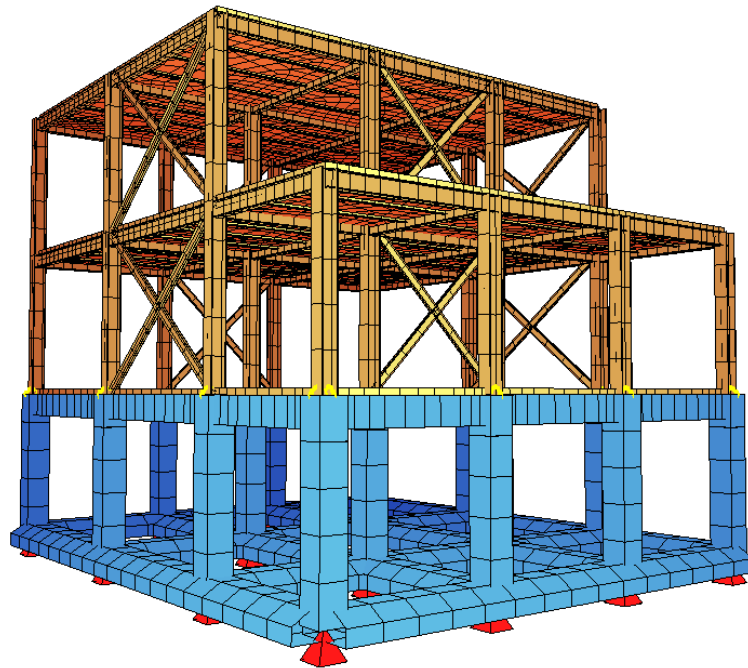




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΙΩΡΟΦΗΣ ΚΑΤΟΙΚΙΑΣ ΜΕ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟ ΑΠΟ ΜΕΛΗ F.R.P. ΚΑΙ ΜΕΛΗ ΑΠΟ ΔΟΜΙΚΟ ΧΑΛΥΒΑ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Ευσταθόπουλος Γεώργιος

Επιβλέπων: Ραυτογιάννης Ιωάννης

Αθήνα, Ιούνιος 2017

EMK ΔΕ: 2017-12

Ευσταθόπουλος Γεώργιος Ε. (2017).
Σχεδιασμός διώροφης κατοικίας με φέροντα οργανισμό από μέλη F.R.P. και μέλη από
δομικό χάλυβα.
Διπλωματική εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2017-12
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο

Efstathopoulos Georgios E. (2017).
Design of two-storey building with parts from F.R.P. and parts from structural steel.
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2017-12
Institute of steel structures, National Technical University of Athens

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Ευχαριστίες.....	1
Περίληψη.....	3

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΕΙΣΑΓΩΓΙΚΑ

1.1 Σκοπός της εργασίας.....	5
1.2 Παρουσίαση προγράμματος Sofistik.....	6

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΥΛΙΚΑ

2.1 F.R.P.....	7
2.2 S235.....	13
2.3 C20/25.....	14

ΜΕΡΟΣ Ι (ΚΤΙΡΙΟ ΑΠΟ F.R.P.)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

3.1 Αρχιτεκτονικά.....	15
3.2 Στατικά.....	18
3.3 Προσομοίωμα κτιρίου στο Sofistik.....	21

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

4.1 Μόνιμα.....	24
4.2 Κινητά.....	27
4.3 Δράσεις ανέμου.....	30
4.4 Δράσεις χιονιού.....	37
4.5 Σεισμός ΕΚ8.....	39
4.6 Συνδυασμοί φορτίσεων.....	52

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΑΝΑΛΥΣΗ & ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

5.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας.....	56
5.1.1 Φορτία υποστυλωμάτων.....	57
5.1.2 Έλεγχος επάρκειας δυσμενέστερου υποστυλώματος.....	58
5.1.3 Φορτία κύριων δοκών.....	60

5.1.4 Έλεγχος επάρκειας δυσμενέστερης κυρίας δοκού.....	62
5.1.5 Φορτία τυπικής διαδοκίδας.....	63
5.1.6 Έλεγχος επάρκειας τυπικής διαδοκίδας.....	64
5.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	66
5.2.1 Έλεγχος τυπικής διαδοκίδας.....	67
5.2.2 Έλεγχος επιτρεπτών βελών.....	68
5.3 Σεισμός.....	69
5.3.1 Έλεγχος υποστυλωμάτων.....	70
5.3.2 Έλεγχος χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας.....	74
5.4 Συνδέσεις.....	76
5.5 Δάπεδο.....	87

ΜΕΡΟΣ II (ΚΤΙΡΙΟ ΑΠΟ S 235)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ

6.1 Αρχιτεκτονικά.....	90
6.2 Στατικά.....	93
6.3 Προσομοίωμα κτιρίου στο Sofistik.....	95

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

7.1 Μόνιμα.....	97
7.2 Κινητά.....	100
7.3 Δράσεις ανέμου.....	101
7.4 Δράσεις χιονιού.....	104
7.5 Σεισμός ΕΚ8.....	105
7.6 Συνδυασμοί φορτίσεων.....	108

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

ΑΝΑΛΥΣΗ & ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

8.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας.....	110
8.1.1 Φορτία υποστυλωμάτων.....	111
8.1.2 Έλεγχος επάρκειας δυσμενέστερου υποστυλώματος.....	112
8.1.3 Φορτία κύριων δοκών.....	114
8.1.4 Έλεγχος επάρκειας δυσμενέστερης κυρίας δοκού.....	116
8.1.5 Φορτία τυπικής διαδοκίδας.....	117
8.1.6 Έλεγχος επάρκειας τυπικής διαδοκίδας.....	118
8.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	119
8.2.1 Έλεγχος τυπικής διαδοκίδας.....	120
8.2.2 Έλεγχος επιτρεπτών βελών.....	121
8.3 Σεισμός.....	122
8.3.1 Έλεγχος υποστυλωμάτων.....	123
8.3.2 Έλεγχος χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας.....	127

8.4 Σύμμικτη πλάκα.....	129
-------------------------	-----

ΜΕΡΟΣ ΙΙΙ ΣΥΓΚΡΙΣΗ & ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9

ΣΥΓΚΡΙΣΗ & ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

9.1 Σύγκριση.....	131
9.2 Πλεονεκτήματα F.R.P.....	134
9.3 Συμπεράσματα.....	135

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 10

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

10.1 Πίνακες.....	136
10.2 Βιβλιογραφία.....	141

➤ ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

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

Στην συνέχεια, ιδιαίτερες ευχαριστίες στην οικογένεια μου, που στάθηκε πολύτιμος αρωγός στην περάτωση των σπουδών μου.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω φίλους και συναδέλφους όπου με τον τρόπο τους συντέλεσαν στην ολοκλήρωση της προσπάθειας αυτής.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα εργασία έχει ως αντικείμενο την μελέτη (ανάλυση και διαστασιολόγηση) διωρόφου κτιρίου από ινοπλισμένα πολυμερή (F.R.P.) με υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Το κτίριο αποτελείται από δοκούς και υποστυλώματα κατάλληλα συνδεδεμένα, ενώ για την εξασφάλιση της οριζόντιας δυσκαμψίας χρησιμοποιούνται χιαστί σύνδεσμοι. Για την εξασφάλιση της διαφραγματικής λειτουργίας υπάρχουν κατάλληλα τοποθετημένες διαδοκίδες.

Αναλυτικότερα, μελετήθηκε η συμπεριφορά του κτιρίου υπό δυσμενείς φορτίσεις όπως αυτές περιγράφονται στον Ευρωκώδικα, με σκοπό την διαστασιολόγηση του. Η ανάλυση έγινε με την βοήθεια του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Sofistik από όπου προέκυψαν τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού. Η διαστασιολόγηση έγινε σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς και τις τεχνικές οδηγίες όπως αυτές ορίζονται από την κατασκευάστρια εταιρία των μελών (CREATIVE PULTRUSIONS).

Τέλος, για την εξαγωγή ποσοτικών συμπερασμάτων της χρήσης σύνθετων υλικών έναντι παραδοσιακών δομικών υλικών όπως ο χάλυβας, έγινε σχεδιασμός όμοιου κτιρίου από δομικό χάλυβα S235. Τα αποτελέσματα της σύγκρισης παρατίθενται στο κεφάλαιο 9.

ABSTRACT

The present diploma deals with the study (design and analysis) of a two-storey building constructed with a F.R.P.-framed structure with underground made of reinforced concrete. The building consist of beams and columns composing a frame and as for the horizontal displacements of the floors, the building has braced frames.

More specifically, we studied the behavior of the structure under adverse loadings as they are defined by Euro codes. Therefore, designing the model in Sofistik we estimated the governing loads. The selection of the sections was done according to the current technical rules and technical specifications of the manufacturer (CREATIVE PULTRUSIONS).

Finally, in order to receive quantitative deductions of the use of composite materials in favor of traditional materials as structural steel is, we studied a comparable building from S235. The results of the comparison are presented in chapter 9.

➤ ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

Εισαγωγικά

1.1 Σκοπός της εργασίας:

Σκοπός της παρούσας εργασίας είναι η διερεύνηση των ινοπλισμένων πολυμερών (F.R.P.'s) ως ένα σύνθετο δομικό υλικό.

Για τον λόγο αυτό μελετήθηκε δώροφο κτίριο με τυποποιημένα δομικά μέλη από ινοπλισμένα πολυμερή (της εταιρίας Creative Pultrusions Inc.) και υπόγειο από Ο/Σ. Στην συνέχεια έγινε προμελέτη ομοίου κτιρίου από συμβατικά δομικά υλικά (δομικός χάλυβας S235).

Αναλυτικότερα, μελετήθηκε η συμπεριφορά του υπό δυσμενείς φορτίσεις όπως αυτές ορίζονται απ' τον Ευρωκώδικα με σκοπό την διαστασιολόγηση του και την εξασφάλιση της αντισεισμικής επάρκειας του.

Με την βοήθεια του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Sofistik προέκυψαν τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού & οι έλεγχοι διενεργήθηκαν με βάση το εγκεκριμένο Design Manual της κατασκευάστριας εταιρίας των πρότυπων μελών από F.R.P.'s.

Τέλος, έγινε ανάλυση και διαστασιολόγηση ομόλογου κτιρίου από δομικό χάλυβα S2335 ώστε να προκύψουν συμπεράσματα και τυχόντα οφέλη της χρήσης μελών από F.R.P.'s έναντι των συνήθων μεταλλικών κατασκευών .

1.2 Παρουσίαση προγράμματος Sofistik:

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

Χαρακτηριστικά

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

Υποπρογράμματα

- AQUA : Εισαγωγή δεδομένων υλικών και διατομών
 - GENF : Παραγωγή δικτύων πεπερασμένων στοιχείων (κυρίως σε παλιές εκδόσεις συναντάται)
- ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΓΡΑΦΕΙΩΝ ΜΕ ΚΑΙ ΧΩΡΙΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ
- SOFIMSHA, SOFIMSHB, SOFIMSHC, SOFILOAD : Ορισμός φορτιστικών καταστάσεων και φορτίων
 - STAR : Επίλυση γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων με γραμμική ή μη γραμμική στατική ανάλυση (σε παλιές εκδόσεις)
 - ASE : Επίλυση γραμμικών και επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων με γραμμική ή μη γραμμική στατική ανάλυση
 - DYNA : Δυναμική ανάλυση κατασκευών
 - TALPA, ELLA : Γραμμές και επιφάνειες επιρροής
 - BEMESS : Διαστασιολόγηση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων
 - AQB : Διαστασιολόγηση γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων

Ανεξάρτητα προγράμματα

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

➤ ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

Υλικά

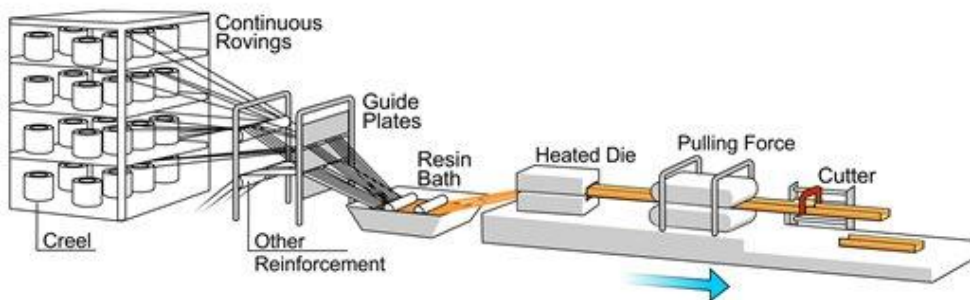
2.1 F.R.P.'s

ΣΥΝΘΕΤΑ ΥΛΙΚΑ :

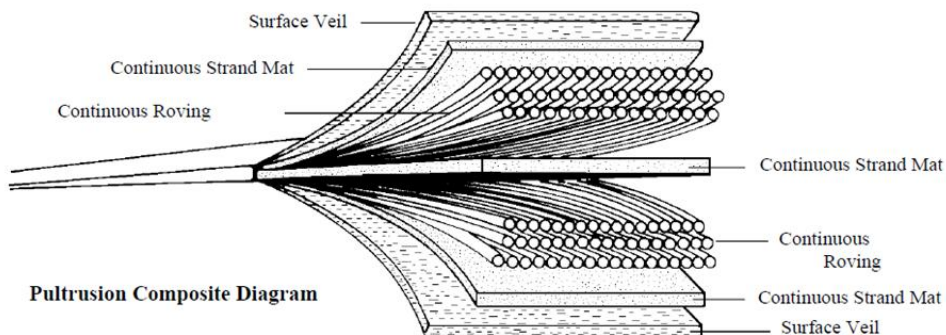
Με τον όρο σύνθετα υλικά αναφερόμαστε σε συνδυασμό δύο ή περισσότερων υλικών το καθένα να συμμετέχει με διακριτή μορφή στον νέο σχηματισμό. Στην πράξη, το ένα από τα δύο υλικά είναι ισχυρό και παραλαμβάνει το μέγιστο μέρος του φορτίου ενώ το άλλο είναι ασθενές και χρησιμεύει περισσότερο σαν συνδετικό μέσο. Το ισχυρό υλικό καλείται οπλισμός (reinforcement) ενώ το ασθενές μητρώο (matrix).

F.R.P.'s (ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΑ ΠΟΛΥΜΕΡΗ) :

Μια κατηγορία σύνθετων υλικών, είναι τα ινοπλισμένα πολυμερή. Είναι σχετικά φθηνά και παράγονται εδώ και 40 χρόνια παγκοσμίως κυρίως ως μορφή ενίσχυσης ή αποκατάστασης βλαβών σε υφιστάμενα κτίρια από Ο/Σ. Τα τελευταία χρόνια, τα F.R.P.'s χρησιμοποιούνται ως δομικά μέλη στις κατασκευές με πληθώρα πλεονεκτημάτων. Αποτελούνται από κατάλληλα τοποθετημένες συνεχής ίνες γυαλιού (reinforcement) μέσα σε μητρώο από κατάλληλα διαμορφωμένο μείγμα πολυμερών (polymer matrix). Η μέθοδος παραγωγής τους ονομάζεται «παραγωγή με έλξη» (pultrusion, από το pull + extrusion)



Απεικόνιση γραμμής παραγωγής μελών από ινοπλισμένα πολυμερή.



Απεικόνιση σύνθετης διατομής από ινοπλισμένα πολυμερή.

ΙΝΕΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ :

Οι ίνες ενίσχυσης αποτελούνται από εκατοντάδες ίνες γυαλιού, η κάθε μία με διάμετρο της τάξης των νανόμετρων. Το μήκος τους είναι -συγκριτικά με την διάμετρο τους- άπειρο, και γι αυτό ονομάζονται συνεχείς, εν αντιθέσει με άλλες εφαρμογές υαλονημάτων (π.χ. fiberglass) που το μήκος των ινών είναι μερικά χιλιοστά. Συμμετέχουν σε υψηλή συγκέντρωση κατά βάρος, 20 – 60 % με τις μηχανικές τους ιδιότητες να είναι ποσοτικά πολλαπλάσιες αυτών του υλικού που ενισχύουν.

Το γυαλί είναι μια άμορφη, ανόργανη ένωση μεταλλικών οξειδίων, με το Silica Dioxide (SiO_2) να ναι το κυρίαρχο μέρος μετέχοντας έως και 70% κατά βάρος. Από τους διάφορους τύπους γυαλιού που χρησιμοποιούνται στην βιομηχανία των σύνθετων υλικών (διάφοροι τύποι όπως E-glass, A-glass, S-glass κ.λπ.) στον κατασκευαστικό κλάδο το E-Glass τυγχάνει ευρύτατης χρήσης. Οι ίνες από E-Glass (electrical glass) παρουσιάζουν και τελικά προσδίδουν χαμηλή ηλεκτρική αγωγιμότητα στο τελικό μέλος. Η διάμετρος των ινών ποικίλει από 3 έως 24 μm , με τα 17 μm να ναι η συνηθέστερη διάμετρος ινών στον κλάδο των κατασκευών. Οι ίνες έχουν ένα χαρακτηριστικό λευκό χρώμα και παράγονται με όπτηση στους 1400°C σε κατάλληλα διαμορφωμένες βιομηχανικές μονάδες.

Grade of Glass Fiber	Density [g/cm ³ (lb/in ³)]	Tensile Modulus [GPa (Msi)]	Tensile Strength [MPa (ksi)]	Max. Elongation (%)
E	2.57 (0.093)	72.5 (10.5)	3400 (493)	2.5
A	2.46 (0.089)	73 (10.6)	2760 (400)	2.5
C	2.46 (0.089)	74 (10.7)	2350 (340)	2.5
S	2.47 (0.089)	88 (12.8)	4600 (667)	3.0

Μηχανικές ιδιότητες διαφόρων τύπων ινών γυαλιού.

ΜΗΤΡΩΟ ΠΟΛΥΜΕΡΩΝ :

Με τον όρο πολυμερή αναφερόμαστε σε μια ευρεία γκάμα υλικών αποτελούμενα από μόρια μεγάλου μεγέθους, καλούμενα μακρο-μόρια όπου συντίθενται από επαναλαμβανόμενους δεσμούς τύπου αλυσίδας και όπου τα άτομα συγκρατούνται από ομοιοπολικούς δεσμούς. Ο όρος ρητίνες πολυμερών χρησιμοποιείται στην βιομηχανία των σύνθετων υλικών για να περιγράψει έναν τύπο οργανικού υλικού (αλλά και ανόργανου) που χρησιμοποιείται στο μη ινοπλισμένο μέρος του σύνθετου υλικού. Το μέρος αυτό καλείται μητρώο πολυμερών.

Στον κατασκευαστικό κλάδο, τα μητρώα πολυμερών που χρησιμοποιούνται τα μητρώα βινυλεστέρα και πολυεστέρα.

Τα μητρώα πολυεστέρα (polyester matrix) είναι συγκριτικά φθηνά και παρουσιάζουν υψηλή εργασιμότητα. Συνήθεις θερμοκρασίες επεξεργασίας κατά την παραγωγή με έλξη είναι 110°C αλλά με κατάλληλα πρόσθετα μπορούν να φτάσουν έως σε θερμοκρασίες δωματίου. Παρουσιάζουν διάφανο – πρασινωπό χρώμα.

Τα μητρώα βινυλεστέρα (vinyl ester matrix) χρησιμοποιούνται ευρύτατα τα τελευταία 20 χρόνια λόγω των ισχυρών χαρακτηριστικών τους, με κυρίαρχο αυτό της αντοχής έναντι διάβρωσης και υψηλής εργασιμότητας. Παρουσιάζουν παραπλήσια χαρακτηριστικά με τα μητρώα πολυεστέρα και τον αντικαθιστούν σε διαβρωτικά περιβάλλοντα όπως σε παράκτιες κατασκευές και σε υπόγειες θεμελιώσεις.

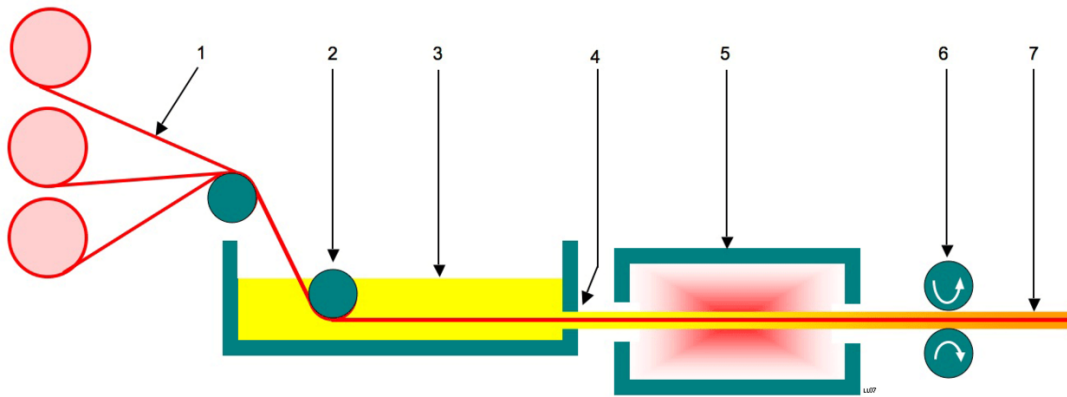
Property	Polyester	Vinyl ester	Test Method
Tensile Strength (psi)	11,200	11,800	ASTM D638
% Elongation	4.5	5	ASTM D638
Flexural Strength (psi)	17,800	20,000	ASTM D790
Flexural Modulus (10 ⁶ psi)	0.43	0.54	ASTM D790
Heat Distortion Temperature (°F)	160	220	ASTM D648
Short Beam Shear (psi)	4,500	5,500	ASTM D2344

Μηχανικές ιδιότητες ρητινών πολυμερών.

ΜΕΘΟΔΟΣ ΠΑΡΑΓΩΓΗΣ :

Η μέθοδος παραγωγής που χρησιμοποιείται ονομάζεται «παραγωγή με έλξη» (pultrusion). Είναι μια συνεχής μορφή παραγωγής μελών με σταθερή διατομή.

Το αρχικό υλικό (1) που είναι οι ίνες ενίσχυσης, τοποθετούνται σε οδηγούς (2) οι οποίοι προσδίδουν την επιθυμητή γεωμετρία της διατομής. Στην συνέχεια, οι ίνες εμβαπτίζονται σε δεξαμενή ρητίνης πολυμερών(3). Οι εμποτισμένες με ρητίνη ίνες (4) τοποθετούνται σε θερμαινόμενο die όπου διαμορφώνεται η γεωμετρία της τελικής σύνθετης διατομής και πραγματοποιείται η σκλήρυνση (polymerization) διαμέσου της όπτησης (5). Τέλος, ο μηχανισμός έλξης (6) οδηγεί την πλέον διαμορφωμένη διατομή σε μηχανή κοπής(7), ενώ ταυτόχρονα προωθεί τις ίνες (του σταδίου 1) στην γραμμή παραγωγής.

**PLUTEX PULTRUSION:**

Στην παρούσα διπλωματική εργασία, οι τυποποιημένες διατομές που χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς είναι της εταιρίας CREATIVE PULTRUSIONS INC. Χωρίζονται σε δύο τύπους μητρώου ρητίνης, πολυεστερικών και βινυλεστερικών.

Οι ονομασίες που χρησιμοποιούνται αναφέρονται σε:

1500 series → πολυεστερικές ρητίνες

1525 series → πολυεστερικές ρητίνες πυραντίστασης

1600 series → βινυλεστερικές ρητίνες

1625 series → βινυλεστερικές ρητίνες πυραντίστασης

Συγκεκριμένα, θεωρούμε διατομές τύπου 1525.

Τέλος, για την απόδοση των ονομαστικών αντοχών των τυποποιημένων διατομών χρησιμοποιήθηκαν τα πρότυπα του ASTM International.

ΜΗΧΑΝΙΚΕΣ ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ :

Property (coupon values)	ASTM Test	Units	1500/1525 Series	1625 Series
Full Section				
Modulus of Elasticity (12.7mm thick profiles)	Full Section ²	GPa	26.8-27.6	26.8-27.6
(6.4mm & 9.5mm thick profiles)	Full Section ²	GPa	26.8	26.8
Shear Modulus (Modulus of Rigidity)	Full Section ²	GPa	27.6	27.6
Flexural Stress	Full Section ²	GPa	3.4	3.4
	Full Section ²	MPa	226.9	226.9
Flange Section - Mechanical				
Tensile Strength (LW)	D638	MPa	275.0	317.3
Tensile Modulus (LW)	D638	GPa	28.6	28.6
Compressive Strength (LW)	D695	MPa	315.7	362.1
Compressive Strength (CW)	D695	MPa	122.4	140.2
Compressive Modulus (LW)	D695	GPa	26.5	26.5
Compressive Modulus (CW)	D695	GPa	13.1	13.1
Flexural Strength (LW)	D790	MPa	295.2	339.3
Flexural Modulus (LW)	D790	GPa	13.7	13.7
Interlaminar Shear (LW) ⁵	D2344	MPa	27.5	30.9
Shear Strength By Punch (PF)	D732	MPa	37.8	41.2
Notched Izod Impact (LW)	D256	J/m	1,494.6	1,708.1
Notched Izod Impact (CW)	D256	J/m	1,121.0	1,281.1
Maximum Bearing Strength (LW)	D953	MPa	226.9	261.2
Maximum Bearing Strength (CW) ³	D953	MPa	158.1	182.2
Poisson's Ratio (LW)	D3039	mm/mm	0.35	0.35
Poisson's Ratio (CW)	D3039	mm/mm	0.12	0.12
Web Section - Mechanical				
Tensile Strength (LW)	D638	MPa	208.3	240.6
Tensile Strength (CW)	D638	MPa	72.2	82.5
Tensile Modulus (LW)	D638	GPa	21.3	21.3
Tensile Modulus (CW)	D638	GPa	9.6	9.6
Compressive Strength (LW)	D695	MPa	257.8	296.5
Compressive Strength (CW)	D695	MPa	97.6	112.3

Property (coupon values)	ASTM Test	Units	1500/1525 Series	1625 Series
Web Section - Mechanical				
Compressive Modulus (LW)	D695	GPa	19.2	19.2
Compressive Modulus (CW)	D695	GPa	13.1	13.1
Flexural Strength (LW)	D790	MPa	297.8	342.4
Flexural Strength (CW)	D790	MPa	119.3	136.8
Flexural Modulus (LW)	D790	GPa	13.1	13.1
Flexural Modulus (CW)	D790	GPa	12.0	12.0
Interlaminar Shear (LW) ⁵	D2344	MPa	23.4	26.8
Shear Strength By Punch (PF)	D732	MPa	37.8	41.2
Notched Izod Impact (LW)	D256	J/m	2,028.4	2,295.3
Notched Izod Impact (CW)	D256	J/m	1,014.2	1,174.3
Maximum Bearing Strength (LW)	D953	MPa	233.6	268.1
Maximum Bearing Strength (CW) ³	D953	MPa	206.2	237.2
Poisson's Ratio (LW)	D3039	mm/mm	0.35	0.35
Poisson's Ratio (CW)	D3039	mm/mm	0.12	0.12
In-plane Shear (LW)	Modified D2344 ⁴	MPa	48.3	48.3
Physical				
Barcol Hardness ¹	D2583		33	39
Water Absorption	D570	% Max	0.6	0.6
Density	D792	Mg/m ³	1.66-1.93	1.66-1.93
Specific Gravity	D792		1.66-1.93	1.66-1.93
Coefficient of Thermal Expansion (LW)	D696	10 ⁻⁶ K ⁻¹	8	8
Thermal Conductivity (PF)	C177	W/mK	0.58	0.58
Electrical				
Arc Resistance (LW)	D495	seconds	120	120
Dielectric Strength (LW)	D149	kV/mm	1.58	1.58
Dielectric Strength (PF)	D149	kV/mm	7.9	7.9
Dielectric Constant (PF)	D150	@60Hz	5.2	5.2

Ενδεικτικά:

- ❖ Λόγος Poisson: 0,35
- ❖ Μέτρο ελαστικότητας: 27,6 GPa
- ❖ Μέτρο διάτμησης: 3,4 GPa
- ❖ Θλιπτική αντοχή: 315,7 MPa
- ❖ Εφελκυστική αντοχή: 275 MPa
- ❖ Διατμητική αντοχή: 37,8 MPa
- ❖ Ειδικό βάρος: 25,5 – 26,5 kN/m² (ανάλογα την συμμετοχή των ινών όπλισης της διατομής)

Για λόγους σύγκρισης, παρατίθενται τα αντίστοιχα μεγέθη του δομικού χάλυβα S355:

- ❖ Λόγος Poisson: 0,30
- ❖ Μέτρο ελαστικότητας: 210 GPa
- ❖ Μέτρο διάτμησης: 81 GPa
- ❖ Θλιπτική αντοχή: 355 MPa
- ❖ Εφελκυστική αντοχή: 355 MPa
- ❖ Ειδικό βάρος: 76,98kN/m²

2.2 S 235

Ο χάλυβας είναι ένα κράμα σιδήρου (Fe) με μικρή περιεκτικότητα άνθρακα (C) και μαγγανίου (Mn), καθώς και μικρές ποσότητες θείου (S), φωσφόρου (P), πυριτίου (Si) και οξυγόνου (O) και αποτελεί ένα από τα σπουδαιότερα βιομηχανικά υλικά. Στον κατασκευαστικό τομέα συναντάμε τους μαλακούς χάλυβες, των οποίων η περιεκτικότητα σε άνθρακα είναι πολύ μικρή και δεν ξεπερνά το 0,3% κ.β.

Ως δομικό στοιχείο είναι γνωστή η χρήση του εδώ και δεκαετίες στον οπλισμό σκυροδέματος. Ωστόσο, οι υψηλές του επιδόσεις σε συνδυασμό με την ραγδαία εξέλιξη της τεχνολογίας επεξεργασίας και βιομηχανοποίησής του, έχουν καταστήσει το χάλυβα ως επιλογή δομικού στοιχείου σε κατ' εξοχήν χαλύβδινους φέροντες οργανισμούς.

Ο δομικός χάλυβας προκύπτει από τη θερμή έλαση ημιτελών προϊόντων χάλυβα (κυλινδρικές ή τετράγωνες διατομές) σε θερμοκρασίες πέραν των 900°C. Συναντάται σε επιμήκη (λάμες, κοίλοδοκοί, σιδηροδοκοί) προϊόντα και πλατέα προϊόντα (λαμαρίνες). Διαμορφώνονται σε διάφορες διατομές και προφίλ με συγκεκριμένα γεωμετρικά χαρακτηριστικά, τα οποία καθορίζουν και τις μηχανικές τους ιδιότητες. Συνήθεις διατομές είναι οι τύπου I, οι κοίλες (ορθογώνιες, κυκλικές), οι γωνιές, τα U, οι λάμες, οι τετραγωνικές και κυλινδρικές μπάρες κ.α.

Στην παρούσα εργασία, χρησιμοποιήθηκε χάλυβας τύπου S235 με τιμές σχεδιασμού:

- Μέτρο ελαστικότητας: $E=210.000 \text{ MPa}$
- Σταθερά Poisson: $\nu=0,3$
- Ειδικό βάρος: $\gamma=78,5 \text{ kN/m}^2$
- Εφελκυστική αντοχή: $f_u=360.000 \text{ kN/m}^2$



2.3 C20/25

Το σκυρόδεμα είναι ένα μείγμα αδρανών υλικών (χαλίκια), τσιμέντου και νερού που μετά από χημική αντίδραση μετατρέπεται σε στερεό σώμα. Έχει πολλά πλεονεκτήματα στις κατασκευές, όπως η ευκολία που έχει να παίρνει σχήμα με καλούπια, η μεγάλη θλιπτική αντοχή του, η αντοχή στο χρόνο, η αντοχή στη φωτιά και το σχετικά μικρό κόστος. Ένα πρόσθετο πλεονέκτημα είναι και η σχετικά χαμηλή κατανάλωση ενέργειας για την παραγωγή του που έχει ως αποτέλεσμα μικρότερη επιβάρυνση του περιβάλλοντος. Το κυριότερο μειονέκτημα του σκυροδέματος είναι η πολύ μικρή αντοχή του σε εφελκυσμό. Για τον λόγο αυτό οπλίζεται με ράβδους χάλυβα. Το σύνθετο υλικό που προκύπτει ονομάζεται οπλισμένο σκυρόδεμα.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα C20/25, με τιμές σχεδιασμού:

- Μέτρο ελαστικότητας: $E = 30 \text{ GPa}$
- Σταθερά Poisson: $\nu = 0.2$
- Ειδικό βάρος: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- Εφελκυστική αντοχή: $f_{ck} = 20.000 \text{ kN/m}^2$



➤ ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

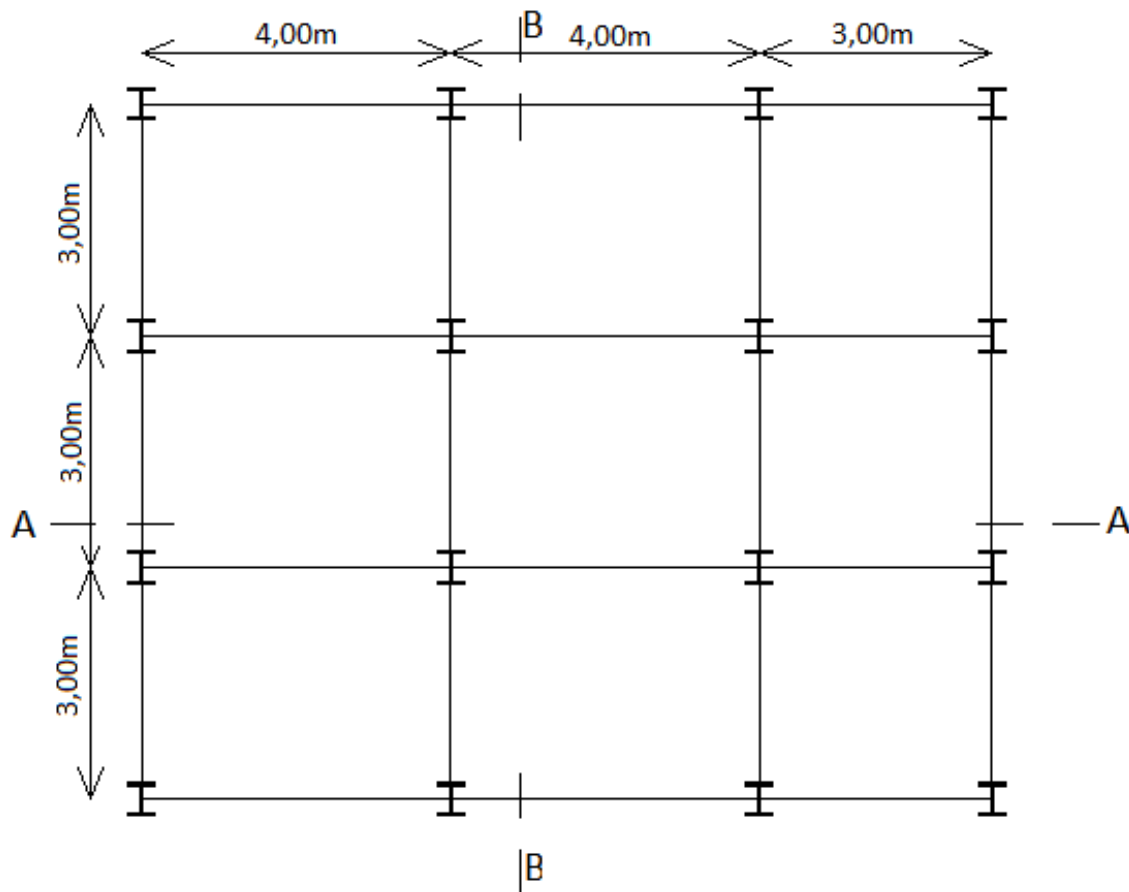
Περιγραφή κτιρίου

3.1 Αρχιτεκτονικά:

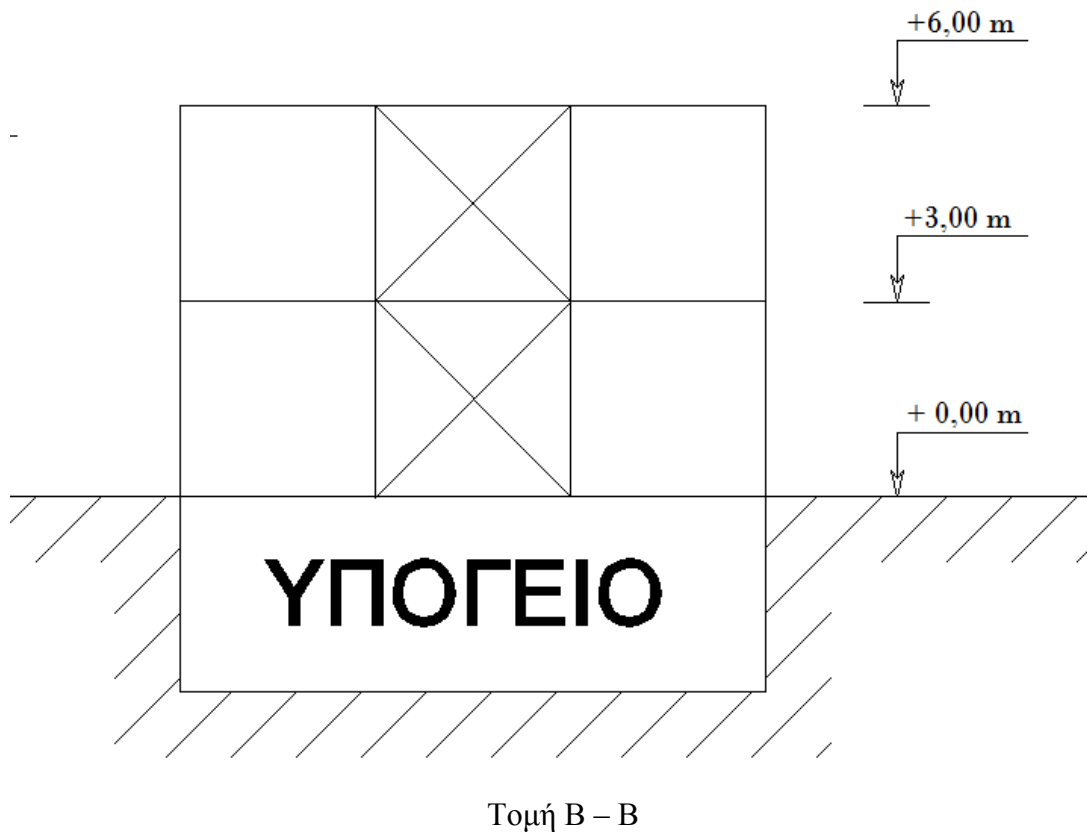
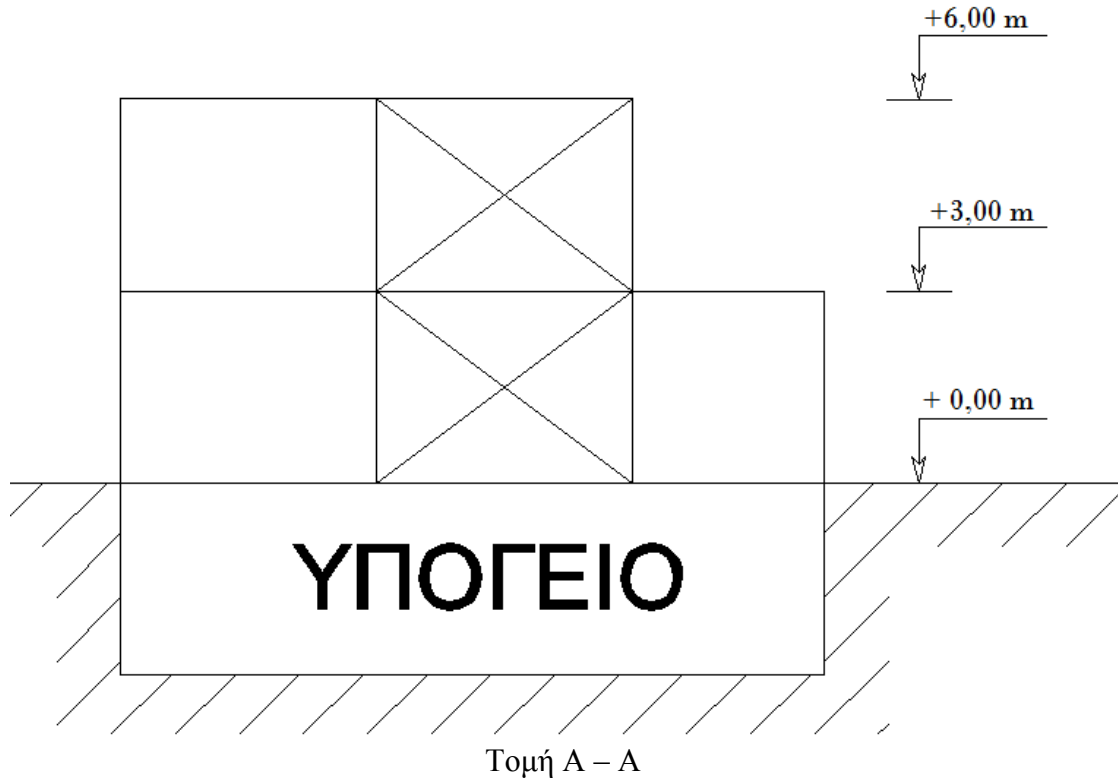
Πρόκειται για ένα διώροφο κτίριο με σκελετό από F.R.P. και υπόγειο από Ο/Σ.

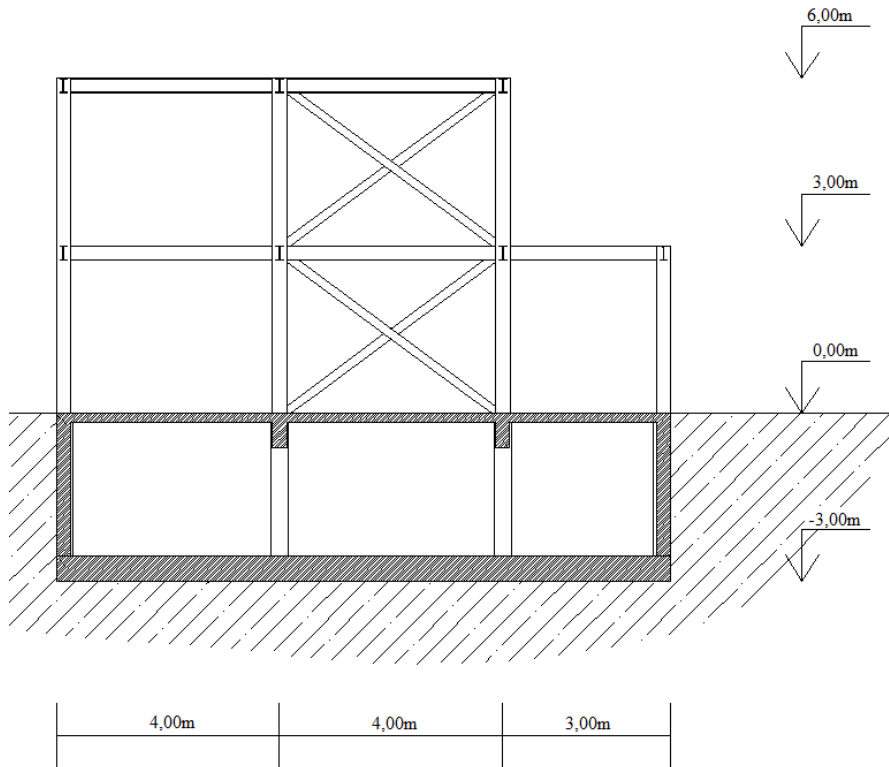
Κατά την διεύθυνση X έχει μήκος 11m και κατά την διεύθυνση Y έχει μήκος 9m. Στον 2^ο όροφο έχει εξώστη μήκους 3m κατά την διεύθυνση X και πλάτος 9m. Η συνολική κάτοψη έχει εμβαδό 99m² συνολική ωφέλιμη επιφάνεια 369m².

Παρατίθενται η κάτοψη τυπικού ορόφου και οι χαρακτηριστικές τομές του κτιρίου :

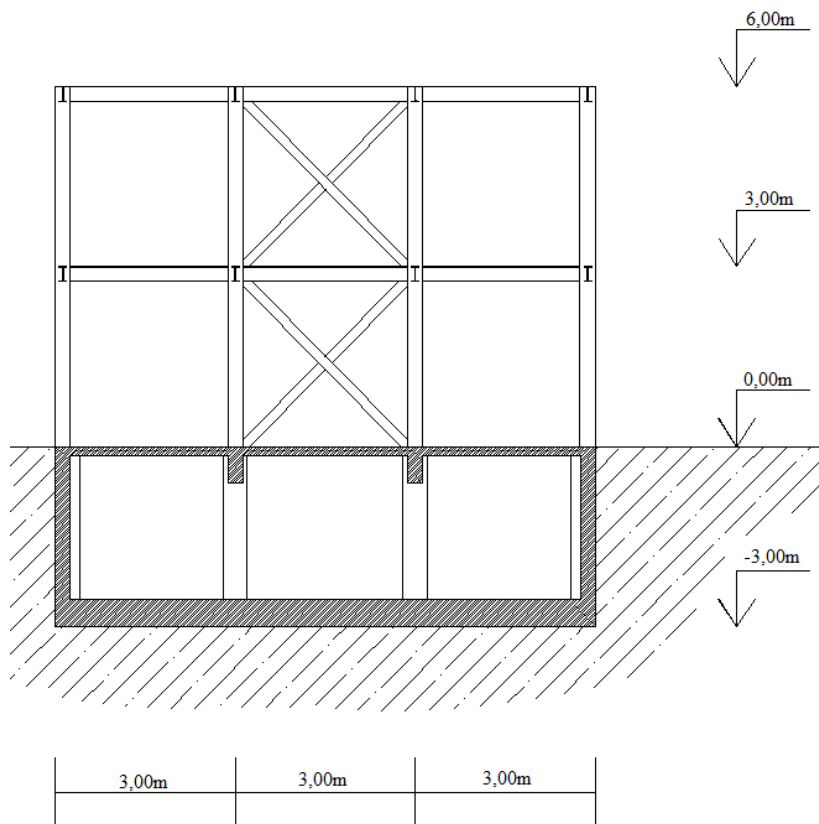


Κάτοψη τυπικού ορόφου





Τομή Α - Α



Τομή Β - Β

3.2 Στατικά:

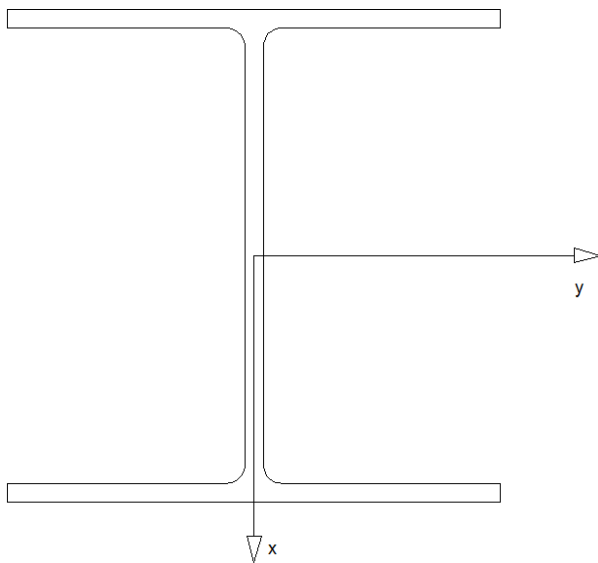
Ο σκελετός του κτιρίου αποτελείται από διατομές διπλού T από F.R.P., εκλεγμένες κατάλληλα ώστε να εξυπηρετούν την ασφάλεια και λειτουργικότητα του κτιρίου.

