my+mz	ΣΚΛ n+my+mz
ΣΦ 3	0	1					0,71	0,71	0,74	
ΣΦ 3	0	1					0,71	0,71	0,74	
ΣΦ 3	1	1		0,18					0,03	
ΣΣ 1	1	1	0,01	0,07	0,03			0,01		

Ελεγχοι Βελών Κάμψης: |δmax| = |δ1+δ2-δ0| < L/250 , |δ2| < L/300

Φορ [/]	(δ1+δ2)y [m]	απαιτ.δ0y [m]	|δ2y| < 0,027 [m]	(δ1+δ2)z [m]	απαιτ.δ0z [m]	|δ2z| < 0,027 [m]
Φ 1	0,010					
ΣΦ 2	0,026		0,016			

Σε όλες τις περιπτώσεις έχουμε λόγο απόδοσης < 1.00 οπότε η διατομή είναι αποδεκτή .

Μέγιστος συντελεστής που προκύπτει είναι **0.74**

Κατακόρυφος σύνδεσμος δυσκαμψίας

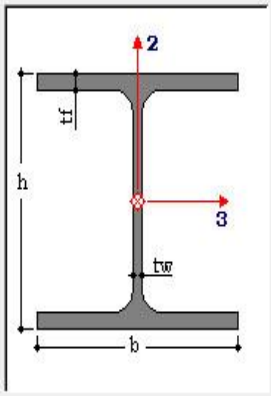
Ο κατακόρυφος σύνδεσμος δυσκαμψίας στην διεύθυνση Χ-Χ του κτηρίου έχει μορφή Χ και διατομή HEA300 . Η μοντελοποίηση γίνεται ως αμφιαρθωτή δοκός ενώ θεωρούμε ότι υπάρχει σύνδεση – εξασφάλιση στο μέσον .

Τα χαρακτηριστικά της διατομής φαίνονται παρακάτω:

Η ποιότητα του χάλυβα είναι S275

Διατομή | Στατικά | Δεσμική | Φορτία | Σκυρόδεμα | Οπλισμός | Δομικός χάλυβας | Τοιχοποιία | Έδαφος | Σχέδ

☑	Είδος υλικού	Δομικός Χάλυβας
☑	Είδος μέλους	Κατακόρυφος διαγώνιος σύνδεσμος
	Διατομές σε χρήση	HEA300
☑	Αυτόματος υπολογισμός αδρανειακών στοιχείων	Ναι
☑	Κατηγορία διατομής	HEA
☑	Όνομα διατομής	300
	Όνομα διατομής κάτοψης	HEA300
☑	Γωνία τοποθέτησης φ [°]	0.00
☑	h [mm]	290.00
☑	b [mm]	300.00
☑	tw [mm]	8.50
☑	tf [mm]	14.00
☑	Βάρος [kN/m]	0.88



Σχήμα 8.13.2 HEA μεταλλική διατομή

Αδρανειακά στοιχεία χαλύβδινων διατομών δοκών (Πίνακας 402.4.1)

Όνομα	A1 [cm^2]	A2 [cm^2]	A3 [cm^2]	I1 [cm^4]	I2 [cm^4]	I3 [cm^4]	Γωνία β [°]	Γωνία τοποθέτησης φ [°]	Αιβ [m²]	Αυτόματος υπολογισμός
										Ναι
										Ναι
										Ναι
51.1 - 66.1	112.500	21.680	69.940	8.517e+1	6.310e+3	1.826e+4	0.00	0.00	0.011	Ναι

*Τυπικ.: 1.1 - 26.4

Στοιχεία αντοχής χαλύβδινων διατομών δοκών (Πίνακας 402.4.2)

Όνομα	W2 [cm^3]	Wpl2 [cm^3]	i2 [cm]	W3 [cm^3]	Wpl3 [cm^3]	i3 [cm]
51.1 - 66.1	420.60	641.20	7.49	1260.00	1383.00	12.74

*Τυπικ.: 1.1 - 26.4

Σταθερές υλικών δοκών (Πίνακας 403.4)

Όνομα	E [kN/m²]	G [kN/m²]	α [/°]	ε [kN/m³]	ρ [tn/m³]	*Τύπος Υλικού	*Ποιότητα δομικού χάλυβα
Τυπικ.*	2.1e+008	8.1e+007	1.200E-5	78.50	7.85	Δομικός Χάλυβας	S 275

*Τυπικ.: 1.1 - 66.1

Εντατικά μεγέθη

Εντατικά μεγέθη δοκού

Φόρτ [/]	wy [kN/m]	wz [kN/m]	Αρχή My [kNm]	[6] Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Τέλος My [kNm]	[1] Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Αξονική N [kN]
Φ 1	-0,71	-0,01			-3,02	-0,03			3,02	0,03	-47,87
Φ 2											-16,08
ΣΦ 1	-0,96	-0,01			-4,08	-0,04			4,08	0,04	-88,74
ΣΣ 1	-0,71	-0,01			-3,02	-0,03			3,02	0,03	736,50
ΣΣ 1	-0,71	-0,01			-3,02	-0,03			3,02	0,03	-838,25
Φ 3											11,08
Φ 4											-59,91
Φ 5											-0,55
Φ 6											0,09
ΣΦ 2	-0,71	-0,01			-3,02	-0,03			3,02	0,03	-63,95
ΣΦ 3	-0,96	-0,01			-4,08	-0,04			4,08	0,04	-89,56
ΣΦ 4	-0,96	-0,01			-4,08	-0,04			4,08	0,04	-88,60
ΣΦ 5	-0,96	-0,01			-4,08	-0,04			4,08	0,04	-56,31
ΣΦ 6	-0,96	-0,01			-4,08	-0,04			4,08	0,04	-72,10
ΣΦ 7	-0,96	-0,01			-4,08	-0,04			4,08	0,04	-162,80
ΣΦ 8	-0,96	-0,01			-4,08	-0,04			4,08	0,04	-167,94
ΣΦ 9	-0,71	-0,01			-3,02	-0,03			3,02	0,03	-36,07
ΣΦ 10	-0,71	-0,01			-3,02	-0,03			3,02	0,03	-142,55

Δυσμενέστερος λόγος απόδοσης

Μέγιστα διαστασιολόγησης μεταλλικού μέλους

Φόρτ [/]	θέση [/]	Κλάση [/]	n	vy	vz	my	mz	K n+my+mz
ΣΣ 1	1	3	0,49					0,49

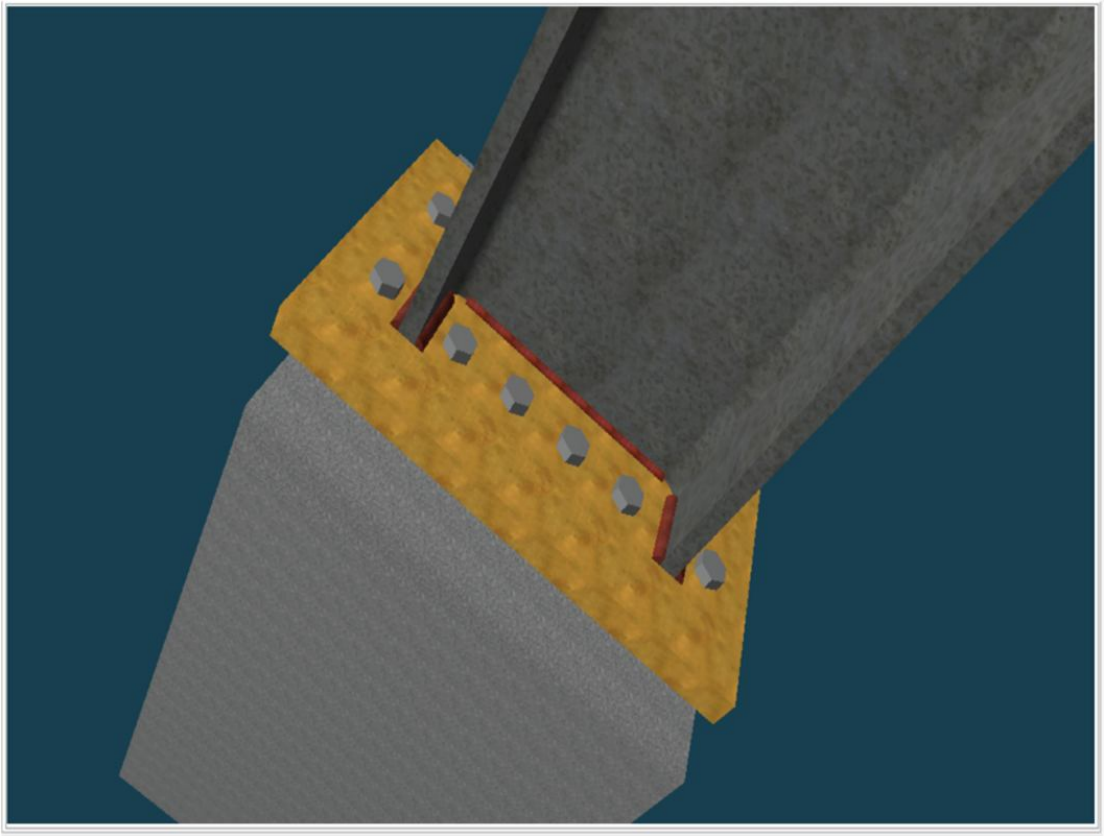
Η διατιμή είναι επαρκής με μέγιστο συντελεστή απόδοσης **0.49** .

Το κριτήριο επιλογής της διατομής είναι ο περιορισμός της ανηγμένης λυγηρότητας των διαγωνίων λ<1.50 .

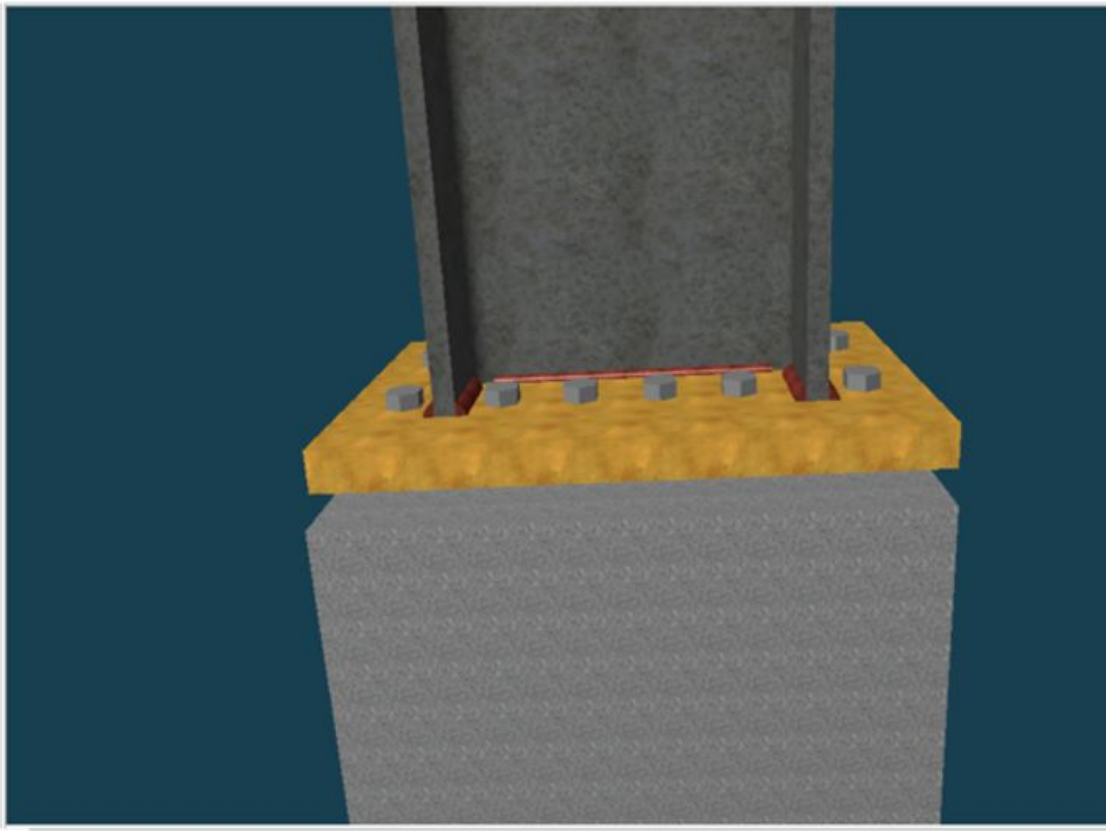
Οι συντελεστές απόδοσης των μεταλλικών μελών εμφανίζονται σχετικά μικροί ,ωστόσο έχουν επιλεγεί έτσι ώστε οι μέγιστες μετατοπίσεις του κτιρίου να είναι όσο το δυνατόν πιο κοντά στις συνιστώμενες τιμές του κανονισμού που είναι h_0/500=14m/500=2.8cm .

8. ΜΟΡΦΩΣΗ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΜΕΛΩΝ

8.1 ΕΔΡΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ (HEB 500)



Σχήμα 8.1



Σχήμα 8.2

Όπως προκύπτει από το υποπρόγραμμα Συνδέσεις του Fespa η δυσμενέστερη περίπτωση φόρτισης δίνει τα ακόλουθα φορτία ,όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα .

