

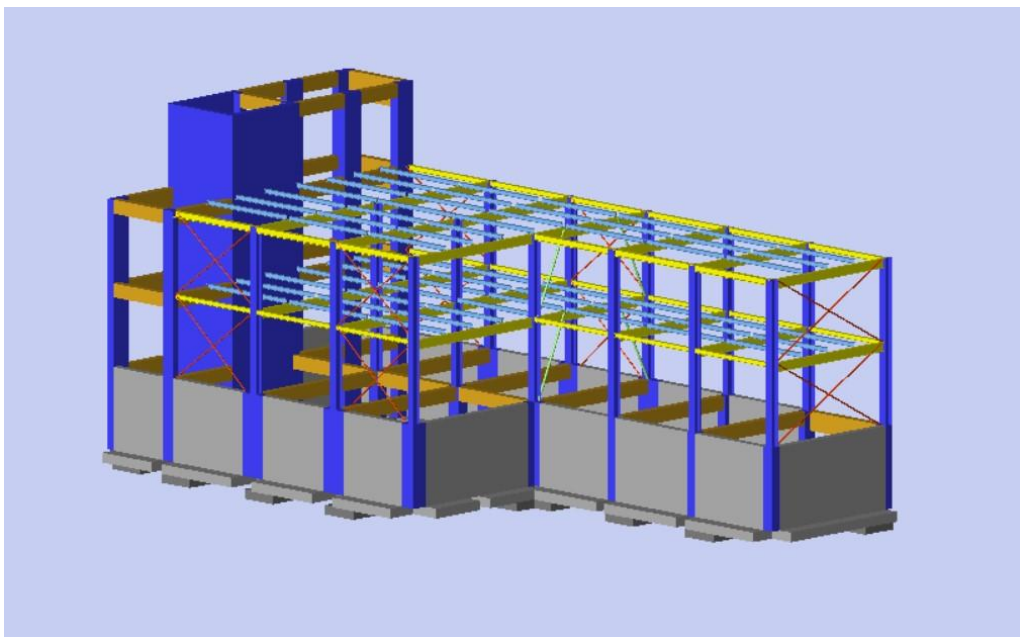


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Εναλλακτικοί Τρόποι Κατασκευής Διώροφου
Εμπορικού Κτηρίου με Υπόγειο



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Παπαμηνάς Ανδρέας

Επιβλέπων: Αβραάμ Τάσος

Αθήνα, Ιούλιος 2016

EMK ΔΕ 2016/20

Παπαμηνάς Ανδρέας (2016)
Εναλλακτικοί Τρόποι Κατασκευής Διώροφου Εμπορικού Κτηρίου με Υπόγειο
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2016/20
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Papaminas Andreas (2016)
Alternative ways of the construction of a two storey commercial building including a
basement
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2016/20
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

*Στον αείμνηστο πατέρα μου
και στην μητέρα μου*

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ	9
1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ	11
1.1 Οργανόγραμμα	11
1.2 Στοιχεία Φορέα (Γεωμετρία – Υλικά).....	12
1.3 Εφαρμοζόμενοι κανονισμοί	13
1.4 Χαρακτηριστικά προγράμματος Fespa	14
1.5 Υλικά Κατασκευής.....	17
2 ΦΟΡΤΙΑ-ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ	18
2.1 Κατηγορίες δράσεων.....	18
2.1.1 Μόνιμες δράσεις (G).....	18
2.1.2 Μεταβλητές δράσεις (Q).....	18
2.1.3 Σεισμικές δράσεις (E)	19
2.1.4 Απαιτήσεις συμπεριφοράς και κριτήρια συμμόρφωσης.....	20
2.2 Κατηγορία και συντελεστής σπουδαιότητας.....	20
2.3 Σεισμικές ζώνες.....	21
2.4 Κανονικότητα κατασκευής	28
2.5 Συντελεστής ασφαλείας.....	30
2.6 Συνδυασμοί δράσεων	32
2.7 Συντελεστής συνδυασμού.....	32
2.8 Οριακή κατάσταση αστοχίας	33
2.9 Κατάταξη διατομών	35
3 Κτήριο από Οπλισμένο Σκυρόδεμα – Προσομοίωμα Α	38
3.1 Στοιχεία κτηρίου	38
3.2 Σχέδια κτηρίου	39
3.3 Τυπικοί οπλισμοί υποστυλωμάτων:	40
3.4 Ιδιομορφές κτηρίου	42
3.5 Μετακινήσεις κτηρίου.....	43
4 Σχεδιασμός και διαστασιολόγηση Σύμμικτης Κατασκευής - Προσομοίωμα Β.....	44
4.1 Περιγραφή κτηρίου	44
4.2 Στατική ανάλυση.....	47
4.3 Σχεδιασμός Σύμμικτων Πλακών	47
4.3.1 Χαλυβδόφυλλα	48
4.3.2 Φορτία.....	49
4.4 Σύμμικτες Τεγίδες.....	55
4.4.1 Κατάταξη διατομής.....	57
4.4.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας	58
4.4.3 Διατμητική σύνδεση	61
4.4.4 Διαμήκης διάτμηση.....	61
4.4.5 Διατμητικοί ήλοι.....	62
4.4.6 Έλεγχος γεωμετρικών αποστάσεων.....	65
4.4.7 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	65
4.5 Σύμμικτη κύρια δοκός.....	68
4.5.1 Κατάταξη διατομής.....	69
4.5.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας	70
4.5.3 Διατμητική σύνδεση	72

4.5.4	Διαμήκης διάτμηση.....	72
4.5.5	Διατμητικοί ήλοι.....	73
4.5.6	Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	75
4.6	Υποστώλωμα	77
4.6.1	Κατάταξη διατομής.....	78
4.6.2	Έλεγχος διατομής σε διάτμηση.....	78
4.6.3	Έλεγχος επίδρασης της αξονικής στην αντοχή σε ροπή κάμψης	79
4.6.4	Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη	79
4.6.5	Έλεγχος μέλους σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό	80
4.6.6	Ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.....	81
4.7	Μετακινήσεις κορυφής	85
5	ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ	86
5.1	Δυναμική ανάλυση.....	86
5.2	Ικανοτικός σχεδιασμός.....	91
5.2.1	Χιαστί Σύνδεσμοι δυσκαμψίας	91
5.2.2	Έλεγχος Σύνδεσμος τύπου V ή Λ με εκκεντρότητα	92
6	ΣΥΝΔΕΞΕΙΣ	95
6.1	Εισαγωγή.....	95
6.2	Σύνδεση Τεγίδας HEA160 σε εσωτερική δοκό IPE330.....	95
6.3	Σύνδεση κύριας δοκού – υποστυλώματος.....	99
6.4	Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας -υποστυλώματος.....	103
6.5	Έδραση υποστυλώματος.....	107
7	Προτεινόμενη Λύση Σύμμικτης Κατασκευής - Προσομοίωμα Γ	113
7.1	Περιγραφή κτηρίου	113
7.2	Όψεις κτηρίου (προσομοίωμα Γ)	114
7.3	Σχέδια κτηρίου	115
7.4	Μετακινήσεις επιπέδων.....	116
8	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	117
8.1	Γενικά.....	117
8.2	Βάρος κατασκευών	117
8.3	Οικονομοτεχνική Μελέτη	119
8.4	Ιδιομορφές.....	119
8.5	Μετακινήσεις	121
8.6	Συμπεράσματα	122
9	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	123

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Αβραάμ Τάσο ο οποίος με την ιδιότητα του επιβλέποντα καθηγητή μου με βοήθησε και καθοδήγησε για την περάτωση της διπλωματικής μου εργασίας, όπως επίσης την εταιρεία LS Λογισμική για την ακαδημαϊκή άδεια του προγράμματος FESPA.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου για την αμέριστη συμπαράσταση και βοήθεια που μου πρόσφεραν καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ
ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2016/20

**ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΟΙ ΤΡΟΠΟΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΔΙΩΡΟΦΟΥ ΕΜΠΟΡΙΚΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ
ΜΕ ΥΠΟΓΕΙΟ**

Παπαμηνάς Ανδρέας (Επιβλέπων: Αβραάμ Τ.)

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η μελέτη, μιας εναλλακτικής λύσης από σύμμικτη κατασκευή, υπάρχουσας διώροφης κατασκευής με υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Έπειτα προτείνεται μια καλύτερη λύση της σύμμικτης κατασκευής και γίνεται σύγκριση των τριών κατασκευών. Η μελέτη και η προσομοίωση του υφισταμένου και του μεταλλικού κτηρίου έγινε με τη χρήση του προγράμματος ηλεκτρονικού υπολογιστή FESPA της LH ΛΟΓΙΣΜΙΚΗΣ.

Στο 1^ο κεφάλαιο δείχνεται μία συνοπτική πορεία που θα ακολουθηθεί για το σχεδιασμό και την επίλυση του φορέα και αναφέρονται τα στοιχεία του φορέα και του προγράμματος ηλεκτρονικού υπολογιστή που χρησιμοποιήθηκε.

Στο 2^ο κεφάλαιο αναφέρονται οι δράσεις, οι παράμετροι και οι συντελεστές που χρησιμοποιήθηκαν για τη διαστασιολόγηση και τον έλεγχο της κατασκευής.

Στο 3^ο κεφάλαιο περιγράφονται τα δομικά στοιχεία του κτηρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα-Προσομοίωμα Α, τα σχέδια του κτηρίου και οι μετατοπίσεις του.

Στο 4^ο κεφάλαιο γίνεται η περιγραφή της σύμμικτης κατασκευής-Προσομοίωμα Β. Γίνονται οι έλεγχοι τόσο της σύμμικτης πλάκας όσο και των αμιγώς μεταλλικών στοιχείων και των σύμμικτων διατομών στην οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας.

Στο 5^ο κεφάλαιο γίνεται ο αντισεισμικός σχεδιασμός του κτιρίου. Παρουσιάζεται ο ικανοτικός σχεδιασμός των συνδέσμων δυσκαμψίας και γίνεται ικανοτικός έλεγχος των χιαστί κατακόρυφων συνδέσμων και των συνδέσμων τύπου Λ με εκκεντρότητα.

Στο 6^ο κεφάλαιο περιγράφονται ο σχεδιασμός και ο έλεγχος των συνδέσεων των μελών του φορέα. Ενδεικτικά παρουσιάζονται οι συνδέσεις τεγίδας-εσωτερικής δοκού, κύριας δοκού-υποστυλώματος, κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας-υποστυλώματος και τέλος η έδραση του υποστυλώματος.

Στο 7^ο κεφάλαιο παρουσιάζεται η προτεινόμενη λύση σύμμικτης κατασκευής-Προσομοίωμα Γ, τα σχέδια του κτηρίου και οι μετατοπίσεις του.

Στο 8^ο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα της εν λόγω εργασίας λαμβάνοντας υπόψιν τα κριτήρια βάρους των κατασκευών, οικονομοτεχνικής μελέτης, ιδιομορφών και μετακινήσεων οροφής.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES
DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2016/20

Alternative ways of the construction of a two storey commercial building including a basement

Papaminas Andreas (supervised by Avraam T.)

Abstract

This diploma thesis deals with alternative ways of the construction of a two-storey concrete building which will be utilised as a commercial building. Structural steel and composite structures were chosen. The paper consists of 8 chapters, the description of which is given below:

The 1st chapter provides a general presentation of the building in accordance with its architectural requirements and refers to the software used for the analysis of the building.

The 2nd chapter illustrates the loads, the parameters, and the coefficients that were utilised for the dimensioning and control of the construction. .

The 3rd chapter refers to the concrete building- Type A, the changes in the designs and transposition of structure.

The 4th chapter describes the alternative building-Type B made of steel and composite structures is described. Moreover, the results of checks for both steel and composite sections for the construction at the Ultimate Limit State and Serviceability are presented.

The 5th chapter contains the seismic design of the structure. The capable factors of the diagonal bracings, the beam and the column which participate in the frame with diagonal bracing are described.

In the 6th chapter typical joints are tested such as the joints between the diagonal bracing and the column, beam-secondary beam, column-beam and finally column base.

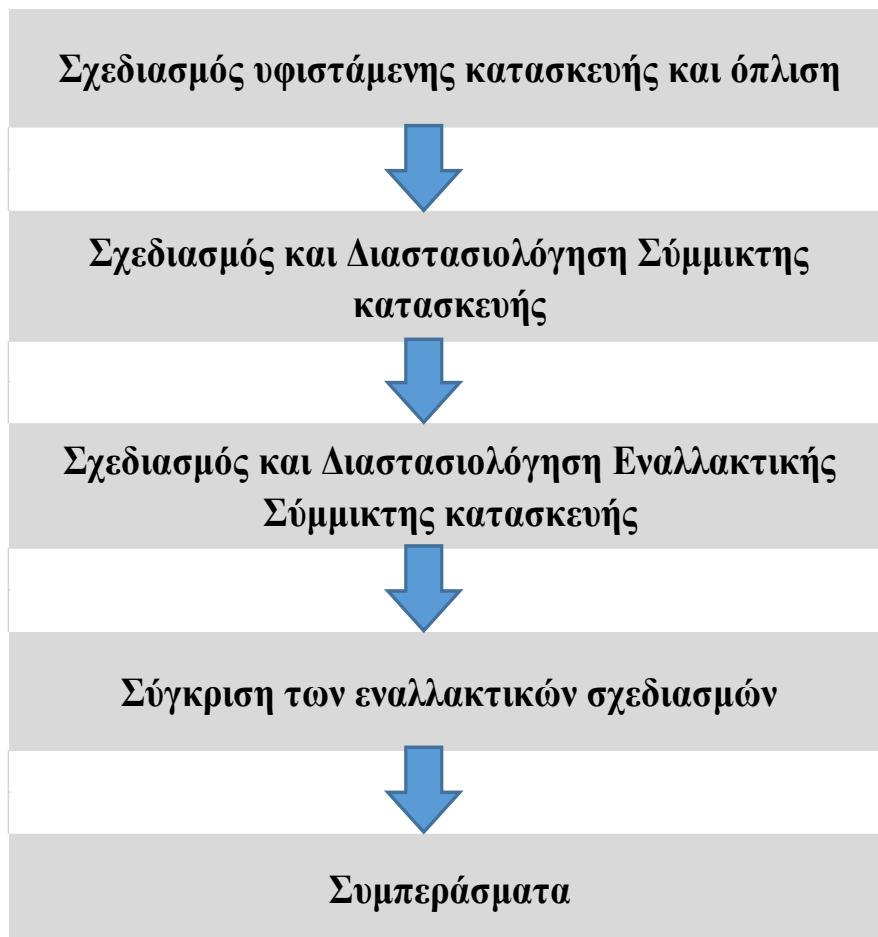
In the 7th chapter a better structure made of steel- type C is described, detailing the changes in the designs and movements.

Finally, in the 8th chapter the conclusions of this report are summarised, taking into consideration the weight criteria construction the techno-economical study, and modes and roof movements..

1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

1.1 Οργανόγραμμα

Συνοπτικώς παρουσιάζεται η πορεία που θα ακολουθηθεί για το σχεδιασμό και την επίλυση:



1.2 Στοιχεία Φορέα (Γεωμετρία – Υλικά)

Το παρόν κτήριο αποτελεί μια υφιστάμενη κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα (Προσομοίωμα Α) με σκοπό την εμπορική του χρήση ως έκθεση επίπλων σπιτιού και όχι μόνο. Αυτό σημαίνει ότι σχεδιάζεται με σκοπό τη συνεχή και αδιάκοπη λειτουργία και με βασικό γνώμονα το γεγονός ότι η πρόσοψη του κτηρίου πρέπει να αποτελείται από γυαλί.

Το κτήριο καλύπτει επιφάνεια διακόσων πενήντα δύο τετραγωνικών μέτρων περίπου (252m²) και αποτελείται από τρία (3) επίπεδα, επίσης περιλαμβάνει υπόγειο με 2 εισόδους/εξόδους για φόρτωση/εκφόρτωση προϊόντων και λειτουργεί ως αποθήκη. Το πρώτο επίπεδο (ισόγειο) λειτουργεί ως χώρος υποδοχής και χώρος έκθεσης και το επίπεδο 2 θα λειτουργήσει επίσης ως χώρος έκθεσης. Το επίπεδο 3 θα χρησιμοποιηθεί για εγκατάσταση κλιματισμού-εξαερισμού, κεραιών τηλεπικοινωνίας και άλλων ηλεκτρομηχανολογικών εγκαταστάσεων.

Στόχος έργου

1. Βασικός στόχος του έργου είναι να δοθεί μια εναλλακτική λύση (Προσομοίωμα Β) κατασκευής του υφιστάμενου κτηρίου φτιάχνοντας μια σύμμικτη κατασκευή, διατηρώντας σταθερές τις αποστάσεις των υποστυλωμάτων και των δοκών της προηγούμενης κατασκευής.
2. Έπειτα θα δοθεί μια καλύτερη λύση του σύμμικτου φορέα (Προσομοίωμα Γ) εκμεταλλεύομενος τα πλεονεκτήματα που προσφέρει η χρήση δομικού χάλυβα στην κατασκευή.

Είναι χρήσιμο να αναφερθούν κάποια από τα πλεονεκτήματα του κτηρίου από δομικό χάλυβα έναντι της συμβατικής κατασκευής :

- Παρέχει αντισεισμική θωράκιση
 - Εξασφαλίζει σταθερές και υψηλές προδιαγραφές κατασκευής διότι τα μέλη του φέροντος οργανισμού (δοκοί – υποστυλώματα) είναι προϊόντα βιομηχανικής παραγωγής.
 - Παρέχει ελευθερία αρχιτεκτονικού σχεδιασμού (μεγάλα ανοίγματα χωρίς ενδιάμεσα υποστυλώματα επιτρέποντας με αυτόν τον τρόπο μια ευέλικτη διαρρύθμιση των εσωτερικών χώρων)
 - Ενδείκνυται για την κατασκευή πολυώροφων κτιρίων χωρίς τη χρήση μεγάλων διατομών.
 - Ευνοεί την καθ' ύψος επέκταση, λόγω μικρότερου βάρους
- Απαιτεί μικρότερο χρόνο παράδοσης (περίπου το ήμισυ της συμβατικής)
 - Απαιτεί χαμηλότερο κόστος θεμελίωσης λόγω των μικρότερων φορτίων που την επιβαρύνουν.
 - Ο συγκεκριμένος τρόπος κατασκευής προτείνεται διεθνώς και στην Ελλάδα και ιδιαίτερα σε περιοχές με έντονη σεισμική δραστηριότητα λόγω των υψηλών αντοχών σε περίπτωση σεισμού.
- Εύκολη αποκατάσταση ζημιών.
 - Τα μεταλλικά κτήρια είναι σε μεγάλο βαθμό αποσυναρμολογήσιμα όπου μας δίνει τη δυνατότητα της βέλτιστης εκμετάλλευσης των υλικών σε όλες τις μεταλλικές κατασκευές ακόμα και μετά το πέρας της ζωής του συγκεκριμένου τεχνικού έργου.

Ωστόσο όπως κάθε δομικό υλικό έτσι και ο χάλυβας έχει κάποια μειονεκτήματα τα οποία θα πρέπει να αναφερθούν. Συγκεκριμένα:

- Απαίτηση βιομηχανικής εγκατάστασης για την προετοιμασία του υλικού.
- Απαίτηση εξειδικευμένου εργατοτεχνικού προσωπικού.
- Αυξημένο κόστος μελέτης.
- Αυξημένο κόστος πυροπροστασίας.
- Αυξημένο κόστος αντιδιαβρωτικής προστασίας.

Ο σύμμικτος φορέας (Προσομοίωμα Β) αποτελείται από υπόγειο από σκυρόδεμα, και οι υπόλοιποι ορόφοι από μεταλλική ανωδομή με σύμμικτες πλάκες πάχους 130cm συνολικά, εδραζόμενες πάνω σε χαλυβδόφυλλο πάχους 7,3cm. Οι πλάκες εδράζονται σε διαδοκίδες διατομής HEA160 και αυτές επί δευτερευουσών δοκών IPE330 καθώς και επάνω στις κύριες δοκούς (HEA160 περιμετρικά και εξωτερικά ανοίγματα ισογείου, HEB180 και HEB220 για τα περιμετρικά και εξωτερικά ανοίγματα 1^{ου} ορόφου).

Σύμμικτες πλάκες ονομάζονται οι φέρουσες πλάκες οροφής κτιρίων, οι οποίες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Το βασικό συστατικό των σύμμικτων πλακών είναι τα 2 χαλυβδόφυλλα που λειτουργούν αρχικά κατά τη φάση κατασκευής ως μεταλλότυπος για το έγχυτο σκυρόδεμα, μεταφέροντας τα φορτία της σκυροδέτησης. Μετά την πήξη του σκυροδέματος η παραλαβή των λοιπών φορτίων κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής γίνεται από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών που λειτουργούν πλέον ως σύμμικτη πλάκα. Στη σύμμικτη πλάκα προβλέπεται συνήθως ένας ελαφρύς οπλισμός που αφενός μεν προστατεύει το σκυρόδεμα από τη ρηγμάτωση, αφετέρου δε μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την παραλαβή των (αρνητικών) ροπών των στηρίξεων στην περίπτωση που επιλεγεί το στατικό σύστημα της συνεχούς δοκού πολλών ανοιγμάτων.

Τα φορτία μεταφέρονται από τις δοκούς στα υποστυλώματα (HEB320) και από εκεί στη θεμελίωση. Τα οριζόντια φορτία παραλαμβάνονται κατά τη διεύθυνση x-x με 2 κατακόρυφους συνδέσμους τύπου X (CHS 48.3x5) ενώ κατά τη διεύθυνση y -y μόνο με 1 κατακόρυφο συνδέσμο τύπου X (CHS 60.3x5) και ενός συνδέσμου τύπου Λ με εκκεντρότητα (CHS 88.9x6) (αρθρωτές συνδέσεις δοκών – πλαισίων).

Περιμετρικά το κτήριο καλύπτεται με γυψοσανίδες και τζαμαρίες από γυαλί.

Ιδιαιτερότητα του φορέα αποτελεί η μη κανονικότητα του κτηρίου σε όψη και σε κάτοψη. Καταρχάς η χρήση του κτηρίου κατέστησε αδύνατη την επιλογή χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας στο σημείο ασυνέχειας, καθώς προβλέπεται τζαμαρία λόγω πρόσοψης του κτηρίου. Έπειτα η ασύμμετρη γεωμετρία του κτηρίου κατέστησε δύσκολη την συνδεσμολογία λόγω των διαφορετικών ιδιομορφών που παρουσιάζει. Γι' αυτό το λόγο έχουν επιλεγεί και πιο μεγάλες και διαφορετικές διατομές στους εξωτερικούς δοκούς του 1^{ου} ορόφου.

1.3 Εφαρμοζόμενοι κανονισμοί

Κατά την σύνταξη της μελέτης του δομήματος, εφαρμόζονται οι παρακάτω κανονισμοί και διατάξεις.

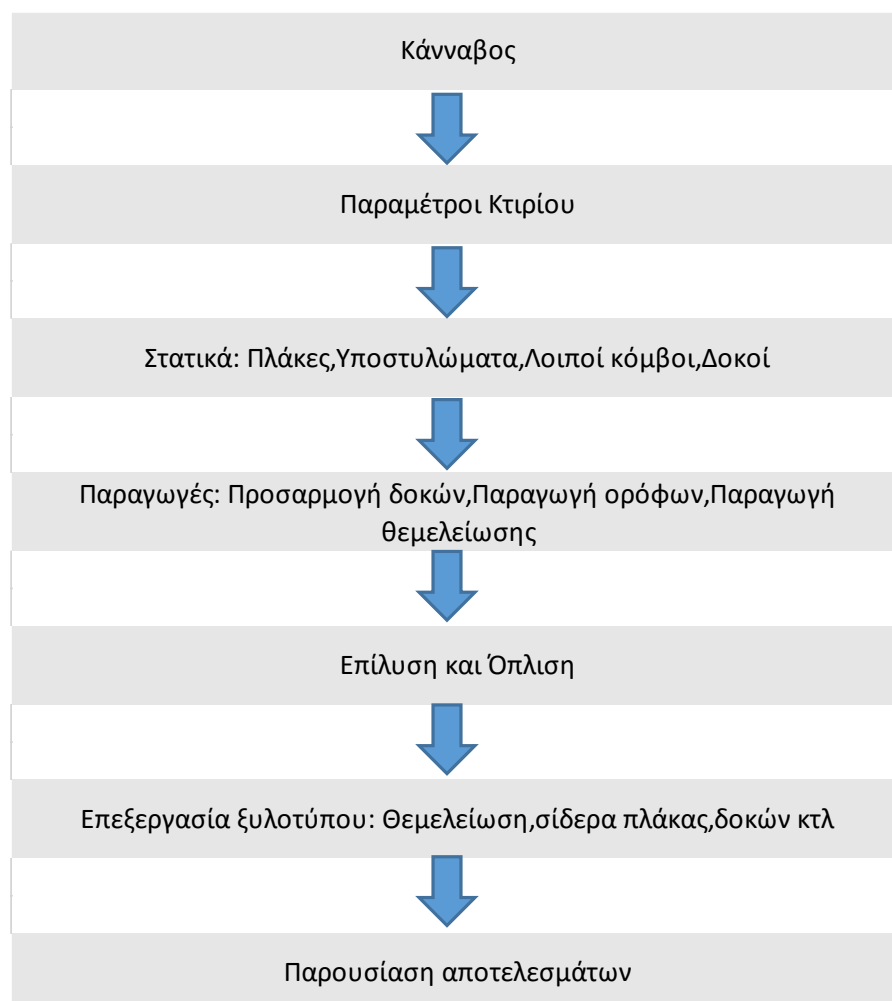
Εθνικά Πρότυπα Ευρωκωδίκων

- ΕΛΟΤ EN 1990: 2002 Ευρωκώδικας: “Βάσεις Σχεδιασμού”
- ΕΛΟΤ EN 1991: 2002 Ευρωκώδικας 1: “Δράσεις”

- ΕΛΟΤ EN 1992 Ευρωκώδικας 2: “Σχεδιασμός φορέων από Σκυρόδεμα”
- ΕΛΟΤ EN 1992-1-1: 2005: Γενικοί Κανόνες και κανόνες για κτήρια,
- ΕΛΟΤ EN 1992-1-2: 2005: Γενικοί Κανόνες: Δομοστατικός σχεδιασμός έναντι πυρκαγιάς.
- ΕΛΟΤ EN 1993 Ευρωκώδικας 3: “Σχεδιασμός Φορέων από Χάλυβα”
- ΕΛΟΤ EN 1993-1-1: 2005: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτήρια
- ΕΛΟΤ EN 1993-1-3: 2006: Γενικοί κανόνες Πρόσθετοι κανόνες για μέλη και φύλλα ψυχρής έλασης.
- ΕΛΟΤ EN 1993-1-8: 2005: Σχεδιασμός κόμβων
- ΕΛΟΤ EN 1995 Ευρωκώδικας 5: “Σχεδιασμός Ξύλινων Φορέων”
- ΕΛΟΤ EN 1996 Ευρωκώδικας 6: “Σχεδιασμός Φορέων από Τοιχοποιία”
- ΕΛΟΤ EN 1997 Ευρωκώδικας 7: “Γεωτεχνικός Σχεδιασμός”
- ΕΛΟΤ EN 1997-1: 2005: Γενικοί κανόνες
- ΕΛΟΤ EN 1998 Ευρωκώδικας 8: “Αντισεισμικός Σχεδιασμός”
- ΕΛΟΤ EN 1998-1: 2005: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτήρια

1.4 Χαρακτηριστικά προγράμματος Fespa

Οι αναλύσεις και οι διαστασιολογήσεις των δομικών στοιχείων έγιναν στο πρόγραμμα Fespa ώστε να είναι δυνατός ο έλεγχος των αποτελεσμάτων.ο έγκαιρος εντοπισμός τυχόν λαθών και η άμεση και εύκολη διόρθωσή τους. Στο πρόγραμμα Fespa η διαδικασία εισαγωγής και επεξεργασίας των δεδομένων, επίλυσης ,όπλισης, αλλαγών και σχεδίασης γίνεται μέσα σε ένα ενοποιημένο περιβάλλον εργασίας, η πορεία της οποίας είναι η εξής:



Το Fespa είναι ένα πρόγραμμα που βασίζεται στη λογική των «οντοτήτων». Αυτό σημαίνει ότι το μοντέλο του φορέα αποτελείται από οντότητες όπως πλάκες, δοκοί, σίδερα πλακών κ.λ.π. Κάθε μια από τις οντότητες αυτές έχει το δικό της σύνολο από Παραμέτρους από τις οποίες ο μελετητής έχει τη δυνατότητα να ορίσει για παράδειγμα το πάχος της πλάκας, το ύψος της δοκού, την ποιότητα του σκυροδέματος, τα επιμέρους φορτία κ.α. Διαθέτει επίσης ένα σύνολο εντολών βάση των οποίων γίνεται η περιγραφή της υπό μελέτη κατασκευής, δηλαδή εντολές είναι οι λειτουργίες που δύναται να εκτελέσει το πρόγραμμα για τη συγκεκριμένη οντότητα και παράμετροι είναι οι ιδιότητες που χαρακτηρίζουν κάθε οντότητα ή καθορίζουν την εμφάνισή της.

Από τις παραδοχές που χρησιμοποιεί το Fespa είναι εκείνη της γραμμικής σχέσης μεταξύ τάσεων παραμορφώσεων και αντιλαμβάνεται σαν πεπερασμένα στοιχεία-μέλη το στοιχείο δοκού στύλου και αυτό της δοκού επί ελαστικού εδάφους. Η τελική σύνθεση των πεπερασμένων στοιχείων σε ένα σύνολο αναπαριστά το προσομοίωμα της κατασκευής. Στο στάδιο αυτό καθορίζονται επίσης οι δεσμεύσεις που προκύπτουν από τις στηρίξεις καθώς και το μέγεθος και η φύση των φορτίσεων.

Προσομοίωση μαζών

Σημεία συγκέντρωσης μάζας ορίζονται γενικά οι κόμβοι του προσομοιώματος. Παραλείπονται οι μάζες που αντιστοιχούν στη θεμελίωση και απαλείφονται οι αντίστοιχοι βαθμοί ελευθερίας του συστήματος μιας και οι κόμβοι αυτοί είναι παγιωμένοι.

Ελευθερίες κίνησης

Σε κάθε κόμβο αντιστοιχούν έξι βαθμοί ελευθερίας κίνησης (τρεις μεταφορικοί και τρεις στροφικοί σύμφωνα με τους καθολικούς άξονες X,Y,Z), ενώ οι κόμβοι που αντιστοιχούν στη θεμελίωση θεωρούνται οριζόντια παγιωμένοι και έχουν τέσσερεις βαθμούς ελευθερίας.

Επιλύσεις προσομοιώματος

Οι επιλύσεις γίνονται με την ακριβή μέθοδο αντιστροφής του μητρώου ακαμψίας (κατά GAUSS) των μελών του χωρικού προσομοιώματος. Λαμβάνονται υπόψη έργα από αξονικές, τέμνουσες δυνάμεις, ροπές κάμψης και ροπές στρέψης.

Προσομοίωση δυσκαμψίας φερόντων στοιχείων

Το προσομοίωμα του δομήματος είναι πλαίσιο τριών διαστάσεων, εδραζόμενο επί ελαστικού εδάφους. Κατά συνέπεια η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής εισέρχεται εξ'αρχής στους υπολογισμούς και δεν απαιτείται εκ νέου διανομή των δράσεων λόγω εκκεντρωτήτων των στοιχείων θεμελίωσης. Λαμβάνονται έργα από αξονικές και τέμνουσες δυνάμεις, ροπές κάμψης και ροπές στρέψης. Η δυσκαμψία της γεωμετρικής διατομής για τα υποστυλώματα είναι ίση με τα 2/3 της αντίστοιχης τιμής για τα τοιχώματα, για τα οριζόντια στοιχεία (δοκούς) ίση με το 1/2 της αντίστοιχης τιμής ενώ η στρεπτική δυσκαμψία των δοκών λαμβάνεται ίση με το 1/10 αυτής.

Φορτίσεις

Τα είδη των φορτίσεων που μπορούν να μελετηθούν από το Fespa είναι ομοιόμορφα κατανεμημένα, συγκεντρωμένα ή επικόμβια φορτία, διαφορά θερμοκρασίας, μετακινήσεις ή στροφές στηρίξεων, συνδυασμοί των πιο πάνω φορτίσεων καθώς και σεισμικά φορτία. Επίσης το πρόγραμμα μπορεί να υπολογίσει αυτόματα το ίδιο βάρος της κατασκευής βάσει των διατομών των μελών, και να το λάβει υπόψη του κατά την ανάλυση της κατασκευής ως ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο σε κάθε μέλος. Η γεννήτρια σεισμικών φορτίσεων που είναι ενσωματωμένη στο πρόγραμμα, είναι ικανή να υπολογίσει τα στατικά σεισμικά φορτία σύμφωνα με την ισοδύναμη στατική ανάλυση. Θεωρείται ότι τα φορτία ενεργούν στο επίπεδο X,Z του

καθολικού συστήματος συντεταγμένων της κάτοψης της κατασκευής, ενώ τα φορτία βαρύτητας δρουν αντίθετα προς τον άξονα Y.

Συμβάσεις των αξόνων

Το τοπικό σύστημα των μελών είναι (σε μεταλλική κατασκευή για καλύτερη κατανόηση)

- X-X άξονας κατά μήκος του μέλους
- Y-Y άξονας διατομής παράλληλος στον κορμό
- Z-Z άξονας διατομής παράλληλος στο πέλμα

Δυνατότητες ανάλυσης

- Ανάλυση με τη μέθοδο της ακαμψίας, η οποία βασίζεται στη μητρική μέθοδο των παραμορφώσεων.
- Ανάλυση με τη δυναμική μέθοδο, η οποία περιλαμβάνει ανάλυση ιδιοτιμών και φασματική ανάλυση αποκρίσεων.

Στατική ανάλυση

Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή η κατασκευή νοείται ως σύνθεση από διακριτά στοιχεία καθένα από τα οποία εξαναγκάζεται σε συγκεκριμένη μορφή παραμόρφωσης, που πρέπει να ικανοποιεί την ισορροπία των δυνάμεων και τη συμβατότητα των παραμορφώσεων στους κόμβους. Για την πλήρη ανάλυση του δομήματος είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός του καθολικού μητρώου ακαμψίας K της κατασκευής, όσο και των μητρώων των φορτίων R και των μαζών M . Εδώ σημειώνεται ότι οι εξωτερικές φορτίσεις εξομοιώνονται με συγκεντρωμένα φορτία που δρουν στους κόμβους της κατασκευής.

Το μητρώο ακαμψίας συσχετίζει τα φορτία αυτά με τις παραμορφώσεις μέσω της εξίσωσης:

$$K \cdot U = R,$$

Όπου το U είναι το διάνυσμα των παραμορφώσεων.

Το μητρώο ακαμψίας ή δυσκαμψίας K είναι συμμετρικό, ορισμένο θετικά και προκύπτει από συστηματική άθροιση των στοιχείων ακαμψίας των μελών της κατασκευής. Η μέθοδος επίλυσης για την ανάλυση φορέων με τέτοιο καθολικό μητρώο που χρησιμοποιεί το Fespa είναι η LDU που έχει σαν βάση της την αναγωγή του Gauss. Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης προκύπτουν τα εντατικά μεγέθη (M, Q, N) στα άκρα κάθε μέλους σύμφωνα με το τοπικό σύστημα συντεταγμένων τους.

Δυναμική φασματική ανάλυση σεισμικής απόκρισης

Γίνεται η θεώρηση δυναμικών βαθμών ελευθερίας σε κάθε κόμβο ενώ η συγκέντρωση της μάζας κάθε ορόφου και η ροπή αδράνειας της γύρω από τον κατακόρυφο άξονα γίνεται στο κέντρο του ορόφου. Εν συντομία, η μεθοδολογία που ακολουθείται είναι, να υπολογίζονται οι ανεξάρτητες ιδιομορφές μιας σειράς ανεξάρτητων μονοβάθμιων συστημάτων και η τελική απόκριση του συστήματος να προκύπτει από επαλληλία των μέγιστων τιμών των αποκρίσεων για κάθε μια από τις ιδιομορφές που υπολογίστηκαν. Επειδή οι μέγιστες αυτές αποκρίσεις δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα, για την επαλληλία τους χρησιμοποιείται η πλέον διαδεδομένη μέθοδος της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας CQC για ιδιοπεριόδους που απέχουν λίγο μεταξύ τους. Η μαθηματική έκφραση αυτής της μεθόδου έχει ως εξής:

$$R_2 = \sum R_{i2} + \sum \sum e_{ij} R_j R_i$$

Όπου R_i η τιμή της απόκρισης της i ιδιομορφής και e_{ij} ο συντελεστής συσχέτισης.

Πιο συγκεκριμένα, το Fespa κατά την εφαρμογή της δυναμικής φασματικής ανάλυσης ακολουθεί τα εξής βήματα:

1. Καθορισμός-επιλογή φάσματος σχεδιασμού που εξαρτάται από την τοποθεσία, την σπουδαιότητα του κτηρίου κ.λ.π.
2. Εξιδανίκευση του δομήματος και καθορισμός προσομοιώματος.
3. Υπολογισμός των μητρώου ακαμψίας [K].
4. Υπολογισμός του μητρώου μάζας [M].
5. Λύση του προβλήματος των ιδιομορφών για τον προσδιορισμό

1.5 Υλικά Κατασκευής

Στην υπο μελέτη κατασκευή επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθεί δομικός χάλυβας ποιότητας S235, σκυρόδεμα C20/25 και χάλυβας οπλισμού B500C. Ακολουθεί αναλυτική περιγραφή των υλικών.

Δομικός Χάλυβας S235

- Παρουσιάζονται οι ιδιότητες του χάλυβα όπως αυτές δίνονται στον Ευρωκώδικα 3 και όπως ελήφθησαν υπόψη στην ανάλυση.
- Ειδικό βάρος $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$
- Ονομαστική τιμή της αντοχής διαρροής για κοιλοδοκούς $f_y = 235 \text{ Mpa}$
- Ονομαστική τιμή της οριακής εφελκυστικής αντοχής $f_u = 360 \text{ Mpa}$
- Μέτρο Ελαστικότητας $E = 210 \text{ Gpa}$
- Μέτρο διάτμησης $G = E/(2 \cdot (\nu+1)) = 81 \text{ Gpa}$
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu = 0,3$
- Συντελεστής θερμικής διαστολής $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$

Σκυρόδεμα C20/25

- Παρουσιάζονται οι ιδιότητες του σκυροδέματος όπως αυτές δίνονται στον Ευρωκώδικα 2 και όπως ελήφθησαν υπόψη στην ανάλυση.
- Ειδικό βάρος $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- Θλιπτική αντοχή $f_{ck} = 20 \text{ Mpa}$
- Μέτρο Ελαστικότητας $E = 29 \text{ Gpa}$
- Λόγος Poisson $\nu = 0,2$
- Γραμμικός συντελεστής θερμικής διαστολής $\alpha = 10 \cdot 10^{-6}$

2 ΦΟΡΤΙΑ-ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

2.1 Κατηγορίες δράσεων

Ο φορέας θα πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο, ώστε με κατάλληλο βαθμό αξιοπιστίας και κατά τρόπο οικονομικό, να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις και τις επιδράσεις από το περιβάλλον, οι οποίες είναι πιθανό να εμφανιστούν κατά την εκτέλεση και τη διάρκεια ζωής του και να παραμείνει κατάλληλος για τη χρήση για την οποία προορίζεται σε όλη τη διάρκεια αυτή. Επειδή δεν είναι εφικτό να προσδιοριστούν με απόλυτη ακρίβεια τα φορτία και οι δυνάμεις που ασκούνται σε μια κατασκευή, οι δράσεις ορίζονται από ένα κανονισμό στον οποίο περιγράφεται τόσο η ποιοτική όσο και η ποσοτική τους διάσταση. Οι δράσεις ανάλογα με τις διακυμάνσεις τους στο χρόνο κατατάσσονται στις ακόλουθες κατηγορίες:

- Μόνιμες δράσεις (G), όπως το ίδιο βάρος του φορέα, σταθερός εξοπλισμός καιοδοστρωσία, επιστρώσεις, έμμεσες δράσεις από συστολή ξήρανσης και διαφορικές καθιζήσεις.
- Μεταβλητές δράσεις (Q), όπως επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα (ωφέλιμα κτλ), πιέσεις ανέμου, φορτία χιονιού, φορτία από γερανογέφυρες.
- Τυχηματικές δράσεις (A), όπως εκρήξεις, πρόσκρουση οχήματος, πυρκαγιά, σεισμός.

2.1.1 Μόνιμες δράσεις (G)

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου επαναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Στο κτήριο μας έχουμε τις εξής μόνιμες δράσεις:

- Ίδια βάρη κατασκευής τα οποία υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα ανάλυσης για όσα στοιχεία εισήχθησαν στο στατικό προσομοίωμα.
- Φορτία από τοιχοποιία (δοκοί) $g = 1 \text{ kN/m}$
- Φορτία επικαλύψεων (πλάκες) $g_{\text{πλ}} = 2.5 \text{ kN/m}^2$

2.1.2 Μεταβλητές δράσεις (Q)

Στην κατηγορία αυτή εντάσσονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτηρίου και προέρχονται από τη παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων, αποθηκευμένων αγαθών κτλ. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών, δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους, γι 'αυτό και προσδιορίζονται στατιστικά, οι δε τιμές εφαρμογής τους (χαρακτηριστικές τιμές) δίνονται από τους κανονισμούς.

Οι μεταβλητές δράσεις θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι ενδεχόμενες φορτικές καταστάσεις και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους.

Όταν έχουμε όμως περισσότερες από μία μεταβλητές δράσεις, επειδή η πιθανότητα ταυτόχρονης φόρτισης του φορέα με τις επιβαλλόμενες δράσεις είναι σχετικά μικρή, οι κανονισμοί προβλέπουν κάποια ποσοστά απομείωσής τους σε συγκεκριμένες περιπτώσεις.

Τα επιβαλλόμενα φορτία μπορεί να είναι συγκεντρωμένα (Q_k) ή κατανομημένα (q_k) και ανάλογα με τη κατηγορία χρήσης του κτηρίου (Πίνακας Π3.1) παίρνουν τιμές καθορισμένες από τον κανονισμό που φαίνονται στον πίνακα Π3.2.

Κατηγορία	Χρήση	Παράδειγμα	q_k kN/m ²
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κατοικίες, θάλαμοι σε νοσοκομεία, υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία, κουζίνες και τουαλέτες	Δάπεδα: 2,0 Σκάλες: 3,5
B	Χώροι γραφείων		Μπαλκόνια: 5,0
C	Χώροι συνάθροισης (εξαιρούνται οι χώροι που κατατάσσονται στις κατηγορίες A, B και D)	C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνώστια, χώροι υποδοχής. C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα. Π.χ. εκκλησίες, θέατρα/κινηματογράφοι, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς. C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού. Π.χ. μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, χώροι πρόσβασης σε δημόσια κτίρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία, προαυλίες σιδηροδρομικών σταθμών. C4: Χώροι για σωματικές δραστηριότητες. Π.χ. αίθουσες χορού, γυμναστικής, θεατρικές σκηνές. C5: Χώροι επιρρεπείς σε μεγάλα πλήθη. Π.χ. αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.	3,0 5,0 5,0 5,0 7,5
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	D1: Χώροι σε καταστήματα, γενικά. D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα	5,0 5,0

ΠΙΝΑΚΑΣ Π3.1 Κατηγορίες χρήσης

Το συγκεκριμένο κτήριο ανήκει στη κατηγορία C και γι' αυτό σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα τα κινητά φορτία είναι ίσα με 5 kN /m²

2.1.3 Σεισμικές δράσεις (E)

Κατά τη διάρκεια του σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των

κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές, χωρίς αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορούν να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

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

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτηρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δε συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου.