Όλα τα μέλη είναι τυποποιημένες διατομές της εταιρίας CREATIVE PULTRUSIONS© :

- ❖ Υποστυλώματα : # IW 960
- ❖ Δοκοί : # IB 960
- ❖ Διαδοκίδες : # IB 660

Αναλυτικότερα :

➤ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

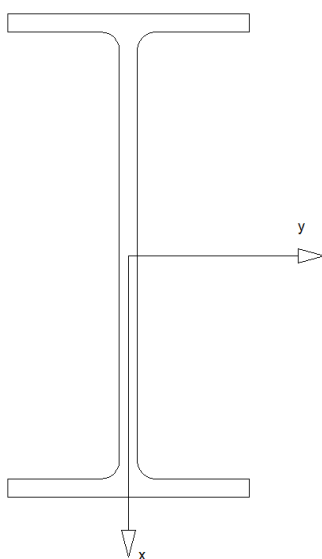


Part #IW960 (1525 series)

10" x 10" x 3/8"

$$\begin{aligned}
 A &= 71,42 \text{ cm}^2 \\
 h &= 254 \text{ mm} \\
 b &= 254 \text{ mm} \\
 t_w &= 9.5 \text{ mm} \\
 t_f &= 9.5 \text{ mm} \\
 I_x &= 2.596,3 \text{ cm}^4 \\
 I_y &= 8.243,5 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

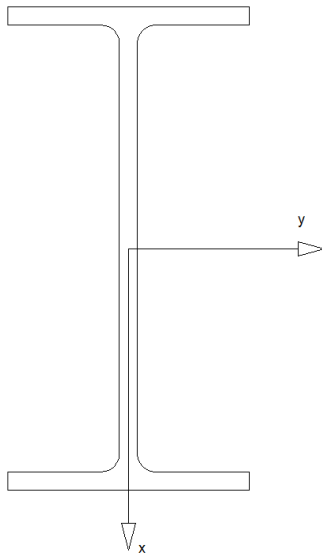
➤ ΔΟΚΟΣ



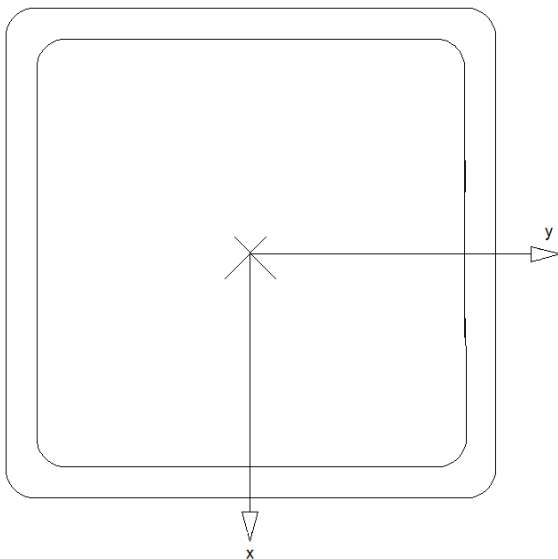
Part #IB 960 (1525 series)

10" x 5" x 3/8"

$$\begin{aligned}
 A &= 24,2 \text{ cm}^2 \\
 h &= 254 \text{ mm} \\
 b &= 127 \text{ mm} \\
 t_w &= 9.5 \text{ mm} \\
 t_f &= 9.5 \text{ mm} \\
 I_x &= 326 \text{ cm}^4 \\
 I_y &= 4.730,6 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

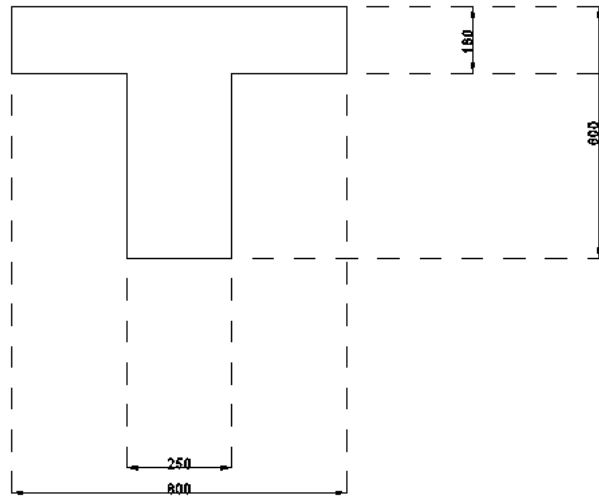
➤ ΔΙΑΔΟΚΙΔΑ*Part #IB 640 (1525 Series)***6" x 3" x 1/4"**

$$\begin{aligned}
 A &= 14,5 \text{ cm}^2 \\
 h &= 152 \text{ mm} \\
 b &= 76 \text{ mm} \\
 t_w &= 9,5 \text{ mm} \\
 t_f &= 9,5 \text{ mm} \\
 I_x &= 65,6 \text{ cm}^4 \\
 I_y &= 954,4 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

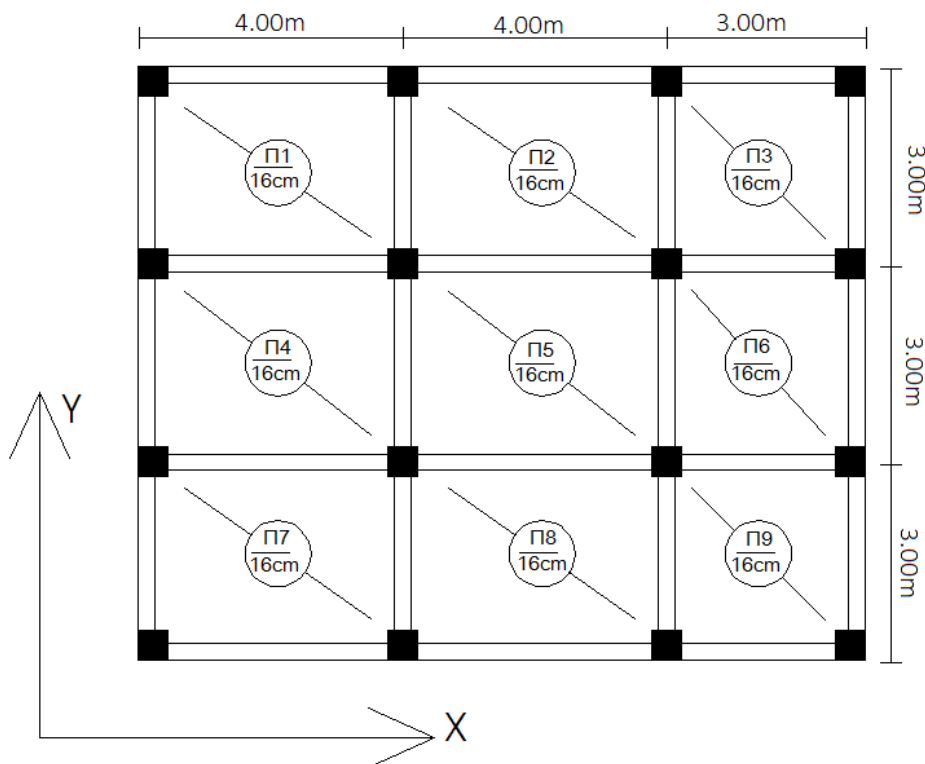
➤ ΧΙΑΣΤΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ*Part #TQ660 (1525 Series)***6" x 6" x 3/8"**

$$\begin{aligned}
 A &= 54,71 \text{ cm}^2 \\
 h &= 15,3 \text{ cm} \\
 b &= 15,3 \text{ cm} \\
 t_w &= 9,5 \text{ mm} \\
 t_f &= 9,5 \text{ mm} \\
 I_x &= 1.870,12 \text{ cm}^4 \\
 I_y &= 1.870,12 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

Η θεμελίωση έγινε με γενική κοιτόστρωση με πάχος πλάκας 0,45m κατασκευασμένη από σκυρόδεμα C20/25. Το υπόγειο κατασκευάστηκε με τοιχεία πάχους 0,25m και υποστυλώματα 30x40cm. Η πλάκα οροφής του υπογείου έχει πάχος 0,16m ενώ οι δοκοί έχουν πάχος 0,25m και ύψος 0,60m ενώ το συνεργαζόμενο πλάτος της πλακοδοκού είναι 0,80m.



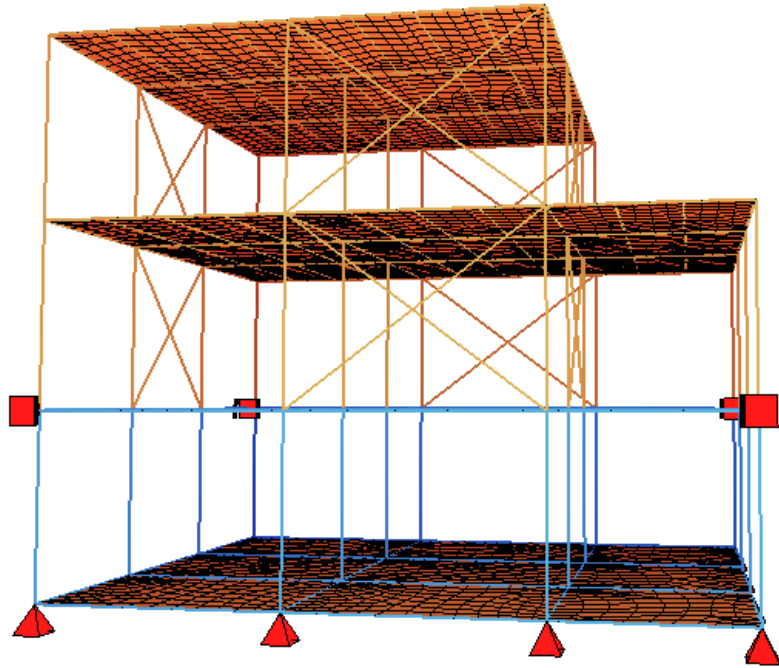
Τυπική πλακοδοκός υπογείου από Ο/Σ.



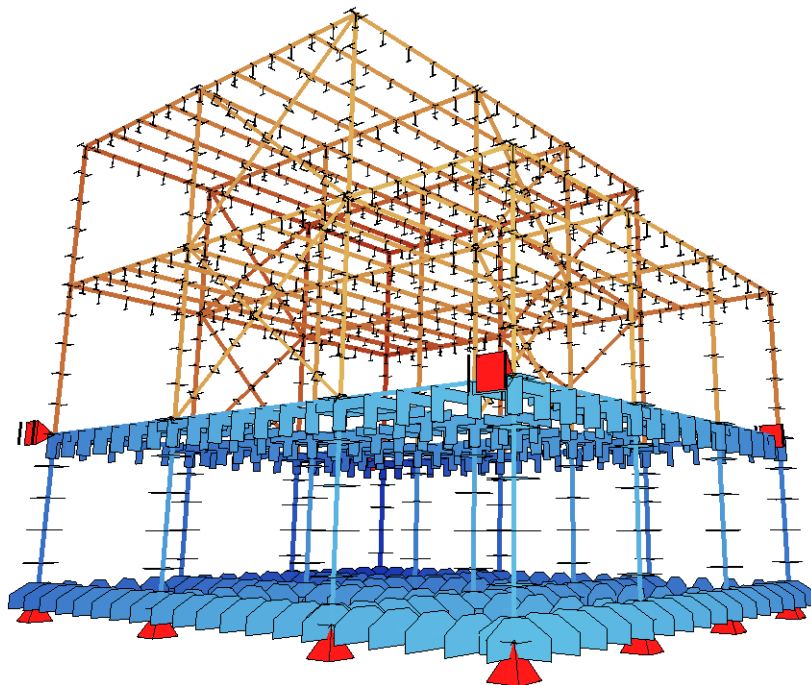
Ενλότυπος πλάκας ισογείου

3.3 Προσομοίωμα κτιρίου στο Sofistik:

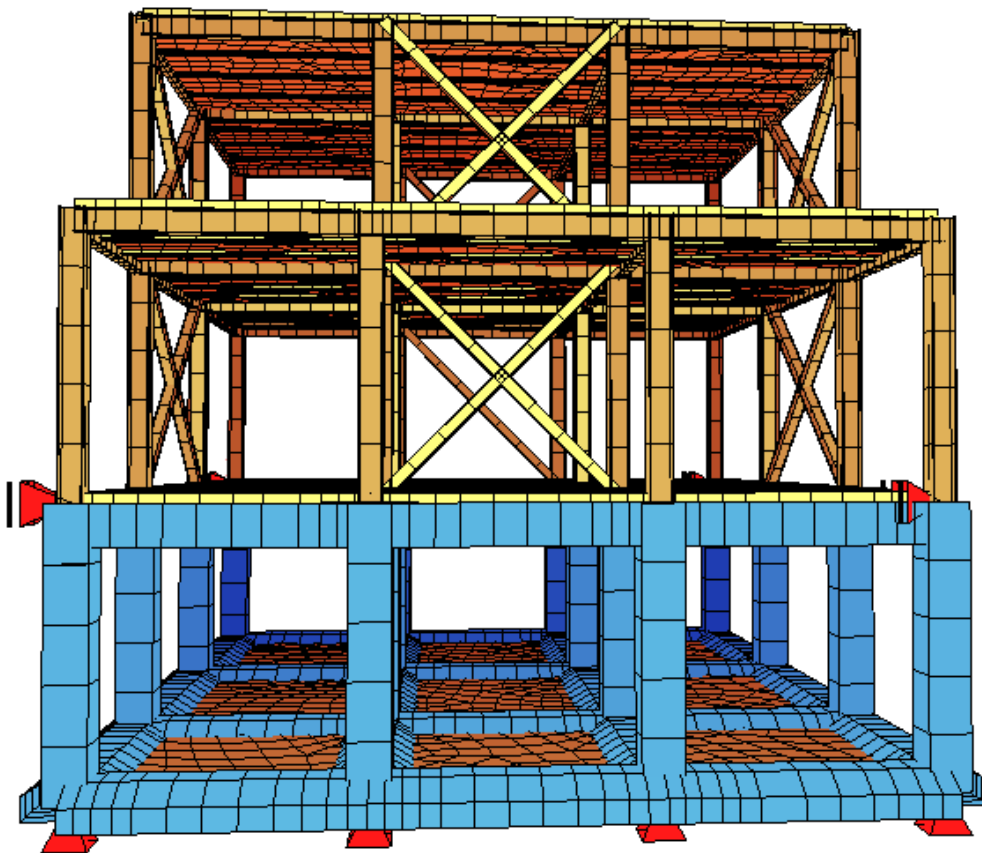
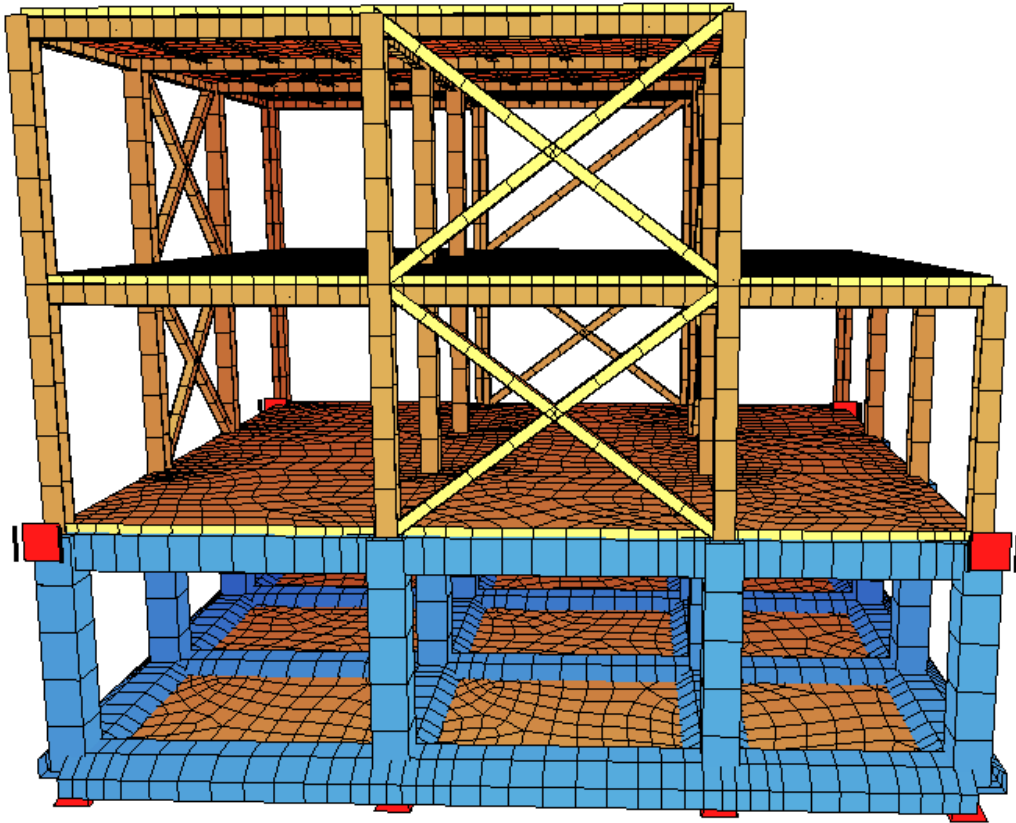
Στην ενότητα αυτή παρουσιάζεται το προσομοίωμα του κτιρίου όπως αυτό σχεδιάστηκε για την ανάλυση μέσω του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Sofistik.

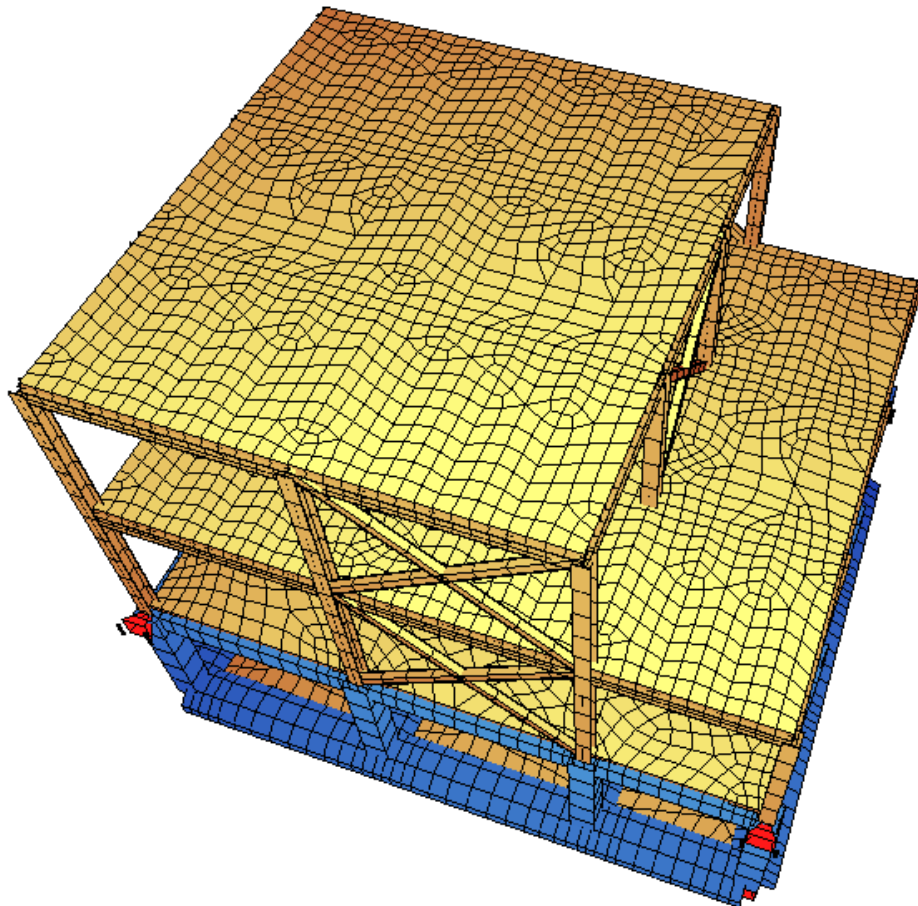
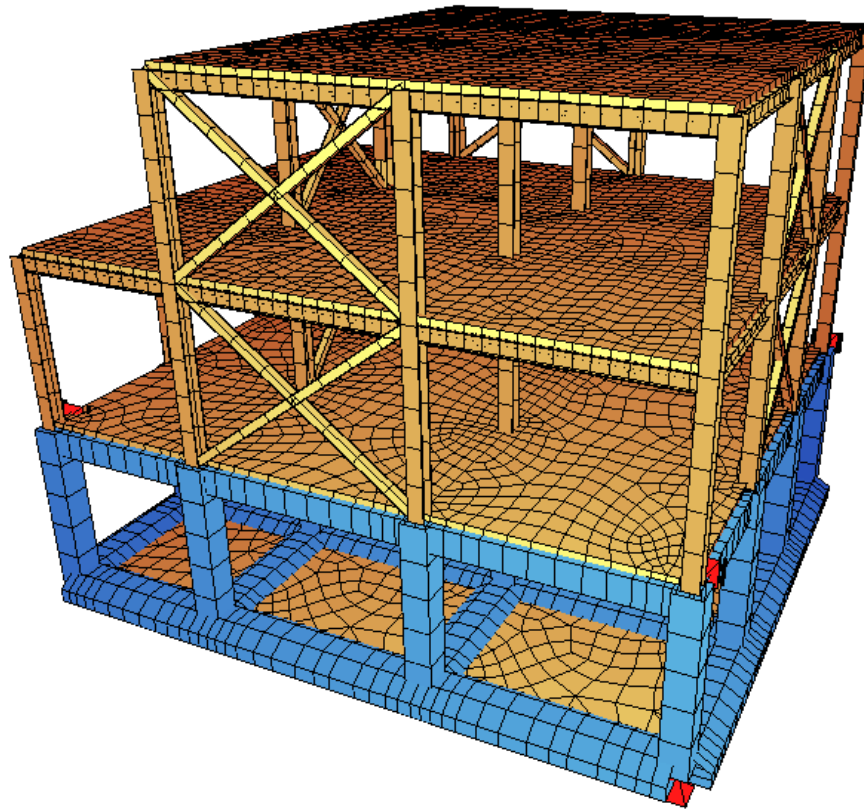


Οπτικοποίηση του μοντέλου του κτιρίου με όλα τα μέλη του ως γραμμικά.



Οπτικοποίηση του μοντέλου του κτιρίου με απεικόνιση μόνο των επίπεδων διατομών όπως αυτές χρησιμοποιήθηκαν κατά την ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία. Κατά την ανάλυση, τα στοιχεία υπολογίστηκαν με μήκος 0,125m





➤ ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

Φορτίσεις

4.1 Μόνιμα φορτία:

Με τον όρο μόνιμα φορτία νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά την διάρκεια ζωής του έργου και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στον χρόνο είναι αμελητέα.

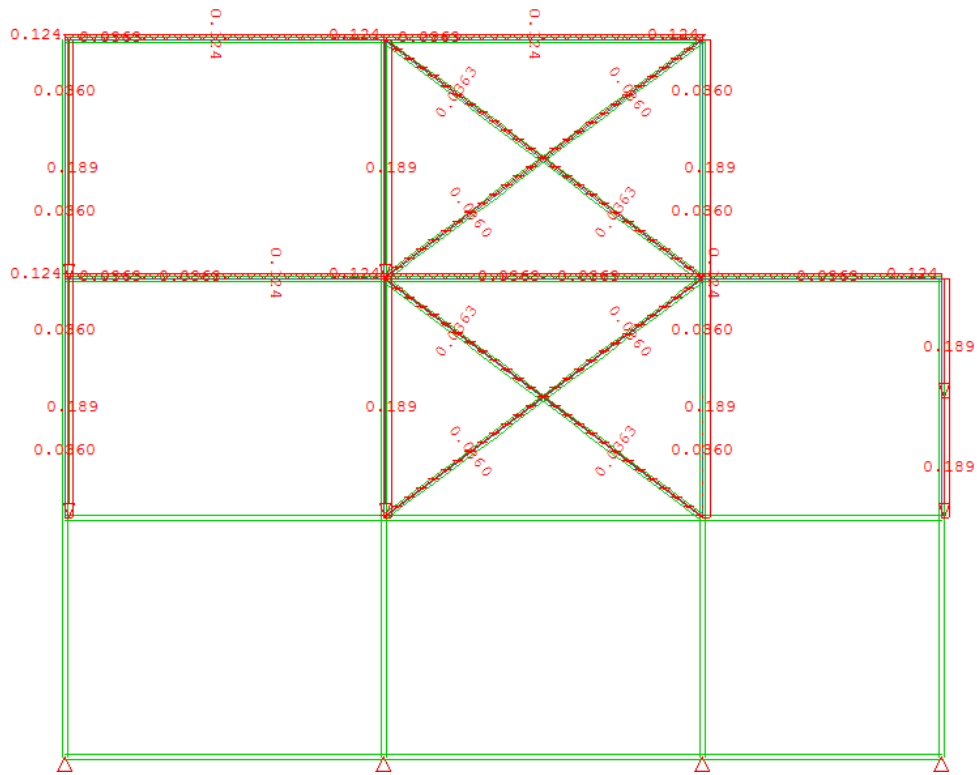
Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που επενεργούν σχεδόν αμετάβλητα στην κατασκευή, και είναι :

Ίδια βάρη κατασκευής :

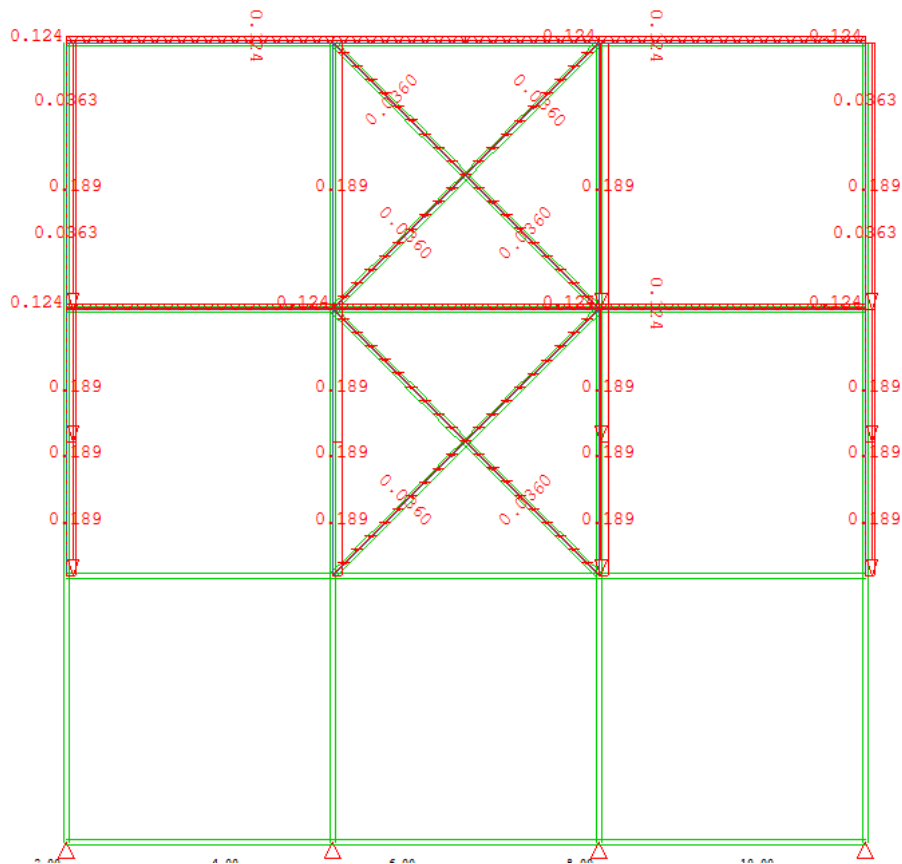
- Ίδιο βάρος σκυροδέματος : 25kN/m^3
- Ίδιο βάρος F.R.P. : $\approx 26\text{ kN/m}^3$

Λοιπά μόνιμα φορτία (επικαλύψεις, δάπεδα, οροφή ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός, μόνωση κ.λπ.). Επειδή η ακριβής τιμή αυτών των μεγεθών είναι αδύνατον να προσδιοριστεί επ' ακριβώς λαμβάνεται τιμή ίση με $2,0\text{ kN/m}$.

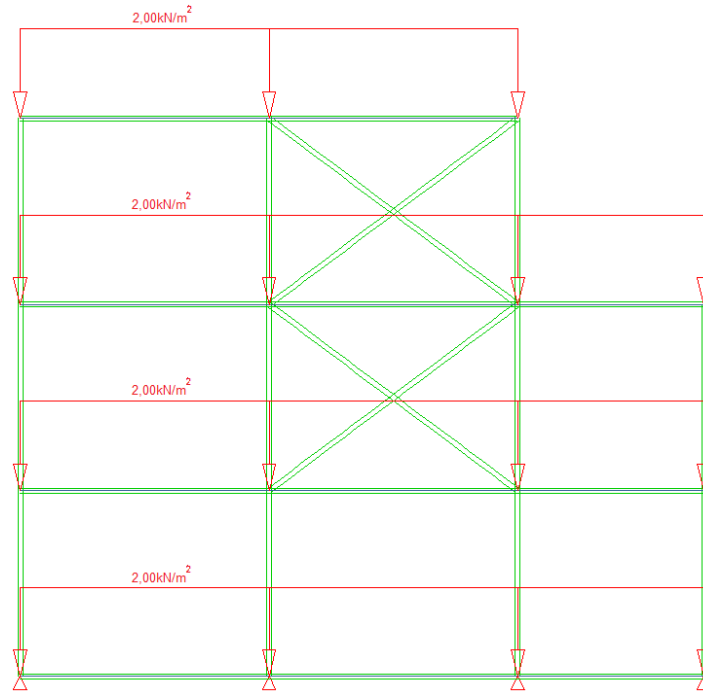
Σημείωση: Κατά την ανάλυση μέσω του προγράμματος *Sofistik* αρχικοποιήθηκε ως ίδιο βάρος του $O/\Sigma 25\text{kN/m}^3$. Για τα μέλη από F.R.P., λόγω της διαφορετικής συμμετοχής των συστατικών μερών (ίνες γυαλιού και ρητίνη) της κάθε διατομής μηδενίστηκε το ίδιο βάρος του υλικού και προστέθηκε ως μόνιμη φόρτιση με τιμή ίση με αυτήν του κατασκευαστή.



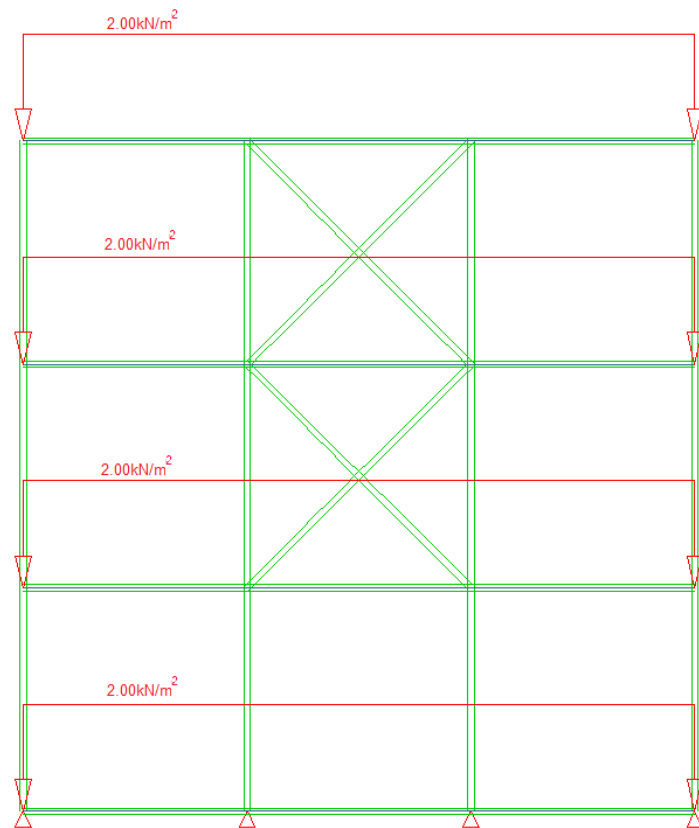
Ίδιο βάρος μελών F.R.P. σε απεικόνιση X



Ίδιο βάρος μελών F.R.P. σε απεικόνιση Y



Πρόσθετα μόνιμα απεικόνιση X



Πρόσθετα μόνιμα απεικόνιση Y

4.2 Κινητά φορτία:

Με τον όρο κινητά φορτία αναφερόμαστε στα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού κτλ. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβής η τιμή και η θέση τους και για τον λόγο αυτό προσδιορίζονται στατιστικά με τιμές που προκύπτουν από τους κανονισμούς.

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

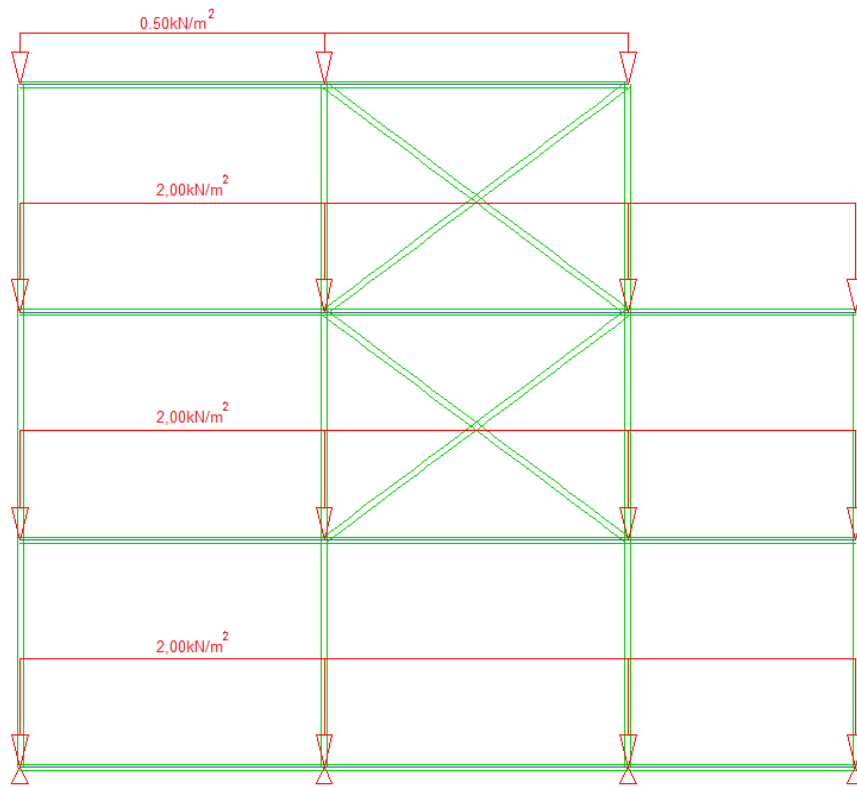
Στην παρούσα εργασία λήφθηκαν κινητά φορτία $2,00 \text{ kN/m}^2$ (κατηγορία φορτιζόμενης επιφάνειας A & B) ανά όροφο και κατηγορία χρήσης A (χώροι διαμονής).

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κτήρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υποδομάρια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A,B, και D ¹⁾)	C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής. C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα. Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς. C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών. C4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές C5: Χώροι προσβάσιμοι από μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξέδρες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα
¹⁾ Εφιστάται η προσοχή στο 6.3.1.1(2), και συγκεκριμένα για το C4 και C5. Βλέπε EN 1990 στην περίπτωση που πρέπει να εξετασθούν οι δυναμικές επιδράσεις. Για την Κατηγορία E, βλέπε πίνακα 6.3		
ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Βλέπε 6.3.2 για αποθήκευση ή βιομηχανικές δραστηριότητες.		

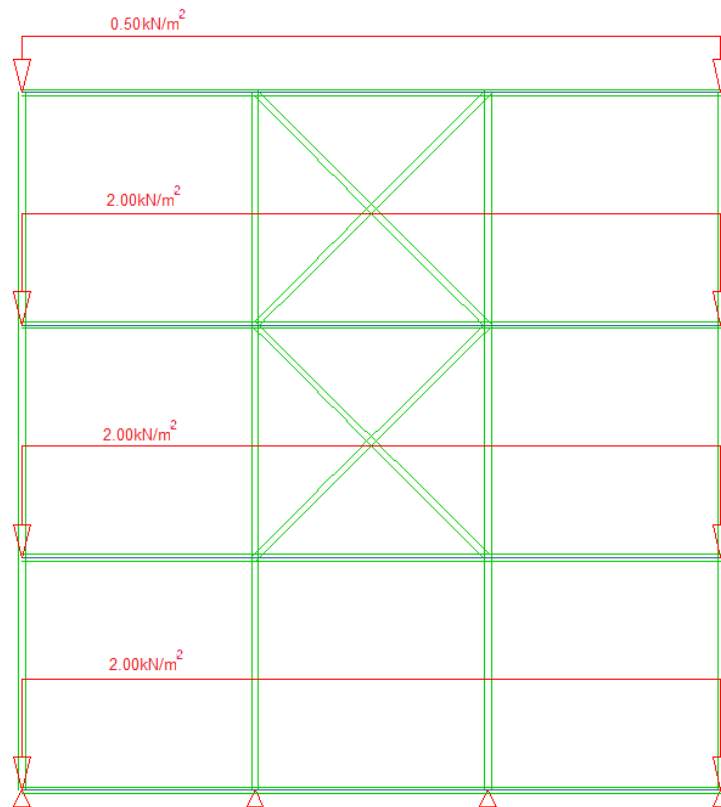
Κατηγορίες χρήσης (Εθνικό προσάρτημα)

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
<i>Κατηγορία Α και Κατηγορία Β</i>		
- Δάπεδα	2,0	2,0
- Σκάλες	3,5	2,0
- Μπαλκόνια	5,0	3,0
Κατηγορία C		
- C1	3,0	3,0
- C2	5,0	4,0
- C3	5,0	4,0
- C4	5,0	4,0
- C5	7,5	4,5
Κατηγορία D		
- D1	5,0	4,0
- D2	5,0	4,0

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών (Εθνικό προσάρτημα)



Κινητά φορτία απεικόνιση X



Κινητά φορτία απεικόνιση Y

4.3 Δράσεις ανέμου:

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

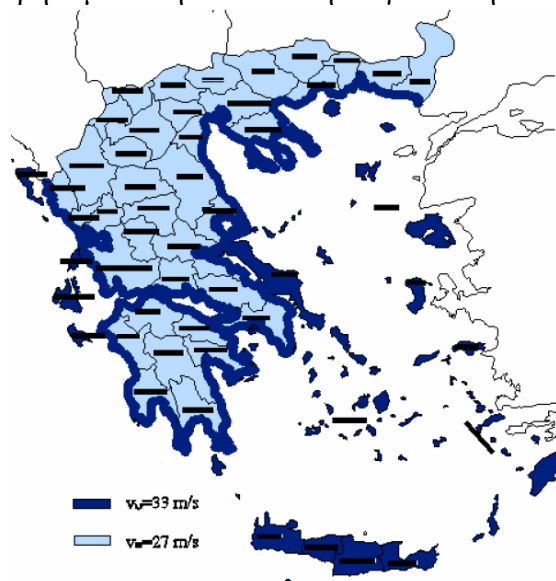
Η ταχύτητα ανέμου επηρεάζεται από πλήθος παραγόντων όπως η γεωγραφική θέση, η φυσική θέση, η τοπογραφία, οι διαστάσεις του κτιρίου (με κυριότερο το ύψος), η μέση ταχύτητα ανέμου, το σχήμα της κατασκευής, η κλίση της στέγης και η διεύθυνση του ανέμου.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία εξετάζονται δύο διευθύνσεις ανέμου με φορά τη θετική του άξονα X ($\Theta=0$) και την θετική διεύθυνση του άξονα Y ($\Theta=90$). Στο συγκεκριμένο έργο οι δράσεις λόγω ανέμου υπολογίστηκαν ως εξής:

Δίδεται ότι ένας τυπικός άνεμος στην Ελλάδα έχει ταχύτητες:

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

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



ΜΕΣΗ ΤΑΧΥΤΗΤΑ ΑΝΕΜΟΥ:

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

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

Όπου:

$c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας

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

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

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0}$$

c_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης

c_{season} είναι ο συντελεστής εποχής

$v_{b,0}$ είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, η οποία είναι η χαρακτηριστική μέση ταχύτητα ανέμου 10 λεπτών, ανεξάρτητα από την διεύθυνση του και την εποχή του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και με μεμονωμένα εμπόδια ανά αποστάσεις μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων. Σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου για την χώρα μας ορίζεται σε 33m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10km από την ακτή και σε 27m/s για την υπόλοιπη χώρα.

Στην παρούσα εργασία $v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} = 1,0 * 1,0 * 33 = 33\text{m/s}$ ενώ $z_0 = 1.0\text{m}$ και $z_{min} = 10\text{m}$ απ' τον αντίστοιχο πίνακα του Ευρωκώδικα.

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΤΡΑΧΥΤΗΤΑΣ:

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

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

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

Όπου :

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

Στις σχέσεις αυτές:

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

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

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

z_{\max} λαμβάνεται ίσο με 200m

Στην περίπτωση μας έχουμε:

Για την διεύθυνση ανέμου $\theta=0$:

Έχουμε ύψος 6,75m και πλάτος 9,00m άρα:

$c_r = k_r \cdot \ln(z_e/z_0) = 0,4474$ & $c_{0,z} = 1,00\text{m}$ άρα:

$v_m = c_r \cdot c_0 \cdot v_b \rightarrow v_m = 14,7644\text{m/s}$

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΤΟΠΟΓΡΑΦΙΚΗΣ ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗΣ:

Μέσω του συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης εκτιμάται η αύξηση της μέσης ταχύτητας του ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις ή γκρεμούς ανάλογα με την προσήνεμη κλίση $\Phi=H/L_a$ κατά την διεύθυνση του ανέμου.

Προσδιορίζεται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$c_t=1,00 \text{ για } \Phi < 0,05$$

$$c_t=1+2*s*\Phi \text{ για } 0,05 < \Phi < 0,3$$

s: ο συντελεστής τοπογραφικής θέσης, συνάρτηση των στοιχείων σύμφωνα με την προσήνεμη πλαγιά.

Στην παρούσα εργασία θεωρώ $\Phi=0$ άρα $C_t=1,00$ και τελικά $v_m(z)=14,7644\text{m/s}$.