Γενικά | Βάση υποστυλώματος | Αγκύρια | Φορτία | Λεπτομέρειες

Εντατικά μεγέθη κόμβου αρχής υποστυλώματος K26 (1)

Φορτία	Nd	Vy	Vz	My	Mz
1	-403.5	-0.1	-22.6	56.9	0.3
2	-325.9	0.0	-27.8	59.0	-0.2
3	-1033.6	-0.1	-72.2	165.4	0.2
4	1134.1	5.3	9.9	242.9	23.2
5	-2130.9	-5.5	-75.6	-78.0	-22.7

Πίνακας (8.1)

Η ανάλυση της κρίσιμης φόρτισης είναι :

ΕΠΙΛΥΣΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ: C:\Users\nick\AppData\Local\Temp\Rar$DIa0.272\Εδραση_Op1_K26(HEB500)

ΑΝΤΟΧΗ/ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΑΝΑ ΦΟΡΤΙΣΗ | ΑΝΑΛΥΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΡΙΣΙΜΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ: 4 | ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΚΡΙΣΙΜΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ: 4 | ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΚΡΙΣΙΜΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ: 4

Nj,Rd = 1684,7 kN
Mj,Rd = 360,8 kNm
Vj,Rd = 1733,7 kN

nj = 0,67 fjd / fjdmax = 0,38
mj = 0,67 e/zi =1,14 (Προέχουσα Κάμψη με εφελκυσμό)
vj = 0,01

☑ Ανάλυση Τρέχουσας Διερεύνησης

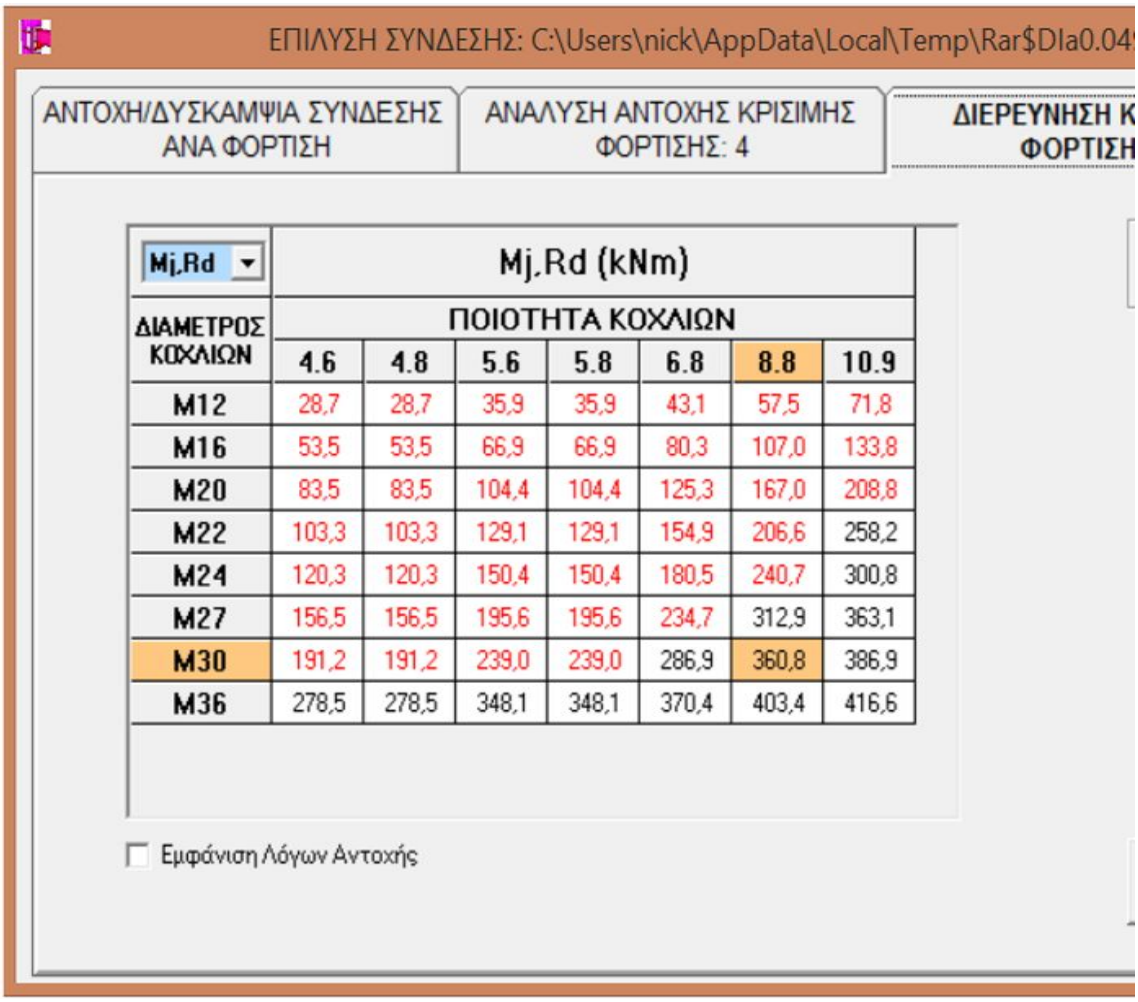
	ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ (kN)												
	ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ										ΔΙΑΤΜΗΣΗ		
σειρά	2Bt,Rd	Ft_lim, ,c,pl	Ft_lim, ,c,fc	Ft_lim, ,t,ep		Ft_lim, ,t,wc		Ft_lim, 1.9Bt,Rd	Fti,Rd	a	2Fv,Rd	2Fb,Rd	Fvi,Rd
6	646,3										430,8	2160,0	**430,8**
5	646,3										430,8	1729,1	**430,8**
4	646,3										430,8	1729,1	**430,8**
3	646,3	495,4	1512,8	646,3	M3,g2	1714,0	g2		**495,4**	0%	430,8	1729,1	**195,0**
2	646,3	1141,6	2159,1	646,3	M3,i	2128,6	i		**646,3**	0%	430,8	2160,0	**123,1**

☐ σε μορφή ποσοστών (%) Μέγιστης Αντοχής σειράς κοχλιών

Μέγιστη Εφελκυστική Αντοχή σειράς κοχλιών: 2*Bt,Rd = 2*323,1 kN = 646,3 kN
Μέγιστη Διατμητική Αντοχή σειράς κοχλιών: 2*Fv,Rd = 2*215,4 kN = 430,8 kN

Πίνακας (8.2)

Ενώ η ανάλυση της αντοχής της σύνδεσης ως προς την ποιότητα του κοχλία είναι :



Πίνακας (8.3)

Επομένως τα χαρακτηριστικά και τελική μόρφωση της σύνδεσης φαίνεται παρακάτω .

Γεωμετρικά στοιχεία σύνδεσης

Δεδομένα σύνδεσης

Γεωμετρικά στοιχεία υποστυλώματος

Όνομα διατομής	HEB 500
Υψος διατομής [h]	500,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	300,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	14,50 mm
Πάχος πέλματος [tf]	28,00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	27,00 mm
Ποιότητα υλικού	S275

Στοιχεία πλάκας έδρασης

Μήκος πλάκας	502,00 mm
Πλάτος πλάκας	764,00 mm
Πάχος πλάκας	50,00 mm
Πάχος συγκ. κορμού	11,00 mm
Πάχος συγκ. πέλματος	20,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

Στοιχεία βάσης έδρασης

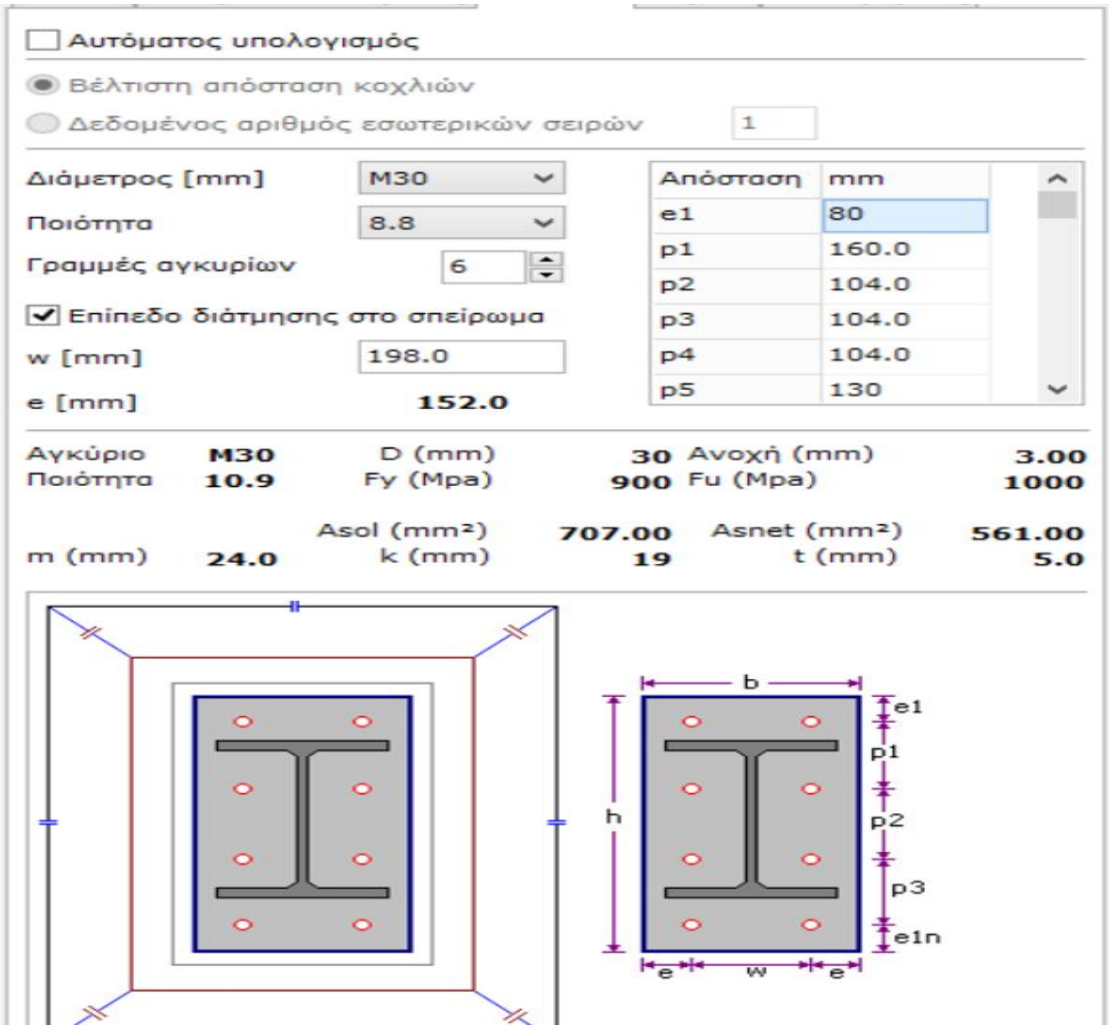
Μήκος βάσης έδρασης	700,00 mm
Πλάτος βάσης έδρασης	700,00 mm
Υψος βάσης έδρασης	1000,00 mm
Ανύψωση βάσης έδρασης	0,00 mm
Ποιότητα σκυροδέματος	C20/25

Ενισχυτικό έλασμα βάσης έδρασης υποστυλώματος

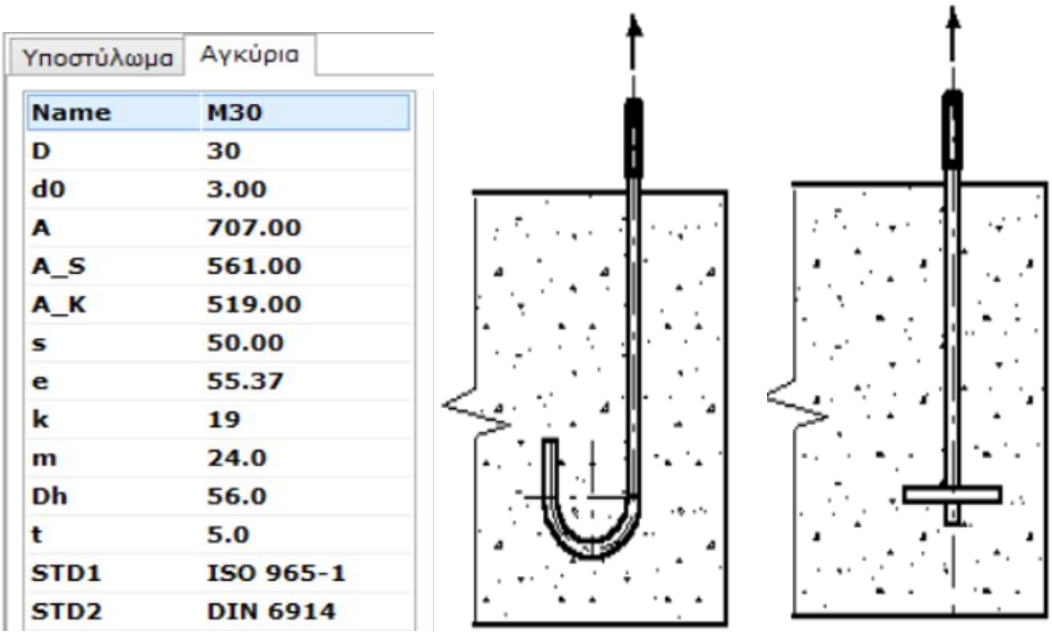
Υψος ελάσματος	300,00 mm
Πάχος ελάσματος	14,50 mm
Ποιότητα υλικού	S235

Δεδομένα αγκυρίων

Ποιότητα αγκυρίων	8.8
Εφελκυστική αντοχή [fu]	800 MPa
Όριο διαρροής [fy]	640 MPa
Ονομασία αγκυρίου [/]	M30
Διάμετρος αγκυρίου [D]	30,00 mm
Ανοχή αγκυρίου [d0]	3,00 mm
Επιφάνεια [As]	707,00 mm²
Καθαρή επιφάνεια [An]	561,00 mm²