2.1.4 Απαιτήσεις συμπεριφοράς και κριτήρια συμμόρφωσης.

Οι φορείς σε σεισμικές περιοχές θα σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να ικανοποιούνται οι ακόλουθες απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8:

- Απαίτηση μη -κατάρρευσης: ο φορέας πρέπει να αναλαμβάνει, δηλαδή τη σεισμική δράση σχεδιασμού χωρίς τοπική ή γενική κατάρρευση, διατηρώντας κατά συνέπεια τη στατική ακεραιότητά του και παραμένουσα φέρουσα ικανότητα μετά τα σεισμικά γεγονότα. Η σεισμική δράση σχεδιασμού προκειμένου να ληφθεί υπόψη η διαφοροποίηση της αξιοπιστίας εκφράζεται με:
 - i. Την τιμή αναφοράς της σεισμικής δράσης που αντιστοιχεί στη τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης, PNCR, σε 50 έτη ή σε εκείνη της περιόδου αναφοράς, TNCR.
 - ii. Τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_I .
- Απαίτηση περιορισμού βλαβών: ο φορέας δηλαδή θα πρέπει να αναλαμβάνει σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση βλαβών και συνεπακόλουθους περιορισμούς χρήσης, οι δαπάνες των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλές σε σύγκριση με τη δαπάνη του ίδιου του φορέα. Η σεισμική δράση που λαμβάνεται υπόψη για την ‘‘απαίτηση περιορισμού βλαβών ‘‘ έχει πιθανότητα υπέρβασης PDLR, σε 10 έτη και περίοδο επαναφοράς, TDLR.

Προκειμένου να ικανοποιηθούν οι παραπάνω απαιτήσεις ελέγχονται οι ακόλουθες οριακές καταστάσεις:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας
- Καταστάσεις περιορισμού βλαβών

2.2 Κατηγορία και συντελεστής σπουδαιότητας

Η αξιοπιστία –στόχος για την απαίτηση μη –κατάρρευσης και για την απαίτηση περιορισμού βλαβών καθορίζονται από τις Εθνικές Αρχές για τους διαφορετικούς τύπους κτιρίων ή έργων πολιτικού μηχανικού βάσει των συνεπειών της αστοχίας.

Διαφοροποίηση της αξιοπιστίας επιτυγχάνεται μέσω της ταξινόμησης των φορέων σε διαφορετικές κατηγορίες σπουδαιότητας. Τα κτήρια ταξινομούνται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τις συνέπειες της κατάρρευσης σε ανθρώπινες ζωές, την σημασία τους για τη δημόσια ασφάλεια και την προστασία των πολιτών κατά την άμεση μετασεισμική περίοδο, και τις κοινωνικές και οικονομικές συνέπειες της κατάρρευσης.

Σε κάθε κατηγορία καθορίζεται ένας συντελεστής σπουδαιότητας με τον οποίο πολλαπλασιάζεται η σεισμική δράση αναφοράς ή εφόσον χρησιμοποιείται γραμμική ανάλυση το αντίστοιχο εντατικό μέγεθος ή μετακίνηση.

Σπουδαιότητα	Κτίρια	Συντ. γι
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.	0,80
II	Συνήθη κτίρια	1,00
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, μουσεία κλπ.	1,20
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.	1,40

ΠΙΝΑΚΑΣ Π3.2 Κατηγορίες χρήσης

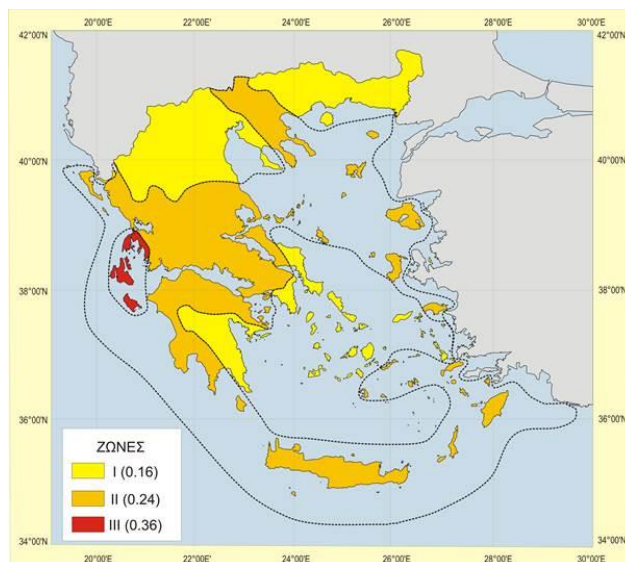
Το συγκεκριμένο κτήριο ανήκει στη κατηγορία II και γι 'αυτό σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα $\gamma_i=1,00$

2.3 Σεισμικές ζώνες

Οι εθνικές περιοχές υποδιαιρούνται από τις εθνικές αρχές σε σεισμικές ζώνες ανάλογα με την τοπική επικινδυνότητα. Εξ'ορισμού υποτίθεται ότι μέσα σε κάθε ζώνη η επικινδυνότητα είναι σταθερή. Η Ελλάδα υποδιαιρείται σε τρεις σεισμικές ζώνες όπως φαίνεται στην εικόνα 3.1. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 η επικινδυνότητα περιγράφεται από μία μοναδική παράμετρο, τη τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} σε έδαφος κατηγορίας A. Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς που επιλέγεται από τις Εθνικές Αρχές για κάθε σεισμική ζώνη, αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς T_{NCR} της σεισμικής δράσης για την απαίτηση μη κατάρρευσης (ή αντίστοιχα, την τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης σε 50 έτη, P_{NCR}) που επιλέγεται από τις Εθνικές Αρχές. Γι'αυτή την τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς ορίζεται συντελεστής σπουδαιότητας γ ίσος με 1.00. Για τιμή της περιόδου επαναφοράς διαφορετική από τη τιμή αναφοράς, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος τύπου A, a_g , είναι ίση με a_{gR} επί τον συντελεστή σπουδαιότητας γ ($a_g = \gamma_i * a_{gR}$). Οι τιμές της εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς για κάθε σεισμική ζώνη δίνονται στο πίνακα Π3.3.

a_{gR}	Ελλάδα	Κύπρος
Z1	0.16	0.15
Z2	0.24	0.20
Z3	0.36	0.25

ΠΙΝΑΚΑΣ 3.3 Εδαφική επιτάχυνση αναφοράς agR για την κάθε σεισμική ζώνη.



ΕΙΚΟΝΑ 3.1 Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας

Σε κάθε μια από τις τρεις σεισμικές ζώνες αντιστοιχεί μια μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς (agR) η οποία αναφέρεται σε έδαφος κατηγορίας A (βράχος) και μπορεί ανάλογα με το είδος εδάφους να προσαυξηθεί έως και 40%. Η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού (ag) προκύπτει με τον πολλαπλασιασμό της επιτάχυνσης αναφοράς με τον συντελεστή σπουδαιότητας (γI). Οι κατηγορίες εδαφών έχουν ως εξής:

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (κρούσεις/ 30cm)	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360 – 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.			

Πίνακας 3.4 του EN1998-1: Κατηγορίες εδαφών

Η κατάταξη των εδαφών γίνεται βάσει της ταχύτητας διάδοσης των διατμητικών κυμάτων, $v_{s,30}$, η οποία αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων στα ανώτερα 30m εδάφους ή την τιμή NSPT. Για τον καθορισμό ενός εδάφους θα πρέπει να γίνεται γεωλογική μελέτη με εξαίρεση:

- κτήρια σπουδαιότητας I επί εδαφών A, B, C
- κτήρια σπουδαιότητας II επί εδαφών A, B
- μονώροφα κτήρια σπουδαιότητας III επί εδαφών A, B

και υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν καθιζήσεις και βλάβες από σεισμούς σε γειτονικά εδάφη ή κτήρια. Ειδικά για εδάφη κατηγορίας S1 και S2 απαιτείται ειδική μελέτη.

Το συγκεκριμένο κτήριο ανήκει στη κατηγορία B .

Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως γραμμικής ελαστικής ανάλυσης αλλά και πλήρως ανελαστικής ανάλυσης εισάγεται στη μελέτη ο συντελεστής συμπεριφοράς q . Με αυτόν τον τρόπο λαμβάνεται υπόψη η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας (παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στη μη –γραμμική περιοχή) κυρίως μέσω της πλαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων του και εκτελείται ελαστική ανάλυση βασισμένη σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, το ‘φάσμα σχεδιασμού’.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού S_d ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

Οριζόντια συνιστώσα

$$0 \leq T < T_B :$$

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

$$T_B \leq T \leq T_C :$$

$$S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C < T \leq T_D :$$

$$S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$S_d(T) \geq \beta \cdot \alpha_g$$

$$T_D < T :$$

$$S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]$$

$$S_d(T) \geq \beta \cdot \alpha_g$$

α_g εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ($\alpha_g = \gamma_i \cdot \alpha_{gR}$)

$S_d(T)$ φάσμα σχεδιασμού

T_B περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

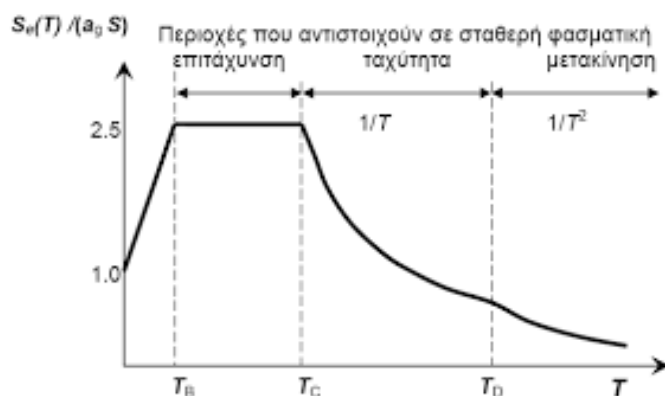
T_C περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

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

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

q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς

n συντελεστής απόσβεσης ($n = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$ όπου ξ ο λόγος ιξώδους απόσβεσης του φορέα)

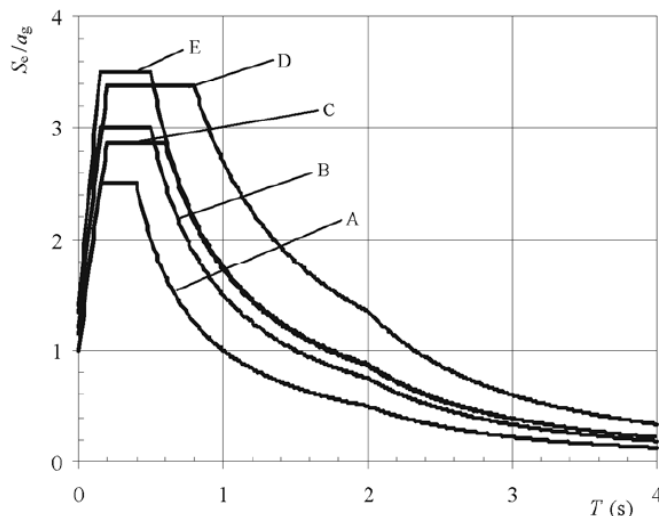


Εικόνα 3.2 Συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1 για κατηγορίες εδάφους Α

Οι τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων (T_B , T_C , T_D), καθώς και του συντελεστή εδαφικής κατηγορίας (S) εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους και οι συνιστώμενες τιμές είναι:

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

Πίνακας 3.3 του EN1998-1: Τιμές παραμέτρων που καθορίζουν το ελαστικό φάσμα απόκρισης (Τύπου 1- $M_s > 5.5$)



ΕΙΚΟΝΑ 3.4 του EN1998-1: Ελαστικό φάσμα απόκρισης Τύπου 1 για εδάφη Α έως Ε (με 5% απόσβεση)

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μία προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στη μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα. Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς εξαρτώνται από τα διάφορα υλικά, τα στατικά συστήματα και τη κατηγορία πλαστιμότητας του κτηρίου και δίνονται από πίνακες του κανονισμού.

	ΚΠ Χ	ΚΠ Μ	ΚΠ Υ
Σκυρόδεμα	Στοιχεία θεμελίωσης & έδαφος (EC8-1 §4.4.2.6(2)-(4)) ή Στοιχεία θεμελίωσης & υπόγεια (EC8-1 §5.8.1(2)-(5))	$\geq C16$ και δεν εφαρμόζεται σε Z2 & Z3 όταν ΣIII ή ΣIV	$\geq C20$
Δομικός Χάλυβας	Πρέπει $q \leq 1,5$	Εφαρμόζεται Για $1,5 \leq q \leq 2,0 \Rightarrow$ κατηγ. 1, 2 ή 3 Για $2 < q \leq 4 \Rightarrow$ κατηγ. 1 ή 2	Για $q > 4 \Rightarrow$ κατηγ. 1
Δομική Ξυλεία	Δεν εφαρμόζεται	$q \leq 2,5$	$q \leq 4$
Τοιχοποιία	Δεν εφαρμόζεται ούτε για άοπλη τοιχοποιία	Εφαρμόζονται οι ΚΠ Μ & ΚΠ Υ για κάθε τύπο τοιχοποιίας χωρίς κάποια διάκριση	

ΠΙΝΑΚΑΣ 3.5 Προϋποθέσεις για την εφαρμογή των Κατηγοριών Πλαστιμότητας

Στην παρούσα εργασία η επιλογή του συντελεστή είναι $q=4$ για κτήρια με συνδέσμους δυσκαμψίας και η επιλογή του στατικού συστήματος είναι Πολύώροφο Πλαίσια ροπών πολλών ανοιγμάτων όπως φαίνεται στην εικόνα:

Υλικό	
Κύριο υλικό κτιρίου	Δομικός Χάλυβας
Δευτερεύον υλικό κτιρίου	Σκυρόδεμα
Συντελεστής $q = q_0 \cdot k_w$	
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς οριζόντια q_x	4.000
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς οριζόντια q_z	4.000
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς κατακόρυφα q_v	1.500
Στατικό Σύστημα	
Κύριο υλικό κτιρίου (για προσδιορισμό q)	Δομικός Χάλυβας
Κατηγορία πλαστιμότητας	ΚΠΜ
Τύπος στατικού συστήματος [διεύθυνση X]	Πολύώροφα πλαίσια ροπών πολλών ανοιγμάτων
Τύπος στατικού συστήματος [διεύθυνση Z]	Πολύώροφα πλαίσια ροπών πολλών ανοιγμάτων

Τύπος στατικού συστήματος	η_n	q_c		Λόγος υπεραντοχής α_{u/α_1}		
		ΚΠΜ	ΚΠΥ	ΚΠΜ	ΚΠΥ	
Στρεπτικά δύσκαμπτο σύστημα $r \geq I_s$	Πλαισιωτό ή ισοδύναμο διπλό, μονώροφο σύστημα ($\max \nu_d \text{ υποστ}/\tau_{\text{ων}} \leq 0,3$)	$<0,50$	3,0	4,5	1,1	1,1
	Πλαισιωτό πολύώροφο σύστημα (ένα άνοιγμα)	$<0,35$	3,0	4,5	1,2	1,2
	Πλαισιωτό ή ισοδύναμο πολύώροφο σύστημα (πολλά ανοίγματα)	$<0,50$	3,0	4,5	1,3	1,3
	Ισοδύναμο προς τοιχώματα διπλό σύστημα	$\geq 0,50$ $<0,65$	3,0	4,5	1,2	1,2
	Σύστημα ασύζευκτων τοιχωμάτων	$\geq 0,65$	3,0	4,0	-	1,1
	Σύστημα συζευγμένων τοιχωμάτων	$\geq 0,65$	3,0	4,5	1,2	1,2

ΠΙΝΑΚΑΣ 3.6 Τύπος στατικού συστήματος

2.4 Κανονικότητα κατασκευής

Οι κατασκευές, για το σκοπό του αντισεισμικού σχεδιασμού, χαρακτηρίζονται ως κανονικές ή μη κανονικές. Ο διαχωρισμός αυτός έχει επιπτώσεις στα εξής:

1. Στο δομικό μοντέλο, το οποίο μπορεί να είναι ένα απλοποιημένο δισδιάστατο (επίπεδο) μοντέλο ή πλήρες τρισδιάστατο (χωρικό) μοντέλο.
2. Στη μέθοδο ανάλυσης, που μπορεί να είναι απλοποιημένη φασματική μέθοδος ή δυναμική φασματική μέθοδος.
3. Στη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q , η οποία λαμβάνεται μειωμένη για κτήρια μη κανονικά καθ' ύψος.

- Κανονικότητα σε κάτοψη

Ο EC8 θέτει κάποια κριτήρια προκειμένου να κατατάσσεται ένα κτήριο σαν κανονικό σε κάτοψη, τα οποία είναι τα εξής:

- 1) Ως προς την πλευρική δυσκαμψία και τη κατανομή της μάζας, το κτήριο θα πρέπει να είναι κατά προσέγγιση συμμετρικό σε κάτοψη, ως προς δύο ορθογώνιους άξονες.
- 2) Η διαμόρφωση της κάτοψης πρέπει να είναι συμπαγής, δηλαδή κάθε όροφος θα περικλείεται από μια κυρτή πολυγωνική γραμμή. Αν υπάρχουν εσοχές, μπορεί να θεωρείται και πάλι ότι υπάρχει κανονικότητα, εάν:
 - α. αυτές οι εσοχές δεν επηρεάζουν τη δυσκαμψία του ορόφου εντός του επιπέδου του (δυστένεια) και
 - β. για κάθε εσοχή, η επιφάνεια μεταξύ του (πραγματικού) περιγράμματος του ορόφου και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής που τον περιβάλλει δεν ξεπερνάει το 5% της επιφάνειας του ορόφου.
- 3) Η εντός του επιπέδου τους δυσκαμψία των ορόφων θα πρέπει να είναι επαρκώς μεγάλη σε σχέση με τη πλευρική δυσκαμψία των κατακόρυφων δομικών στοιχείων (υποστυλώματα), ώστε η παραμόρφωση του ορόφου (εντός του επιπέδου του) να έχει μικρή επίδραση στην κατανομή των δυνάμεων μεταξύ των υποστυλωμάτων. Έτσι, σχήματα ορόφου σε μορφή L,C,H,I και X θα πρέπει να εξετάζονται προσεκτικά, ουσιαστικά δηλαδή, η ακαμψία των προεξεχόντων κλάδων θα πρέπει να είναι συγκρίσιμη με εκείνη του κεντρικού μέρους, προκειμένου να ικανοποιείται η υπόθεση του απαραμόρφωτου διαφράγματος.
- 4) Ο λόγος $\lambda = L_{\max} / L_{\min}$ του κτηρίου σε κάτοψη δεν θα πρέπει να είναι μεγαλύτερος του 4, όπου L_{\max} και L_{\min} είναι αντίστοιχα η μεγαλύτερη και η μικρότερη διάσταση σε κάτοψη του κτηρίου, μετρούμενες σε δύο κάθετες διευθύνσεις.
- 5) σε κάθε επίπεδο (όροφος) και για κάθε διεύθυνση ανάλυσης x και y , η στατική εκκεντρότητα (=structural ή natural eccentricity, όπως αναφέρεται στο κείμενο) και η ακτίνα δυστρεψίας r , πρέπει να ικανοποιούν τις ακόλουθες συνθήκες (που εκφράζονται εδώ για τη διεύθυνση ανάλυσης y):

$$\begin{aligned} e_{ox} &\leq 0.30 \\ r_x \cdot r_x &\geq l_s \end{aligned}$$

όπου,

e_{ox} (m) η απόσταση μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας, κατά τη διεύθυνση x , δηλαδή κάθετα στην εξεταζόμενη διεύθυνση r_x (m), η ακτίνα δυστρεψίας, που υπολογίζεται ως η τετραγωνική ρίζα του λόγου της στρεπτικής δυσκαμψίας, προς την πλευρική (μεταφορική) δυσκαμψία στη διεύθυνση y .

l_s (m) η ακτίνα αδράνειας της μάζας του ορόφου σε κάτοψη, που υπολογίζεται ως η τετραγωνική ρίζα του λόγου της πολιτικής ροπής αδράνειας μάζας του ορόφου (ως προς το κέντρο μάζας) προς τη μάζα του ορόφου.

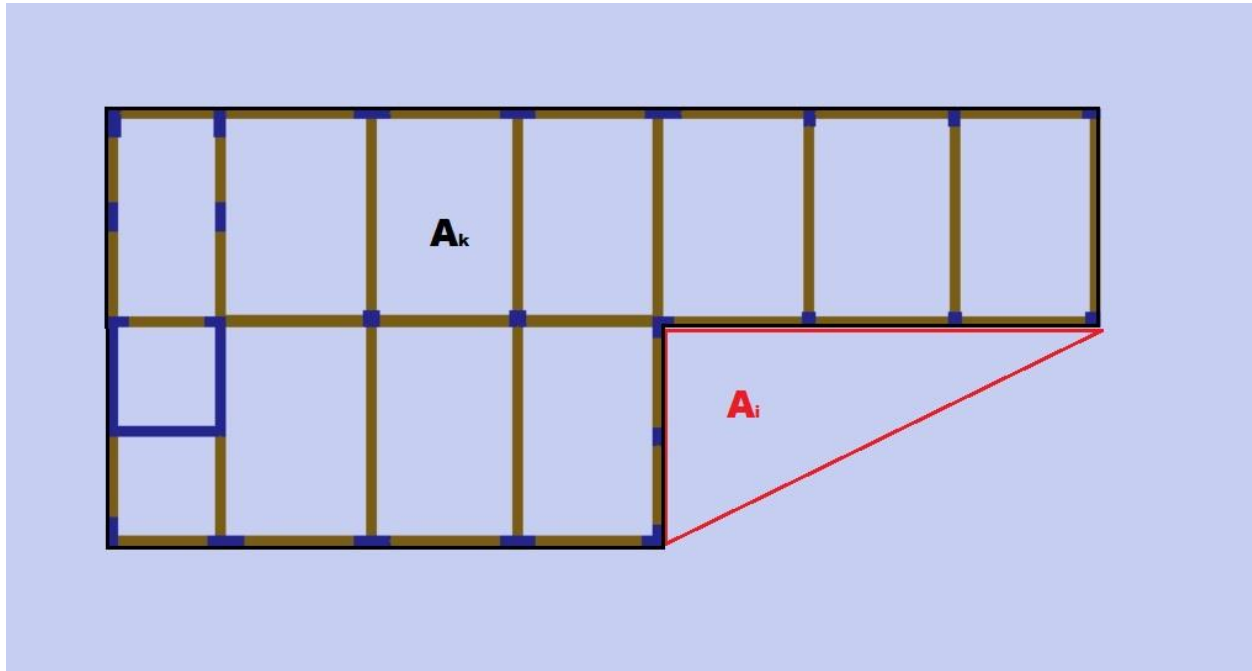
Για το υπό μελέτη κτήριο:

Εμβαδό ισογείου: $A_k = 252 \text{m}^2$

Εμβαδό εσοχών : $A_1 = 36m^2$

$$\text{Άρα: } \frac{A_1}{A_k} = \frac{36}{252} = 0,14 \geq 0,05$$

Εφόσον το παραπάνω κριτήριο δεν ικανοποιείται το κτήριο είναι μη κανονικό σε κάτοψη.



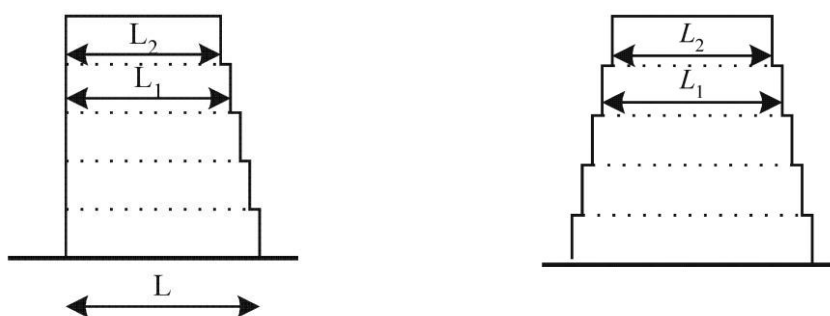
Εικόνα 3.4 Κάτοψη ισογείου

- Κανονικότητα καθ' ύψος

Ένα κτήριο θα λέγεται κανονικό καθ' ύψος σύμφωνα με τον EC8, εάν ικανοποιεί όλα τα παρακάτω κριτήρια:

- 1) Όλα τα δομικά στοιχεία που αντιστέκονται στα πλευρικά φορτία, όπως πυρήνες, τοιχώματα και πλαίσια, πρέπει να διατρέχουν χωρίς να διακόπτονται όλο το ύψος του κτηρίου, από τα θεμέλια ως την κορυφή του κτηρίου.
- 2) Η πλευρική δυσκαμψία και η μάζα καθενός ορόφου πρέπει να είναι συνεχής ή να μειώνονται βαθμιαία, χωρίς απότομες μεταβολές από τη βάση έως την κορυφή του κτηρίου.
- 3) σε παισιωτές κατασκευές, ο λόγος της πραγματικής αντοχής ενός ορόφου προς την απαιτούμενη από την ανάλυση δεν πρέπει να μεταβάλλεται δυσανάλογα μεταξύ γειτονικών ορόφων.
- 4) Όταν υπάρχουν εσοχές καθ' ύψος, ισχύουν οι επόμενοι πρόσθετοι κανόνες:
 - α) στην περίπτωση επάλληλων εσοχών που διατηρούν την αξονική συμμετρία του κτηρίου, η εσοχή σε οποιονδήποτε όροφο δεν πρέπει να ξεπερνάει το 20% της διάστασης του προηγούμενου ορόφου, στη διεύθυνση της εσοχής.

- β) Για μία εσοχή μόνο, όταν αυτή βρίσκεται στο κατώτερο 15% του συνολικού ύψους του κυρίως δομικού συστήματος, αυτή δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το 50% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη.
- γ) σε αυτή τη περίπτωση, το κάτω μέρος του φορέα που περιλαμβάνεται μέσα στην κατακόρυφη προβολή της περιμέτρου των ανωτέρων ορόφων θα πρέπει να σχεδιάζεται ώστε να παραλαμβάνει τουλάχιστον το 75% των τεμνουσών δυνάμεων που θα αναπτύσσονταν στην ίδια ζώνη σε παρόμοιο κτήριο χωρίς τη διεύρυνση του κάτω μέρους.
- δ) Εάν οι εσοχές δεν διατηρούν τη συμμετρία του φορέα, το άθροισμα των εσοχών, σε κάθε όψη, δεν πρέπει να ξεπερνάει το 30% της διάστασης σε κάτοψη του πρώτου ορόφου πάνω από τη θεμελίωση και κάθε επιμέρους εσοχή δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το 10% της προηγούμενης διάστασης της κάτοψης.



Για το υπό μελέτη κτήριο δεν παρουσιάζονται μεταβολές του μήκους στους ορόφους του επομένου το κτήριο χαρακτηρίζεται ως κανονικό καθ' ύψος κατά χ και γ.

2.5 Συντελεστές ασφαλείας

Οι αβεβαιότητες που καλύπτουν τις δράσεις και τις αντιστάσεις (αντοχή του υλικού) έχουν οδηγήσει στη πρόβλεψη και χρήση επιμέρους συντελεστών ασφαλείας προκειμένου να δημιουργείται ένα ομοιόμορφο επίπεδο αξιοπιστίας της ασφάλειας του δομήματος.

Συντελεστές ασφαλείας δράσεων

Σύμφωνα με τον EC2 οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων εξαρτώνται από το είδος της δράσης, την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση καθώς και την πιθανότητα εμφάνισης της υπόψη δράσης και δίνονται στον πίνακα Π3.6 και Π3.7.

Οριακές καταστάσεις	Συνδυασμοί	Επιρροή δράσης	
		Δυσμενής	Ευμενής
Αστοχίας	Βασικοί	1,35	1,00
	Τυχηματικοί	1,00	1,00
Λειτουργικότητας	Βασικοί	1,00	1,00

ΠΙΝΑΚΑΣ Π3.6 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας μόνιμων δράσεων γG

Οριακές καταστάσεις	Συνδυασμοί	Επιρροή δράσης	
		Δυσμενής	Ευμενής
Αστοχίας	Βασικοί	1,50	0,00
	Τυχηματικοί	1,00	0,00
Λειτουργικότητας	Βασικοί	1,00	0,00

ΠΙΝΑΚΑΣ Π3.7 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας μεταβλητών δράσεων γQ

Συντελεστές ασφαλείας αντιστάσεων

Όπως και στις δράσεις, ορίζονται επιμέρους συντελεστές ασφαλείας και για τις αντιστάσεις των διατομών ανάλογα με τον τύπο αστοχίας και την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση.

Τύπος αστοχίας	Συντελεστής ασφαλείας	Τιμή
Διαρροή	γM0	1,00
Απώλεια ευστάθειας	γM1	1,00
Εφελκυστική θραύση	γM2	1,25

ΠΙΝΑΚΑΣ Π2.8 Συντελεστές ασφαλείας για την Οριακή κατάσταση αστοχίας

Στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας όλοι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας λαμβάνονται ίσοι με τη μονάδα ($\gamma_{ser}=1.00$)

2.6 Συνδυασμοί δράσεων

Οριακές καταστάσεις είναι οι ακραίες καταστάσεις στις οποίες η κατασκευή θεωρείται ακατάλληλη για το σκοπό για τον οποίο κατασκευάστηκε. Σε αυτή την περίπτωση, οι δράσεις υπερνικούν τις αντιστάσεις, ο φορέας παθαίνει παραμορφώσεις και ανάλογα με την ένταση των δράσεων μπορεί και να αστοχήσει.

Εισάγονται δυο κατηγορίες οριακών καταστάσεων:

1. οι οριακές καταστάσεις αστοχίας, οι οποίες αντιστοιχούν στη μέγιστη φέρουσα ικανότητα.
2. οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας, οι οποίες συνδέονται με τα κριτήρια που διέπουν την κανονική χρήση και ανθεκτικότητα.

Προκειμένου λοιπόν να εξασφαλιστεί η ανθεκτικότητα και η λειτουργικότητα της κατασκευής, οι δράσεις, πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για κάθε μία από τις οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα.

2.7 Συντελεστές συνδυασμού

Οι συντελεστές συνδυασμού ψ λαμβάνουν υπόψη τη μικρή πιθανότητα ταυτόχρονης εμφάνισης των ακραίων μεγεθών των μεταβλητών δράσεων στο φορέα. Οι συντελεστές ψ για τα κτήρια όπως προτείνονται από τον Ευρωκώδικα δίνονται στον πίνακα Π3.9.

2.8 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Δράσεις	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
<u>Ωφέλιμα φορτία κτιρίων</u>			
Κατηγορία Α: κατοικίες	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: γραφεία	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: σχολεία, θέατρα κτλ	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: καταστήματα	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1	0,9	0,8
<u>Οχήματα σε κτίρια</u>			
Κατηγορία F: βάρος <30kN	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: 30kN<βάρος<160k N	0,5	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Χιόνι	0,6	0,3	0
Άνεμος	0,6	0,5	0
Θερμοκρασία	0,6	0,5	0

ΠΙΝΑΚΑΣ Π3.9 Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών Ψ_i

Οριακή κατάσταση αστοχίας

- Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{o,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Για τυχηματικές καταστάσεις

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} \cdot (\text{ή } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Για καταστάσεις σεισμού

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

Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός

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

- Συχνός συνδυασμός

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Συνδυασμοί φορτίσεων που χρησιμοποιήθηκαν

Οι συνδυασμοί που χρησιμοποιήθηκαν για τη διαστασιολόγηση και τον έλεγχο της συγκεκριμένης κατασκευής είναι οι ακόλουθοι:

- S1 = 1.35G + 1.50Q (Οριακή κατάσταση αστοχίας) (3.1)
- S2 = 1.00G + 1.00Q (Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας) (3.2)
- S3 = 1.00G + 0.30Q (3.3)
- S4 = 1.00G + 0.30Q ± Ex ± 0.30Ey ± Eccx ± 0.30Eccy (σεισμικοί συνδυασμοί) (3.4)
- S5 = 1.00G + 0.30Q ± 0.30Ex ± Ey ± 0.30Eccx ± Eccy (σεισμικοί συνδυασμοί) (3.5)

A/A	Περιγραφή συνδυασμού
ΣΦ1	1.35G+1.05Q
ΣΦ2	1.35G+1.05QA
ΣΦ3	1.35G+1.05QB
ΣΦ4	1.35G+1.05QC
ΣΦ5	1.35G+1.05QD
ΣΦ6	1.35G+1.05QE
ΣΦ7	1.15G+1.50Q
ΣΦ8	1.15G+1.50QA
ΣΦ9	1.15G+1.50QB
ΣΦ10	1.15G+1.50QC
ΣΦ11	1.15G+1.50QD
ΣΦ12	1.15G+1.50QE
ΣΦ13	1.00G+1.00Q
ΣΦ14	1.00[G+ψ2xQ]

ΠΙΝΑΚΑΣ Π3.10 Συνδυασμοί προγράμματος FESPA

2.9 Κατάταξη διατομών

Ο σχεδιασμός ενός φορέα και των στοιχείων από τα οποία συντίθεται, προϋποθέτει την επιλογή μιας κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης και ελέγχου. Η επιλογή αφορά αφενός την ανάλυση, μέσω της οποίας προσδιορίζονται τα εντατικά και τα παραμορφωσιακά μεγέθη, αφετέρου τον τρόπο υπολογισμού της αντοχής των διατομών. Ανάλογα με την επιρροή του τοπικού λυγισμού στην αντοχή και τη στροφική ικανότητα των διατομών, οι διατομές κατατάσσονται στις ακόλουθες κατηγορίες:

Διατομές κατηγορίας 1: Είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση στροφική ικανότητα χωρίς μείωση της αντοχής τους.

Διατομές κατηγορίας 2: Είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη στροφική ικανότητα λόγω τοπικού λυγισμού.

Διατομές κατηγορίας 3: Είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή τάσεων, μπορεί να φτάσει το όριο διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός εμποδίζει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.

Διατομές κατηγορίας 4: Είναι εκείνες στις οποίες ο τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέλη της χαλύβδινης διατομής.

Οι γενικοί κανόνες που διέπουν την κατάταξη των διατομών δίνονται συνοπτικά στους πίνακες Π3.11, Π3.12 .

Κατάταξη εσωτερικών ελασμάτων (EN1993-1-1 §5.5, Πίν. 5.2α)

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

*) $\psi \leq -1$ εφαρμόζεται όπου η θλιπτική τάση $\sigma < f_y$ είτε η εφελκυστική παραμόρφωση $\epsilon_y > f_y/E$

ΠΙΝΑΚΑΣ 3.11 Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία

Κατάταξη προεξέχοντων ελασμάτων (EN1993-1-1 §5.5, Πίν. 5.2β)

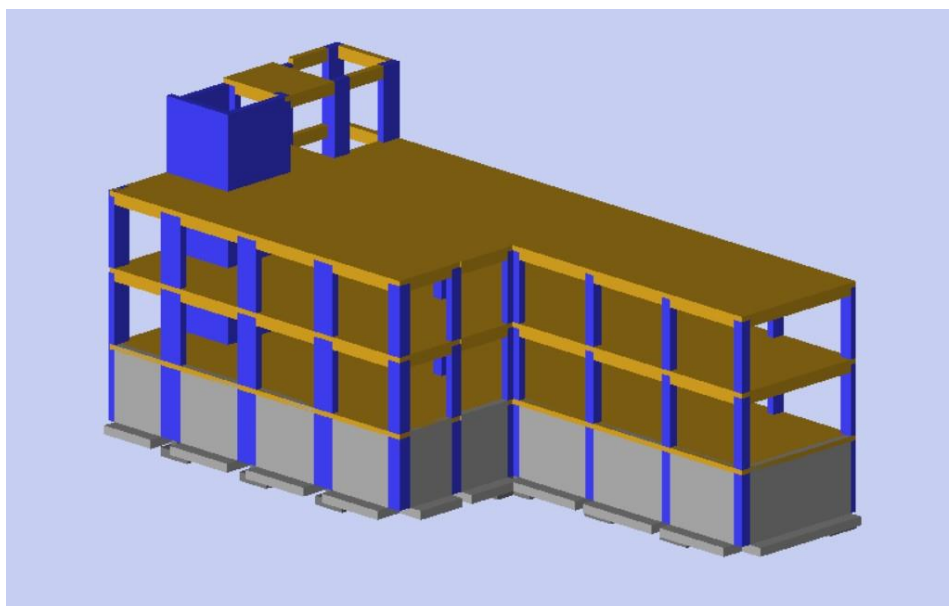
Προεξέχοντα πέλματα						
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη				
		Άκρο σε θλίψη		Άκρο σε εφελκυσμό		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 9 \cdot \epsilon$	$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{a}$		$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{a \cdot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

ΠΙΝΑΚΑΣ 3.12 Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα

3 Κτήριο από Οπλισμένο Σκυρόδεμα – Προσομοίωμα Α

3.1 Στοιχεία κτηρίου

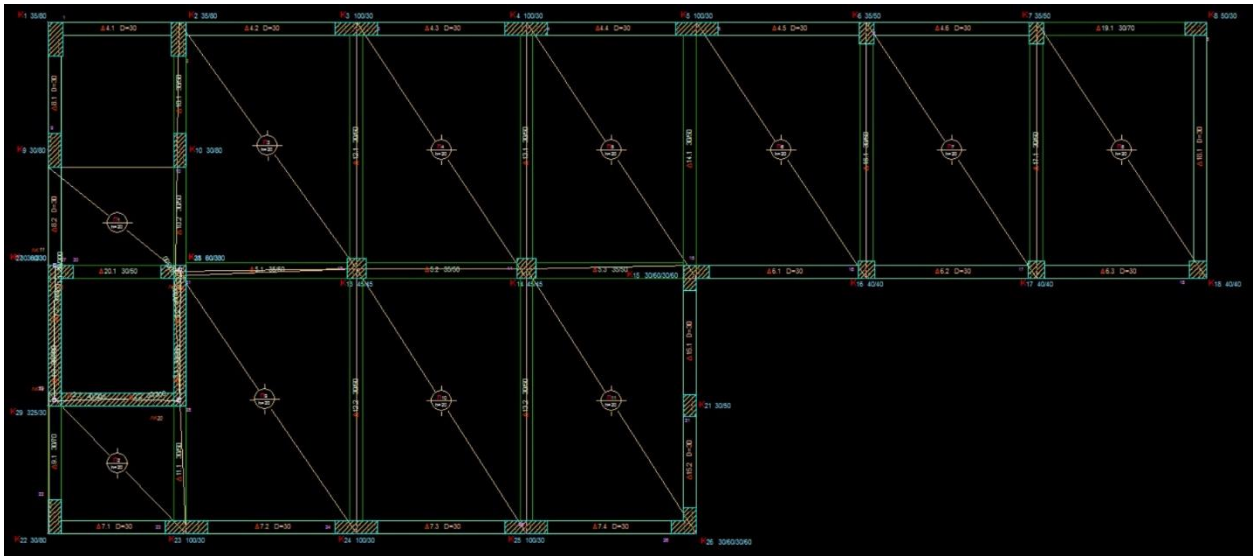
Σε αυτό το κεφάλαιο θα ασχοληθούμε με την επίλυση του κτηρίου η οποία θα γίνει από σκυρόδεμα. Η επίλυση των στατικών της οικοδομής έγινε με χρήση του προγράμματος Fespa, κάνοντας επίλυση με την μέθοδο Δυναμικής Μετατόπισης Μαζών και όπλισε τις υπάρχουσες διατομές των υποστυλωμάτων και δοκών.



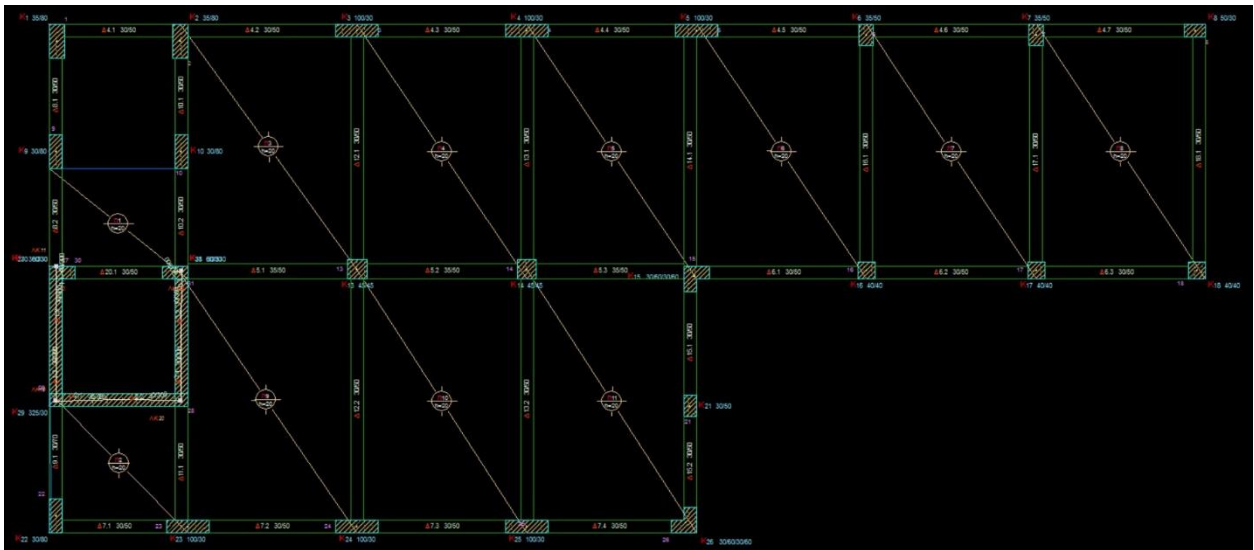
Εικόνα 4.1 Τρισδιάστατη εικόνα του κτηρίου

Ποιότητα υλικών:
 Σκυρόδεμα: C25/30
 Δομικός Χάλυβας: B500C
 Σεισμική Ζώνη: Z2 ($a_{gr}=0.240m/s^2$)
 Σπουδαιότητα κτηρίου: II (συνήθη κτήρια)
 Συντελεστής Σπουδαιότητας 1,00
 Εδαφικός Τύπος: B (συντελεστής εδάφους $s=1.20$)
 Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς οριζόντια $q_x=3,45$ (πλαισιωτό ή ισοδύναμο διπλό πολυώροφο)
 Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς οριζόντια $q_y=3,45$ (πλαισιωτό ή ισοδύναμο διπλό πολυώροφο)

3.2 Σχέδια κτηρίου

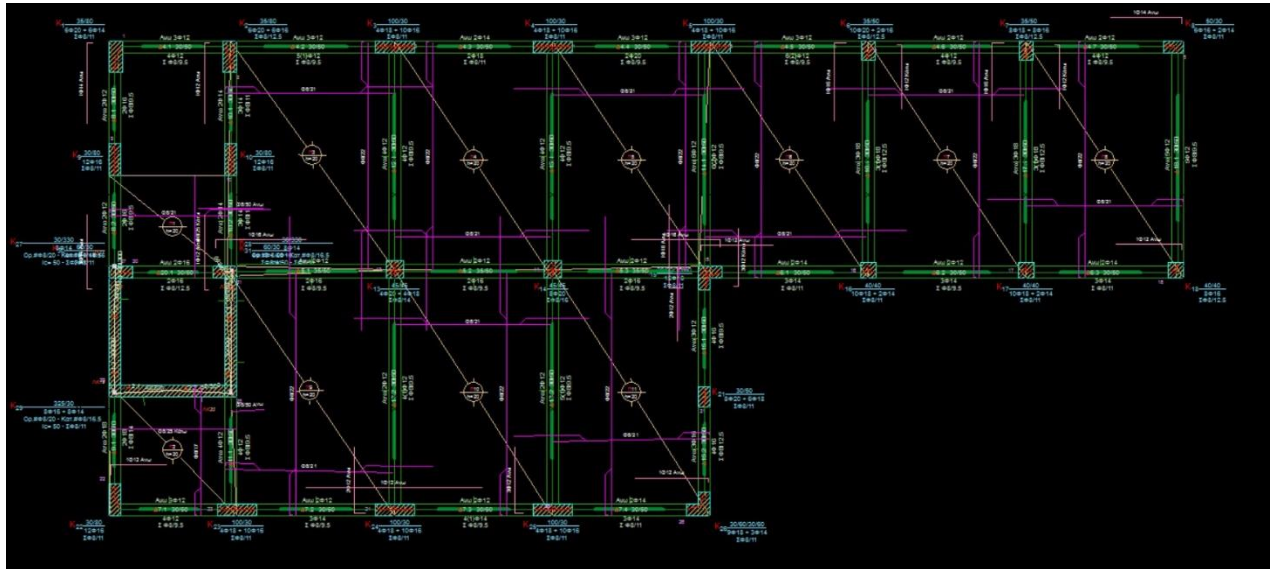


Εικόνα 4.2 Κάτοψη Υπογείου



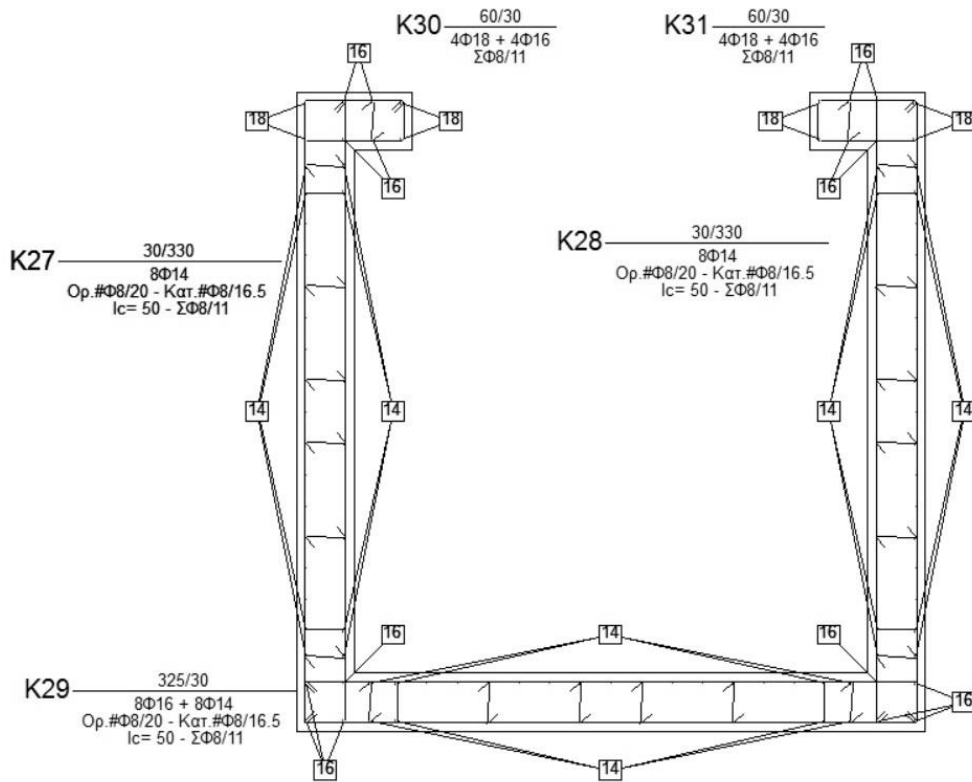
Εικόνα 4.3 Κάτοψη Ισογείου

Ο 1^{ος} όροφος είναι όμοιος με το ισόγειο και στον 3^ο όροφο επεκτείνεται ο ανελκυστήρας και η σκάλα για κλιμακοστάσιο. Η θεμελίωση έγινε στο υψόμετρο -3m με την επιλογή «Παραγωγή εσχάρας Θεμελίωσης» του προγράμματος FESPA.