ΠΙΕΣΗ ΤΑΧΥΤΗΤΑΣ ΑΙΧΜΗΣ:

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

$$q_p(z)=[1+7*I_v(z)]*(1/2)*\rho*v_m^2(z)=c_e(z)*q_b$$

όπου:

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

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

$c_e(z)$ ο συντελεστής έκθεσης και δίδεται από την σχέση

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

q_p η βασική πίεση που δίνεται από την σχέση:

$$q_p=\frac{1}{2}*\rho*v_b^2$$

v_b η βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος

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

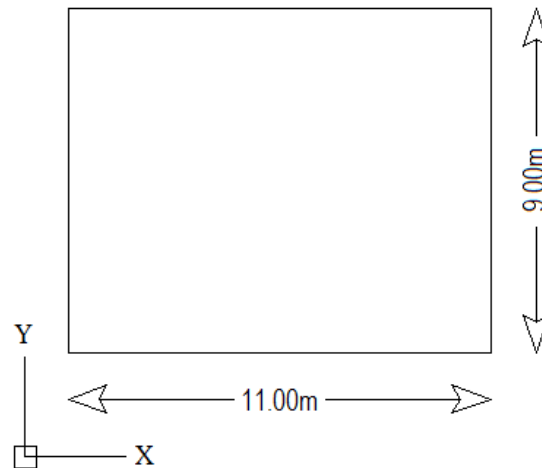
$$\triangleright I_v(z)=k_i/(c_0(z)*\ln(z/z_0)) \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

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

Στην παρούσα εργασία η ένταση στροβιλισμού προκύπτει:

$$I_v=k_i/(c_0*\ln(z_0/z_0)) \rightarrow I_v=0,5236$$

και τελικά η πίεση ταχύτητας αιχμής προκύπτει $q_p(z)=0.636\text{kN/m}^2$

ΕΞΩΤΕΡΙΚΗ ΠΙΕΣΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΤΟΙΧΩΝ

- Άνεμος διεύθυνσης $\Theta=0^\circ$ (Διεύθυνση X):

Σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς:

$$e = \min(b, 2h) \rightarrow e = 9\text{m}$$

- $e/5 \rightarrow 1,8\text{m}$
- $4e/5 \rightarrow 7,2\text{m}$
- $d-e \rightarrow 2\text{m}$

Τελικά οι εξωτερικές πιέσεις προκύπτουν:

- $w_e = 0.636 * (-1.2) \rightarrow w_e = -0.7628\text{kN/m}$
- $w_e = 0.636 * (-0.8) \rightarrow w_e = -0.5086\text{kN/m}$
- $w_e = 0.636 * (-0.5) \rightarrow w_e = -0.3179\text{kN/m}$
- $w_e = 0.636 * (0.8) \rightarrow w_e = +0.5086\text{kN/m}$
- $w_e = 0.636 * (-0.5) \rightarrow w_e = -0.3179\text{kN/m}$

- Άνεμος διεύθυνσης $\Theta=90^\circ$ (Διεύθυνση Y):

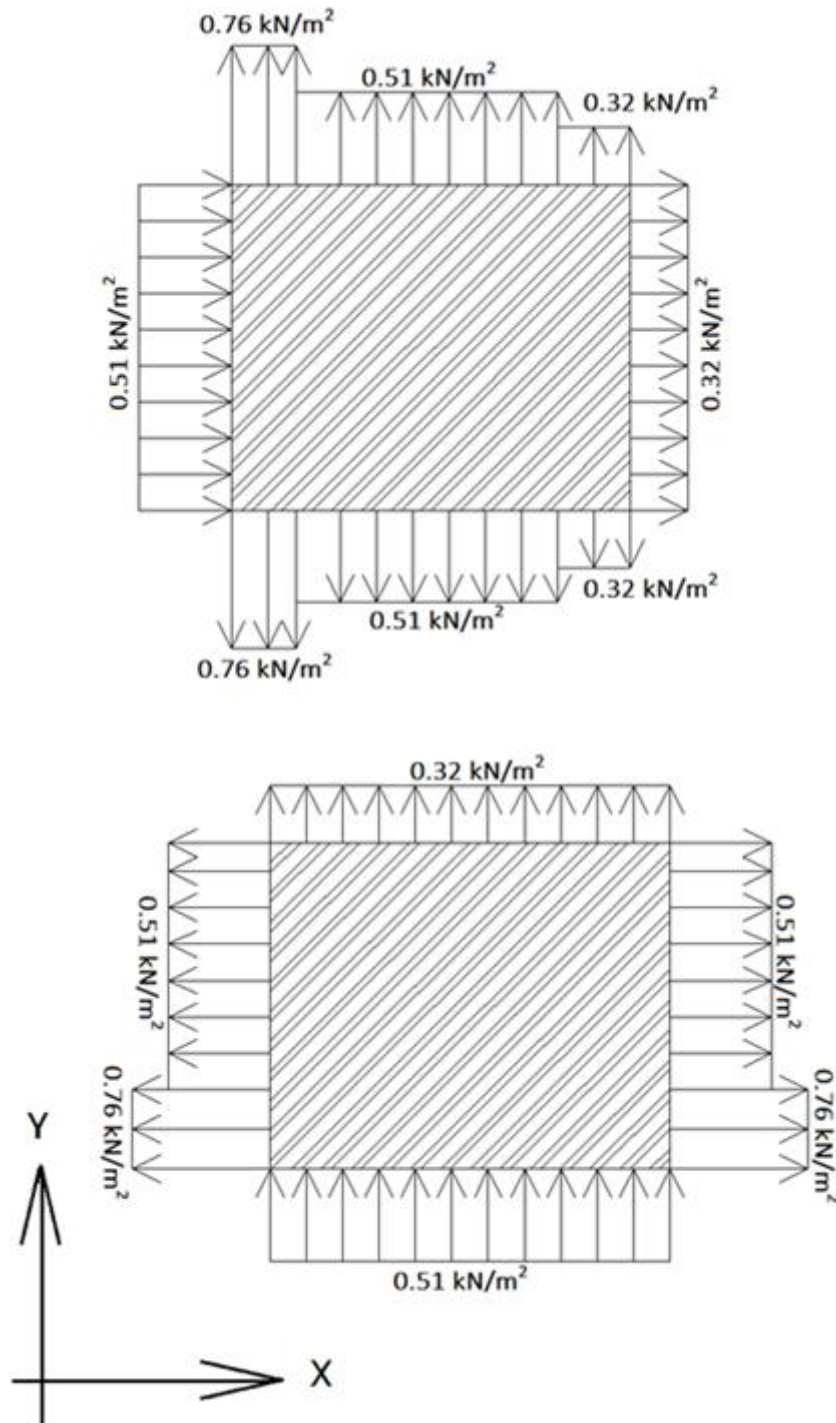
Ομοίως:

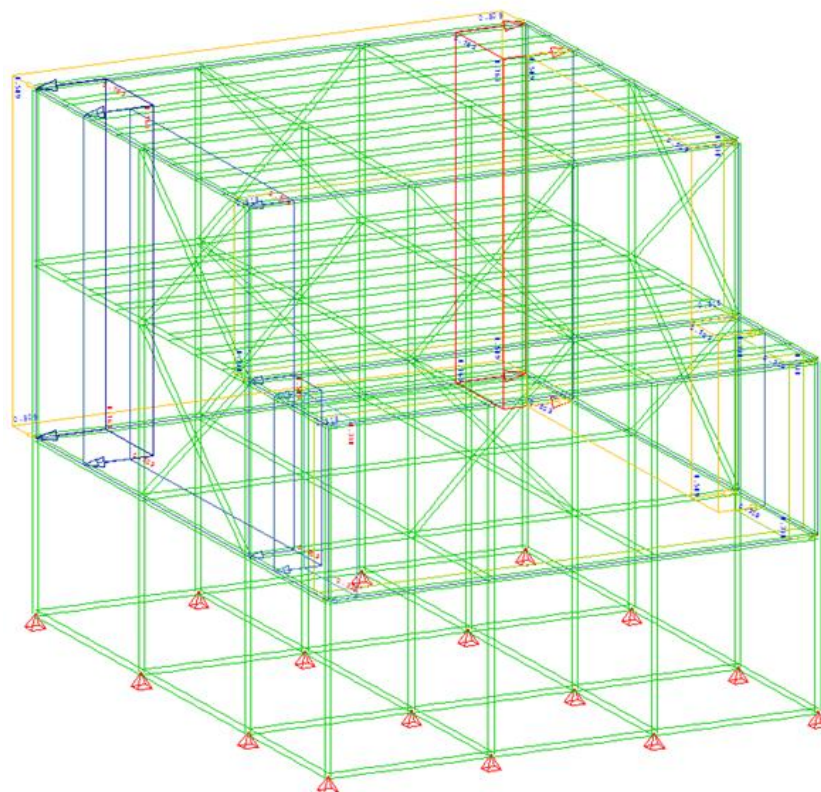
$$e = \min(b, 2h) \rightarrow e = 11\text{m}$$

- $e/5 = 2.2\text{m}$
- $4e/5 = 8.8\text{m}$

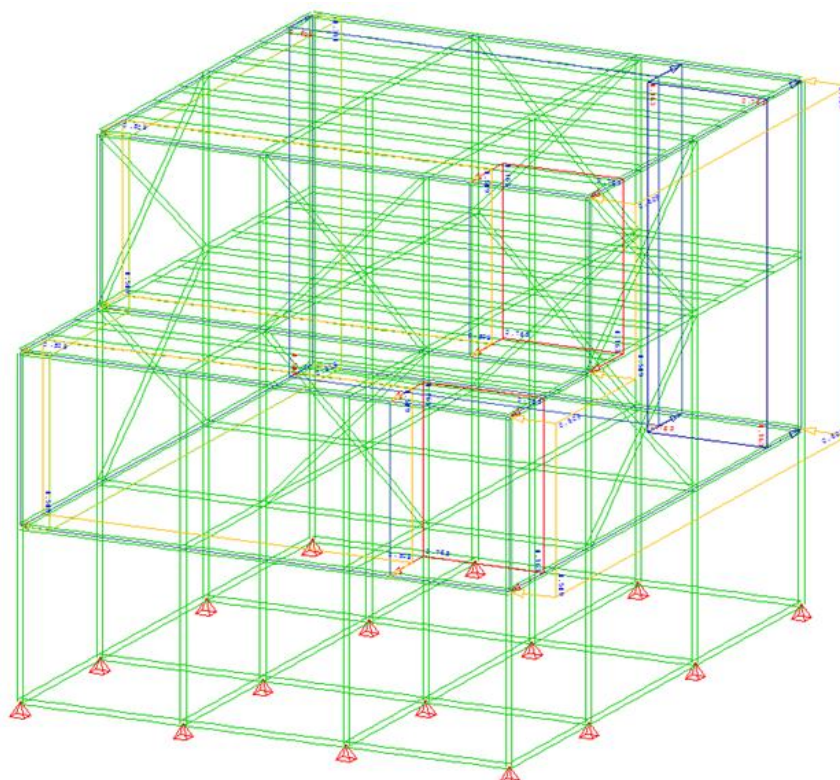
Τελικά οι εξωτερικές πιέσεις προκύπτουν:

- A. $w_e=0.636*(-1.2) \rightarrow w_e=-0.7628\text{kN/m}$
- B. $w_e=0.636*(-0.8) \rightarrow w_e=-0.5086\text{kN/m}$
- C. $w_e=0.636*(0) \rightarrow w_e=-0.3179\text{kN/m}$
- D. $w_e=0.636*(0.8) \rightarrow w_e=+0.5086\text{kN/m}$
- E. $w_e=0.636*(0) \rightarrow w_e=-0.3179\text{kN/m}$





Άνεμος διεύθυνσης X



Άνεμος διεύθυνσης Y

4.4 Δράσεις χιονιού:

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

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

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

όπου:

μ_i είναι ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

s_k είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

C_e είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1.

Συνιστώμενες τιμές για άλλες συνθήκες:

- Για έκθεση σε ισχυρούς ανέμους $C_e = 0.8$
- Για κατασκευές προστατευμένες (από κτίρια, δέντρα) $C_e = 1.20$

C_t είναι ο θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως ίσος με 1,00 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης. Μπορεί να επιτρέπονται μικρότερες τιμές, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επιρροή της απώλειας θερμότητας μέσω της στέγης.

Η χαρακτηριστική τιμή s_k του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε kN/m^2 συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψόμετρου A για μια συγκεκριμένη τοποθεσία δίνεται από την σχέση:

$$s_k = s_{k0} \cdot (1 + (A/197)^2)$$

όπου:

s_{k0} είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας (δηλαδή $A=0$) σε kN/m^2

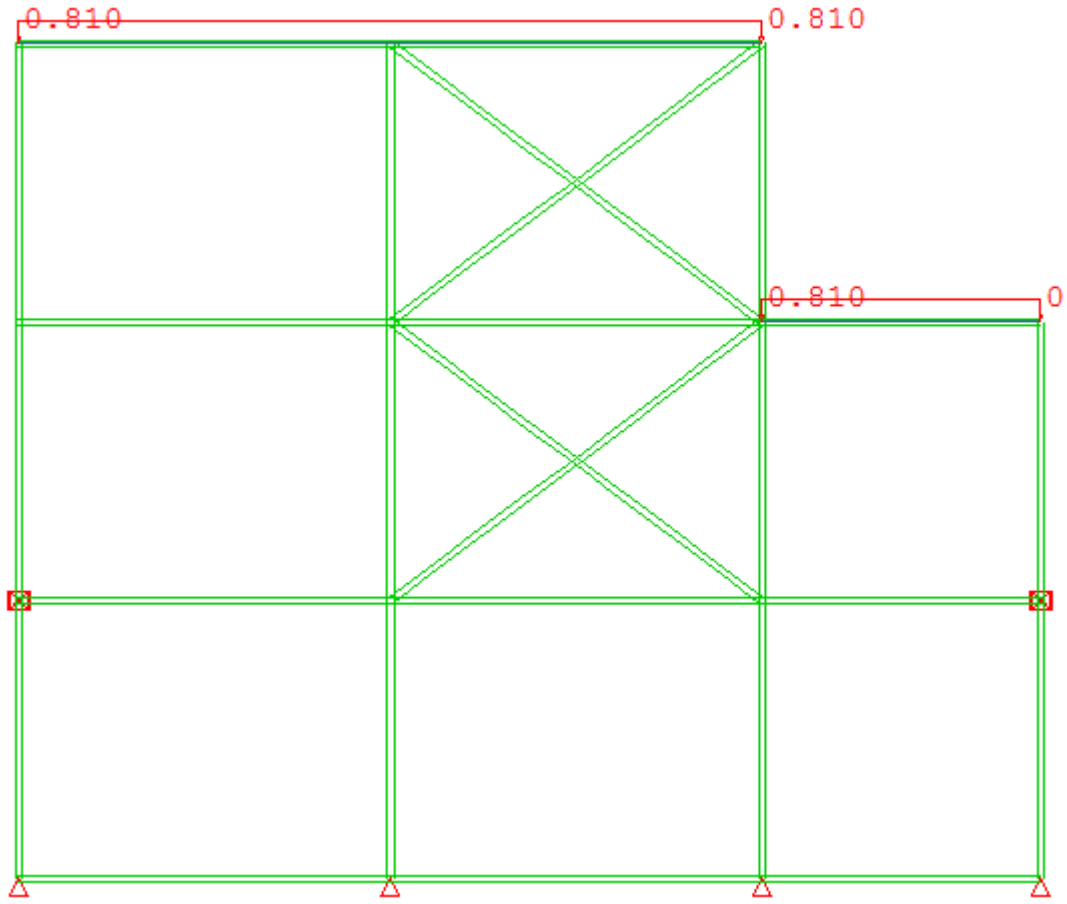
A είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από την στάθμη της θάλασσας σε m

Στην παρούσα εργασία το φορτίο χιονιού υπολογίζεται για προστατευμένο κτίριο σε μικρό υψόμετρο και η τιμή του:

$$s_k = s_{k0} (1 + (A/197)^2) \rightarrow 0.84 \text{ kN/m}^2 \text{ (Υψόμετρο έως και 200m)}$$

άρα:

$$s = 0.8 \cdot 1.2 \cdot 1.00 \cdot 0.4 \rightarrow s = 0.81 \text{ kN/m}^2$$



Φορτίο χιονιού, απεικόνιση X.

4.5 Σεισμός ΕΚ8:

Κατά την διάρκεια του σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες) που έχουν σαν συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές (κυρίως λόγω μεγέθους), χωρίς όμως αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορούν να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες. Η χώρα μας βρίσκεται σε μια εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στον σχεδιασμό των κατασκευών.

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

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

- ❖ Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- ❖ Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Στην παρούσα εργασία η μελέτη του κτιρίου έναντι σεισμού πραγματοποιήθηκε μέσω της Ιδιομορφικής Ανάλυσης του φάσματος απόκρισης η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης.

Ο σεισμός σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 που λαμβάνουμε υπόψιν έχει τα έξης χαρακτηριστικά:

Επιτάχυνση εδάφους: $a_{gr} = 0,24g$

Κατηγορία εδάφους: B

(Η ανάλυση έγινε μέσω υποπρογράμματος του προγράμματος ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων Sofistik.)

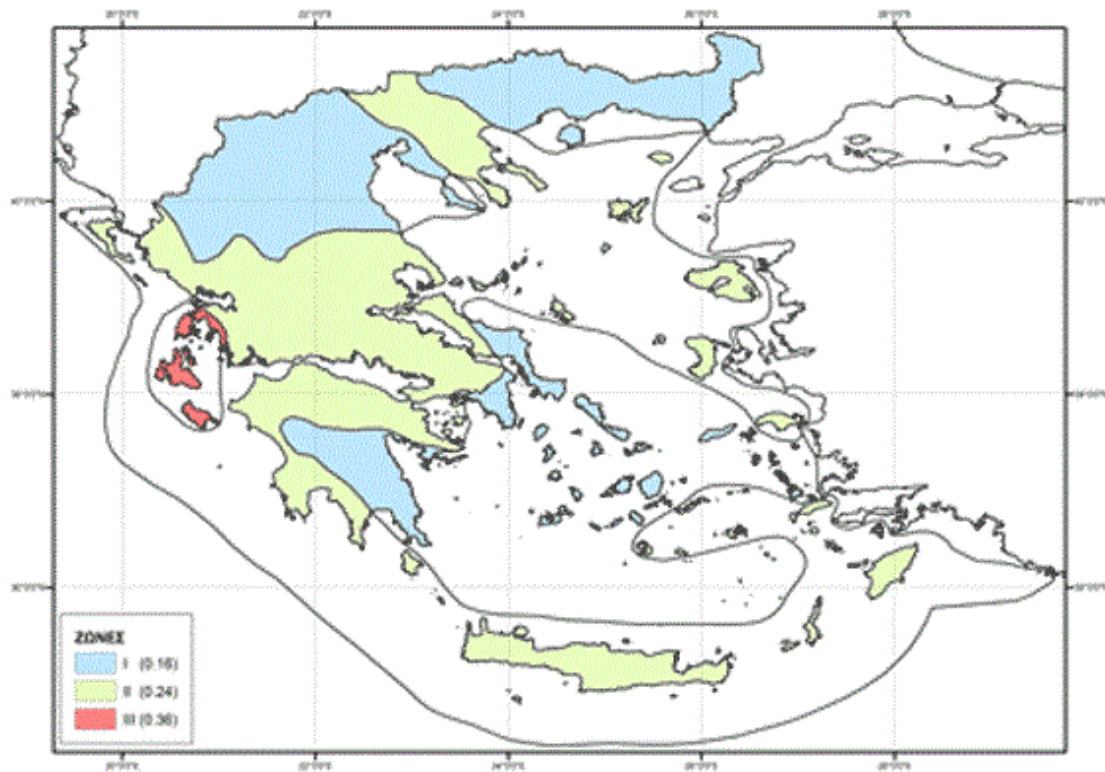
ΖΩΝΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΥΝΔΙΝΟΤΗΤΑΣ:

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

Οι τιμές επιταχύνσεως εδάφους για τις ζώνες αυτές:

Ζώνη	a_{gR}/g
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

Για την παρούσα κατασκευή, θεωρείται ζώνη I.



Νέος Χάρτης Σεισμικής Επικινδυνότητας.

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ:

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες A, B, C, D και E. Το παρόν κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας B (αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικιών ή πολύ σκληρής αργίλου πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων (που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος) σύμφωνα με τον πίνακα 3.4 όπως αυτός περιλαμβάνεται στον Ευρωκώδικα 8. Ο συγκεκριμένος πίνακας καθορίζει την κατηγορία του εδάφους από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίδονται σε αυτόν.

Κατηγορία εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικιών, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλικιών ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές V_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5 m και 20 m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $V_s > 800$ m/s

Κατάταξη εδαφών κατά ΕΚ8.

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ:

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

Κατηγορία Σπουδαιότητας	γ_i
Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κλπ.	0.85
Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.	1.00
Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημόσιων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου.	1.15
Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες) κλπ.	1.30
Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημοσίων επιτελικών υπηρεσιών.	1.30
Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία κλπ.).	

Στην παρούσα εργασία, ο συντελεστής σπουδαιότητας λαμβάνεται ίσος με 1,00 (Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κ.λ.π.)

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ q :

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εισάγει την μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω της μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Μέγιστες τιμές του συντελεστή q δίδονται στον παρακάτω πίνακα, ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές αυτές ισχύουν εφόσον για τον σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος (πρώτη πλαστική άρθρωση) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με την δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων.

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	q
1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3.50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3.00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους.	2.00

2. ΧΑΛΥΒΑΣ	α. Πλαίσια	4.00
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα *	4.00
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα:	
	• διαγώνιοι σύνδεσμοι	3.00
	• σύνδεσμοι τύπου V ή L	1.50
	• σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται*)	1.00
	* Βλέπε Παράρτημα Γ.	
3. ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	α. Με οριζόντια διαζώματα	1.50
	β. Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2.00
	γ. Οπλισμένη (κατακόρυφα και οριζόντια)	2.50
4. ΞΥΛΟ	α. Πρόβολοι	1.00
	β. Δοκοί – Τόξα – Κολλητά πετάσματα	1.50
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2.00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3.00

ΦΑΣΜΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ:

Το φάσμα απόκρισης είναι ένα διάγραμμα που δίνει τη μέγιστη τιμή κάποιου μεγέθους απόκρισης (π.χ. απόλυτη επιτάχυνση, σχετική μετακίνηση, κ.λ.π.) που θα αναπτυχθεί σε μονοβάθμιους ταλαντωτές με συγκεκριμένη απόσβεση ζ σε κάποια δεδομένη σεισμική διέγερση. Εφόσον η απόσβεση είναι ίδια σε όλους τους ταλαντωτές η παράμετρος που προσδιορίζει τις ιδιότητες κάθε ταλαντωτή είναι η ιδιοπερίοδος του.

Τα φάσματα απόκρισης καταγεγραμμένων σεισμών παρουσιάζουν σημαντική διαφοροποίηση μεταξύ τους ανάλογα με τα χαρακτηριστικά της σεισμικής δόνησης και των εδαφικών συνθηκών. Γι αυτό, στον σχεδιασμό νέων κατασκευών χρησιμοποιείται ένα εξομαλυσμένο φάσμα που καλύπτει όλες τις μορφές φασμάτων πιθανών σεισμών που μπορούν να πλήξουν την περιοχή του έργου.

Οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί λαμβάνουν υπόψη τους την επιρροή των ιδιοτήτων του εδάφους στην μορφή του φάσματος τροποποιώντας τις χαρακτηριστικές περιόδους (T_B και T_C). Συγκεκριμένα, στον ΕΚ8 για τις διάφορες χαρακτηριστικές περιοχές του φάσματος ισχύουν οι εξής σχέσεις:

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

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

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

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

όπου:

$S_d(T)$ είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελεύθερης κίνησης

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

T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

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

S είναι ο συντελεστής εδάφους

q είναι συντελεστής συμπεριφοράς

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

Σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα για έδαφος κατηγορίας Β θα έχουμε:
 $S=1,2$ $T_B=0,15\text{sec}$ $T_C=0,50\text{sec}$ και $T_D=2,00\text{sec}$

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

Παράμετροι φασμάτων ελαστικής απόκρισης.

ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΠΑΛΛΗΛΙΑΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΩΝ:

Κατά την ιδιομορφική ανάλυση, υπολογίζονται τα μέγιστα εντατικά μεγέθη των μελών για μια δεδομένη διεύθυνση σεισμικής δράσης και για κάθε ιδιομορφή χωριστά. Όμως, οι μέγιστες ιδιομορφικές αποκρίσεις δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα. Επιπρόσθετα, με την χρήση των φασμάτων σχεδιασμού έχουμε χάσει και το πρόσημο κάθε μεγέθους. Για τους λόγους αυτούς, για να υπολογίσουμε τα συνολικά εντατικά μεγέθη για τις k ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη, συνδυάζουμε τα μεγέθη των επιμέρους κανονικών μορφών στατιστικά αντί να τα προσθέτουμε αλγεβρικά.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία η μέθοδος που χρησιμοποιήθηκε είναι ο πλήρης τετραγωνικός συνδιασμός, γνωστός ως C.Q.C. (Complete Quadratic Combination). Σύμφωνα με την μέθοδο C.Q.C. η πιθανή ακραία τιμή exE του μεγέθους E υπολογίζεται από την σχέση:

$$exE = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^k \varepsilon_{ij} E_i E_j}$$

όπου ε_{ij} είναι ο συντελεστής συσχέτισης των ιδιομορφών i και j που υπολογίζεται από την σχέση:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{8\sqrt{\zeta_i \zeta_j \omega_i \omega_j} (\zeta_i \omega_i + \zeta_j \omega_j) \omega_i \omega_j}{(\omega_i^2 - \omega_j^2)^2 + 4\zeta_i \zeta_j \omega_i \omega_j (\omega_i^2 + \omega_j^2) + 4(\zeta_i^2 + \zeta_j^2) \omega_i^2 \omega_j^2}$$

και E_i και E_j είναι οι τιμές του μεγέθους E που προέκυψαν από την επίλυση για τις ιδιομορφές i και j αντίστοιχα.

Συνήθως, όλες οι ιδιομορφές έχουν την ίδια απόσβεση ζ . Σε αυτή την περίπτωση και θέτοντας $r = \omega_i / \omega_j$, η σχέση ανωτέρω σχέση απλοποιείται ως εξής:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{8\zeta^2 r^{3/2} (1+r)}{(1-r^2)^2 + 4\zeta^2 r (1+r)^2}$$

ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ:

Ο σεισμικός συνδυασμός, ο οποίος εφαρμόζεται στον Ευρωκώδικα 8, προκύπτει σύμφωνα με την εξίσωση:

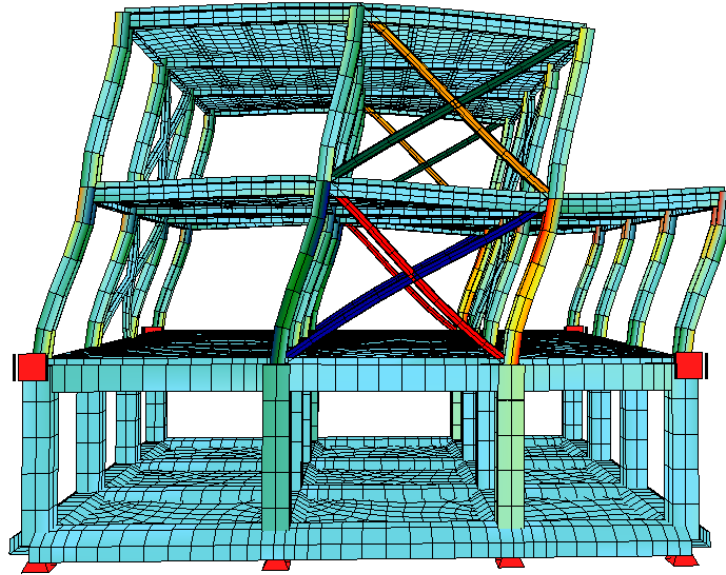
$$E_d = \Sigma G_{kj} + P + A_{ED} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{ki}, j \geq 1, i \geq 1$$

Τιμές συντελεστή ψ_2 για κτίρια

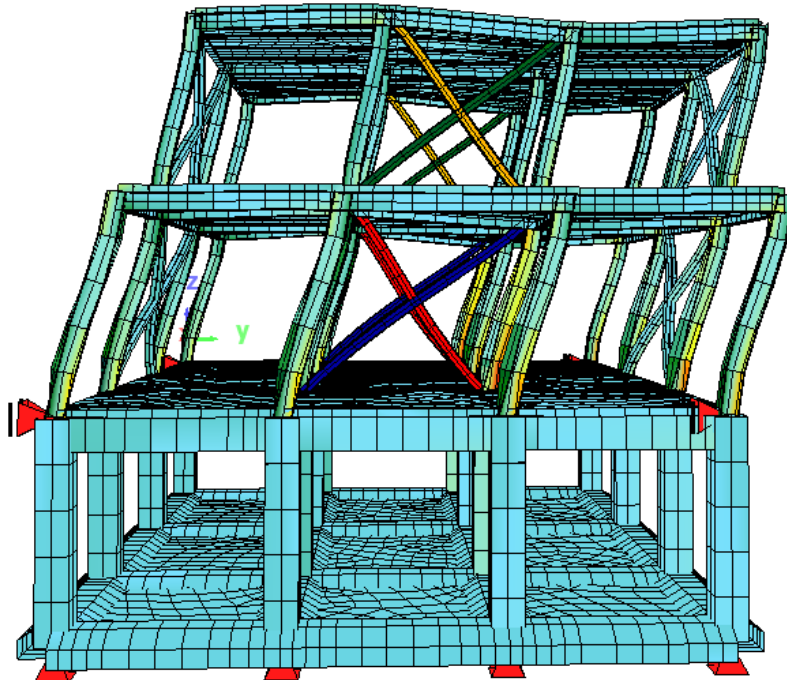
Δράση	ψ_2
Συνήθη κτίρια κατοικιών (κατηγορία A)	0.3
Χώροι γραφείων (κατηγορία B)	0.3
Χώροι συνάθροισης (κατηγορία C)	0.6
Χώροι καταστημάτων (κατηγορία D)	0.6
Χώροι αποθήκευσης (κατηγορία E)	0.8
Χώροι κυκλοφ. οχημάτων, $W \leq 30 \text{kN}$ (κατηγορία F)	0.6
Χώροι κυκλοφ. οχημάτων, $30 \text{kN} \leq W \leq 160 \text{kN}$ (κατηγ. G)	0.3
Στέγες (κατηγορία H)	0.0
Φορτία χιονιού για υψόμετρο $H > 1000 \text{m}$	0.2
Φορτία χιονιού για υψόμετρο $H \leq 1000 \text{m}$	0.0
Φορτία ανέμου	0.0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς)	0.0

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΕΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΕΣ:

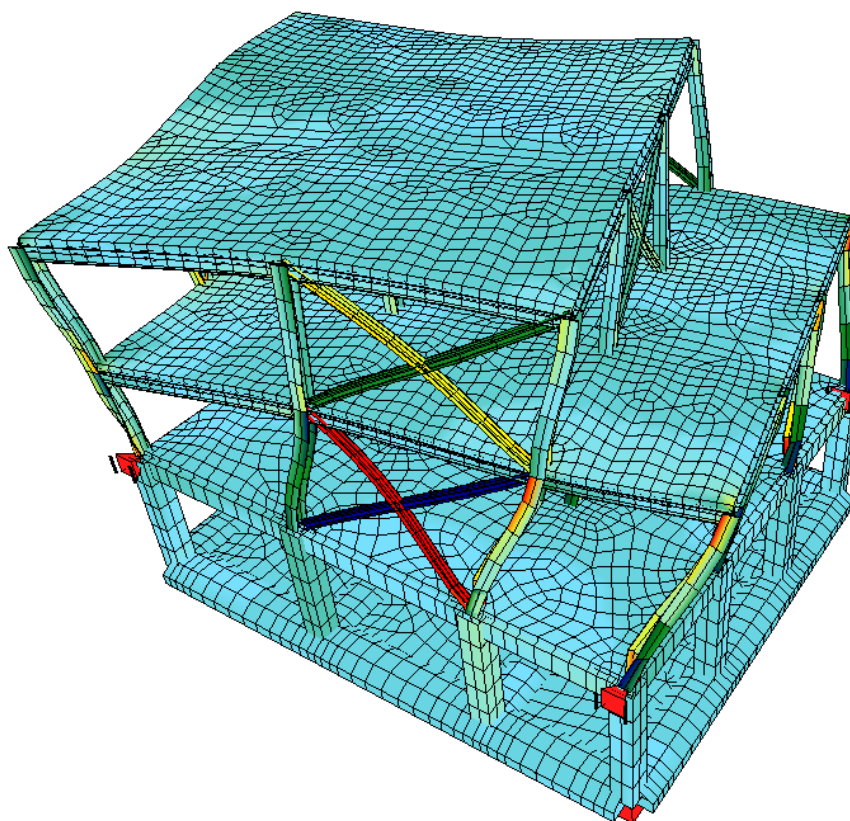
Παρουσιάζονται οι έξι πρώτες ιδιομορφές ταλάντωσης όπως προέκυψαν από την ιδιομορφική ανάλυση του φάσματος απόκρισης μέσω του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Sofistik:



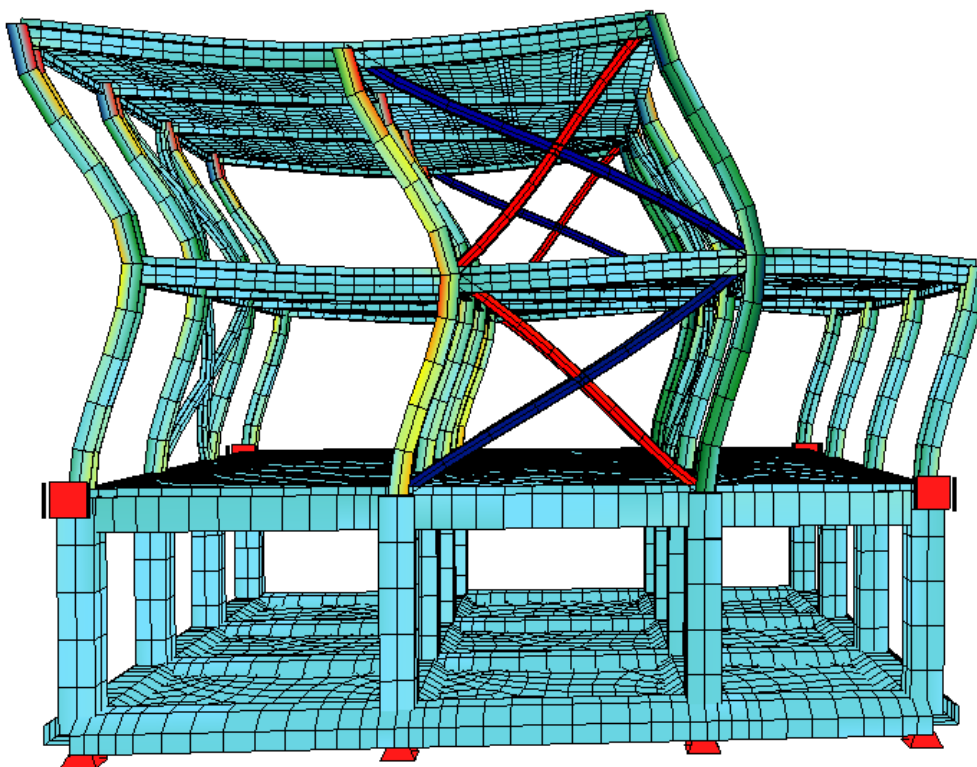
1^η Ιδιομορφή($T=0,334sec$)



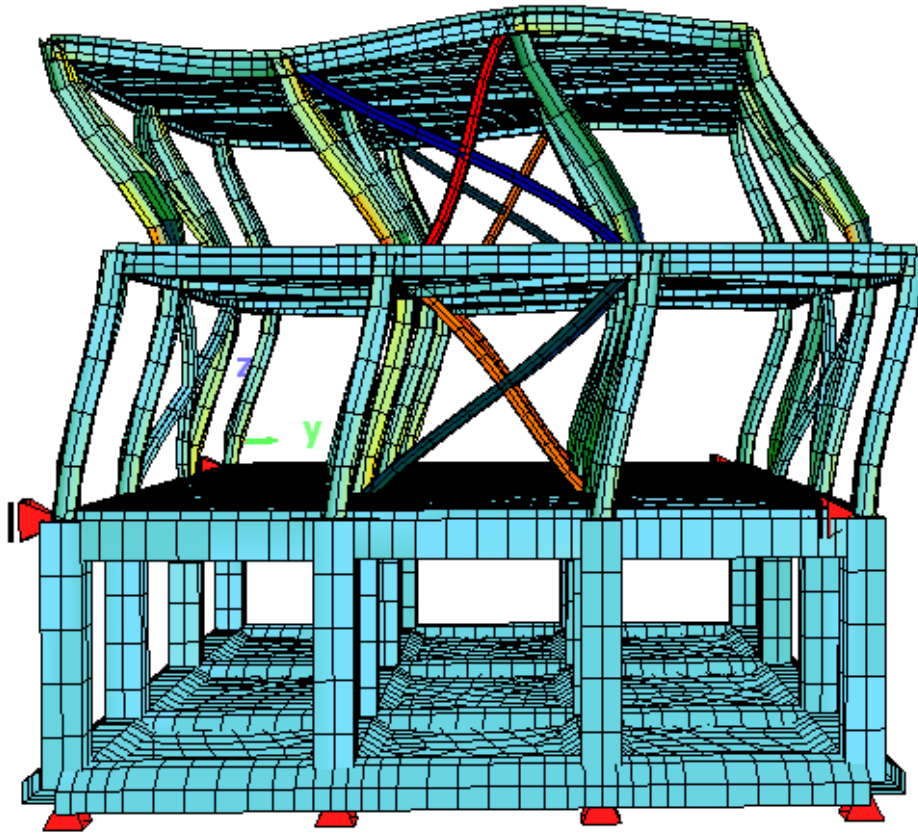
2^η Ιδιομορφή($T=0,327 sec$)



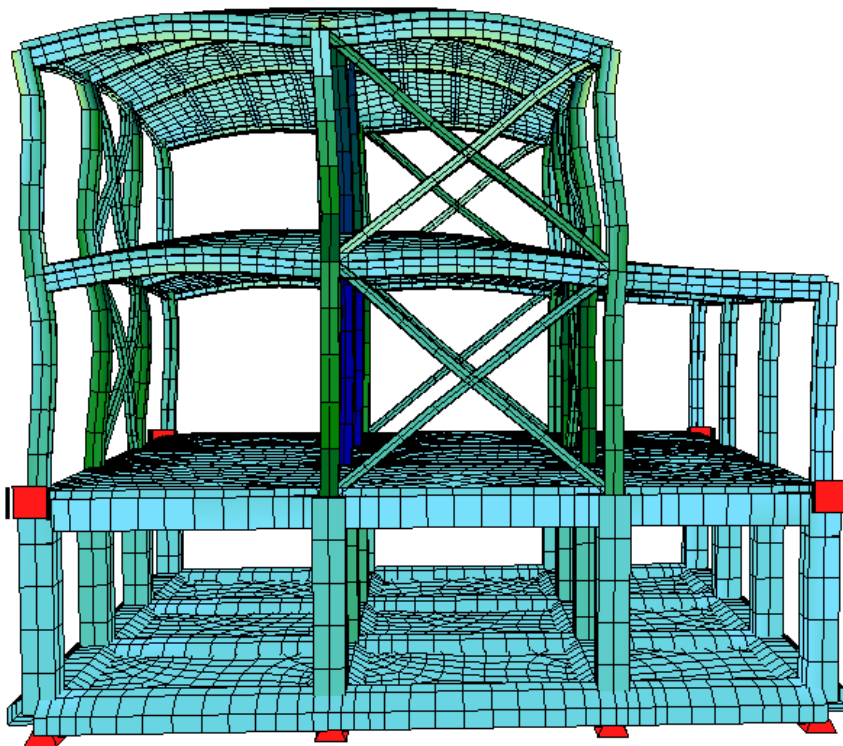
3^η Ιδιομορφή($T=0,212sec$)



4^η Ιδιομορφή($T=0,133 sec$)



5^η Ιδιομορφή($T=0,128sec$)



6^η Ιδιομορφή($T=0,104sec$)

Χαρακτηριστικά ιδιομορφών όπως προέκυψαν από το πρόγραμμα ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων Sofistik:

Eigenfrequencies

Using Lanczos Method

Iterationsvectors

No.	LC	Eigenvalue [1/sec ²]	relative Error	omega [1/sec]	frequency [Hertz]	period [sec]	Damping D[%]	f-XX [%]	f-YY [%]	f-ZZ [%]
1	9001	3.5425E+02	0.00E+00	18.822	2.996	0.334	0.000	29.9	0.0	0.0
2	9002	3.6849E+02	0.00E+00	19.196	3.055	0.327	0.000	0.0	29.9	0.0
3	9003	8.7669E+02	0.00E+00	29.609	4.712	0.212	0.000	0.0	0.2	0.0
4	9004	2.2281E+03	7.62E-13	47.203	7.513	0.133	0.000	2.8	0.0	0.2
5	9005	2.3913E+03	2.64E-12	48.901	7.783	0.128	0.000	0.0	2.6	0.0
6	9006	3.6541E+03	7.85E-10	60.449	9.621	0.104	0.000	0.0	0.0	25.4
7	9007	5.2403E+03	1.93E-05	72.390	11.521	0.087	0.000	0.0	0.1	0.0
8	9008	5.9798E+03	7.70E-04	77.329	12.307	0.081	0.000	0.0	0.0	0.1
9	9009	6.0910E+03	4.26E-03	78.045	12.421	0.081	0.000	0.0	0.0	0.0
10	9010	9.0011E+03	4.79E-03	94.874	15.100	0.066	0.000	0.0	0.0	0.1
11		1.1155E+04	2.87E-02	105.616	16.809	0.059				
12		1.1873E+04	3.90E-02	108.961	17.342	0.058		32.8	32.8	25.9
13		1.5478E+04	1.83E-01	124.410	19.800	0.051				
14		1.8338E+04	4.75E-01	135.419	21.553	0.046				
15		3.6963E+04	4.90E-01	192.259	30.599	0.033				
16		5.6189E+04	4.56E-01	237.043	37.727	0.027				
17		7.1740E+04	3.46E-01	267.842	42.628	0.023				
18		1.3308E+05	6.50E-01	364.807	58.061	0.017				
19		6.7290E+05	1.22E+00	820.302	130.555	0.008				
20		1.1007E+07	5.44E+00	3317.658	528.022	0.002				

4.6 Συνδυασμοί φορτίσεων:

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και την θέση της κατασκευής προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν σε αυτή. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιάζονται με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας) και συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Στην συνέχεια αυτές οι δράσεις εφαρμόζονται στον φορέα και εξάγουμε εντατικά μεγέθη σχεδιασμού. Είναι επόμενο λοιπόν να μην συνδυάζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανιστούν ταυτόχρονα.

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στις οριακές καταστάσεις, οι οποίες διακρίνονται σε οριακές καταστάσεις αστοχίας (ultimate limit state) και οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (serviceability limit state) χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των φορτίων των προηγούμενων ενοτήτων. Οι συνδυασμοί αυτοί καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού και περιέχουν δράσεις που μπορεί να εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ (Ο.Κ.Λ. ή S.L.S.):

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

Χαρακτηριστικός συνδυασμός:

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

Βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο:

$$1,00 * G + 1,00 * Q + 1,00 * 0,6 * W + 1,00 * 0,50 * S$$

Βασικό μεταβλητό φορτίο ο άνεμος:

$$1,00 * G + 1,00 * W + 1,00 * 0,70 * Q + 1,00 * 0,50 * S$$

Βασικό μεταβλητό φορτίο το χιόνι:

$$1,00G + 1,00 * S + 1,00 * 0,70 * Q + 1,00 * 0,60 * W$$

↓

✓ Κρισιμότερος συνδυασμός το ωφέλιμο.

$$(1,00 * G + 1,00 * Q + 1,00 * 0,6 * W + 1,00 * 0,50 * S)$$

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ (Ο.Κ.Α. ή U.L.S.):

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

Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$\sum \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο:

$$1,35 \cdot G + 1,50 \cdot Q + 1,50 \cdot 0,6 \cdot W + 1,50 \cdot 0,50 \cdot S$$

Βασικό μεταβλητό φορτίο ο άνεμος:

$$1,35 \cdot G + 1,50 \cdot W + 1,50 \cdot 0,70 \cdot Q + 1,50 \cdot 0,50 \cdot S$$

Βασικό μεταβλητό φορτίο το χιόνι:

$$1,35G + 1,50 \cdot S + 1,50 \cdot 0,70 \cdot Q + 1,50 \cdot 0,60 \cdot W$$

↓

✓ Κρισιμότερος συνδυασμός το ωφέλιμο.

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

Δράση	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία Α: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι τιμές ψ μπορούν να καθορισθούν από το Εθνικό Προσάρτημα.			
* Για χώρες οι οποίες δεν αναφέρονται παρακάτω, βλέπε συναφείς τοπικές συνθήκες.			

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ:

Ο σεισμικός συνδυασμός, ο οποίος εφαρμόζεται στον Ευρωκώδικα 8, προκύπτει σύμφωνα με την εξίσωση:

$$E_d = \sum G_{k,j} \text{ “+” } P \text{ “+” } A_{ED} \text{ “+” } \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}, j \geq 1, i \geq 1$$

- ✓ Στις παραπάνω εξισώσεις, που περιγράφουν τους συνδυασμούς δράσεων για τις διάφορες καταστάσεις αστοχίας, χρησιμοποιούνται τα εξής σύμβολα:

“+” = «προς συνδυασμό με ...»

Σ = «το συνδυασμένο αποτέλεσμα του»

G_k = χαρακτηριστική τιμή μόνιμης δράσης

P = αντιπροσωπευτική δράση δύναμης προέκτασης

Q_k = χαρακτηριστική τιμή μεμονωμένης μεταβλητής δράσης

A_{Ed} = τιμή σχεδιασμού σεισμικής δράσης γ_G = επιμέρους συντελεστής για μόνιμη δράση

γ_P = επιμέρους συντελεστής για δράση προέκτασης

γ_G = επιμέρους συντελεστής για μεταβλητή δράση

ψ_0 = συντελεστής για τιμή συνδυασμού μεταβλητής δράσης

ψ_1 = συντελεστής για συχνή τιμή μεταβλητής δράσης

ψ_2 = συντελεστής για για οιοσδήποτε μόνιμη τιμή μεταβλητής δράσης

ξ = μειωτικός συντελεστής για δυσμενείς μόνιμες δράσεις

➤ ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

5.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας:

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται οι έλεγχοι για την διαστασιολόγηση των χαρακτηριστικών μελών, όπως προέκυψαν από τους ισχύοντες κανονισμούς.

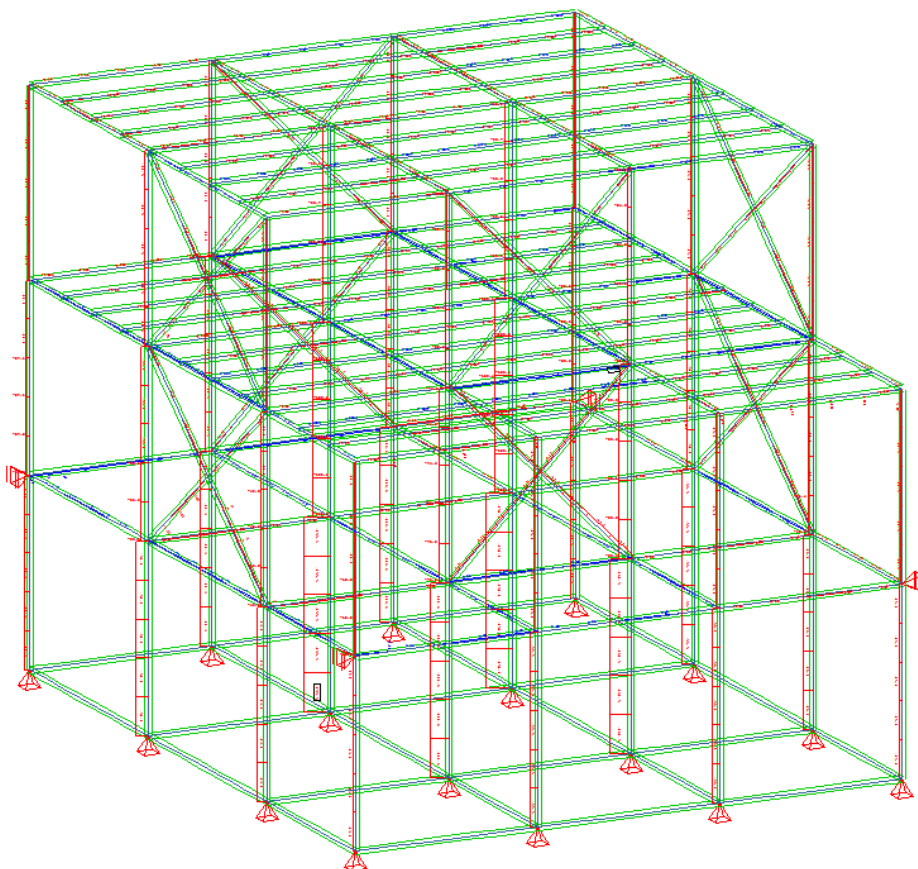
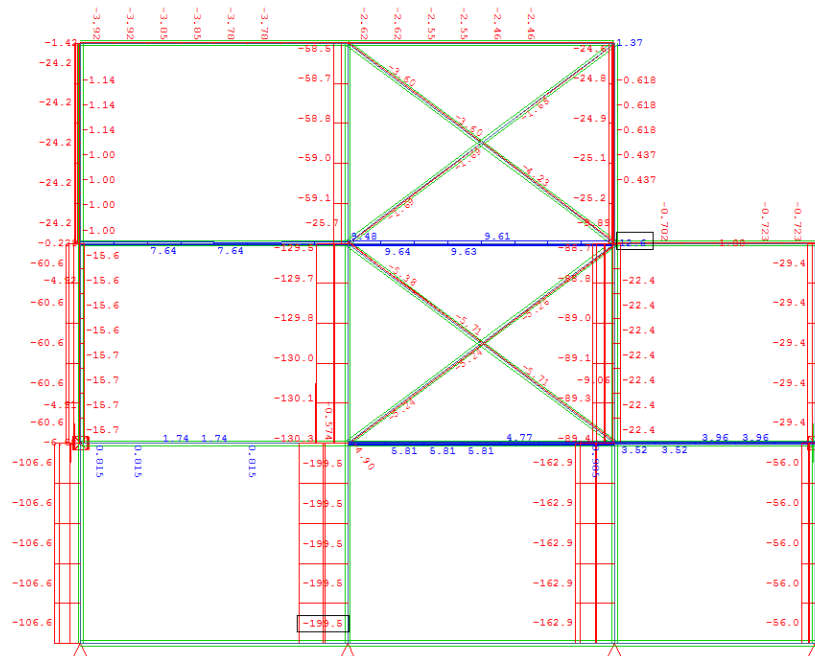
Συγκεκριμένα, για την οριακή κατάσταση αστοχίας (Ο.Κ.Α.) οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται είναι οι αντοχής σε θλίψη, σε τέμνουσα, σε κάμψη, σε κάμψη με αξονική, σε καμπτικό λυγισμό και σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Όπως αναφέρθηκε και στην ενότητα 4.6 κρίσιμότερος συνδυασμός φόρτισης στην Ο.Κ.Α. είναι το ωφέλιμο:

$$1,35 \cdot G + 1,50 \cdot Q + 1,50 \cdot 0,60 \cdot W + 1,50 \cdot 0,50 \cdot S$$

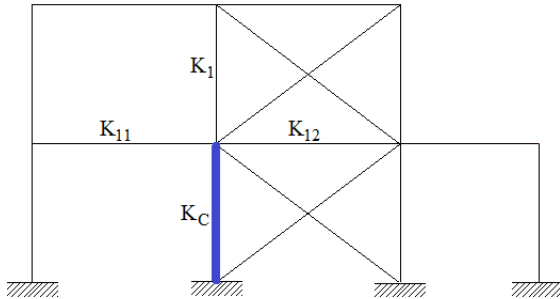
5.1.1 Φορτία υποστυλωμάτων:

Κατά την επίλυση για την Ο.Κ.Α. τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη εμφανίστηκαν στο υποστύλωμα του ισογείου όπως αυτό φαίνεται στα παρακάτω στιγμιότυπα οθόνης.. Συγκεκριμένα, η μέγιστη θλιπτική αξονική δύναμη είναι 130,30kN.