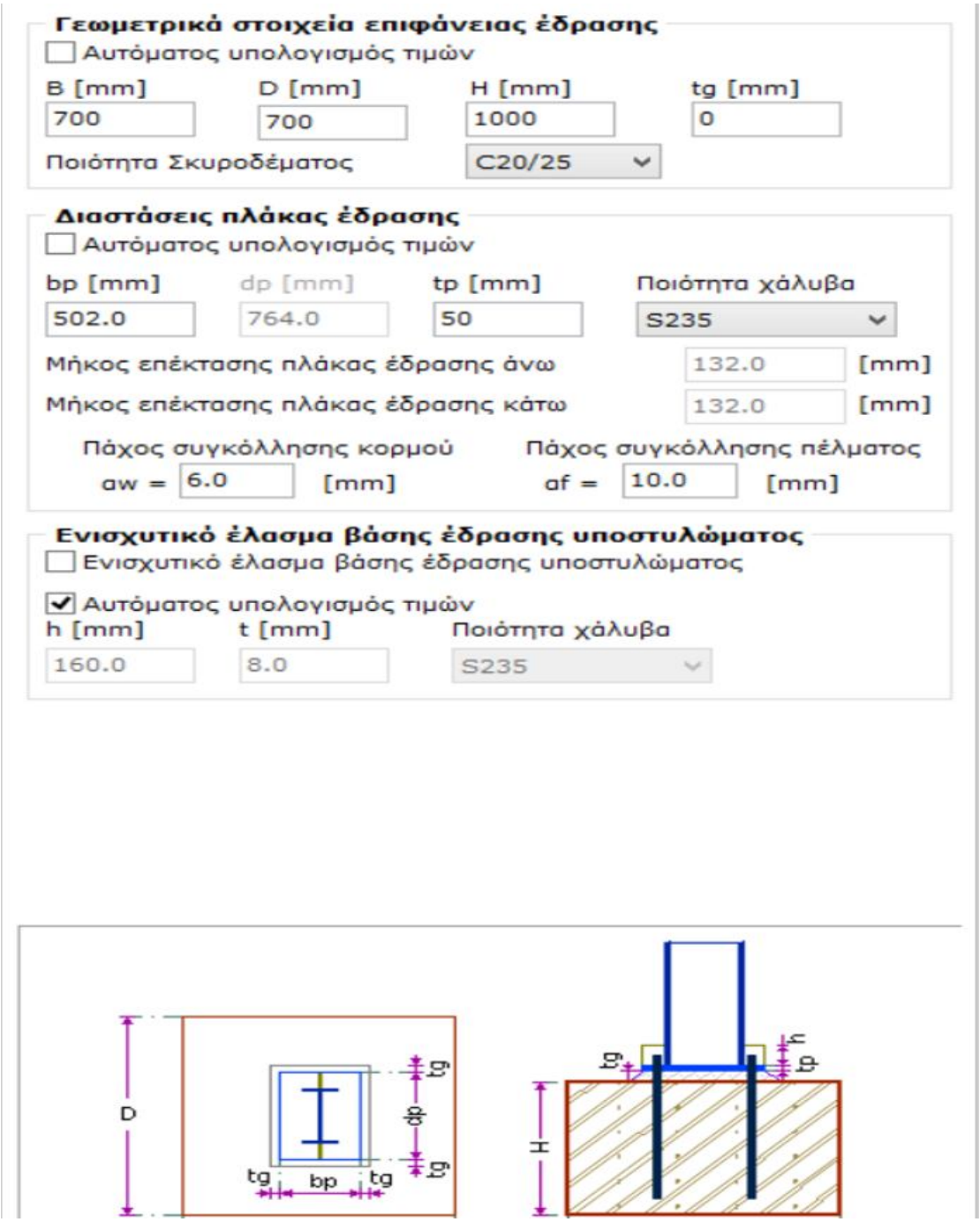
Σχήμα 8.3



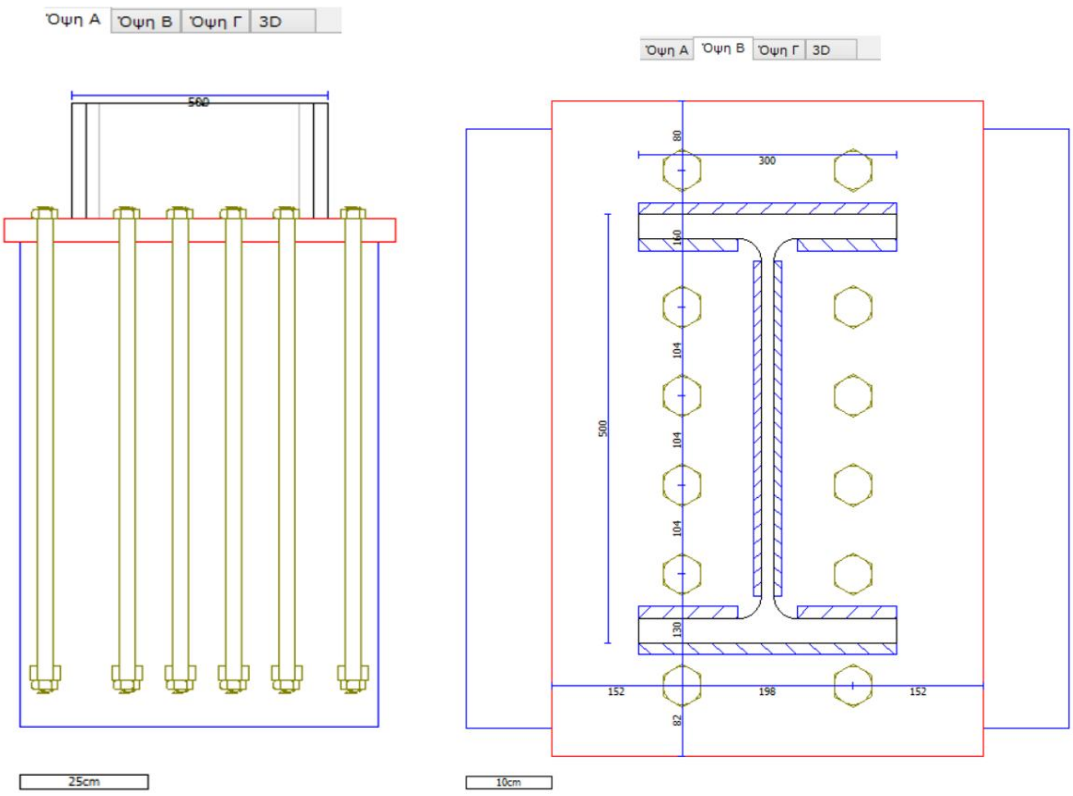
Υποστύλωμα | Αγκύρια

Name	M30
D	30
d0	3.00
A	707.00
A_S	561.00
A_K	519.00
s	50.00
e	55.37
k	19
m	24.0
Dh	56.0
t	5.0
STD1	ISO 965-1
STD2	DIN 6914

Σχήμα 7.4


Γεωμετρικά στοιχεία επιφάνειας έδρασης
Αυτόματος υπολογισμός τιμών
B [mm]
700
D [mm]
700
H [mm]
1000
tg [mm]
0
Ποιότητα Σκυροδέματος
C20/25
Διαστάσεις πλάκας έδρασης
Αυτόματος υπολογισμός τιμών
bp [mm]
502.0
dp [mm]
764.0
tp [mm]
50
Ποιότητα χάλυβα
S235
Μήκος επέκτασης πλάκας έδρασης άνω
132.0
[mm]
Μήκος επέκτασης πλάκας έδρασης κάτω
132.0
[mm]
Πάχος συγκόλλησης κορμού
aw =
6.0
[mm]
Πάχος συγκόλλησης πέλματος
af =
10.0
[mm]
Ενισχυτικό έλασμα βάσης έδρασης υποστυλώματος
Ενισχυτικό έλασμα βάσης έδρασης υποστυλώματος
Αυτόματος υπολογισμός τιμών
h [mm]
160.0
t [mm]
8.0
Ποιότητα χάλυβα
S235
D
tg
bp
tg
dp
tg
tg
tp
h
tp
H

Σχήμα 8.5



Σχήμα 8.6

Και τα τελικά εντατικά μεγέθη αντοχής της σύνδεσης είναι :

Εντατικά μεγέθη αντοχής σύνδεσης

Nj_Rd = 1684,7 [kN]
Mj_Rd = 360,8 [kNm]
Vj_Rd = 1733,7 [kN]

Δυσκαμψία Κόμβου

Πίνακας Δυσκαμψίας

Συντελεστές Δυσκαμψίας Κόμβου (mm)

	k13	k15	k16	k_eff	k_C	k_T	z	kj
	27,00				257,91	27,00	424,2	79,10
Σειρά 6:		0,00	0,00	0,00				
Σειρά 5:		0,00	0,00	0,00				
Σειρά 4:		0,00	0,00	0,00				
Σειρά 3:		9,01	3,65	12,66				
Σειρά 2:		33,26	3,65	36,91				
Σειρά 1:		208,85	3,65	212,51				

Πίνακας (8.4)

Ταξινόμηση Κόμβου

$S_{j,ini}/(EI/L)$	=	66,38 > 12	(Περιοχή 1: Ακαμπτος κόμβος)
λ_0	=	0,28 < 1.36	
$S_{j,ini}$	=	2846438 kNm/rad	
μ	=	1,03	
S_j	=	2772629 kNm/rad	

Τέλος τα εντατικά μεγέθη και οι λόγοι απόδοσης για κάθε μία φόρτιση φαίνονται παρακάτω .

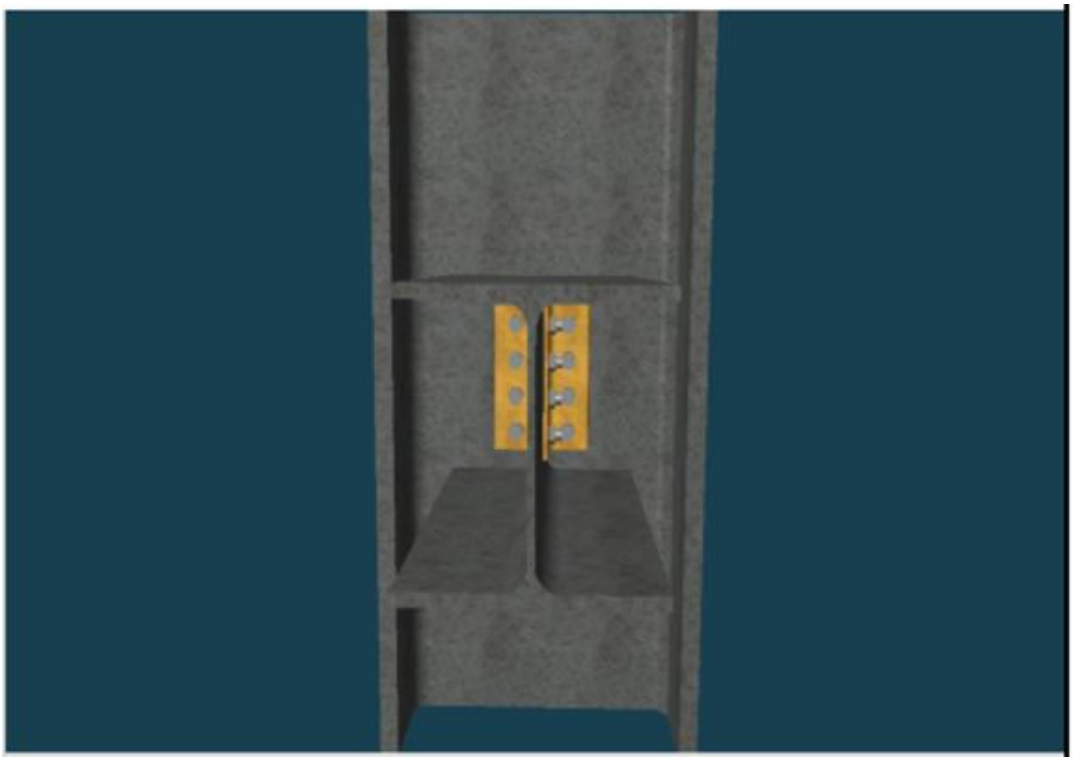
Εντατικά μεγέθη - Λόγοι εκμετάλλευσης αντοχών

Φόρτ.	Nc [kN]	Mc [kNm]	Vc [kN]	Nj,Rd [kN]	Mj,Rd [kNm]	Vj,Rd [kN]	nj [/]	vj [/]	mj [/]
1	-403,51	56,94	22,56	-2362,31	333,38	2585,09	0,17	0,17	0,01
2	-325,93	59,02	27,82	-2080,67	376,80	2585,09	0,16	0,16	0,01
3	-1033,63	165,41	72,18	-2220,17	355,29	2585,09	0,47	0,47	0,03
4	1134,11	242,87	11,22	1684,75	360,79	1733,71	0,67	0,67	0,01
5	-2130,92	-78,05	75,76	-3655,94	-133,91	2585,09	0,58	0,58	0,03
6	0,00	0,00	0,00	-1787,91	421,95	2585,09	0,00	0,00	0,00
7	0,00	0,00	0,00	-1787,91	421,95	2585,09	0,00	0,00	0,00
8	21,41	-31,62	24,63	424,82	627,46	1733,71	0,05	-0,05	0,01
9	72,61	3,07	4,99	2919,86	123,44	1733,71	0,02	0,02	0,00
10	-7,95	0,23	0,10	-3810,84	110,02	2585,09	0,00	0,00	0,00
11	0,28	-0,26	0,06	627,69	579,58	1733,71	0,00	0,00	0,00
12	-729,44	115,97	50,38	-2227,58	354,15	2585,09	0,33	0,33	0,02
13	-1045,55	165,76	72,33	-2230,78	353,66	2585,09	0,47	0,47	0,03
14	-1033,21	165,02	72,09	-2222,38	354,95	2585,09	0,46	0,46	0,03
15	-679,56	59,07	7,46	-2893,32	251,50	2585,09	0,23	0,23	0,00
16	-966,57	114,18	34,88	-2561,78	302,62	2585,09	0,38	0,38	0,01
17	-602,76	111,11	51,88	-2060,80	379,87	2585,09	0,29	0,29	0,02
18	-897,44	161,01	74,86	-2091,18	375,18	2585,09	0,43	0,43	0,03
19	-469,17	27,22	6,05	-3287,45	190,72	2585,09	0,14	0,14	0,00
20	-392,37	79,26	38,37	-1958,61	395,62	2585,09	0,20	0,20	0,01

Πίνακας (8.5)

8.2 ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΥΣΑΣ ΔΟΚΟΥ ΜΕ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ (HEB500-HEA300)

Σχήμα 8.7



Σχήμα 8.8

Αποτελέσματα ελέγχου σύνδεσης τέμνουσας

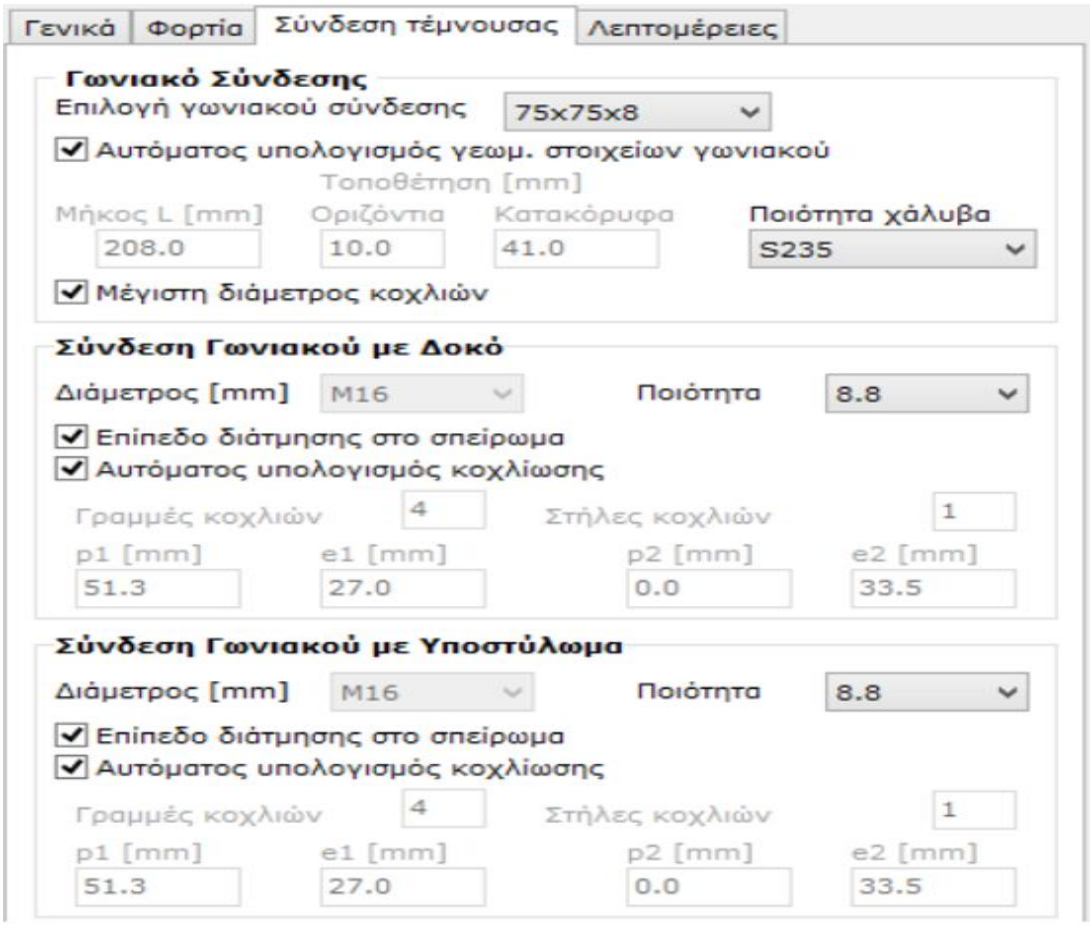
Μέγιστη Τέμνουσα δύναμη: V_{Ed} = 116,83 kN