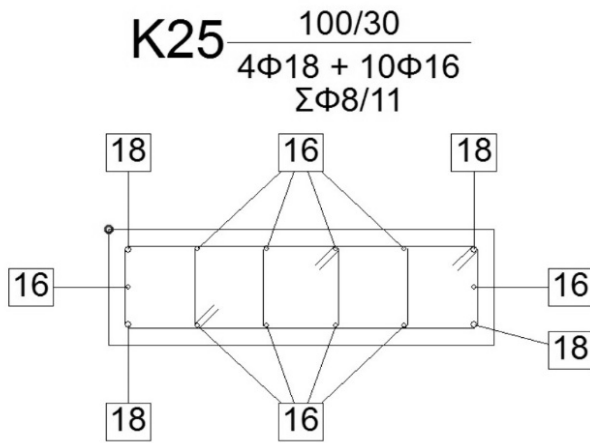


Εικόνα 4.4 Οπλισμός ισογείου Κτηρίου

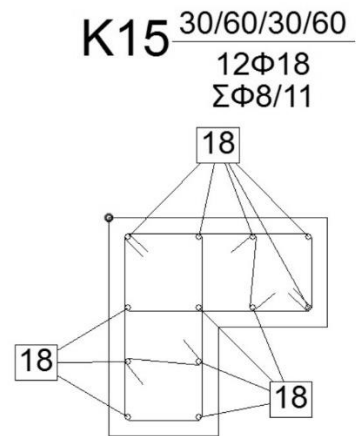
3.3 Τυπικοί οπλισμοί υποστυλωμάτων:



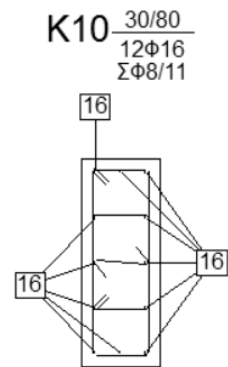
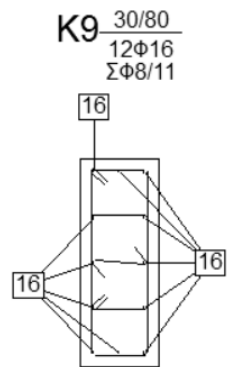
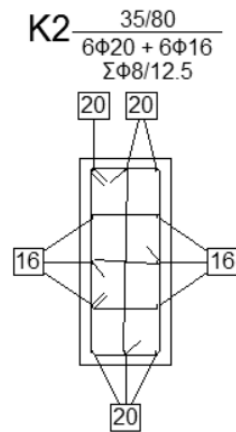
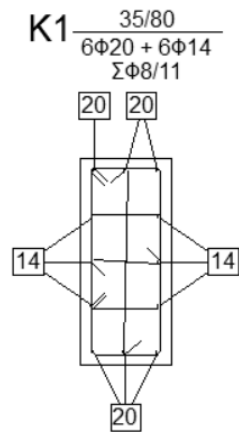
Εικόνα 4.5 Οπλισμός Ανελευστήρα



Εικόνα 4.6 Οπλισμός υποστυλώματος K25

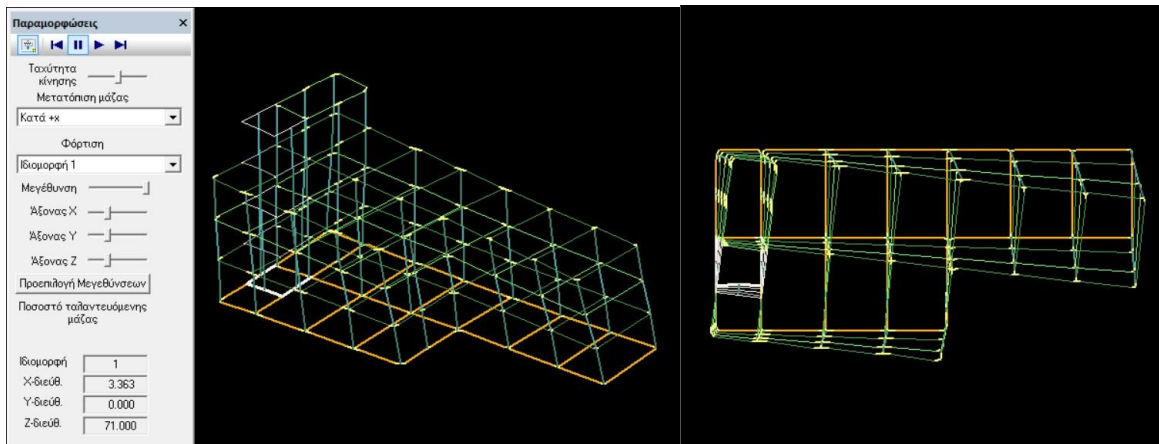


Εικόνα 4.7 Οπλισμός υποστυλώματος K15

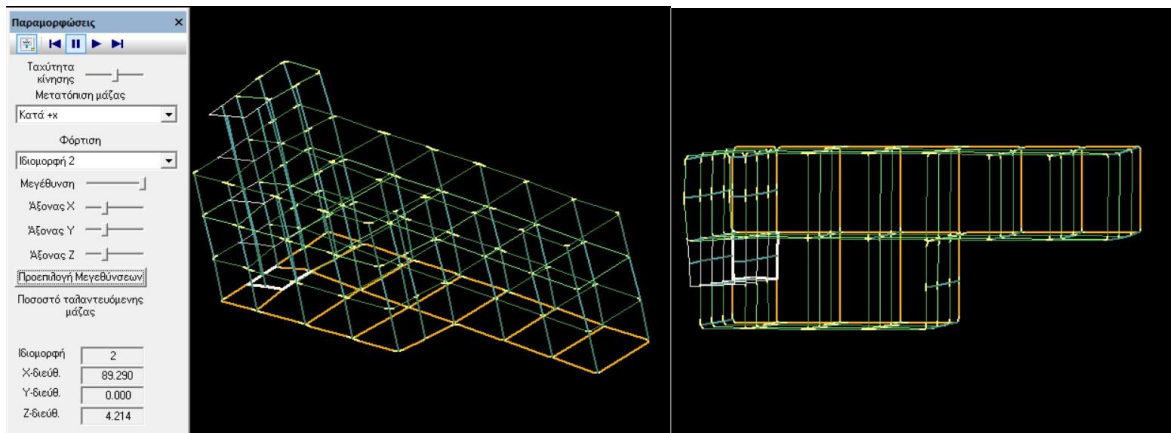


Εικόνα 4.8 Οπλισμός Υποστυλωμάτων σκάλας

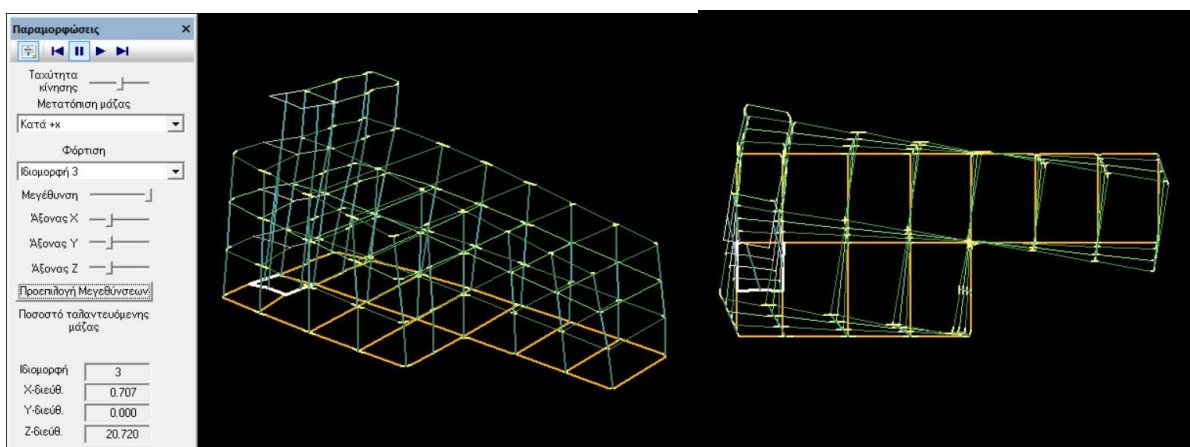
3.4 Ιδιομορφές κτηρίου



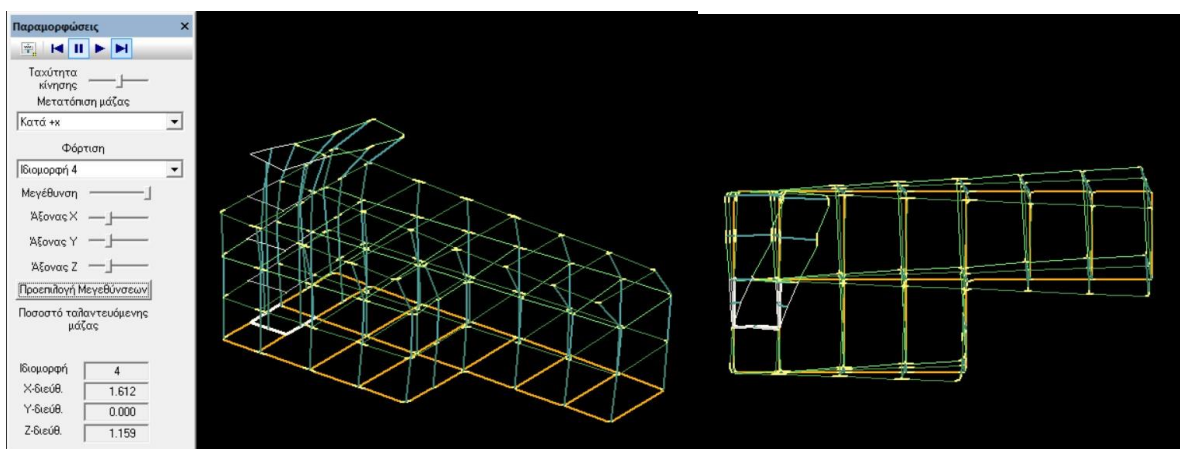
Ιδιομορφή 1 διεύθυνση +X , $T=0,4495$ sec



Ιδιομορφή 2 διεύθυνση +X , $T=0,3125$ sec



Ιδιομορφή 3 διεύθυνση +X , $T=0,2198$ sec



Ιδιομορφή 4 διεύθυνση +X ,T=0,1288 sec

3.5 Μετακινήσεις κτηρίου

Επίπεδο [/]	Υψόμετρο [m]	θ [/]	$1/(1-\theta)$ [/]	dsX [cm]	dsZ [cm]
1	0.00	0.030	1.0000	0.69	1.84
2	3.00	0.023	1.0000	1.65	4.31
3	6.00	0.017	1.0000	2.53	6.29
4	9.00	0.011	1.0000	3.46	2.04

ΠΙΝΑΚΑΣ 4.11 Μετακινήσεις κτηρίου ανά επίπεδα

Παρατηρούνται μετακινήσεις κορυφής κατά την διεύθυνση x στην οροφή ισογείου 1,65cm και στην οροφή του 1^{ου} ορόφου 2,53cm. Αντιθέτως κατά την διεύθυνση z οι μετακινήσεις παρατηρούνται μεγαλύτερες, στην οροφή ισογείου 4,31cm και στην οροφή του 1^{ου} ορόφου 6,29cm.

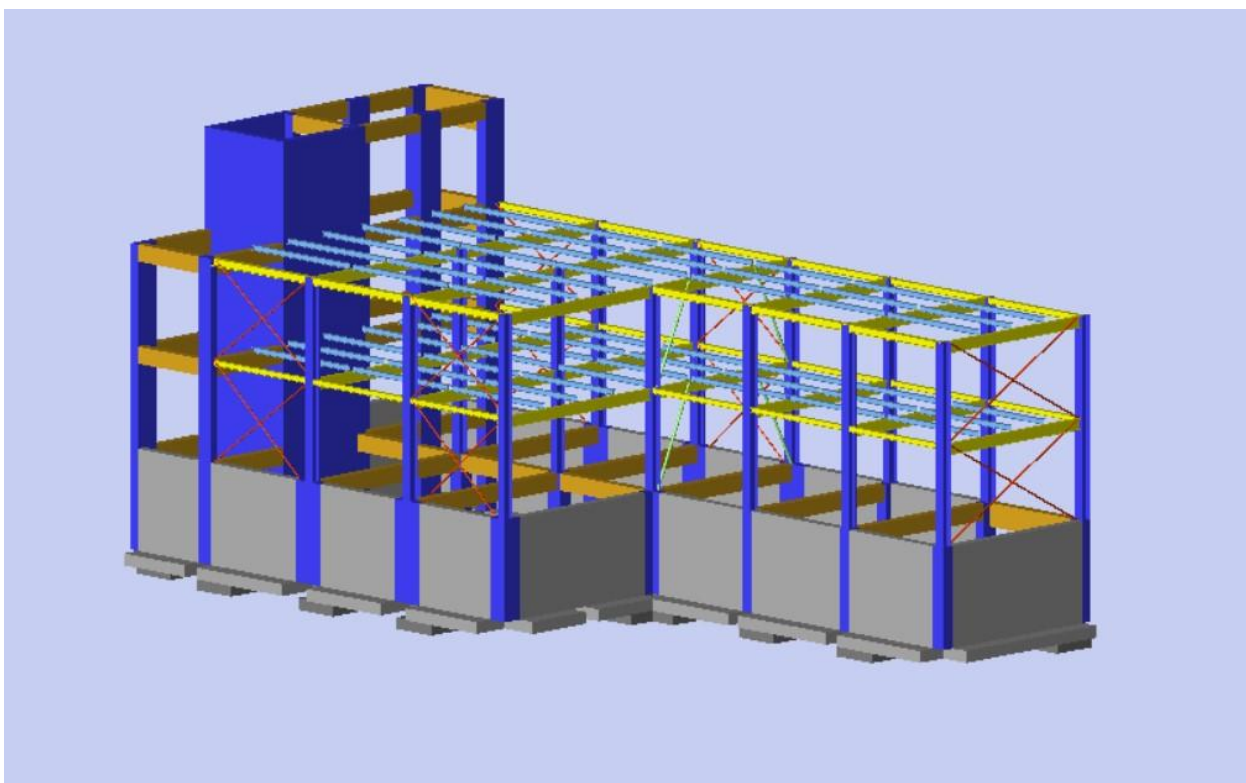
Οι διαφορές αυτές οφείλονται στην ασυμμετρία της κατασκευής καθώς κατά την χ διεύθυνση το μήκος είναι πολύ μεγαλύτερο και πολύ μικρότερο το πλάτος της κατασκευής, ως εκ τούτου έχει και μικρότερη δυσκαμψία κατά την διεύθυνση αυτή.

4 Σχεδιασμός και διαστασιολόγηση Σύμμικτης Κατασκευής - Προσομοίωμα Β

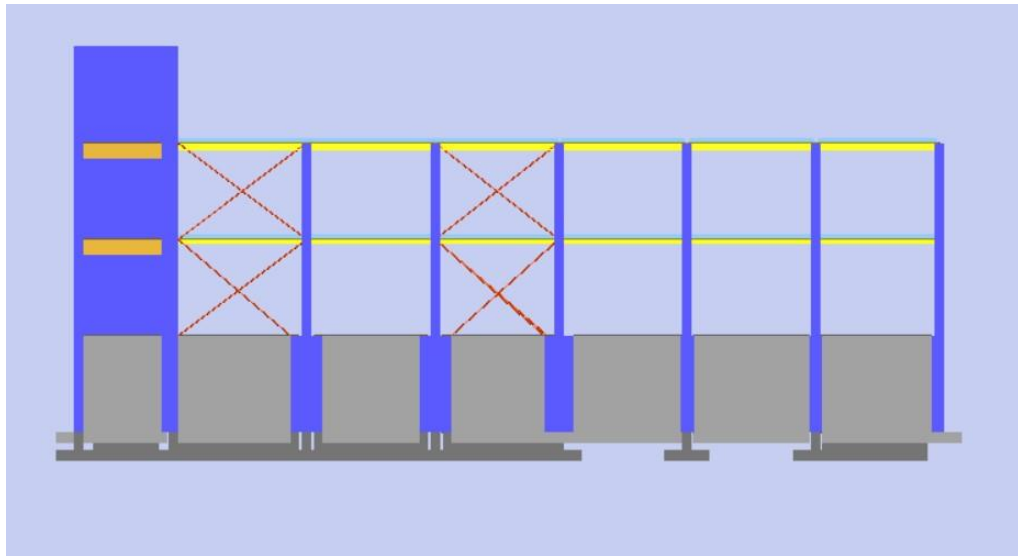
4.1 Περιγραφή κτηρίου

Στο προσομοίωμα αυτό τοποθετήθηκαν χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας και στις δύο διευθύνσεις (x και z). Λόγω των αρχιτεκτονικών απαιτήσεων (γυαλί στην πρόσοψη του κτηρίου και στην είσοδο) όμως δεν ήταν δυνατή τοποθέτησή τους και στις δύο πλευρές του κτηρίου κατά την διεύθυνση z-z προκειμένου να επιτύχουμε τη πιο 'ιδανική' γεωμετρία των διαγώνιων ράβδων. Ωστόσο, επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθεί στο εσωτερικό του κτηρίου στην περιοχή της ασυνέχειας ένας σύνδεσμος τύπου Λ με εκκεντρότητα έτσι ώστε να μην επηρεάζει την χρήση του κτηρίου και παράλληλα να αναλαμβάνει τις σεισμικές δυνάμεις.

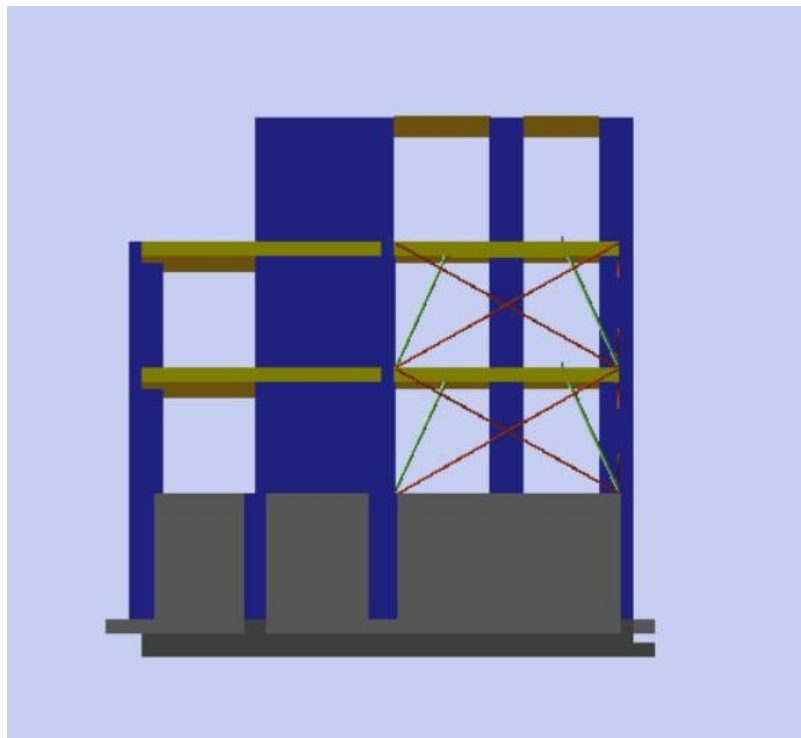
Σύμφωνα με τα παραπάνω, γίνεται σχεδιασμός του προσομοιώματος Β το οποίο χρησιμοποιήθηκε και στην ανάλυση της κατασκευής:



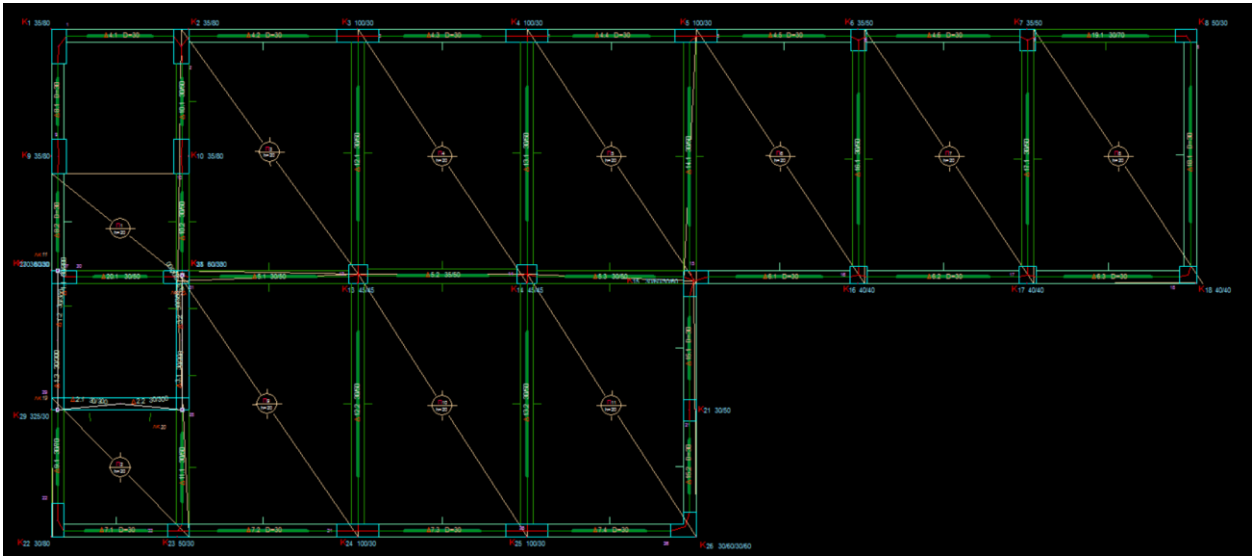
Εικόνα 5.1 Προσομοίωμα Β - Σύμμικτη κατασκευή



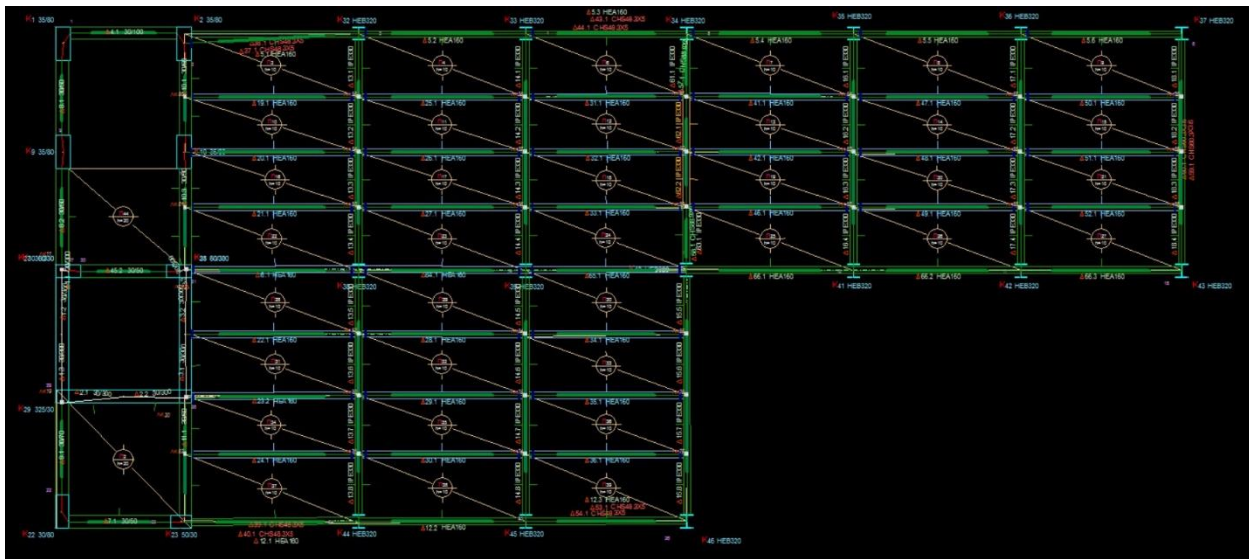
ΕΙΚΟΝΑ 5.2 Πλάγια Όψη Κτηρίου



ΕΙΚΟΝΑ 5.3 Πρόσοψη Κτηρίου



Εικόνα 5.5 Κάτοψη Υπογείου



Εικόνα 5.5 Κάτοψη Ισογείου

4.2 Στατική ανάλυση

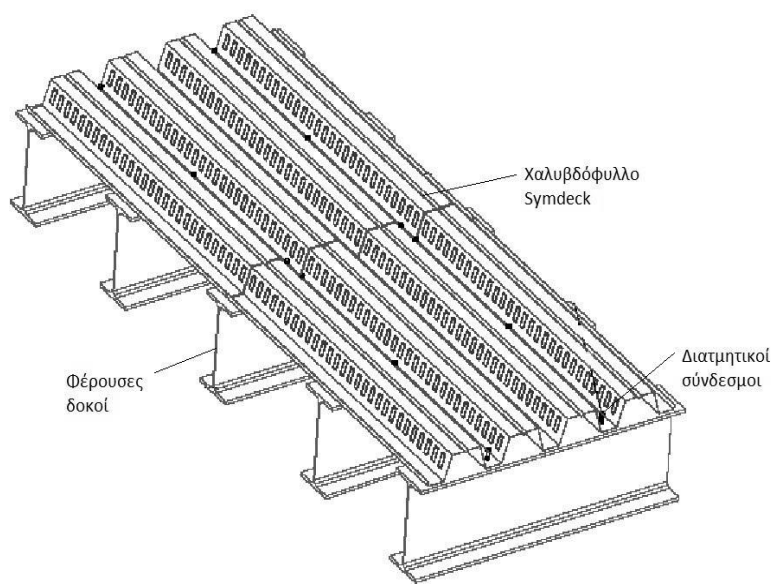
Η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος των επιμέρους δομικών στοιχείων (δοκοί και υποστρώματα) έγινε σύμφωνα με τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από το βασικό συνδυασμό (3.1). Στους χιαστί συνδέσμους τοποθετήθηκαν αρχικά τυχαίες αλλά λογικές διατομές και η διαστασιολόγησή και ο έλεγχός τους έγινε στο δυσμενέστερο από τους σεισμικούς συνδυασμούς (3.4),(3.5).

4.3 Σχεδιασμός Σύμμικτων Πλακών

Οι σύμμικτες πλάκες σχεδιάστηκαν και ελέγχθηκαν με τη βοήθεια του προγράμματος SYMDECK Designer της εταιρείας Έλαστρον. Οι πλάκες σχεδιάστηκαν με συνολικό ύψος $h_{ολ.}=130\text{ mm}$ και με χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 πάχους $t=73\text{ mm}$ και ύψους $h_p=73\text{ mm}$. Οι νευρώσεις του χαλυβδόφυλλου τοποθετήθηκαν κάθετα στη διεύθυνση $\chi-\chi$.

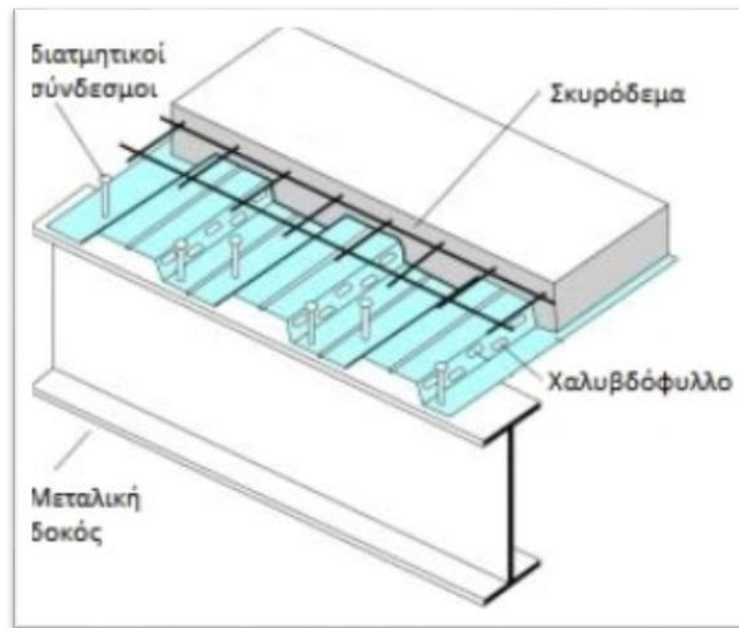
Επίσης, ως οπλισμός στην πάνω πλευρά της πλάκας τοποθετήθηκε πλέγμα οπλισμού $\Phi 8/10$ με ποιότητα χάλυβα S500 και καθαρή επικάλυψη $c=30\text{ mm}$. Τέλος, το σκυρόδεμα της πλάκας είναι ποιότητας C20/25.

Το βασικό συστατικό των σύμμικτων πλακών είναι τα χαλυβδόφυλλα που λειτουργούν αρχικά κατά τη φάση της κατασκευής ως μεταλλότυπος για το έγχυτο σκυρόδεμα, μεταφέροντας τα φορτία σκυροδέτησης (Εικόνα 3.10). Μετά την πήξη του σκυροδέματος η παραλαβή των λοιπών φορτίων κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής γίνεται από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών που λειτουργούν πλέον ως σύμμικτη πλάκα. Στη σύμμικτη πλάκα προβλέπεται συνήθως ένας ελαφρύς οπλισμός (Εικόνα 3.11) που αφενός μεν προστατεύει το σκυρόδεμα από τη ρηγμάτωση, αφετέρου δε μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την παραλαβή των αρνητικών ροπών των στηρίξεων στην περίπτωση που επιλεγεί το στατικό σύστημα της συνεχούς δοκού πολλών ανοιγμάτων.



- Ανάπτυγμα: 1250mm
- Πάχος: 0,75mm ~ 1,25mm ($\pm 0,02$)
- Κάλυψη: 750 \pm 5,0mm
- Βάθος: 73 \pm 1,0mm
- Πάτημα: 187,5 \pm 2mm

Εικόνα 5.6 Τυπική διάταξη σύμμικτης πλάκας



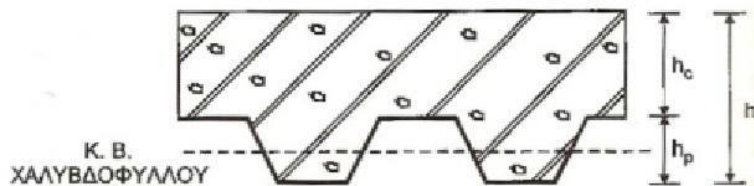
Εικόνα 5.7 Διαμόρφωση Σύμμικτης Πλάκας

Απαιτήσεις κανονισμού

Οι βασικές απαιτήσεις σχεδιασμού των σύμμικτων πλακών σύμφωνα με τον κανονισμό (Ευρωκώδικας 4) για να εξασφαλίζεται διαφραγματική λειτουργία είναι:

- Συνολικό ελάχιστο πάχος πλάκας: $\min h = 80\text{mm}$
- Ελάχιστο πάχος σκυροδέματος πάνω από το χαλυβδόφυλλο: $\min h_c = 40\text{mm}$
- Επειδή όμως η πλάκα πρέπει να εξασφαλίζει διαφραγματική λειτουργία, ισχύουν τα ακόλουθα ελάχιστα μεγέθη: $\min h = 90\text{mm}$, $\min h_c = 50\text{mm}$

Τα παραπάνω μεγέθη φαίνονται στην εικόνα 5.8:



Εικόνα 5.8 Χαρακτηριστικά πάχη πλάκας

4.3.1 Χαλυβδόφυλλα

Το χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 είναι ένα γαλβανισμένο προφίλ τραπεζοειδούς σχήματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή σύμμικτων πλακών μεγάλων ανοιγμάτων. Το άνω πέλμα του χαλυβδόφυλλου είναι ενισχυμένο έναντι τοπικού λυγισμού με μια ενδιάμεση ενίσχυση στο μέσο του. Στον κορμό υπάρχουν ειδικές νευρώσεις (εντυπώματα) μήκους 40 mm, τα οποία προσδίδουν την επιπλέον συνάφεια

$$q = 5 \text{ kN/m}^2$$

Έλεγχοι σύμμικτης πλάκας

Η μελέτη και ο σχεδιασμός των σύμμικτων πλακών σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4 περιλαμβάνει δύο στάδια, τη «φάση κατασκευής» και τη «φάση λειτουργίας».

Τα δεδομένα που εισήχθησαν στο πρόγραμμα φαίνονται στην εικόνα 5.9 :

The screenshot shows the Sym Deck Designer software interface. The main window displays a beam with six spans of 1.5 m each, subjected to a uniform load of 5.0 kN/m. The software shows various design parameters and results.

a/a	L (m)	q (kN/m ²)
1	1.5	5
2	1.5	5
3	1.5	5

Τίπο βάρους = 2.20 kN/m²
 Πρόσθετα μόνιμα = 1 kN/m²

Σχεδίαση φορέα
 $\gamma_G = 1.35$ $\gamma_Q = 1.50$

Γενικά στοιχεία Φάση κατασκευής Φάση λειτουργίας

$M_{Rd,S}^+$	$M_{Rd,S}^-$
$M_{pl,Rd}^+ = 19.41 \text{ kNm/m}$	$M_{pl,Rd}^- = 15.28 \text{ kNm/m}$
$V_{V,Rd} = 21.16 \text{ kN/m}$	

$t = 0.75 \text{ mm}$ $\gamma_{M1} = 1.10$ $A_s = 5.026 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $C: 20/25 \text{ MPa}$ $\gamma_C = 1.5$ $\emptyset: 8 \text{ mm} / d = 10 \text{ cm}$
 $S: 500 \text{ MPa}$ $\gamma_S = 1.15$
 $h = 0.13 \text{ m}$ $c = 0.03 \text{ m}$
 $Fe: 320 \text{ GMPa}$

$m = 90.83 \text{ MPa}$
 $k = 0.0144 \text{ MPa}$
 $V_{I,Rd}$

Εικόνα 5.9 Γενικά στοιχεία

ι. Φάση κατασκευής

Στη φάση κατασκευής ο σχεδιασμός γίνεται με βάση τις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας και αστοχίας. Ειδικότερα ελέγχεται η δυνατότητα παραλαβής της ροπής κάμψης που προκαλούν τα δρώντα φορτία και το ίδιο βάρος του νωπού σκυροδέματος από το χαλυβδόφυλλο, με το δεδομένο στατικό σύστημα. Η οριακή κατάσταση αντοχής διεξάγεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 που αφορούν τις λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης. Επίσης, θα πρέπει τα βέλη κάμψης που δημιουργούνται να είναι εντός των ορίων που καθορίζονται από τον

Ευρωκώδικα 4.

Για τον υπολογισμό των δρωσών ροπών, εξάγεται η περιβάλλουσα των ροπών κάμψης του φορέα κατά τη φάση κατασκευής σύμφωνα με τις φορτίσεις που προδιαγράφονται από τον

Ευρωκώδικα 4. Για τον προσδιορισμό της περιβάλλουσας των καμπτικών ροπών του φορέα εφαρμόζονται τα εξής φορτία :

- Ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου G_p (Μόνιμη φόρτιση)
- Ίδιο βάρος νεπού σκυροδέματος (Μόνιμη φόρτιση).

Για το ίδιο βάρος του σκυροδέματος, λαμβάνονται υπόψη δύο περιπτώσεις:

A) Φατνωματική διάστρωση (σκυροδετείται πρώτα κάποιο φάτνωμα με το προβλεπόμενο πάχος και στη συνέχεια σκυροδετείται κάποιο άλλο φάτνωμα,

B) Σταδιακή διάστρωση (η πλάκα διαστρώνεται σε διαδοχικές στρώσεις που καταλαμβάνουν το σύνολο του μήκους της πλάκας).

Φορτίο διάστρωσης (λαμβάνεται ως ωφέλιμο φορτίο).

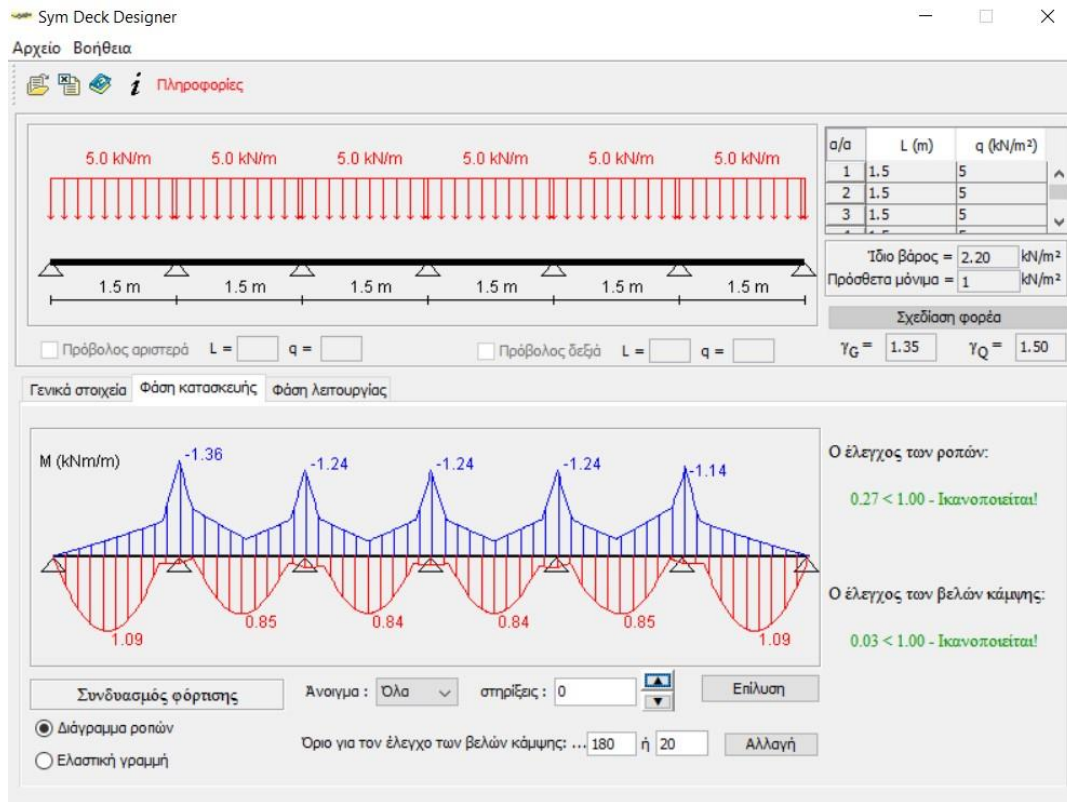
Ως φορτίο διάστρωσης λαμβάνεται ένα ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο 1.5 kN/m^2 που δρα σε επιφάνεια $3\text{m} \times 3\text{m}$ (ή όσο είναι το μήκος του ανοίγματος εάν αυτό είναι μικρότερο) και ένα ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο 0.75 kN/m^2 που δρα στην περιοχή που απομένει, ανάλογα με το αν υπολογίζεται η μέγιστη αρνητική ή θετική δρώσα ροπή κάμψης.

Για τον έλεγχο της οριακής κατάστασης αστοχίας, λαμβάνεται υπόψη συντελεστής ασφαλείας ίσος με 1.35 για τις μόνιμες δράσεις, ενώ για τις μεταβλητές δράσεις (φορτία διάστρωσης) λαμβάνεται υπόψη συντελεστής ασφαλείας ίσος με 1.50.