5.1.2 Έλεγχος επάρκειας δυσμενέστερου υπ/τος:

→ Λυγισμός περί την διεύθυνση X :



- Λυγισμός περί την διεύθυνση X
- Ενεργοποιείται ο ασθενής άξονας του υποστυλώματος.
- Πλαίσιο αμετάθετο.

$$K_C = K_1 = I_i / L_i = 8,65$$

$$K_{11} = K_{12} = I_i / L_i = 11,82$$

Άρα:

$$n_1 = \frac{K_C + K_1}{K_C + K_1 + K_{11} + K_{12}} \rightarrow n_1 = 0,42$$

$n_2 \approx 0$ (Λόγω της σύνδεσης του υπ/τος με το υπόγειο, που απαγορεύει την στροφή)

και επομένως:

$$\kappa = 0,58$$

$$r = (I/A)^{1/2} \rightarrow r = 6,02 \text{ cm}$$

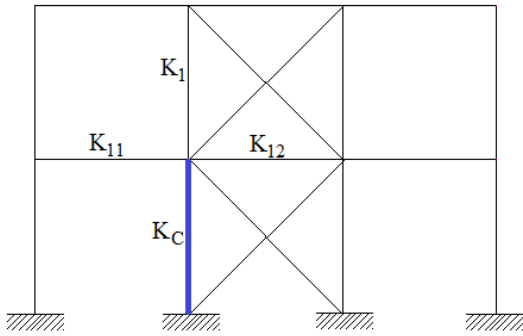
$$\sigma_{\text{ultimate}} = \pi^2 E / (\kappa L / r)^2 \rightarrow \sigma_{\text{ultimate}} = 23,20 \text{ kN/m}^2$$

$$N_{\text{ultimate}} = \sigma_{\text{ultimate}} * A / \gamma \rightarrow N_{\text{ultimate}} = 552,34 \text{ kN}$$

ΣΗΜΕΙΩΣΗ:

- Συντελεστής ασφαλείας γ για θλιβόμενα μέλη: $\gamma = 3,00$
- $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$

→ Λυγισμός περί την διεύθυνση Y :



- Λυγισμός περί την διεύθυνση Y
- Ενεργοποιείται ο ισχυρός άξονας του υποστυλώματος.
- Πλαίσιο αμετάθετο.

$$K_C = K_1 = I_i / L_i = 27,5$$

$$K_{11} = K_{12} = I_i / L_i = 15,77$$

Άρα:

$$n_1 = \frac{K_C + K_1}{K_C + K_1 + K_{11} + K_{12}} \rightarrow n_1 = 0,63$$

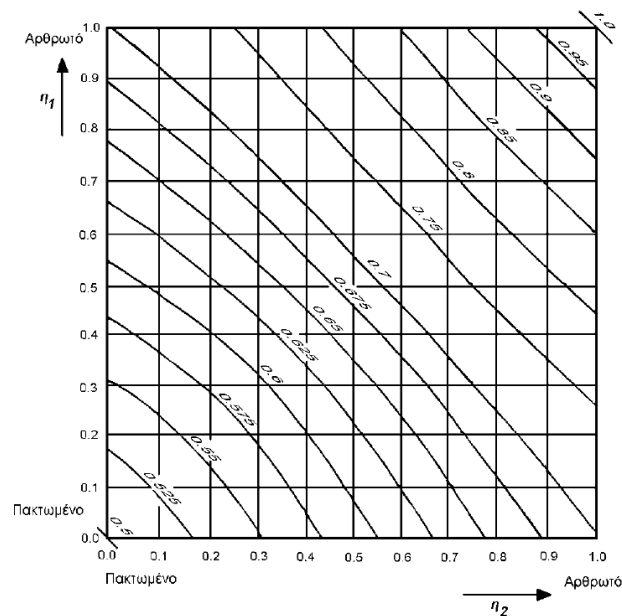
$n_2 \approx 0$ (Λόγω της σύνδεσης του υπ/τος με το υπόγειο, που απαγορεύει την στροφή) και επομένως:

$$\kappa = 0,62$$

$$r = (I/A)^{1/2} \rightarrow r = 10,74 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{ultimate}} = \pi^2 E / (\kappa L / r)^2 \rightarrow \sigma_{\text{ultimate}} = 60,49 \text{ kN/m}^2$$

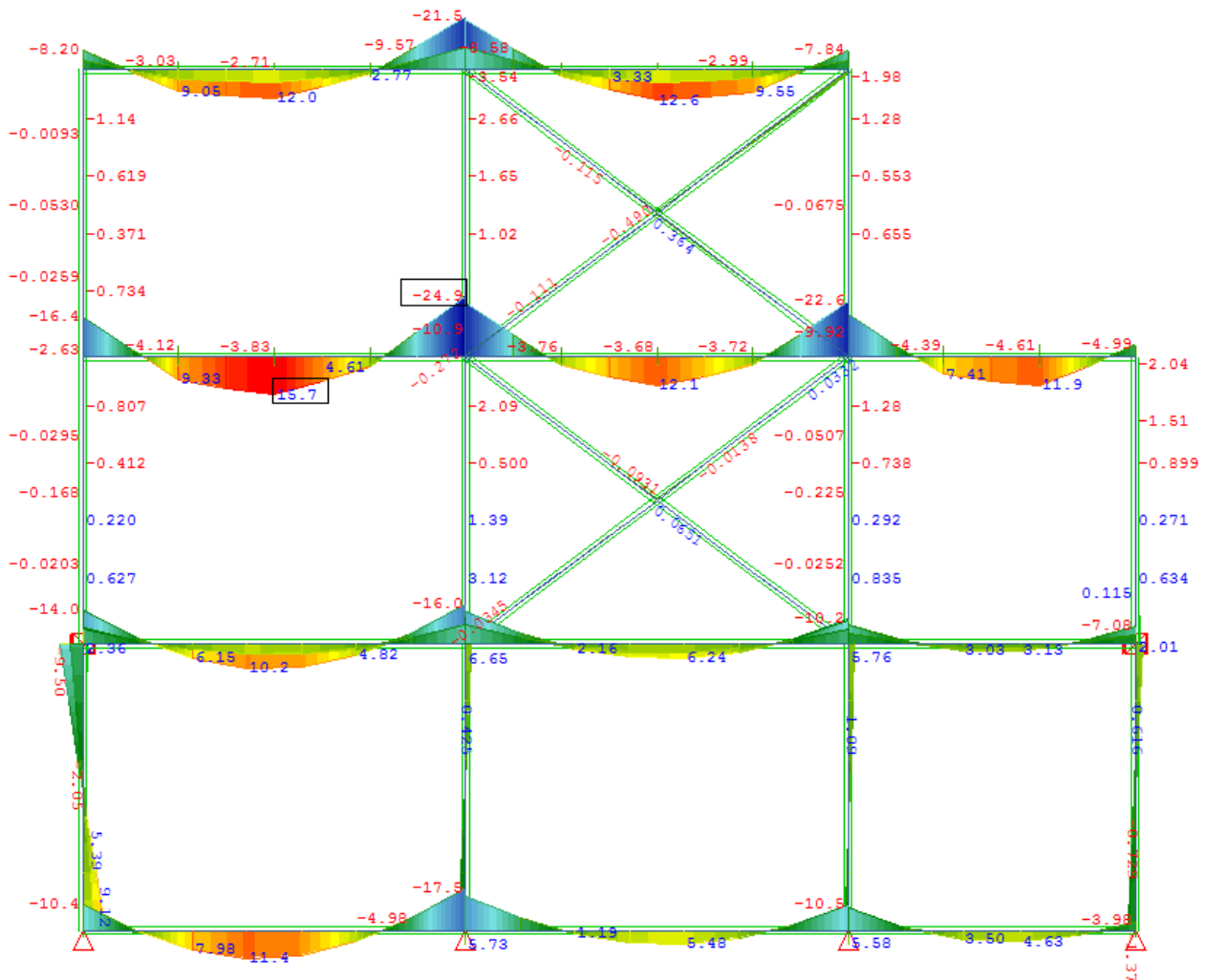
$$N_{\text{ultimate}} = \sigma_{\text{ultimate}} * A / \gamma \rightarrow N_{\text{ultimate}} = 1440,20 \text{ kN}$$



Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού κ για υποστυλώματα με μεταθετά άκρα

5.1.3 Φορτία κύριων δοκών:

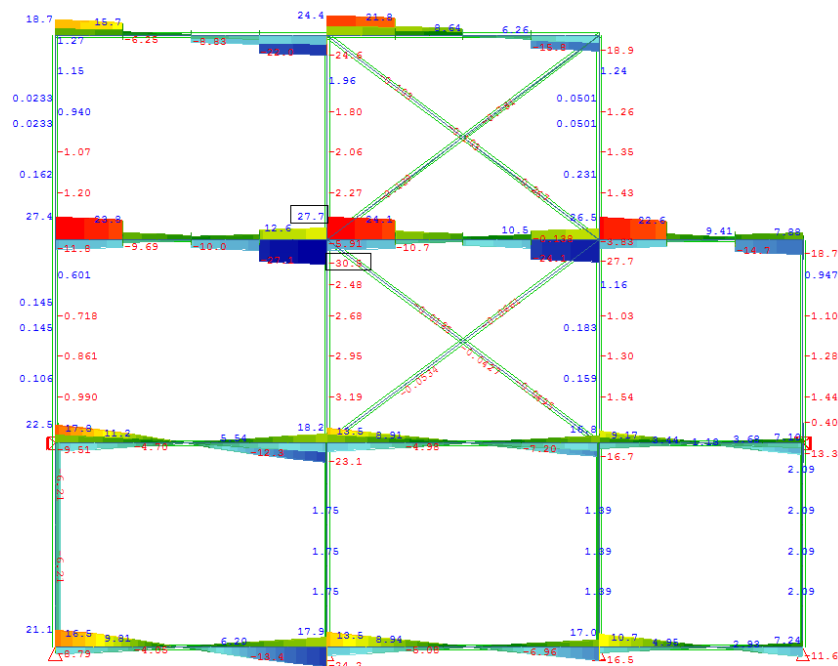
Κατά την επίλυση για την Ο.Κ.Α. τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη εμφανίστηκαν στις δοκούς του 1^{ου} ορόφου. Συγκεκριμένα, όπως αυτά διακρίνονται από τα παρακάτω στιγμιότυπα οθόνης:



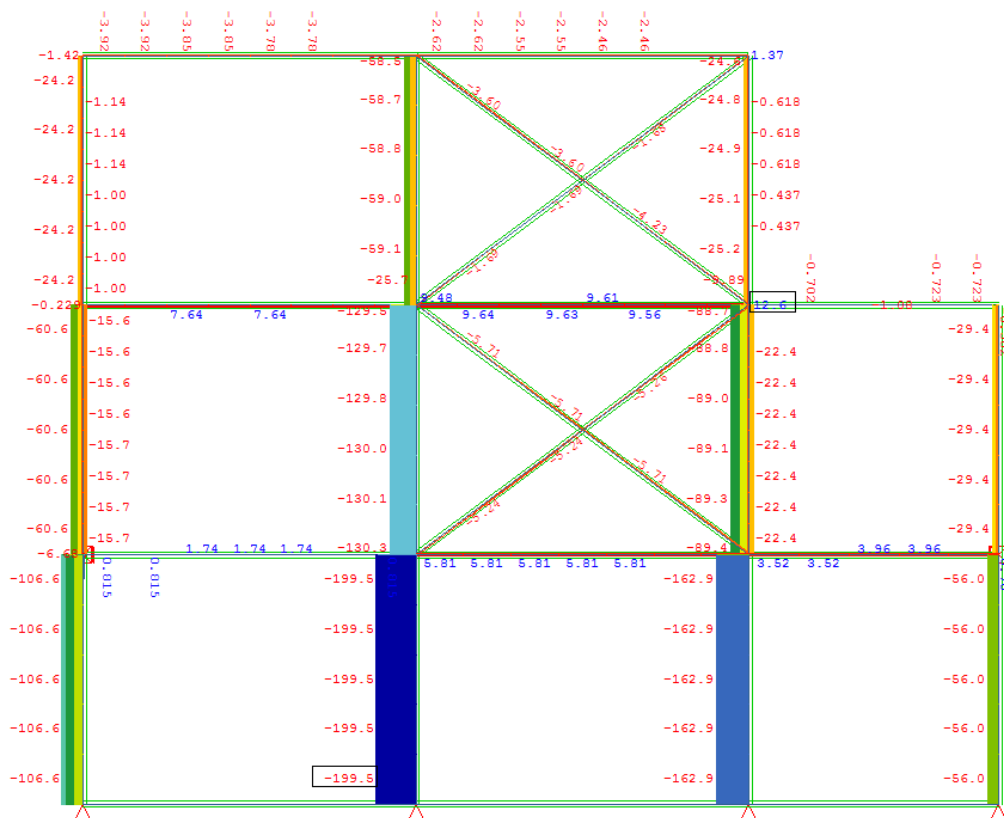
Μέγιστη ροπή κάμψης στην στήριξη της δοκού: 24,90 kNm

Μέγιστη ροπή κάμψης στο άνοιγμα: 15,70 kNm

Στην συγκεκριμένη φορτική κατάσταση το διάγραμμα τεμνουσών και αξονικής δύναμης είναι:



Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων. (Μέγιστη τιμή 30,50kN)



Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων. (Μέγιστη τιμή 9,64kN)

5.1.4 Έλεγχος επάρκειας δυσμενέστερης κύριας δοκού:

➤ **Έλεγχος σε τέμνουσα:**

$$V_{\max} = 30,50 \text{ kN}$$

$$A_{\text{web}} = 24,2 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{\max} = 7.500 \text{ psi} = 53.089,85 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = 3,00 \text{ (συντελεστής ασφαλείας)}$$

$$V_{\text{Rd}} = \sigma_{\max} * A_{\text{web}} / \gamma \rightarrow V_{\text{Rd}} = 44,25 \text{ kN}$$

$$V_{\text{ed}} = 30,50 \text{ kN} < V_{\text{Rd}} = 44,25 \text{ kN}$$

➤ **Απομείωση τάσης αστοχίας λόγω τέμνουσας:**

$$V_{\text{ed}} \geq 50\% * V_{\text{ed}} \rightarrow \rho = (2V_{\text{ed}}/V_{\text{rd}} - 1)^2 \rightarrow \rho = 0,13$$

$$f_{y'} = f_y * (1 - \rho) = 227.527 \text{ kN/m}^2 * 0,87 \rightarrow$$

$$f_{y'} = 197.948,5 \text{ kN/m}^2$$

➤ **Ροπή αντοχής μέλους σε μονοαξονική κάμψη:**

$$f_{y'} = 33.000 \text{ psi} * 0,87 = 197.948,5 \text{ kN/m}^2$$

$$W = 22,71 \text{ in}^3 = 3,72 * 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\gamma = 2,5 \text{ (Συντελεστής ασφαλείας)}$$

$$M_{\text{Rd}} = f_{y'} / \gamma * W \rightarrow M_{\text{Rd}} = 30,46 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{ed}} = 24,90 \text{ kNm} < M_{\text{Rd}} = 30,46 \text{ kNm}$$

➤ **Έλεγχος μέλους για τοπικό λυγισμό θλιβόμενης ίνας:**

Κρίσιμη τάση τοπικού λυγισμού:

$$\sigma_x^{\text{cr}} = \frac{\pi^2}{12} \left(\frac{t_f}{b} \right)^2 \left[\sqrt{q} \left(2 \sqrt{(E_x)_f (E_y)_f} \right) + p \left((E_y)_f (v_{xy})_f + 2(G_{xy})_f \right) \right]$$

Όπου:

$$p = 0.3 + \left(\frac{0.004}{\zeta - 0.5} \right); q = 0.025 + \left(\frac{0.065}{\zeta + 0.4} \right); \zeta = \frac{2b_w (E_y)_f}{b_f (E_y)_w}; b = \frac{b_f}{2}$$

Για μέλος Part#IB960 (1525Series) προκύπτει:

$$\sigma_{\text{crit}} = 28.498,26 \text{ psi} = 196.488,58 \text{ kN/m}^2$$

$$W = 22,71 \text{ in}^3 = 3,72 * 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\gamma = 2,5 \text{ (Συντελεστής ασφαλείας)}$$

$$M_{\text{Rd}} = \sigma_{\text{crit}} / \gamma * W \rightarrow M_{\text{Rd}} = 29,24 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{ed}} = 24,90 \text{ kNm} < M_{\text{Rd}} = 29,24 \text{ kNm}$$

5.1.5 Φορτία τυπικής διαδοκίδας:

Τοποθετήθηκε διαδοκίδα #IB640 με διατομή 6”x3”x3/8”. Η διαδοκίδα λαμβάνεται αμφιέριστη και κάμπτεται από ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο. Το μήκος της είναι 3m και το εύρος επιρροής του φορτίου είναι 1m.

➤ Φορτία:

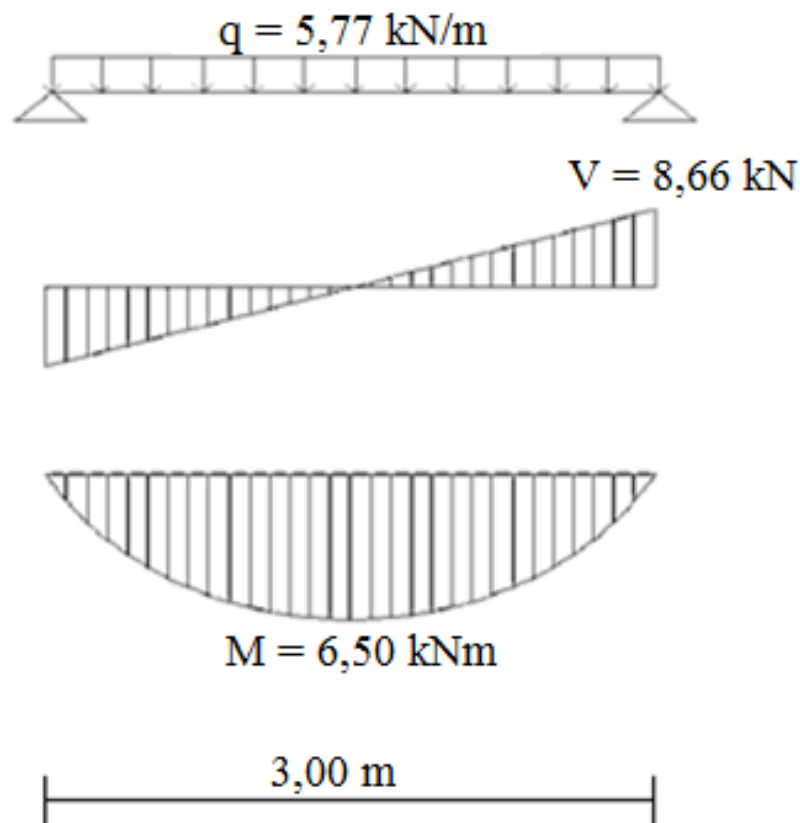
I.B. διαδοκίδας: 3,83lbs/ft= 0,05kN/m

Πρόσθετα μόνιμα: 2,0kN/m

Κινητά: 2,0kN/m

$q_{ολικό}=1,35*(0,05kN/m+2,0kN/m)+1,50*2,00kN/m \rightarrow q_{ολικό}=5,77kN/m$

➤ Στατική επίλυση:



5.1.6 Έλεγχος επάρκειας τυπικής διαδοκίδας:

➤ **Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη:**

Δράση: $M_{Ed}=6,50 \text{ kNm}$

Αντοχή:

$f_y=33.000\text{psi}=227.527\text{kN/m}^2$

$W=9.53\text{in}^3=1.25*10^{-4}\text{m}^3$

$\gamma=2,5$

$M_{Rd}=W*f/\gamma \rightarrow M_{Rd}=11,38 \text{ kNm} > M_{Ed}=6,50 \text{ kNm}$

➤ **Έλεγχος επάρκειας έναντι τέμνουσας:**

Δράση: $V_{Ed}=8,66\text{kN}$

Αντοχή:

$A_{web}=1,50\text{in}^2=14,52\text{cm}^2$

$\sigma_{max}=7.000\text{psi}=48.263,3\text{kN/m}^2$

$\gamma=3,00$

$V_{Rd}=\sigma_{max}*A_{web}/\gamma \rightarrow V_{Rd}=23,35\text{kN} > V_{Ed}=8,66\text{kN}$

➤ **Έλεγχος πλευρικού λυγισμού:**

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{KL_b} \sqrt{\left(\frac{\pi E_y}{KL_b}\right)^2 C_w I_y + E_y I_y G J}$$

Όπου: $C_w = \frac{h^2 I_y}{4} \quad \& \quad J = \frac{1}{3}(2bt_f^3 + ht_w^3)$

$C_b=1,00$

$K=1,00$

$L_b=118,11\text{in}$

$J=0,094\text{in}^4$

$E_y=4*10^6\text{psi}$

$G=5*10^5\text{psi}$

$I_y=8,81\text{in}^4$

$M_{crit} = 83.119,51\text{lbs.in} \rightarrow M_{crit} = 9,39 \text{ kNm} < M_{Ed} = 6,50 \text{ kNm}$

➤ **Έλεγχος τοπικού λυγισμού θλιβόμενης ίνας:**

$$\sigma_x^{cr} = \frac{\pi^2}{12} \left(\frac{t_f}{b} \right)^2 \left[\sqrt{q} \left(2 \sqrt{(E_x)_f (E_y)_f} \right) + p \left((E_y)_f (\nu_{xy})_f + 2(G_{xy})_f \right) \right]$$

$$\text{Όπου: } p = 0.3 + \left(\frac{0.004}{\zeta - 0.5} \right); q = 0.025 + \left(\frac{0.065}{\zeta + 0.4} \right); \zeta = \frac{2b_w (E_y)_f}{b_f (E_y)_w}; b = \frac{b_f}{2}$$

Για μέλη #IB660:

$$B = 3\text{in}$$

$$J = 1,00$$

$$q = 0,071$$

$$P = 0,308$$

$$\sigma_{cr} = 22.647\text{psi} \rightarrow \sigma_{crit} = 15,62\text{kN/cm}^2$$

$$M_{cr} = \sigma_{cr} * S_x / \gamma \rightarrow M_{cr} = 11,58 \text{ kNm} < M_{Ed} = 6,50 \text{ kNm}$$

5.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας:

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

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

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

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$$

Όπου:

δ_1 το βέλος λόγω μονίμων δράσεων

δ_2 το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων

δ_0 το αρχικό αντιβέλος αν υπάρχει

Οι οριακές τιμές των κατακόρυφων και οριζοντίων μετακινήσεων και δυναμικών επιρροών καθορίζονται στο Εθνικό προσάρτημα EN1993-1-1 ως εξής:

	δ_{max}	δ_2
Μη βατές στέγες	L/200	L/250
Πατώματα και βατές στέγες	L/250	L/300

5.2.1 Έλεγχος τυπικής διαδοκίδας:

- Φορτίο λειτουργίας: $q=1,00 \cdot \text{μόνιμα} + 1,00 \cdot \text{κινητά}$
- Ζώνη επιρροής φορτίου: $b=1,00\text{m}$

Φορτίο λειτουργίας:

$$q_{ser}=1,00 \cdot (0,05\text{kN/m}+2,00\text{kN/m})+1,00 \cdot (2,00\text{kN/m}) \rightarrow$$

$$q_{ser}=4,05\text{kN/m}$$

ΒΕΛΟΣ ΛΟΓΩ ΜΕΤΑΒΛΗΤΩΝ ΔΡΑΣΕΩΝ:

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \frac{I^4}{EI_y} q_{living.loads} \rightarrow \delta_{max}=4,5\text{mm}$$

ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΕΛΟΣ:

$$\delta_{max} = \frac{5}{384} \frac{I^4}{EI_y} q_{ser} \rightarrow \delta_{max}=9,3\text{mm}$$

ΕΠΙΤΡΕΠΤΑ ΒΕΛΗ:

	Επιτρεπτά βέλη	Πραγματοποιούμενα βέλη
δ_2	$L/300=10\text{mm}$	5,6mm
δ_{max}	$L/250=12\text{mm}$	10.3mm

5.2.2 Έλεγχος επιτρεπτών βελών:

Υπάρχουν επίσης προβλέψεις του Ευρωκώδικα 3 σχετικά με τις οριζόντιες μετατοπίσεις οι οποίες ορίζουν τα εξής:

Μονώροφα υπόστεγα: $h/150$

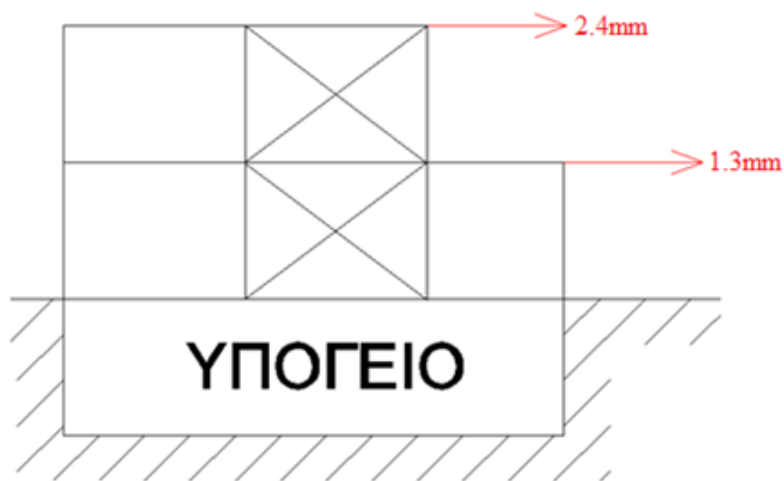
Μονώροφα κτίρια: $h/300$

Πολυώροφα κτίρια:

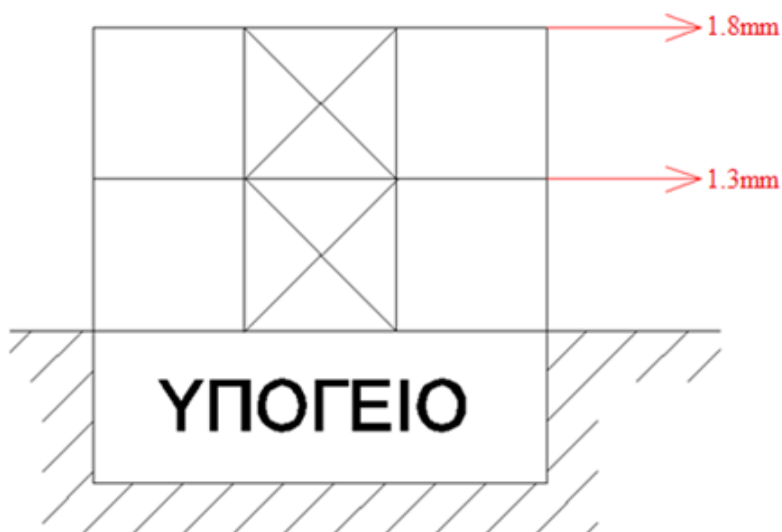
Σχετικές μετατοπίσεις ορόφων: $h/300 \rightarrow 3000\text{mm}/300 \rightarrow 10\text{mm}$

Συνολική μετατόπιση κτιρίου: $h_{\text{tot}}/500 \rightarrow 6000\text{mm}/500 \rightarrow 12\text{mm}$

Για τον υπολογισμό των οριζοντίων μετακινήσεων, ο φορτικός συνδυασμός που χρησιμοποιήθηκε είναι: $1,00 \cdot G + 1,00 \cdot W + 1,00 \cdot 0,70 \cdot Q + 1,00 \cdot 0,50 \cdot S$



Οριζόντια λειτουργικά βέλη διεύθυνση X



Οριζόντια λειτουργικά βέλη διεύθυνση Y

5.3 Σεισμός:

Όπως προαναφέρθηκε ο σεισμός σχεδιασμού του ΕΚ8 που λαμβάνουμε υπόψιν έχει τα έξης χαρακτηριστικά:

Επιτάχυνση εδάφους: $a_{gr} = 0,24g$

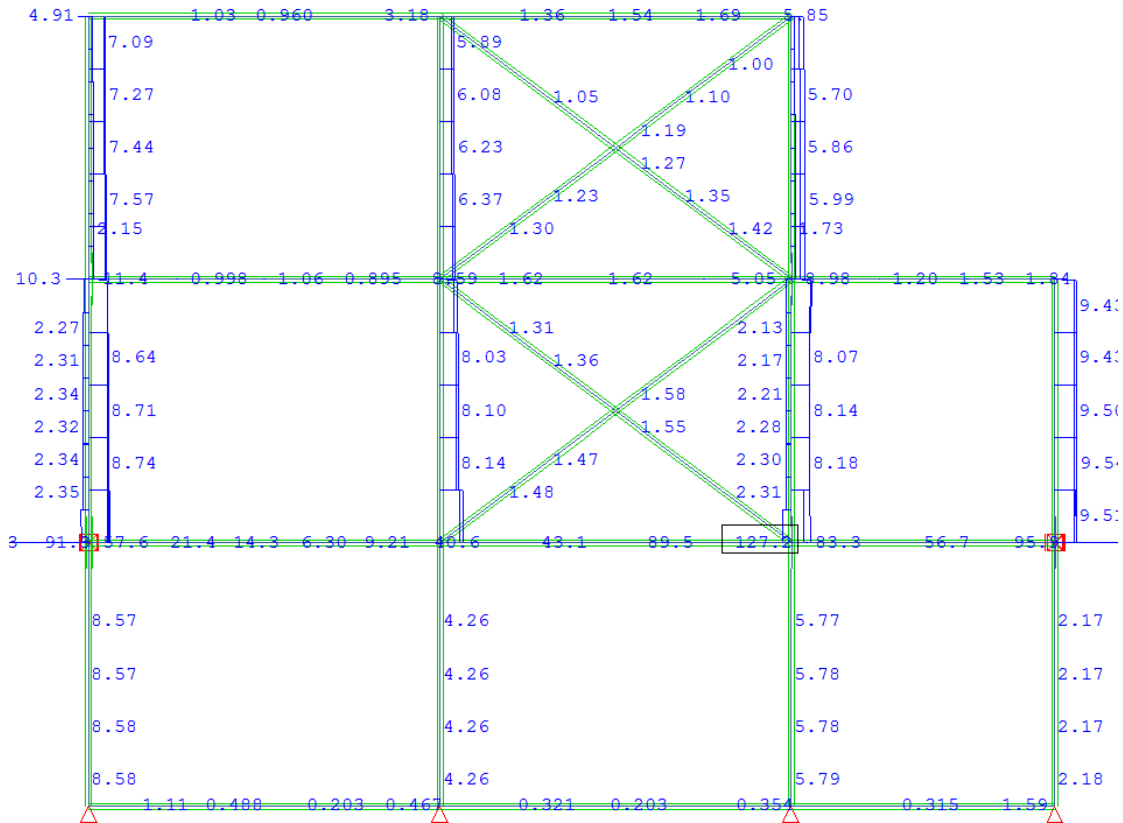
Κατηγορία εδάφους: B

Η ανάλυση έγινε μέσω υποπρογράμματος του προγράμματος ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων Sofistik.

5.3.1 Έλεγχος υποστυλωμάτων:

ΣΕΙΣΜΟΣ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗΣ Χ:

Μέγιστη τέμνουσα βάση υποστυλωμάτων ισογείου:



Μέγιστη τιμή: $V_{\max} = 9,50 \text{ kN}$

$$V_{\max} = 9,50 \text{ kN}$$

$$A_{\text{web}} = 48,26 \text{ cm}^2$$

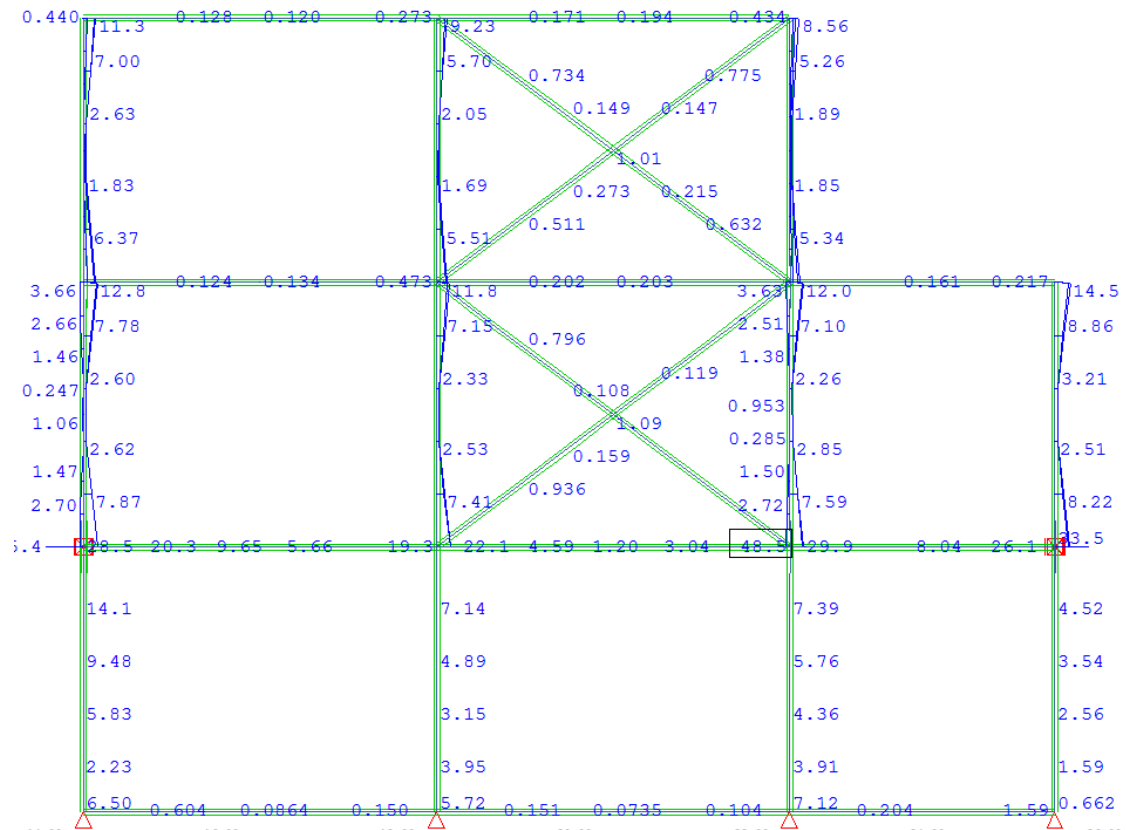
$$\sigma_{\max} = 7.000 \text{ psi} = 48.263,3 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = 3,00 \text{ (συντελεστής ασφαλείας)}$$

$$V_{\text{Rd}} = \sigma_{\max} * A_{\text{web}} / \gamma \rightarrow V_{\text{Rd}} = 77,63 \text{ kN}$$

$$V_{\text{ed}} = 9,50 \text{ kN} < V_{\text{Rd}} = 77,63 \text{ kN}$$

Μέγιστη ροπή κάμψης στην βάση του υποστυλώματος:



$$M_{\max} = 14,50 \text{ kNm}$$

$$f_y = 33.000 \text{ psi} = 227.527 \text{ kN/m}^2$$

$$W = 12,51 \text{ in}^3 = 2,05 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

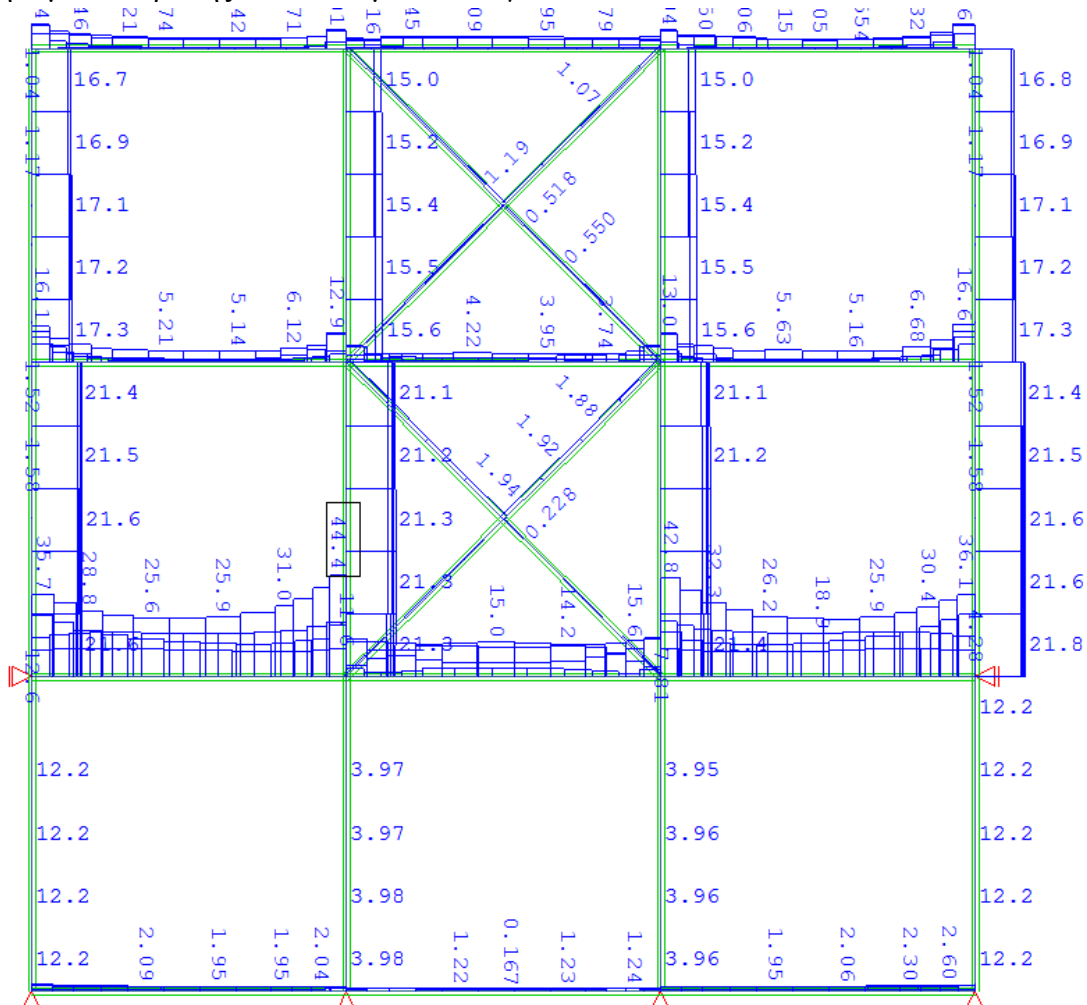
$$\gamma = 2,5 \text{ (Συντελεστής ασφαλείας)}$$

$$M_{Rd} = f_y / \gamma * W \rightarrow M_{Rd} = 20,30 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 14,50 \text{ kNm} < M_{Rd} = 20,30 \text{ kNm}$$

ΣΕΙΣΜΟΣ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ:

Μέγιστη τέμνουσα βάση υποστυλωμάτων ισογείου:



$$V_{\max} = 21,80 \text{ kN}$$

$$A_{\text{web}} = 71,42 \text{ cm}^2$$

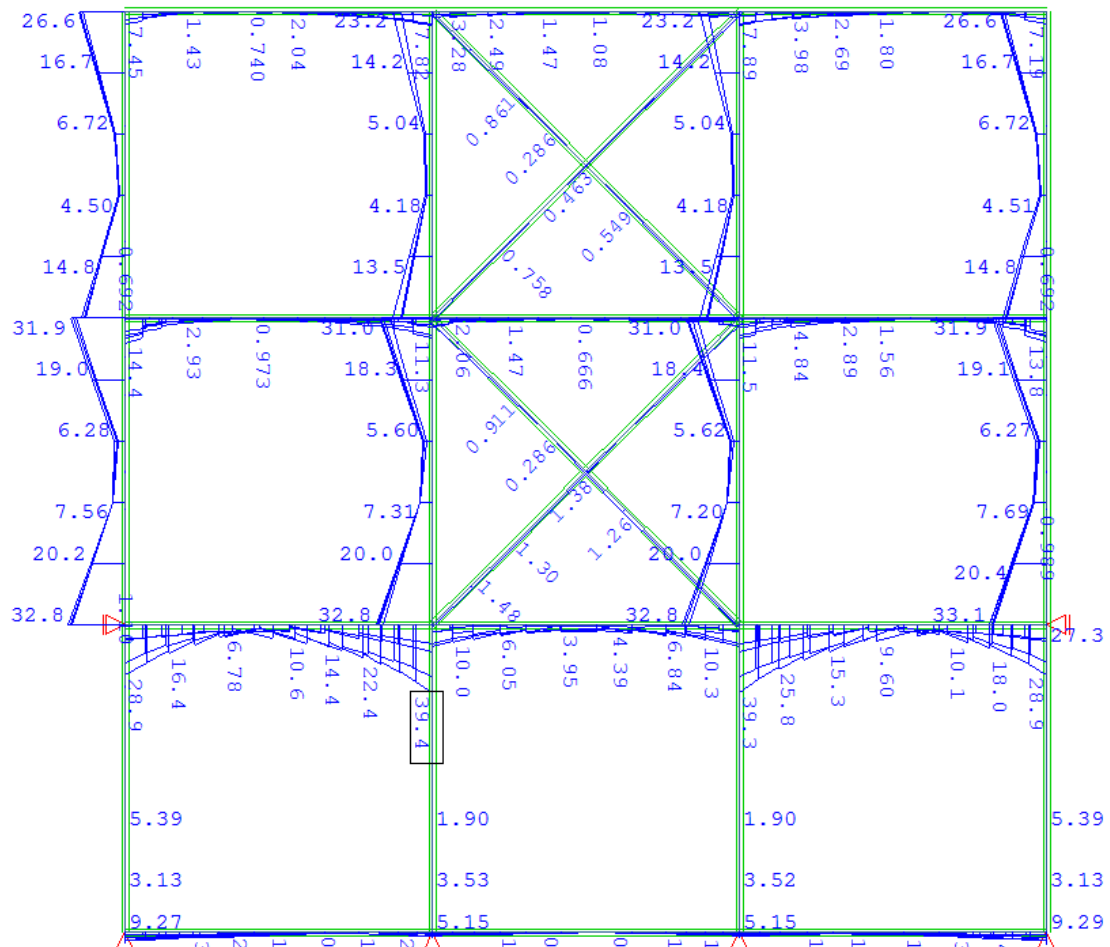
$$\sigma_{\max} = 7.000 \text{ psi} = 48.263,3 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = 3,00 \text{ (συντελεστής ασφαλείας)}$$

$$V_{\text{Rd}} = \sigma_{\max} * A_{\text{web}} / \gamma \rightarrow V_{\text{Rd}} = 114,89 \text{ kN}$$

$$V_{\text{ed}} = 21,80 \text{ kN} < V_{\text{Rd}} = 114,89 \text{ kN}$$

Μέγιστη ροπή κάμψης στην βάση του υποστυλώματος:



$$M_{\max} = 33,10 \text{ kNm}$$

$$f_y = 33.000 \text{ psi} = 227.527 \text{ kN/m}_2$$

$$W = 39,66 \text{ in}^3 = 6,50 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\gamma = 2,5 \text{ (Συντελεστής ασφαλείας)}$$

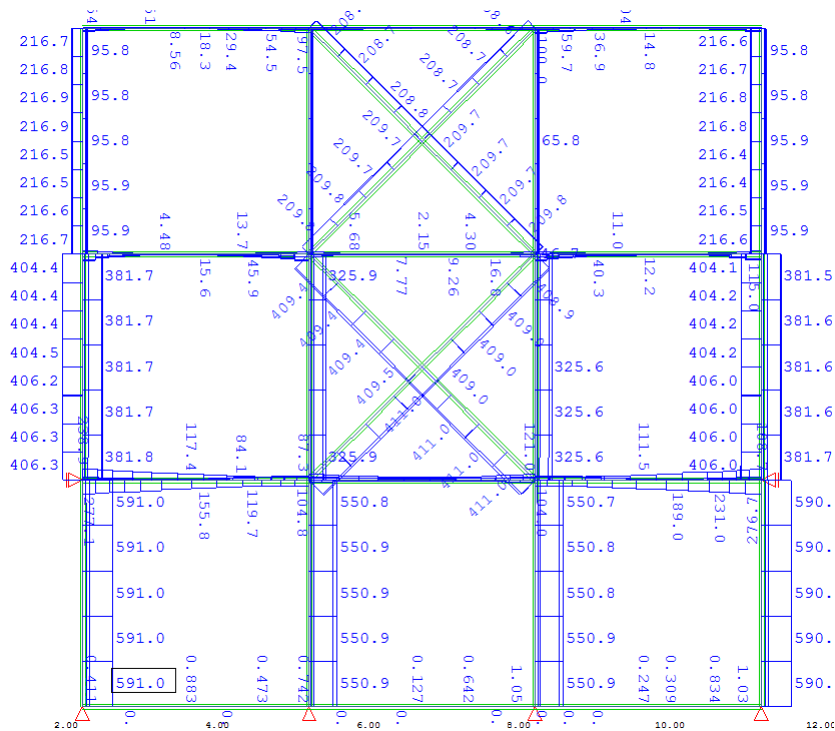
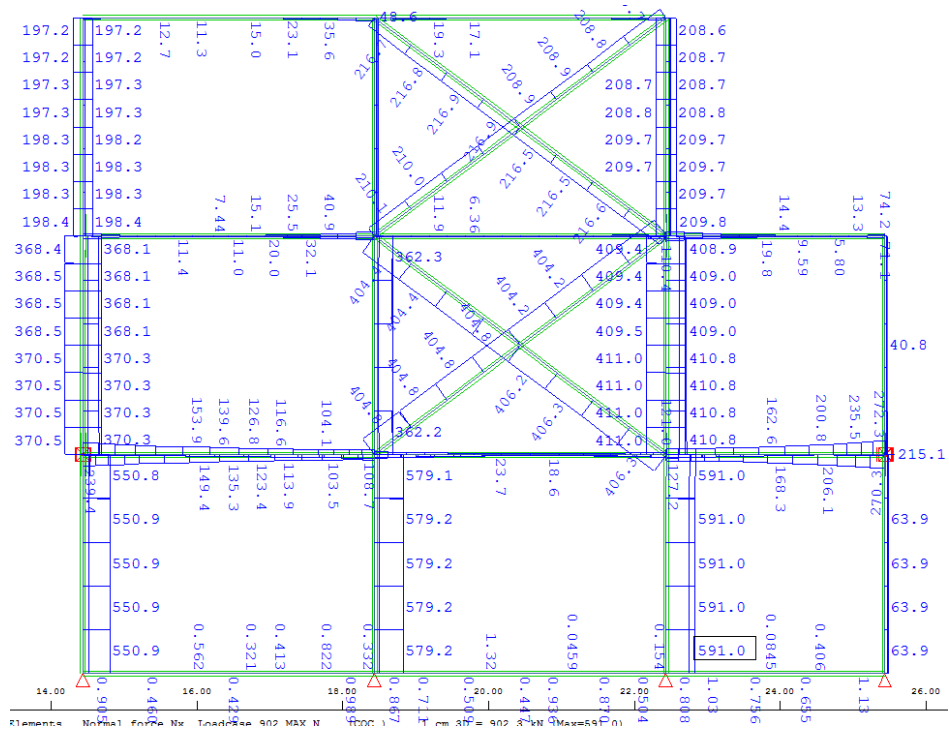
$$M_{Rd} = f_y / \gamma * W \rightarrow M_{Rd} = 59,10 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 33,10 \text{ kNm} < M_{Rd} = 59,10 \text{ kN}$$

5.3.2 Έλεγχος χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας:

Οι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά την δράση του σεισμού αναλαμβάνουν αξονικά (κατά κύριο λόγο φορτία) και περιορίζουν τις οριζόντιες μετακινήσεις του πλαισίου του οποίου μετέχουν.