Ελεγχοι στηρίζοντος (κύριου) μέλους

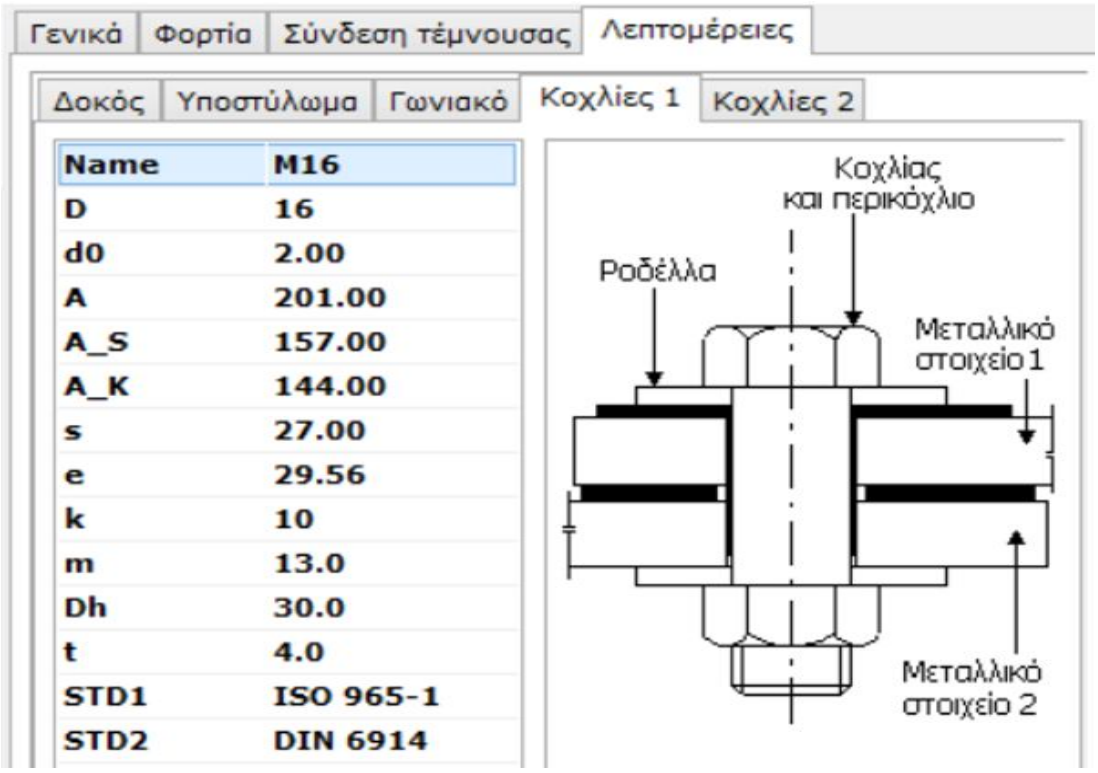
Αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία:	$F_{v,Ed}$ = 14,60 kN	
Αντοχή σε διάτμηση κοχλία:	$F_{v0,c,Rd}$ = 60,05 kN	≥ 14,60 kN
Αντοχή σε θλίψη άντυγας γωνιακού:	$F_{b,Lc,Rd}$ = 46,08 kN	≥ 14,60 kN
Αντοχή σε θλίψη άντυγας κύριου μέλους:	$F_{b,c,Rd}$ = 139,66 kN	≥ 14,60 kN
Αντοχή γωνιακών σε απόσχιση (συνολική):	$V_{eff,2,Lc,Rd}$ = 312,39 kN	≥ 116,83 kN

Ελεγχοι στηριζόμενης δοκού (δευτερεύον μέλος)

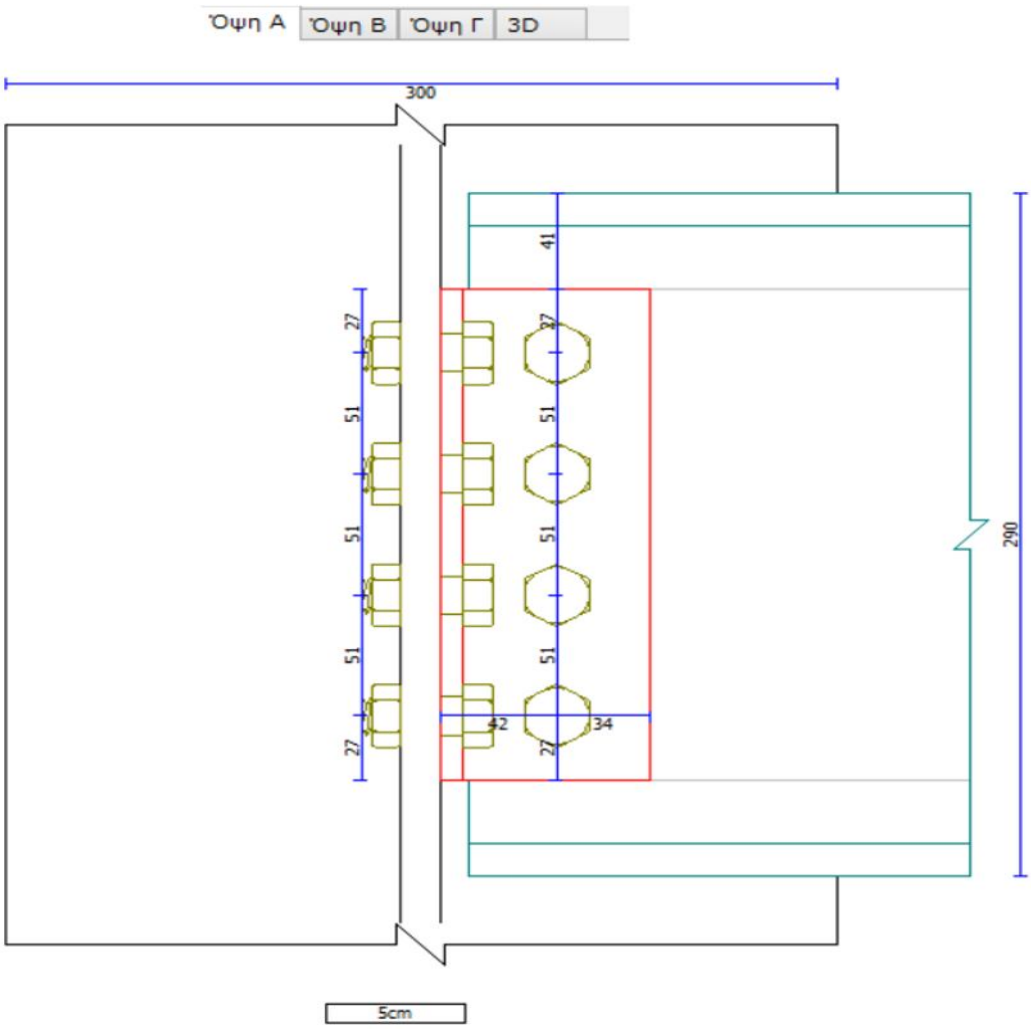
Εισαγόμενη Ροπή (λόγω εκκεντρότητας):	M_{Ed} = 4,85 kNm	
Μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία (κατακόρυφα):	$F_{vy,b,Ed}$ = 29,21 kN	
Μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία (οριζόντια):	$F_{vx,b,Ed}$ = 29,37 kN	
Μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία (συνισταμένη):	$F_{v,b,Ed}$ = 41,42 kN	
Αντοχή σε διάτμηση κοχλία:	$F_{v0,b,Rd}$ = 120,58 kN	≥ 41,42 kN
Αντοχή σε θλ.άντυγας γωνιακού (κατακόρυφα):	$F_{by,Lb,Rd}$ = 46,25 kN	≥ 29,21 kN
Αντοχή σε θλ.άντυγας γωνιακού (οριζόντια):	$F_{bx,Lb,Rd}$ = 52,37 kN	≥ 29,37 kN
Αντοχή σε θλ.άντυγας δοκού (κατακόρυφα):	$F_{by,b,Rd}$ = 81,87 kN	≥ 29,21 kN
Αντοχή σε θλ.άντυγας δοκού (οριζόντια):	$F_{bx,b,Rd}$ = 62,50 kN	≥ 29,37 kN
Αντοχή γωνιακών σε διάτμηση (συνολική):	$V_{pl,L,Rd}$ = 451,53 kN	≥ 116,83 kN
Αντοχή γωνιακών σε κάμψη (συνολική):	$M_{pl,L,Rd}$ = 33,72 kNm	≥ 4,85 kNm
Αντοχή γωνιακών σε απόσχιση (συνολική):	$V_{eff,2,Lb,Rd}$ = 312,61 kN	≥ 116,83 kN
Αντοχή δοκού σε διάτμηση:	$V_{pl,b,Rd}$ = 591,90 kN	≥ 116,83 kN
Αντοχή δοκού σε κάμψη:	$M_{pl,b,Rd}$ = 346,50 kNm	≥ 4,85 kNm
Αντοχή δοκού σε απόσχιση:	$V_{eff,2,b,Rd}$ = 247,34 kN	≥ 116,83 kN



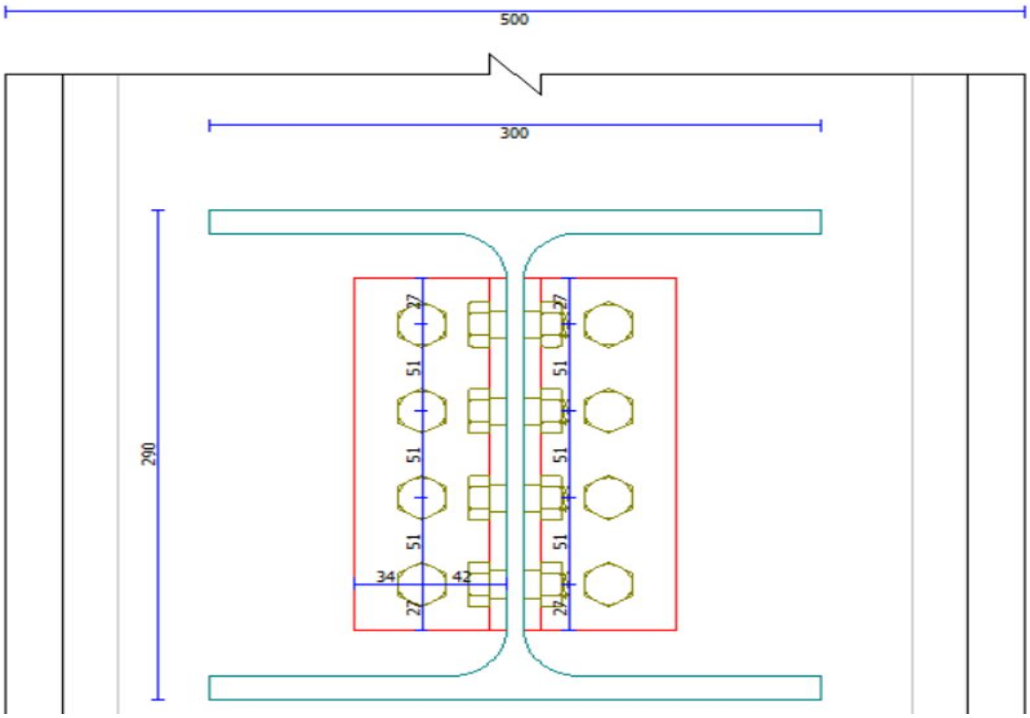
Σχήμα 8.9



Σχήμα 8.10


Όψη Α
Όψη Β
Όψη Γ
3D
300
41
27
51
51
51
51
27
42
34
27
290
5cm

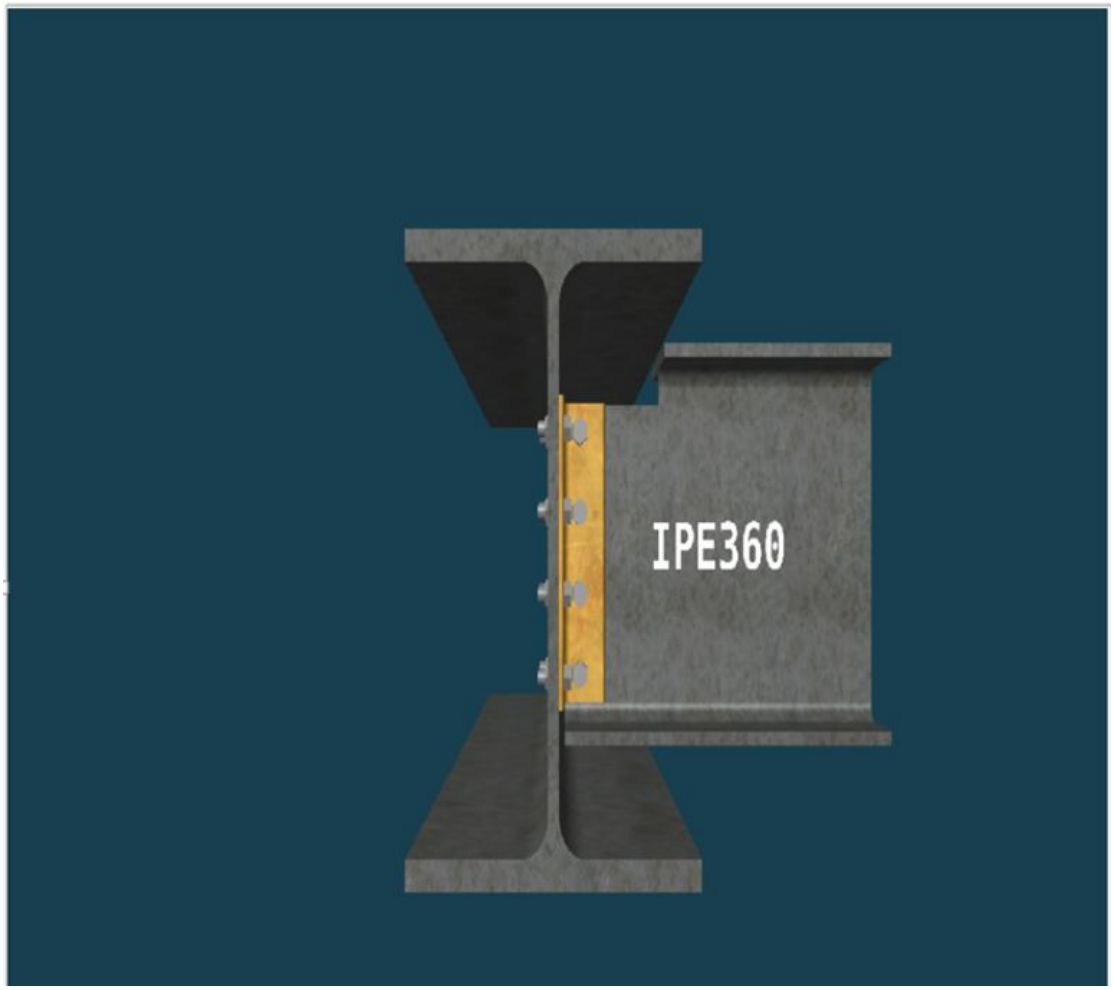
Σχήμα 8.11


500
300
290
27
51
51
51
34
42
27

Σχήμα 8.12

8.3 ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΙΑΔΟΚΙΔΑΣ ΜΕ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ (IPE360-HEA400)