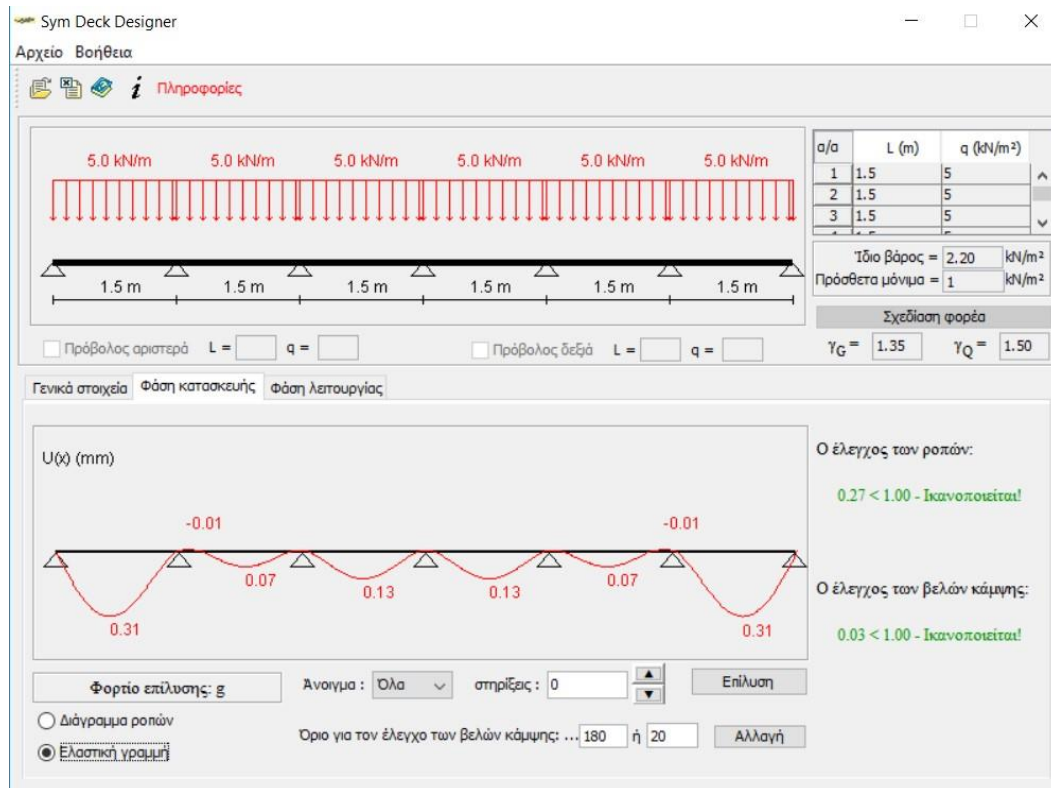
Για την εύρεση της ροπής αντοχής λαμβάνεται υπόψη η ενεργός διατομή του χαλυβδόφυλλου.

Για τον έλεγχο της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας, λαμβάνονται συντελεστές ασφαλείας φορτίων ίσοι με 1.00. Για την εξαγωγή της ελαστικής γραμμής λαμβάνεται υπόψη η δυσκαμψία της πλήρους διατομής του χαλυβδόφυλλου.

Όλοι οι έλεγχοι φαίνονται στην εικόνα 4.7.



Εικόνα 5.11 Διάγραμμα Ροπών της σύμμικτης πλάκας στη φάση κατασκευής



Εικόνα 5.11 Ελαστική γραμμή της σύμμικτης πλάκας στη φάση κατασκευής

ii. Φάση λειτουργίας

Στη φάση λειτουργίας διεξάγονται έλεγχοι, τόσο σε οριακή κατάσταση αστοχίας όσο και λειτουργικότητας, που αφορούν την ικανότητα παραλαβής της έντασης της πλάκας έναντι θετικής και αρνητικής ροπής κάμψης καθώς και έναντι κατακόρυφης και διαμήκουσ διάτμησης. Επίσης ελέγχονται οι παραμορφώσεις της σύμμικτης πλάκας οι οποίες πρέπει να είναι συμβατές με προκαθορισμένα από τον κανονισμό όρια.

Διενεργούνται δύο έλεγχοι:

A) Έλεγχος οριακής κατάστασης αστοχίας:

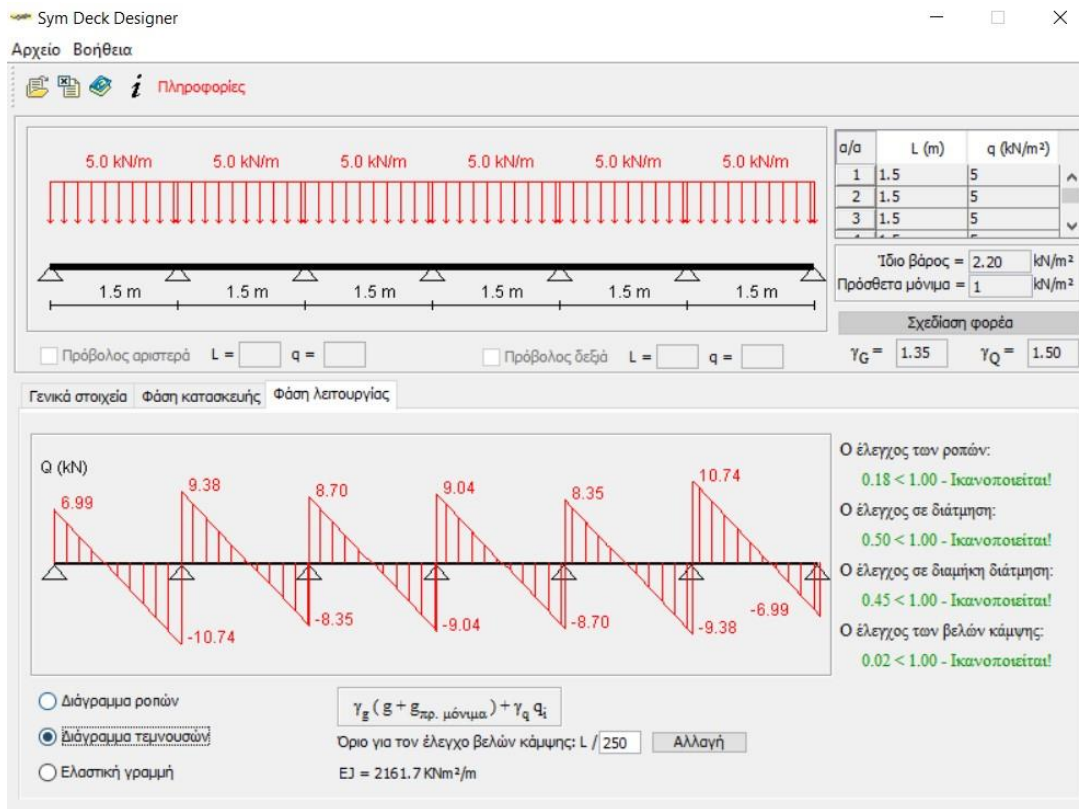
Γίνεται με βάση τη φόρτιση $1.35G + 1.50Q$ από την οποία προκύπτουν τα εντατικά μεγέθη, ESd (αντοχή σε θετικές ροπές M_{sd+} , αντοχής σε αρνητικές ροπές M_{sd-} , σε κατακόρυφη διάτμηση $V_{sd,L}$, αντοχή σε διαμήκη διάτμηση V) ενώ με τη φόρτιση $G + Q$ προκύπτει η ελαστική γραμμή του φορέα.

B) Έλεγχος οριακής κατάστασης λειτουργικότητας:

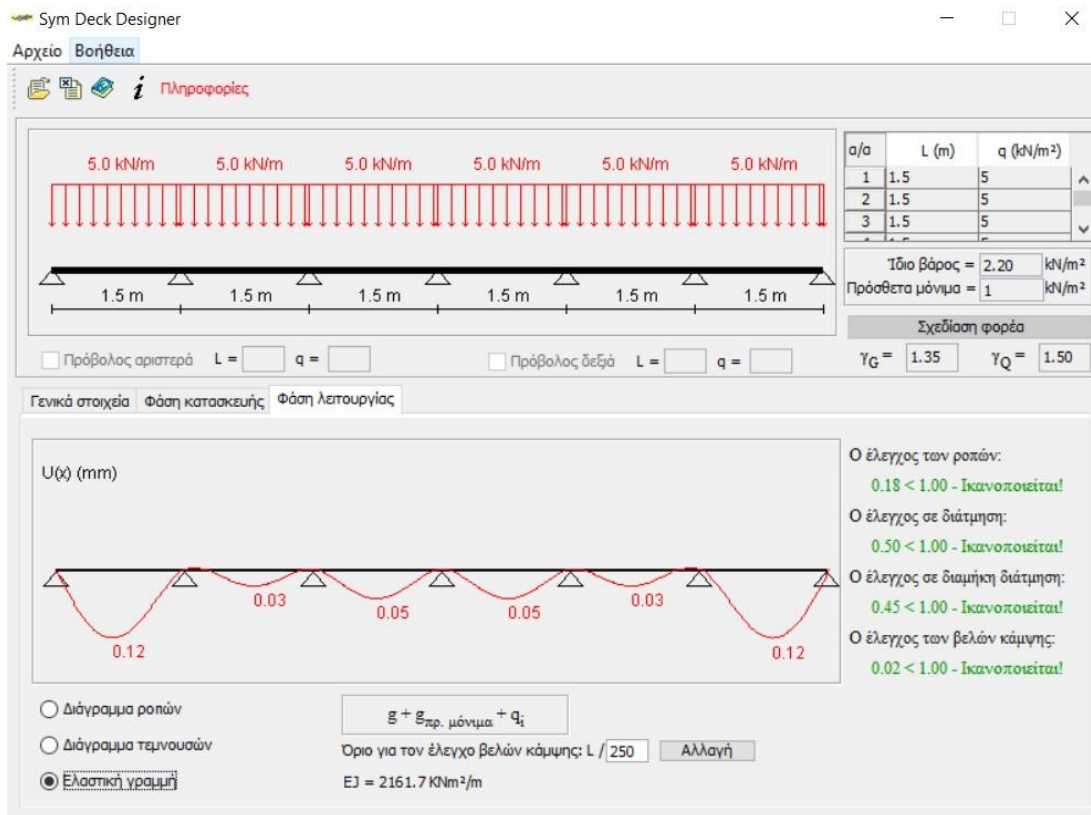
Γίνεται με βάση τη φόρτιση $1.00G + 1.00Q$ με βάση την οποία υπολογίζεται η ελαστική γραμμή του φορέα



Εικόνα 5.12 Διάγραμμα Ροπών της σύμμικτης πλάκας στη φάση λειτουργίας



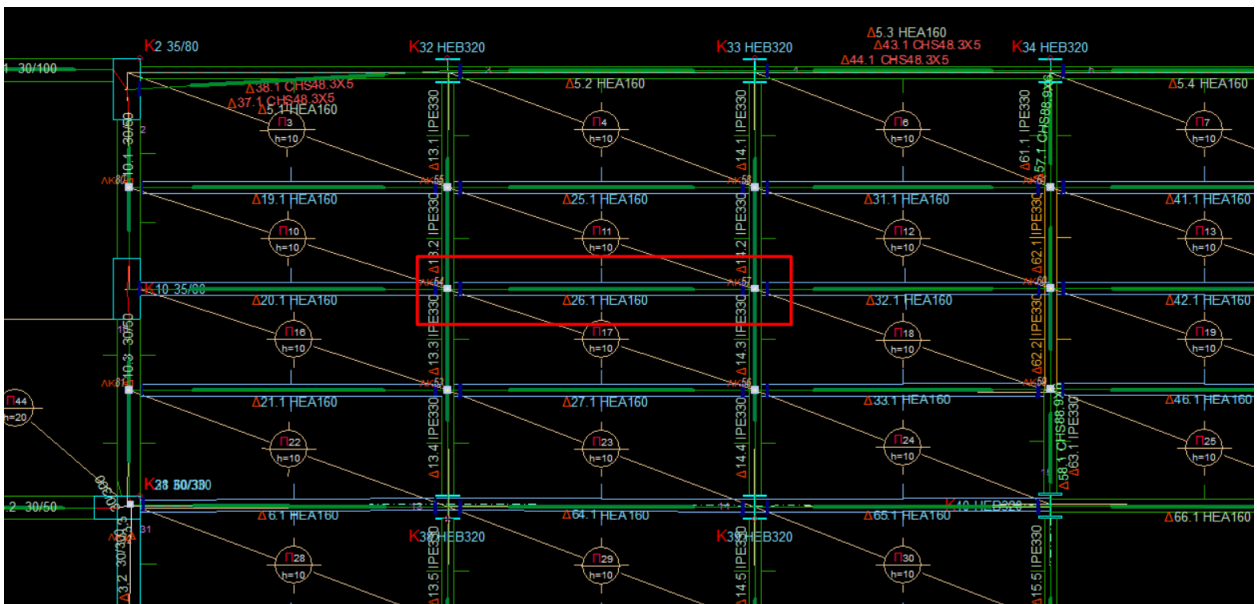
Εικόνα 5.13 Διάγραμμα τεμνουσών στην φάση λειτουργίας



Εικόνα 5.14 Ελαστική γραμμή της σύμμικτης πλάκας στη φάση λειτουργίας

4.4 Σύμμικτες Τεγίδες

Οι τεγίδες έχουν σχεδιαστεί ως αμφιέριστες σύμμικτες δοκοί και ο κύριος ρόλος τους είναι η μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων στις εσωτερικές δοκούς. Το άνω πέλμα των τεγίδων και των κυρίων δοκών έχει τοποθετηθεί στο ίδιο επίπεδο έτσι ώστε να δημιουργείται ένα ενιαίο επίπεδο πάνω στο οποίο στηρίζεται η σύμμικτη πλάκα και να επιτυγχάνεται η σύμμικτη λειτουργία τους. Τα χαρακτηριστικά των τεγίδων είναι όμοια σε όλη την κατασκευή.



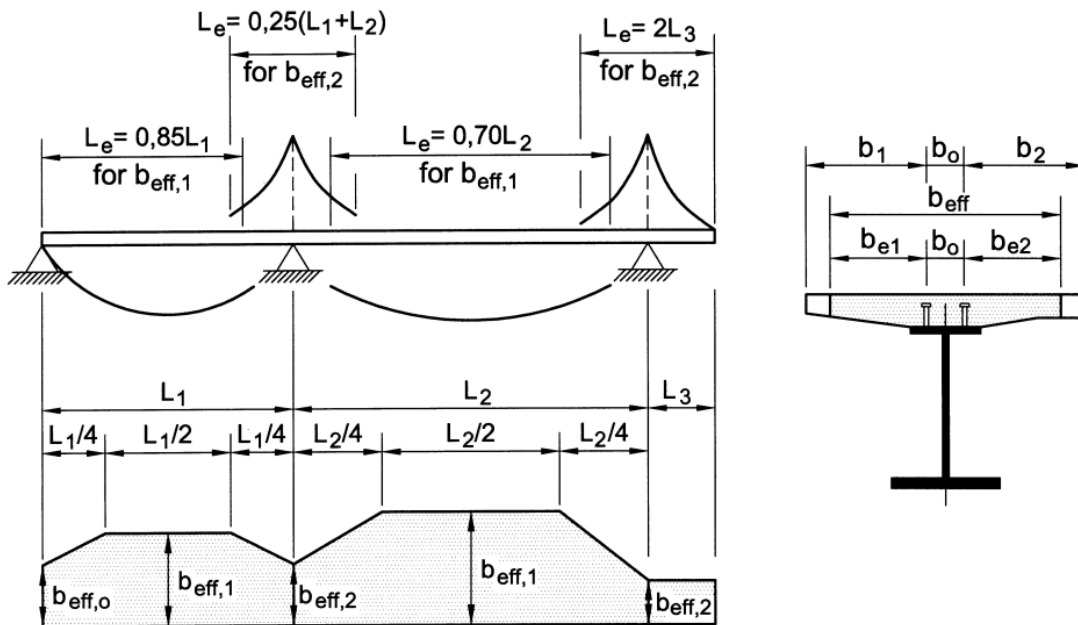
Εικόνα 5.15 Ενδεικτική Τεγίδα

Οι τεγίδες είναι όλες ελατής διατομής HEA160 και τοποθετήθηκαν κατά τη διεύθυνση z-z ανά 1,50m και έχουν μήκος 4m.

Οι εσωτερικοί δοκοί στις οποίες μεταφέρουν τα φορτία οι τεγίδες είναι ελατής διατομής IPE330 και μήκους 6m.

Ενδεικτικά θα παρουσιαστεί ο σχεδιασμός και ο έλεγχος μίας τεγίδας:

- Συνεργαζόμενο πλάτος



Εικόνα 5.16 Ισοδύναμα ανοίγματα, για ισοδύναμο πλάτος του πέλιματος σκυροδέματος

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4 (Παρ.5.4.1.2) το συνολικό συνεργαζόμενο πλάτος δίνεται από τη σχέση:

$$b_{eff} = b_0 + \sum_{i=1}^2 b_{e_i}$$

$$b_{e_i} = \frac{L_e}{8} \leq b_i$$

όπου:

b_{e_i} η τιμή του συνεργαζόμενου πλάτους του πέλματος σκυροδέματος εκατέρωθεν του κορμού

b_0 είναι η απόσταση μεταξύ των κέντρων των εξωτερικών διατμητικών συνδέσμων $b_0 = 0$ για κτιριακά έργα

b_i απόσταση από το μέσο της πλάκας έως το μέσο παράλληλων κορμών

L_e προσεγγιστική απόσταση διαδοχικών σημείων μηδενισμού του διαγράμματος των ροπών

Στο φορέα μας οι τεγίδες είναι αμφιαρθρωτές. Συνεπώς:

$$L_e = L = 4\text{m}$$

$$b_i = \frac{1,5}{2} = 0,75$$

$$b_{e_i} = \frac{4}{8} = 0,5 < 0,75$$

$$\text{Άρα } b_{eff} = 0,75 + 0,5 = 1,25\text{m}$$

• Χαρακτηριστικά της διατομής

HEA160							
Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά	h(mm)	b(mm)	tw(mm)	tf(mm)	r(mm)	h-2c(mm)	A(cm ²)
	152	160	6	9	15	104	38,8
Αδρανειακά Χαρακτηριστικά	Iy(cm ⁴)	Iz(cm ⁴)	Wpl,y(cm ³)	iy(cm)	Wpl,z(cm ³)	iz(cm)	Avz(cm ²)
	1670	616	245	6,57	118	3,52	10,12

Πίνακας 5.3 Χαρακτηριστικά διατομής HEA 160

4.4.1 Κατάταξη διατομής

Για την κατάταξη μιας σύμμικτης διατομής εξετάζονται χωριστά τα θλιβόμενα στοιχεία της και η διατομή ταξινομείται τελικώς στη δυσμενέστερη κατηγορία (κορμού ή πέλματος) χρησιμοποιούνται οι πίνακες Π3.11 και Π3.12 :

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{235}}{\sqrt{235}} = 1$$

$$\text{Κορμός: } \frac{c}{tw} = \frac{d}{tw} = \frac{104}{6} = 17,33 < 72$$

Άρα ο κορμός είναι κατηγορίας 1

Πέλματα: Η κατάταξη των πελμάτων σε θλίψη σε σύμμικτες δοκούς χωρίς σκυρόδεμα εγκιβωτισμού γίνεται με βάση τον πίνακα Π3.12 :

$$c = \frac{b - tw}{2} - r = \frac{160 - 6}{2} - 15 = 35$$

$$\frac{c}{tf} = \frac{35}{9} = 3.8 < 9\varepsilon = 9$$

Άρα τα πέλατα είναι κατηγορίας 1

Συνεπώς, η διατομή είναι κατηγορίας 1 οπότε μπορούμε να εφαρμόσουμε πλαστική ανάλυση για τον προσδιορισμό των αντοχών σε κάμψη και διάτμηση της διατομής

ΦΑΣΕΙΣ ΕΡΓΟΥ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΟΚΛ	ΟΚΑ
Φάση Κατασκευής	Σιδηροδοκός	παραμορφώσεις	αντοχη, ευστάθεια
Φάση Λειτουργίας	Σύμμικτη δοκός	παραμορφώσεις ταλάντωση	αντοχη, ευστάθεια, διατμητική σύνδεση, αντοχή σε πυρκαγιά

4.4.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας

ι) ΦΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Στη φάση αυτή λειτουργεί μόνο η σιδηροδοκός καθώς το σκυρόδεμα δεν έχει αποκτήσει τη θλιπτική του αντοχή και δεν έχει επιτευχθεί η σύμμικτη λειτουργία δοκού –σκυροδέματος.

Τα φορτία που μετέχουν στη φάση αυτή είναι τα ακόλουθα:

-Ίδιο βάρος νωπού σκυροδέματος: $g_{\pi\lambda} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

-Ίδιο βάρος της σιδηροδοκού: $g_{HEA160} = 0.304 \text{ kN/m}$

Συνεπώς, το φορτίο που δρα είναι:

$$q_{ult} = 1,35 \cdot (b_{eff} \cdot g_{\pi\lambda} + g_{HEA160}) = 1,35 \cdot (1,25 \cdot 2,5 + 0.304) = 4.63 \text{ kN / m}$$

Ροπή κάμψης:
$$M_{ed} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{4,63 \cdot 4^2}{8} = 9,52 \text{ kNm}$$

Τέμνουσες δράσης:
$$V_{ed} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{4,63 \cdot 4}{2} = 9,52 \text{ kNm}$$

Έλεγχος αντοχής:

Κάμψη:
$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{u0}} = \frac{245 \cdot 23.5}{1} = 57,57 > M_{ed}$$

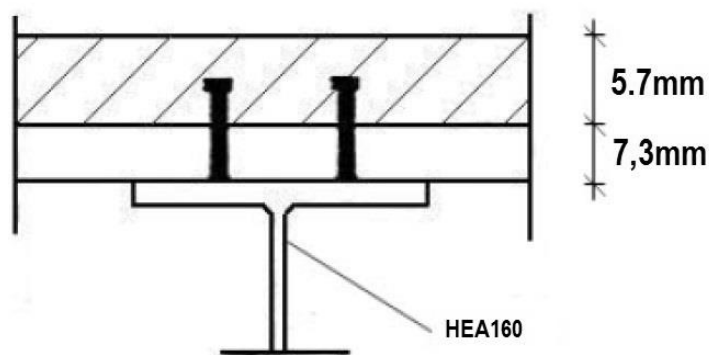
Διάτμηση:
$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{13,21 \cdot 23.5}{1 \cdot \sqrt{3}} = 179,23 > V_{ed}$$

• Έλεγχος ευστάθειας

Ο έλεγχος ευστάθειας αφορά τον στρεπτοκαμπτικό /πλευρικό λυγισμό των δοκών. Στη φάση κατασκευής τα χαλυβδόφυλλα λόγω πλήρους διατμητικής σύνδεσης με τις δοκούς προσφέρουν πλευρική στήριξη στο άνω πέλμα των δοκών, το οποίο θλίβεται. Επιπρόσθετα, εφόσον οι διαδοκίδες έχουν θεωρηθεί αμφιαρθρωτές το κάτω πέλμα τους εφελκύεται και δε κινδυνεύει από λυγισμό. Συνεπώς, ο έλεγχος αυτός στην εξεταζόμενη φάση του έργου δε χρειάζεται να γίνει.

ii) ΦΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ

Σχετικά με την πλάκα από σκυρόδεμα που επιτελεί το ρόλο του άνω πέλματος, σημειώνεται ότι αμελείται η επιφάνεια του σκυροδέματος στην περιοχή των νευρώσεων του χαλυβδόφυλλου, και συνεπώς θεωρείται ότι η πλάκα έχει πάχος $d=5,7\text{mm}$ και απέχει από το άνω πέλμα της σιδηροδοκού ύψος ίσο με το ύψος του χαλυβδόφυλλου (Εικόνα 5.17). Η συνεργασία των δύο υλικών γίνεται με τη χρήση διατμητικών ήλων συγκολλημένων στο άνω πέλμα της σιδηροδοκού διαμέσου του χαλυβδόφυλλου. Ο έλεγχος διατμητικής σύνδεσης παρουσιάζεται αναλυτικά στη συνέχεια.



Εικόνα 5.17 Ενεργό πάχος σκυροδέματος

Στη φάση λειτουργίας το σκυρόδεμα έχει αποκτήσει τη θλιπτική αντοχή του οπότε έχει επιτευχθεί η σύμμικτη λειτουργία δοκού –σκυροδέματος.

Τα φορτία που συμμετέχουν στη φάση αυτή είναι:

-Ίδιο βάρος σκυροδέματος: $g_{\pi\lambda} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

-Πρόσθετα μόνιμα φορτία: : $g_{\text{πρόσθετα}} = 2,50 \text{ kN/m}^2$

-Κινητά φορτία: $q = 5,00 \text{ kN/m}^2$

-Ίδιο βάρος της σιδηροδοκού: $g_{\text{HEA160}} = 0.304 \text{ kN/m}$

Συνεπώς, το φορτίο που δρα είναι:

$$q_{\text{ult}} = 1,35 \cdot (b_{\text{eff}} \cdot (g_{\pi\lambda} + g_{\text{πρόσθετα}}) + g_{\text{HEA160}}) + 1,5 \cdot b_{\text{eff}} = 1,35 \cdot (1,25 \cdot (2,5 + 2) + 0,304) + 1,5 \cdot 1,25 = 9,88 \text{ kN / m}$$

Ροπή κάμψης:
$$M_{ed} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{9,88 \cdot 4^2}{8} = 19,76 \text{ kNm}$$

Τέμνουσες δράσης:
$$V_{ed} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{9,88 \cdot 4}{2} = 19,76 \text{ kNm}$$

•Έλεγχος αντοχής

Ο υπολογισμός των αντοχών της διατομής γίνεται με πλαστική ανάλυση.

Κάμψη

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της σύμμικτης διατομής είναι τα ακόλουθα:

Συνολικό πάχος πλάκας: $h_{ολ} = 13\text{cm}$

Πάχος σκυροδέματος: $h_c = 5,7\text{cm}$

Ύψος χαλυβδόφυλλου: $h_p = 7,30\text{cm}$

$$A_c = b_{eff} \cdot h_c = 125\text{cm} \cdot 5,7\text{cm} = 712,5\text{cm}^2$$

•Εσωτερικές δυνάμεις

-Εφελκυστική δύναμη χαλύβδινης διατομής:

$$F_a = A_a \cdot f_a = 38,8 \cdot 23,5 = 911,8\text{KN}$$

-Δύναμη σκυροδέματος:

$$F_c = b_{eff} \cdot h_c \cdot f_{cd} = 125 \cdot 5,7 \cdot 0,85 \frac{2,5}{1,5} = 1009,38\text{KN}$$

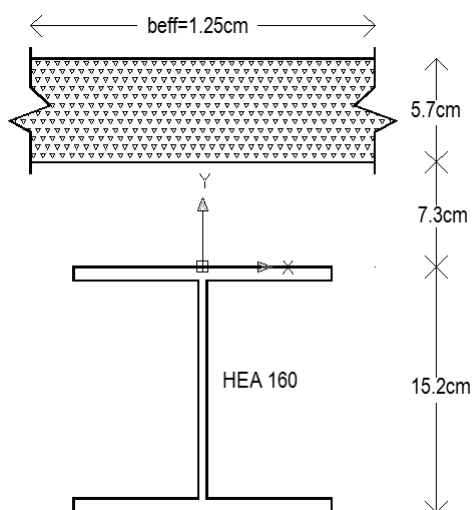
Επειδή $F_c > F_a$ η θέση του ουδέτερου άξονα βρίσκεται εντός της πλάκας σκυροδέματος προκειμένου να υπάρξει ισορροπία εσωτερικών δυνάμεων.

$$z_o = \frac{A_a \cdot f_y}{b_{eff} \cdot f_{cd}} = 5,14\text{cm} < h_c = 5,7\text{cm}$$

Η πλαστική ροπή αντοχής της διατομής είναι:

$$M_{pl,Rd} = F_a \cdot \left(z_a - \frac{z_o}{2}\right) = 911,8 \cdot \left((152 + 5,14) - \frac{5,14}{2}\right) = 162,03\text{KNm} > M_{ed}$$

$$\text{Διάτμηση: } V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{13,21 \cdot 23,5}{1 \cdot \sqrt{3}} = 179,23 > V_{ed} = 36,72\text{KN}$$



Εικόνα 5.18 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά σύμμικτης διατομής

Σημείωση

Στις διατομές του φορέα όπου δρουν ταυτόχρονα ροπές κάμψης και τέμνουσες δυνάμεις, πρέπει να εξετάζεται η πιθανότητα αλληλεπίδρασης τους. Στο συγκεκριμένο φορέα, εφόσον όλες οι δοκοί έχουν θεωρηθεί αμφιέριστες δεν υπάρχουν διατομές στις οποίες ροπές κάμψης και τέμνουσες δυνάμεις να παίρνουν ταυτόχρονα ακραίες τιμές. Συνεπώς, δεν απαιτείται ο έλεγχος αλληλεπίδρασης τεμνουσών δυνάμεων –ροπών κάμψης.

• Έλεγχος ευστάθειας

Στη φάση λειτουργίας η πλάκα σκυροδέματος δημιουργεί ένα διάφραγμα με το οποίο εμποδίζει το λυγισμό του θλιβόμενου πέλματος καθώς και τη στροφή της δοκού. Συνεπώς και στη φάση αυτή του έργου δεν υπάρχει κίνδυνος στρεπτοκαμπτικού /πλευρικού λυγισμού και ο έλεγχος ευστάθειας δε χρειάζεται να γίνει.

4.4.3 Διατμητική σύνδεση

Βασική προϋπόθεση της σύμμικτης λειτουργίας είναι η παραλαβή της διάτμησης που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια μεταξύ χαλύβδινης διατομής και σκυροδέματος μέσω μηχανικών μέσων που ονομάζονται διατμητικοί σύνδεσμοι. Σ' ένα σύμμικτο φορέα αναπτύσσονται δύο είδη διάτμησης: η κατακόρυφη και η διαμήκης διάτμηση. Η κατακόρυφη διάτμηση εξασφαλίζει τη συνθήκη ισορροπίας δυνάμεων ως προς κατακόρυφο άξονα ενώ η διαμήκης διάτμηση απαιτείται για λόγους συμβιβαστού των παραμορφώσεων μεταξύ χάλυβα και σκυροδέματος. Όταν οι διατμητικοί σύνδεσμοι παραλαμβάνουν όλη τη διαμήκη διάτμηση που εμφανίζεται μεταξύ χάλυβα και σκυροδέματος εμποδίζεται πλήρως η ολίσθηση μεταξύ σιδηροδοκού και πλάκας σκυροδέματος και επιτυγχάνεται πλήρης διατμητική σύνδεση.

4.4.4 Διαμήκης διάτμηση

Η διαμήκης διάτμηση προσδιορίζεται με πλαστική, ελαστοπλαστική ή ελαστική ανάλυση. Εφόσον η αντοχή των διατομών προσδιορίστηκε με πλαστική ανάλυση και ο έλεγχος της

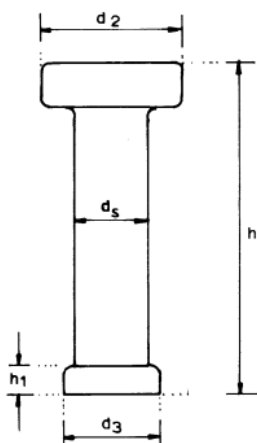
διατμητικής σύνδεσης γίνεται στην οριακή κατάσταση αστοχίας θα εφαρμοστεί πλαστική ανάλυση. Στη περίπτωση αυτή η διαμήκης διάτμηση βρίσκεται από εξέταση της συνθήκης ισορροπίας των οριζόντιων δυνάμεων εντός ενός μήκους της δοκού. Η διαδοκίδα που εξετάζεται είναι αμφιέριστη οπότε στο τμήμα που εξετάζεται ισχύει η σχέση του h_{ei} για το σύνολο της διαμήκους διάτμησης:

$$Vl = \sum Tl = Fc + Fa + = 1009,38 \text{ kN}$$

4.4.5 Διατμητικοί ήλοι

Επιλέγονται διατμητικοί ήλοι κεφαλής από τον πίνακα Π4.2 οι οποίοι αποτελούν το συνηθέστερο τύπο διατμητικών συνδέσεων. Οι σύνδεσμοι αυτοί προτιμώνται λόγω του εύκολου τρόπου κατασκευής τους και του πλεονεκτικού ρόλου της κεφαλής τους η οποία εμποδίζει την ανύψωση της πλάκας σκυροδέματος και την αποκόλλησή της από τη δοκό.

Χαρακτηριστικά διατμητικής σύνδεσης



d	d ₂	h
16	29	50,75,100,125,150,175,200
19	32	75, 100, 125, 150, 200
22	35	50,75,100,125,150,175,200, 225,250
25	38	100,125,150,175,200, 250

Διαστάσεις συνήθως διατμητικών ήλων κεφαλής σε mm

Διάμετρος ήλου: $d = 19 \text{ mm} < 2,5 \cdot t_f = 2,5 \cdot 9 = 22,5$

- Ύψος ήλου: $h_{\text{ήλου}} = 125 \text{ mm} > h_p = 73 \text{ mm} \checkmark$

$$h_{\text{ήλου}} = 125 \text{ mm} < h_{\text{ολ}} = 130 \text{ mm}$$

Θα πρέπει να εξασφαλίζεται η απαραίτητη επικάλυψη : $h_{\text{ολ}} - h_{\text{ήλου}} = 20 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm} \checkmark$

- Εφελκυστική αντοχή: $f_u = 500 \text{ MPa} \leq 500 \text{ MPa} \checkmark$

Η οριακή αντοχή του ήλου προσδιορίζεται ως εξής:

$$P_{Rd} = 0,8 f_u \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) / \gamma_v$$

$$P_{Rd} = 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$$

όπου:

$P_{v,Rd}$ η αντοχή ήλου σε διάτμηση

$P_{b,Rd}$ η αντοχή του σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυγας

$\gamma_v = 1,25$ επιμέρους συντελεστής ασφαλείας

a η απόσταση :

a = 0,20 · (h/ d+1) για $3 \leq h / d \leq 4$

a = 1 για $4 < h / d$

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος

$E_{cm} = 30,50 \text{ GPa}$ το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος

Συνεπώς:

$$P_{v,Rd} = \frac{0,80 \cdot 50 \text{ kN} / \text{cm}^2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 1,9^2}{4} \right)}{1,25} = 90,73 \text{ kN}$$

$$P_{b,Rd} = \frac{0,29 \cdot 1 \cdot (1,9 \text{ cm})^2 \cdot \sqrt{2,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 3050 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}}{1,25} = 73,13 \text{ kN}$$

Άρα $P_{rd} = 73,13 \text{ kN}$

Η αντοχή των ήλων εντός σύμμικτης πλάκας που αποτελείται από τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο και πλάκα σκυροδέματος είναι μικρότερη από την αντοχή τους εντός συμπαγούς πλάκας. Αυτό συμβαίνει γιατί δεν υπάρχει επαρκές σκυρόδεμα πίσω από τον ήλο λόγω του μεταλλικού χαλυβδόφυλλου οπότε και μειώνεται η αντοχή του. Εφόσον οι νευρώσεις του χαλυβδόφυλλου είναι κάθετες στη διαδοκίδα ο μειωτικός συντελεστής δίνεται από τον τύπο:

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq k_{t,max}$$

με τους εξής περιορισμούς:

- N_r αριθμός διατμητικών ήλων (ένας ή περισσότεροι) σε κάθε αυλάκωση στη σύνδεση με τη δοκό αλλά στους υπολογισμούς λαμβάνεται πάντα ≤ 2

Έστω $N_r = 1$

- $h_p = 73 \text{ mm} < 85 \text{ mm}$

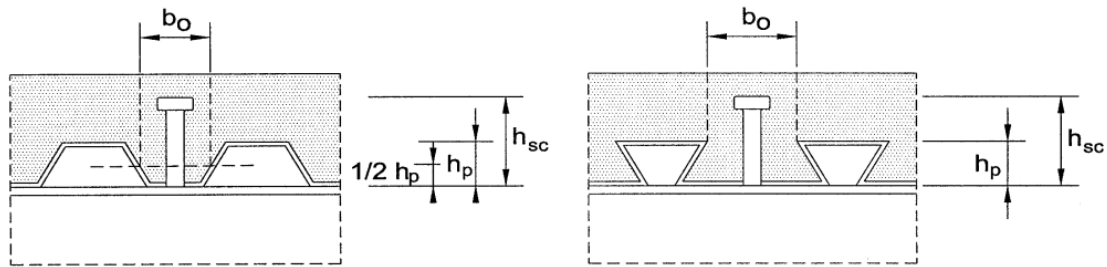
- b_0 μέσο πλάτος των αυλακώσεων όπως φαίνεται και στην εικόνα 4.13

$$b_0 = \frac{95,50 - 50,00}{2} = 72,25 < 76 \text{ mm} = h_p \rightarrow b_0 = 73 \text{ mm}$$

- $h_{sc} - h_p = 57 \text{ mm} > 2 \cdot d = 38 \text{ mm}$

- $d = 22 \text{ mm} \leq 22 \text{ mm}$ για συγκόλληση, διαμέσου οπών στα φύλλα, των ήλων ααπευθείας στη δοκό

- $k_{t,max} = 0,75$ για $N_r = 1$, πάχος χαλυβδόφυλλου ($t = 0,75 \text{ mm}$) $\leq 1 \text{ mm}$ από τον πίνακα Π4.4



Εικόνα 5.17 Δοκός με αυλακωτό χαλυβδόφυλλο εγκάρσιο προς τη δοκό

Αριθμός διατμητικών ήλων ανά νεύρωση	Πάχος t του χαλύβδινου φύλλου (mm)	Ήλοι με διάμετρο μέχρι 20 mm και συγκολλημένοι δια μέσου του χαλυβδόφυλλου	Χαλυβδόφυλλο με σπές και ήλοι διαμέτρου 19 mm ή 22 mm
$N_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
$N_r = 2$	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,8	0,60

Πίνακας Π5.4 Άνω όρια $k t, \max$ για τον μειωτικό συντελεστή kT

Τελικώς, με τις απαραίτητες αντικαταστάσεις ο μειωτικός συντελεστής είναι ίσος με $kt=0,50$
Άρα η τελική απομειωμένη αντοχή του διατμητικού ήλου είναι:

$$P_{Rd} = 73,13 \cdot 0,50 = 36,57 kN$$

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας εντός του κρίσιμου μήκους της δοκού (εδώ μισή δοκός) επιτρέπεται να απομειώσουμε τη διαμήκη διάτμηση με το λόγο δρώσας ροπής προς ροπή αντοχής της διατομής εφόσον η δεύτερη είναι μεγαλύτερη από τη πρώτη. Συνεπώς :

$$V_t' = 1009,38 \cdot \frac{M_{ed}}{M_{pl}} = 206,64 kN$$

Ο αριθμός ήλων που απαιτούνται είναι:

$$\eta_{\text{ήλων}} = \frac{V_t'}{P R d} = \frac{206,64}{36,57} = 5,65 = 6 \text{ ήλοι}$$

Οι ήλοι θα τοποθετηθούν ανά ίσες αποστάσεις ανά:

$$e_L = \frac{400}{6} = 33,3 cm$$

Οι άξονες δύο διαδοχικών νευρώσεων του χαλυβδόφυλλου που έχει τοποθετηθεί απέχουν 18,75cm. Συνεπώς τοποθετώντας έναν ήλο ανά νεύρωση υπερκαλύπτεται η διαμήκης διάτμηση και εξασφαλίζεται η πλήρης διατμητική σύνδεση όπως είχε θεωρηθεί.

4.4.6 Έλεγχος γεωμετρικών αποστάσεων

1. Διαμήκης διεύθυνση:

$$\min eL = 5d = 5 \cdot 19 = 95\text{mm}$$

$$\max eL = \min\{6 \cdot (hc + hp); 800\text{mm}\} = \min\{780\text{mm}; 800\text{mm}\} = 780\text{mm}$$

2. Εγκάρσια διεύθυνση

Εφόσον έχει τοποθετηθεί ένας ήλος ανά νεύρωση οι απαιτήσεις του πίνακα Π4.4 ικανοποιούνται.

	$\min e_L$	$\max e_L$	$\min e_r$	$\min c$	$\min(h_{sc}-h_p)$	$\min b_0$	$\min h_t$
Ολόσωμες πλάκες	5d	$\leq 6 hc$ $\leq 800\text{mm}$	2,5d	20mm ότι ισχύει για σπλισμό μείον 5mm	-	-	30mm
Σύμμικτες πλάκες (χαλυβδόφυλλο κάθετο στη σιδηροδοκό)		$\leq 6(hc+hp)$ $\leq 800\text{mm}$	4d		2d	50mm	

Πίνακας Π5.5 Περιορισμοί ως προς τη διάταξη των ήλων

4.4.7 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Έλεγχος παραμορφώσεων

Οι παραμορφώσεις θα πρέπει να περιορίζονται στο βαθμό που δεν επηρεάζουν την εμφάνιση και τη λειτουργικότητα του έργου ή δε προκαλούν βλάβες σε μη φέροντα στοιχεία. Τα βέλη υπολογίζονται για τη φάση κατασκευής και τη φάση λειτουργίας με βάση την ελαστική ανάλυση. Στη φάση κατασκευής που δεν έχει επιτευχθεί σύμμικτη λειτουργία τα βέλη που δημιουργεί το ίδιο βάρος της διαδοκίδας και του νωπού σκυροδέματος παραλαμβάνονται από τη μεταλλική δοκό ενώ στη φάση λειτουργίας δημιουργούνται τα βέλη λόγω των πρόσθετων μόνιμων και κινητών φορτίων και παραλαμβάνονται από τη σύμμικτη δοκό. Όπως φαίνεται και από το πίνακα Π4.5 το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος για πατώματα είναι :

$$\delta_{\text{επιτρ.}} = \frac{L}{250} = \frac{400}{250} = 1.6\text{cm}$$

	δ_{\max}	δ_2
Στέγες γενικώς	$\frac{l}{200}$	$\frac{l}{250}$
Πατώματα γενικώς	$\frac{l}{250}$	$\frac{l}{300}$
Πατώματα που φέρουν ευαίσθητα διαχωριστικά	$\frac{l}{250}$	$\frac{l}{350}$

δ_{\max} =τελικό βέλος από την οριζόντιο
 δ_2 =πρόσθετο βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων και χρονίων παραμορφώσεων
Για προβόλους το μήκος l είναι ίσο με το μισό του μήκους του προβόλου

Πίνακας Π5.6 Συνιστώμενα επιτρεπόμενα βέλη

Επιπρόσθετα, το βέλος στο μέσο αμφιέριστης δοκού δίνεται από τον τύπο :

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{ser}}{E_a} \cdot \frac{L^4}{I}$$

όπου:

$E_a = 21000 \text{ kN/cm}^2$ το μέτρο ελαστικότητας της χαλύβδινης διατομής
 I ροπή αδράνειας της διατομής που παραλαμβάνει το βέλος
 $q_{ser} = 1,0 \cdot g + 1,0 \cdot q$ το φορτίο λειτουργικότητας

i) ΦΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ (σιδηροδοκός)

Φορτία

-Ίδιο βάρος νωπού σκυροδέματος: $g_{\pi\lambda} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

-Ίδιο βάρος της διαδοκίδας : $g_{HEA160} = 0.304 \text{ kN/m}$

Συνεπώς, το φορτίο που δρα είναι:

$$q_{ult} = 1,0 \cdot (b_{eff} \cdot g_{\pi\lambda} + g_{HEA160}) = 1,00 \cdot (1,25 \cdot 2,5 + 0.304) = 3,42 \text{ kN / m}$$

Βέλος κάμψης κατά τη φάση σκυροδέτησης:

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{3,43}{21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \cdot \frac{(400 \text{ cm})^4}{1670,00 \text{ cm}^4} = 0.33 \text{ cm}$$

ii) ΦΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ (σύμμικτη δοκός)

Ισοδύναμη χαλύβδινη διατομή

Η μέθοδος της ισοδύναμης διατομής χρησιμοποιείται ευρέως στην ελαστική ανάλυση για τον προσδιορισμό της ροπής αδράνειας της σύμμικτης διατομής καθώς και άλλων χαρακτηριστικών της . Η ισοδύναμη διατομή της σύμμικτης δοκού αποτελείται από τη διατομή της σιδηροδοκού, τη διατομή του σιδηροπλισμού και την ισοδύναμη διατομή του σκυροδέματος .