Οι αξονικές δυνάμεις κατά τις δύο διευθύνσεις του σεισμού:



- Διεύθυνση X: $N_{\max} = \pm 406,30 \text{ kN}$
- Διεύθυνση Y: $N_{\max} = \pm 411,00 \text{ kN}$

ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΧΙΑΣΤΙ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ X:

Διατομή: 6'' * 6'' * 3/8'' (Part #TQ660)

Εξασφαλισμένο μήκος: 2,50m

r= 6,40cm

$\sigma_{\text{ultimate}} = 24,55 \text{ kN/cm}^2$

$F_{\text{ultimate}} = \sigma_{\text{ultimate}} * A_{\text{web}} / \gamma \rightarrow F_{\text{ultimate}} = 447,81 \text{ kN}$

ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΧΙΑΣΤΙ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ X:

Διατομή: 6'' * 6'' * 3/8'' (Part #TQ660)

Εξασφαλισμένο μήκος: 2,10m

r= 6,40cm

$\sigma_{\text{ultimate}} = 32,30 \text{ kN/cm}^2$

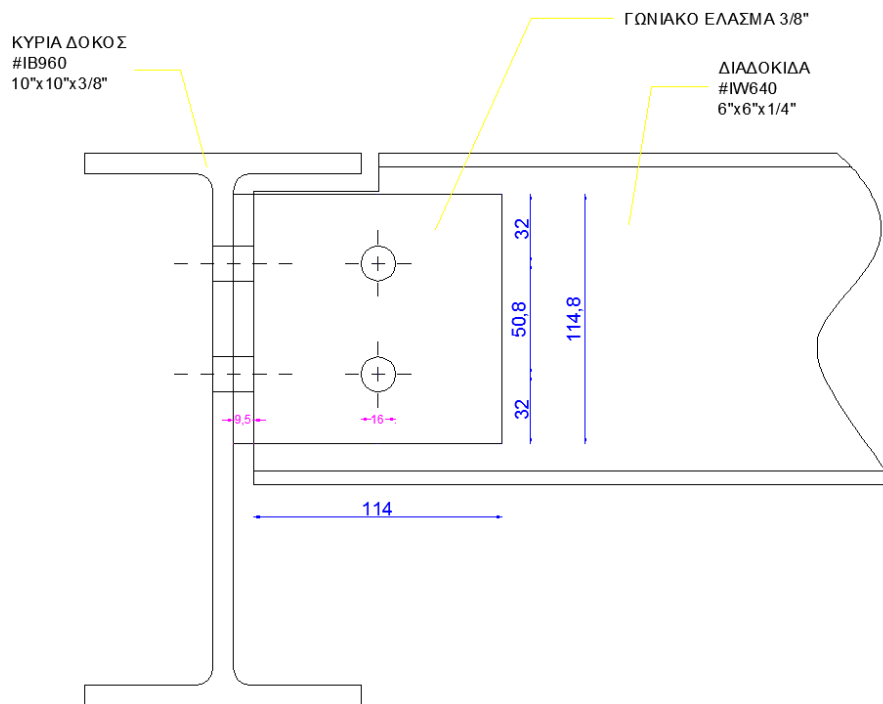
$F_{\text{ultimate}} = \sigma_{\text{ultimate}} * A_{\text{web}} / \gamma \rightarrow F_{\text{ultimate}} = 578,90 \text{ kN}$

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ:

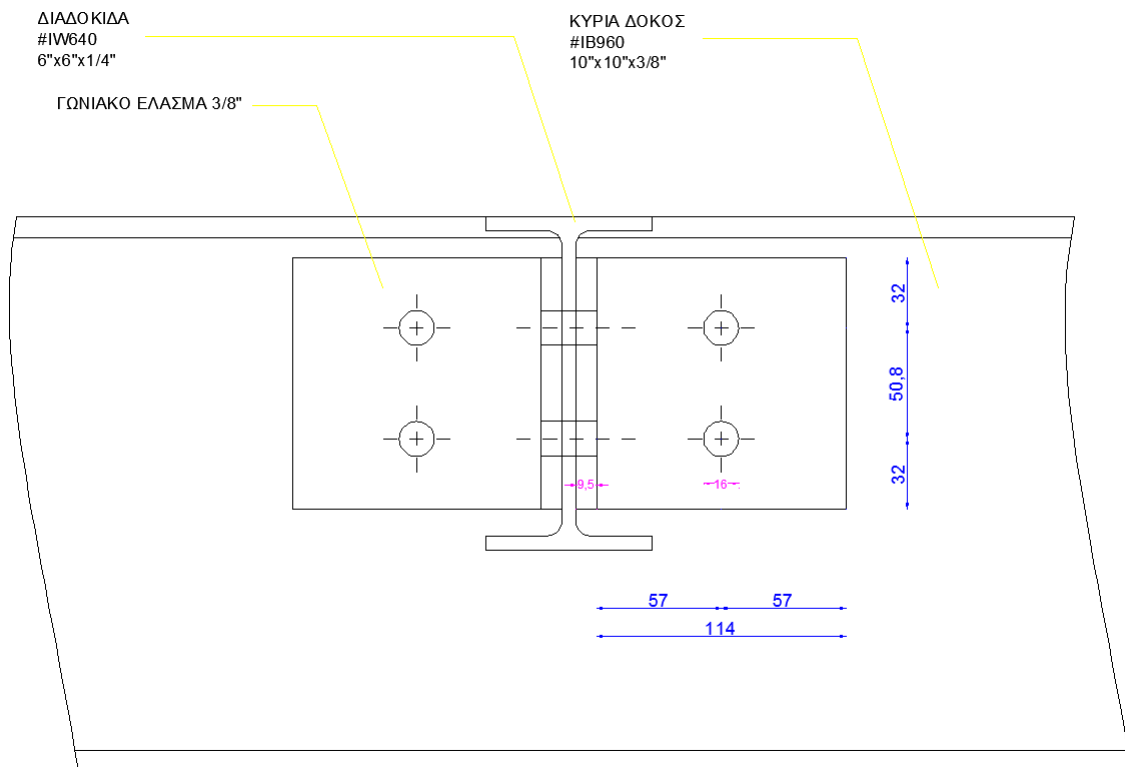
$F_{\text{ultimate}} = \sigma_{\text{ultimate}} * A_{\text{web}} / \gamma \rightarrow F_{\text{ultimate}} = 601,81 \text{ kN}$

5.4 Συνδέσεις:

1. ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΙΑΔΟΚΙΔΑΣ – ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ:



Όψη σύνδεσης (Διαστάσεις σε mm)



Τομή σύνδεσης (Διαστάσεις σε mm)

1. ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΙΑΔΟΚΙΔΑΣ – ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ:

- Σύνδεση τέμνουσας, με $V_{Ed} = 8,66\text{kN}$.
- S.F. = 2,50

❖ Έλασμα πάχους 3/8in:

Αντοχή ελάσματος σε τέμνουσα: $V_R = 11.475\text{lbs} = 51,05\text{ kN} \rightarrow V_{Rd} = 51,05\text{kN} / 2,50 \rightarrow \underline{V_{Rd} = 20,42\text{kN}}$

❖ Κοχλίες διαμέτρου 5/8in:

Αντοχή κοχλία σε τέμνουσα ανά επίπεδο διάτμησης:

$V_R = 2.100\text{lbs} = 9,35\text{kN} \rightarrow V_{Rd} = 9,35\text{ kN} / 2,50 \rightarrow V_{Rd} = 3,74\text{ kN}$

-Κοχλίωση διαδοκίδας: 2 επίπεδα διάτμησης * 2 κοχλίες * 3,74kN $\rightarrow \underline{V_{Rd} = 14,96\text{kN}}$

-Κοχλίωση κύριας δοκού: 1 επίπεδο διάτμησης * 4 κοχλίες * 3,74kN $\rightarrow \underline{V_{Rd} = 14,96\text{kN}}$

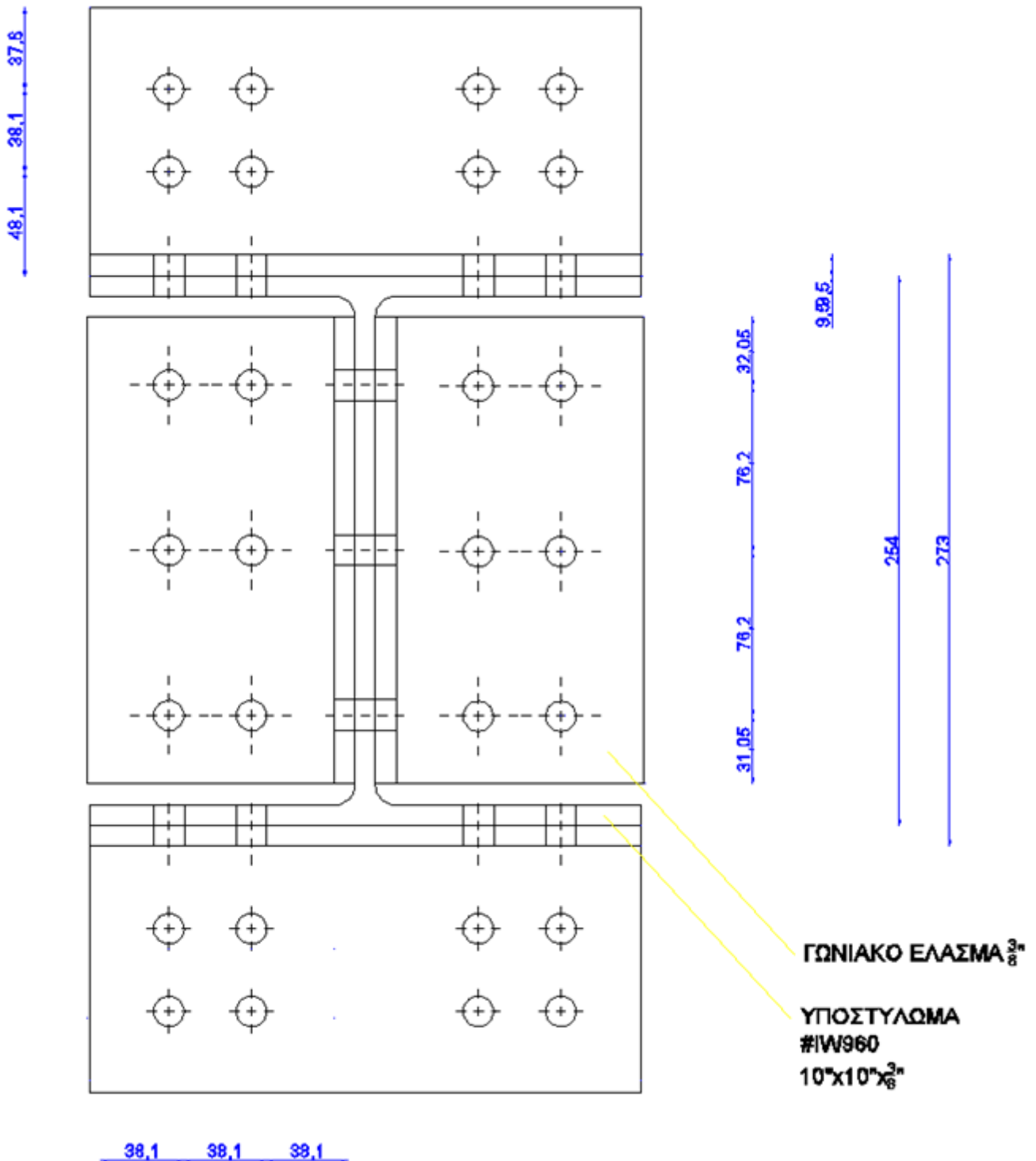
❖ Αντυγες οπών 11/16in:

(Για οριακή παραμόρφωση 4%)

-Αντυγες διαδοκίδας: $5.156\text{lbs} / 2,50 = 2.062,4\text{lbs} \rightarrow V_{R,b} = 9,17\text{ kN}$

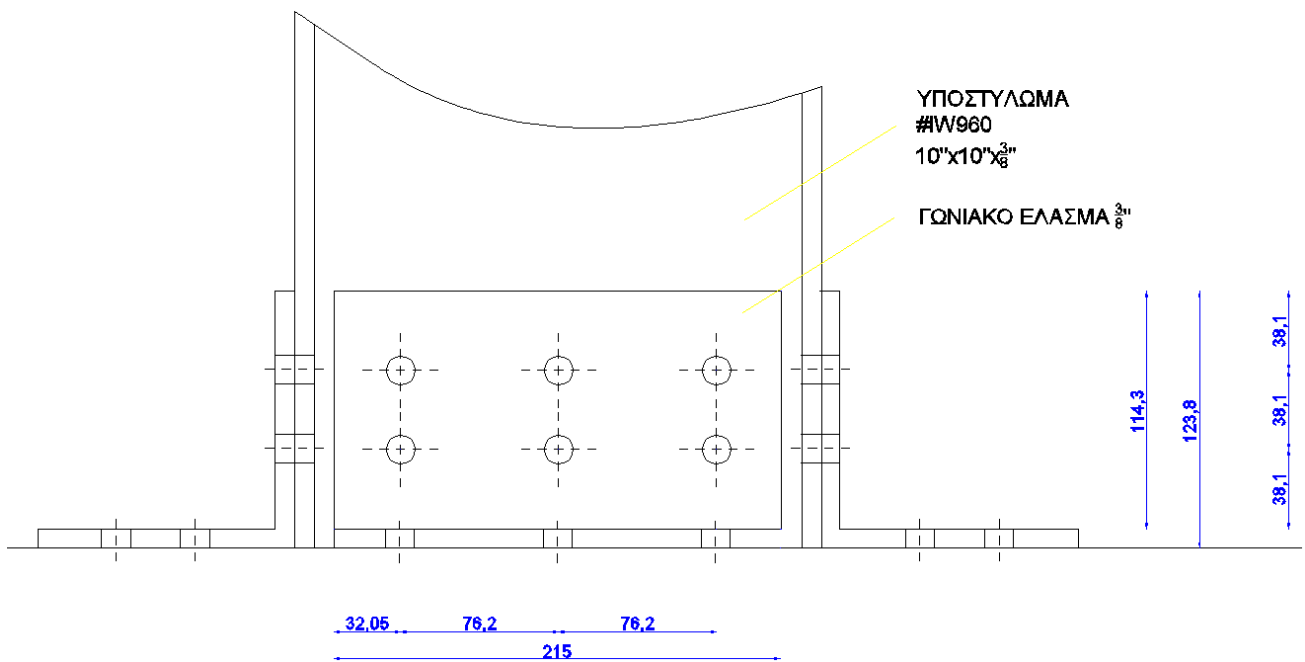
-Αντυγες δοκού: $11.250\text{lbs} / 2,50 = 4.500\text{lbs} \rightarrow V_{R,b} = 20,01\text{ kN}$

2. ΣΥΝΔΕΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ:

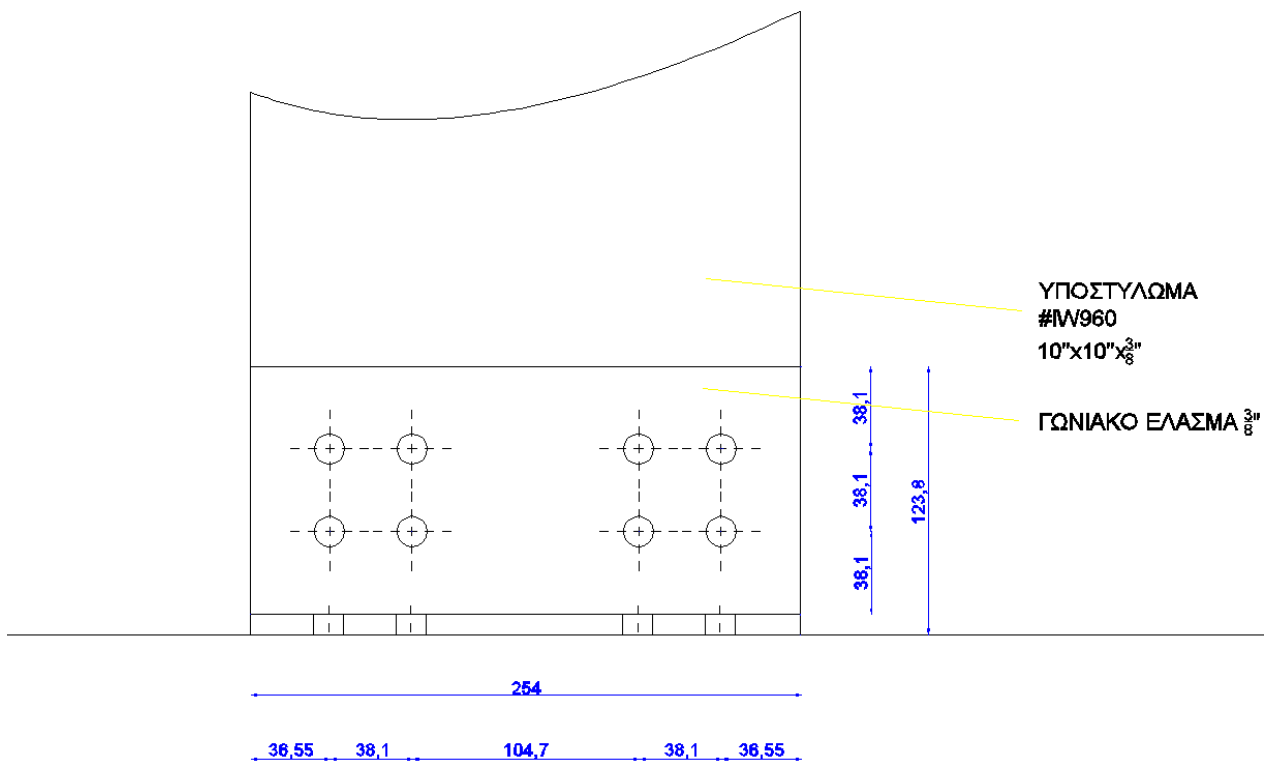


Κάτοψη σύνδεσης υποστυλώματος στο υπόγειο από Ο/Σ. (Διαστάσεις σε mm)

2. ΣΥΝΔΕΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ:



Όψη (διεύθυνση X) σύνδεσης υποστυλώματος στο υπόγειο από Ο/Σ. (Διαστάσεις σε mm)

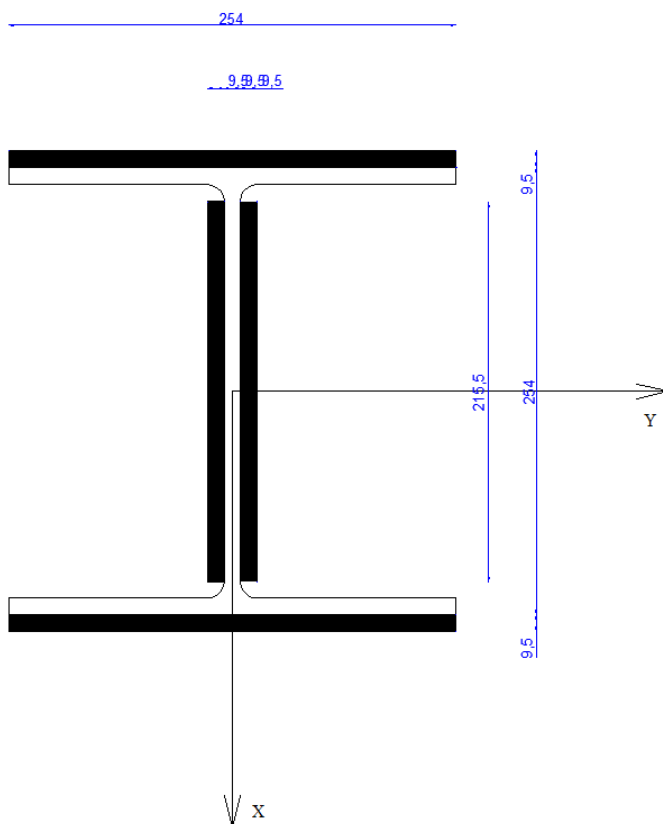


Όψη (διεύθυνση Y) σύνδεσης υποστυλώματος στο υπόγειο από Ο/Σ. (Διαστάσεις σε mm)

2. ΣΥΝΔΕΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ:

- Πλήρης αποκατάσταση διατομής
- S.F. = 2,50

Κατά την πλήρη αποκατάσταση της διατομής, επιδιώκεται η γεωμετρία της διατομής που προκύπτει (άρα και οι αντοχές της) να είναι ίδια ή και να υπερκαλύπτει την συνδεόμενη διατομή. Στο παρακάτω σχήμα με μαύρο χρώμα απεικονίζεται η διατομή της αποκατάστασης των υποστυλωμάτων στο υπόγειο από Ο/Σ.



Πάχος ελασμάτων: 9,5mm

Μήκος ελασμάτων κορμού: 215mm

Μήκος ελασμάτων πελμάτων: 254mm

$$A_{\text{διατ.}} = 981,10\text{cm}^2$$

$$I_{y,\text{διατ.}} = 9.954,21\text{cm}^4$$

$$I_{x,\text{διατ.}} = 2.634,56\text{cm}^4$$

$$W_{y,\text{διατ.}} = 361,98\text{cm}^3$$

$$W_{x,\text{διατ.}} = 103,72\text{cm}^3$$

2. ΣΥΝΔΕΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ:

❖ Έλασμα πάχους 3/8in:

Αντοχή ελάσματος σε τέμνουσα: $V_R = 13.163 \text{ lbs} = 58,59 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd} = 58,59 \text{ kN} / 2,50 \rightarrow \underline{V_{Rd} = 23,46 \text{ kN}}$

-Διεύθυνση X: $2 \times 23,46 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd,X} = 46,92 \text{ kN}$

-Διεύθυνση Y: $2 \times 23,46 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd,Y} = 46,92 \text{ kN}$

❖ Κοχλίες διαμέτρου 5/8in:

Αντοχή κοχλία σε τέμνουσα ανά επίπεδο διάτμησης:

$V_R = 2.100 \text{ lbs} = 9,35 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd} = 9,35 \text{ kN} / 2,50 \rightarrow V_{Rd} = 3,74 \text{ kN}$

Στην διεύθυνση X στο υποστύλωμα ενεργοποιούνται 6 δίτημητοι κοχλίες, άρα:

-ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ X: $6 \times 2 \times 3,74 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd,X} = 44,88 \text{ kN}$

Στην διεύθυνση Y στο υποστύλωμα ενεργοποιούνται 16 μονότημητοι κοχλίες, άρα:

-ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Y: $16 \times 1 \times 3,74 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd,X} = 59,84 \text{ kN}$

Οι κοχλίες στην βάση του υπογείου είναι 12 μονότημητοι και για τις δύο διευθύνσεις, άρα:

$12 \times 1 \times 3,74 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd,X} = 44,88 \text{ kN}$

❖ Άντυγες οπών 11/16in:

(Για οριακή παραμόρφωση 4%)

-Αντοχή άντυγας για σειρά 3 κοχλιών: $V_R = 16.875 \text{ kN} = 75,06 \text{ kN} \rightarrow V_{R,d} = 75,06 / 2,50 = 30,02 \text{ kN}$

-Αντοχή άντυγας για σειρά 2 κοχλιών: $V_R = 11.250 \text{ kN} = 50,04 \text{ kN} \rightarrow V_{R,d} = 50,04 / 2,50 = 25,02 \text{ kN}$

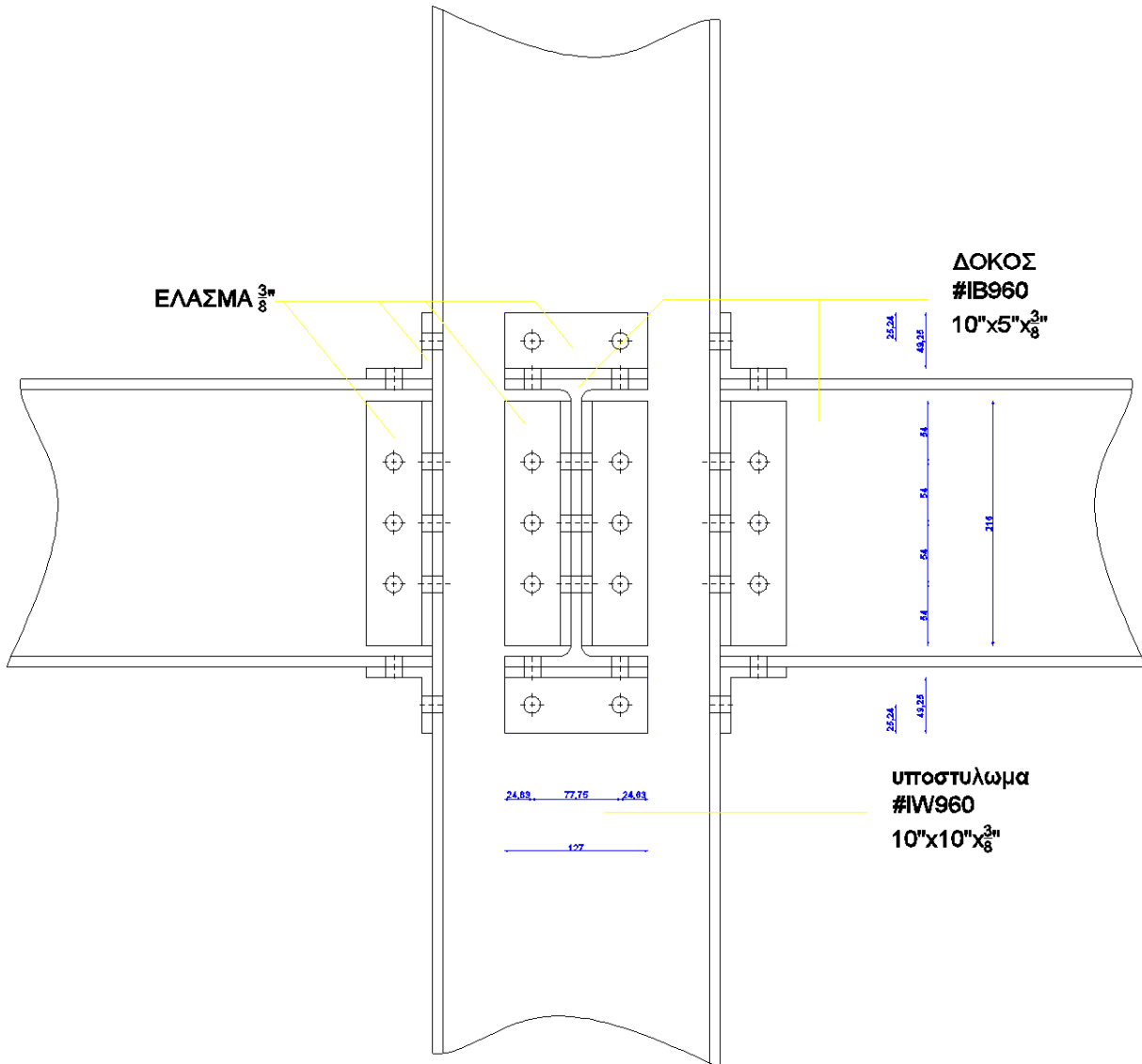
-Διεύθυνση X: δύο σειρές 3 κοχλιών στον κορμό του υποστυλώματος, άρα:

$2 \times 30,02 \text{ kN} \rightarrow 60,04 \text{ kN}$

-Διεύθυνση Y: 4 σειρές 2 κοχλιών στα πέλματα του υποστυλώματος, άρα:

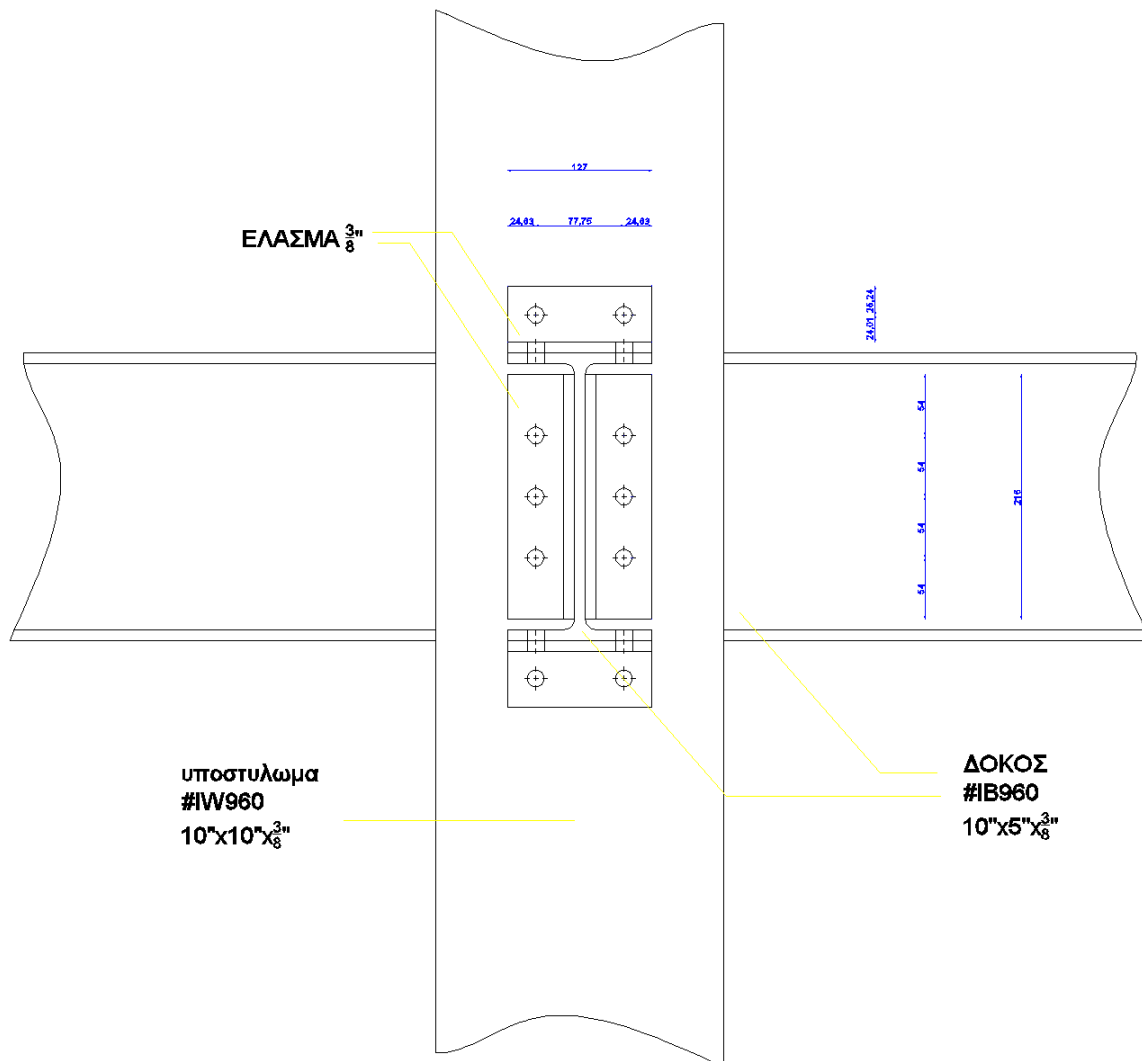
$4 \times 2 \times 25,02 \text{ kN} \rightarrow 200,16 \text{ kN}$

3. ΣΥΝΔΕΣΗ ΚΥΡΙΩΝ ΔΟΚΩΝ:



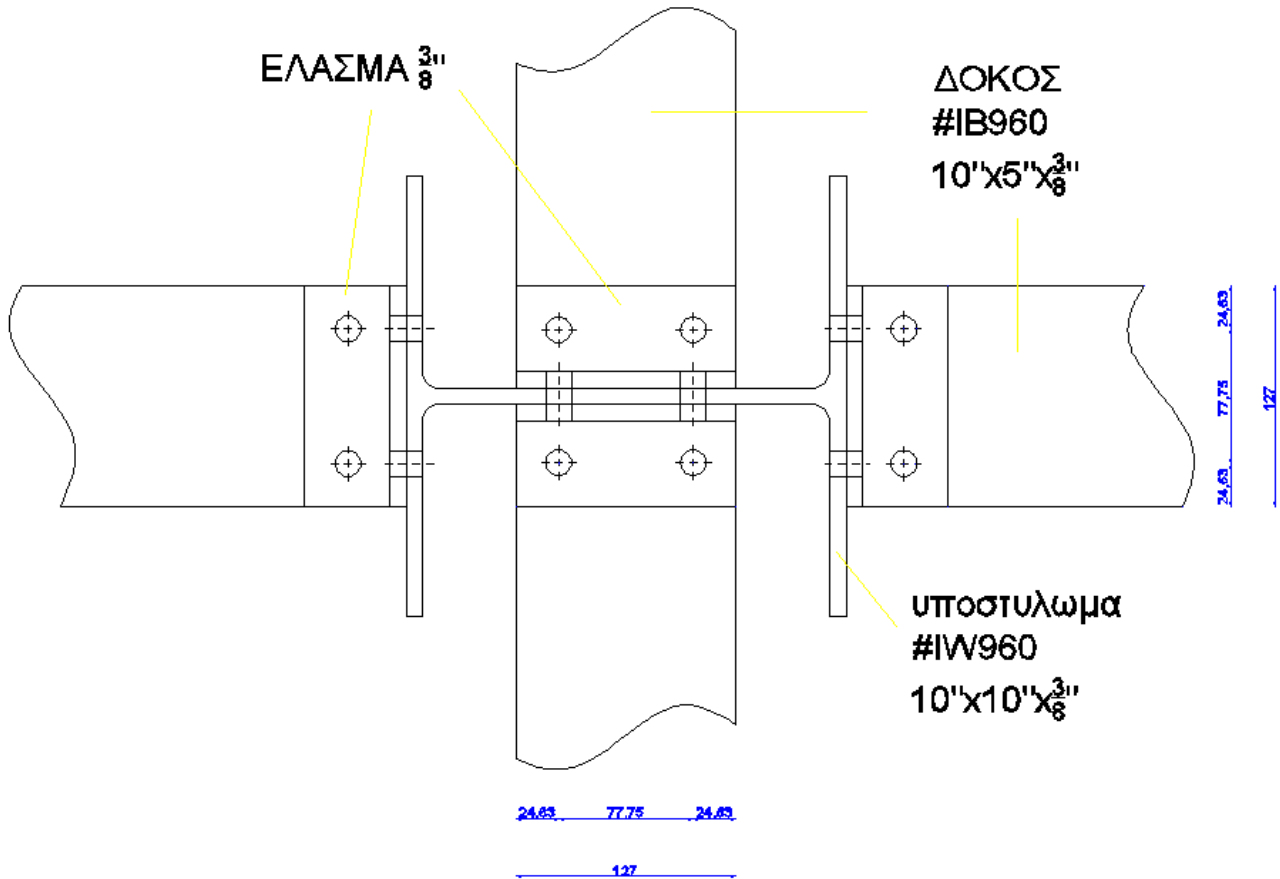
Όψη (διεύθυνση X) σύνδεσης κύριων δοκών στα υποστυλώματα (διαστάσεις σε mm)

3. ΣΥΝΔΕΣΗ ΚΥΡΙΩΝ ΔΟΚΩΝ:



Όψη (διεύθυνση X) σύνδεσης κύριων δοκών στα υποστυλώματα (διαστάσεις σε mm)

3. ΣΥΝΔΕΣΗ ΚΥΡΙΩΝ ΔΟΚΩΝ:

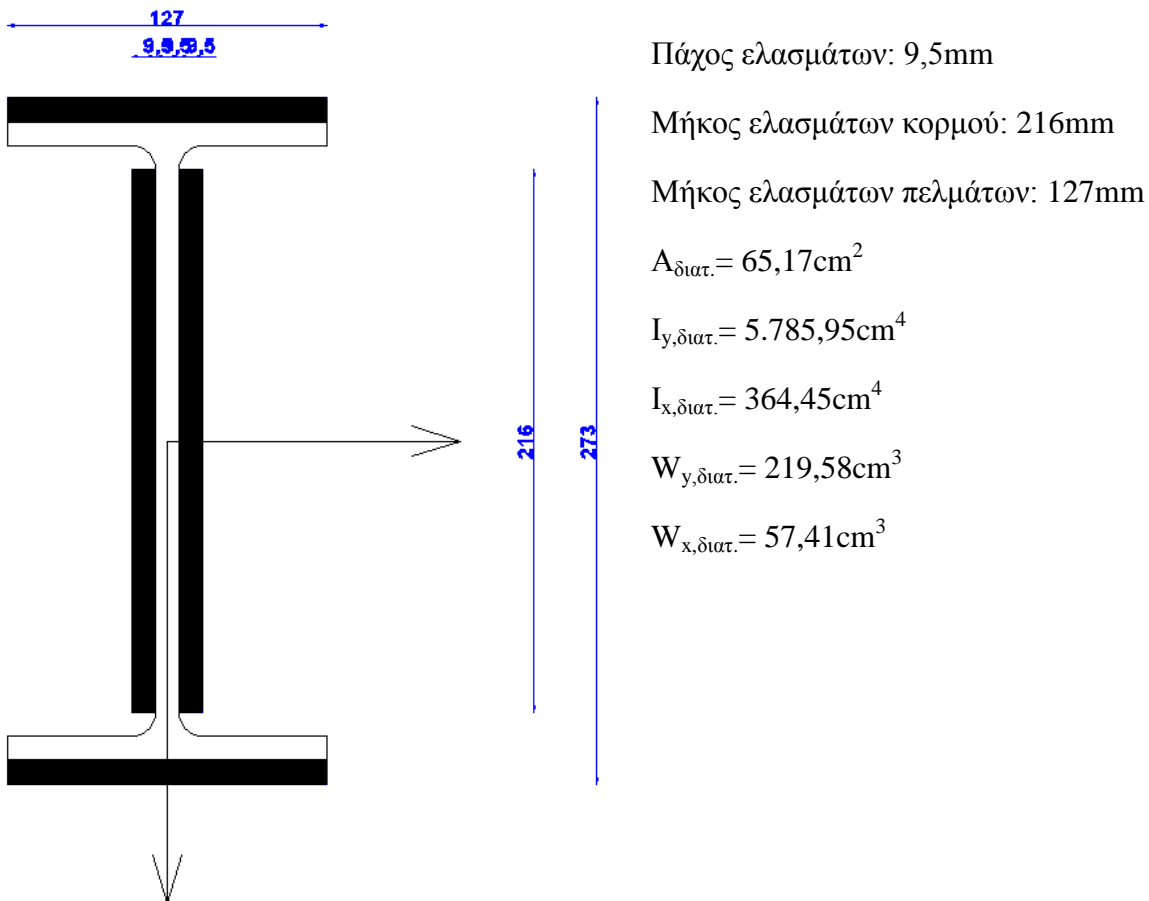


Κάτοψη σύνδεσης κύριων δοκών στα υποστυλώματα (διαστάσεις σε mm)

3. ΣΥΝΔΕΣΗ ΚΥΡΙΩΝ ΔΟΚΩΝ:

- Πλήρης αποκατάσταση διατομής
- S.F. = 2,50

Κατά την πλήρη αποκατάσταση της διατομής, επιδιώκεται η γεωμετρία της διατομής που προκύπτει (άρα και οι αντοχές της) να είναι ίδια ή και να υπερκαλύπτει την συνδεόμενη διατομή. Στο παρακάτω σχήμα με μαύρο χρώμα απεικονίζεται η διατομή της αποκατάστασης των κύριων δοκών στα υποστυλώματα.



3. ΣΥΝΔΕΣΗ ΚΥΡΙΩΝ ΔΟΚΩΝ:

❖ Έλασμα πάχους 3/8”:

Αντοχή ελάσματος σε τέμνουσα: $V_R = 13.163 \text{ lbs} = 58,59 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd} = 58,59 \text{ kN} / 2,50 \rightarrow \underline{V_{Rd} = 23,46 \text{ kN}}$ -Διεύθυνση X: $2 \times 23,46 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd,X} = 46,92 \text{ kN}$ -Διεύθυνση Y: $2 \times 23,46 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd,Y} = 46,92 \text{ kN}$

❖ Κοχλίες διαμέτρου 5/8”:

Αντοχή κοχλία σε τέμνουσα ανά επίπεδο διάτμησης:

 $V_R = 2.100 \text{ lbs} = 9,35 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd} = 9,35 \text{ kN} / 2,50 \rightarrow V_{Rd} = 3,74 \text{ kN}$

Κατά την σλυνδεση της κύριας δοκού, ενεργοποιούνται 10 μονότμητοι κοχλίες, άρα:

 $10 \times 1 \times 3,74 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd,X} = 37,40 \text{ kN}$

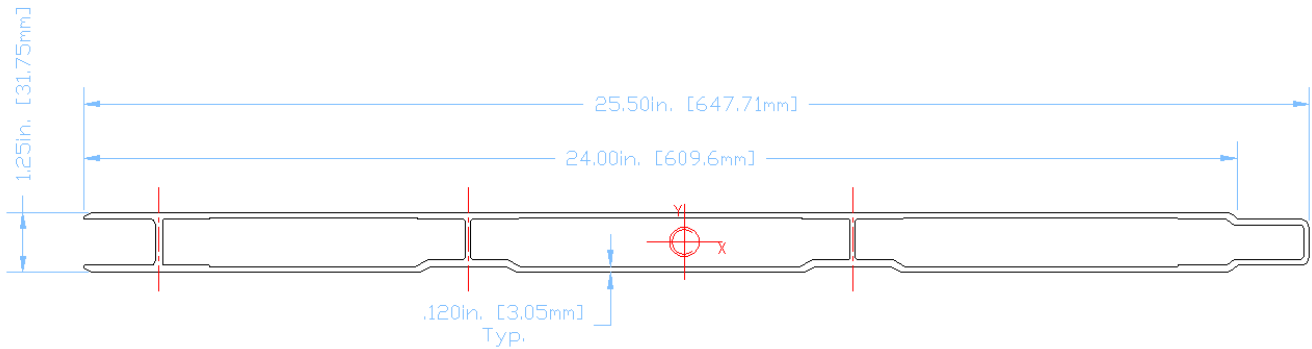
❖ Άντυγες οπών 11/16”:

(Για οριακή παραμόρφωση 4%)

-Αντοχή άντυγας για σειρά 3 κοχλιών: $V_R = 16.875 \text{ kN} = 75,06 \text{ kN} \rightarrow V_{R,d} = 75,06 / 2,50 = 30,02 \text{ kN}$ -Αντοχή άντυγας για σειρά 2 κοχλιών: $V_R = 11.250 \text{ kN} = 50,04 \text{ kN} \rightarrow V_{R,d} = 50,04 / 2,50 = 25,02 \text{ kN}$

5.5 Δάπεδο:

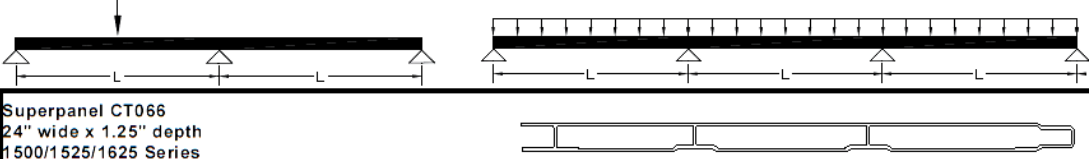
Για τα δάπεδα των ορόφων χρησιμοποιήθηκαν τυποποιημένα πάνελ της Creative Pultrusions. Συγκεκριμένα το CT066 της σειράς Superpanel.



Γεωμετρικά χαρακτηριστικά:

- $h=31,75\text{mm}$
- $b=609,6\text{mm}$
- $A=4,539*10^3\text{mm}^2$
- $I_{XX}=8,241*10^5\text{mm}^4$
- $I_{YY}=1,649*10^8\text{mm}^4$
- $I_{XY}=0$
- $S_X=5,109*10^4\text{mm}^3$
- $S_Y=4,995*10^5\text{mm}^3$
- $G_{I.B.}=14,6\text{kg/m}^2$

Για επιφάνεια τύπου CT066 σε μοντέλο πολλαπλών ανοιγμάτων για τα διάφορα μήκη ανοιγμάτων η φέρουσα ικανότητα είναι:



Superpanel CT066 24" wide x 1.25" depth 1500/1525/1625 Series													
Metric													
$E_b = 17.2 \text{ Gpa}$			$G_b = 2.9 \text{ Gpa}$			Characteristic longitudinal compressive strength (F_c) = 138 Mpa							
$I_x = 1.39\text{E-}6 \text{ m}^4/\text{m}$			$S_x = 8.60\text{E-}5 \text{ m}^3/\text{m}$			Characteristic in-plane shear strength ($F_{L,T}$) = 31 Mpa							
$A_w = 5.08\text{E-}4 \text{ m}^2/\text{m}$			Weight = 14.6 kg/m ²										
Span (m)	Allowable Concentrated Load Tables (kN/m width of panel)						Span (m)	Allowable Uniform Load Tables (kN/m ²)					
	L/D Ratios			Deflection (mm)				L/D Ratios			Deflection (mm)		
	180	240	360	6	10	Max. Service Load		180	240	360	6	10	Max. Service Load
0.25	****	****	****	****	****	8.8	0.25	****	****	****	****	****	35.0
0.50	****	****	8.6	****	****	8.8	0.50	****	****	****	****	****	17.5
0.75	****	8.0	5.3	****	****	8.8	0.75	****	****	****	****	****	11.7
1.00	7.0	5.2	3.5	7.5	****	8.8	1.00	****	****	7.5	****	****	8.8
1.25	4.8	3.6	2.4	4.2	7.0	8.8	1.25	****	6.2	4.2	****	****	7.0
1.50	3.5	2.6	1.8	2.5	4.2	8.8	1.50	5.1	3.8	2.5	3.6	****	5.8
1.75	2.7	2.0	1.3	1.6	2.7	8.8	1.75	3.3	2.5	1.6	2.0	3.4	5.0
2.00	2.1	1.6	1.0	1.1	1.9	8.8	2.00	2.2	1.7	1.1	1.2	2.0	4.4
2.25	1.7	1.2	0.8	0.8	1.3	8.8	2.25	1.6	1.2	0.8	0.8	1.3	3.9
2.50	1.4	1.0	0.7	0.6	1.0	8.8	2.50	1.2	0.9	0.6	0.5	0.8	3.5
2.75	1.1	0.8	0.6	0.4	0.7	8.5	2.75	0.9	0.7	0.4	0.4	0.6	3.2
3.00	1.0	0.7	0.5	0.3	0.6	7.8	3.00	0.7	0.5	0.3	0.2	0.4	2.9

Maximum allowable load is determined by a 2.5 safety factor in flexure and a 3.0 safety factor in shear.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία λαμβάνουμε επιφανειακό φορτίο $q=4,00\text{kN/m}^2$ και διαδοκίδες ανά 1,00m. Τα αποδεκτά λειτουργικά βέλη είναι $L/250$ άρα $1000\text{mm}/250 \rightarrow \delta_{\max} = 4\text{mm}$.

Σύμφωνα με τις τιμές του κατασκευαστή, για φορέα πολλαπλών ανοιγμάτων 1,00m και επιφανειακό φορτίο $7,5\text{kN/m}^2$ πραγματοποιείται $L/D=360$, δηλαδή λειτουργικό βέλος 2,7mm που υπερκαλύπτει τις απαιτήσεις.