Σχήμα 8.13



Σχήμα8.14

Αποτελέσματα ελέγχου σύνδεσης τέμνουσας

Μέγιστη Τέμνουσα δύναμη: V_{Ed} = 91,17 kN

Ελεγχοι στηρίζοντος (κύριου) μέλους

Αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία:	$F_{v,Ed}$ = 11,40 kN	
Αντοχή σε διάτμηση κοχλία:	$F_{v0,c,Rd}$ = 60,15 kN	≥ 11,40 kN
Αντοχή σε θλίψη άντυγας γωνιακού:	$F_{b,Lc,Rd}$ = 46,08 kN	≥ 11,40 kN
Αντοχή σε θλίψη άντυγας κύριου μέλους:	$F_{b,c,Rd}$ = 151,36 kN	≥ 11,40 kN
Αντοχή γωνιακών σε απόσχιση (συνολική):	$V_{eff,2,Lc,Rd}$ = 475,85 kN	≥ 91,17 kN

Ελεγχοι στηριζόμενης δοκού (δευτερεύον μέλος)

Εισαγόμενη Ροπή (λόγω εκκεντρότητας):	M_{Ed} = 3,78 kNm	
Μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία (κατακόρυφα):	$F_{vy,b,Ed}$ = 22,79 kN	
Μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία (οριζόντια):	$F_{vx,b,Ed}$ = 15,44 kN	
Μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία (συνισταμένη):	$F_{v,b,Ed}$ = 27,53 kN	
Αντοχή σε διάτμηση κοχλία:	$F_{v0,b,Rd}$ = 120,58 kN	≥ 27,53 kN
Αντοχή σε θλ.άντυγας γωνιακού (κατακόρυφα):	$F_{by,Lb,Rd}$ = 46,25 kN	≥ 22,79 kN
Αντοχή σε θλ.άντυγας γωνιακού (οριζόντια):	$F_{bx,Lb,Rd}$ = 57,17 kN	≥ 15,44 kN
Αντοχή σε θλ.άντυγας δοκού (κατακόρυφα):	$F_{by,b,Rd}$ = 55,04 kN	≥ 22,79 kN
Αντοχή σε θλ.άντυγας δοκού (οριζόντια):	$F_{bx,b,Rd}$ = 64,21 kN	≥ 15,44 kN
Αντοχή γωνιακών σε διάτμηση (συνολική):	$V_{pl,L,Rd}$ = 615,00 kN	≥ 91,17 kN
Αντοχή γωνιακών σε κάμψη (συνολική):	$M_{pl,L,Rd}$ = 65,10 kNm	≥ 3,78 kNm
Αντοχή γωνιακών σε απόσχιση (συνολική):	$V_{eff,2,Lb,Rd}$ = 476,07 kN	≥ 91,17 kN
Αντοχή δοκού σε διάτμηση:	$V_{pl,b,Rd}$ = 499,49 kN	≥ 91,17 kN
Αντοχή δοκού σε κάμψη:	$M_{pl,b,Rd}$ = 166,09 kNm	≥ 3,78 kNm
Αντοχή δοκού σε απόσχιση:	$V_{eff,2,b,Rd}$ = 276,36 kN	≥ 91,17 kN

Δεδομένα σύνδεσης

Γεωμετρικά στοιχεία Κύριας Δοκού

Όνομα διατομής	HEA 400
Υψος διατομής [h]	390,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	300,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	11,00 mm
Πάχος πέλματος [tf]	19,00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	27,00 mm
Ποιότητα υλικού	S275

Γεωμετρικά στοιχεία Δευτερεύουσας Δοκού

Όνομα διατομής	IPE 360
Υψος διατομής [h]	360,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	170,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	8,00 mm
Πάχος πέλματος [tf]	12,70 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	18,00 mm
Ποιότητα υλικού	S275

Δεδομένα Γωνιακού

Όνομα διατομής	7
Ύψος διατομής [h]	75,00 mm
Πάχος κορμού [t]	8,00 mm
Επιφάνεια [A]	11,40 cm²
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	18,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

Στοιχεία Τοποθέτησης Γωνιακού Σύνδεσης

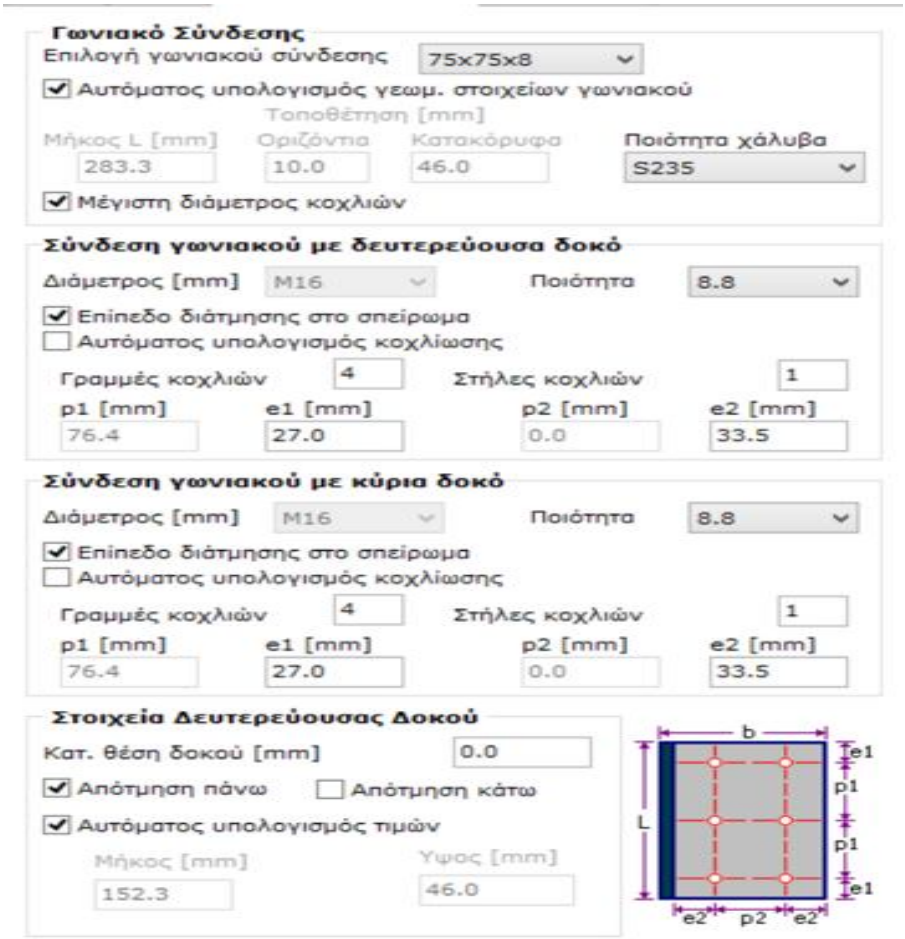
Μήκος γωνιακού [L]	283,30 mm
Ανοχή γωνιακού [a]	10,00 mm
Κατακόρυφη θέση [v]	46,00 mm

Δεδομένα κοχλιών (επί του υποστυλώματος)

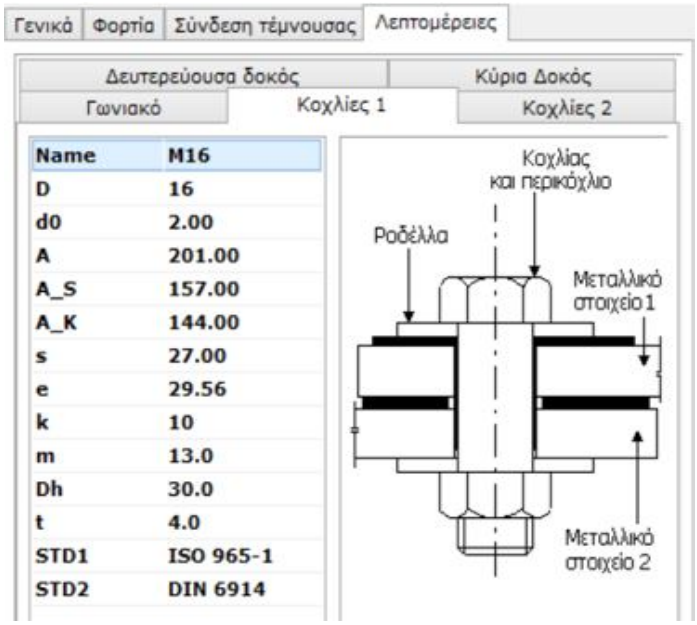
Ποιότητα κοχλιών	8.8
Εφελκυστική αντοχή [fu]	800 MPa
Όριο διαρροής [fy]	640 MPa
Ονομασία κοχλία [/]	M16
Διάμετρος κοχλία [D]	16,00 mm
Ανοχή κοχλία [d0]	2,00 mm
Επιφάνεια [As]	201,00 mm²
Καθαρή επιφάνεια [An]	157,00 mm²
Αριθμός γραμμών κοχλιών	4
Αριθμός στηλών κοχλιών	1
Απόσταση από άκρο [e1]	27
Καθετη απόσταση [p1]	76
Απόσταση από άκρο [e2]	34
Οριζόντια απόσταση [p2]	0

Δεδομένα κοχλιών (επί της δοκού)

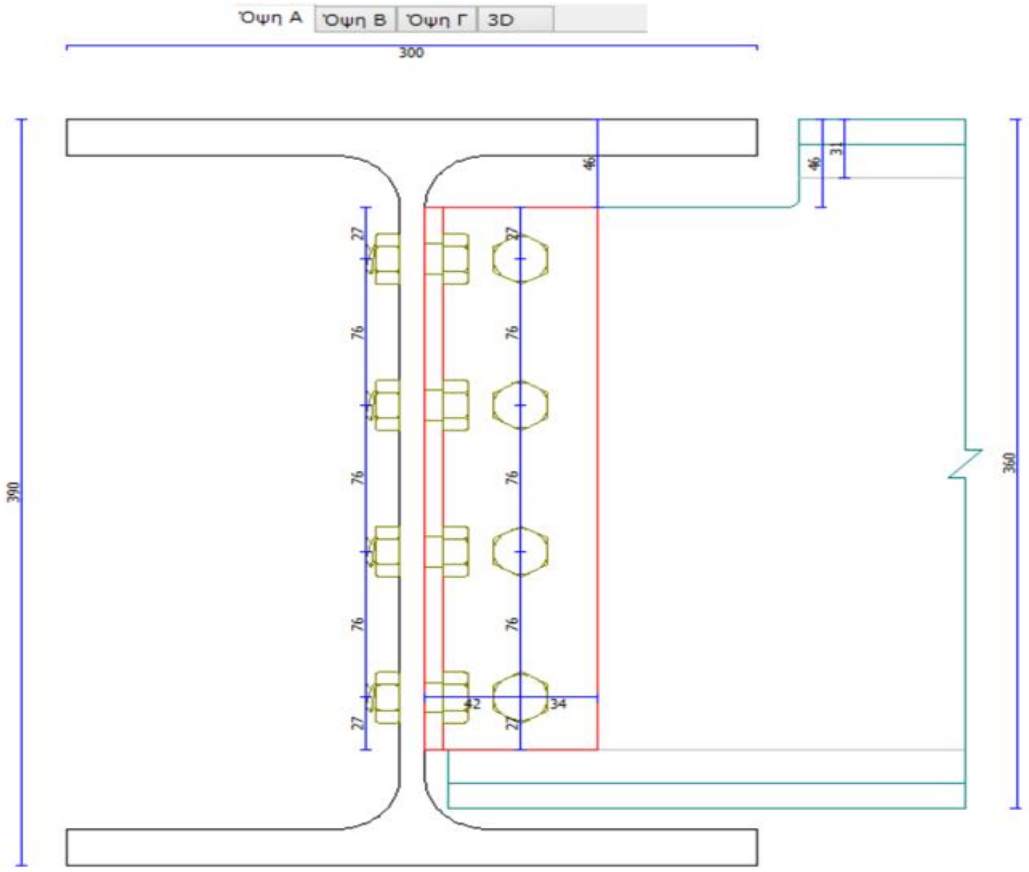
Ποιότητα κοχλιών	8.8
Εφελκυστική αντοχή [fu]	800 MPa
Όριο διαρροής [fy]	640 MPa
Ονομασία κοχλία [/]	M16
Διάμετρος κοχλία [D]	16,00 mm
Ανοχή κοχλία [d0]	2,00 mm
Επιφάνεια [As]	201,00 mm²
Καθαρή επιφάνεια [An]	157,00 mm²
Αριθμός γραμμών κοχλιών	4
Αριθμός στηλών κοχλιών	1
Απόσταση από άκρο [e1]	27
Καθετη απόσταση [p1]	76
Απόσταση από άκρο [e2]	34
Οριζόντια απόσταση [p2]	0