Ο λόγος των μέτρων ελαστικότητας των δύο υλικών είναι : $\eta = \frac{E_a}{E_c} = \frac{210000}{15250} = 13,77$

Σημείωση

Οι παραμορφώσεις αυξάνονται λόγω ρηγμάτωσης του σκυροδέματος. Για να ληφθεί υπόψη η ρηγμάτωση και κατ' επέκταση τα μεγαλύτερα βέλη, στους υπολογισμούς των αδρανειακών χαρακτηριστικών της σύμμικτης διατομής ως μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος

$$\text{λαμβάνεται η τιμή: } \eta = \frac{E_{cm}}{2} = \frac{30500}{2} = 15250 \text{MPa}$$

Η διατομή σκυροδέματος συμπεριφέρεται ως ισοδύναμη διατομή χάλυβα εμβαδού :

$$A_{ca} = A_c \cdot \frac{E_c}{E_a} = \frac{A_c}{\eta} = \frac{h_c \cdot b_{eff}}{\eta} = \frac{5,7 \cdot 125}{13,77} = 51,74 \text{cm}^2$$

Ο οπλισμός που τοποθετήθηκε στη πλάκα είναι πλέγμα Φ8/10 όπως έχει οριστεί από το κατασκευαστή. Το εμβαδόν του είναι :

$$A_s = \frac{b_{eff}}{s} \cdot A_{\Phi 8} = \frac{125}{10 \text{cm}} \cdot 0,503 = 6,28 \text{cm}^2$$

Το κέντρο βάρους της ισοδύναμης χαλύβδινης διατομής δίνεται από τον τύπο :

$$z_e = \frac{A_a \cdot z_a + A_s \cdot z_s + A_{ca} \cdot z_c}{A_e} = 9,97 \text{cm}$$

όπου,

$$A_a = 38,8 \text{cm}^2 \quad \text{το εμβαδό της χαλύβδινης διατομής}$$

$$z_a = h_{ολ} + \frac{h_{HEA160}}{2} = 13,0 \text{cm} + \frac{15,2}{2} = 20,6 \text{cm} \quad \text{το κ.βάρους της χαλύβδινης διατομής}$$

$$z_s = 3 \text{cm} \quad \text{το κέντρο βάρους του οπλισμού}$$

$$A_e = A_a + A_s + A_{ca} = 38,8 + 6,28 + 51,74 = 96,82 \text{cm}^2 \quad \text{εμβαδό ισοδύναμης διατομής}$$

Η ροπή αδρανείας της σύμμικτης διατομής είναι η εξής:

$$I_I = I_e = I_{a,0} + A_a \cdot (z_a - z_e)^2 + \frac{I_{c,0}}{\eta} + \frac{A_c}{\eta} \cdot (z_c - z_e)^2 + A_s \cdot (z_s - z_e)^2 = 14108,67 \text{cm}^4$$

Όπου:

$$I_{a,0} = I_{a,y} = 1670,00 \text{cm}^4 \quad \text{η ροπή αδρανείας της σιδηροδοκού ως προς το κέντρο βάρους της}$$

$$I_{c,0} = \frac{b_{eff} \cdot d^3}{12} = \frac{125,00 \cdot 5,7^3}{12} = 1929,1 \text{cm}^4 \quad \text{η ροπή αδρανείας της πλάκας σκυροδέματος ως προς το κέντρο βάρους της}$$

Πρόσθετα μόνιμα φορτία

$$g_2 = 1,0 \cdot (b_{eff} \cdot g_{προσθ.}) = 3,25 \text{kN/m}$$

Βέλος λόγω πρόσθετων μόνιμων φορτίων

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{5,0}{21000 \frac{kN}{cm^2}} \cdot \frac{(400cm)^4}{1670,00cm^4} = 0,48cm$$

Κινητά φορτία

$$g_3 = 1,0 \cdot (b_{eff} \cdot q) = 6,25kN / m$$

Βέλος λόγω πρόσθετων μονίμων φορτίων

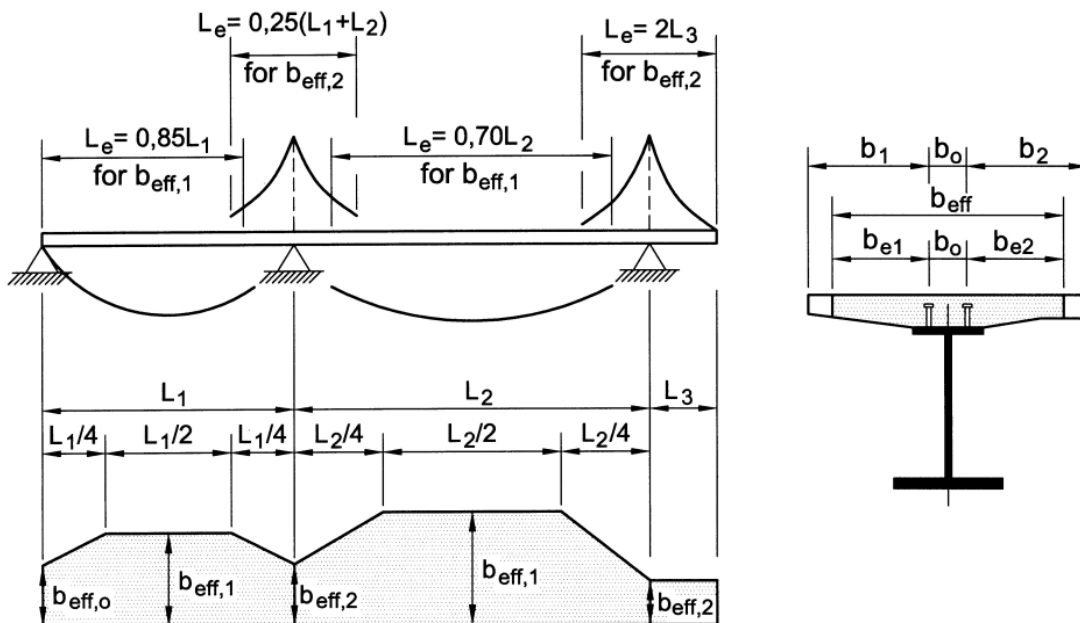
$$\delta_3 = \frac{5}{384} \cdot \frac{6,25}{21000 \frac{kN}{cm^2}} \cdot \frac{(400cm)^4}{1670,00cm^4} = 0,6cm$$

Τελικά : $\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 0,33 + 0,48 + 0,6 = 1,41cm < \delta_{\epsilon\pi\tau\rho.} = 1,6cm$

4.5 Σύμμικτη κύρια δοκός

Οι εσωτερικές κύριες δοκοί τοποθετήθηκαν κατά τον άξονα z-z σε θέσεις που υπαγόρευαν τα αρχιτεκτονικά σχέδια. Η εσωτερική σιδηροδοκός που αποτελεί το κάτω πέλμα της σύμμικτης δοκού είναι πρότυπη ελατή διατομή IPE330. Το εμβαδό επιρροής της εξεταζόμενης δοκού υπολογίστηκε με τη βοήθεια της εικόνας 5.19:

- Συνεργαζόμενο πλάτος



Εικόνα 5.19 Ισοδύναμα ανοίγματα, για ισοδύναμο πλάτος του πέλματος σκυροδέματος

Ενδεικτικά θα παρουσιαστεί ο σχεδιασμός και ο έλεγχος μίας εσωτερικής σιδηροδοκού:

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4 (Παρ.5.4.1.2) το συνολικό συνεργαζόμενο πλάτος δίνεται από τη σχέση:

$$b_{eff} = b_0 + \sum_{i=1}^2 b_{e_i}$$

$$b_{e_i} = \frac{L_e}{8} \leq b_i$$

όπου:

b_{e_i} η τιμή του συνεργαζόμενου πλάτους του πέλματος σκυροδέματος εκατέρωθεν του κορμού b_0 είναι η απόσταση μεταξύ των κέντρων των εξωτερικών διατμητικών συνδέσμων $b_0 = 0$ για κτιριακά έργα

b_i απόσταση από το μέσο της πλάκας έως το μέσο παράλληλων κορμών

L_e προσεγγιστική απόσταση διαδοχικών σημείων μηδενισμού του διαγράμματος των ροπών

Στο φορέα μας οι δοκοί είναι αμφιέρειστες. Συνεπώς:

$$L_e = L = 6\text{m}$$

$$b_i = \frac{4}{2} = 2,0$$

$$b_{e_i} = \frac{6}{8} = 0,75 < 2,0$$

$$\text{Άρα } b_{eff} = 0,75 + 0,75 = 1,5\text{m}$$

• Χαρακτηριστικά της διατομής

IPE330							
Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά	h(mm)	b(mm)	tw(mm)	tf(mm)	r(mm)	h-2c(mm)	A(cm²)
	330	160	7,5	11,5	18	271	62,6
Αδρανειακά Χαρακτηριστικά	I_y(cm⁴)	I_z(cm⁴)	W_{pl,y}(cm³)	i_y(cm)	W_{pl,z}(cm³)	i_z(cm)	Av_z(cm²)
	11770	788	804	13,7	154	3,55	30,8

Πίνακας 5.7 Χαρακτηριστικά διατομής IPE330

4.5.1 Κατάταξη διατομής

Για την κατάταξη μιας σύμμικτης διατομής εξετάζονται χωριστά τα θλιβόμενα στοιχεία της και η διατομή ταξινομείται τελικώς στη δυσμενέστερη κατηγορία (κορμού ή πέλματος) με τη βοήθεια των πινάκων Π3.1.α και Π3.1.β.

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{235}}{\sqrt{235}} = 1$$

$$\text{Κορμός: } \frac{c}{tw} = \frac{271}{7,5} = 36 < 72\varepsilon = 72$$

Άρα ο κορμός είναι κατηγορίας 1

Πέλματα: Η κατάταξη των πελμάτων σε θλίψη σε σύμμικτες δοκούς χωρίς σκυρόδεμα εγκιβωτισμού γίνεται με βάση τον πίνακα 5.2 του EN1993-1-1 (Π3.11, Π3.12)

$$c = \frac{b - tw}{2} - r = \frac{160 - 7,5}{2} - 18 = 58,25$$

$$\frac{c}{tf} = \frac{58,25}{10,7} = 5,44 < 9\varepsilon = 9$$

Άρα τα πέλματα είναι κατηγορίας 1

Συνεπώς, η διατομή είναι κατηγορίας 1 οπότε μπορούμε να εφαρμόσουμε πλαστική ανάλυση για

τον προσδιορισμό των αντοχών σε κάμψη και διάτμηση της διατομής

ΦΑΣΕΙΣ ΕΡΓΟΥ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΟΚΑ	ΟΚΑ
Φάση Κατασκευής	Σιδηροδοκός	παραμορφώσεις	αντοχη, ευστάθεια
Φάση Λειτουργίας	Σύμμικτη δοκός	παραμορφώσεις ταλάντωση	αντοχη, ευστάθεια, διατμητική σύνδεση, αντοχή σε πυρκαγιά

4.5.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας

i) ΦΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Στη φάση αυτή λειτουργεί μόνο η σιδηροδοκός καθώς το σκυρόδεμα δεν έχει αποκτήσει τη θλιπτική του αντοχή και δεν έχει επιτευχθεί η σύμμικτη λειτουργία δοκού –σκυροδέματος.

Τα φορτία που μετέχουν στη φάση αυτή είναι τα ακόλουθα:

-Ίδιο βάρος νωπού σκυροδέματος: $g_{\pi\lambda} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

$$\text{Ίδιο βάρος διαδοκίδας: } g_{HEA160} = \frac{\left(\frac{L1}{2} + \frac{L2}{2}\right) \cdot g_{HEA160}}{E1} = \frac{(2+2) \cdot 0.304}{24} = 0.05 \text{ kN/m}^2$$

-Ίδιο βάρος της σιδηροδοκού: $g_{IPE330} = 0,491 \text{ kN/m}$

Συνεπώς, το φορτίο που δρα είναι:

$$q_{ult} = 1,35 \cdot \left[\frac{E1}{L_{IPE330}} (g_{\pi\lambda} + g_{HEA160}) + g_{IPE330} \right] = 1,35 \cdot \left(\frac{24}{6} \cdot (2,5 + 0.304) + 0,491 \right) = 15,8 \text{ kN/m}$$

$$\text{Ροπή κάμψης: } M_{ed} = \frac{q_{ult} \cdot l^2}{8} = \frac{15,8 \cdot 6^2}{8} = 71,1 \text{ kNm}$$

$$\text{Τέμνουσες δράσης: } V_{ed} = \frac{q_{ult} \cdot l}{8} = \frac{15,1 \cdot 6}{8} = 11,85 \text{ kN}$$

Έλεγχος αντοχής

$$\text{Κάμψη: } M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{u0}} = \frac{804 \cdot 23.5}{1} = 188,94 \text{ kNm} > M_{ed}$$

$$\text{Διάτμηση: } V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{30,8 \cdot 23.5}{1 \cdot \sqrt{3}} = 431,45 \text{ kN} > V_{ed}$$

• Έλεγχος ευστάθειας

Ο έλεγχος ευστάθειας αφορά τον στρεπτοκαμπτικό /πλευρικό λυγισμό των δοκών. Στη φάση κατασκευής τα χαλυβδόφυλλα λόγω πλήρους διατμητικής σύνδεσης με τις δοκούς προσφέρουν πλευρική στήριξη στο άνω πέλμα των δοκών, το οποίο θλίβεται. Επιπρόσθετα, εφόσον οι διαδοκίδες έχουν θεωρηθεί αμφιαρθρωτές το κάτω πέλμα τους εφελκύεται και δε κινδυνεύει από λυγισμό. Συνεπώς, ο έλεγχος αυτός στην εξεταζόμενη φάση του έργου δε χρειάζεται να γίνει.

ii) ΦΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ

Στη φάση λειτουργίας το σκυρόδεμα έχει αποκτήσει τη θλιπτική αντοχή του οπότε έχει επιτευχθεί η σύμμικτη λειτουργία δοκού –σκυροδέματος.

Τα φορτία που συμμετέχουν στη φάση αυτή είναι:

-Ίδιο βάρος πλάκας σκυροδέματος: $g_{\pi\lambda} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

-Πρόσθετα μόνιμα φορτία: : $g_{\text{πρόσθετα}} = 2,50 \text{ kN/m}^2$

-Κινητά φορτία: $q = 5,00 \text{ kN/m}^2$

-Ίδιο βάρος της σιδηροδοκού: $g_{\text{IPE330}} = 0.491 \text{ kN/m}$

Ίδιο βάρος διαδοκίδας: $g_{\text{HEA160}} = 0.304 \text{ kN} / m$

Συνεπώς, το φορτίο που δρα είναι:

$$q_{ult} = 1,35 \cdot \left[\frac{E1}{L_{\text{IPE330}}} (g_{\pi\lambda} + g_{\text{HEA160}} + g_{\text{πρόσθετα}}) + g_{\text{IPE330}} \right] + 1,5 \cdot \frac{E1}{L_{\text{IPE330}}} \cdot q = 59,3 \text{ kN} / m$$

$$\text{Ροπή κάμψης: } M_{ed} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{59,3 \cdot 6^2}{8} = 266,87 \text{ kNm}$$

$$\text{Τέμνουσες δράσης: } V_{ed} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{59,6 \cdot 6}{2} = 44,7 \text{ kN}$$

• Έλεγχος αντοχής

Ο υπολογισμός των αντοχών της διατομής γίνεται με πλαστική ανάλυση.

Κάμψη

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της σύμμικτης διατομής είναι τα ακόλουθα:

Συνολικό πάχος πλάκας: $h_{\text{ολ}} = 13 \text{ cm}$

Πάχος σκυροδέματος: $h_c = 5,7 \text{ cm}$

Ύψος χαλυβδόφυλλου: $h_p = 7,3 \text{ cm}$

$$A_c = b_{\text{eff}} \cdot h_c = 150 \text{ cm} \cdot 5,7 \text{ cm} = 855 \text{ cm}^2$$

Εσωτερικές δυνάμεις

-Εφελκυστική δύναμη χαλύβδινης διατομής:

$$F_a = A_a \cdot f_a = 62,6 \cdot 23,5 = 1471,1 \text{ kN}$$

-Δύναμη σκυροδέματος:

$$F_c = b_{eff} \cdot h_c \cdot f_{cd} = 150 \cdot 5,7 \cdot 0,85 \frac{2,5}{1,5} = 1211,38 \text{ KN}$$

Επειδή $F_c < F_a$ η θέση του ουδέτερου άξονα βρίσκεται εντός του κορμού της σιδηροδοκού.

$$z_o = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{b_{eff} \cdot f_{yd}} = \frac{62,6 \cdot 23,5}{150 \cdot 0,85 \cdot \frac{2,5}{1,5}} = 6,92 \text{ cm} > h_c + t_f = 5,7 + 1,15 = 6,85 \text{ cm}$$

Σημείωση

Το αυλακωτό χαλυβδόφυλλο αμελείται όταν βρίσκεται σε θλίψη οπότε θεωρείται ότι ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του άνω πέλματος ή εντός του κορμού της σιδηροδοκού.

Η πλαστική ροπή αντοχής της αντοχής υπολογίζεται από τον τύπο:

$$M_{pl,Rd} = F_a \cdot \left(z_o - \frac{d}{2}\right) - 2 \cdot f_y \cdot t_f \cdot (z_o - d - t_f) \cdot \left(\frac{z_o + t_f}{2}\right) - 2 \cdot f_y \cdot b \cdot t_f \cdot \left(\frac{d + t_f}{2}\right) = 481,08 \text{ KNm} > M_{ed}$$

$$\text{Διάτμηση: } V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{30,80 \cdot 23,5}{1 \cdot \sqrt{3}} = 417,88 > V_{ed}$$

Σημείωση

Στις διατομές του φορέα όπου δρουν ταυτόχρονα ροπές κάμψης και τέμνουσες δυνάμεις πρέπει να εξετάζεται η πιθανότητα αλληλεπίδρασής τους. Στο συγκεκριμένο φορέα, εφόσον όλες οι δοκοί έχουν θεωρηθεί αμφιέριστες δεν υπάρχουν διατομές στις οποίες ροπές κάμψης και τέμνουσες δυνάμεις να παίρνουν ταυτόχρονα ακραίες τιμές. Συνεπώς, δεν απαιτείται ο έλεγχος αλληλεπίδρασης τεμνουσών δυνάμεων-ροπών κάμψης.

• Έλεγχος ευστάθειας

Στη φάση λειτουργίας η πλάκα σκυροδέματος δημιουργεί ένα διάφραγμα με το οποίο εμποδίζει το λυγισμό του θλιβόμενου πέλματος καθώς και τη στροφή της δοκού. Συνεπώς και στη φάση αυτή του έργου δεν υπάρχει κίνδυνος στρεπτοκαμπτικού /πλευρικού λυγισμού και ο έλεγχος ευστάθειας δε χρειάζεται να γίνει.

4.5.3 Διατμητική σύνδεση

Βασική προϋπόθεση της σύμμικτης λειτουργίας είναι η παραλαβή της διάτμησης που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια μεταξύ χαλύβδινης διατομής και σκυροδέματος μέσω μηχανικών μέσων που ονομάζονται διατμητικοί σύνδεσμοι.

4.5.4 Διαμήκης διάτμηση

Η διαμήκης διάτμηση προσδιορίζεται με πλαστική, ελαστοπλαστική ή ελαστική ανάλυση. Εφόσον η αντοχή των διατομών προσδιορίστηκε με πλαστική ανάλυση και ο έλεγχος της διατμητικής σύνδεσης γίνεται στην οριακή κατάσταση αστοχίας θα εφαρμοστεί πλαστική ανάλυση. Στην περίπτωση αυτή η διαμήκης διάτμηση βρίσκεται από εξέταση της συνθήκης ισορροπίας των οριζόντιων δυνάμεων εντός ενός μήκους της δοκού. Η διαδοκίδα που εξετάζεται είναι αμφιέριστη οπότε στο τμήμα που εξετάζεται ισχύει η σχέση 4.3 για το σύνολο της διαμήκους διάτμησης:

$$Vl = \sum Tl = F_c + F_a = 1471,1 \text{ kN}$$

4.5.5 Διατμητικοί ήλοι

Επιλέγονται διατμητικοί ήλοι κεφαλής από τον πίνακα Π4.2 οι οποίοι αποτελούν το συνηθέστερο τύπο διατμητικών συνδέσμων. Οι σύνδεσμοι αυτοί προτιμώνται λόγω του εύκολου τρόπου κατασκευής τους και του πλεονεκτικού ρόλου της κεφαλής τους η οποία εμποδίζει την ανύψωση της πλάκας σκυροδέματος και την αποκόλλησή της από τη δοκό.

Χαρακτηριστικά διατμητικής σύνδεσης

Όπως και στη διατμητική σύνδεση των διαδοκίδων επιλέχθηκαν διατμητικοί ήλοι διαμέτρου $d=19\text{mm}$ και ύψους $h=125\text{mm}$. Η οριακή αντοχή του ήλου προσδιορίζεται όπως προηγουμένως ως η ελάχιστη της αντοχής του ήλου σε διάτμηση και της αντοχής του σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυγας.

Η οριακή αντοχή του ήλου προσδιορίζεται ως εξής:

$$P_{Rd} = 0,8f_u \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) / \gamma_v$$

$$P_{Rd} = 0,29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v$$

Συνεπώς:

$$P_{v,Rd} = \frac{0,80 \cdot 50 \text{ kN/cm}^2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 1,9^2}{4} \right)}{1,25} = 90,73 \text{ kN}$$

$$P_{b,Rd} = \frac{0,29 \cdot 1 \cdot (1,9 \text{ cm})^2 \cdot \sqrt{2,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 3050 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}}{1,25} = 73,13 \text{ kN}$$

Άρα $P_{rd}=73,13\text{kN}$

Η αντοχή των ήλων εντός σύμμικτης πλάκας που αποτελείται από τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο και πλάκα σκυροδέματος είναι μικρότερη από την αντοχή τους εντός συμπαγούς πλάκας. Αυτό συμβαίνει γιατί δεν υπάρχει επαρκές σκυρόδεμα πίσω από τον ήλο λόγω του μεταλλικού χαλυβδόφυλλου οπότε και μειώνεται η αντοχή του. Εφόσον οι νευρώσεις του χαλυβδόφυλλου είναι κάθετες στη διαδοκίδα ο μειωτικός συντελεστής δίνεται από τον τύπο:

$$k_I = \frac{0,6}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq k_{I,\max}$$

με τους εξής περιορισμούς:

- N_r αριθμός διατμητικών ήλων (ένας ή περισσότεροι) σε κάθε αυλάκωση στη σύνδεση με τη δοκό αλλά στους υπολογισμούς λαμβάνεται πάντα ≤ 2

Έστω $N_r = 1$

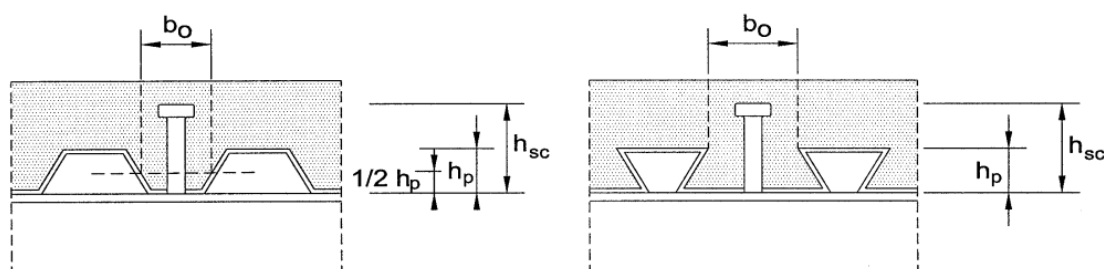
- $h_p = 73 \text{ mm} < 85 \text{ mm}$

- b_0 μέσο πλάτος των αυλακώσεων όπως φαίνεται και στην εικόνα 4.13

$$b_0 = \frac{95,50 - 50,00}{2} = 72,25 < 76 \text{ mm} = h_p \rightarrow b_0 = 73 \text{ mm}$$

- $d = 22 \text{ mm} \leq 22 \text{ mm}$ για συγκόλληση, διαμέσου οπών στα φύλλα, των ήλων ααευθείας στη δοκό

- $kt, \max = 0,75$ για $N_r = 1$, πάχος χαλυβδόφυλλου ($t = 0,75 \text{ mm}$) $\leq 1 \text{ mm}$ από τον πίνακα Π4.4



Εικόνα 5.20 Δοκός με αυλακωτό χαλυβδόφυλλο εγκάρσιο προς τη δοκό

Αριθμός διατμητικών ήλων ανά νευρώση	Πάχος t του χαλύβδινου φύλλου (mm)	Ήλοι με διάμετρο μέχρι 20 mm και συγκολλημένοι δια μέσου του χαλυβδόφυλλου	Χαλυβδόφυλλο με οπές και ήλοι διαμέτρου 19 mm ή 22 mm
$N_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
$N_r = 2$	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,8	0,60

Πίνακας Π5.8 Άνω όρια $k t, \max$ για τον μειωτικό συντελεστή kT

Τελικώς, με τις απαραίτητες αντικαταστάσεις ο μειωτικός συντελεστής είναι ίσος με $kt = 0,476$. Άρα η τελική απομειωμένη αντοχή του διατμητικού ήλου είναι:

$$P_{Rd} = 73,13 \cdot 0,428 = 31,3 \text{ kN}$$

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας εντός του κρίσιμου μήκους της δοκού (εδώ μισή δοκός) επιτρέπεται να απομειώσουμε τη διαμήκη διάτμηση με το λόγο δρώσας ροπής προς ροπή αντοχής της διατομής εφόσον η δεύτερη είναι μεγαλύτερη από τη πρώτη. Συνεπώς :

$$V_t' = 1471,1 \cdot \frac{M_{ed}}{M_{pl}} = 625,62 \text{ kN}$$

Ο αριθμός ήλων που απαιτούνται είναι:

$$\eta_{\eta\lambda\omega\nu} = \frac{Vt'}{PRd} = \frac{625,62}{31,3} = 19,98 = 20\eta\lambda\omega\iota$$

Οι ήλοι θα τοποθετηθούν ανά ίσες αποστάσεις ανά:

$$e_L = \frac{600}{20} = 15\text{cm}$$

• Έλεγχος γεωμετρικών αποστάσεων

1. Διαμήκης διεύθυνση:

$$\min eL = 5d = 5 \cdot 19 = 95\text{mm}$$

$$\max eL = \min\{6 \cdot (hc + hp); 800\text{mm}\} = \min\{780\text{mm} : 800\text{mm}\} = 780\text{mm}$$

2. Εγκάρσια διεύθυνση

Εφόσον έχει τοποθετηθεί ένας ήλος ανά νεύρωση οι απαιτήσεις του πίνακα Π5.8 ικανοποιούνται.

4.5.6 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Έλεγχος παραμορφώσεων

Οι παραμορφώσεις θα πρέπει να περιορίζονται στο βαθμό που δεν επηρεάζουν την εμφάνιση και τη λειτουργικότητα του έργου ή δεν προκαλούν βλάβες σε μη φέροντα στοιχεία. Τα βέλη υπολογίζονται για τη φάση κατασκευής και τη φάση λειτουργίας με βάση την ελαστική ανάλυση. Στη φάση κατασκευής που δεν έχει επιτευχθεί σύμμικτη λειτουργία τα βέλη που δημιουργεί το ίδιο βάρος της διαδοκίδας και του νωπού σκυροδέματος παραλαμβάνονται από τη μεταλλική δοκό ενώ στη φάση λειτουργίας δημιουργούνται τα βέλη λόγω των πρόσθετων μόνιμων και κινητών φορτίων και παραλαμβάνονται από τη σύμμικτη δοκό. Όπως φαίνεται και από το πίνακα Π4.5 το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος για πατώματα είναι :

$$\delta_{\text{επιτρ.}} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2,4\text{cm}$$

	δ_{\max}	δ_2
Στέγες γενικώς	$\frac{l}{200}$	$\frac{l}{250}$
Πατώματα γενικώς	$\frac{l}{250}$	$\frac{l}{300}$
Πατώματα που φέρουν ευαίσθητα διαχωριστικά	$\frac{l}{250}$	$\frac{l}{350}$

δ_{\max} =τελικό βέλος από την οριζόντιο
 δ_2 =πρόσθετο βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων και χρονίων παραμορφώσεων
 Για προβόλους το μήκος l είναι ίσο με το μισό του μήκους του προβόλου

Πίνακας Π5.9 Συνιστώμενα επιτρεπόμενα βέλη

Επιπρόσθετα, το βέλος στο μέσο αμφιέρειστης δοκού δίνεται από τον τύπο :

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{ser}}{E_a} \cdot \frac{L^4}{I}$$

όπου:

$E_a = 21000 \text{ kN/cm}^2$ το μέτρο ελαστικότητας της χαλύβδινης διατομής
 I ροπή αδράνειας της διατομής που παραλαμβάνει το βέλος
 $q_{ser} = 1,0 \cdot g + 1,0 \cdot q$ το φορτίο λειτουργικότητας

i) ΦΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ (σιδηροδοκός)

Φορτία

-Ίδιο βάρος νεπού σκυροδέματος: $g_{\pi\lambda} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

-Ίδιο βάρος της διαδοκίδας : $g_{IPE330} = 0.491 \text{ kN/m}$

-Συνολικό φορτίο: $g_1 = 1,00 \cdot \left(\frac{E1}{L_{IPE330}} \cdot g_{\pi\lambda} + g_{IPE330} \right) = 10,491 \text{ kN / m}$

Βέλος κάμψης κατά τη φάση σκυροδέτησης:

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{10,491}{21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \cdot \frac{(600\text{cm})^4}{11770,00\text{cm}^4} = 0.72\text{cm}$$

ii) ΦΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ (σύμμικτη δοκός)

Ισοδύναμη χαλύβδινη διατομή

Ο λόγος των μέτρων ελαστικότητας των δύο υλικών είναι : $\eta = \frac{E_a}{E_c} = \frac{210000}{15250} = 13,77$

Η διατομή σκυροδέματος συμπεριφέρεται ως ισοδύναμη διατομή χάλυβα εμβαδού :

$$A_{ca} = A_c \cdot \frac{E_c}{E_a} = \frac{A_c}{\eta} = \frac{h_c \cdot b_{eff}}{\eta} = \frac{5,7 \cdot 150}{13,77} = 62,09\text{cm}^2$$

Ο οπλισμός που τοποθετήθηκε στη πλάκα είναι πλέγμα Φ8/10 όπως έχει οριστεί από τον κατασκευαστή. Το εμβαδόν του είναι :

$$A_s = \frac{b_{eff}}{s} \cdot A_{\Phi 6} = \frac{150}{10\text{cm}} \cdot 0,503 = 6,28\text{cm}^2$$

Το κέντρο βάρους της ισοδύναμης χαλύβδινης διατομής δίνεται από τον τύπο :

$$z_e = \frac{A_a \cdot z_a + A_s \cdot z_s + A_{ca} \cdot z_c}{A_e} = 15,97\text{cm}$$

όπου ,

$A_a = 62,6 \text{ cm}^2$ το εμβαδό της χαλύβδινης διατομής

$$z_a = h_{\alpha} + \frac{h_{IPE330}}{2} = 13,0cm + \frac{33cm}{2} = 29,5cm \text{ το κ.βάρους της χαλύβδινης διατομής}$$

$$z_s = 3cm \text{ το κέντρο βάρους του σπλισμού}$$

$$A_e = A_a + A_s + A_{ca} = 62,6 + 2,832 + 62,09 = 127,52cm^2 \text{ εμβαδό ισοδύναμης διατομής}$$

Η ροπή αδρανείας της σύμμικτης διατομής είναι η εξής:

$$I_I = I_e = I_{a,0} + A_a \cdot (z_a - z_e)^2 + \frac{I_{c,0}}{\eta} + \frac{A_c}{\eta} \cdot (z_c - z_e)^2 + A_s \cdot (z_s - z_e)^2 = 1624,3cm^4$$

Όπου:

$$I_{a,0} = I_{a,y} = 11770,00 cm^4 \quad \text{η ροπή αδρανείας της σιδηροδοκού ως προς το κέντρο βάρους της}$$

$$I_{c,0} = \frac{b_{eff} \cdot d^3}{12} = \frac{150,00 \cdot 5,7^3}{12} = 2314,9cm^4 \quad \text{η ροπή αδρανείας της πλάκας}$$

σκυροδέματος ως προς το κέντρο βάρους της

Πρόσθετα μόνιμα φορτία

$$g_2 = 1,0 \cdot (b_{eff} \cdot g_{προσθ.}) = 3,75kN / m$$

Βέλος λόγω πρόσθετων μονίμων φορτίων

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{3,75}{21000 \frac{kN}{cm^2}} \cdot \frac{(600cm)^4}{11770,00cm^4} = 0,25cm$$

Κινητά φορτία

$$g_3 = 1,0 \cdot (b_{eff} \cdot q) = 7,5kN / m$$

Βέλος λόγω πρόσθετων μονίμων φορτίων

$$\delta_3 = \frac{5}{384} \cdot \frac{7,5}{21000 \frac{kN}{cm^2}} \cdot \frac{(600cm)^4}{11770,00cm^4} = 0,51cm$$

$$\text{Τελικά : } \delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 0,72 + 0,25 + 0,51 = 1,48cm < \delta_{\text{επιτρ.}} = 2,4cm$$

4.6 Υποστύλωμα

Εξετάζεται το υποστύλωμα του ισογείου που φαίνεται στην εικόνα Π5.10. Ο δυσμενέστερος συνδυασμός φορτίσεως για το υποστύλωμα είναι ο συνδυασμός φορτίσεων $1,35 \cdot G + 1,50Q$ στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

Χαρακτηριστικά διατομής

HEB320									
Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά	h(mm)	b(mm)	tw(mm)	tf(mm)	r(mm)	h-2c(mm)	A(cm ²)		
	320	300	11,5	20,5	27	225	161		
Αδρανειακά Χαρακτηριστικά	Iy(cm ⁴)	Iz(cm ⁴)	Wpl,y(cm ³)	iy(cm)	Wpl,z(cm ³)	iz(cm)	Ayy(ccm ²)	Avz(cm ²)	
	30820	9240	2149	13,8	939	7,57	51,77	35,3	

ΠΙΝΑΚΑΣ 5.10 Χαρακτηριστικά διατομής

4.6.1 Κατάταξη διατομής

Η κατάταξη του κορμού και των πελμάτων της διατομής γίνεται με τη βοήθεια των πινάκων Π3.11 και Π3.12

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{235}}{\sqrt{235}} = 1$$

$$\text{Κορμός: } \frac{c}{tw} = \frac{d}{tw} = \frac{225}{11,5} = 19,56 < 72\varepsilon = 72$$

Άρα ο κορμός είναι κατηγορίας 1

Πέλματα: Η κατάταξη των πελμάτων σε θλίψη σε σύμμικτες δοκούς χωρίς σκυρόδεμα εγκιβωτισμού γίνεται με βάση Π3.12

$$c = \frac{b-tw}{2} - r = \frac{300-11,5}{2} - 27 = 117,25$$

$$\frac{c}{tf} = \frac{127,25}{20,5} = 6,2 < 9\varepsilon = 9$$

Άρα τα πέλματα είναι κατηγορίας 1

Συνεπώς, η διατομή είναι κατηγορίας 1 οπότε μπορούμε να εφαρμόσουμε πλαστική ανάλυση για τον προσδιορισμό των αντοχών σε κάμψη και διάτμηση της διατομής.

Δρώντα εντατικά μεγέθη

N (kN)	Ved,y (kN)	Ved,Z (kN)	Med,y (kNm)	Med,z (kNm)
-182,36	2,14	24,58	-52,29	-1,89

4.6.2 Έλεγχος διατομής σε διάτμηση

Για διατομές κατηγορίας 1 ή 2 η πλαστική αντοχή σε τέμνουσα της διατομής δίνεται από το τύπο :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} \text{ , όπου } A_{vz} \text{ το εμβαδό διάτμησης}$$

Κατά τον τοπικό άξονα y:

$A_{vy}=51,77\text{cm}^2$ (η δύναμη παραλαμβάνεται από τα πέλματα)

$$V_{pl,Rd,y} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{51,77 \cdot 23,5}{1 \cdot \sqrt{3}} = 702,4 > V_{ed}$$

Κατά τον τοπικό άξονα z:

$$A_{vz}=35,1\text{cm}^2$$

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{35,1 \cdot 235}{1 \cdot \sqrt{3}} = 476,23 > V_{ed}$$

Επειδή, $V_{Ed} < 0,5 V_{pl,Rd}$ (και αντίστοιχα για τον άξονα z) δεν χρειάζεται να γίνει απομείωση της ροπής αντοχής λόγω τέμνουσας.

4.6.3 Έλεγχος επίδρασης της αξονικής στην αντοχή σε ροπή κάμψης

Για διατομές διπλής συμμετρίας I ή άλλες διατομές με πέλματα αν ισχύουν τα ακόλουθα κριτήρια δε χρειάζεται να γίνεται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω παρουσίας αξονικής δύναμης:

$$1) N_{ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd}$$

$$2) N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$3) N_{Ed} \leq \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{Όμως: } 1) N_{Ed} = 182,36\text{kN} < 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 945,87\text{kN}$$

$$2) N_{Ed} = 182,36\text{kN} < \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 432,4\text{kN}$$

$$3) N_{Ed} = 182,36\text{kN} < \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 864,8\text{kN}$$

Συνεπώς, δεν χρειάζεται να γίνει απομείωση της ροπής αντοχής.

4.6.4 Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη

Για διαξονική κάμψη οι διατομές παρουσιάζουν πλαστικό ουδέτερο άξονα κεκλιμένο ως προς ορθογωνικό σύστημα αξόνων της διατομής κατά γωνία η οποία εξαρτάται από το λόγο των ροπών $M_{y,Rd}$ και $M_{z,Rd}$ που δρουν ως προς τους δύο κύριους άξονες και από τη γεωμετρία της διατομής. Στη περίπτωση αυτή χρησιμοποιείται το παρακάτω κριτήριο αλληλεπίδρασης:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

όπου,

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} = 505,01\text{ kNm}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} = 220,66\text{ kNm}$$

Για διατομές I και H : $\alpha=2$ και $\beta = 5 \cdot n = 0,53$

$$\left[\frac{52,29}{505,1} \right]^2 + \left[\frac{1,89}{220,66} \right]^{0,53} = 0,13 \leq 1$$

4.6.5 Έλεγχος μέλους σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Οι κεφαλές των υποστυλωμάτων στρίβουν αλλά όχι ελεύθερα λόγω της παρουσίας της πλάκας σκυροδέματος. Για το λόγο αυτό θεωρήθηκαν, επί το δυσμενέστερο, αμφιαρθρωτά.

Ισοδύναμα μήκη λυγισμού

Διεύθυνση y-y

Ως προς τον άξονα y-y (λυγισμός εντός επιπέδου) το υποστύλωμα είναι εξασφαλισμένο μόνο στα άκρα του. Έτσι το μήκος λυγισμού θα είναι : , $Lcr_y = 300 \text{ cm}$

Διεύθυνση z-z

Ως προς τον άξονα z-z (λυγισμός εκτός του επιπέδου του πλαισίου) το μήκος λυγισμού θα είναι: , $Lcr_z = 300 \text{ cm}$

Λυγηρότητες

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{fy}} = \pi \cdot \sqrt{\frac{210000 \text{ MPa}}{235 \text{ MPa}}} = 93,9$$

Η λυγηρότητα και η ανηγμένη λυγηρότητα ως προς τις διευθύνσεις y-y και z-z φαίνονται στο πίνακα Π4.

Άξονας [/]	Κ.Λ. [/]	a [/]	$K^*a^0 \cdot L$ [m]	λ [/]	λ_1 [/]	λ/λ_1 [/]
y	b	0,34	3,00	21,71	93,91	0,231
z	c	0,49	3,00	39,63	93,91	0,422

Μειωτικοί συντελεστές χ

Από τον πίνακα (Π4.10) ,για πρότυπη ελατή διατομή HEB320 και για χάλυβα S235 έχουμε:

$$\frac{h}{b} = \frac{320}{300} = 1,07 < 1,2$$

$$t_f 20,5 = \text{mm} < 100 \text{ mm}.$$

Επομένως η καμπύλη λυγισμού είναι η b για λυγισμό περί τον άξονα y-y και c περί τον άξονα z-z.

Ελαττές διατομές	Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού	
				S235 S275 S355 S420	S460
		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	$y - y$	a	a_0
			$z - z$	b	a_0
		$t_f > 40 \text{ mm}$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	$y - y$	b	a
			$z - z$	c	a
$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	$y - y$	b	a	
		$z - z$	c	a	
$h/b > 1,2$	$t_f > 100 \text{ mm}$	$y - y$	d	c	
		$z - z$	d	c	

Ο μειωτικός συντελεστής χ μπορεί να υπολογιστεί σύμφωνα με τη σχέση:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} \quad \text{με} \quad N_{b,Rd} = \begin{cases} \frac{\chi \cdot f_y \cdot A}{\gamma_{M1}} & \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3} \\ \frac{\chi \cdot f_y \cdot A_{eff}}{\gamma_{M1}} & \text{για διατομές κατηγορίας 4} \end{cases}$$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής λυγισμού: } \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0 \quad \text{με} \quad \Phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

και ο συντελεστής ατελειών α που εξαρτάται από τις καμπύλες λυγισμού που δίνεται από το πίνακα Π4.11 .