ΜΕΡΟΣ ΙΙ

Μελέτη κτιρίου από δομικό χάλυβα S235

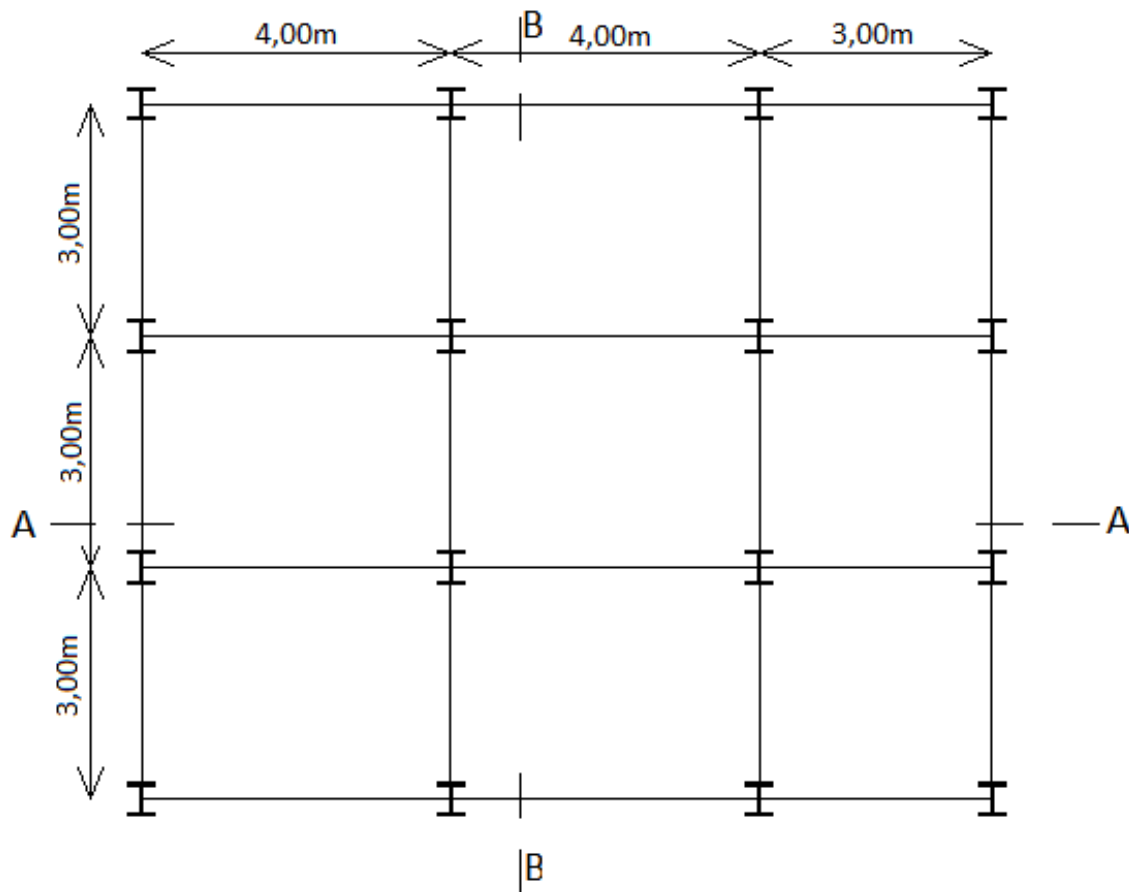
➤ ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

Περιγραφή κτιρίου

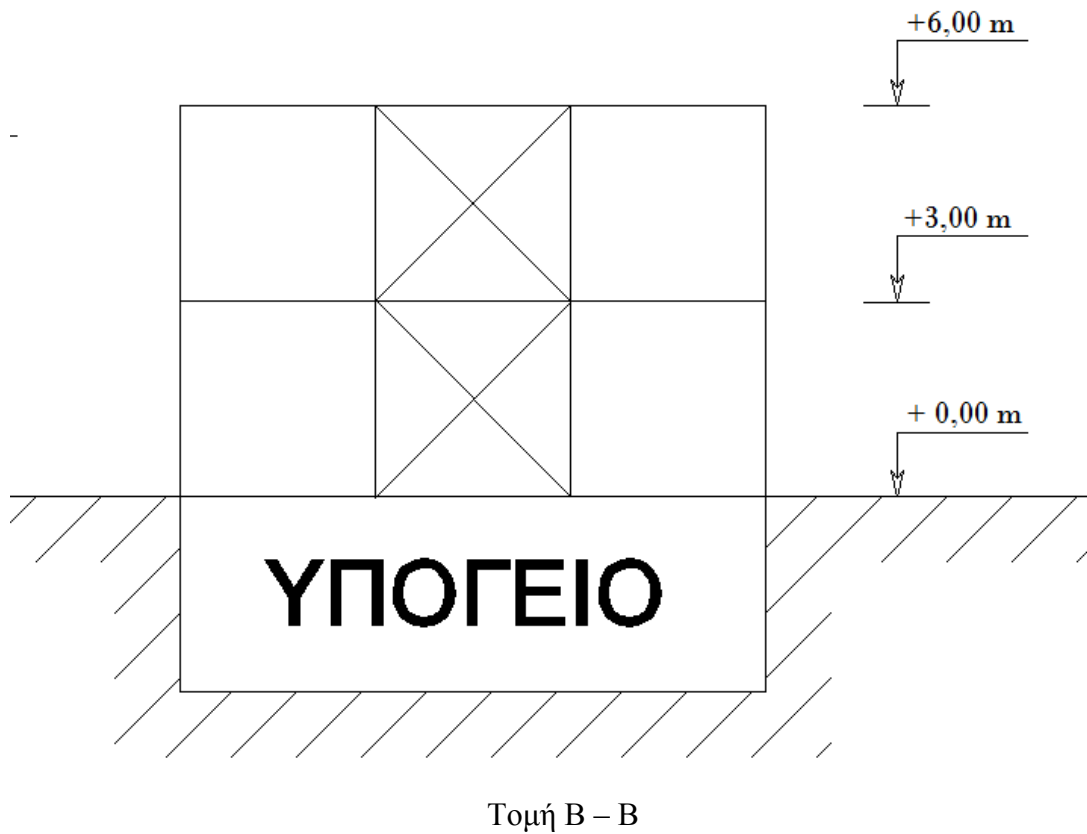
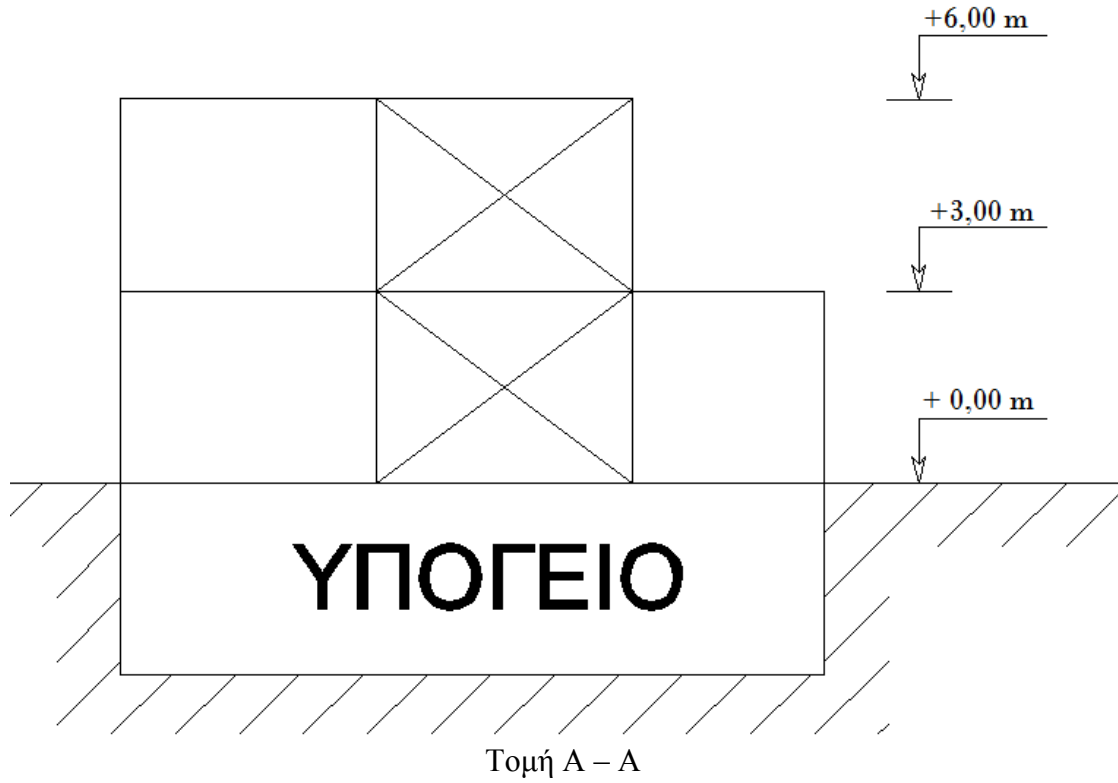
6.1 Αρχιτεκτονικά:

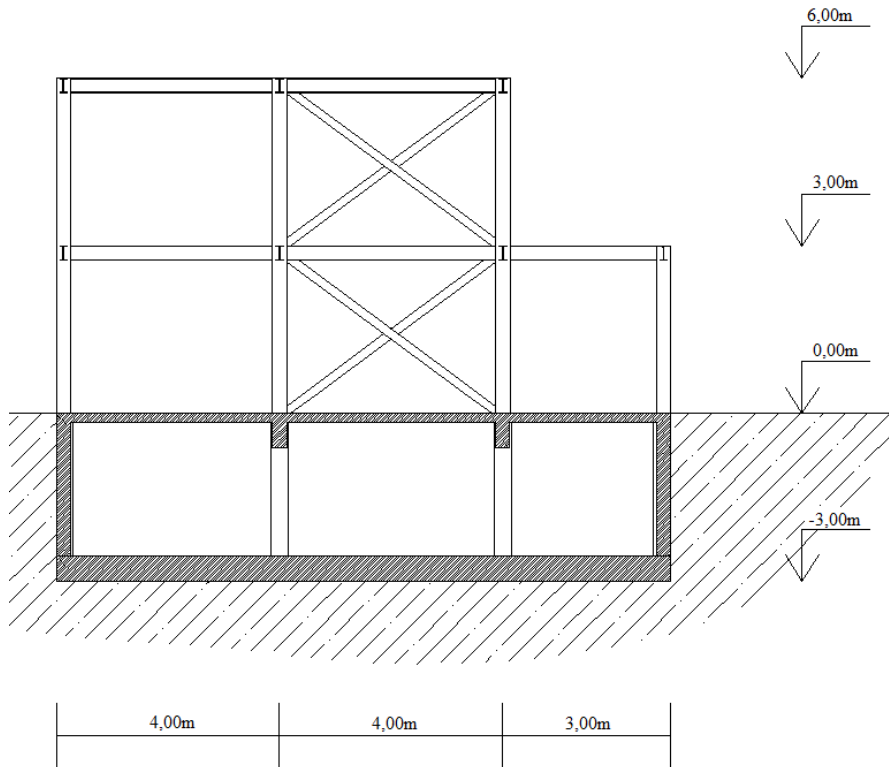
Πρόκειται για ένα διώροφο κτίριο με σκελετό από δομικό χάλυβα S235 και υπόγειο από Ο/Σ. Κατά την διεύθυνση X έχει μήκος 11m και κατά την διεύθυνση Y έχει μήκος 9m. Στον 2^ο όροφο έχει εξώστη μήκους 3m κατά την διεύθυνση X και πλάτος 9m. Η συνολική κάτοψη έχει εμβαδό 99m² συνολική ωφέλιμη επιφάνεια 369m².

Παρατίθενται η κάτοψη τυπικού ορόφου και οι χαρακτηριστικές τομές του κτιρίου :

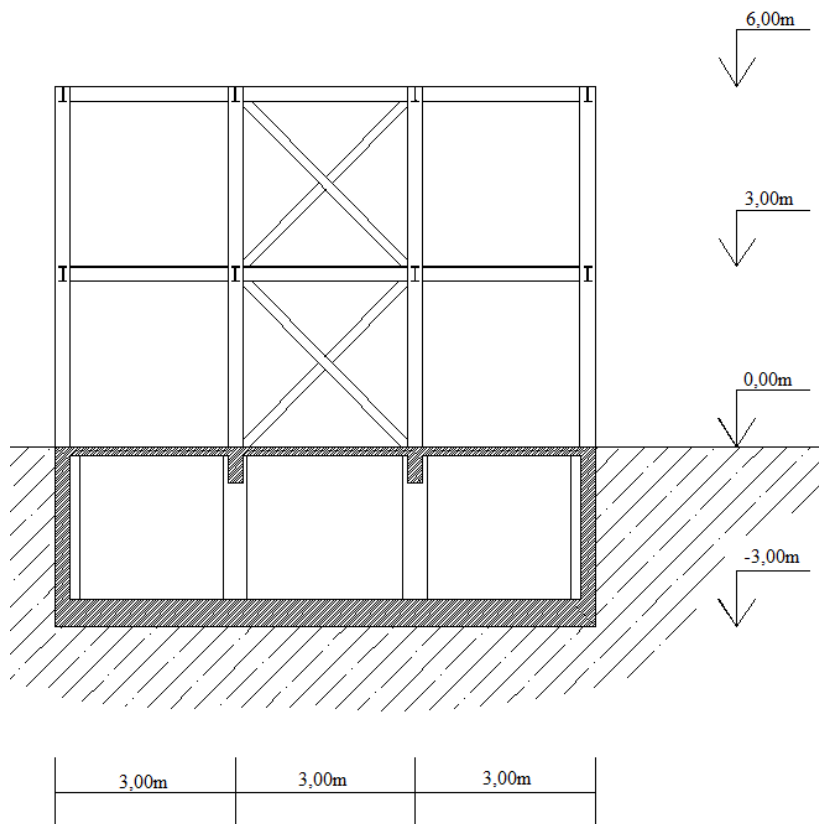


Κάτοψη τυπικού ορόφου





Τομή Α - Α



Τομή Β - Β

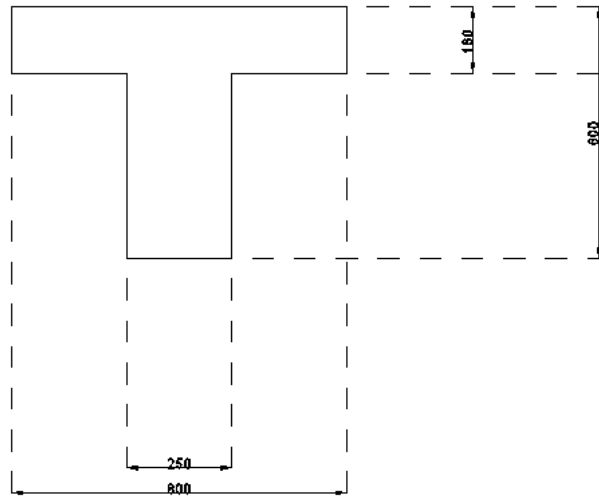
6.2 Στατικά:

Ο σκελετός του κτιρίου αποτελείται από διατομές διπλού T από δομικό χάλυβα S235 εκλεγμένες κατάλληλα ώστε να εξυπηρετούν την ασφάλεια και λειτουργικότητα του κτιρίου.

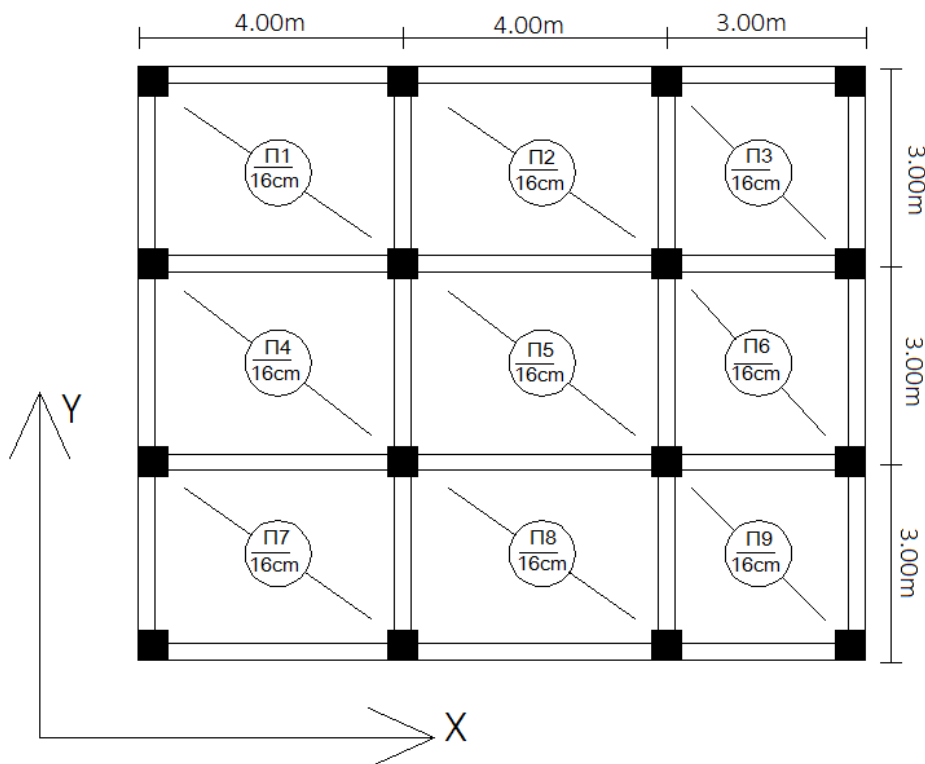
Χρησιμοποιήθηκαν:

- ❖ Υποστυλώματα : HEB 200
- ❖ Δοκοί : IPE200
- ❖ Διαδοκίδες : IPE 120
- ❖ Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας: SH 120x60x4

Η θεμελίωση έγινε με γενική κοιτόστρωση με πάχος πλάκας 0,45m κατασκευασμένη από σκυρόδεμα C20/25. Το υπόγειο κατασκευάστηκε με τοιχεία πάχους 0,25m και υποστυλώματα 30x40cm. Η πλάκα οροφής του υπογείου έχει πάχος 0,16m ενώ οι δοκοί έχουν πάχος 0,25m και ύψος 0,60m ενώ το συνεργαζόμενο πλάτος της πλακοδοκού είναι 0,80m.



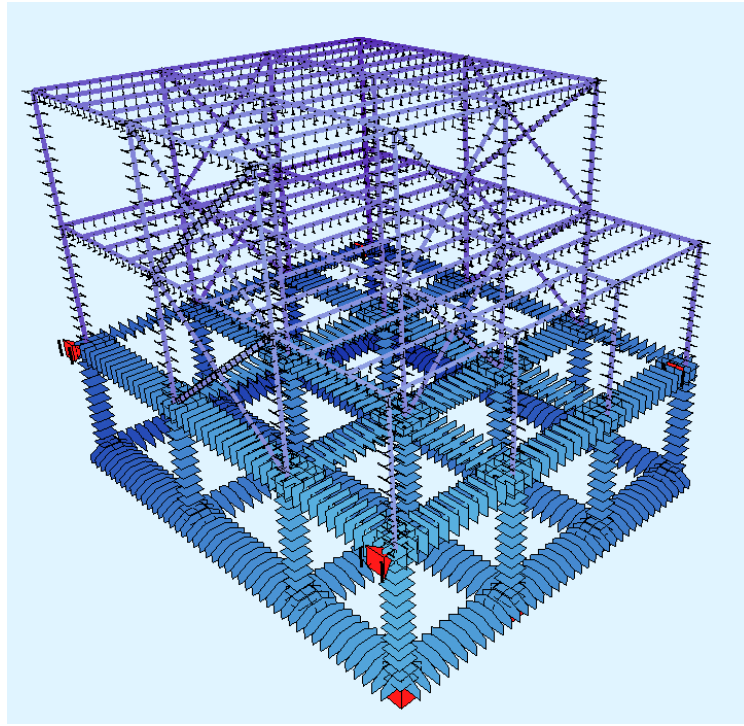
Τυπική πλακοδοκός υπογείου από Ο/Σ.



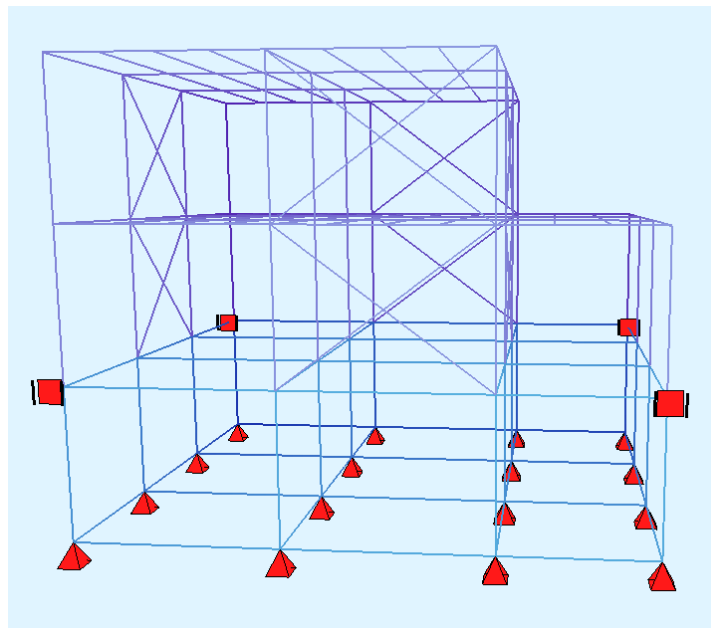
Ενλότυπος πλάκας ισογείου

6.3 Προσομοίωμα κτιρίου στο Sofistik:

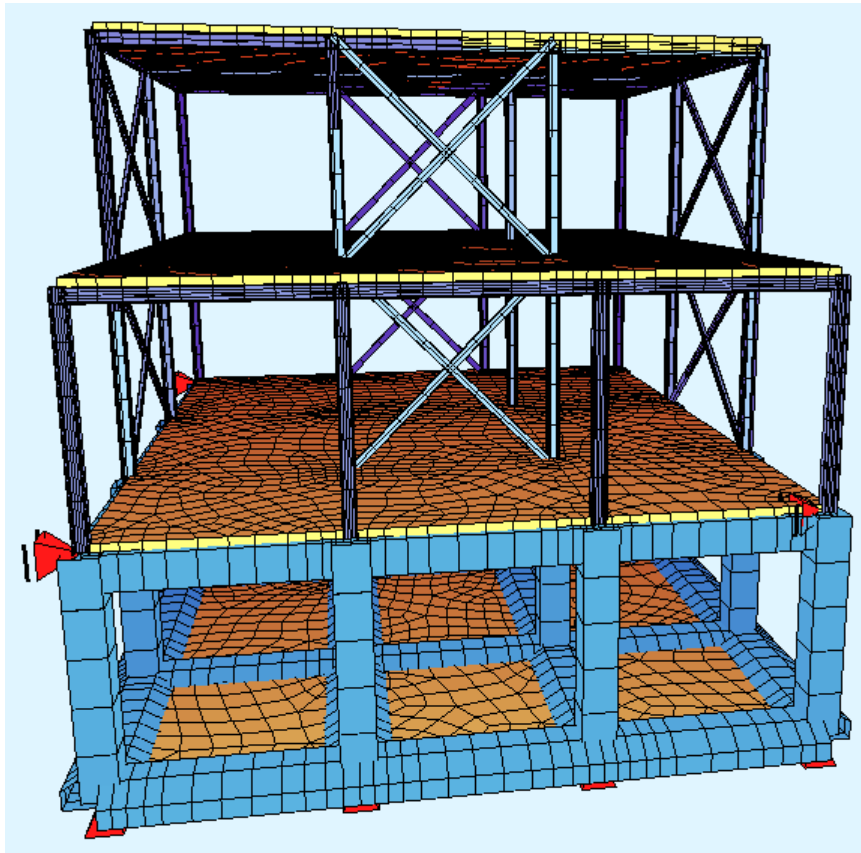
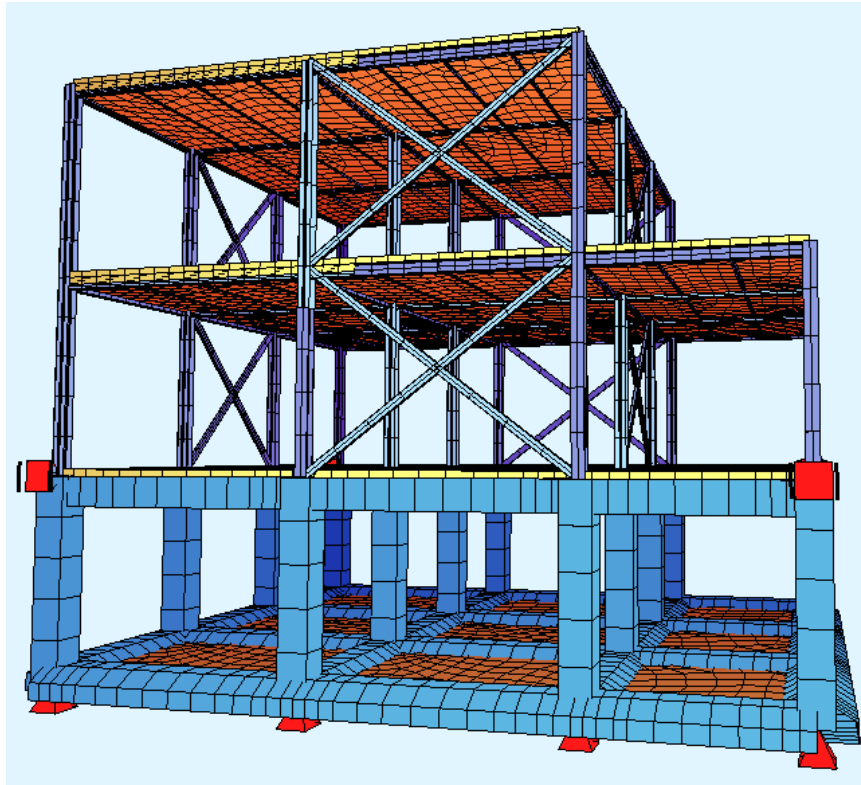
Στην ενότητα αυτή παρουσιάζεται το προσομοίωμα του κτιρίου όπως αυτό σχεδιάστηκε για την ανάλυση μέσω του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Sofistik.



Οπτικοποίηση του μοντέλου του κτιρίου με απεικόνιση μόνο των επίπεδων διατομών όπως αυτές χρησιμοποιήθηκαν κατά την ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία. Κατά την ανάλυση, τα στοιχεία υπολογίσθηκαν με μήκος 0,125m



Οπτικοποίηση του μοντέλου του κτιρίου με όλα τα μέλη του ως γραμμικά.



➤ ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

Φορτίσεις

7.1 Μόνιμα φορτία:

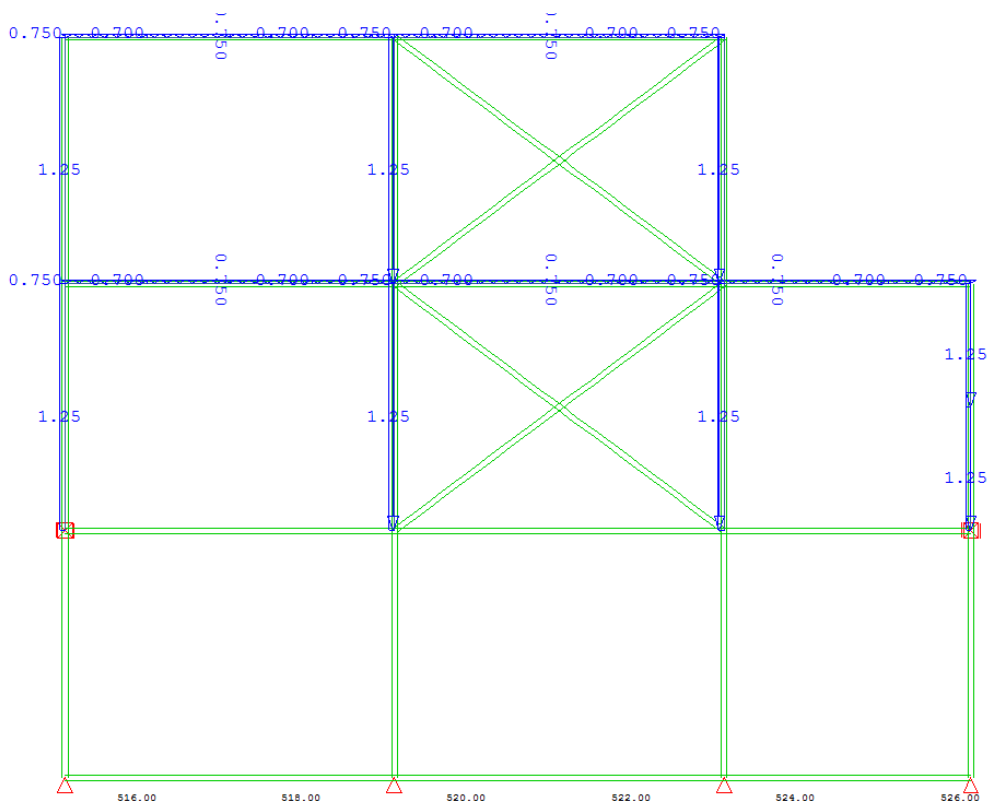
Με τον όρο μόνιμα φορτία νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά την διάρκεια ζωής του έργου και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στον χρόνο είναι αμελητέα.

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που επενεργούν σχεδόν αμετάβλητα στην κατασκευή, και είναι :

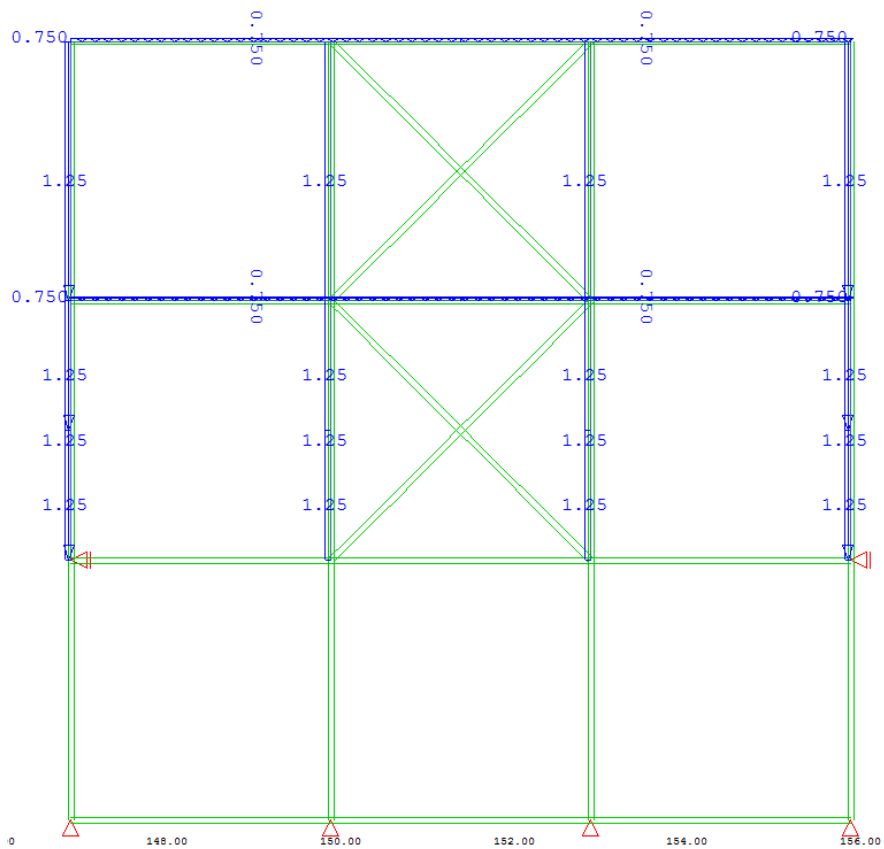
Ίδια βάρη κατασκευής :

- Ίδιο βάρος σκυροδέματος : 25kN/m^3
- Ίδιο βάρος χάλυβα. : 78 kN/m^3

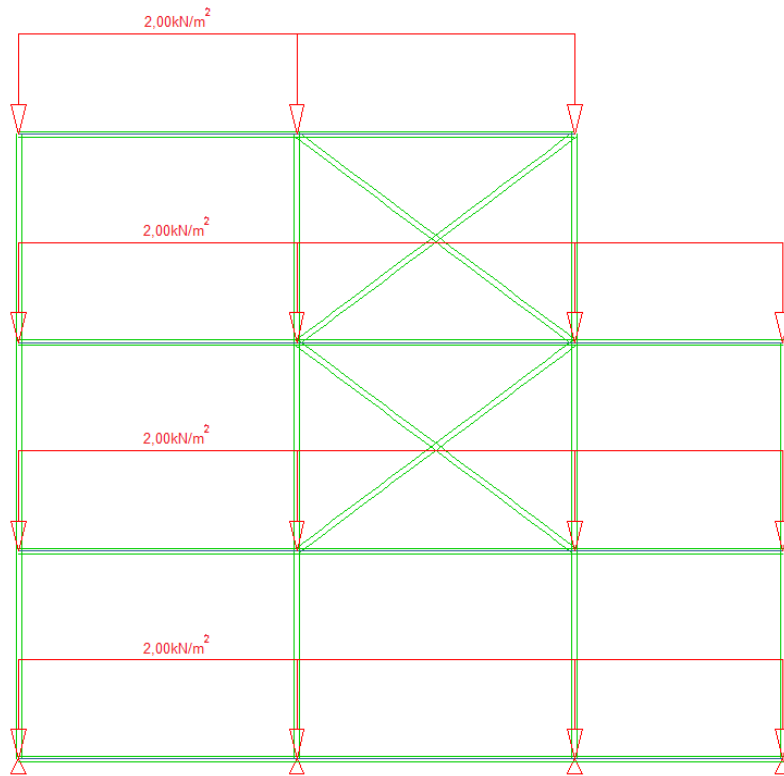
Λοιπά μόνιμα φορτία (επικαλύψεις, δάπεδα, οροφή ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός, μόνωση κ.λπ.). Επειδή η ακριβής τιμή αυτών των μεγεθών είναι αδύνατον να προσδιοριστεί επ' ακριβώς λαμβάνεται τιμή ίση με $2,0\text{ kN/m}$.



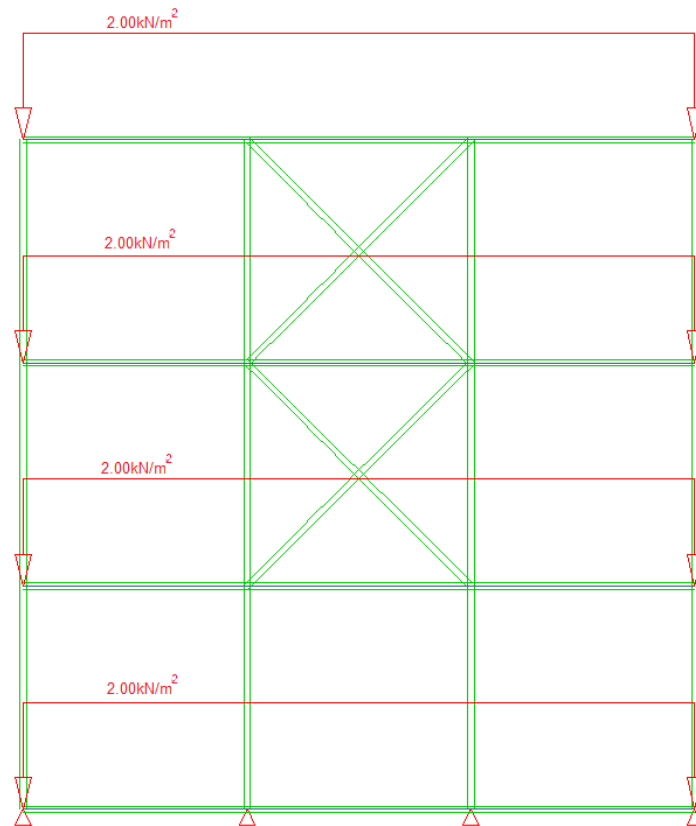
Ίδιο βάρος μελών S235 σε απεικόνιση X



Ίδιο βάρος μελών S235 σε απεικόνιση Y



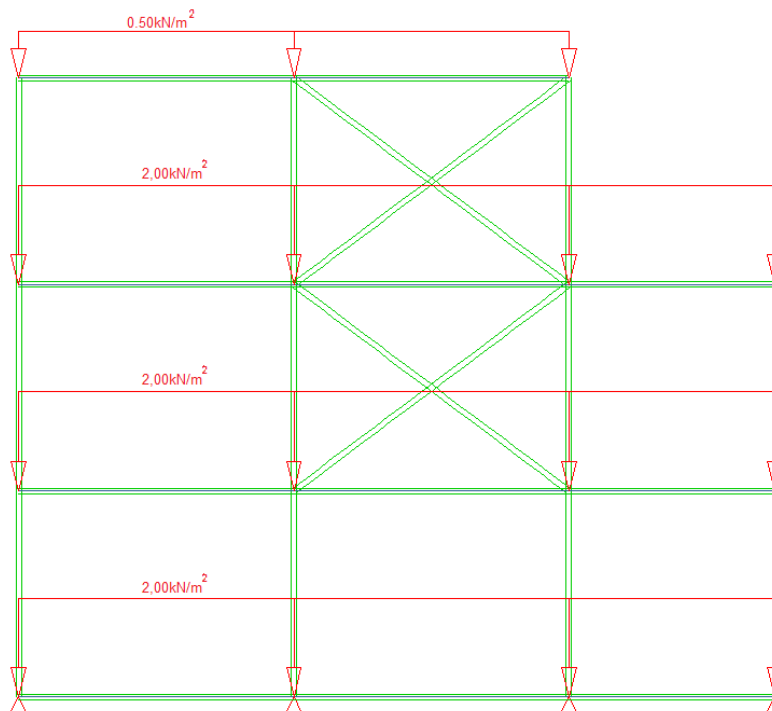
Πρόσθετα μόνιμα απεικόνιση X



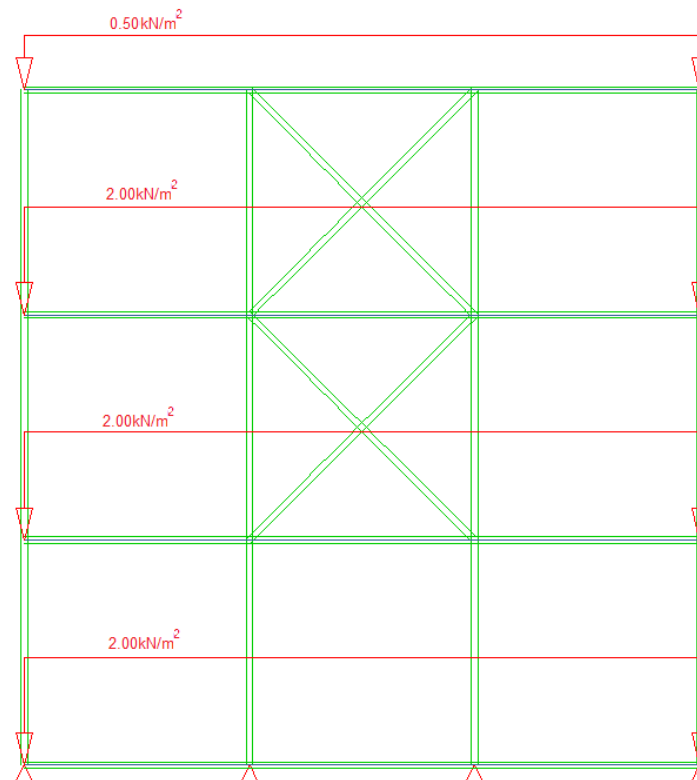
Πρόσθετα μόνιμα απεικόνιση Y

7.2 Κινητά φορτία:

Στην παρούσα εργασία λήφθηκαν κινητά φορτία $2,00 \text{ kN/m}^2$ (κατηγορία φορτιζόμενης επιφάνειας A & B) ανά όροφο και κατηγορία χρήσης A (χώροι διαμονής).



Κινητά φορτία απεικόνιση X



Κινητά φορτία απεικόνιση Y

7.3 Δράσεις ανέμου:

Τα χαρακτηριστικά του ανέμου είναι ίδια με αυτά του κτιρίου από F.R.P. όπως αυτά παρουσιάζονται στην ενότητα 3 του κεφαλαίου 4. Υπενθυμίζεται:

➤ **Άνεμος διεύθυνσης $\Theta=0^\circ$ (Διεύθυνση X):**

Σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς:

$$e = \min(b, 2h) \rightarrow e = 9\text{m}$$

iv. $e/5 \rightarrow 1,8\text{m}$

v. $4e/5 \rightarrow 7,2\text{m}$

vi. $d-e \rightarrow 2\text{m}$

Τελικά οι εξωτερικές πιέσεις προκύπτουν:

F. $w_e = 0.636 * (-1.2) \rightarrow w_e = -0.7628\text{kN/m}$

G. $w_e = 0.636 * (-0.8) \rightarrow w_e = -0.5086\text{kN/m}$

H. $w_e = 0.636 * (-0.5) \rightarrow w_e = -0.3179\text{kN/m}$

I. $w_e = 0.636 * (0.8) \rightarrow w_e = +0.5086\text{kN/m}$

J. $w_e = 0.636 * (-0.5) \rightarrow w_e = -0.3179\text{kN/m}$

• **Άνεμος διεύθυνσης $\Theta=90^\circ$ (Διεύθυνση Y):**

Ομοίως:

$$e = \min(b, 2h) \rightarrow e = 11\text{m}$$

iii. $e/5 = 2.2\text{m}$

iv. $4e/5 = 8.8\text{m}$

Τελικά οι εξωτερικές πιέσεις προκύπτουν:

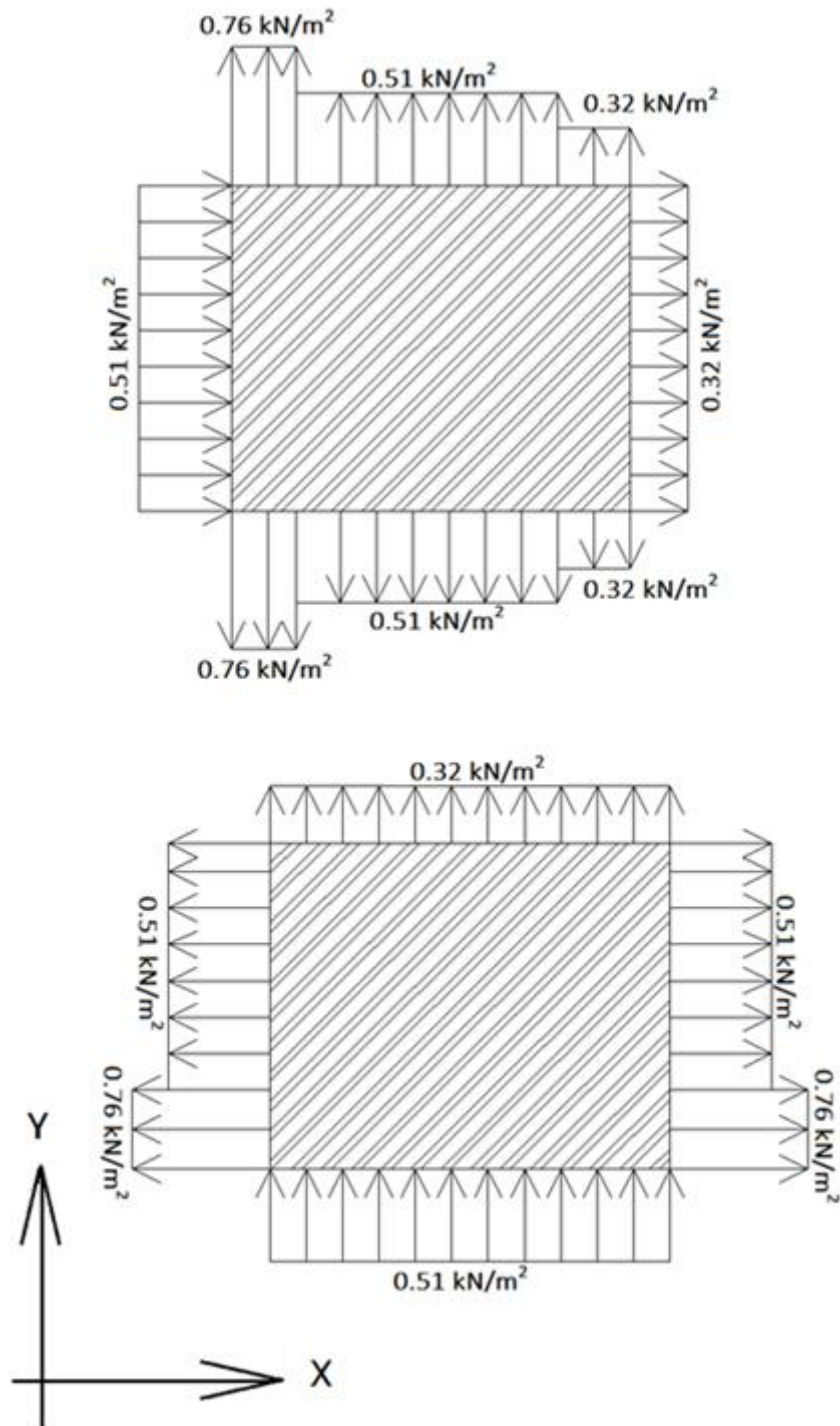
F. $w_e = 0.636 * (-1.2) \rightarrow w_e = -0.7628\text{kN/m}$

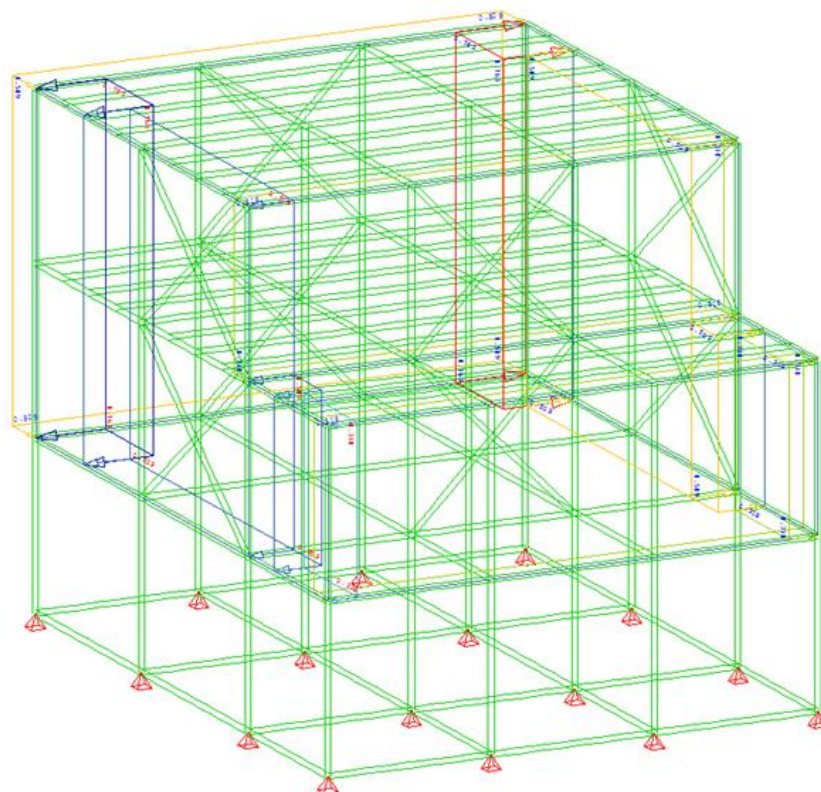
G. $w_e = 0.636 * (-0.8) \rightarrow w_e = -0.5086\text{kN/m}$

H. $w_e = 0.636 * (0) \rightarrow w_e = -0.3179\text{kN/m}$

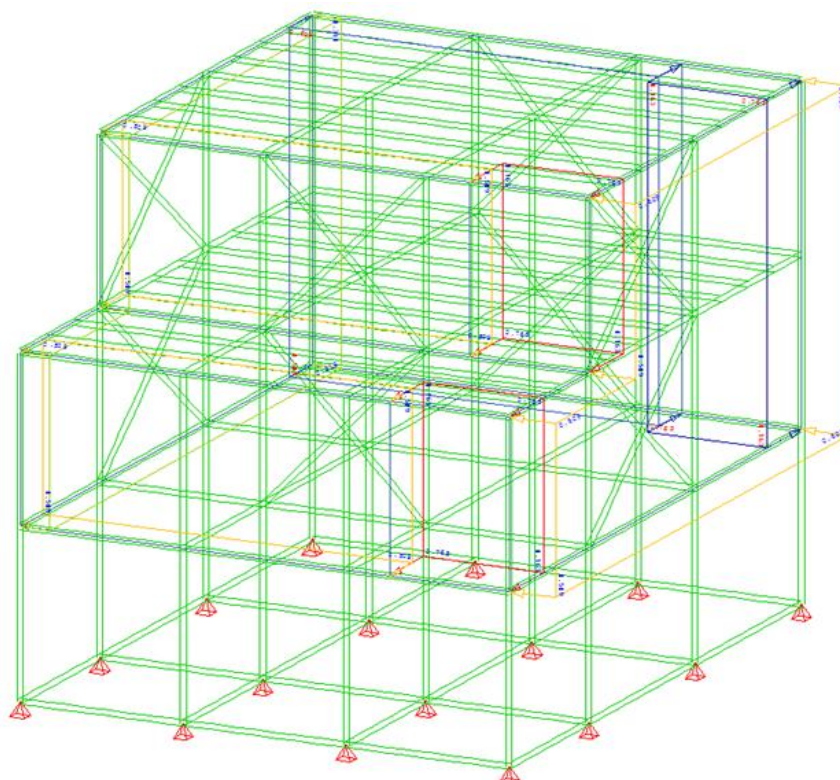
I. $w_e = 0.636 * (0.8) \rightarrow w_e = +0.5086\text{kN/m}$

J. $w_e = 0.636 * (0) \rightarrow w_e = -0.3179\text{kN/m}$





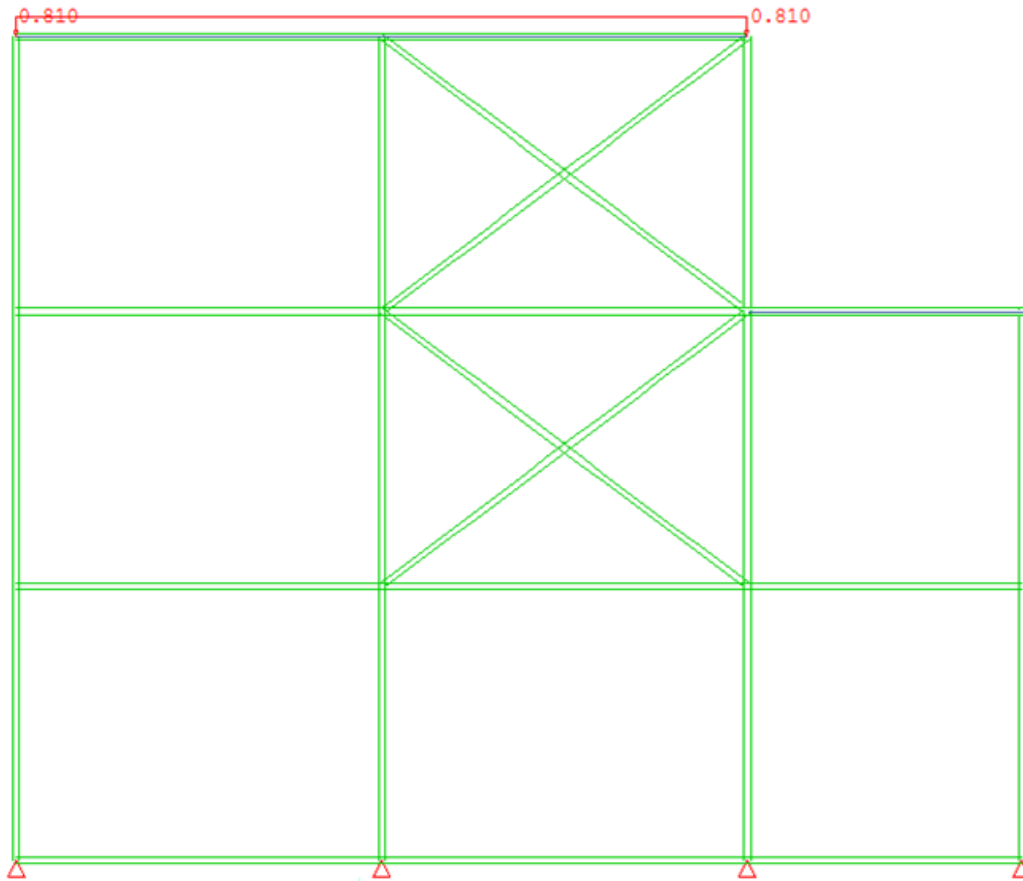
Άνεμος διεύθυνσης X



Άνεμος διεύθυνσης Y

7.4 Δράσεις χιονιού:

Τα χαρακτηριστικά του φορτίου χιονιού είναι ίδια με αυτά του κτιρίου από F.R.P. όπως αυτά παρουσιάζονται στην ενότητα 4 του κεφαλαίου 4.