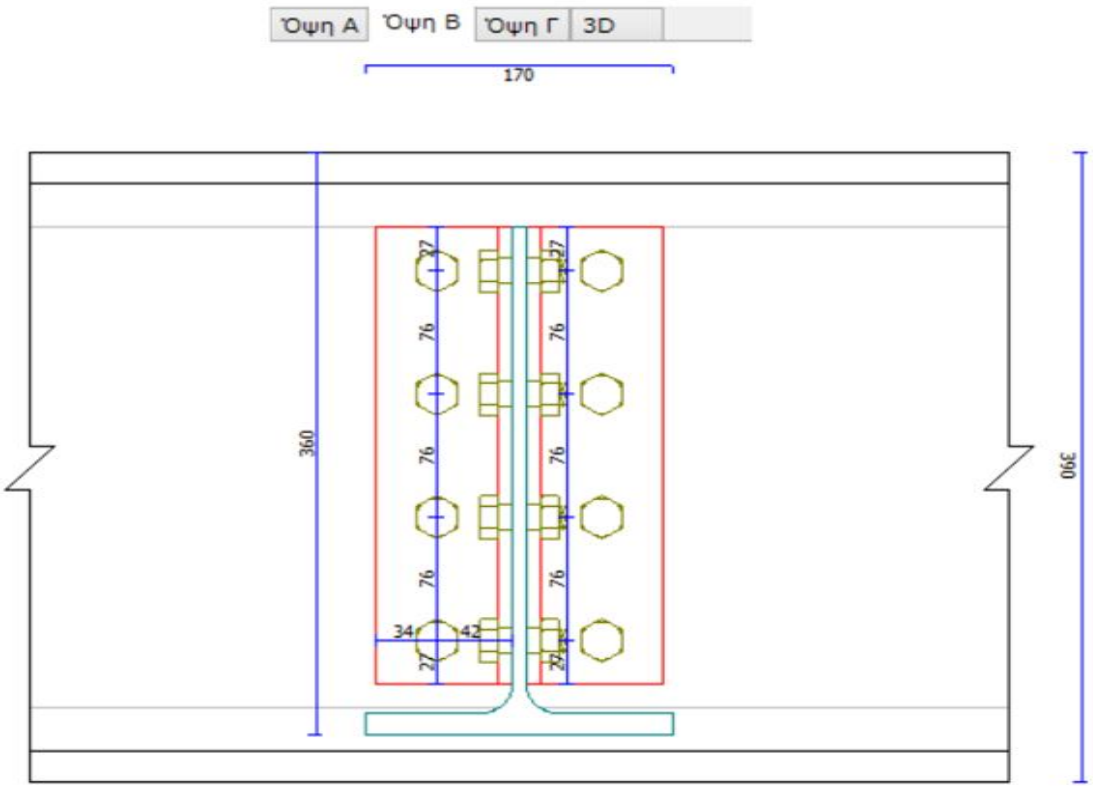
Σχήμα 8.15



Σχήμα 8.16

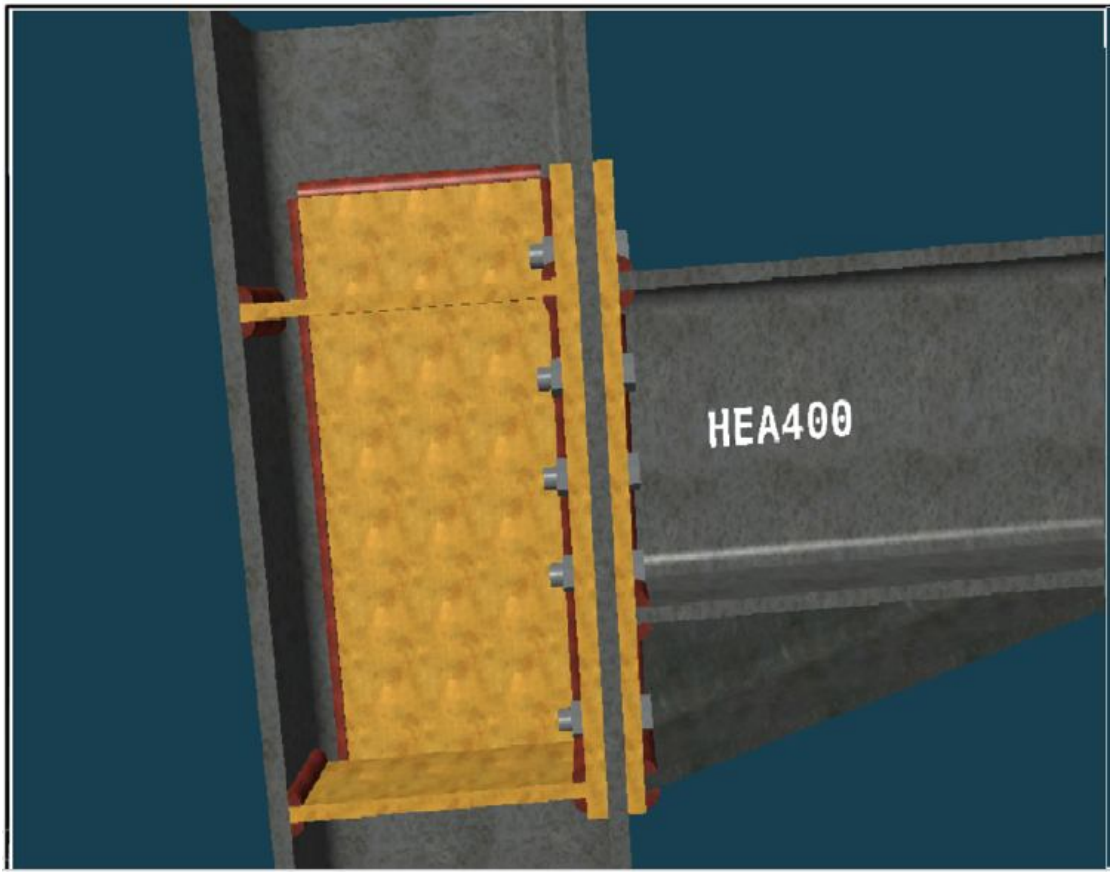


Σχήμα8.17

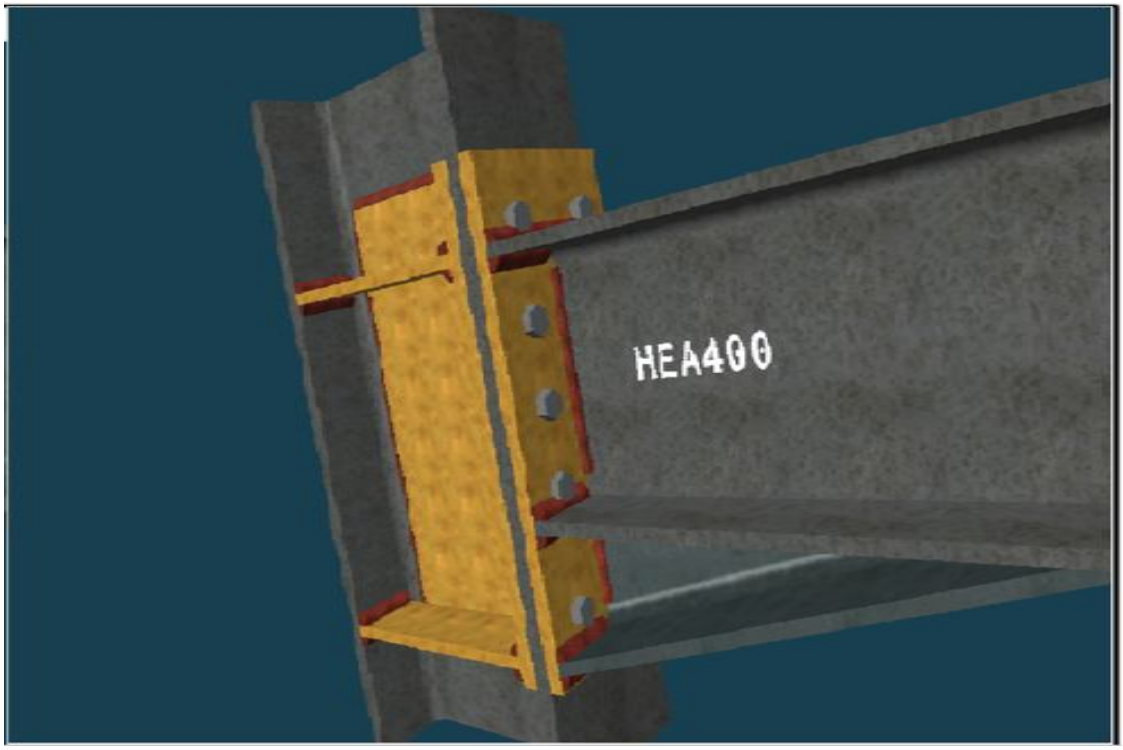


Σχήμα8.18

8.4 ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ ΜΕ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ (HEB500-HEA400)



Σχήμα 8.19



Σχήμα 8.20

Τα φορτία που καταπωνούν τις δοκούς και τα υποστυλώματα για την κρίσιμη φόρτιση είναι :

Εντατικά μεγέθη κόμβου τέλους υποστυλώματος K19 (2)

Φορτία	Nd	Vy	Vz	My	Mz
9	-16.4	-0.1	0.8	4.0	0.2
10	-11.3	0.0	0.6	2.4	0.0
11	-11.1	0.0	0.7	2.4	0.0
12	-622.8	0.0	-74.8	-147.4	0.0
13	-904.7	0.0	-106.5	-208.2	0.0

Πίνακας (8.6)

Εντατικά μεγέθη κόμβου αρχής δοκού: Δ14.1 (2)

Φορτία	Nd	Vy	Vz	My	Mz
9	13.7	0.1	4.7	-10.9	-0.9
10	3.8	0.0	0.0	0.0	-0.4
11	3.7	0.0	0.0	0.0	-0.3
12	38.2	224.1	-0.1	1.2	-346.8
13	60.6	322.2	-0.1	1.8	-499.0

Πίνακας (8.7)

ΕΠΙΛΥΣΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ: C:\Users\nick\AppData\Local\Temp\Rar$DIa0.984\Op2_K19_Δ14.1(HEB500HEA400)

ΑΝΤΟΧΗ/ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΑΝΑ ΦΟΡΤΙΣΗ | **ΑΝΑΛΥΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΡΙΣΙΜΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ: 13** | ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΚΡΙΣΙΜΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ: 13 | ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΦΟΡΤΙΣΗΣ: 1

Mj,Rd = -575,5 kNm mj = 0,87
Vj,Rd = 2133,0 kN vj = 0,15

☑ Ανάλυση Τρέχουσας Διερεύνηση

	ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ (kN)																
	ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ															ΔΙΑΤΜΗΣΗ		
σειρά	2Bt,Rd	Ft_lim,,v,wp	Ft_lim,,c,wc	Ft_lim,,c,fb	Ft_lim,,t,fc		Ft_lim,,t,wc		Ft_lim,,t,ep		Ft_lim,,t,wb		Ft_lim,1.9Bt,Rd	Fti,Rd	a	2Fv,Rd	2Fb,Rd	Fvi,Rd
1	661,0	1283,5	1038,7	6288,8	639,4	M2,i	1029,6	i	661,0	M3,i				**639,4**	100%	550,1	972,0	**170,0**
2	661,0	644,0	399,2	5649,3	413,8	M2,g1	518,9	g1	539,2	M2,i	1116,4	i	493,1	**399,2**	77%	550,1	972,0	**312,8**
3	661,0	244,8	0,0	5250,1	489,4	M2,g1	360,7	g1	432,5	M1,g2	730,5	g2	371,0	**0,0**	58%	550,1	972,0	**550,1**
4	661,0	244,8	0,0	5250,1	639,4	M2,i	575,8	g1	529,3	M2,i	797,1	g3	248,9	**0,0**	39%	550,1	972,0	**550,1**
5	661,0	244,8	0,0	5250,1	639,4	M2,i	743,6	g1	529,3	M2,i	1060,8	i	60,5	**0,0**	9%	550,1	972,0	**550,1**

☐ σε μορφή ποσοστών (%) Μέγιστης Αντοχής σειράς κοχλιών

Μέγιστη Εφελκυστική Αντοχή σειράς κοχλιών: 2*Bt,Rd = 2*330,5 kN = 661,0 kN
Μέγιστη Διατμητική Αντοχή σειράς κοχλιών: 2*Fv,Rd = 2*275,0 kN = 550,1 kN

Πίνακας (8.8)

ΕΠΙΛΥΣΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ: C:\Users\nick\AppData\Local\Temp\Rar$DIa0.984\Op2_K19_Δ14.1(HEB500HEA400)

ΑΝΤΟΧΗ/ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΑΝΑ ΦΟΡΤΙΣΗ | ΑΝΑΛΥΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΡΙΣΙΜΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ: 13 | **ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΚΡΙΣΙΜΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ: 13** | ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΚΡΙΣΙΜΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ: 13

Mj,Rd	Mj,Rd (kNm)						
ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ	ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΩΝ						
	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
M12	-61,7	-61,7	-77,1	-77,1	-92,6	-123,4	-154,3
M16	-114,9	-114,9	-143,7	-143,7	-172,4	-229,9	-287,3
M20	-179,3	-179,3	-224,2	-224,2	-269,0	-358,7	-448,4
M22	-221,8	-221,8	-277,2	-277,2	-332,7	-443,6	-515,0
M24	-258,4	-258,4	-323,0	-323,0	-387,6	-496,6	-539,3
M27	-336,0	-336,0	-420,0	-420,0	-490,4	-544,8	-575,5
M30	-410,7	-410,7	-495,0	-495,0	-533,0	-574,2	-586,8
M36	-528,2	-528,2	-560,7	-560,7	-579,0	-597,1	-614,9

☐ Εμφάνιση Λόγων Αντοχής

ΜΕΤΩΠΙΚΗ ΠΛΑΚΑ
t (mm) = 25 S235

☐ ΠΛΑΚΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΣΤΥΛΟΥ
t (mm) = 14 S235

☐ ΕΛΑΣΜΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΟΡΜΟΥ ΣΤΥΛΟΥ

☐ ΕΓΚΑΡΣΙΕΣ ΝΕΥΡΩΣΕΙΣ ΣΤΥΛΟΥ
t (mm) = 8 S235

☑ ΛΟΞΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΟΥ
h (mm) = 200

ΕΝΗΜΕΡΩΣΗ ΠΙΝΑΚΑ | ΑΝΑΙΡΕΣΗ ΜΕΤΑΒΟΛΩΝ

Πίνακας (8.9)