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

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται συνοπτικά τα αποτελέσματα :

Άξονας [/]	Κ.Λ. [/]	a [/]	$K^*a_0^*L$ [m]	λ [/]	λ_1 [/]	λ/λ_1 [/]	x [/]
y	b	0,34	3,00	21,71	93,91	0,231	0,989
z	c	0,49	3,00	39,63	93,91	0,422	0,886

4.6.6 Ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Η κρίσιμη ελαστική ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για δοκό σταθερής διατομής ,με συνήθεις στρεπτικές συνθήκες στήριξης στα άκρα της, συμμετρικής ως προς τον ασθενή άξονα αδρανείας σύμφωνα με τον EC3-Μέρος 1.1 δίνεται από το τύπο:

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

όπου,

C_1, C_2, C_3 συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και στρεπτικής στήριξης

IT	η σταθερά στρέψης
I _w	η σταθερά στρέβλωσης
L= 300 cm	το μήκος της δοκού μεταξύ σημείων πλευρικά εξασφαλισμένων
z _g =z _a -z _s	η απόσταση του κέντρου διάτμησης από το σημείο εφαρμογής του φορτίου
z _a	η τεταγμένη του σημείου εφαρμογής του φορτίου ως προς τον κεντροβαρικό άξονα y-y
k και k _w	συντελεστές εξαρτώμενοι από το είδος των στηρίξεων ως προς την ελευθερία στροφής και στρέβλωσης των άκρων του εξεταζόμενου τμήματος
z _j =0	για διατομές διπλής συμμετρίας

Στη συγκεκριμένη περίπτωση το κέντρο διάτμησης ταυτίζεται με το κέντρο βάρους της διατομής και η φόρτιση του υποστυλώματος είναι κεντρική (z_a=z_s=z_g=0). Συνεπώς ο τύπος 4. απλοποιείται στην εξής μορφή:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(K \cdot L)^2} \cdot \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right]^{0,5}$$

$$M_{cr} = 2,281 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 9240}{(1 \cdot 300)^2} \cdot \left\{ \left[\left[\frac{1}{1} \right]^2 \cdot \frac{2069000}{9240} + \frac{(1 \cdot 300)^2 \cdot 8077 \cdot 226}{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 9240} \right]^{0,5} \right\} = 449557,67 \text{ kNcm}$$

Λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2149 \cdot 23,5}{449557,67}} = 0,33 > 0,20 \rightarrow$ η επιρροή του στρεπτοκαμπτικού δεν μπορεί να αγνοηθεί

Καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Για ελατή διατομή και h/b = 1,07 η καμπύλη λυγισμού είναι η a σύμφωνα με τον πίνακα Π4.13 και ο συντελεστής ατελειών α_{LT} = 0,21 (πίνακας Π4.12)

Καμπύλη λυγισμού	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α _{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Καμπύλες πλευρικού λυγισμού

Διατομή	Όρια	Καμπύλη λυγισμού
Ελατές διατομές I	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Συγκολλητές διατομές I	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Άλλες διατομές	-	d

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + a_{LT} \cdot (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,568$$

Ο μειωτικός συντελεστής στρεπτοκαμπτικού λυγισμού είναι:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2}} = 0,97 < 1$$

Συντελεστές αλληλεπίδρασης (μέθοδος B)

Εφόσον ο μειωτικός συντελεστής στρεπτοκαμπτικού λυγισμού είναι πολύ κοντά στη μονάδα το εξεταζόμενο μέλος δεν είναι ευαίσθητο σε στρεπτικές παραμορφώσεις και οι συντελεστές αλληλεπίδρασης υπολογίζονται με βάση το πίνακα Π4.14

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

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

Πίνακας Π5.11 Συντελεστές αλληλεπίδρασης για μέλη μη ευαίσθητα σε στρεπτικές καταπονήσεις

$\psi=0$ (τριγωνικό διάγραμμα ροπών)

$$c_{my} = 1$$

$$c_{mLT} = 0,6$$

$$\bar{\lambda}_y - 0,2 = 0,231 - 0,2 = 0,031 < 0,8 \rightarrow k_{yy} = c_{my} \cdot \left[1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = 1,03$$

$$2 \cdot \bar{\lambda}_y - 0,6 = 0,844 - 0,6 = 0,244 < 1,4 \rightarrow k_{zz} = c_{mz} \cdot \left[1 + (\bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = 1,02$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,62$$

$$k_{yz} = 0,6 \cdot k_{zz} = 0,61$$

Έλεγχος μέλους σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

$$\frac{N_{ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{Y_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{Y_{M1}}} = 0,18 \leq 1,00 \quad \checkmark$$

$$\frac{N_{ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{Y_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{Y_{M1}}} = 0,13 \leq 1,00 \quad \checkmark$$

4.7 Μετακινήσεις κορυφής

Επίπεδο [/]	Υψόμετρο [m]	θ [/]	$1/(1-\theta)$ [/]	dsX [cm]	dsZ [cm]
1	0.00	0.018	1.0000	0.30	0.57
2	3.00	0.014	1.0000	0.80	1.38
3	6.00	0.011	1.0000	1.31	2.18
4	9.00	0.010	1.0000	1.85	0.98

Παρατηρούνται μετακινήσεις κορυφής κατά την διεύθυνση x στην οροφή ισογείου 0,80cm και στην οροφή του 1^{ου} ορόφου 1,31cm. Αντιθέτως κατά την διεύθυνση z οι μετακινήσεις παρατηρούνται μεγαλύτερες, στην οροφή ισογείου 1,38cm και στην οροφή του 1^{ου} ορόφου 2,18cm.

Οι διαφορές αυτές οφείλονται στην ασυμμετρία της κατασκευής καθώς κατά την χ διεύθυνση το μήκος είναι πολύ μεγαλύτερο και πολύ μικρότερο το πλάτος της κατασκευής, ως εκ τούτου έχει και μικρότερη δυσκαμψία κατά την διεύθυνση αυτή.

5 ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

5.1 Δυναμική ανάλυση

Η δυναμική ανάλυση της κατασκευής είναι απαραίτητη όταν το μέγεθος και ο ρυθμός επιβολής μιας δράσης προκαλεί σημαντικά αδρανειακά φορτία. Μια ιδιαίτερως σημαντική δυναμική φόρτιση είναι η σεισμική διέγερση του εδάφους. Η συμμετέχουσα στη ταλάντωση μάζα αποτελείται από τα μόνιμα και το 30% των κινητών φορτίων και θεωρείται συγκεντρωμένη στο γεωμετρικό κέντρο του ορόφου.

Η πιο συνηθισμένη μέθοδος για τον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης είναι η Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης και εφαρμόζεται σε όλους τους τύπους κτηρίων. Η μέθοδος περιλαμβάνει ιδιομορφική ανάλυση με την οποία υπολογίζονται οι ιδιομορφές της κατασκευής και στη συνέχεια γίνεται ιδιομορφική και χωρική επαλληλία αυτών.

Σύμφωνα με τον κανονισμό θα λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Το κριτήριο αυτό ικανοποιείται όταν ισχύουν τα ακόλουθα:

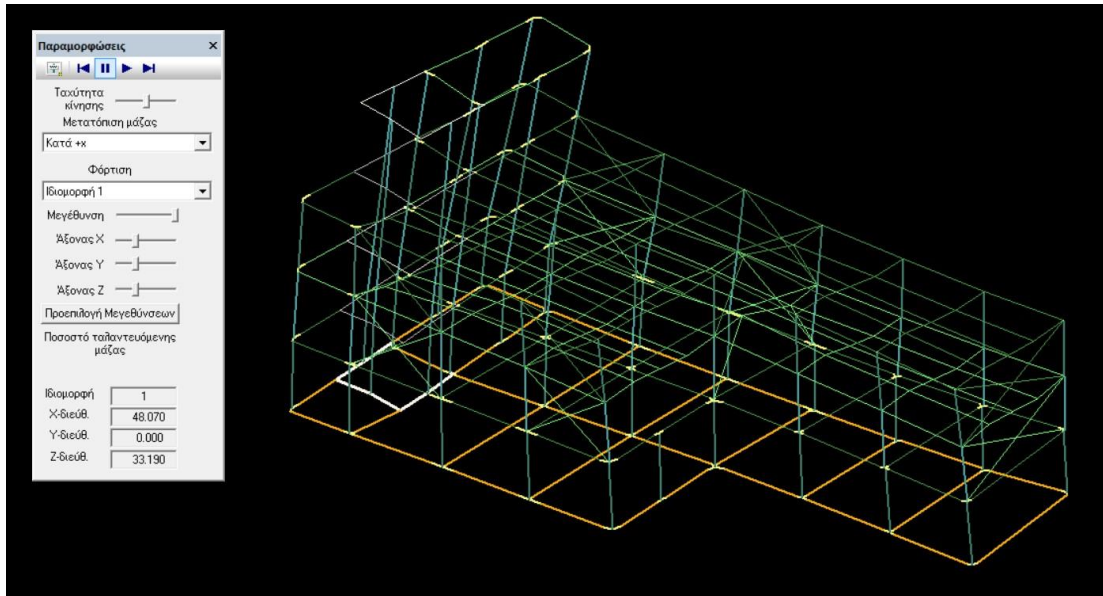
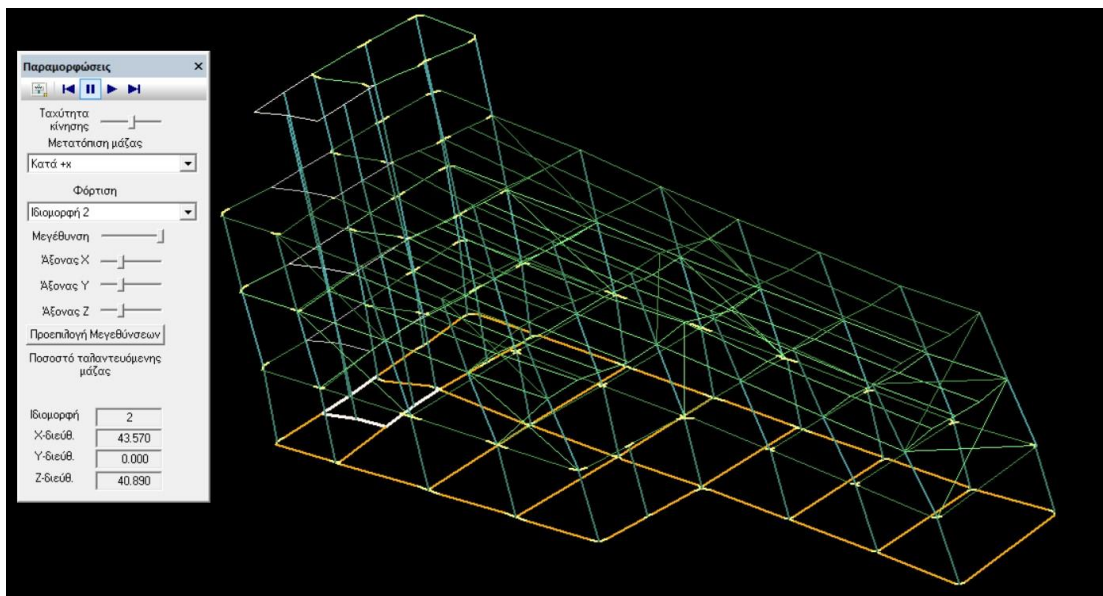
- το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα.
- λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από 5% της συνολικής μάζας.

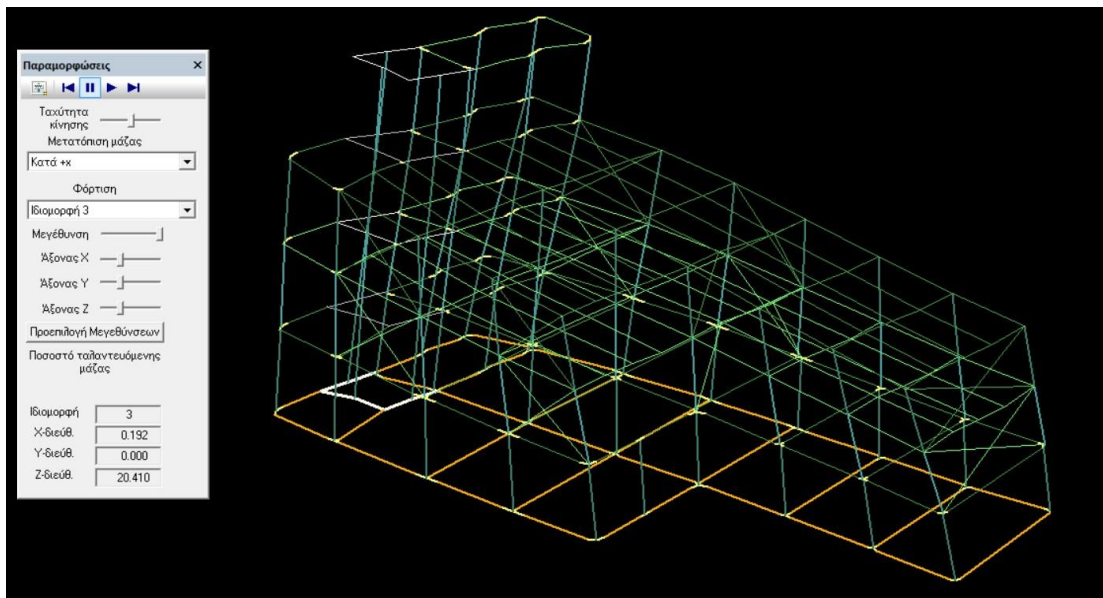
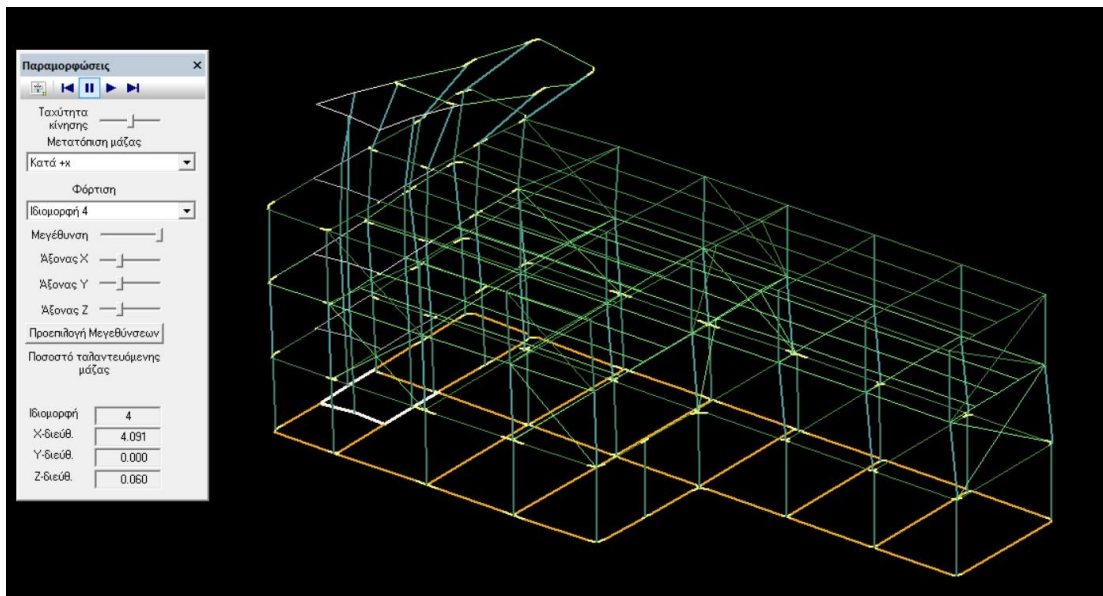
Ωστόσο ζητήθηκε από το πρόγραμμα να υπολογίσει τις 9 πρώτες ιδιομορφές. Οι ιδιομορφικές μάζες για όλες τις διευθύνσεις του σεισμού και οι ιδιοπερίοδοι φαίνονται στις παρακάτω εικόνες:

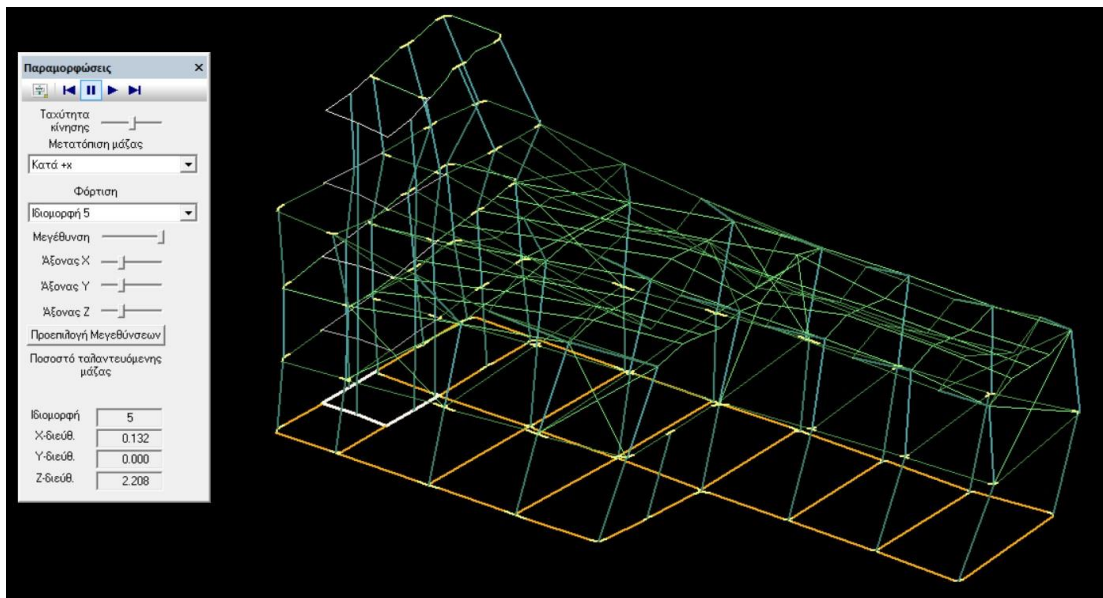
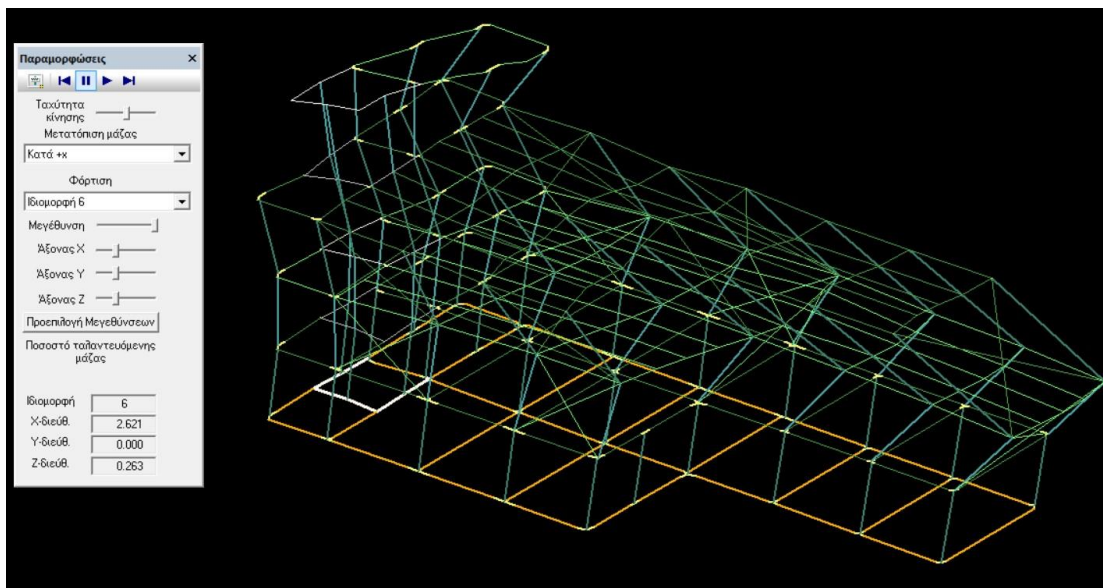
Σεισμικά Φορτία

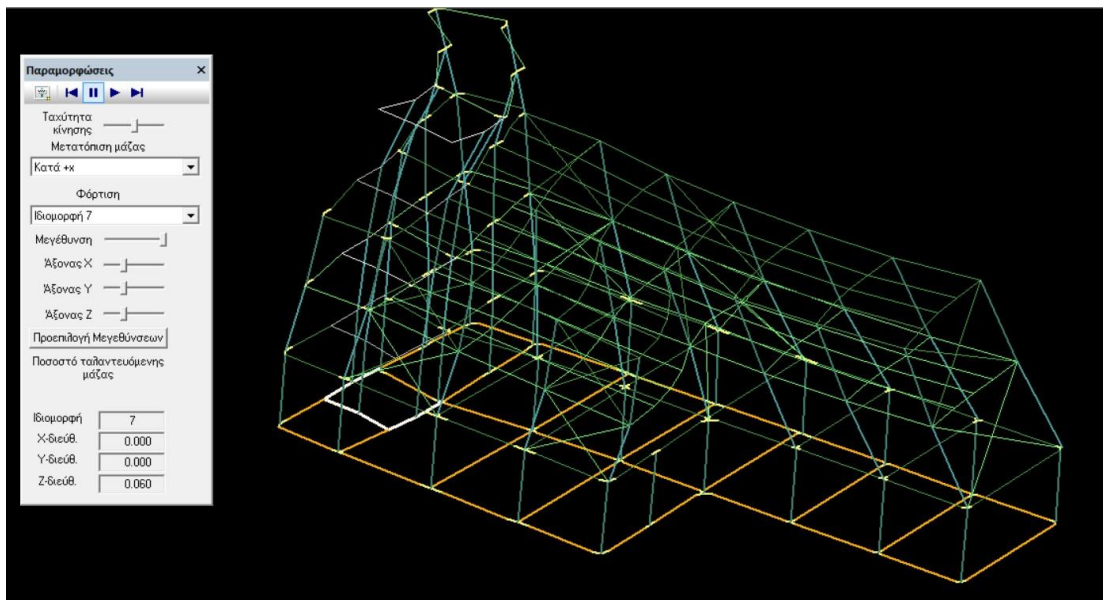
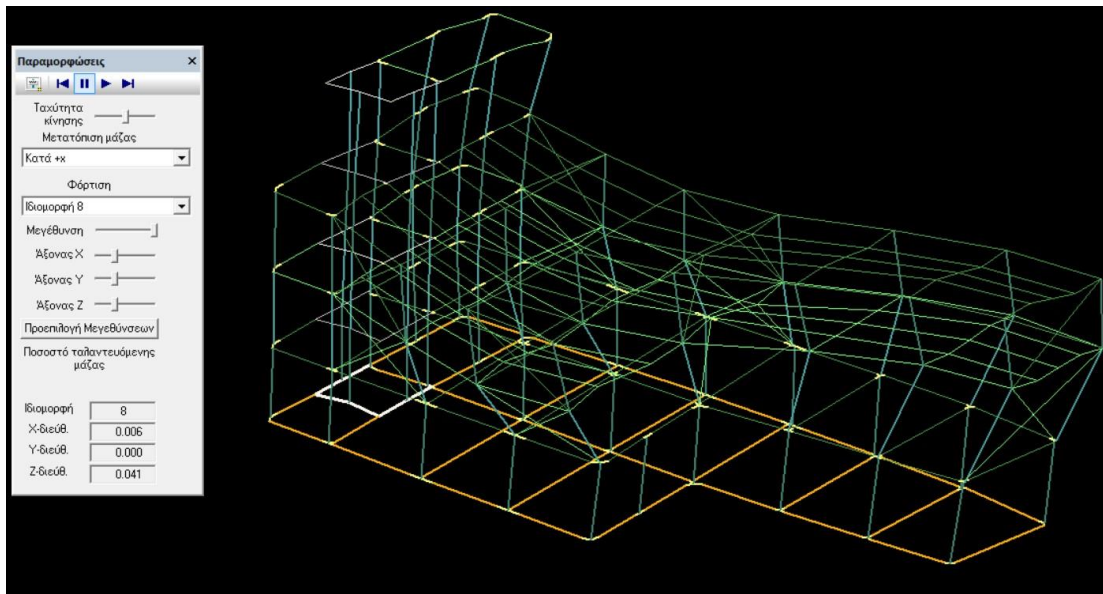
Δεδομένα:

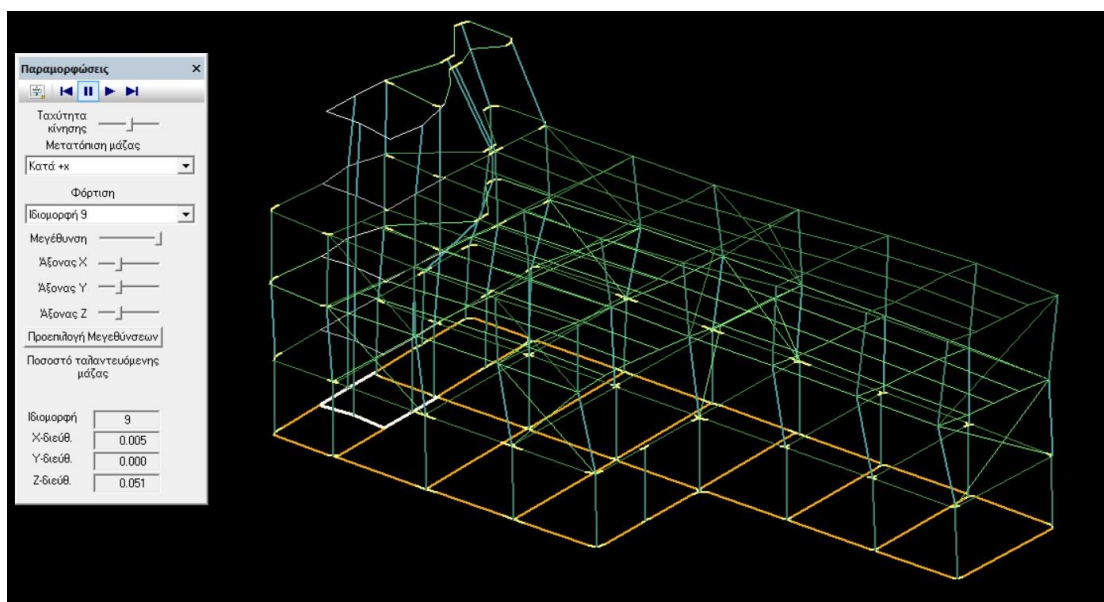
- Σεισμική Ζώνη: Z2 ($a_{gr}=0.240m/s^2$)
- Συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_{II} = 1,0$
- Κατηγορία εδάφους B (συντελεστής εδάφους $s=1.20$)
- $T_B = 0,15$ $T_C = 0,50$ $T_D = 2,50$ $T_C = 0,50$
- Κατηγορία πλαστιμότητας μέση (ΚΠΜ)
 Στατικό σύστημα κατά x: πολώροφα πλαίσια ροπών πολλών ανοιγμάτων
 Στατικό σύστημα κατά z: πολώροφα πλαίσια ροπών πολλών ανοιγμάτων
 Το κτήριο είναι κανονικό σε κάτοψη
- Καθ' ύψος στη διεύθυνση κανονικό τις διευθύνσεις x-x και z-z:
- Συντελεστής συμπεριφοράς οριζόντια $q_x = 4,00$
- Συντελεστής συμπεριφοράς οριζόντια $q_z = 4,00$
- Συντελεστής συμπεριφοράς κατακόρυφα $q_v = 1,5$

1^η ιδιομορφή κατά χ2^η ιδιομορφή κατά χ

3η ιδιομορφή κατά x 4η ιδιομορφή κατά x

5η ιδιομορφή κατά χ 6η ιδιομορφή κατά χ

7η ιδιομορφή κατά χ 8η ιδιομορφή κατά χ



9η ιδιομορφή κατά χ

5.2 Ικανοτικός σχεδιασμός

Ο ικανοτικός σχεδιασμός επιδιώκει να εξασφαλιστεί στη κατασκευή η ικανότητα για τη μεγαλύτερη δυνατή απορρόφηση ενέργειας χωρίς ολική ή μερική αστοχία. Βασίζεται στην ιεράρχηση βλαβών και εξασφάλιση εκδήλωσής τους με την επιθυμητή σειρά, κατανομή των βλαβών σε όσο το δυνατόν περισσότερα δομικά στοιχεία καθώς και στη χρήση αποθεμάτων αντοχής της κατασκευής προκειμένου να αποφευχθεί ψαθυρή αστοχία.

5.2.1 Χιαστί Σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Ενδεικτικά θα γίνει ο έλεγχος του δυσμενέστερου συνδέσμου δυσκαμψίας διατομής CHS 60,3x3,6 που ανήκει σε πλαίσιο κατά τη διεύθυνση y του ισογείου. Όπως προέκυψε από τη στατική και τη δυναμική ανάλυση του φορέα ο κρίσιμος συνδυασμός για τον εξεταζόμενο διαγώνιο σύνδεσμο είναι ο συνδυασμός: $\Sigma\Sigma:=+x$. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 στην περίπτωση πλαισίων με διαγώνιους συνδέσμους θα λαμβάνονται υπόψη μόνο οι εφελκόμενες διαγώνιοι.

CHS 60,3x3,6						
Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά	R(mm)	r(mm)	t(mm)	A(cm ²)	iy(cm)	iz(cm)
	60,3	53,1	3,6	28,55	2,01	2,01

ΠΙΝΑΚΑΣ 6.1 Χαρακτηριστικά διατομής

- **Κατάταξη διατομής**

Η διατομή βρίσκεται σε εφελκυσμό γι' αυτό και δε χρειάζεται να ελεγχθεί η κατηγορία στην οποία ανήκει.

- **Έλεγχος διατομής σε εφελκυσμό**

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

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

Όπου,

$$N_{Ed} = N_{Ed} \cdot 2 = 32,97 \cdot 2 = 65,94kN$$

Στη πραγματικότητα η σεισμική δύναμη δεν ισομοιράζεται στις δύο διαγώνιους εφόσον δεν λαμβάνεται υπόψη η συμμετοχή της θλιβόμενης διαγωνίου. Συνεπώς η αξονική σχεδιασμού των συνδέσμων δυσκαμψίας είναι ίση με τη διπλάσια τιμή από αυτή που εμφανίζει το πρόγραμμα.

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{9,03 \cdot 23,5}{1,0} = 212,14kN \text{ η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό}$$

Τελικά:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{65,94}{212,14} = 0,31 \leq 1,0$$

- **Έλεγχος λυγηρότητας**

Σε πλαίσια με X διαγώνιους συνδέσμους, η αδιάστατη λυγηρότητα λ , όπως ορίζεται στο EN1993-1-1 θα πρέπει να περιορίζεται σε: $1,3 \leq \lambda \leq 2,0$. Το κάτω όριο ορίζεται για να αποφεύγεται η προ του λυγισμού (όταν τόσο οι θλιβόμενοι όσο και οι εφελκυσόμενοι διαγώνιοι είναι ενεργές) υπερφόρτωση των υποστυλωμάτων σε περίπτωση που το εξεταζόμενο κτήριο έχει περισσότερους από δύο ορόφους. Το κτήριο της παρούσας εργασίας αποτελείται από δύο ορόφους γι' αυτό και ελέγχεται η λυγηρότητα ως προς το άνω όριο.

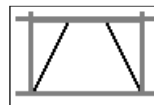
Το κρίσιμο μήκος λυγισμού της διαγωνίου είναι:

$$L_{cr} = \sqrt{l^2 + h^2} = 3,08m \text{ (οι διαγώνιες ράβδοι ενώνονται στη μέση)}$$

Η αδιάστατη λυγηρότητα ως προς την διεύθυνση z-z και y-y είναι:

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} = \frac{3,08}{2,01} = 1,53 \leq 2,0 \Lambda$$

5.2.2 Έλεγχος Σύνδεσμος τύπου V ή Λ με εκκεντρότητα



Ο έλεγχος θα γίνει στο σύνδεσμο τύπου V ή Λ με διατομής CHS 88,9x6 που ανήκει σε πλαίσιο κατά τη διεύθυνση y του ισογείου. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 στην περίπτωση αυτή γίνεται έλεγχος σε εφελκυσμό και θλίψη της διατομής. Όπως προέκυψε από τη στατική

και τη δυναμική ανάλυση του φορέα ο κρίσιμος συνδυασμός για τον εξεταζόμενο διαγώνιο σύνδεσμο είναι ο συνδυασμός 1,15G+1.5QE και η διατομή υπόκειται σε θλίψη.

Ισοδύναμα μήκη λυγισμού

Διεύθυνση y-y , z-z

Ως προς τον άξονα y-y και z-z η δοκός θα έχει μήκος λυγισμού $L_{cr,y} = 331 \text{ cm}$

Λυγηρότητες

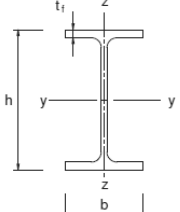
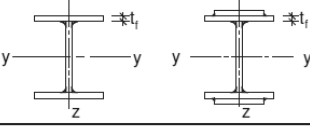

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{fy}} = \pi \cdot \sqrt{\frac{210000 \text{ MPa}}{235 \text{ MPa}}} = 93,9$$

Η λυγηρότητα και η ανηγμένη λυγηρότητα ως προς τις διευθύνσεις y-y και z-z φαίνονται στο πίνακα Π4.

Άξονας [//]	Κ.Λ. [//]	a [//]	K^*a0^*L [m]	λ [//]	λ_1 [//]	λ/λ_1 [//]
z	a	0,21	3,30	112,36	93,91	1,196
y	a	0,21	3,30	112,36	93,91	1,196

Μειωτικοί συντελεστές χ

Από τον πίνακα Π6,2 ,για κοίλες διατομές, εν θερμό έλαση, θα έχουν καμπύλη λυγισμού a.

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού	
			S235 S275 S355 S420	S460
Ελαττές διατομές 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a a ₀
		$t_f > 40 \text{ mm}$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
		$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d c
Συγκολλητές I-διατομές 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c	
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d	
Κοίλες Διατομές 	Εν θερμό έλαση	Κάθε	a	
	Ψυχρή έλαση	Κάθε	c	

ΠΙΝΑΚΑΣ 6.2 Επιλογή καμπύλης λυγισμού

Ο μειωτικός συντελεστής χ μπορεί να υπολογιστεί σύμφωνα με τη σχέση:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} \quad \mu\epsilon \quad N_{b,Rd} = \begin{cases} \frac{\chi \cdot f_y \cdot A}{\gamma_{M1}} & \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3} \\ \frac{\chi \cdot f_y \cdot A_{eff}}{\gamma_{M1}} & \text{για διατομές κατηγορίας 4} \end{cases}$$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής λυγισμού: } \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0 \quad \mu\epsilon \quad \Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

και α ο συντελεστής ατελειών που εξαρτάται από τις καμπύλες λυγισμού που δίνεται από το πίνακα Π4.11 .

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

CHS 88,9x6,0						
Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά	R(mm)	r(mm)	t(mm)	A(cm ²)		
	88,9	76,9	6	15,63		
Αντοχή μέλους σε λυγισμό	λ	λ_1	N _{cr}	N _{bRd}	α	x
	112,52	93,91	255,69	195,11	0,21	0,531

ΠΙΝΑΚΑΣ 6.3 Χαρακτηριστικά διατομής

- Έλεγχος διατομής σε θλίψη

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot f_y \cdot A}{\gamma_{M1}} = 157.60 \geq N_{Ed} = 115.55 \text{ kN}$$

6 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ

6.1 Εισαγωγή

Αναπόσπαστο και εξαιρετικά σημαντικό τμήμα μιας μεταλλικής κατασκευής είναι οι συνδέσεις των επιμέρους τμημάτων που την καταρτίζουν. Τα προκατασκευασμένα τμήματα μεταφέρονται στις εγκαταστάσεις του έργου και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους έτσι ώστε να μορφώσουν το συνολικό φορέα.

Συνεπώς ο σκοπός των συνδέσεων είναι διπλός:

- a. Η διαμόρφωση των μελών και των προκατασκευασμένων τμημάτων
- b. Η αποκατάσταση της συνέχειας των μελών και των επιμέρους τμημάτων.

Κατ' αρχήν είναι αναγκαίο να αποσαφηνιστεί η διάκριση μεταξύ των όρων σύνδεση και κόμβος.

Η **σύνδεση** ορίζεται ως το σύνολο των φυσικών επιμέρους τμημάτων που συνδέουν μηχανικά τα συνδεόμενα μέλη. Υποτίθεται ότι η σύνδεση είναι επικεντρωμένη στη θέση όπου εμφανίζεται η αντίστοιχη δράση.

Ο όρος **κόμβος** χρησιμοποιείται όταν η σύνδεση θεωρείται μαζί με την αντίστοιχη ζώνη αλληλεπίδρασης μεταξύ των συνδεόμενων μελών.

Στη παρούσα διπλωματική εργασία θα παρουσιαστούν ενδεικτικά οι συνδέσεις:

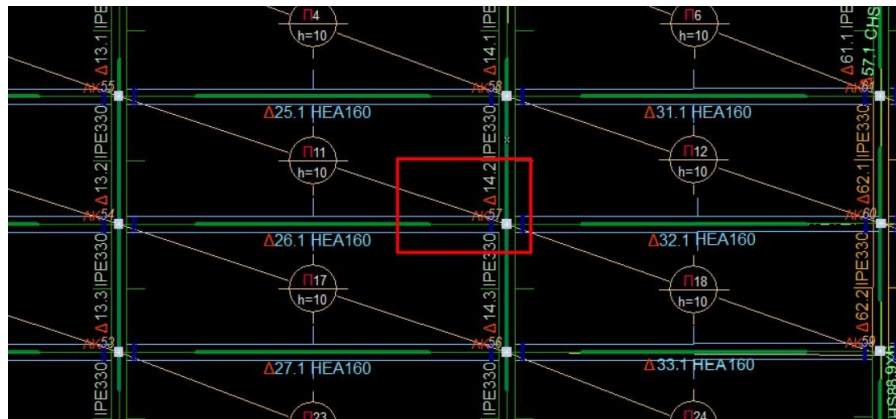
- Τεγίδας HEA160 σε εσωτερική δοκό IPE330
- Κύριας δοκού IPE330 σε υποστύλωμα HEB320
- Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας -υποστυλώματος
- Έδραση υποστυλώματος

6.2 Σύνδεση Τεγίδας HEA160 σε εσωτερική δοκό IPE330

Η σύνδεση της διαδοκίδας με τη κύρια δοκό διαμορφώνεται με διατομή από δύο γωνιακά με τη βοήθεια του προγράμματος Συνδέσεις της εταιρείας LH logistics. Στις φόρμες εισαγωγής του προγράμματος ορίζονται τα χαρακτηριστικά των διατομών των συνδεόμενων μελών καθώς και τα δεδομένα των κοχλιών και των ελασμάτων σύνδεσης (εικόνα 6.).

Εφόσον, οι Τεγίδες και οι κύριες δοκοί έχουν τοποθετηθεί με τέτοιο τρόπο ώστε να δημιουργούν ένα ενιαίο επίπεδο πάνω στο οποίο επικάθεται η πλάκα γίνεται απότμηση μεγάλου μέρους του κορμού της διαδοκίδας. Συνεπώς, τοποθετήθηκαν δύο ενισχυτικά ελάσματα τύπου L εκατέρωθεν του κορμού της διαδοκίδας των οποίων το πάχος επιλέχθηκε ίσο με $t=6\text{mm}$ ύστερα από δοκιμές. Το μέτρο αυτό κρίθηκε απαραίτητο λόγω της απομειωμένης αντοχής σε διάτμηση του κορμού της δευτερεύουσας δοκού.

Για τα συνδεόμενα μέλη τα μέγιστα εντατικά μεγέθη προέκυψαν από το συνδυασμό 1,35G+1,50Q στην οριακή κατάσταση αστοχίας.



Εικόνα 7.1 Θέση ελέγχου διατομής

Συνδεσμολογία Μελών			
	Όνομα	Ανοιγμα	Όροφος
Τεγίδα	14	2	0
Κύρια δοκός	26	1	0

ΠΙΝΑΚΑΣ 7.1 Χαρακτηριστικά διατομών ελέγχου

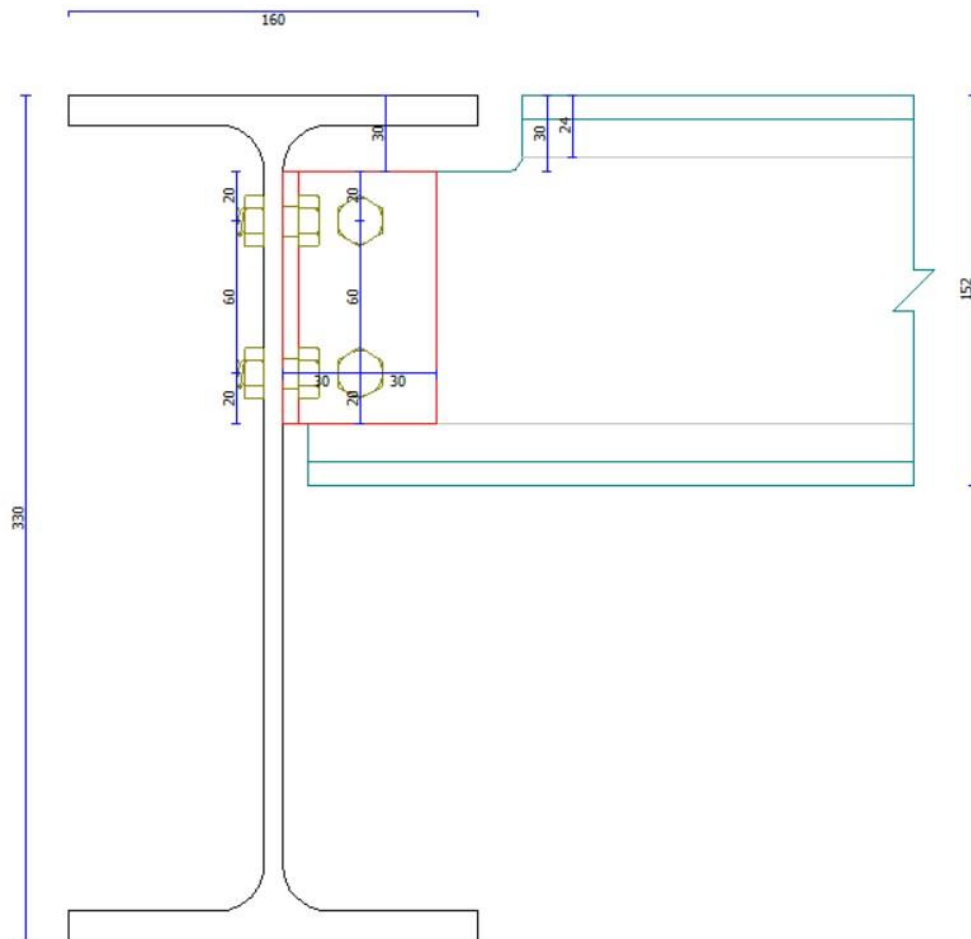
Γωνιακό Σύνδεσης
 Επιλογή γωνιακού σύνδεσης: 60x60x6
 Αυτόματος υπολογισμός γεωμ. στοιχείων γωνιακού
 Τοποθέτηση [mm]
 Μήκος L [mm]: 98.5 Οριζόντια: 10.0 Κατακόρυφα: 29.5 Ποιότητα χάλυβα: S235
 Μέγιστη διάμετρος κοχλιών

Σύνδεση γωνιακού με δευτερεύουσα δοκό
 Διάμετρος [mm]: M12 Ποιότητα: 8.8
 Επίπεδο διάτμησης στο σπείρωμα
 Αυτόματος υπολογισμός κοχλίωσης
 Γραμμές κοχλιών: 2 Στήλες κοχλιών: 1
 ρ1 [mm]: 59.5 e1 [mm]: 19.5 ρ2 [mm]: 0.0 e2 [mm]: 24

Σύνδεση γωνιακού με κύρια δοκό
 Διάμετρος [mm]: M12 Ποιότητα: 8.8
 Επίπεδο διάτμησης στο σπείρωμα
 Αυτόματος υπολογισμός κοχλίωσης
 Γραμμές κοχλιών: 2 Στήλες κοχλιών: 1
 ρ1 [mm]: 59.5 e1 [mm]: 19.5 ρ2 [mm]: 0.0 e2 [mm]: 27.0

Στοιχεία Δευτερεύουσας Δοκού
 Κατ. θέση δοκού [mm]: 0.0
 Απότμηση πάνω Απότμηση κάτω
 Αυτόματος υπολογισμός τιμών
 Μήκος [mm]: 83.1 Ύψος [mm]: 29.5

ΠΙΝΑΚΑΣ 7.2 Χαρακτηριστικά διατομών ελέγχου



Εικόνα 7.2 Χαρακτηριστικά σύνδεσης διατομών

Οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται από το πρόγραμμα για τη σύνδεση αυτή είναι:

- Έλεγχος αντοχής σε θραύση του ελάσματος στη δευτερεύουσα και στη κύρια δοκό
- Έλεγχος αντοχής κοχλιών σε διάτμηση στη δευτερεύουσα και στην κύρια δοκό
- Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυνας των οπών

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΘΡΑΥΣΗ ΤΟΥ ΕΛΑΣΜΑΤΟΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

Η επιλογή της διατομής των γωνιακών γίνεται με κριτήριο την αντοχή της απομειωμένης διατομής σε θραύση η οποία δίνεται από τον τύπο:

$$N_{u,Rd} = \beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$$

όπου:

β_2 συντελεστής που εξαρτάται από τη διάταξη των οπών

$\gamma_{M2} = 1,25$ συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα σε θραύση

f_u όριο θραύσης του χάλυβα

A_{net} εμβαδόν απομειωμένης διατομής

Επιπρόσθετα, θα πρέπει να ισχύει το κριτήριο πλαστιμότητας σύμφωνα με το οποίο κρίσιμη πρέπει να είναι η πλαστική αστοχία, δηλαδή η διαρροή πλήρους διατομής και όχι η θραύση της απομειωμένης διατομής ($N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd}$)

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Για τη σύνδεση του ελάσματος με τη δευτερεύουσα δοκό επιλέχθηκαν δύο κοχλίες M12 ποιότητας 8,8 ενώ για τη σύνδεση του ελάσματος με τη κύρια δοκό επιλέχθηκαν δύο κοχλίες M12 ποιότητας 10.9. Η αντοχή των κοχλιών σε διάτμηση προσδιορίζεται όπως αναφέρθηκε αναλυτικά στη παράγραφο 6.2 της παρούσας εργασίας.