Φορτίο χιονιού, απεικόνιση X.

7.5 Σεισμός ΕΚ8:

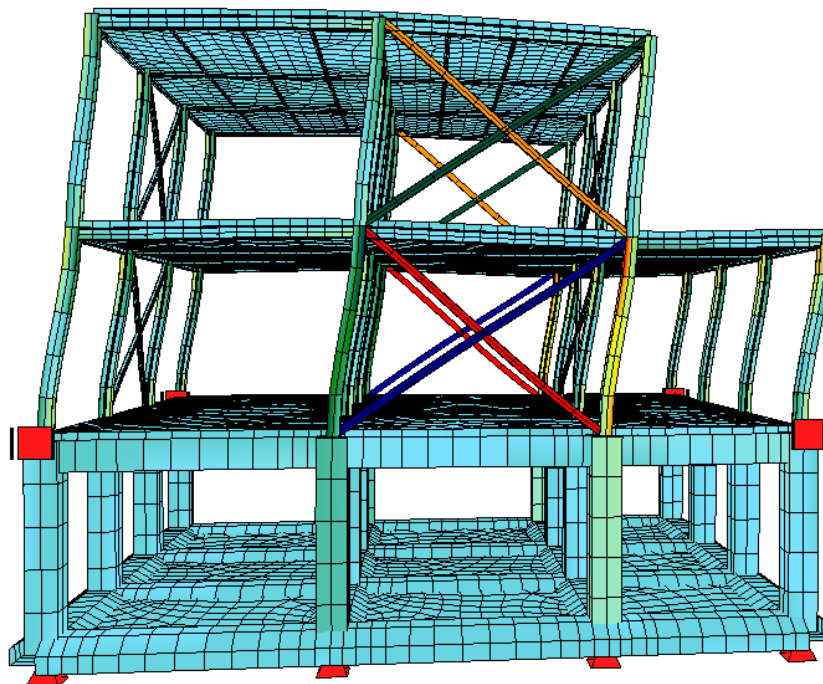
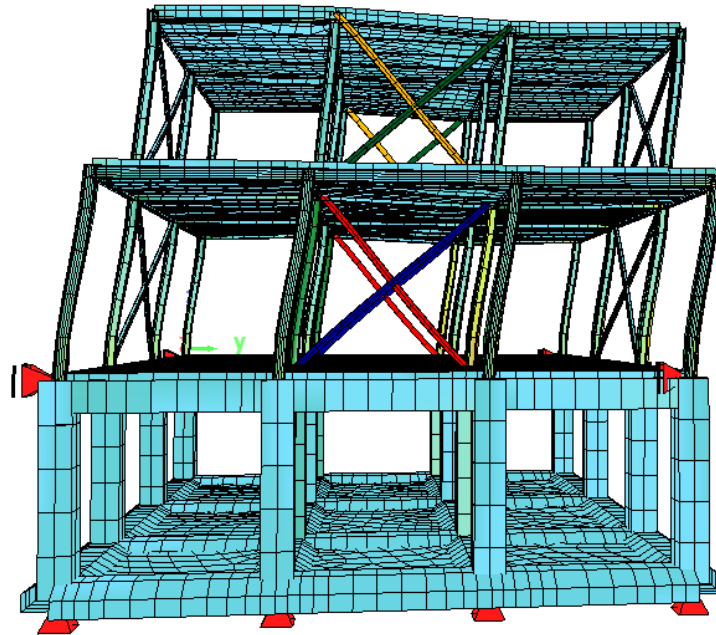
Ο σεισμός σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 που λαμβάνουμε υπόψιν έχει τα εξής χαρακτηριστικά:

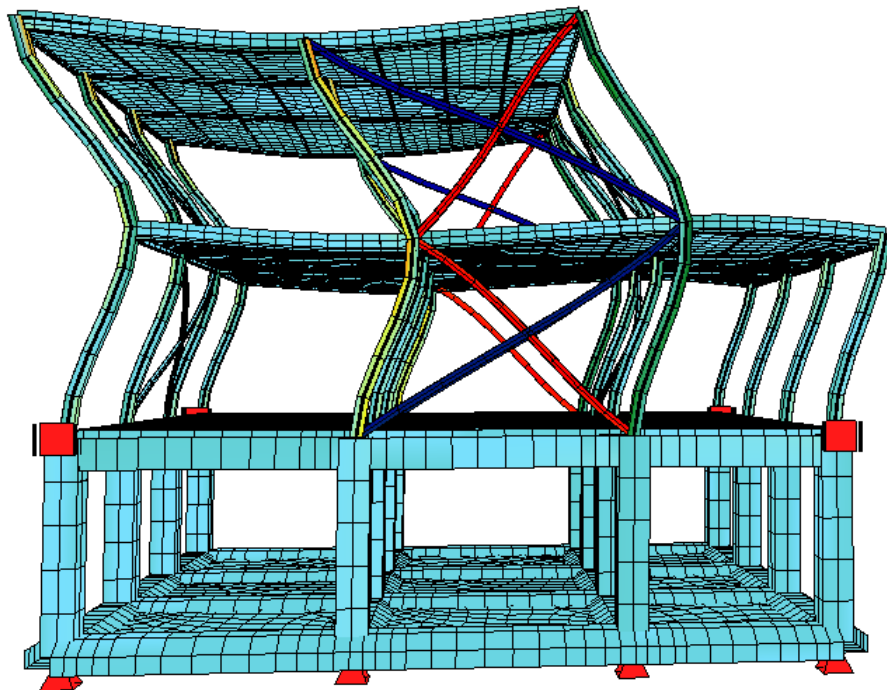
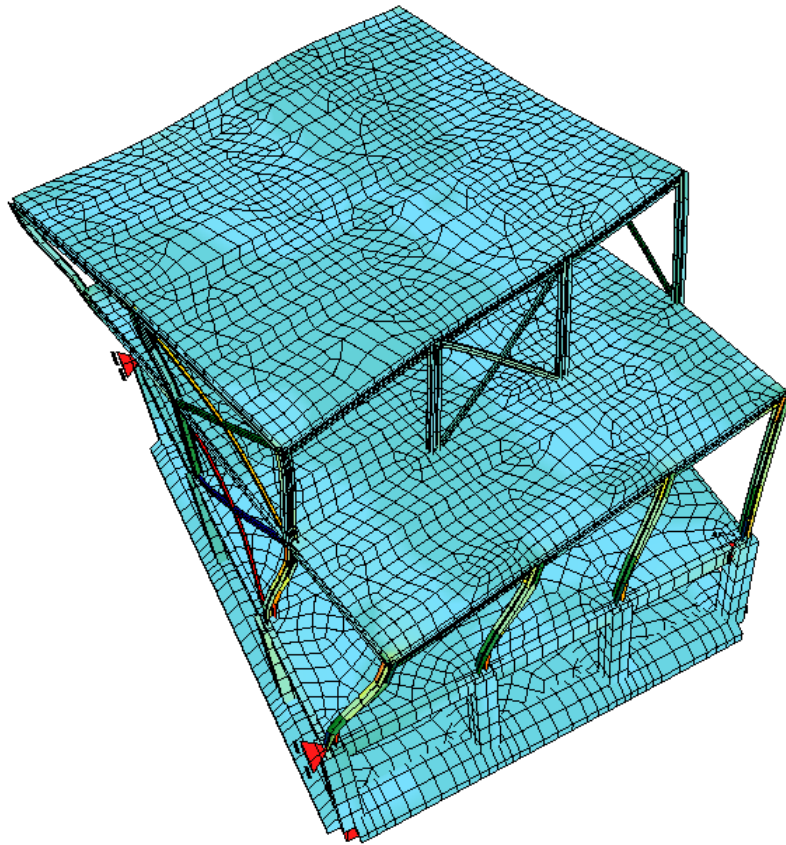
Επιτάχυνση εδάφους: $a_{gr}=0,24g$

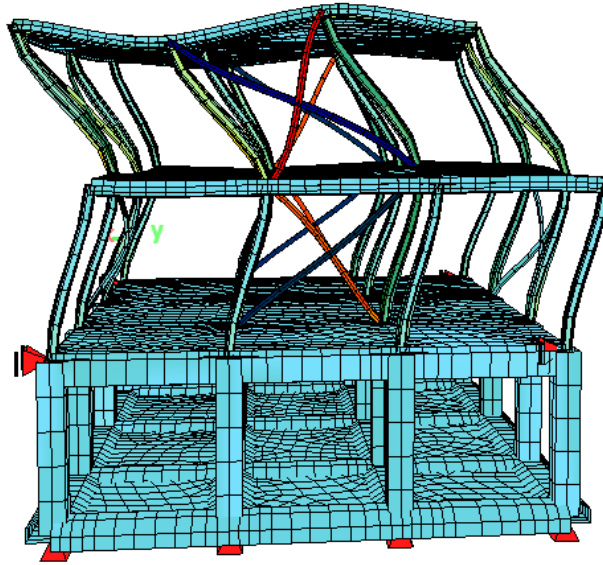
Κατηγορία εδάφους: B

Ενδεικτικά, παρουσιάζονται μερικές χαρακτηριστικές ιδιομορφές:

(Η ανάλυση έγινε μέσω υποπρογράμματος του προγράμματος ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων Sofistik.)







Eigenfrequencies

Using Lanczos Method

Iterationsvectors

20

No.	LC	Eigenvalue [1/sec ²]	relative Error	omega [1/sec]	frequency [Hertz]	period [sec]	Damping D[%]	f-XX [%]	f-YY [%]	f-ZZ [%]
1	9001	1.2206E+03	0.00E+00	34.938	5.560	0.180	0.000	22.4	0.0	0.0
2	9002	1.5057E+03	0.00E+00	38.803	6.176	0.162	0.000	0.0	22.1	0.0
3	9003	2.8315E+03	0.00E+00	53.212	8.469	0.118	0.000	0.0	0.2	0.0
4	9004	5.7311E+03	5.02E-03	75.704	12.049	0.083	0.000	0.0	0.0	0.0
5	9005	5.7443E+03	1.65E-04	75.791	12.062	0.083	0.000	0.0	0.0	0.0
6	9006	5.7688E+03	5.94E-02	75.953	12.088	0.083	0.000	0.0	0.0	0.0
7	9007	6.9903E+03	2.88E-07	83.608	13.307	0.075	0.000	1.1	0.0	0.0
8	9008	8.9124E+03	3.12E-06	94.406	15.025	0.067	0.000	0.0	1.3	0.0
9	9009	1.1081E+04	2.35E-03	105.265	16.753	0.060	0.000	0.0	0.0	0.0
10	9010	1.1491E+04	1.81E-01	107.198	17.061	0.059	0.000	0.1	0.0	0.0
11		1.6241E+04	1.15E-03	127.441	20.283	0.049				
12		2.6954E+04	7.07E-03	164.178	26.130	0.038		23.7	23.6	0.0
13		3.2052E+04	5.70E-03	179.030	28.494	0.035				
14		5.3623E+04	1.13E-01	231.566	36.855	0.027				
15		7.4421E+04	2.95E-01	272.802	43.418	0.023				
16		1.1114E+05	3.36E-01	333.375	53.058	0.019				
17		1.5424E+05	2.24E-01	392.738	62.506	0.016				
18		2.9453E+05	7.79E-01	542.703	86.374	0.012				
19		1.2288E+06	1.09E+00	1108.517	176.426	0.006				
20		8.6936E+07	7.74E+00	9323.945	1483.952	0.001				

7.6 Συνδυασμοί φορτίσεων:

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και την θέση της κατασκευής προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν σε αυτή. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιάζονται με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας) και συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Στην συνέχεια αυτές οι δράσεις εφαρμόζονται στον φορέα και εξάγουμε εντατικά μεγέθη σχεδιασμού. Είναι επόμενο λοιπόν να μην συνδυάζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανιστούν ταυτόχρονα.

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στις οριακές καταστάσεις, οι οποίες διακρίνονται σε οριακές καταστάσεις αστοχίας (ultimate limit state) και οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (serviceability limit state) χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των φορτίων των προηγούμενων εννοτήτων. Οι συνδυασμοί αυτοί καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού και περιέχουν δράσεις που μπορεί να εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

- **ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ (Ο.Κ.Λ. ή S.L.S.):**

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

Χαρακτηριστικός συνδυασμός:

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

Βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο:

$$1,00 * G + 1,00 * Q + 1,00 * 0,6 * W + 1,00 * 0,50 * S$$

Βασικό μεταβλητό φορτίο ο άνεμος:

$$1,00 * G + 1,00 * W + 1,00 * 0,70 * Q + 1,00 * 0,50 * S$$

Βασικό μεταβλητό φορτίο το χιόνι:

$$1,00G + 1,00 * S + 1,00 * 0,70 * Q + 1,00 * 0,60 * W$$

↓

✓ Κρισιμότερος συνδυασμός το ωφέλιμο.

$$(1,00 * G + 1,00 * Q + 1,00 * 0,6 * W + 1,00 * 0,50 * S)$$

ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ (Ο.Κ.Α. ή U.L.S.):

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

Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

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

Βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο:

$$1,35 \cdot G + 1,50 \cdot Q + 1,50 \cdot 0,6 \cdot W + 1,50 \cdot 0,50 \cdot S$$

Βασικό μεταβλητό φορτίο ο άνεμος:

$$1,35 \cdot G + 1,50 \cdot W + 1,50 \cdot 0,70 \cdot Q + 1,50 \cdot 0,50 \cdot S$$

Βασικό μεταβλητό φορτίο το χιόνι:

$$1,35G + 1,50 \cdot S + 1,50 \cdot 0,70 \cdot Q + 1,50 \cdot 0,60 \cdot W$$

↓

✓ Κρισιμότερος συνδυασμός το ωφέλιμο.

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

- ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ:**

Ο σεισμικός συνδυασμός, ο οποίος εφαρμόζεται στον Ευρωκώδικα 8, προκύπτει σύμφωνα με την εξίσωση:

$$E_d = \sum G_{k,j} \text{ “+” } P \text{ “+” } A_{ED} \text{ “+” } \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}, j \geq 1, i \geq 1$$

➤ ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

8.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας:

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται οι έλεγχοι για την διαστασιολόγηση των χαρακτηριστικών μελών, όπως προέκυψαν από τους ισχύοντες κανονισμούς.

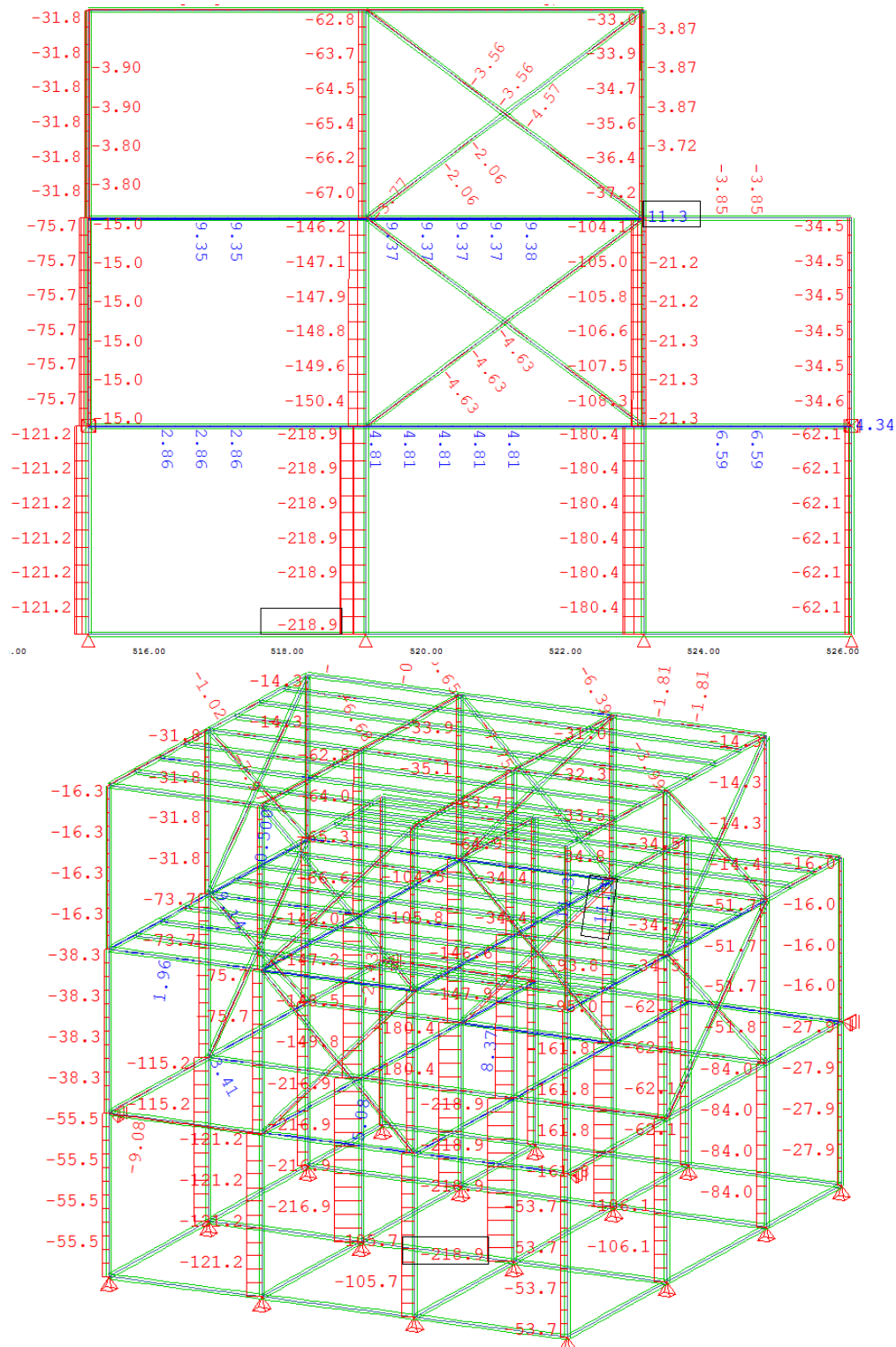
Συγκεκριμένα, για την οριακή κατάσταση αστοχίας (Ο.Κ.Α.) οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται είναι οι αντοχής σε θλίψη, σε τέμνουσα, σε κάμψη, σε κάμψη με αξονική, σε καμπτικό λυγισμό και σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Όπως αναφέρθηκε και στην ενότητα 7.6 κρίσιμότερος συνδυασμός φόρτισης στην Ο.Κ.Α. είναι το ωφέλιμο:

$$1,35 \cdot G + 1,50 \cdot Q + 1,50 \cdot 0,60 \cdot W + 1,50 \cdot 0,50 \cdot S$$

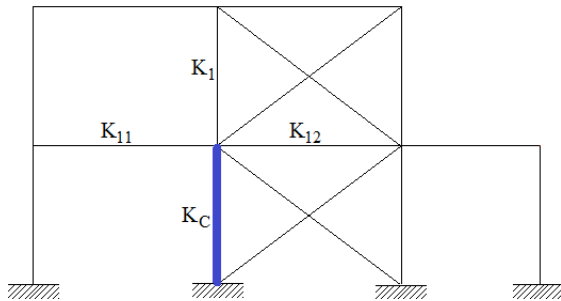
8.1.1 Φορτία υποστυλωμάτων:

Κατά την επίλυση για την Ο.Κ.Α. τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη εμφανίστηκαν στο υποστύλωμα του ισογείου όπως αυτό φαίνεται στα παρακάτω στιγμιότυπα οθόνης. Συγκεκριμένα, η μέγιστη θλιπτική αξονική δύναμη είναι 150,50kN.



8.1.2 Έλεγχος επάρκειας δυσμενέστερου υπ/τος:

→ Λυγισμός περί την διεύθυνση X :



- Λυγισμός περί την διεύθυνση X
- Ενεργοποιείται ο ασθενής άξονας του υποστυλώματος.
- Πλαίσιο αμετάθετο.

$$K_C = K_1 = I_i / L_i = 6,68$$

$$K_{11} = K_{12} = I_i / L_i = 4,85$$

Άρα:

$$n_1 = \frac{K_C + K_1}{K_C + K_1 + K_{11} + K_{12}} \rightarrow n_1 = 0,58$$

$n_2 \approx 0$ (Λόγω της σύνδεσης του υπ/τος με το υπόγειο, που απαγορεύει την στροφή)

και επομένως:

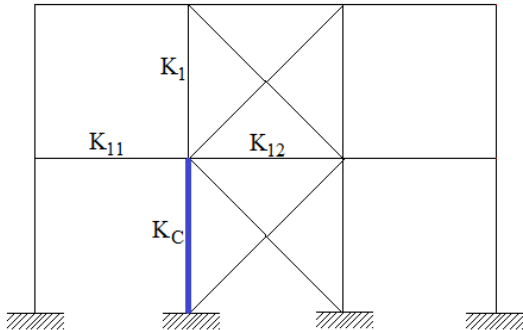
- Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού: $\beta = 0,6125$
- Ισοδύναμο μήκος λυγισμού: $L_{cr} = \beta * L \rightarrow L_{cr} = 184 \text{ cm}$
- Χαρακτηριστική λυγηρότητα: $\lambda_1 = \pi \sqrt{E / f_y} \rightarrow \lambda_1 = 93,9$
- Ανηγγμένη λυγηρότητα: $\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \rightarrow \bar{\lambda} = 0,386$
- Καμπύλη λυγισμού: C



$$\chi_{\text{μειωτ.}} = 0,9077$$

$$N_{Rd} = \chi * A * f_y / \gamma \rightarrow N_{Rd} = 1.148,25 \text{ kN}$$

→ Λυγισμός περί την διεύθυνση Y :



- Λυγισμός περί την διεύθυνση Y
- Ενεργοποιείται ο ισχυρός άξονας του υποστυλώματος.
- Πλαίσιο αμετάθετο.

$$K_c = K_1 = I_i / L_i = 18,98$$

$$K_{11} = K_{12} = I_i / L_i = 6,477$$

Άρα:

$$n_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} \rightarrow n_1 = 0,746$$

$n_2 \approx 0$ (Λόγω της σύνδεσης του υπ/τος με το υπόγειο, που απαγορεύει την στροφή)

και επομένως:

- Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού: $\beta = 0,63$
- Ισοδύναμο μήκος λυγισμού: $L_{cr} = \beta * L \rightarrow L_{cr} = 189\text{cm}$
- Χαρακτηριστική λυγηρότητα: $\lambda_1 = \pi \sqrt{E / f_y} \rightarrow \lambda_1 = 93,9$
- Ανηγγμένη λυγηρότητα: $\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \rightarrow \bar{\lambda} = 0,2368$
- Καμπύλη λυγισμού: B

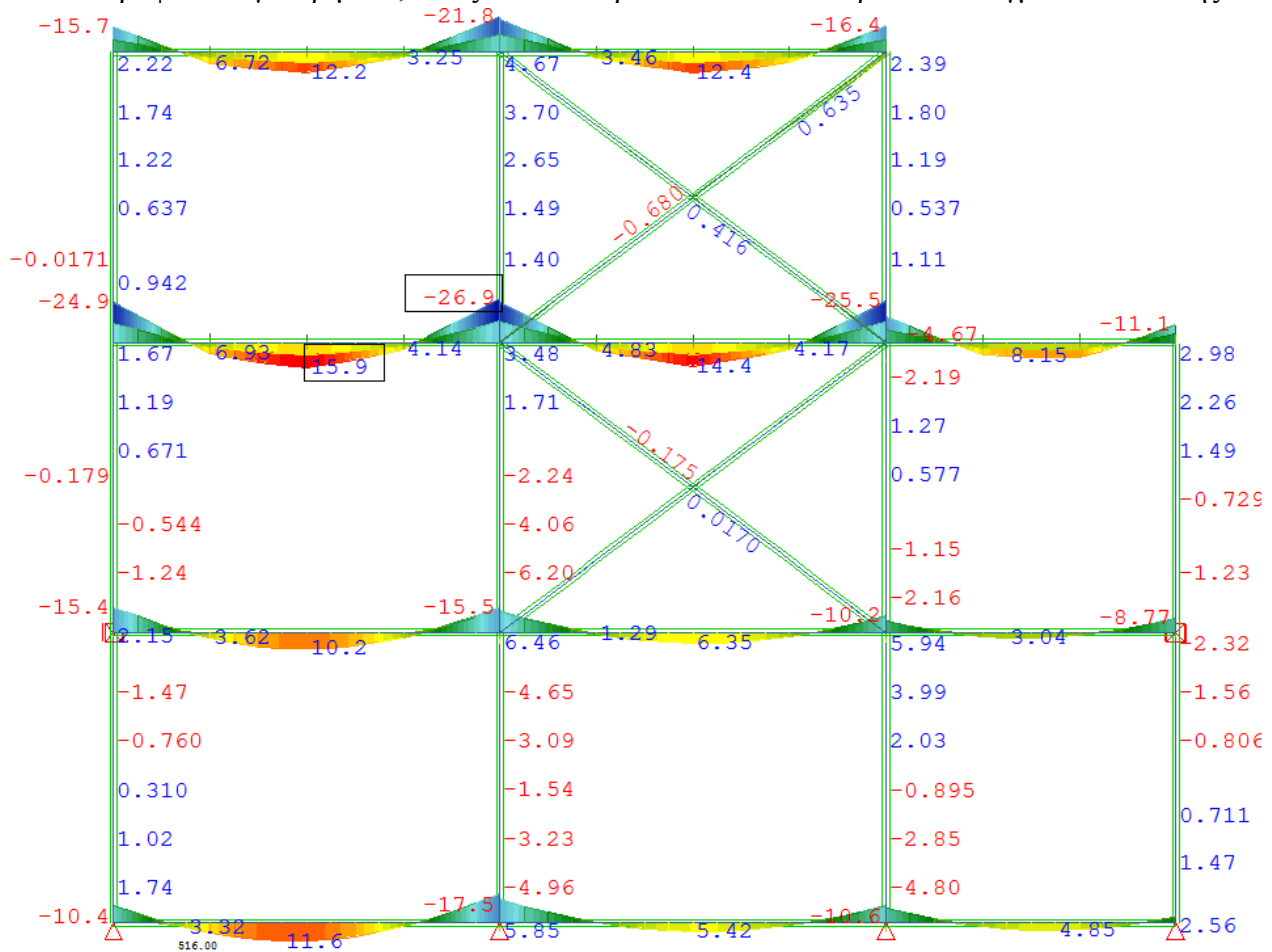


$$\chi_{\text{μειωτ.}} = 1,00$$

$$N_{Rd} = \chi * A * f_y / \gamma \rightarrow N_{Rd} = 1265,10 \text{ kN}$$

8.1.3 Φορτία κύριων δοκών:

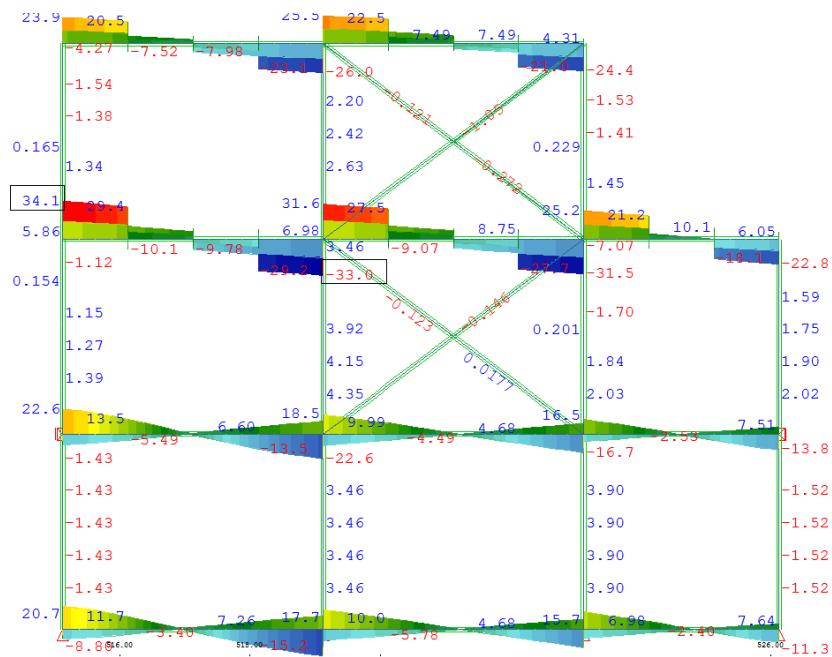
Κατά την επίλυση για την Ο.Κ.Α. τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη εμφανίστηκαν στις δοκούς του 1^{ου} ορόφου. Συγκεκριμένα, όπως αυτά διακρίνονται από τα παρακάτω στιγμιότυπα οθόνης:



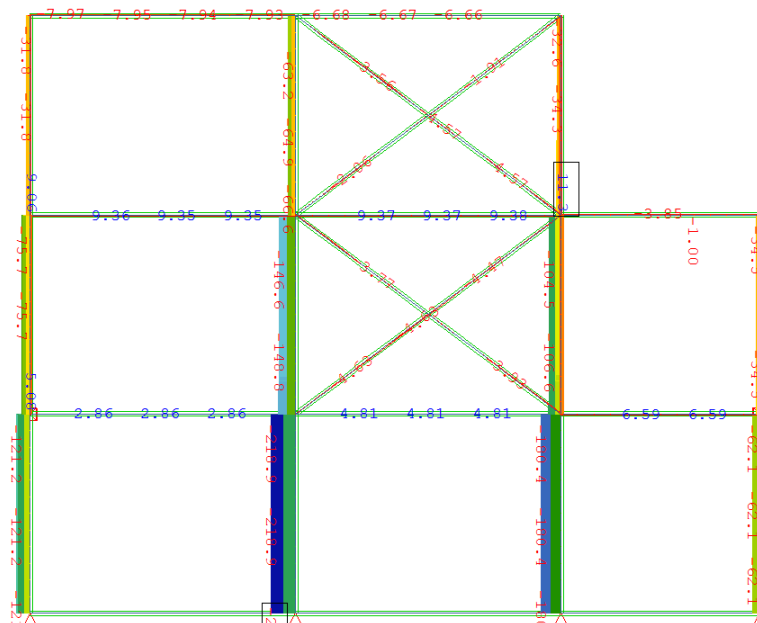
Μέγιστη ροπή κάμψης στην στήριξη της δοκού: 26,90 kNm

Μέγιστη ροπή κάμψης στο άνοιγμα: 15,90 kNm

Στην συγκεκριμένη φορτική κατάσταση το διάγραμμα τεμνουσών και αξονικής δύναμης είναι:



Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων. (Μέγιστη τιμή 34,10kN)



Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων. (Μέγιστη τιμή 9,37kN)

8.1.4 Έλεγχος επάρκειας δυσμενέστερης κύριας δοκού:

- Ροπή αντοχής μέλους σε μονοαξονική κάμψη:

$$M_{Rd} = W * f_y / \gamma_{M0}$$

$$W = W_{PL} = 220,60 \text{ cm}^3$$

$$f_y = 23,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_{M0} = 1,00$$

$$\text{Άρα: } M_{Rd} = 51,80 \text{ kNm}$$

- Έλεγχος σε τέμνουσα:

$$V_{Rd} = A_v * f_y / \sqrt{3} * \gamma_{M0}$$

$$A_v = 11,20 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 23,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_{M0} = 1,00$$

$$\text{Άρα: } V_{Rd} = 151,96 \text{ kN}$$

8.1.5 Φορτία τυπικής διαδοκίδας:

Τοποθετήθηκε διαδοκίδα ΙΡΕ120. Η διαδοκίδα λαμβάνεται αμφιέριστη και κάμπτεται από ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο. Το μήκος της είναι 3m και το εύρος επιρροής του φορτίου είναι 1m.

➤ Φορτία:

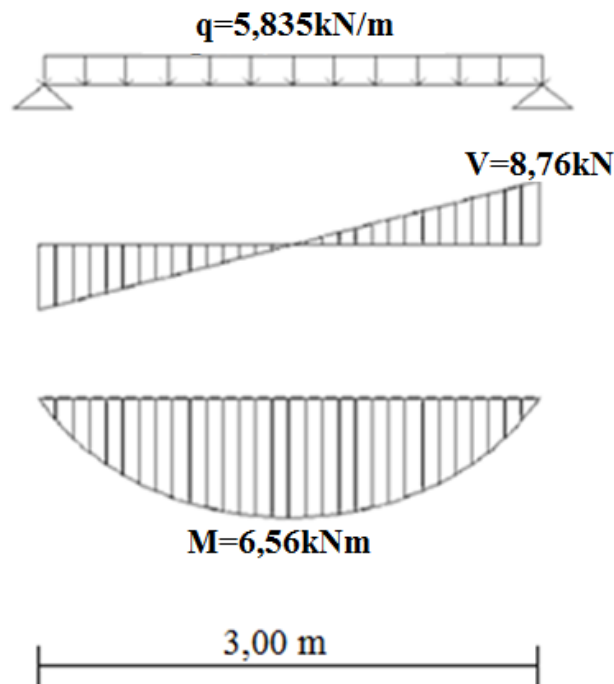
Ι.Β. διαδοκίδας: 3,83lbs/ft= 0,10kN/m

Πρόσθετα μόνιμα: 2,0kN/m

Κινητά: 2,0kN/m

$q_{ολικό}=1,35*(0,10kN/m+2,0kN/m)+1,50*2,00kN/m \rightarrow q_{ολικό}=5,835kN/m$

➤ Στατική επίλυση:



8.1.6 Έλεγχος επάρκειας τυπικής διαδοκίδας:

➤ **Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη:**

$$M_{Rd} = W_{pl} * f_y / \gamma_{M0} \rightarrow M_{Rd} = 60,73 \text{cm}^3 * 23,5 \text{kN/cm}^2 \rightarrow$$

$$M_{Rd} = 14,27 \text{ kNm}$$

➤ **Έλεγχος επάρκειας έναντι τέμνουσας:**

$$V_{Rd} = A_v * f_y / \sqrt{3} * \gamma_{M0} \rightarrow V_{Rd} = 5,28 \text{cm}^2 * 23,5 \text{kN/cm}^2 / \sqrt{3} \rightarrow$$

$$V_{Rd} = 71,63 \text{ kN}$$

➤ **Έλεγχος πλευρικού λυγισμού:**

Η κρίσιμη ροπή πλευρικού λυγισμού για αμφιέριστη συμμετρική διατομή:

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \cdot \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

Και για διατομή ΙΡΕ120 προκύπτει:

$$M_{cr} = 946 \text{kNcm} \rightarrow M_{cr} = 9,46 \text{ kNm}$$

8.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας:

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

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

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

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$$

Όπου:

δ_1 το βέλος λόγω μονίμων δράσεων

δ_2 το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων

δ_0 το αρχικό αντιβέλος αν υπάρχει

Οι οριακές τιμές των κατακόρυφων και οριζοντίων μετακινήσεων και δυναμικών επιρροών καθορίζονται στο Εθνικό προσάρτημα EN1993-1-1 ως εξής:

	δ_{max}	δ_2
Μη βατές στέγες	L/200	L/250
Πατώματα και βατές στέγες	L/250	L/300

8.2.1 Έλεγχος τυπικής διαδοκίδας:

- Φορτίο λειτουργίας: $q=1,00 \cdot \text{μόνιμα} + 1,00 \cdot \text{κινητά}$
- Ζώνη επιρροής φορτίου: $b=1,00\text{m}$

Φορτίο λειτουργίας:

$$q_{ser}=1,00 \cdot (0,10\text{kN/m}+2,00\text{kN/m})+1,00 \cdot (2,00\text{kN/m}) \rightarrow$$

$$q_{ser}=4,10\text{kN/m}$$

ΒΕΛΟΣ ΛΟΓΩ ΜΕΤΑΒΛΗΤΩΝ ΔΡΑΣΕΩΝ:

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \frac{I^4}{EI_y} q_{living.loads} \rightarrow \delta_2 = 3,5\text{mm}$$

ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΕΛΟΣ:

$$\delta_{max} = \frac{5}{384} \frac{I^4}{EI_y} q_{ser} \rightarrow \delta_{max} = 6,5\text{mm}$$

ΕΠΙΤΡΕΠΤΑ ΒΕΛΗ:

	Επιτρεπτά βέλη	Πραγματοποιούμενα βέλη
δ_2	$L/300=10\text{mm}$	3,5mm
δ_{max}	$L/250=12\text{mm}$	6,5mm

8.2.2 Έλεγχος επιτρεπτών βελών:

Υπάρχουν επίσης προβλέψεις του Ευρωκώδικα 3 σχετικά με τις οριζόντιες μετατοπίσεις οι οποίες ορίζουν τα εξής:

Μονόροφα υπόστεγα: $h/150$

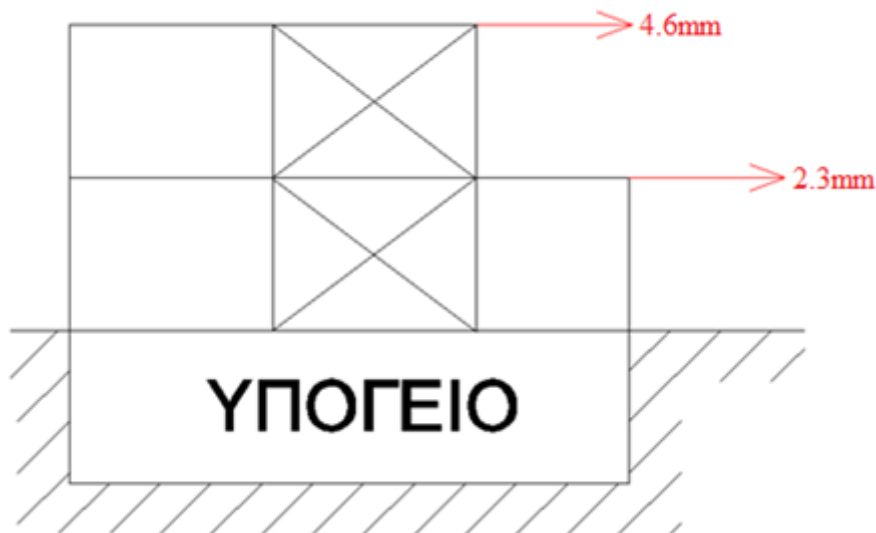
Μονόροφα κτίρια: $h/300$

Πολυώροφα κτίρια:

Σχετικές μετατοπίσεις ορόφων: $h/300 \rightarrow 3000\text{mm}/300 \rightarrow 10\text{mm}$

Συνολική μετατόπιση κτιρίου: $h_{\text{tot}}/500 \rightarrow 6000\text{mm}/500 \rightarrow 12\text{mm}$

Για τον υπολογισμό των οριζοντίων μετακινήσεων, ο φορτικός συνδυασμός που χρησιμοποιήθηκε είναι: $1,00 \cdot G + 1,00 \cdot W + 1,00 \cdot 0,70 \cdot Q + 1,00 \cdot 0,50 \cdot S$



Οριζόντια λειτουργικά βέλη διεύθυνση X



Οριζόντια λειτουργικά βέλη διεύθυνση Y

8.3 Σεισμός:

Όπως προαναφέρθηκε ο σεισμός σχεδιασμού του ΕΚ8 που λαμβάνουμε υπόψιν έχει τα έξης χαρακτηριστικά:

Επιτάχυνση εδάφους: $a_{gr} = 0,24g$

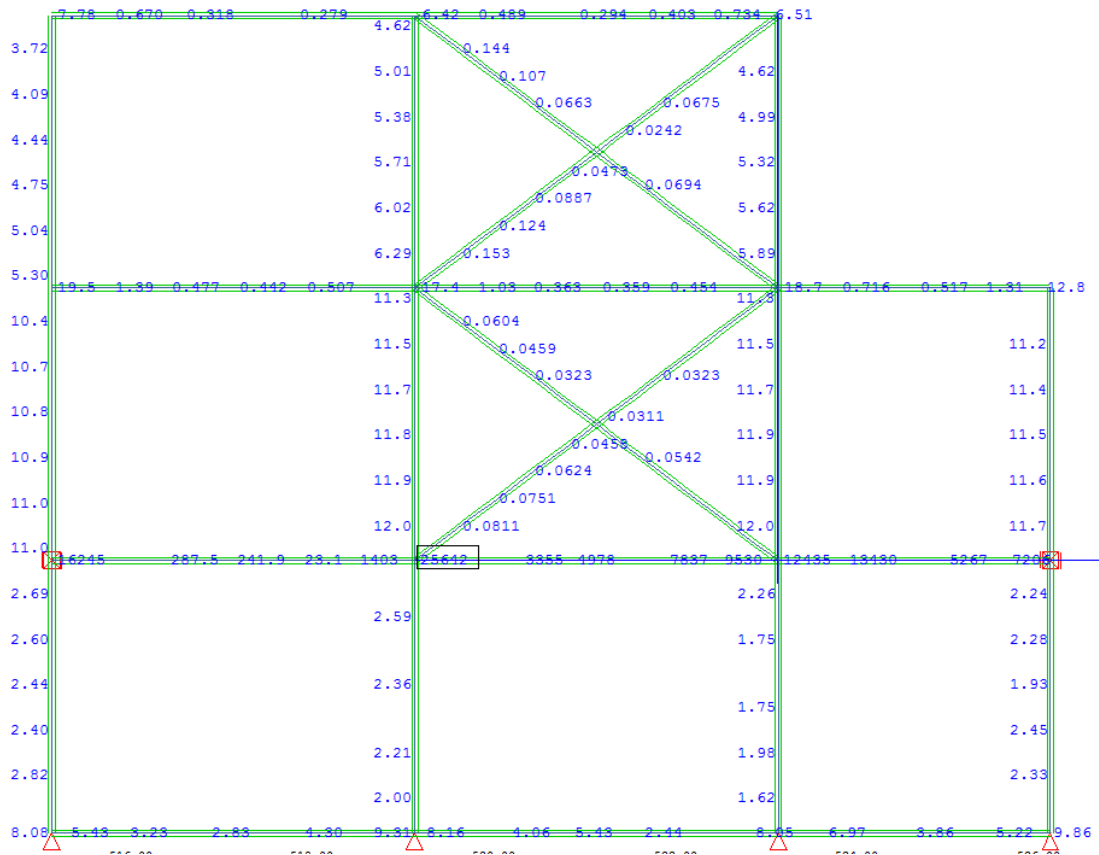
Κατηγορία εδάφους: Β

Η ανάλυση έγινε μέσω υποπρογράμματος του προγράμματος ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων Sofistik.