Γεωμετρικά στοιχεία υποστυλώματος

Όνομα διατομής	HEB 500
Υψος διατομής [h]	500,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	300,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	14,50 mm
Πάχος πέλματος [tf]	28,00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	27,00 mm
Ποιότητα υλικού	S275

Γεωμετρικά στοιχεία δοκού

Όνομα διατομής	HEA 400
Υψος διατομής [h]	390,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	300,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	11,00 mm
Πάχος πέλματος [tf]	19,00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	27,00 mm
Ποιότητα υλικού	S275

Μετωπική πλάκα

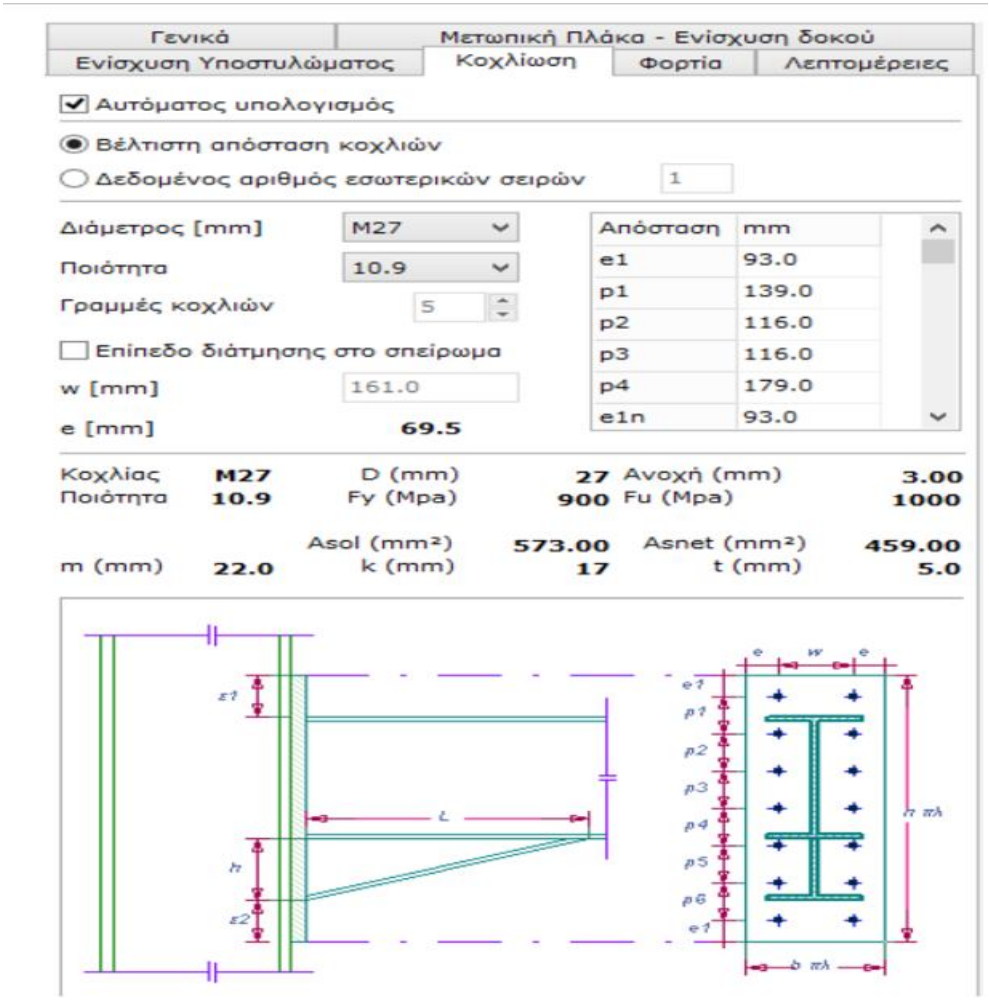
Πλάτος πλάκας	300,00 mm
Υψος πλάκας	736,00 mm
Πάχος πλάκας	25,00 mm
Πάχος συγκ. κορμού	8,00 mm
Πάχος συγκ. πέλματος	14,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

Ενίσχυση κάτω πέλματος

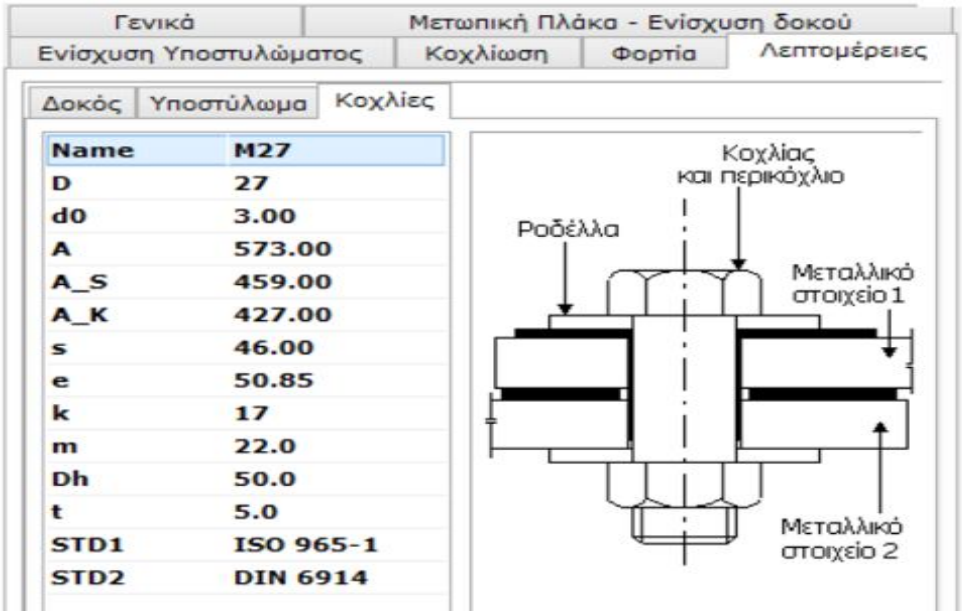
Υψος κάτω	200,00 mm
Πάχος κορμού	11,00 mm
Μήκος πέλματος	300,00 mm
Πάχος πέλματος	19,00 mm
Μήκος κάτω	750,00 m
Ποιότητα υλικού	S235

Δεδομένα κοχλιών

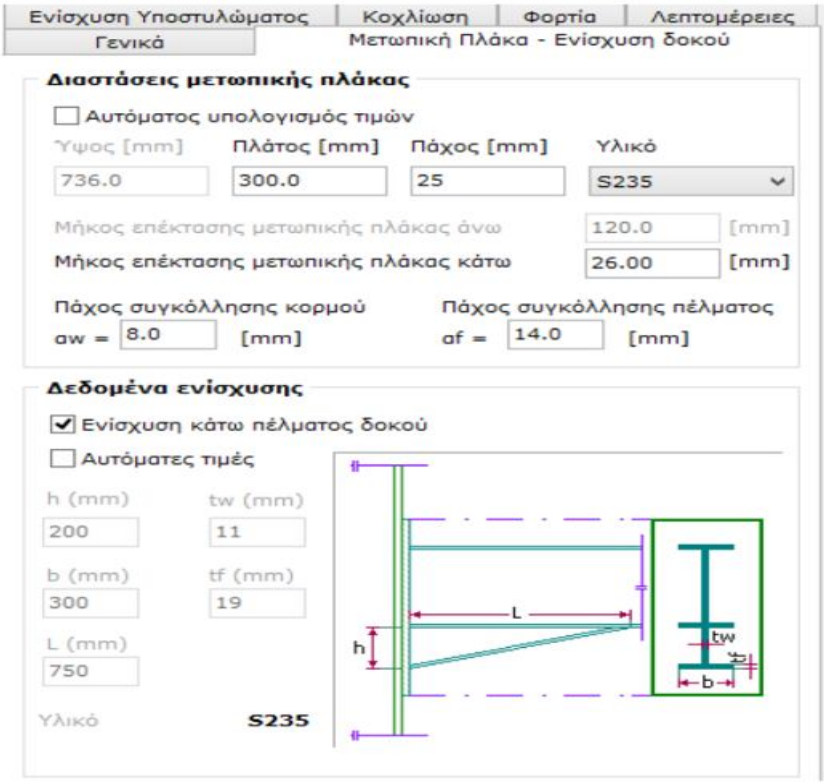
Ποιότητα κοχλιών	10.9
Εφελκυστική αντοχή [fu]	1000 MPa
Όριο διαρροής [fy]	900 MPa
Ονομασία κοχλία [/]	M27
Διάμετρος κοχλία [D]	27,00 mm
Ανοχή κοχλία [d0]	3,00 mm
Επιφάνεια [As]	573,00 mm²
Καθαρή επιφάνεια [An]	459,00 mm²


Γενικά
Μετωπική Πλάκα - Ενίσχυση δοκού
Ενίσχυση Υποστυλώματος
Κοχλίωση
Φορτία
Λεπτομέρειες
Αυτόματος υπολογισμός
Βέλτιστη απόσταση κοχλιών
Δεδομένος αριθμός εσωτερικών σειρών
1
Διάμετρος [mm]
M27
Ποιότητα
10.9
Γραμμές κοχλιών
5
Επίπεδο διάτμησης στο σπείρωμα
w [mm]
161.0
e [mm]
69.5
Απόσταση
mm
e1
93.0
p1
139.0
p2
116.0
p3
116.0
p4
179.0
e1n
93.0
Κοχλίας
M27
Ποιότητα
10.9
D (mm)
27
Fy (Mpa)
900
Ανοχή (mm)
3.00
Fu (Mpa)
1000
Asol (mm²)
573.00
Asnet (mm²)
459.00
m (mm)
22.0
k (mm)
17
t (mm)
5.0

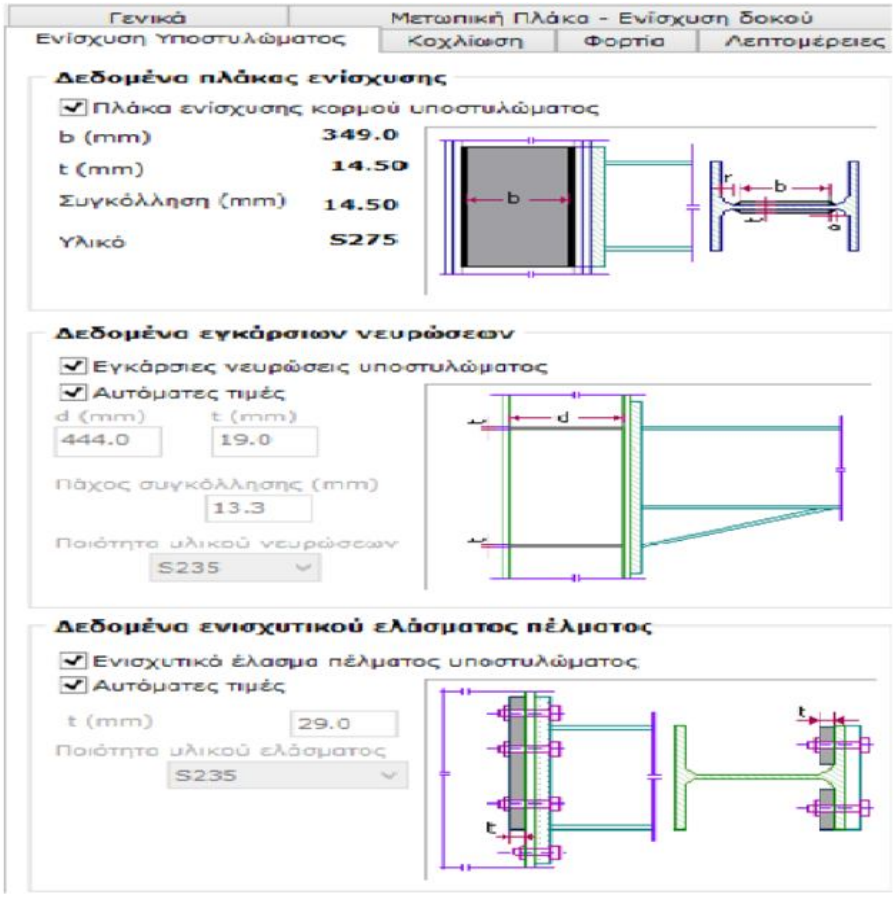
Σχήμα 8.21



Σχήμα 8.22

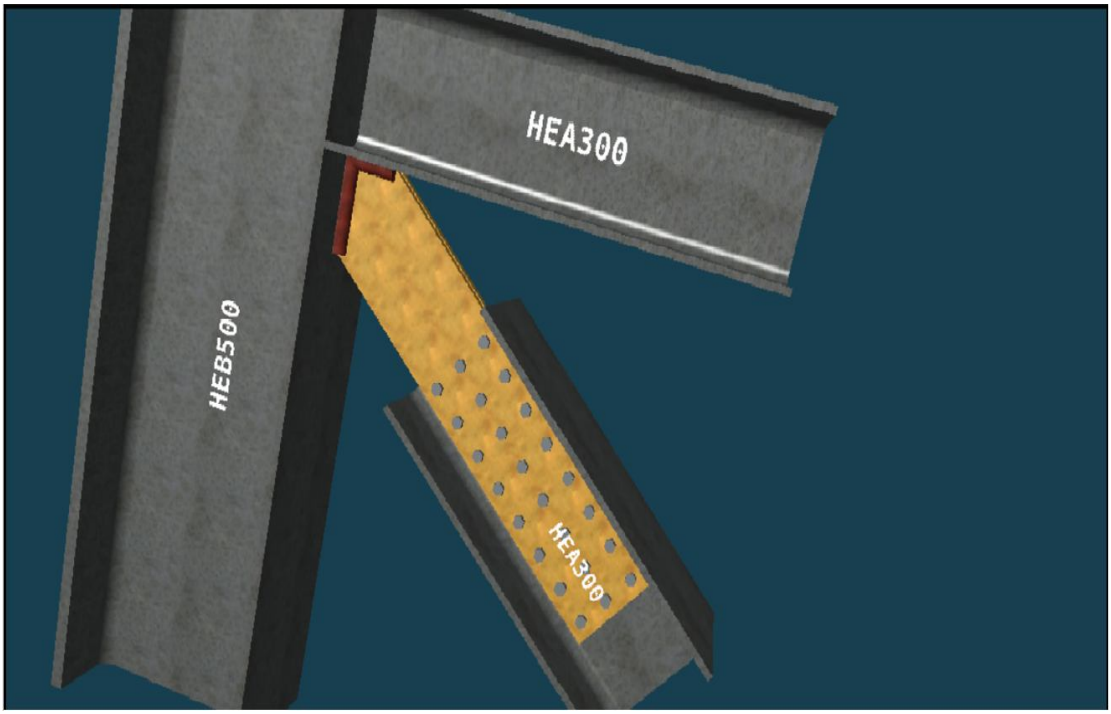


Σχήμα 8.23



Σχήμα 8.24

8.5 ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΙΑΓΩΝΙΟΥ (HEA300)