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΣΥΝΘΛΙΨΗ ΑΝΤΥΓΑΣ ΟΠΩΝ

Ο προσδιορισμός της αντοχής σε σύνθλιψη άντυγας επιτυγχάνεται εφόσον έχουν ορισθεί οι ελάχιστες και οι μέγιστες επιτρεπόμενες αποστάσεις των κοχλιών και γίνεται όπως αναπτύχθηκε στην παράγραφο 6.2 της παρούσας εργασίας.

Μέγιστη Τέμνουσα δύναμη:

$$V_{Ed} = 30,58 \text{ kN}$$

1.1 Ελεγχοι στηρίζοντος (κύριου) μέλους

Αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία:

$$F_{v,Ed} = 7,65 \text{ kN}$$

Αντοχή σε διάτμηση κοχλία:

$$F_{v0,c,Rd} = 43,39 \text{ kN} \geq 7,65 \text{ kN}$$

Αντοχή σε θλίψη άντυγας γωνιακού:

$$F_{b,Lc,Rd} = 25,92 \text{ kN} \geq 7,65 \text{ kN}$$

Αντοχή σε θλίψη άντυγας κύριου μέλους:

$$F_{b,c,Rd} = 64,80 \text{ kN} \geq 7,65 \text{ kN}$$

Αντοχή γωνιακών σε απόσχιση (συνολική):

$$V_{eff,2,Lc,Rd} = 132,30 \text{ kN} \geq 30,58 \text{ kN}$$

1.2 Ελεγχοι στηριζόμενης δοκού (δευτερεύον μέλος)

Εισαγόμενη Ροπή (λόγω εκκεντρότητας):

$$M_{Ed} = 0,92 \text{ kNm}$$

Μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία (κατακόρυφα):

$$F_{vy,b,Ed} = 15,29 \text{ kN}$$

Μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία (οριζόντια):

$$F_{vx,b,Ed} = 15,42 \text{ kN}$$

Μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία (συνισταμένη):

$$F_{v,b,Ed} = 21,72 \text{ kN}$$

Αντοχή σε διάτμηση κοχλία:

$$F_{v0,b,Rd} = 86,78 \text{ kN} \geq 21,72 \text{ kN}$$

Αντοχή σε θλ.άντυγας γωνιακού (κατακόρυφα):

$$F_{by,Lb,Rd} = 25,92 \text{ kN} \geq 15,29 \text{ kN}$$

Αντοχή σε θλ.άντυγας γωνιακού (οριζόντια):

$$F_{bx,Lb,Rd} = 39,88 \text{ kN} \geq 15,42 \text{ kN}$$

Αντοχή σε θλ.άντυγας δοκού (κατακόρυφα):

$$F_{by,b,Rd} = 25,92 \text{ kN} \geq 15,29 \text{ kN}$$

Αντοχή σε θλ.άντυγας δοκού (οριζόντια):

$$F_{bx,b,Rd} = 26,58 \text{ kN} \geq 15,42 \text{ kN}$$

Αντοχή γωνιακών σε διάτμηση (συνολική):

$$V_{pl,L,Rd} = 160,37 \text{ kN} \geq 30,58 \text{ kN}$$

Αντοχή γωνιακών σε κάμψη (συνολική):

$$M_{pl,L,Rd} = 5,75 \text{ kNm} \geq 0,92 \text{ kNm}$$

Αντοχή γωνιακών σε απόσχιση (συνολική):

$$V_{eff,2,Lb,Rd} = 137,48 \text{ kN} \geq 30,58 \text{ kN}$$

Αντοχή δοκού σε διάτμηση:

$$V_{pl,b,Rd} = 155,21 \text{ kN} \geq 30,58 \text{ kN}$$

Αντοχή δοκού σε κάμψη:

$$M_{pl,b,Rd} = 31,76 \text{ kNm} \geq 0,92 \text{ kNm}$$

Αντοχή δοκού σε απόσχιση:

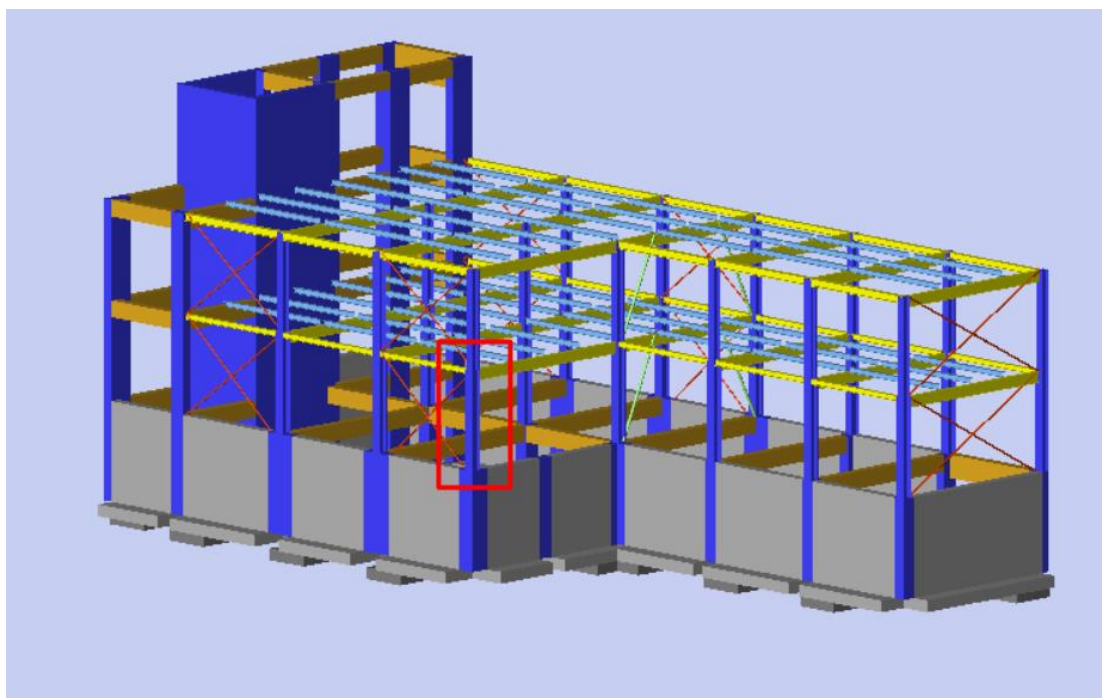
$$V_{eff,2,b,Rd} = 60,10 \text{ kN} \geq 30,58 \text{ kN}$$



Εικόνα 7.3 Τελική Σύνδεση

6.3 Σύνδεση κύριας δοκού – υποστυλώματος

Η σύνδεση που θα παρουσιαστεί αναλυτικά παρακάτω αφορά τη σύνδεση δύο κύριων δοκών με το υποστύλωμα του ισογείου



Εικόνα 7.4 Θέση της εξεταζόμενης σύνδεσης

Η σύνδεση κύριας δοκού ΙΡΕ330 με το υποστύλωμα ΗΕΒ300 σχεδιάστηκε με τη βοήθεια του προγράμματος Συνδέσεις της εταιρείας LH logistics. Για τη σύνδεση χρησιμοποιήθηκε γωνιακό έλασμα τύπου 70x70x7 το οποίο κοχλιώνεται στην δοκό και στο υποστύλωμα. Κατ' αρχήν, επιλέγονται οι διατομές των συνδεόμενων μελών καθώς και η ποιότητα του χάλυβα και στη συνέχεια εισάγονται τα δεδομένα των κοχλιών και της μετωπικής πλάκας (εικόνα 6.8).

Συνδεσμολογία Μελών			
	Όνομα	Ανοιγμα	Όροφος
Υποστύλωμα	16		0
Κύρια δοκός	15	8	0

ΠΙΝΑΚΑΣ 7.3 Χαρακτηριστικά διατομών ελέγχου

Γωνιακό Σύνδεσης

Επιλογή γωνιακού σύνδεσης 70x70x7 ▾

Αυτόματος υπολογισμός γεωμ. στοιχείων γωνιακού

Τοποθέτηση [mm]

Μήκος L [mm]	Οριζόντια	Κατακόρυφα	Ποιότητα χάλυβα
<input style="width: 100%;" type="text" value="271.0"/>	<input style="width: 100%;" type="text" value="10.0"/>	<input style="width: 100%;" type="text" value="29.5"/>	S235 ▾

Μέγιστη διάμετρος κοχλιών

Σύνδεση Γωνιακού με Δοκό

Διάμετρος [mm] M12 ▾ Ποιότητα 8.8 ▾

Επίπεδο διάτμησης στο σπείρωμα

Αυτόματος υπολογισμός κοχλίωσης

Γραμμές κοχλιών <input style="width: 50%;" type="text" value="4"/>	Στήλες κοχλιών <input style="width: 50%;" type="text" value="1"/>
ρ1 [mm] <input style="width: 100%;" type="text" value="72.3"/>	e1 [mm] <input style="width: 100%;" type="text" value="27.0"/>
p2 [mm] <input style="width: 100%;" type="text" value="0.0"/>	e2 [mm] <input style="width: 100%;" type="text" value="31.5"/>

Σύνδεση Γωνιακού με Υποστύλωμα

Διάμετρος [mm] M12 ▾ Ποιότητα 8.8 ▾

Επίπεδο διάτμησης στο σπείρωμα

Αυτόματος υπολογισμός κοχλίωσης

Γραμμές κοχλιών <input style="width: 50%;" type="text" value="4"/>	Στήλες κοχλιών <input style="width: 50%;" type="text" value="1"/>
ρ1 [mm] <input style="width: 100%;" type="text" value="72.3"/>	e1 [mm] <input style="width: 100%;" type="text" value="27.0"/>
p2 [mm] <input style="width: 100%;" type="text" value="0.0"/>	e2 [mm] <input style="width: 100%;" type="text" value="31.5"/>

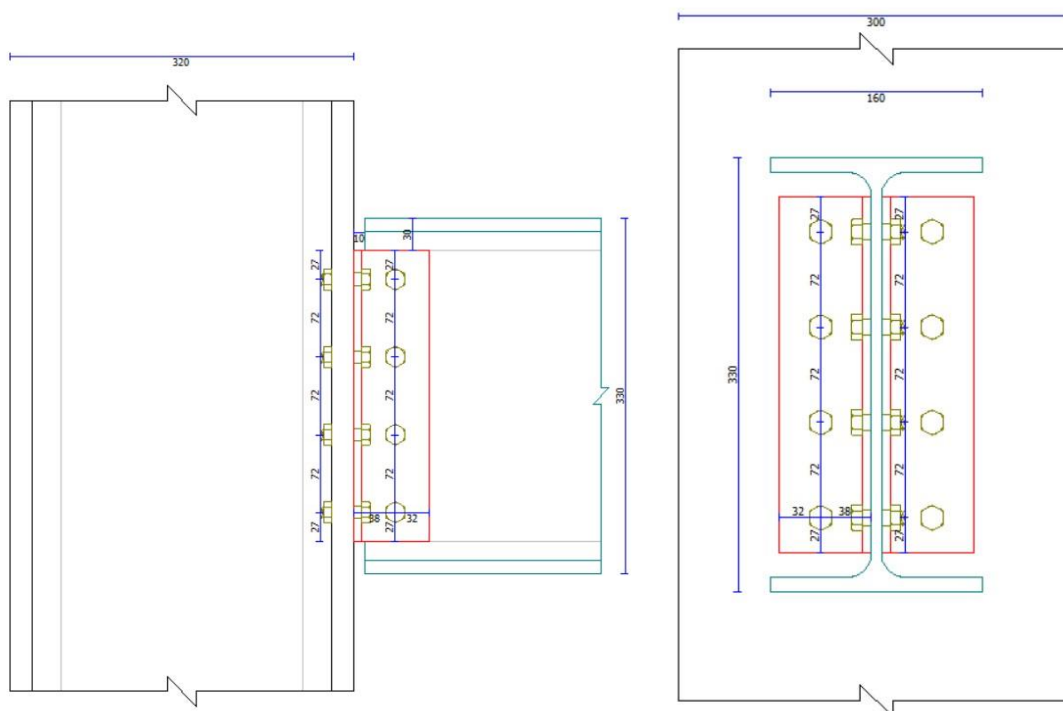
ΠΙΝΑΚΑΣ 7.4 Χαρακτηριστικά διατομών ελέγχου

Οι έλεγχοι που πρέπει να γίνουν για τη σύνδεση αυτή είναι:

- Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση
- Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη
- Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη

Επίσης ανά σειρά κοχλιών γίνονται οι εξής έλεγχοι:

- Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη
- Μετωπική πλάκα σε κάμψη
- Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό
- Κορμός δοκού σε εφελκυσμό



Εικόνα 7.5 Χαρακτηριστικά σύνδεσης διατομής

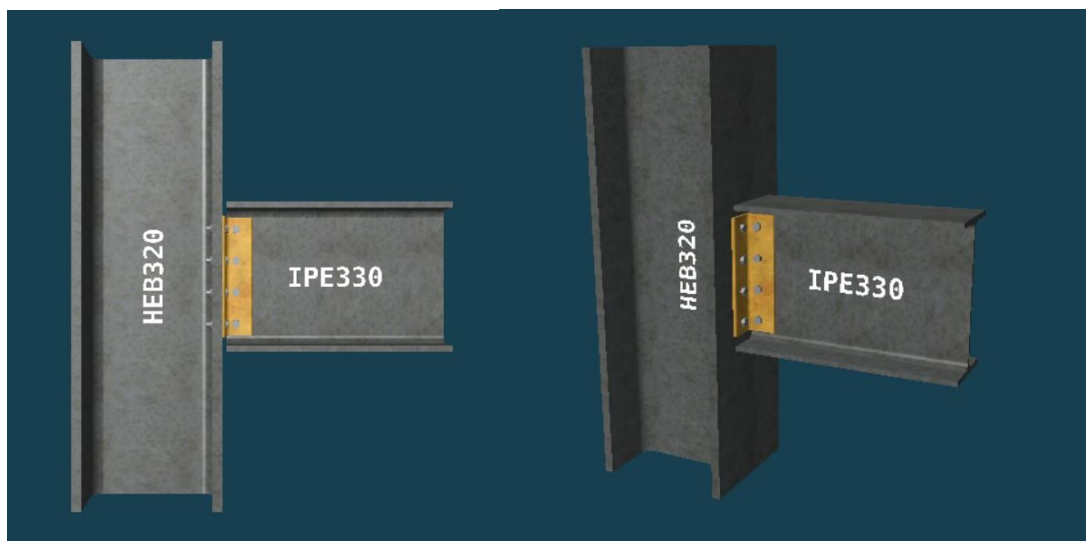
Μέγιστη Τέμνουσα δύναμη: $V_{Ed} = 61,06 \text{ kN}$

1.1 Ελεγχοι στηρίζοντος (κύριου) μέλους

Αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία:	$F_{v,Ed} = 7,63 \text{ kN}$
Αντοχή σε διάτμηση κοχλία:	$F_{v0,c,Rd} = 41,55 \text{ kN} \geq 7,63 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλίψη άντυγας γωνιακού:	$F_{b,Lc,Rd} = 41,87 \text{ kN} \geq 7,63 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλίψη άντυγας κύριου μέλους:	$F_{b,c,Rd} = 177,12 \text{ kN} \geq 7,63 \text{ kN}$
Αντοχή γωνιακών σε απόσχιση (συνολική):	$V_{eff,2,Lc,Rd} = 427,26 \text{ kN} \geq 61,06 \text{ kN}$

1.2 Ελεγχοι στηριζόμενης δοκού (δευτερεύον μέλος)

Εισαγόμενη Ροπή (λόγω εκκεντρότητας):	$M_{Ed} = 2,35 \text{ kNm}$
Μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία (κατακόρυφα):	$F_{vy,b,Ed} = 15,27 \text{ kN}$
Μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία (οριζόντια):	$F_{vx,b,Ed} = 15,53 \text{ kN}$
Μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία (συνισταμένη):	$F_{v,b,Ed} = 21,78 \text{ kN}$
Αντοχή σε διάτμηση κοχλία:	$F_{v0,b,Rd} = 86,78 \text{ kN} \geq 21,78 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλ.άντυγας γωνιακού (κατακόρυφα):	$F_{by,Lb,Rd} = 42,03 \text{ kN} \geq 15,27 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλ.άντυγας γωνιακού (οριζόντια):	$F_{bx,Lb,Rd} = 48,85 \text{ kN} \geq 15,53 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλ.άντυγας δοκού (κατακόρυφα):	$F_{by,b,Rd} = 64,80 \text{ kN} \geq 15,27 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλ.άντυγας δοκού (οριζόντια):	$F_{bx,b,Rd} = 47,35 \text{ kN} \geq 15,53 \text{ kN}$
Αντοχή γωνιακών σε διάτμηση (συνολική):	$V_{pl,L,Rd} = 514,76 \text{ kN} \geq 61,06 \text{ kN}$
Αντοχή γωνιακών σε κάμψη (συνολική):	$M_{pl,L,Rd} = 54,22 \text{ kNm} \geq 2,35 \text{ kNm}$
Αντοχή γωνιακών σε απόσχιση (συνολική):	$V_{eff,2,Lb,Rd} = 427,45 \text{ kN} \geq 61,06 \text{ kN}$
Αντοχή δοκού σε διάτμηση:	$V_{pl,b,Rd} = 418,02 \text{ kN} \geq 61,06 \text{ kN}$
Αντοχή δοκού σε κάμψη:	$M_{pl,b,Rd} = 189,01 \text{ kNm} \geq 2,35 \text{ kNm}$
Αντοχή δοκού σε απόσχιση:	$V_{eff,2,b,Rd} = 255,67 \text{ kN} \geq 61,06 \text{ kN}$



Εικόνα 7.6 Τελική Σύνδεση

6.4 Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας -υποστυλώματος

Συνδεσμολογία Μελών			
	Όνομα	Άνοιγμα	Όροφος
Υποστύλωμα	43		0
Κύρια δοκός	18	4	0
Κύρια δοκός	59	1	0

ΠΙΝΑΚΑΣ 7.5 Χαρακτηριστικά διατομών ελέγχου

Ο σχεδιασμός των συνδέσεων σε ζώνες απόδοσης ενέργειας, σύμφωνα με τον EN1998 μέρος 1, θα είναι τέτοιος ώστε να περιορίζει τη τοπική συγκέντρωση πλαστικών παραμορφώσεων, τις υψηλές τάσεις αποφόρτισης και να αποτρέπει τα ελαττώματα της παραγωγής. Για το λόγο αυτό επιθυμείται η διαρροή να γίνεται στη βασική διατομή της διαγωνίου και όχι στο έλασμα της σύνδεσης. Επίσης, το βοηθητικό έλασμα σχεδιάζεται έτσι ώστε να έχει υπεραντοχή έναντι της βασικής διατομής της διαγωνίου. Προκειμένου να εξασφαλίζεται το παραπάνω κριτήριο θα πρέπει να ικανοποιείται η ακόλουθη σχέση:

$$R_d \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{fy}$$

όπου,

R_d η οριακή αντοχή της σύνδεσης

R_{fy} η αντοχή διαρροής του πλάστιμου μέλους

$\gamma_{ov} = 1,25$ είναι ο συντελεστής υπεραντοχής

Παρουσιάζεται αναλυτικά ο σχεδιασμός και ο έλεγχος της σύνδεσης του συνδέσμου δυσκαμψίας:

Έλεγχος σε εφελκυσμό διατομής ελάσματος σύνδεσης

Για τη σύνδεση του κατακόρυφου συνδέσμου τοποθετείται έλασμα ποιότητας χάλυβα S235, του οποίου το πάχος επιλέγεται ίσο με $t=15\text{mm}$.

$$t \cdot b \geq 1,2 \cdot A \rightarrow b \geq \frac{1,2 \cdot A}{t} = \frac{1,2 \cdot 28,55}{1,8} = 19\text{cm}$$

$$1,2 \cdot N_{pl,Rd} = 1,2 \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 805,11 \leq N_{u,Rd,ελάσματος} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot (b \cdot 1,8 - 1,6 \cdot 1,8) \cdot 36}{1,25}$$

$$\rightarrow b \geq 18,85\text{cm}$$

όπου,

$f_u = 36\text{kN/cm}^2$ η αντοχή θραύσης ελάσματος για χάλυβα S235.

$A_{net} = A - n \cdot d_0 \cdot t$ η απομειωμένη διατομή του ελάσματος σύνδεσης.

Επιλέγεται πλάτος ελάσματος στη θέση της πρώτης οπής ίσο με $b = 190\text{mm}$.

Αντοχή συγκόλλησης

$$f_{v,wd} = \frac{f_u}{b_w \cdot \gamma_{Mw} \cdot \sqrt{3}} = \frac{36}{0,8 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} = 20,78 \text{ kN/cm}^2$$

όπου,

$b_w = 0,8$ ο συντελεστής συσχέτισης για S235

$\gamma_{Mw} = 1,25$

Επιλέγεται πάχος συγκόλλησης ίσο με 5mm. Το απαιτούμενο μήκος συγκόλλησης υπολογίζεται ως εξής:

$$1,2 \cdot N_{pl,Rd} \leq 4 \cdot l \cdot \alpha \cdot f_{v,wd} \rightarrow l \geq \frac{1,2 \cdot N_{pl,Rd}}{4 \cdot \alpha \cdot f_{v,wd}} = \frac{1,2 \cdot 670,93}{4 \cdot 0,5 \cdot 20,78} = 19 \text{ cm}$$

Έλεγχος πάχους συγκόλλησης

$$t_{\min} = 3 \text{ mm} < 5 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Πρέπει $a_{\min} = 5 \text{ mm} < 0,7 \cdot t = 13 \text{ mm} \quad \checkmark$

Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση

Επιλέγονται κοχλίες M22 ποιότητας 8.8. Οι κοχλίες διαμορφώνονται ως δίτμητοι με χρήση ενός κομβοελάσματος.

Θα πρέπει να ισχύει:

$$F_{v,Rd} = n \cdot \frac{\alpha_v \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \cdot m \geq 1,2 N_{pl,Rd} \text{ kN}$$

Όπου:

$$A = \frac{\pi \cdot d^2}{\gamma_{M2}} = \frac{\pi \cdot 2,2^2}{4} = 3,8 \text{ cm}^2 \quad \text{το εμβαδό της διατομής του κάθε κοχλία}$$

$f = 80 \text{ kN/cm}^2$ το όριο θραύσης κοχλία ποιότητας 8.8

$\alpha_v = 0,6$ το επίπεδο διάτμησης δε διέρχεται από το σπείρωμα

$n = 2$

Από τη σχέση (6.1) προκύπτει ότι πρέπει να τοποθετηθούν $m = 6$ κοχλίες (δίτμητοι).

Συνεπώς η συνολική αντοχή των κοχλιών σε διάτμηση είναι : $F_{n,Rd} = 875,52 \text{ kN}$

Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας

$$\min e = 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 24 = 28,8 \text{ mm}$$

$$\min p = 2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 24 = 52,8 \text{ mm}$$

Οι μέγιστες επιτρεπόμενες αποστάσεις θα είναι:

$$\max e_1 = 40 \text{ mm} + 4 \cdot t = 40 + 4 \cdot 19 = 116 \text{ mm}$$

$$\max p_1 = \min 14 \cdot t; 200 \text{ mm} = \min 266 \text{ mm}; 200 \text{ mm} = 200 \text{ mm}$$

Για τον υπολογισμό σε σύνθλιψη άντυνας ισχύει:

$$k_1 = \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,5$$

$$a = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\}$$

Η συνολική αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας θα είναι:

$$F_{b,Rd} = k_1 \cdot \frac{\alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \cdot m = 2,5 \cdot \frac{a \cdot 36 \cdot 2,2 \cdot 1,9}{1,25} \cdot 3 = 902,88 \text{ kN}$$

Οι αποστάσεις e_1 και p_1 θα επιλεγθούν σύμφωνα με το κριτήριο ολκιμότητας σύμφωνα με το οποίο καθοριστική θα πρέπει να είναι η αστοχία σε σύνθλιψη άντυνας οπών και όχι η αστοχία σε διάτμηση κοχλιών. Επομένως θα πρέπει να ισχύει:

$$1,2 \cdot N_{pl,Rd} \leq F_{b,Rd} \leq F_{v,Rd} \rightarrow 670,93 \leq 902,88 a \leq 875,52 \rightarrow 0,743 \leq a \leq 0,97$$

Άρα από τη σχέση (6.2) προκύπτουν οι ζητούμενες τιμές:

$$0,743 \leq \frac{e_1}{3 \cdot d_0} \leq 0,97 \rightarrow 49 \text{ mm} \leq e_1 \leq 64 \text{ mm}$$

$$0,743 \leq \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} \leq 0,97 \rightarrow 65,5 \text{ mm} \leq p_1 \leq 80,5 \text{ mm}$$

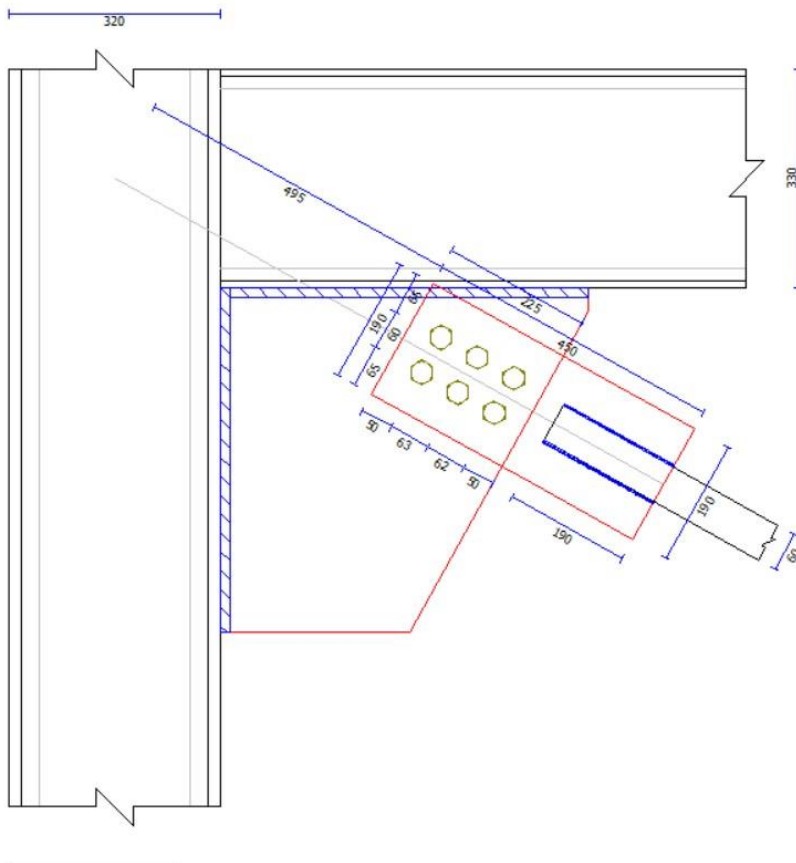
Επιλέγονται $e_1=50 \text{ mm}$ και $p_1=65 \text{ mm}$

Τελικώς, η συνολική αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας σύμφωνα με τη σχέση (6.3) είναι:

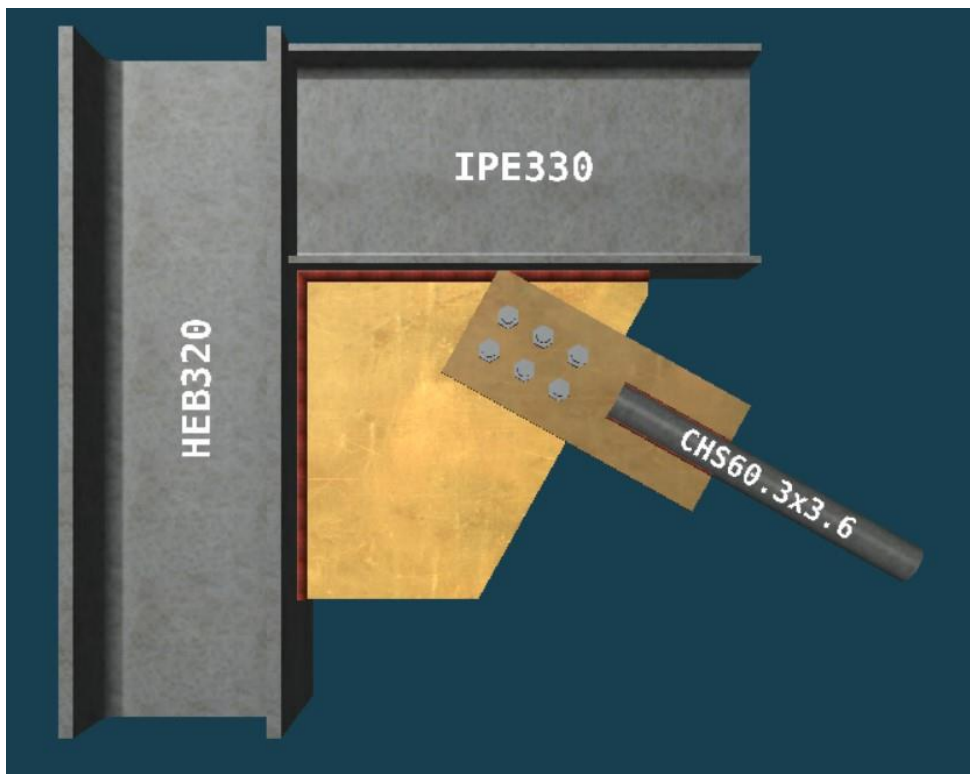
$$F_{b,Rd} = k_1 \cdot \frac{\alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \cdot m = 680,84 \text{ kN}$$

Το κριτήριο ολκιμότητας ικανοποιείται:

$$1,2 \cdot N_{pl,Rd} \leq F_{b,Rd} \leq F_{v,Rd} \rightarrow 670,93 \leq 680,84 \leq 875,52$$



Εικόνα 7.7 Χαρακτηριστικά σύνδεσης διατομής



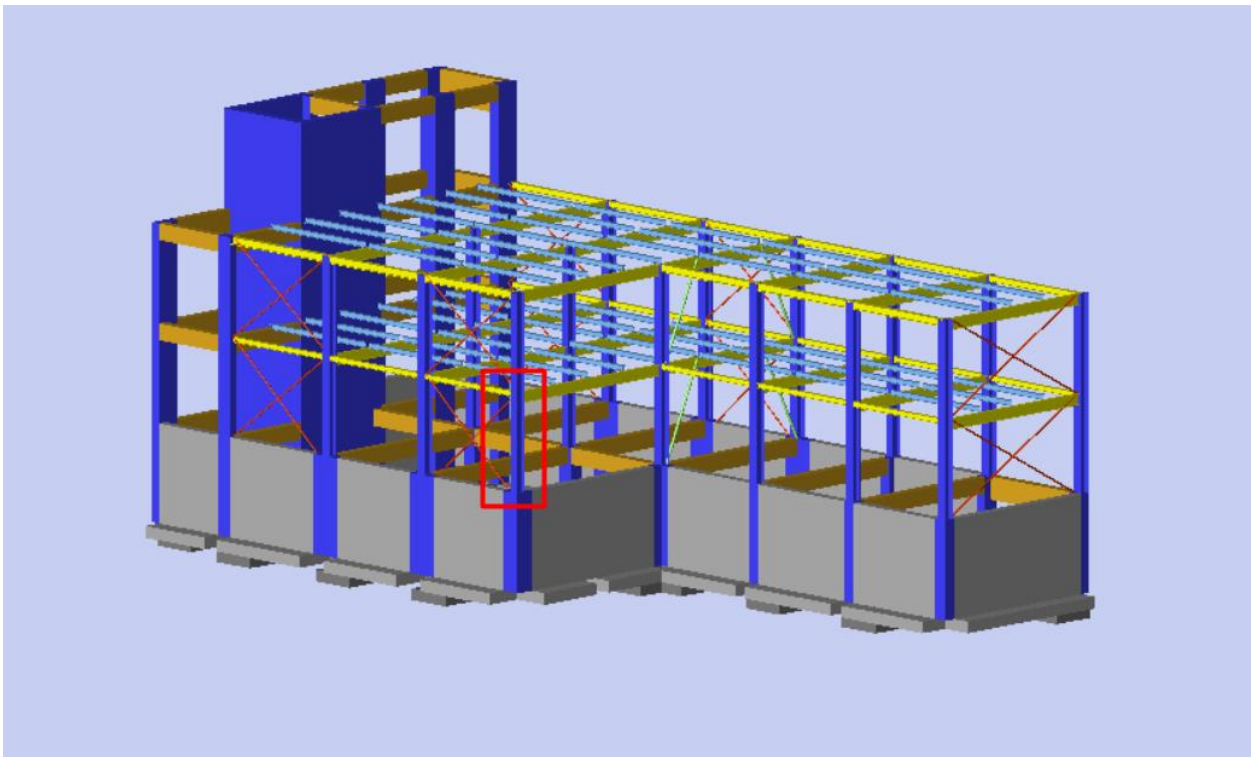
Εικόνα 7.8 Τελική Σύνδεση

6.5 Έδραση υποστυλώματος

Το μεταλλικό κτήριο που μελετάται βρίσκεται πάνω από υπόγειο το οποίο είναι κατασκευασμένο από σκυρόδεμα, συνεπώς, τα υποστυλώματα δεν εδράζονται απευθείας στα θεμέλια. Προκειμένου να διατηρηθούν τα αγκύρια στη φάση κατασκευής σε σταθερές μεταξύ τους αποστάσεις κοχλιώνονται σε μία επίπεδη λεπτή πλάκα (καλίμπρα).

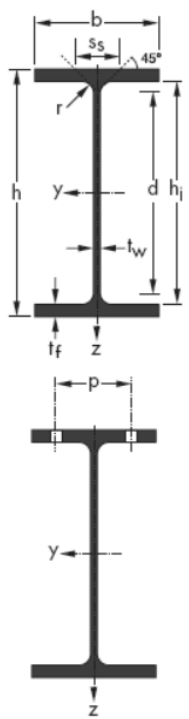
Η σύνδεση που σχεδιάστηκε και ελέγχθηκε με το πρόγραμμα ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ φαίνεται στην εικόνα 7.9. Για το σχεδιασμό και τον έλεγχο της εξεταζόμενης σύνδεσης χρησιμοποιήθηκαν 4 αγκύρια με άγκιστρο διαμέτρου M22 και ποιότητας S235.

Στην εικόνα 7.10 φαίνονται τα δεδομένα της σύνδεσης και στην εικόνα 7.11 φαίνεται το παράθυρο εισαγωγής των γενικών χαρακτηριστικών.

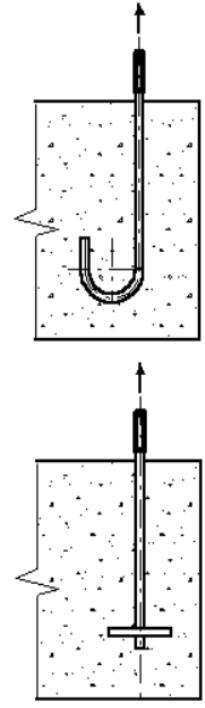


Εικόνα 7.9 Θέση της εξεταζόμενης σύνδεσης

Type	HEB
Name	320
h	320.00
b	300.00
tw	11.50
tf	20.50
r1	27.00
r2	NaN
G	127.00
A	161.30
Avy	102.57
Avz	32.10
Iy	30820
Iy	1926
Wply	2149
iy	13.82
A_z	51.77
Iz	9239
Wz	615.9
Wplz	939.1
iz	7.57
Ss	84.13
IT	225.1
Iw	2069000.00
ys	NaN
ym	NaN
a	0.2376
aVy	0.7624
aVz	0.3209
KSLYY	2
KSLZZ	3
ADok	0.000
AYpo	0.000
hi	279.00
d	225.00
BoltName	M27
pmin	122.00



Name	M22
D	22
d0	2.00
A	380.00
A_S	303.00
A_K	282.00
s	36.00
e	39.55
k	14
m	18.0
Dh	39.0
t	4.0
STD1	ISO 965-1
STD2	DIN 6914



Εικόνα 7.10 Δεδομένα σύνδεσης

Η μέθοδος επίλυσης όλων των τύπων συνδέσεων που καλύπτει το πρόγραμμα στηρίζεται στην μέθοδο των ‘Βασικών στοιχείων’ δηλαδή η συνολική αντοχή της σύνδεσης ελέγχεται μέσω της αντοχής των επιμέρους στοιχείων που την αποτελούν. Τα βασικά στοιχεία που εξετάζονται με σκοπό τον έλεγχο της αντοχής της σύνδεσης είναι τα εξής:

- Αντοχή σκυροδέματος σε θλίψη
Εξετάζεται η αντοχή τριών μη υπερκαλυπτόμενων βραχέων ταυ όπως φαίνονται στην εικόνα
Η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη ενός βραχέως ταυ υπολογίζεται από τη σχέση:

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \cdot b_{eff} \cdot l_{eff}$$

όπου,
 b_{eff} , l_{eff} είναι το ενεργό πλάτος και ενεργό μήκος του βραχέος ταυ
 $f_{jd} = \beta_j \cdot F_{Rdu} / (b_{eff} \cdot l_{eff})$ η αντοχή σχεδιασμού σε σύνθλιψη του κόμβου
 F_{Rdu} είναι η συγκεντρωμένη δύναμη σχεδιασμού της αντοχής
 β_j ο συντελεστής του υλικού της βάσης του κόμβου
 Σημείωση

Το ενεργό μήκος και το ενεργό πλάτος ενός ισοδύναμου βραχέος ταν αποτελεί σχηματικό μέγεθος και μπορεί να είναι μικρότερο ή ίσο με την πραγματική διάσταση του βασικού συστατικού μέρους που προσομοιώνει.

- Αντοχή αγκυρίων σε εφελκυσμό

Σύμφωνα με τον EN1993.Μέρος 1-8 η αντοχή ενός αγκυρίου σε εφελκυσμό δίνεται από τον τύπο:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_u \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \text{ όπου, } k_2=0,9 \text{ για κοχλία/ αγκύριο μη βυθισμένης κεφαλής}$$

Επιπλέον, υπολογίζεται και το απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης με βάση το τύπο και τη ποιότητα του αγκυρίου που χρησιμοποιείται.

Σημείωση

Η αντοχή σχεδιασμού των αγκυρίων λαμβάνεται από τη μικρότερη τιμή της αντοχής σχεδιασμού σε εφελκυσμό του αγκυρίου και της αντοχής σχεδιασμού της συνάφειας του σκυροδέματος και του αγκυρίου σύμφωνα με το EN1992-1-1. Ωστόσο, όταν τα αγκύρια διαθέτουν πλάκα συγκράτησης όπως στη συγκεκριμένη περίπτωση δε πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η συνεισφορά της συνάφειας.

- Αντοχή της πλάκας έδρασης σε κάμψη

Η αντοχή σχεδιασμού και ο μηχανισμός αστοχίας μετωπικής πλάκας σε κάμψη, σε συνδυασμό με τους κοχλίες σε εφελκυσμό, υπολογίζεται με βάση ένα ισοδύναμο βραχύ ταν για κάθε μεμονωμένη σειρά αγκυρίων καθώς και για κάθε ομάδα αγκυρίων που απαιτείται να παραλάβουν εφελκυσμό (ίδια μέθοδος που χρησιμοποιήθηκε και στη παράγραφο 6.4).

- Πέλμα και κορμός υποστυλώματος σε θλίψη

Η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη ενός πέλματος στύλου και της παρακείμενης θλιβόμενης ζώνης

του κορμού του δίνεται από το τύπο:

$$F_{c,fc,Rd} = M_{c,Rd} / (h - t_{fc})$$

- Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό

Η αντοχή σχεδιασμού ενός μη ενισχυμένου κορμού υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό προσδιορίζεται από τη σχέση:

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

Η επεξήγηση των συμβόλων έχει γίνει αναλυτικά στη παράγραφο 6.4.

- Αντοχή των στοιχείων της σύνδεσης σε τέμνουσα

Εφόσον στην εξεταζόμενη σύνδεση δεν έχει τοποθετηθεί στοιχείο διάτμησης ελέγχεται η αντοχή σε τέμνουσα των αγκυρίων και η αντοχή της πλάκας έδρασης σε σύνθλιψη άντυγας.