8.3.1 Έλεγχος υποστυλωμάτων:

ΣΕΙΣΜΟΣ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ:

Μέγιστη τέμνουσα βάση υποστυλωμάτων ισογείου:



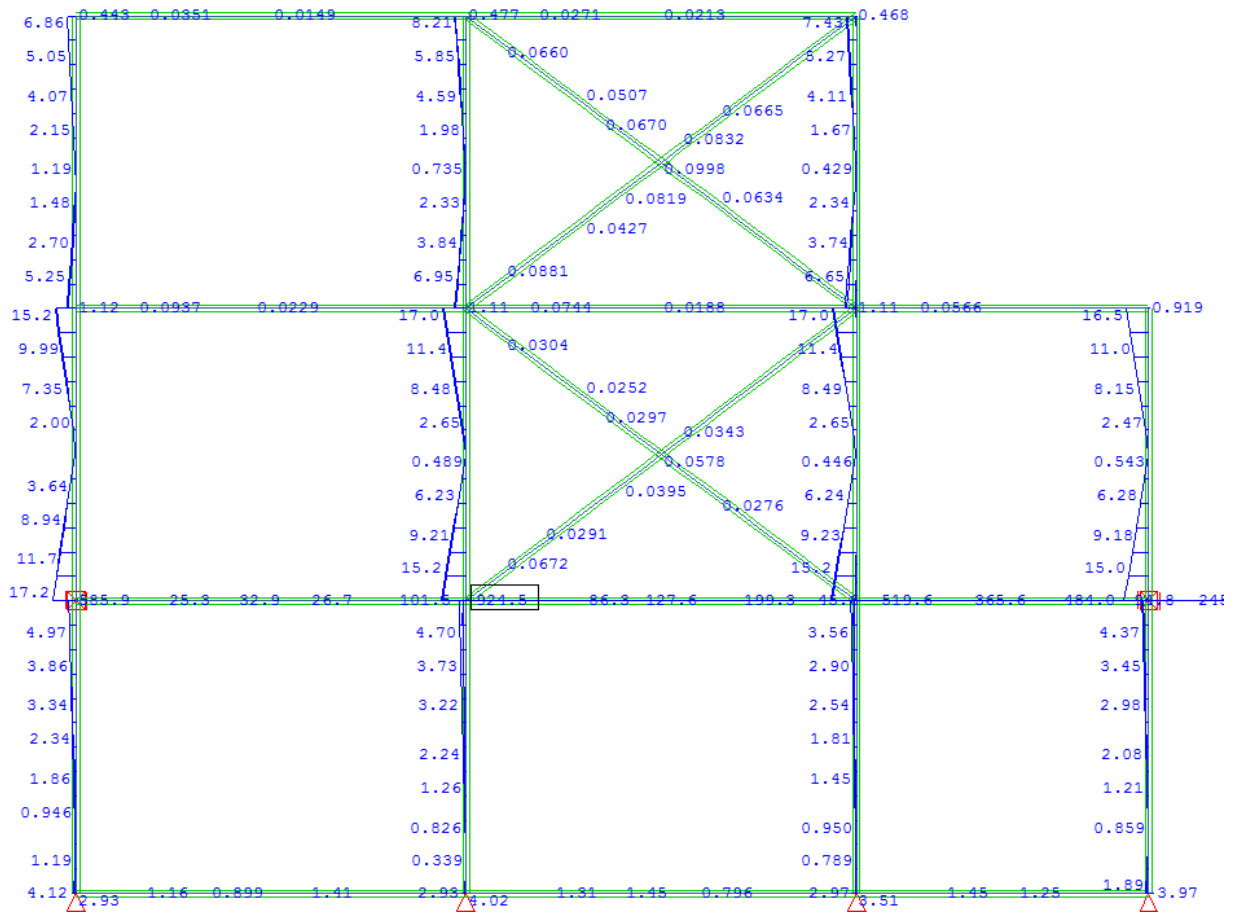
Μέγιστη τιμή: $V_{\max} = 12,00\text{kN}$

$$A_v = 75 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 23,50\text{kN/cm}^2$$

$$V_{Rd} = A_v * f_y / \sqrt{3} * \gamma_{M0} = 944,70 \text{ kN}$$

Μέγιστη ροπή κάμψης στην βάση του υποστυλώματος:



$$M_{\max} = 17,20 \text{ kNm}$$

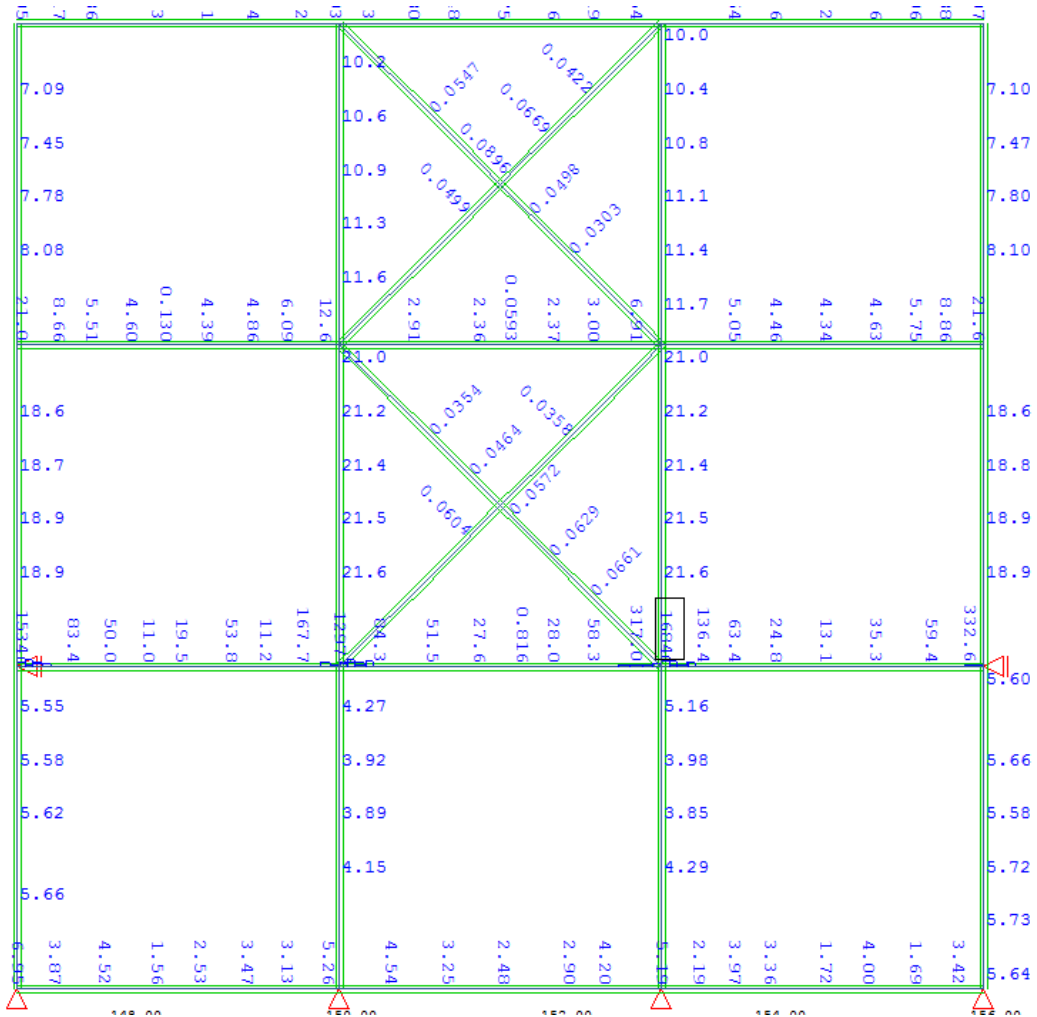
$$W_{pl,z} = 305,80 \text{ cm}^3$$

$$f_y = 23.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_{Rd} = W_{pl,z} * f_y / \gamma_{M0} = 71,86 \text{ kNm}$$

ΣΕΙΣΜΟΣ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Υ:

Μέγιστη τέμνουσα βάση υποστυλωμάτων ισογείου:



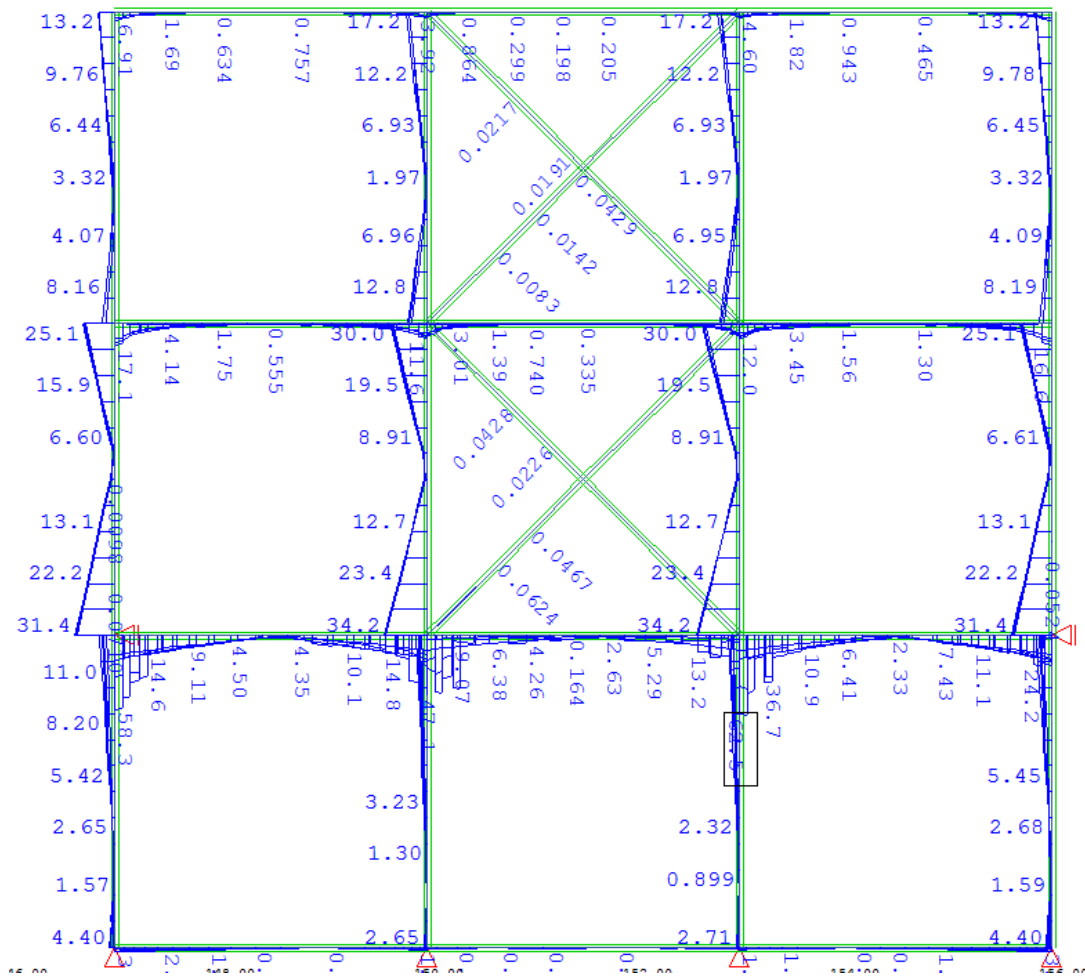
$$V_{\max} = 21,80 \text{ kN}$$

$$A_v = 24,83 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 23,50 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{Rd} = A_v * f_y / \sqrt{3} * \gamma_{M0} = 336,88 \text{ kN}$$

Μέγιστη ροπή κάμψης στην βάση του υποστυλώματος:



$$M_{\max} = 34,20 \text{ kNm}$$

$$W_{pl,z} = 642,50 \text{ cm}^3$$

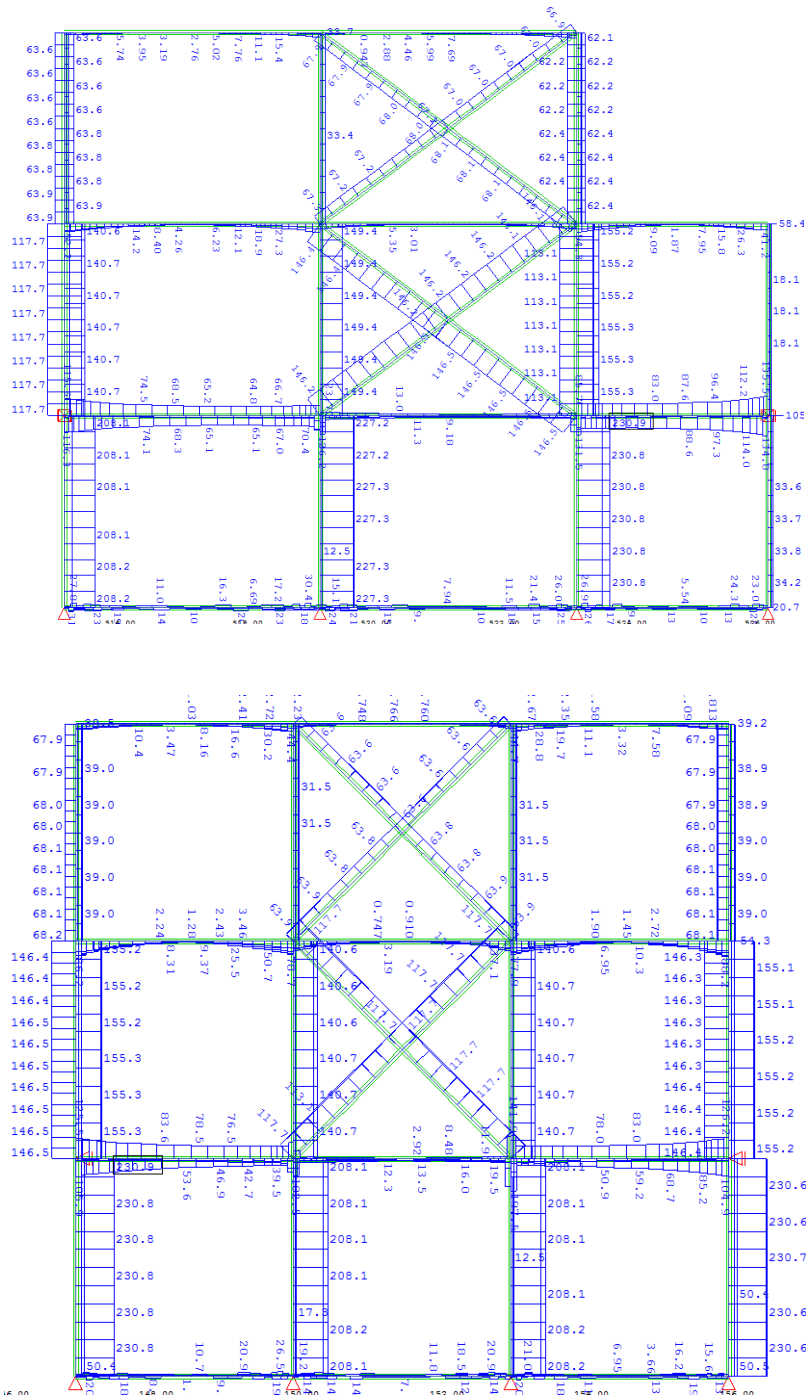
$$f_y = 23.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_{Rd} = W_{pl,z} * f_y / \gamma_{M0} = 150,98 \text{ kNm}$$

8.3.2 Έλεγχος χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας:

Οι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά την δράση του σεισμού αναλαμβάνουν αξονικά (κατά κύριο λόγο φορτία) και περιορίζουν τις οριζόντιες μετακινήσεις του πλαισίου του οποίου μετέχουν.

Οι αξονικές δυνάμεις κατά τις δύο διευθύνσεις του σεισμού:



- Διεύθυνση X: $N_{\max} = \pm 146,50 \text{ kN}$
- Διεύθυνση Y: $N_{\max} = \pm 117,70 \text{ kN}$

ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΧΙΑΣΤΙ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ X:

Εξασφαλισμένο μήκος λυγισμού: $5,00\text{m} / 2$

Ισοδύναμο μήκος λυγισμού: $L_{cr} = 2,50\text{m}$ (αμφιαρθρωτό)

Χαρακτηριστική λυγηρότητα: $\lambda_1 = \pi \sqrt{E/f_y} \rightarrow \lambda_1 = 93,9$

Ανηγμένη λυγηρότητα: $\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \rightarrow \bar{\lambda} = 0,98$

Καμπύλη λυγισμού: a

$X_{LT} = 0,7139$

$N_{Rd} = 197,29 \text{ kN}$

ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΧΙΑΣΤΙ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ X:

Εξασφαλισμένο μήκος λυγισμού: $4,24\text{m} / 2$

Ισοδύναμο μήκος λυγισμού: $L_{cr} = 2,12\text{m}$ (αμφιαρθρωτό)

Χαρακτηριστική λυγηρότητα: $\lambda_1 = \pi \sqrt{E/f_y} \rightarrow \lambda_1 = 93,9$

Ανηγμένη λυγηρότητα: $\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \rightarrow \bar{\lambda} = 0,83$

Καμπύλη λυγισμού: a

$X_{LT} = 0,8736$

$N_{Rd} = 241,43 \text{ kN}$

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ:

Αντοχή πλήρους διατομής σε διαρροή:

$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$

$A = 11,76 \text{ cm}^2$

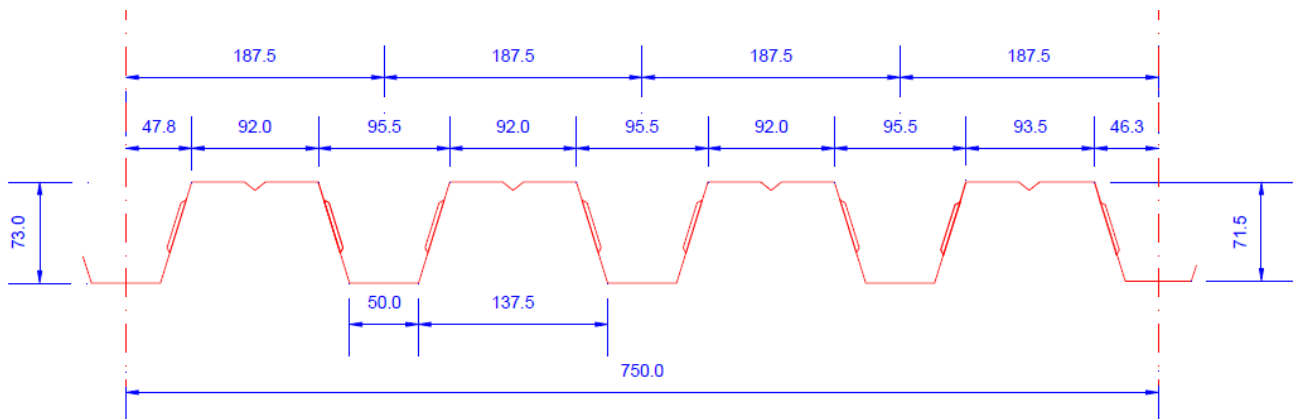
$f_y = 23,5 \text{ kN/cm}^2$

$\gamma_{M0} = 1,00$

Άρα: $N_{pl,Rd} = 276,36 \text{ kN}$

8.4 Σύμμικτη πλάκα:

Σύμμικτες πλάκες ονομάζονται οι φέρουσες πλάκες οροφής κτιρίων, οι οποίες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και επιτόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Η διαστασιολόγηση των σύμμικτων πλακών περιλαμβάνει το χαλυβδόφυλλο στην φάση κατασκευής και την σύμμικτη πλάκα στην φάση λειτουργίας. Στην παρούσα διπλωματική εργασία, χρησιμοποιήθηκε χαλυβδόφυλλο Symdeck 73 και πάχος πλάκας 0,13m. Για αμφιέριστη δοκό με άνοιγμα 1,00m το ωφέλιμο φορτίο είναι 28,72kN/m² που υπερκαλύπτει τις απαιτήσεις.



Γεωμετρία του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου Symdeck 73



Πάχος Χαλυβδόφυλλου : **t=0.75 mm**
 Σκυρόδεμα : **C20/25**
 Χάλυβας οπλισμού : **B500C**

Πάχος Πλάκας h _c (m)	Άνοιγμα L(m)																		
	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00	3.25	3.50	3.75	4.00	4.25	4.50	4.75	5.00	5.25	5.50
0.13	28.72	22.61	16.95	12.06	8.85	6.64	5.06	3.88	2.98	2.28	1.72	1.26	0.89	0.58					
0.14	30.83	24.21	18.92	13.44	9.87	7.40	5.64	4.32	3.32	2.54	1.91	1.41	0.99	0.65					
0.15	32.82	25.72	20.86	14.82	10.88	8.17	6.22	4.77	3.66	2.80	2.11	1.55	1.10	0.71					
0.16	34.72	27.22	22.12	16.02	11.89	8.93	6.80	5.21	4.00	3.06	2.31	1.70	1.20	0.78					
0.17	36.55	28.71	23.26	17.58	12.90	9.69	7.37	5.66	4.35	3.32	2.51	1.85	1.30	0.85					
0.18	38.40	30.09	24.44	18.96	13.92	10.45	7.95	6.10	4.69	3.58	2.70	1.99	1.41	0.92	0.51				
0.19	40.13	31.43	25.54	20.13	14.93	11.21	8.53	6.55	5.03	3.85	2.90	2.14	1.51	0.99	0.55				
0.20	41.89	32.65	26.72	21.67	15.94	11.97	9.11	6.99	5.37	4.11	3.10	2.28	1.61	1.06	0.59				

Μέγιστο ωφέλιμο φορτίο σε kN/m²

ΜΕΡΟΣ ΙΙΙ

Σύγκριση και συμπεράσματα

➤ ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9

Σύγκριση και συμπεράσματα

9.1 Σύγκριση:

Στις προηγούμενες δύο ενότητες της παρούσας διπλωματικής εργασίας παρουσιάστηκε η ανάλυση και διαστασιολόγηση διώροφου κτιρίου από ινοπλισμένα πολυμερή και στην συνέχεια από δομικό χάλυβα S235. Σε αυτήν την ενότητα αυτή πραγματοποιείται σύγκριση των δύο κτιρίων και στην συνέχεια επιχειρείται εξαγωγή συμπερασμάτων.

9.1.1 Εντατικά μεγέθη μελών.

Παρουσιάζονται ενδεικτικά τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται σε Ο.Κ.Α για τα δύο κτίρια:

		F.R.P.			
		ΔΡΑΣΗ	ΑΝΤΟΧΗ		
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΘΛΙΠΤΙΚΗ	130,3 kN	552,34 kN	24%	
ΔΟΚΟΙ	ΤΕΜΝΟΥΣΑ	30,5 kN	44,25 kN	69%	82%
	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	24,9 kNm	30,46 kNm	82%	
ΔΙΑΔΟΚΙΔΕΣ	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	6,5 kNm	11,38 kNm	57%	
	ΤΕΜΝΟΥΣΑ	8,66 kN	23,35 kN	38%	70%
	ΠΛΕΥΡΙΚΟΣ ΛΥΓ.	6,5 kNm	9,39 kNm	70%	
		S235			
		ΔΡΑΣΗ	ΑΝΤΟΧΗ		
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ	ΘΛΙΠΤΙΚΗ	150,5 kN	1148,25 kN	14%	
ΔΟΚΟΙ	ΤΕΜΝΟΥΣΑ	36,1 kN	151,8 kN	24%	52%
	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	26,9 kNm	51,8 kNm	52%	
ΔΙΑΔΟΚΙΔΕΣ	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	6,56 kNm	14,27 kNm	46%	
	ΤΕΜΝΟΥΣΑ	8,76 kNm	71,63 kN	13%	70%
	ΠΛΕΥΡΙΚΟΣ ΛΥΓ.	6,56 kNm	9,46 kNm	70%	

9.1.2 Ιδιοπερίοδοι ταλάντωσης.

Παρουσιάζονται οι ιδιοπερίοδοι ταλάντωσης των δύο κτιρίων όπως αυτές προέκυψαν από την ανάλυση μέσω του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Sofistik. Υπολογίστηκαν 20 ανεξάρτητες μορφές, από τις οποίες οι δέκα πρώτες ενεργοποιούν πάνω από το 95% της μάζας των κτιρίων.

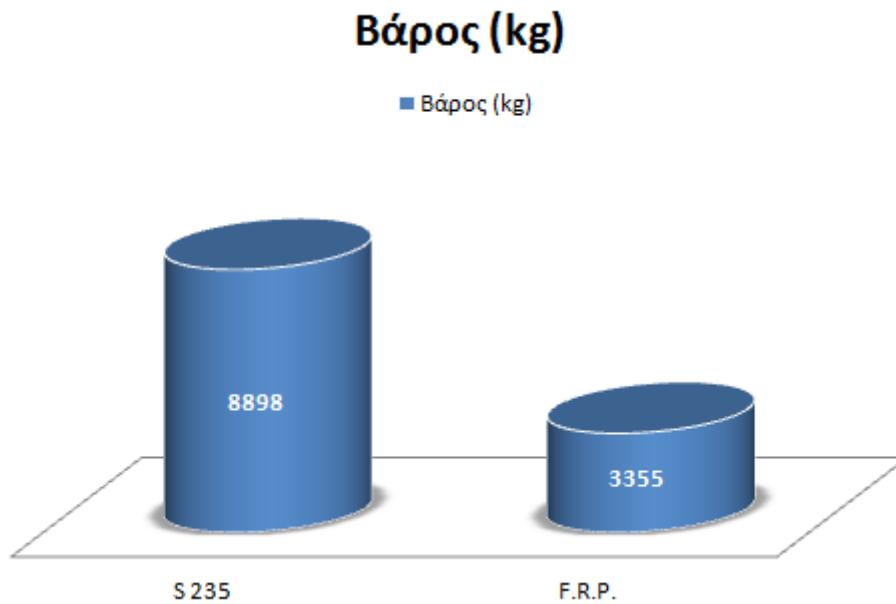
No.	LC Eigenvalue [1/sec ²]	relative Error	omega [1/sec]	frequency [Hertz]	period [sec]	No.	LC Eigenvalue [1/sec ²]	relative Error	omega [1/sec]	frequency [Hertz]	period [sec]		
1	9001	7.2420E+02	0.00E+00	26.911	4.283	0.233	1	9001	3.5425E+02	0.00E+00	18.822	2.996	0.334
2	9002	7.3438E+02	0.00E+00	27.099	4.313	0.232	2	9002	3.6849E+02	0.00E+00	19.196	3.055	0.327
3	9003	1.7541E+03	0.00E+00	41.882	6.666	0.150	3	9003	8.7669E+02	0.00E+00	29.609	4.712	0.212
4	9004	4.5726E+03	6.20E-11	67.621	10.762	0.093	4	9004	2.2281E+03	7.62E-13	47.203	7.513	0.133
5	9005	4.7955E+03	1.47E-10	69.250	11.021	0.091	5	9005	2.3913E+03	2.64E-12	48.901	7.783	0.128
6	9006	8.8631E+03	1.42E-05	94.144	14.984	0.067	6	9006	3.6541E+03	7.85E-10	60.449	9.621	0.104
7	9007	9.7314E+03	1.09E-03	98.648	15.700	0.064	7	9007	5.2403E+03	1.93E-05	72.390	11.521	0.087
8	9008	1.0863E+04	2.25E-02	104.227	16.588	0.060	8	9008	5.9798E+03	7.70E-04	77.329	12.307	0.081
9	9009	1.1301E+04	4.57E-02	106.306	16.919	0.059	9	9009	6.0910E+03	4.26E-03	78.045	12.421	0.081
10	9010	1.3047E+04	5.47E-02	114.224	18.179	0.055	10	9010	9.0011E+03	4.79E-03	94.874	15.100	0.066
11	1.7471E+04	8.10E-02	132.176	21.037	0.048	11	1.1155E+04	2.87E-02	105.616	16.809	0.059		
12	2.0576E+04	2.33E-01	143.444	22.830	0.044	12	1.1873E+04	3.90E-02	108.961	17.342	0.058		
13	2.2760E+04	1.78E-01	150.865	24.011	0.042	13	1.5478E+04	1.83E-01	124.410	19.800	0.051		
14	3.4738E+04	6.49E-01	186.382	29.664	0.034	14	1.8338E+04	4.75E-01	135.419	21.553	0.046		
15	5.2714E+04	3.50E-01	229.596	36.541	0.027	15	3.6963E+04	4.90E-01	192.259	30.599	0.033		
16	7.0579E+04	2.14E-01	265.667	42.282	0.024	16	5.6189E+04	4.56E-01	237.043	37.727	0.027		
17	1.0872E+05	5.47E-01	329.728	52.478	0.019	17	7.1740E+04	3.46E-01	267.842	42.628	0.023		
18	2.5142E+05	1.48E+00	501.416	79.803	0.013	18	1.3308E+05	6.50E-01	364.807	58.061	0.017		
19	8.6114E+05	1.71E+00	927.978	147.692	0.007	19	6.7290E+05	1.22E+00	820.302	130.555	0.008		
20	1.6369E+07	7.88E+00	4045.913	643.927	0.002	20	1.1007E+07	5.44E+00	3317.658	528.022	0.002		

Κτίριο από S235

Κτίριο από F.R.P.

9.1.3 Μάζα κτιρίων.

Τα ινοπλισμένα πολυμερή, διαθέτουν εξαιρετικά χαμηλό βάρος σε σύγκριση με τον χάλυβα (75% λιγότερο). Επομένως, παρότι το κτίριο από δομικό χάλυβα έχει διατομές μικρότερου εμβαδού, η συνολική του μάζα (των πρώτων υλών του σε δομικό χάλυβα έναντι των πρώτων υλών σε ινοπλισμένα πολυμερή) είναι 2,5 φορές μεγαλύτερη από αυτήν του κτιρίου από ινοπλισμένα πολυμερή.



9.1.4 Κόστος.

Το κόστος των ινοπλισμένων πολυμερών είναι περίπου 4€/kg έναντι του δομικού χάλυβα που είναι 2€/kg. Επομένως τα κόστη των πρώτων υλών σε χάλυβα και ινοπλισμένα πολυμερή είναι:

ΥΛΙΚΟ	ΚΟΣΤΟΣ/ΒΑΡΟΣ	ΒΑΡΟΣ	ΚΟΣΤΟΣ
F.R.P.	4€/kg	3.355kg	13.4202€
S235	2€/kg	8.898kg	17.7962€

9.2 Πλεονεκτήματα F.R.P.:

❖ Χαμηλό βάρος.

Τα ινοπλισμένα πολυμερή έχουν βάρος περίπου 2.600kg/m^3 (ανάλογα με το ποσοστό συμμετοχής των ινών όπλισης στην διατομή) κάνοντας το κατά 75% ελαφρύτερο από τον χάλυβα. Αυτό έχει σαν πλεονέκτημα την εύκολη και οικονομική μεταφορά και ανέγερση του.

❖ Αντοχή σε διαβρωτικά περιβάλλοντα.

Λόγω της φύσης του μητρώου πολυμερών, που δρουν ταυτόχρονα ως προστασία αλλά και ενισχυτικών προσθέτων στο μείγμα της υγρής ρητίνης, τα ινοπλισμένα πολυμερή έχουν εξαιρετική πυραντίσταση, αλλά και ανθεκτικότητα σε υψηλώς διαβρωτικά περιβάλλοντα (μειωμένες απαιτήσεις συντήρησης).

❖ Κατασκευασιμότητα.

Λόγω του χαμηλού βάρους τους, η ανέγερση κατασκευών από ινοπλισμένα πολυμερή απαιτεί ελάχιστο ανυψωτικό εξοπλισμό. Ακόμη, λόγω του συνεχούς τρόπου παραγωγής τους, υπάρχουν περιορισμένες ανάγκες αποκατάστασης συνέχειας των μελών.

❖ Χαμηλή θερμική αγωγιμότητα.

Οι διατομές από ινοπλισμένα πολυμερή παρουσιάζουν εξαιρετική αντίσταση –έως 100 φορές μικρότερη σε σχέση με τον χάλυβα- σε μεταφορά θερμότητας. Χαρακτηριστικά, ο μέσος ρυθμός μετάδοσης θερμότητας είναι $4\text{ BTU in. / hr ft}^2\text{ }^\circ\text{F}$ έναντι $260\text{-}460\text{ BTU in. / hr ft}^2\text{ }^\circ\text{F}$ του χάλυβα.

❖ Ηλεκτρικά μη αγωγίμο.

Όλα τα συστατικά μέρη ενός μέλους από ινοπλισμένα πολυμερή είναι ηλεκτρικά μη αγωγίμο, επιτρέποντας την προσάρτηση ηλεκτρολογικού εξοπλισμού χωρίς την ανάγκη λήψης επιπρόσθετων μέτρων ασφαλείας των χρηστών.

❖ Φιλικό προς το περιβάλλον.

Τόσο η διαδικασία παραγωγής των πρώτων υλών, όσο και η διαδικασία παραγωγής του τελικού προϊόντος πραγματοποιείται σε χαμηλότερες θερμοκρασίες για λιγότερο χρόνο σε σχέση με τον δομικό χάλυβα, κάνοντας την παραγωγή ινοπλισμένων πολυμερών φιλικότερη προς το περιβάλλον.

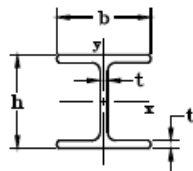
9.3 Συμπεράσματα:

Τα ινοπλισμένα πολυμερή μπορούν να αντικαταστήσουν τον δομικό χάλυβα σε αρκετές εφαρμογές του. Το χαμηλό τους συγκριτικά κόστος ανέγερσης, σε συνδυασμό με την σε βάθος χρόνου οικονομία λόγω χαμηλών απαιτήσεων συντήρησης, αλλά και των χαμηλών λειτουργικών εξόδων του τα καθιστούν άκρως οικονομική εναλλακτική.

➤ ΚΕΦΑΛΑΙΟ 10

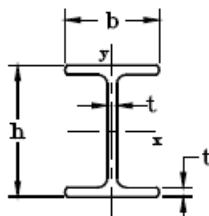
Παράρτημα

10.1 Πίνακες:



Pultex® Wide Flange Sections

Part Number	Depth(h) in	Width(b) in	Thick-ness(t) in	Area in ²	Weight lb/ft	X-X axis			Y-Y axis			Design	
						I in ⁴	S in ³	r in	I in ⁴	S in ³	r in	J in ⁴	C _w in ⁶
IW340	3.00	3.00	.25	2.17	1.85	3.23	2.15	1.22	1.11	0.74	0.71	0.047	2.49
IW440	4.00	4.00	.25	2.92	2.86	8.05	4.03	1.66	2.63	1.32	0.95	0.063	10.52
IW640	6.00	6.00	.25	4.42	3.83	28.58	9.53	2.54	8.91	4.46	1.42	0.094	80.21
IW660	6.00	6.00	.375	6.57	5.79	40.76	13.59	2.49	13.32	4.44	1.42	0.316	119.84
IW860	8.00	8.00	.375	8.82	7.77	100.35	25.09	3.37	31.65	7.91	1.90	0.422	506.46
IW880	8.00	8.00	.50	11.67	10.39	128.81	32.20	3.32	42.09	10.52	1.90	1.000	673.41
IW960	10.00	10.00	.375	11.07	9.59	200.45	40.09	4.26	61.94	12.39	2.37	0.527	1548.59
IW980	10.00	10.00	.50	14.67	12.92	259.36	51.87	4.20	82.38	16.48	2.37	1.250	2059.52
IW982	12.00	12.00	.50	17.67	15.65	457.26	76.21	5.09	142.59	23.77	2.84	1.500	5133.35

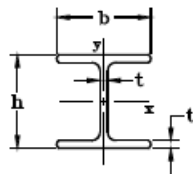


Pultex® I-Sections

Part Number	Depth(h) in	Width(b) in	Thick-ness(t) in	Area in ²	Weight lb/ft	X-X axis			Y-Y axis			Design	
						I in ⁴	S in ³	r in	I in ⁴	S in ³	r in	J in ⁴	C _w in ⁶
IB340	3.00	1.50	.25	1.42	1.22	1.803	1.202	1.178	0.140	0.186	0.314	0.031	0.315
IB440	4.00	2.00	.25	1.92	1.65	4.530	2.265	1.537	0.329	0.329	0.414	0.042	1.316
IB640	6.00	3.00	.25	2.92	2.49	16.17	5.39	2.35	1.11	0.74	0.62	0.063	9.99
IB660	6.00	3.00	.375	4.32	3.67	22.93	7.64	2.31	1.67	1.11	0.62	0.211	15.00
IB860	8.00	4.00	.375	5.82	5.17	56.71	14.18	3.12	3.95	1.97	0.82	0.281	63.12
IB880	8.00	4.00	.50	7.67	6.81	72.48	18.12	3.07	5.27	2.63	0.82	0.667	84.26
IB960	10.00	5.00	.375	7.32	6.43	113.55	22.71	3.94	7.71	3.08	1.03	0.352	192.80
IB980	10.00	5.00	.50	9.67	8.51	146.45	29.29	3.89	10.27	4.11	1.03	0.833	256.84
IB982	12.00	6.00	.50	11.67	10.31	258.76	43.13	4.71	17.76	5.92	1.23	1.000	639.33

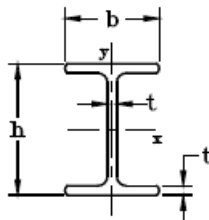
Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομών διπλού T.

Φέρουσα ικανότητα υποστυλώματος IW960 για διαφορες τιμές μήκους μέλους.



Pultex® Wide Flange Sections

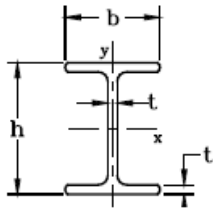
Part Number	Depth(h) in	Width(b) in	Thick-ness(t) in	Area in ²	Weight lb/ft	X-X axis			Y-Y axis			Design	
						I in ⁴	S in ³	r in	I in ⁴	S in ³	r in	J in ⁴	C _w in ⁶
IW340	3.00	3.00	.25	2.17	1.85	3.23	2.15	1.22	1.11	0.74	0.71	0.047	2.49
IW440	4.00	4.00	.25	2.92	2.86	8.05	4.03	1.66	2.63	1.32	0.95	0.063	10.52
IW640	6.00	6.00	.25	4.42	3.83	28.58	9.53	2.54	8.91	4.46	1.42	0.094	80.21
IW660	6.00	6.00	.375	6.57	5.79	40.76	13.59	2.49	13.32	4.44	1.42	0.316	119.84
IW860	8.00	8.00	.375	8.82	7.77	100.35	25.09	3.37	31.65	7.91	1.90	0.422	506.46
IW880	8.00	8.00	.50	11.67	10.39	128.81	32.20	3.32	42.09	10.52	1.90	1.000	673.41
IW960	10.00	10.00	.375	11.07	9.59	200.45	40.09	4.26	61.94	12.39	2.37	0.527	1548.59
IW980	10.00	10.00	.50	14.67	12.92	259.36	51.87	4.20	82.38	16.48	2.37	1.250	2059.52
IW982	12.00	12.00	.50	17.67	15.65	457.26	76.21	5.09	142.59	23.77	2.84	1.500	5133.35



Pultex® I-Sections

Part Number	Depth(h) in	Width(b) in	Thick-ness(t) in	Area in ²	Weight lb/ft	X-X axis			Y-Y axis			Design	
						I in ⁴	S in ³	r in	I in ⁴	S in ³	r in	J in ⁴	C _w in ⁶
IB340	3.00	1.50	.25	1.42	1.22	1.803	1.202	1.178	0.140	0.186	0.314	0.031	0.315
IB440	4.00	2.00	.25	1.92	1.65	4.530	2.265	1.537	0.329	0.329	0.414	0.042	1.316
IB640	6.00	3.00	.25	2.92	2.49	16.17	5.39	2.35	1.11	0.74	0.62	0.063	9.99
IB660	6.00	3.00	.375	4.32	3.67	22.93	7.64	2.31	1.67	1.11	0.62	0.211	15.00
IB860	8.00	4.00	.375	5.82	5.17	56.71	14.18	3.12	3.95	1.97	0.82	0.281	63.12
IB880	8.00	4.00	.50	7.67	6.81	72.48	18.12	3.07	5.27	2.63	0.82	0.667	84.26
IB960	10.00	5.00	.375	7.32	6.43	113.55	22.71	3.94	7.71	3.08	1.03	0.352	192.80
IB980	10.00	5.00	.50	9.67	8.51	146.45	29.29	3.89	10.27	4.11	1.03	0.833	256.84
IB982	12.00	6.00	.50	11.67	10.31	258.76	43.13	4.71	17.76	5.92	1.23	1.000	639.33

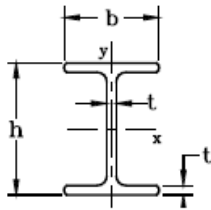
Φέρουσα ικανότητα δοκού IB960 για διαφορες τιμές μήκους μέλους.

Pultex® SuperStructural Profiles
I-Sections

10" x 5" x 3/8" (Part # IB 960) 1500/1525/1625 Series		Ultimate In-Plane Shear Strength (psi)	7,000	Simply Supported beam with Uniform Loads at various L/D ratios (lbs/ft)					
E = 4.0x10 ⁶ psi G = 5.0x10 ⁵ psi		Ultimate Flexural Strength (psi)	33,000	Maximum L _b = 3 ft.					
I _x = 113.55 in ⁴ S _x = 22.71 in ³		Ultimate Local Buckling Strength (psi)	29,627						
A _w = 3.75 in ² Wt. = 6.43 lbs/ft		Simply Supported with a Uniform Load			L/D ratio				
Span (feet)	Allowable load, laterally unsupported beam global buckling capacity, 2.5x Safety Factor (lbs/ft)	Allowable load, local compression buckling capacity, 2.5x Safety Factor (lbs/ft)	Allowable load, flexural capacity, 2.5x Safety Factor (lbs/ft)	Allowable load, In-plane shear of the web capacity, 3x Safety Factor (lbs/ft)					
					100	150	180	240	360
8	856	2803	3123	2188			2099	1574	1049
9	547	2215	2467	1944		1847	1539	1154	770
10	368	1794	1998	1750		1390	1159	869	579
11	258	1483	1652	1591		1070	892	669	446
12	187	1246	1388	1458		840	700	525	350
13	139	1062	1183	1346	1006	671	559	419	280
14	107	915	1020	1250	816	544	453	340	227
15	83	797	888	1167	670	446	372	279	186
16	66	701	781	1094	556	371	309	232	155
17	53	621	692	1029	467	311	259	195	130
18	44	554	617	972	396	264	220	165	110
19	36	497	554	921	338	225	188	141	94
20	30	449	500	875	291	194	162	121	81
21	26	407	453	833	252	168	140	105	70
22	22	371	413	795	220	147	122	92	61
23	19	339	378	761	193	129	107	80	54
24	16	311	347	729	170	114	95	71	47
25	14	287	320	700	151	101	84	63	42
26	13	265	296	673	135	90	75	56	37
27	11	246	274	648	120	80	67	50	33
28	10	229	255	625	108	72	60	45	30

Note: Bold numbers in the Factored Load Tables represent the governing load

Φέρουσα ικανότητα διαδοκίδας IB660 για διαφορες τιμές μήκους μέλους.

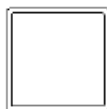


Pultex® SuperStructural Profiles
I-Sections

6" x 3" x 3/8" (Part # IB 660) 1500/1525/1625 Series		Ultimate In-Plane Shear Strength (psi)	7,000	Simply Supported beam with Uniform Loads at various L/D ratios (lbs/ft)						
		Ultimate Flexural Strength (psi)	33,000	Maximum $L_b = 1.75$ ft.						
$E = 4.0 \times 10^6$ psi $G = 5.0 \times 10^5$ psi		Ultimate Local Buckling Strength (psi)	82,298	Simply Supported with a Uniform Load						
$I_x = 22.93$ in ⁴ $S_x = 7.64$ in ³		Laterally Supported beams			L/D ratio					
$A_w = 2.25$ in ² $Wt. = 3.67$ lbs/ft		Allowable load, local compression buckling capacity, 2.5x Safety Factor (lbs/ft)	Allowable load, flexural capacity, 2.5x Safety Factor (lbs/ft)	Allowable load, In-plane shear of the web capacity, 3x Safety Factor (lbs/ft)	100	150	180	240	360	
Span (feet)	Allowable load, laterally unsupported beam global buckling capacity, 2.5x Safety Factor (lbs/ft)									
4	1918	10479	4202	2625				2377	1585	
5	848	6707	2689	2100			1786	1339	893	
6	442	4657	1868	1750		1312	1093	820	547	
7	259	3422	1372	1500	1284	856	713	535	357	
8	164	2620	1051	1313	881	587	489	367	245	
9	111	2070	830	1167	629	419	349	262	175	
10	78	1677	672	1050	464	309	258	193	129	
11	57	1386	556	955	352	234	195	147	98	
12	43	1164	467	875	273	182	152	114	76	
13	33	992	398	808	216	144	120	90	60	
14	26	855	343	750	173	116	96	72	48	
15	21	745	299	700	142	94	79	59	39	
16	17	655	263	656	117	78	65	49	32	

Note: Bold numbers in the Factored Load Tables represent the governing load

Φέρουσα ικανότητα χιαστί συνδ. TQ660 για διαφορες τιμές μήκους μέλους.



Pultex® Standard Structural Profiles
Square Tubes

6" x 6" x 3/8" (Part# TQ 660) Pultex® 1500/1525/1625 Series A = 8.48 in ² , r = 2.3 in Allowable Axial Stresses and Loads				
Effective Column Length (KL) (ft.)	KL/r	Fa (psi)	Pa (lbs.)	
1.0	5.2	10000	84800	Short Column
2.0	10.4	10000	84800	Short Column
3.0	15.7	10000	84800	Short Column
4.0	20.9	10000	84800	Short Column
5.0	26.1	10000	84800	Short Column
6.0	31.3	10000	84800	Long Column
7.0	36.5	7399	62747	Long Column
8.0	41.7	5665	48041	Long Column
9.0	47.0	4476	37958	Long Column
10.0	52.2	3626	30746	Long Column
11.0	57.4	2996	25410	Long Column
12.0	62.6	2518	21351	Long Column
13.0	67.8	2145	18193	Long Column
14.0	73.0	1850	15687	Long Column
15.0	78.3	1611	13665	Long Column
16.0	83.5	1416	12010	Long Column
17.0	88.7	1255	10639	Long Column
18.0	93.9	1119	9490	Long Column
19.0	99.1	1004	8517	Long Column
20.0	104.3	906	7687	Long Column
22.0	114.8	749	6353	Long Column
24.0	125.2	629	5338	Long Column

10.2 Βιβλιογραφία:

Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των κατασκευών. Μέρος 1-1: «Βασικές Αρχές Σχεδιασμού». CEN, ENV 1991-1: 1994. Εκδόσεις Τ.Ε.Ε.: Αθήνα, 1997.

Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των κατασκευών. Μέρος 2-4: «Φορτία Ανέμου». CEN, ENC 1991-2-: 1994. Εκδόσεις Τ.Ε.Ε.: Αθήνα, 1997.

Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των κατασκευών. Μέρος 2-3: «Φορτία Χιονιού». CEN, ENC 1991-2-3: 1994. Εκδόσεις Τ.Ε.Ε.: Αθήνα, 1997.

Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός Κατασκευών από χάλυβα. Παράρτημα F: «Πλευρικός λυγισμός». CEN, ENV 1993-1: 1997. Εκδόσεις Τ.Ε.Ε.: Αθήνα, 1997.

«Ελληνικός Αντισεισμικός σχεδιασμός 2000 (Ε.Α.Κ. 2000)» Εκδόσεις ΣΙΑΔΕΝΟΡ: Αθήνα 2006.

Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι.Χ., και Γ. Ιωαννίδης. «Σχεδιασμός Δομικών έργων από χάλυβα με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων». Εκδόσεις κλειδάριθμος: Αθήνα 2008

«Composites for construction. Structural Design with FRP materials». Lawrence C. Bank, John Wiley & Sons, inc. New Jersey 2006.

«The Pultex Pultrusion Design Manual of Standard and Custom Fiber Reinforced Polymer Structural Profiles». Volume 5 2015. Creative Pultrusions inc.

Εγχειρίδιο Προγράμματος SOFISTIK, έκδοση 2003.