Σχήμα 8.25

Αποτελέσματα ελέγχου σύνδεσης διαγωνίου

Μέγιστη Αξονική δύναμη: N_{Ed} = 1569,46 kN

Ελεγχοι Διαγωνίου μέλους

Αντοχή σε διαρροή:	$N_{pl,Rd}$ = 3093,75 kN	≥ 1569,46 kN
Αντοχή σε Θραύση:	$N_{u,Rd}$ = 3340,89 kN	≥ 1569,46 kN
	$(A_{net}/A_0)_{eff}$ = 0,959	

Ελεγχοι κοχλίωσης

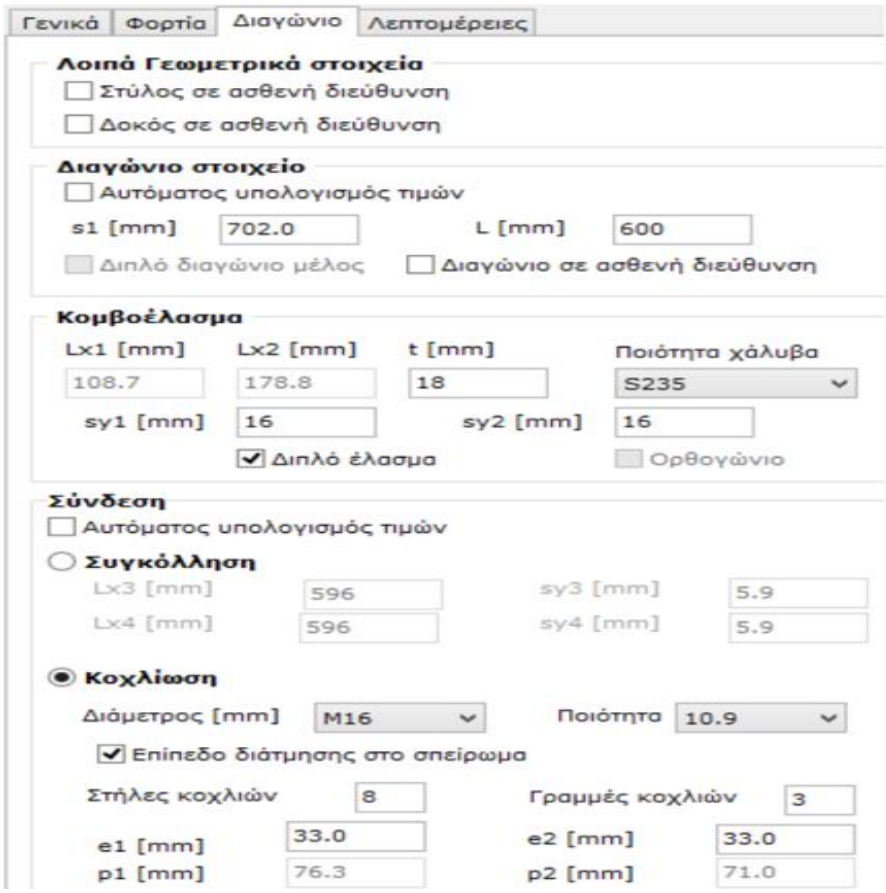
Αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία:	$F_{v,Ed}$ = 65,39 kN	
Αντοχή σε διάτμηση κοχλία:	$F_{v0,d,Rd}$ = 125,60 kN	≥ 65,39 kN
Αντοχή σε θλίψη άντυγας διαγωνίου (συνολική):	$F_{b,d,Rd}$ = 71,48 kN	≥ 65,39 kN
Αντοχή σε θλίψη άντυγας Κομβοελάσματος	$F_{b,p,Rd}$ = 253,44 kN	≥ 65,39 kN

Ελεγχος αντοχής Κομβοελάσματος

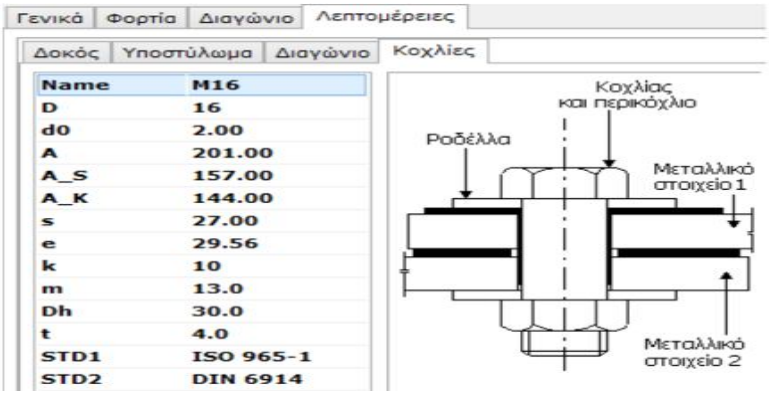
Αντοχή Κομβοελάσματος (συνολική):	$N_{p,Rd}$ = 1596,67 kN	≥ 1569,46 kN

Ελεγχος (αμφίπλευρης) συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Δοκού/Στύλου

Αναπτυσσόμενη ροπή (εντός επιπέδου συγκόλλησης):	$M_{w,Ed}$ = 9,64 kNm	
Μέγιστη τάση συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Δοκού:	$\sigma_{w,b}$ = 193,0 MPa	
Μέγιστη τάση συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Στύλου:	$\sigma_{w,c}$ = 196,1 MPa	
Αντοχή σχεδιασμού συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Δοκού:	$f_{vw,d}$ = 207,8 MPa	≥ 193,0 MPa
Αντοχή σχεδιασμού συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Στύλου:	$f_{vw,d}$ = 207,8 MPa	≥ 196,1 MPa
Αντοχή συγκόλλησης (Συνολική):	$N_{w,Rd}$ = 1663,27 kN	≥ 1569,46 kN



Σχήμα 8.26



Σχήμα 8.28

9. ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

Συνολική προμέτρηση κτιρίου

Προμέτρηση δοκών ορόφου -1

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Φ10	Φ12	Φ20	
16259,01	12967,51	14301,01	Μέτρα
10023,51	11516,01	35269,51	Kg B500C

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	931,10	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	56809,05
Αφαιρούνται	[m²]	48,70	Ογκος Σκυροδέματος	[m3]	473,40
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	882,40	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m3]	120,00

Προμέτρηση: Σύνολο ορόφου :-1

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Διάμετρος [mm]	Μήκος [m]	Kg B500C Βάρος [Kgr]	
Φ10	16259,00	10023,50	
Φ12	12967,50	11516,00	
Φ20	14301,00	35269,50	

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	931,10	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	56809,00
Αφαιρούνται	[m²]	48,70	Ογκος Σκυροδέματος	[m3]	473,40
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	882,40	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m3]	120,00

Προμέτρηση πλακών ορόφου 0

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Φ8	Φ10	
29280,39	172,81	Μέτρα
11553,58	106,55	Kg B500C

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	1320,00	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	11660,15
Αφαιρούνται	[m²]	0,00	Ογκος Σκυροδέματος	[m3]	264,00
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	1320,00	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m3]	44,15

Προμέτρηση δοκών ορόφου 0

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Φ10	Φ12	Φ14	Φ16	Φ18	Φ20	
24702,01	197,01	2312,51	1478,51	686,51	726,51	Μέτρα
15229,01	175,01	2793,51	2333,51	1371,51	1792,01	Kg B500C

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	1329,10	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	23694,55
Αφαιρούνται	[m²]	60,70	Ογκος Σκυροδέματος	[m3]	199,50
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	1268,40	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m3]	118,75

Προμέτρηση στύλων ορόφου 0

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Φ10	Φ14	Φ16	Φ18	Φ20	
9440,10	650,41	155,40	1196,17	5513,13	Μέτρα
5820,19	785,96	245,28	2389,43	13596,18	Kg B500C

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	439,20	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	22837,05
Αφαιρούνται	[m²]	0,00	Ογκος Σκυροδέματος	[m3]	76,60
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	439,20	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m3]	298,15

Προμέτρηση: Σύνολο ορόφου :0

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Διάμετρος [mm]	Μήκος [m]	Kg B500C Βάρος [Kgr]	
Φ8	29280,40	11553,55	
Φ10	34314,90	21155,70	
Φ12	197,00	175,00	
Φ14	2962,90	3579,45	
Φ16	1633,90	2578,75	
Φ18	1882,65	3760,95	
Φ20	6239,60	15388,20	

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	3088,30	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	58191,60
Αφαιρούνται	[m²]	60,70	Ογκος Σκυροδέματος	[m3]	540,10
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	3027,60	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m3]	107,75

Προμέτρηση πλακών ορόφου 1

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Φ8	
15896,38	Μέτρα
6272,46	Kg B500C

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	1089,20	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	6272,45
Αφαιρούνται	[m²]	0,00	Ογκος Σκυροδέματος	[m3]	108,90
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	1089,20	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m3]	57,60

Προμέτρηση πλακών ορόφου 1

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Φ8	
15896,38	Μέτρα
6272,46	Kg B500C

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	1089,20	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	6272,45
Αφαιρούνται	[m²]	0,00	Ογκος Σκυροδέματος	[m3]	108,90
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	1089,20	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m3]	57,60

Προμέτρηση: Σύνολο ορόφου :1

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Διάμετρος [mm]	Μήκος [m]	Kg B500C Βάρος [Kgr]	
Φ8	15896,40	6272,45	

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	1089,20	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	6272,45
Αφαιρούνται	[m²]	0,00	Ογκος Σκυροδέματος	[m3]	108,90
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	1089,20	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m3]	57,60

Προμέτρηση πλακών ορόφου 2

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Φ8	
15896,38	Μέτρα
6272,46	Kg B500C

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	1089,20	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	6272,45
Αφαιρούνται	[m²]	0,00	Ογκος Σκυροδέματος	[m3]	108,90
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	1089,20	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m3]	57,60

Προμέτρηση: Σύνολο ορόφου :2

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Διάμετρος [mm]	Μήκος [m]	Kg B500C Βάρος [Kgr]	
Φ8	15896,40	6272,45	

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	1089,20	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	6272,45
Αφαιρούνται	[m²]	0,00	Ογκος Σκυροδέματος	[m3]	108,90
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	1089,20	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m3]	57,60

Προμέτρηση πλακών ορόφου 3

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Φ8	
15896,38	Μέτρα
6272,46	Kg B500C

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	1089,20	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	6272,45
Αφαιρούνται	[m²]	0,00	Ογκος Σκυροδέματος	[m3]	108,90
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	1089,20	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m3]	57,60

Προμέτρηση: Σύνολο ορόφου :3

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Διάμετρος [mm]	Μήκος [m]	Kg B500C Βάρος [Kgr]	
Φ8	15896,40	6272,45	

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	1089,20	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	6272,45
Αφαιρούνται	[m²]	0,00	Ογκος Σκυροδέματος	[m3]	108,90
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	1089,20	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m3]	57,60

Προμέτρηση: Σύνολο ορόφου :3

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Διάμετρος [mm]	Μήκος [m]	Kg B500C Βάρος [Kgr]	
Φ8	15896,40	6272,45	

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	1089,20	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	6272,45
Αφαιρούνται	[m²]	0,00	Ογκος Σκυροδέματος	[m3]	108,90
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	1089,20	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m3]	57,60

Προμέτρηση: Σύνολο κτιρίου

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Διάμετρος [mm]	Μήκος [m]	Kg B500C Βάρος [Kgr]	
Φ8	76969,50	30370,95	
Φ10	50573,90	31179,20	
Φ12	13164,50	11691,00	
Φ14	2962,90	3579,45	
Φ16	1633,90	2578,75	
Φ18	1882,65	3760,95	
Φ20	20540,60	50657,70	

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	7287,05	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	133818,00
Αφαιρούνται	[m²]	109,40	Ογκος Σκυροδέματος	[m3]	1340,25
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	7177,65	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m3]	99,85

Προμέτρηση μεταλλικών μελών

Συνολική προμέτρηση μεταλλικών μελών

Α/Α [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Συνολ. μήκος [m]	Συνολ. βάρος [Kg]
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB500	476,00	89012,00
2	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA400	531,90	66487,50
3	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA300	606,23	53529,73
4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE360	1231,20	70301,55
5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	HEA300	392,95	34697,80
6	ΑΘΡΟΙΣΜΑΤΑ	-----	3238,28	314028,60

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Ευρωκώδικας 1: <<Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές >> , Μέρος 1-1: Βάσεις Σχεδιασμού ,CEV ,ENV 1991-1:2002

Ευρωκώδικας 1: << Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές >> ,

Μέρος 1-3: Φορτία Χιονιού ,CEV ,ENV 1991-1-3:2002

Ευρωκώδικας 1: <<Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές >> ,

Μέρος 1-4: Δράση του ανέμου , CEV ,ENV 1991-1-4:2002

Ευρωκώδικας 1: <<Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές >> , Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες ,και κανόνες για κτίρια ,CEV ,ENV 1991-1:2002

Βάγιας Ι. ,Ερμόπουλος Ι. ,Ιωαννίδης Ι. ,<<Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα ,με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων >> ,εκδόσεις Κλειδάριθμος ,2005

Βάγιας Ι. ,Ερμόπουλος Ι. ,Ιωαννίδης Ι. ,<<Σιδηρές Κατασκευές ,Ανάλυση και διαστασιολόγηση>> ,εκδόσεις Κλειδάριθμος ,2003

Βάγιας Ι. ,Ερμόπουλος Ι. ,Ιωαννίδης Ι. ,<< Σιδηρές Κατασκευές ,Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3 ,Τόμος Ι >> ,εκδόσεις Κλειδάριθμος ,2005

Chopra A. ,<<Δυναμική των κατασκευών-Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική>> ,3η έκδοση ,εκδόσεις Μ.Γκιούρδας ,2007

Βάγιας Ι. ,Ερμόπουλος Ι. ,Ιωαννίδης Ι. ,<< Σιδηρές Κατασκευές ,Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3 ,Τόμος ΙΙ >> ,εκδόσεις Κλειδάριθμος ,2005

Ερμόπουλος Ι. ,<<Στοιχεία σχεδιασμού μεταλλικών κατασκευών>> ,2000

Ευρωκώδικας 0:<<Βάσεις σχεδιασμού>> ,EN 1990:2002