Γεωμετρικά στοιχεία επιφάνειας έδρασης

Αυτόματος υπολογισμός τιμών

B [mm] D [mm] H [mm] tg [mm]

Ποιότητα Σκυροδέματος:

Διαστάσεις πλάκας έδρασης

Αυτόματος υπολογισμός τιμών

br [mm] dp [mm] tp [mm] Ποιότητα χάλυβα:

Μήκος επέκτασης πλάκας έδρασης άνω: [mm]

Μήκος επέκτασης πλάκας έδρασης κάτω: [mm]

Πάχος συγκόλλησης κορμού: aw = [mm] Πάχος συγκόλλησης πέλματος: af = [mm]

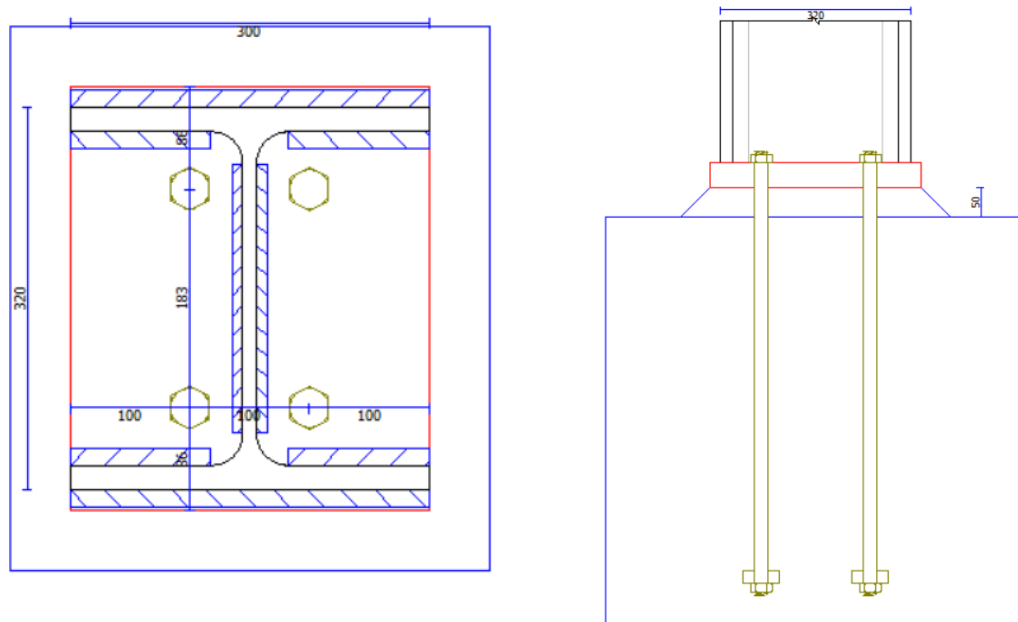
Ενισχυτικό έλασμα βάσης έδρασης υποστυλώματος

Ενισχυτικό έλασμα βάσης έδρασης υποστυλώματος

Αυτόματος υπολογισμός τιμών

h [mm] t [mm] Ποιότητα χάλυβα:

Εικόνα 7.11 Χαρακτηριστικά σύνδεσης διατομής



Εικόνα 7.12 Τελική Σύνδεση

ΑΝΤΟΧΗ/ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΑΝΑ ΦΟΡΤΙΣΗ				ΑΝΑΛΥΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΡΙΣΙΜΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ: 21				ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΚΡΙΣΙΜΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ: 21			ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΚΡΙΣΙΜΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ: 21				
Φόρτ.	Nc (kN)	Mc (kNm)	e/zi	Vc (kN)	Nj,Rd (kN)	Mj,Rd (kNm)	Vj,Rd (kN)	nj	mj	vj	σw (MPa)	τw (MPa)	σw / σwRd	τw / τwRd	Sj,ini / (EI/L)
21	-27,84	39,82	9,55	10,27	-65,76	94,06	299,19	0,42	0,42	0,03	24,66	3,81	0,09	0,02	12,07
22	-102,21	-29,18	1,91	21,56	-620,33	-177,10	299,19	0,16	0,16	0,07	10,42	7,98	0,04	0,04	14,48
23	-26,51	37,61	9,47	9,48	-66,35	94,15	299,19	0,40	0,40	0,03	23,27	3,51	0,08	0,02	12,08
24	-103,54	-26,97	1,74	20,65	-760,48	-198,09	299,19	0,14	0,14	0,07	8,78	7,65	0,03	0,04	14,84
25	-29,39	33,10	7,52	7,47	-86,24	97,12	299,19	0,34	0,34	0,02	19,91	2,77	0,07	0,01	12,21
26	-100,66	-22,46	1,49	18,53	-1147,84	-256,10	299,19	0,09	0,09	0,06	5,96	6,86	0,02	0,03	15,57
27	-30,47	37,20	8,15	9,05	-78,62	95,98	299,19	0,39	0,39	0,03	22,62	3,35	0,08	0,02	12,16
28	-99,58	-26,56	1,78	20,33	-719,95	-192,02	299,19	0,14	0,14	0,07	8,87	7,53	0,03	0,04	14,74
29	-115,94	10,36	0,60	11,22	-2178,91	194,76	465,41	0,05	0,05	0,02	0,00	4,16	0,00	0,02	10,42
30	-65,03	5,32	0,55	6,02	-2266,11	185,42	465,41	0,03	0,03	0,01	0,00	2,23	0,00	0,01	10,42

Λόγοι Αντοχής : $n_j = N_{sd} / N_{jRd}$ $m_j = M_{sd} / M_{jRd}$ $v_j = V_{sd} / V_{jRd}$

ΑΝΤΟΧΗ/ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΑΝΑ ΦΟΡΤΙΣΗ				ΑΝΑΛΥΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΡΙΣΙΜΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ: 21				ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΚΡΙΣΙΜΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ: 21			ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΚΡΙΣΙΜΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ: 21				
				$N_{j,Rd} = -65,8 \text{ kN}$ $M_{j,Rd} = 94,1 \text{ kNm}$ $V_{j,Rd} = 299,2 \text{ kN}$				$n_j = 0,42$ $f_{jd} / f_{jdm\alpha x} = 0,67$ $m_j = 0,42$ $e/zi = 9,55$ (Προέκταση Κάμψη με θλιψη) $v_j = 0,03$			<input type="checkbox"/> Ανάλυση Τρέχουσας Διερεύνησης				
ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ (kN)															
ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ											ΔΙΑΤΜΗΣΗ				
σειρά	2Bt,Rd	Ft_lim, .c.pl	Ft_lim, .c.fc	Ft_lim, .t.ep	Ft_lim, .t.wc	Ft_lim, 1.9Bt,Rd	Fti,Rd	a	2Fv,Rd	2Fb,Rd	Fvi,Rd				
2	349,1								232,7	1330,6	232,7				
1	349,1	1666,7	1686,2	349,1	M3i	636,1	i		349,1	0%	232,7	1330,6	66,5		
<input type="checkbox"/> σε μορφή ποσοστών (%) Μέγιστης Αντοχής σειράς κοχλιών															
Μέγιστη Εφελκυστική Αντοχή σειράς κοχλιών: 2*Bt,Rd = 2*174,5 kN = 349,1 kN Μέγιστη Διατμητική Αντοχή σειράς κοχλιών: 2*Fv,Rd = 2*116,4 kN = 232,7 kN															

ΑΝΤΟΧΗ/ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ
ΑΝΑ ΦΟΡΤΙΣΗ

ΑΝΑΛΥΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΡΙΣΙΜΗΣ
ΦΟΡΤΙΣΗΣ: 21

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΚΡΙΣΙΜΗΣ
ΦΟΡΤΙΣΗΣ: 21

ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΚΡΙΣΙΜΗΣ
ΦΟΡΤΙΣΗΣ: 21

Mj,Rd	Mj,Rd (kNm)						
ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ	ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΩΝ						
	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
M12	13,1	13,1	16,4	16,4	19,6	26,2	32,7
M16	24,4	24,4	30,5	30,5	36,6	48,7	60,9
M20	38,0	38,0	47,5	47,5	57,0	76,1	95,1
M22	47,0	47,0	58,8	58,8	70,5	94,1	117,6
M24	54,8	54,8	68,5	68,5	82,2	109,6	137,0
M27	71,2	71,2	89,1	89,1	106,9	142,5	171,4
M30	87,1	87,1	108,8	108,8	130,6	171,4	171,4
M36	126,8	126,8	158,5	158,5	171,4	171,4	171,4

ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ

l (mm) =

Εμφάνιση Λόγων Αντοχής

ΑΝΤΟΧΗ/ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ
ΑΝΑ ΦΟΡΤΙΣΗ

ΑΝΑΛΥΣΗ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΡΙΣΙΜΗΣ
ΦΟΡΤΙΣΗΣ: 21

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΚΡΙΣΙΜΗΣ
ΦΟΡΤΙΣΗΣ: 21

ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ ΚΡΙΣΙΜΗΣ
ΦΟΡΤΙΣΗΣ: 21

$S_j \cdot i_{ni} / (EI/L) = 12,07 > 12$ (Περιοχή 1: Ακαμπτος κόμβος)
 $\beta_0 = 0,24 < 1.36$
 $S_j \cdot i_{ni} = 248037 \text{ kNm/rad}$
 $\mu = 1.00 \quad S_j = 248037 \text{ kNm/rad}$

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ (mm)								
	k13	k15	k16	k_eff	k_Tl = k_Tr	k_Cl = k_Cr	z	kj
	23,87				143,13	23,87	241,3	21,31
σειρά								
2		0,00	0,00	0,00				
1		140,97	2,16	143,13				

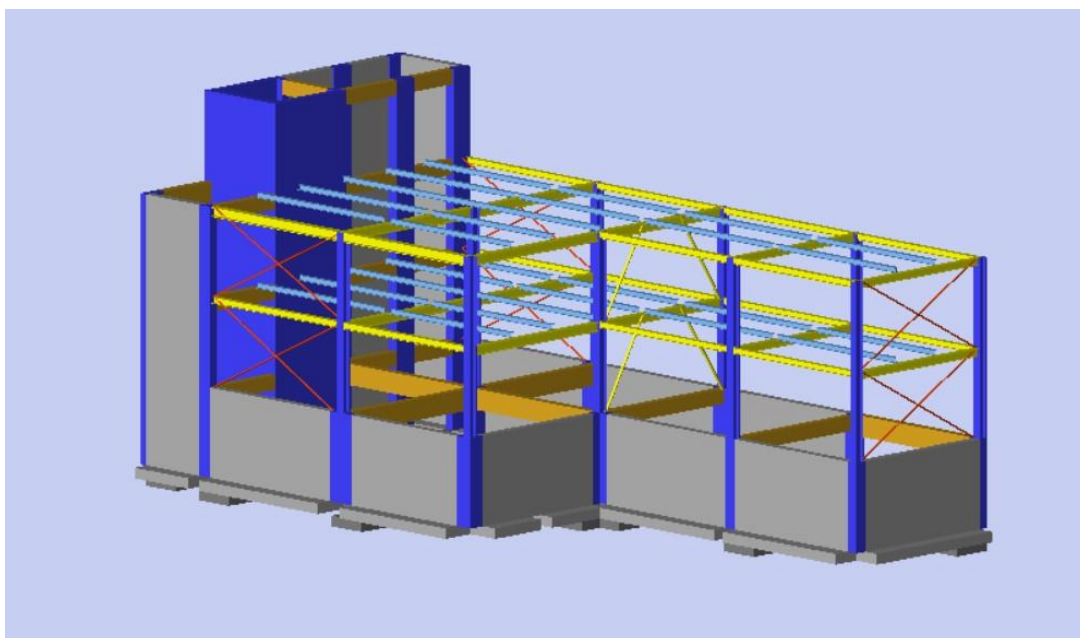
7 Προτεινόμενη Λύση Σύμμικτης Κατασκευής - Προσομοίωμα Γ

7.1 Περιγραφή κτηρίου

Ο κυριότερος λόγος που προτείνεται μια καλύτερη και προτεινόμενη λύση (Προσομοίωμα Γ) είναι η εκμετάλλευση των ιδιοτήτων του χάλυβα στην κατασκευή. Ο σχεδιασμός έγινε αυξάνοντας την απόσταση των υποστυλωμάτων μεταξύ τους κατά την διεύθυνση χ του φορέα, δηλαδή από 4m που ήταν προηγουμένος αυξήθηκε στα 6m. Επίσης αυξήθηκε και το πλάτος μεταξύ των διαδοκίδων που παραλαμβάνουν τις δυνάμεις της πλάκας και από 1,5m έγιναν 1,9m.

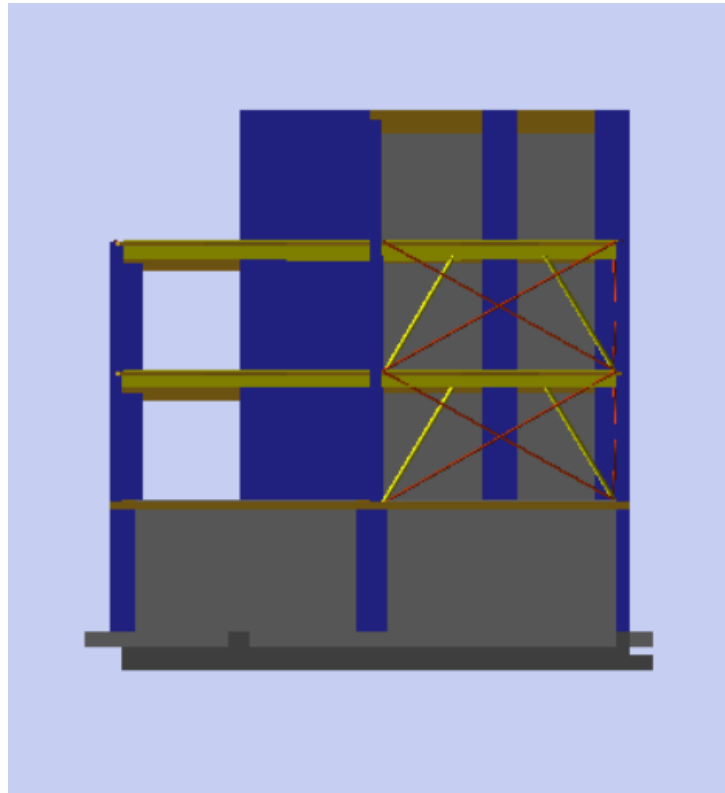
Οι πλάκες εδράζονται σε διαδοκίδες διατομής HEA180 και αυτές επί δευτερευουσών δοκών HEA300 καθώς και επάνω στις κύριες δοκούς HEA200 περιμετρικά και HEA300 στα εσωτερικά ανοίγματα ισογείου. Στον 1^ο όροφο οι διατομές αλλάζουν, HEB200 και HEB320 για τα περιμετρικά ανοίγματα ενώ για τα εσωτερικά HEA300 και στην μεγάλη κύρια δοκό HEB320.

Τα φορτία μεταφέρονται από τις δοκούς στα υποστυλώματα (HEB300) και από εκεί στη θεμελίωση. Τα οριζόντια φορτία παραλαμβάνονται κατά τη διεύθυνση $x-x$ με 1 κατακόρυφο σύνδεσμο τύπου X (CHS 48.3x5) ενώ κατά τη διεύθυνση $y-y$ με 1 κατακόρυφο συνδέσμου τύπου X (CHS 60.3x5) και ενός συνδέσμου τύπου Λ με εκκεντρότητα (CHS 88.9x6) (αρθρωτές συνδέσεις δοκών – πλαισίων).

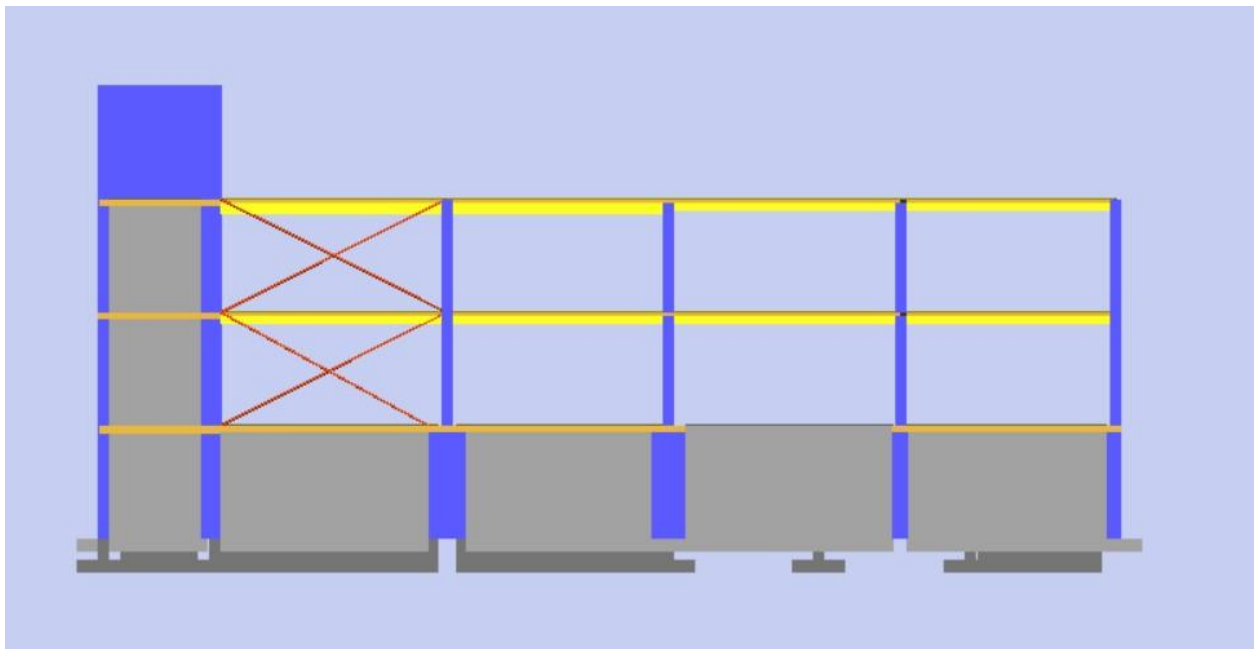


Εικόνα 8.1 Προσομοίωμα Γ

7.2 Όψεις κτηρίου (προσομοίωμα Γ)

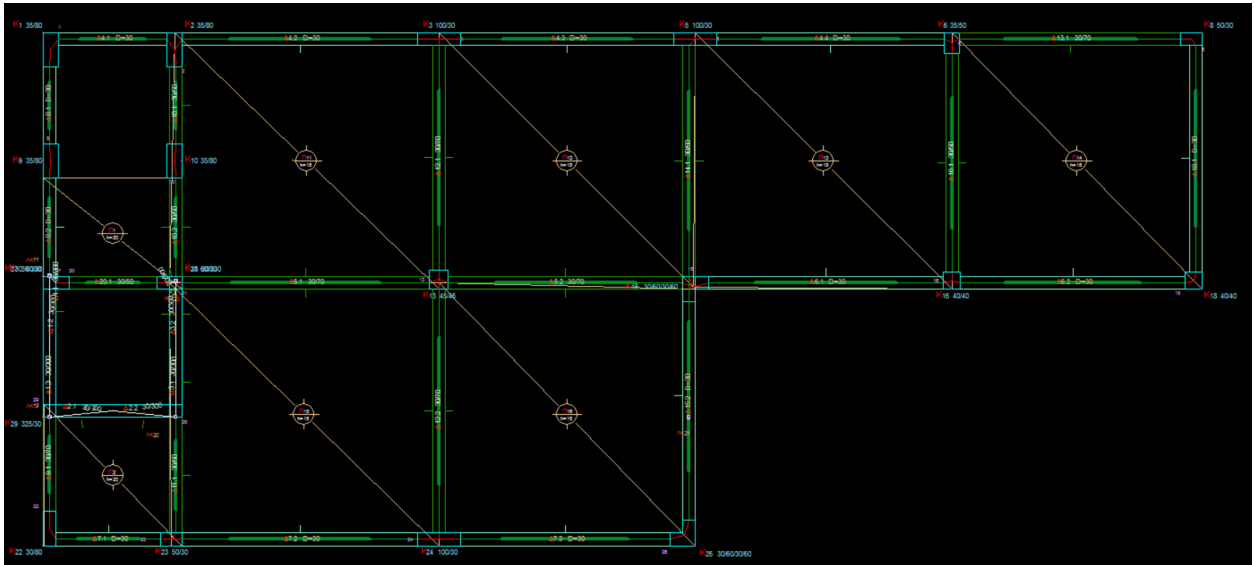


Εικόνα 8.2 Πρόσοψη κτηρίου

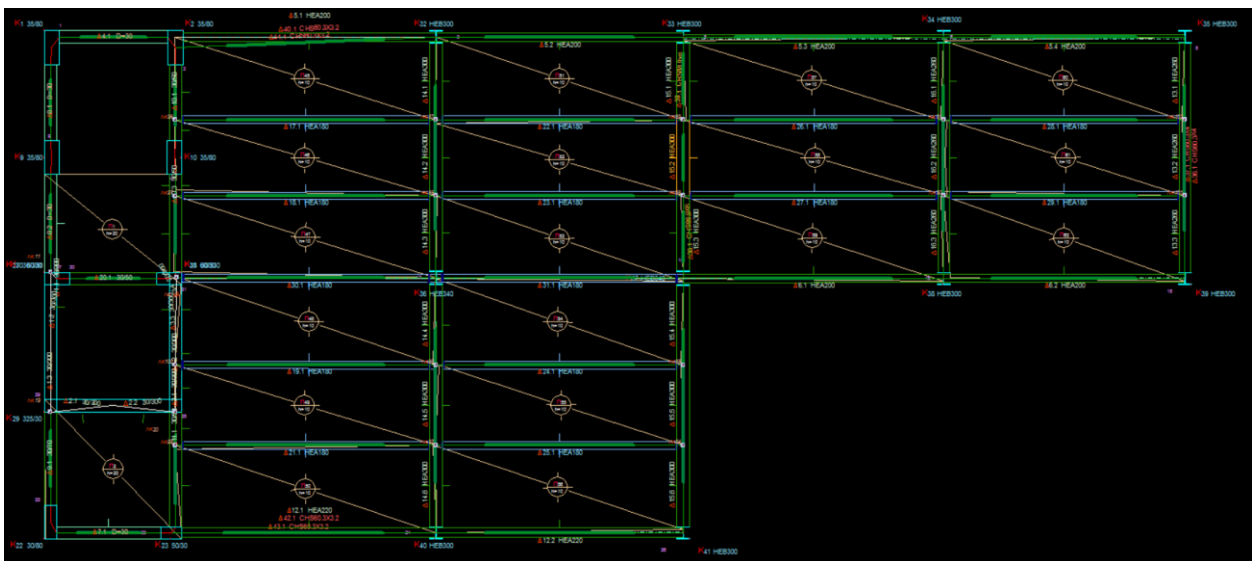


Εικόνα 8.3 Πλάγια όψη κτηρίου

7.3 Σχέδια κτηρίου



Εικόνα 8.4 Κάτοψη ξυλότυπου Υπογείου



Εικόνα 8.5 Κάτοψη ξυλότυπου Ισογείου

7.4 Μετακινήσεις επιπέδων

Επίπεδο [/]	Υψόμετρο [m]	θ [/]	$1/(1-\theta)$ [/]	dsX [cm]	dsZ [cm]
1	0.00	0.022	1.0000	0.43	0.66
2	3.00	0.018	1.0000	1.15	1.53
3	6.00	0.014	1.0000	1.88	2.34
4	9.00	0.013	1.0000	2.61	1.14

Παρατηρούνται μετακινήσεις κορυφής κατά την διεύθυνση x στην οροφή ισογείου 0,80cm και στην οροφή του 1^{ου} ορόφου 1,31cm. Αντιθέτως κατά την διεύθυνση z οι μετακινήσεις παρατηρούνται μεγαλύτερες, στην οροφή ισογείου 1,38cm και στην οροφή του 1^{ου} ορόφου 2,18cm.

Οι διαφορές αυτές οφείλονται στην ασυμμετρία της κατασκευής καθώς κατά την χ διεύθυνση το μήκος είναι πολύ μεγαλύτερο και πολύ μικρότερο το πλάτος της κατασκευής, ως εκ τούτου έχει και μικρότερη δυσκαμψία κατά την διεύθυνση αυτή.

8 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

8.1 Γενικά

Στη διπλωματική εργασία εξετάσαμε εναλλακτική λύση μιας υπάρχουσας κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα με σύμμικτη κατασκευή. Μελετήθηκαν δύο περιπτώσεις σύμμικτης κατασκευής, μία κρατώντας σταθερή την γεωμετρία της κατασκευής και μια προτεινόμενη λύση βελτιώνοντας την γεωμετρία της κατασκευής.

Σκοπός των επιλύσεων ήταν η σύγκριση των 2 διαφορετικών τύπων κατασκευών, από οπλισμένο σκυρόδεμα και σύμμικτης κατασκευής, και η επιλογή της πιο συμφέρουσας τόσο από θέμα κόστους όσο και από θέμα δυναμικής συμπεριφοράς, αντοχής και χρόνου κατασκευής. Η σύγκριση αυτή θα γίνει λαμβάνοντας υπόψιν τα παρακάτω κριτήρια:

1. Βάρος Κατασκευών
2. Οικονομοτεχνική Μελέτη
3. Ιδιομορφές
4. Μετακινήσεις Οροφής

8.2 Βάρος κατασκευών

Όσον αφορά το βάρος των κατασκευών, στους παρακάτω πίνακες που ελήφθησαν από τις προμετρήσεις του Fespa, μπορούμε να δούμε για κάθε πρόταση τα βάρη των οπλισμών, τα κυβικά του σκυροδέματος που θα χρειαστούν, αλλά και τα μήκη και τα βάρη των διατομών του μεταλλικού πλαισίου

Προσομοίωμα Α – Κτήριο από οπλισμένο σκυρόδεμα

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Διάμετρος [mm]	Μήκος [m]	Kg B500C Βάρος [Kgr]	
Φ8	25615,95	10107,65	
Φ10	14627,30	9019,60	
Φ12	5149,50	4572,50	
Φ14	1374,70	1662,25	
Φ16	3989,35	6293,70	
Φ18	2007,80	4011,80	
Φ20	517,35	1275,85	

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m ²]	2398,25	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	36943,35
Αφαιρούνται	[m ²]	81,35	Όγκος Σκυροδέματος	[m ³]	469,65
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m ²]	2316,90	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m ³]	78,65

Προσομοίωμα Β – Κτήριο από σύμμικτη κατασκευή

Προμέτρηση: Σύνολο κτιρίου

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Διάμετρος [mm]	Μήκος [m]	Kg B500C Βάρος [Kgr]	
Φ8	18001,55	7102,65	
Φ10	14946,45	9215,90	
Φ12	3843,50	3413,00	
Φ14	972,50	1171,95	
Φ16	2641,50	4164,60	
Φ18	1286,45	2572,00	
Φ20	362,05	892,90	

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m ²]	2099,65	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	28533,00
Αφαιρούνται	[m ²]	79,50	Όγκος Σκυροδέματος	[m ³]	343,20
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m ²]	2020,15	Αναλογία Σδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m ³]	83,15

Συνολική προμέτρηση μεταλλικών μελών

A/A [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Συνολ. μήκος [m]	Συνολ. βάρος [Kg]
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB320	90,00	11430,00
2	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA160	47,29	1437,50
3	ΤΕΓΙΔΑ	HEA160	229,45	6975,16
4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	ΙΡΕ330	93,13	4572,92
5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	CHS48.3X5	76,83	410,30
6	ΡΑΒΔΟΣ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	CHS88.9X6	13,19	162,29
7	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	CHS60.3X3.6	24,52	123,33
8	ΖΥΓΩΜΑ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ V/Λ	ΙΡΕ330	2,63	129,26
9	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEB180	23,64	1210,20
10	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEB220	23,65	1690,93
11	ΖΥΓΩΜΑ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ V/Λ	ΙΡΕ360	2,63	150,32
12	ΑΘΡΟΙΣΜΑΤΑ	----	626,97	28292,19

Προσομοίωμα Γ – Προτεινόμενο Κτήριο από σύμμικτη κατασκευή

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Διάμετρος [mm]	Μήκος [m]	Kg B500C Βάρος [Kgr]	
Φ8	17195,50	6784,85	
Φ10	17114,70	10552,30	
Φ12	2924,50	2597,00	
Φ14	995,80	1202,70	
Φ16	2260,70	3562,40	
Φ18	1043,65	2087,10	
Φ20	404,15	996,70	

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m ²]	2178,65	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	27783,05
Αφαιρούνται	[m ²]	79,40	Όγκος Σκυροδέματος	[m ³]	347,20
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m ²]	2099,25	Αναλογία Σδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m ³]	80,00

Προμέτρηση μεταλλικών μελών

Συνολική προμέτρηση μεταλλικών μελών

A/A [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Συνολ. μήκος [m]	Συνολ. βάρος [Kg]
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB300	42,00	4914,00
2	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB340	6,00	804,00
3	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB320	12,00	1524,00
4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA200	35,46	1500,13
5	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA220	11,83	597,59
6	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA260	10,80	736,56
7	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA300	20,33	1795,43
8	ΖΥΓΩΜΑ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ V/Λ	HEA300	1,79	157,76
9	ΤΕΓΙΔΑ	HEA180	160,46	5596,30
10	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	CHS60.3X4	24,62	136,66
11	ΖΥΓΩΜΑ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ V/Λ	CHS88.9X6	14,00	172,16
12	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	CHS60.3X3.2	52,70	237,66
13	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEB200	23,64	1448,92
14	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEB220	11,83	845,68
15	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEB320	11,83	1502,76
16	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA240	10,80	651,24
17	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEB300	18,44	2157,48
18	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEB360	3,68	522,56
19	ΑΘΡΟΙΣΜΑΤΑ	----	472,21	25400,89

8.3 Οικονομοτεχνική Μελέτη

Εκτιμάται ότι το κόστος για το σκυρόδεμα ποιότητας C20/25 συμπεριλαμβανομένης της προμήθειας, μεταφοράς στο εργοτάξιο, διάστρωσης και συμπύκνωσης ανέρχεται στα 250€/m³. Το κόστος του δομικού χάλυβα ανέρχεται στα 0,80€/kg ενώ του χάλυβα μεταλλικών διατομών 1,20€/kg. Με τη βοήθεια των παραπάνω κατασκευάστηκαν οι παρακάτω πίνακες.

	Προσομοίωμα		
	A	B	Γ
Βάρος Χάλυβα (kg)		28292,19	25400,89
Όγκος Σκυροδέματος (m³)	469,65	308,7	312,3
Βάρος Σιδηρού Οπλισμού	36943,35	28533	27783
Τιμή σκυροδέματος € (200€/m³)	117412,5	77175	78075
Τιμή Δομικού Χάλυβα € (0,8 €/kg)	29554,68	22826,4	22226,4
Τιμή Χάλυβα Διατομών € (1,2 €/kg)	0	33950,628	30481,068
ΣΥΝΟΛΟ	146.967,18 €	133.952,03 €	130.782,47 €

Πίνακας 9.1 Κοστολόγηση Υλικών

8.4 Ιδιομορφές

Στην παράγραφο 4.4 παρουσιάστηκαν οι κυριότερες από τις ιδιομορφές της λύσης από μπετόν. Ακολουθούν οι αναλυτικοί πίνακες με τις ιδιομορφές αλλά και τα ποσοστά των μαζών που δρουν ανά ιδιομορφή για όλα τα προσομοιώματα.

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ Α

α) Ποσοστά των μαζών

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	3.363	0.000	71.005	3.363	0.000	71.005
2	89.292	0.000	4.214	92.655	0.000	75.218
3	0.707	0.000	20.716	93.363	0.000	95.935
4	1.612	0.000	1.159	94.975	0.000	97.094
5	1.160	0.000	0.591	96.135	0.000	97.685
6	3.438	0.000	0.101	99.574	0.000	97.786
7	0.079	0.000	0.077	99.652	0.000	97.863
8	0.002	0.000	1.348	99.654	0.000	99.211
9	0.003	0.000	0.018	99.657	0.000	99.229

Φορέας 2: (Μετάθεση μάζας κατά +Z)

Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	2.297	0.000	71.849	2.297	0.000	71.849
2	90.976	0.000	2.598	93.273	0.000	74.447
3	0.279	0.000	21.373	93.552	0.000	95.820
4	1.637	0.000	0.956	95.189	0.000	96.776
5	0.957	0.000	0.703	96.146	0.000	97.479
6	3.485	0.000	0.073	99.632	0.000	97.552
7	0.070	0.000	0.694	99.702	0.000	98.247
8	0.006	0.000	1.045	99.708	0.000	99.292
9	0.002	0.000	0.018	99.710	0.000	99.309

β) Ιδιοπερίοδος

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Οριζόντια	-	Οριζόντια	-
-	-	Συνιστώσα 0	[Ποσοστό g]	Συνιστώσα 90	[Ποσοστό g]
-	[sec]	[m/sec2]		[m/sec2]	
1	0.4495	2.04730	0.209	2.04730	0.209
2	0.3125	2.04730	0.209	2.04730	0.209
3	0.2198	2.04730	0.209	2.04730	0.209
4	0.1288	2.02417	0.206	2.02417	0.206
5	0.1194	2.01385	0.205	2.01385	0.205
6	0.0726	1.96283	0.200	1.96283	0.200
7	0.0524	1.94076	0.198	1.94076	0.198
8	0.0513	1.93949	0.198	1.93949	0.198
9	0.0441	1.93167	0.197	1.93167	0.197

Φορέας 2: (Μετάθεση μάζας κατά +Z)

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Οριζόντια	-	Οριζόντια	-
-	-	Συνιστώσα 0	[Ποσοστό g]	Συνιστώσα 90	[Ποσοστό g]
-	[sec]	[m/sec2]		[m/sec2]	
1	0.4191	2.04730	0.209	2.04730	0.209
2	0.3123	2.04730	0.209	2.04730	0.209
3	0.2304	2.04730	0.209	2.04730	0.209
4	0.1192	2.01362	0.205	2.01362	0.205
5	0.1107	2.00439	0.204	2.00439	0.204
6	0.0693	1.95920	0.200	1.95920	0.200
7	0.0509	1.93909	0.198	1.93909	0.198
8	0.0504	1.93850	0.198	1.93850	0.198
9	0.0423	1.92972	0.197	1.92972	0.197

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ Β

α) Ποσοστά των μαζών

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

Ιδιομορφή	X-διεύθ.	Y-διεύθ.	Z-διεύθ.	X-ολική	Y-ολική	Z-ολική
-	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
1	48.070	0.000	33.189	48.070	0.000	33.189
2	43.573	0.000	40.895	91.643	0.000	74.084
3	0.193	0.000	20.407	91.835	0.000	94.491
4	4.091	0.000	0.060	95.926	0.000	94.551
5	0.132	0.000	2.208	96.058	0.000	96.759
6	2.621	0.000	0.263	98.679	0.000	97.022
7	0.000	0.000	0.060	98.679	0.000	97.082
8	0.006	0.000	0.041	98.685	0.000	97.123
9	0.005	0.000	0.051	98.690	0.000	97.174

Φορέας 2: (Μετάθεση μάζας κατά +Z)

Ιδιομορφή	X-διεύθ.	Y-διεύθ.	Z-διεύθ.	X-ολική	Y-ολική	Z-ολική
-	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
1	76.570	0.000	12.756	76.570	0.000	12.756
2	15.445	0.000	68.388	92.015	0.000	81.143
3	0.080	0.000	13.326	92.095	0.000	94.469
4	3.780	0.000	0.058	95.875	0.000	94.528
5	0.039	0.000	2.144	95.914	0.000	96.672
6	3.114	0.000	0.127	99.028	0.000	96.798
7	0.002	0.000	0.065	99.030	0.000	96.863
8	0.034	0.000	0.012	99.064	0.000	96.875
9	0.026	0.000	0.031	99.090	0.000	96.906

β) Ιδιοπερίοδος

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Οριζόντια	-	Οριζόντια	-
-	-	Συνιστώσα 0	[Ποσοστό g]	Συνιστώσα 90	[Ποσοστό g]
-	[sec]	[m/sec2]		[m/sec2]	
1	0.3181	1.17720	0.120	1.17720	0.120
2	0.2848	1.17720	0.120	1.17720	0.120
3	0.1943	1.17720	0.120	1.17720	0.120
4	0.1143	1.19590	0.122	1.19590	0.122
5	0.0866	1.21037	0.123	1.21037	0.123
6	0.0743	1.21682	0.124	1.21682	0.124
7	0.0664	1.22096	0.124	1.22096	0.124
8	0.0614	1.22358	0.125	1.22358	0.125
9	0.0538	1.22755	0.125	1.22755	0.125

Φορέας 2: (Μετάθεση μάζας κατά +Z)

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Οριζόντια	-	Οριζόντια	-
-	-	Συνιστώσα 0	[Ποσοστό g]	Συνιστώσα 90	[Ποσοστό g]
-	[sec]	[m/sec2]		[m/sec2]	
1	0.3054	1.17720	0.120	1.17720	0.120
2	0.2748	1.17720	0.120	1.17720	0.120
3	0.1942	1.17720	0.120	1.17720	0.120
4	0.1066	1.19991	0.122	1.19991	0.122
5	0.0811	1.21327	0.124	1.21327	0.124
6	0.0685	1.21982	0.124	1.21982	0.124
7	0.0624	1.22304	0.125	1.22304	0.125
8	0.0571	1.22581	0.125	1.22581	0.125
9	0.0536	1.22761	0.125	1.22761	0.125

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ Γ

α) Ποσοστά των μαζών

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	83.357	0.000	4.427	83.357	0.000	4.427
2	7.790	0.000	68.854	91.147	0.000	73.281
3	0.524	0.000	21.416	91.671	0.000	94.696
4	4.700	0.000	0.152	96.371	0.000	94.849
5	0.691	0.000	1.016	97.062	0.000	95.865
6	1.667	0.000	0.800	98.729	0.000	96.665
7	0.001	0.000	0.102	98.730	0.000	96.768
8	0.003	0.000	0.145	98.733	0.000	96.913
9	0.012	0.000	0.163	98.746	0.000	97.076

Φορέας 2: (Μετάθεση μάζας κατά +Z)

Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	88.759	0.000	1.645	88.759	0.000	1.645
2	2.665	0.000	83.180	91.424	0.000	84.825
3	0.542	0.000	9.837	91.966	0.000	94.662
4	4.295	0.000	0.144	96.261	0.000	94.806
5	0.582	0.000	1.004	96.844	0.000	95.810
6	2.137	0.000	0.629	98.981	0.000	96.439
7	0.001	0.000	0.158	98.981	0.000	96.597
8	0.037	0.000	0.111	99.018	0.000	96.707
9	0.024	0.000	0.069	99.042	0.000	96.776

β) Ιδιοπερίοδος

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος [sec]	Οριζόντια Συνιστώσα 0 [m/sec ²]	- [Ποσοστό g]	Οριζόντια Συνιστώσα 90 [m/sec ²]	- [Ποσοστό g]
1	0.3725	1.36487	0.139	1.42691	0.145
2	0.2951	1.36487	0.139	1.42691	0.145
3	0.2176	1.36487	0.139	1.42691	0.145
4	0.1291	1.34962	0.138	1.40300	0.143
5	0.0879	1.31965	0.135	1.35600	0.138
6	0.0776	1.31214	0.134	1.34422	0.137
7	0.0630	1.30151	0.133	1.32754	0.135
8	0.0589	1.29853	0.132	1.32288	0.135
9	0.0521	1.29364	0.132	1.31520	0.134

Φορέας 2: (Μετάθεση μάζας κατά +Z)

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος [sec]	Οριζόντια Συνιστώσα 0 [m/sec ²]	- [Ποσοστό g]	Οριζόντια Συνιστώσα 90 [m/sec ²]	- [Ποσοστό g]
1	0.3653	1.36487	0.139	1.42691	0.145
2	0.2783	1.36487	0.139	1.42691	0.145
3	0.2162	1.36487	0.139	1.42691	0.145
4	0.1207	1.34354	0.137	1.39345	0.142
5	0.0789	1.31314	0.134	1.34578	0.137
6	0.0711	1.30741	0.133	1.33679	0.136
7	0.0587	1.29843	0.132	1.32271	0.135
8	0.0538	1.29482	0.132	1.31706	0.134
9	0.0504	1.29234	0.132	1.31316	0.134

8.5 Μετακινήσεις

Στις παραγράφους 4.5, 5.11 και 8.4 αναφέρθηκαν οι μετακινήσεις σε κάθε επίπεδο του φορέα. Παρατηρείται ότι οι μετακινήσεις του κτηρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι πιο μεγάλες από αυτές της σύμμικτης κατασκευής. Αυτό δικαιολογείται καθώς η κατασκευή από μπετόν έχει πιο μεγάλη μάζα, επομένως η σεισμική δύναμη που ασκείται είναι μεγαλύτερη, παρουσιάζοντας έτσι πιο μεγάλες μετατοπίσεις. Αντιθέτως η σύμμικτη κατασκευή λόγω του ότι η μάζα είναι μικρότερη και σε συνδυασμό με τα σεισμικά μέλη (χιαστί) που παραλαμβάνουν τις σεισμικές δυνάμεις καθιστούν τις μετατοπίσεις λόγω του σεισμού πιο μικρές.

Ενδιαφέρον είναι επίσης το γεγονός ότι το Προσομοίωμα Γ παρουσιάζει ελαφριά μεγαλύτερες μετατοπίσεις από το Προσομοίωμα Β. Βασικός λόγος για την διαφορά αυτή είναι το γεγονός πως στην προτεινόμενη λύση έχουν αφαιρεθεί υποστυλώματα και κατακόρυφοι συνδέσμοι δυσκαμψίας, μικραίνοντας έτσι την συνολική δυσκαμψία του κτηρίου, άρα εμφανίζονται και πιο μεγάλες μετατοπίσεις.

Συγκεκριμένα κατά τον άξονα x-x της προτεινόμενης λύσης που έχουν μειωθεί οι κατακόρυφοι συνδέσμοι δυσκαμψίας από 2 σε 1 παρατηρείται αύξηση της τάξης του 30% ενώ κατά τον άξονα y-y παρατηρείται αύξηση κατά 7%, αρκετά μικρότερη.

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ Α

Επίπεδο [']	Υψόμετρο [m]	θ [']	$1/(1-\theta)$ [']	dsX [cm]	dsZ [cm]
1	0.00	0.030	1.0000	0.69	1.84
2	3.00	0.023	1.0000	1.65	4.31
3	6.00	0.017	1.0000	2.53	6.29
4	9.00	0.011	1.0000	3.46	2.04

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ Β

Επίπεδο [']	Υψόμετρο [m]	θ [']	$1/(1-\theta)$ [']	dsX [cm]	dsZ [cm]
1	0.00	0.018	1.0000	0.30	0.57
2	3.00	0.014	1.0000	0.80	1.38
3	6.00	0.011	1.0000	1.31	2.18
4	9.00	0.010	1.0000	1.85	0.98

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ Γ

Επίπεδο [']	Υψόμετρο [m]	θ [']	$1/(1-\theta)$ [']	dsX [cm]	dsZ [cm]
1	0.00	0.022	1.0000	0.43	0.66
2	3.00	0.018	1.0000	1.15	1.53
3	6.00	0.014	1.0000	1.88	2.34
4	9.00	0.013	1.0000	2.61	1.14

8.6 Συμπεράσματα

Η επιλογή του χάλυβα ως υλικό κατασκευής έχει πολλά πλεονεκτήματα όπως φάνηκε από την εργασία.

- Κατ' αρχάς, ο χάλυβας έχει μειωμένο βάρος σε σχέση με το μπετόν. Από την πρόχειρη οικονομοτεχνική μελέτη της παραγράφου 8.2 φαίνεται ότι με την επιλογή σύμμικτης κατασκευής εξοικονομούνται περίπου 15,000€. Επίσης τα χαλύβδινα στοιχεία του σκελετού έχουν μικρότερο ειδικό βάρος σε σχέση με τα ισοδύναμα από οπλισμένο σκυρόδεμα, μειώνουν τις απαιτήσεις θεμελίωσης, κάτι που αντιστοιχεί και σε οικονομικό όφελος.
- Έπειτα, παρόλο υπάρχει διαφορά στην κοστολόγηση των υλικών, ο χρόνος αποπεράτωσης ενός έργου μειώνεται αισθητά χρησιμοποιώντας τον χάλυβα, με αποτέλεσμα το έργο να έχει ακόμα μικρότερο κόστος. Και αυτό λόγω της εύκολης και αυτοματοποιημένης πλέον παραγωγής του χάλυβα και της απλής διαδικασίας ανέγερσης των χαλύβδινων σκελετών.
- Επιπλέον όπως προέκυψε από την ανάλυση και τις μετακινήσεις κάθε φορέα, λόγω της χρήσης του κτηρίου και τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις που θέλουν να έχει μεγάλες επιφάνειες από γυαλί, η επιλογή μιας σύμμικτης κατασκευής φαντάζει ιδανική. Μικρές μετακινήσεις σημαίνει ταυτόχρονα και μεγαλύτερη ασφάλεια όσο αφορά την χρήση γυαλιού.
- Τέλος, η κατασκευή από χάλυβα παρέχει εξασφάλιση ποιότητας, διότι οι δοκοί και τα υποστυλώματα που συνθέτουν την κατασκευή είναι τυποποιημένες βιομηχανικές διατομές υψηλών προδιαγραφών, χωρίς αποκλίσεις μεταξύ τους, σε αντίθεση με τα μέλη μιας συμβατικής κατασκευής που κατασκευάζονται στο εργοτάξιο.

Εξαιτίας όλων των παραπάνω λόγων, ενδείκνυται η επιλογή του χάλυβα ως υλικού για την μόνρφωση του κτηρίου και πιο συγκεκριμένα το ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ Γ.

9 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Ευρωκώδικας 1, «Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές», Μέρος 1-1 Βάσεις Σχεδιασμού, CEN, EN 1991 -1-1, 2002
2. Ευρωκώδικας 2, «Σχεδιασμός των κατασκευών από σκυρόδεμα» Μέρος 1-1, Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτήρια, CEN, EN1992-1-1, 2004
3. Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1, «Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτήρια» EN1993-1-1,
4. Ευρωκώδικας 3, «Design of steel structures», Μέρος 1-8, Design of joints, CEN, EN1993-1-1,2005
5. Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1, Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτήρια, EN, prENV1994-1-1, 2004
6. Ευρωκώδικας 8, «<<Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα>>», Μέρος 1-1, Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτήρια, EN1998-1,2004
7. Ι. Βάγια, Ι. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005
8. Ι. Βάγια, «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2000, 2η έκδοση
9. Ι. Βάγια, Ι. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του ευρωκώδικα 3», Τόμος 1, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005 2η έκδοση.
10. Ι. Βάγια, Ι. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του ευρωκώδικα 3», Τόμος 2, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005 2η έκδοση.
11. Εγχειρίδιο προγράμματος Sofistik.
12. Ιστοσελίδα της εταιρείας Έλαστρον χαλυβουργικά προϊόντα, <http://www.elastron.gr/el/>

