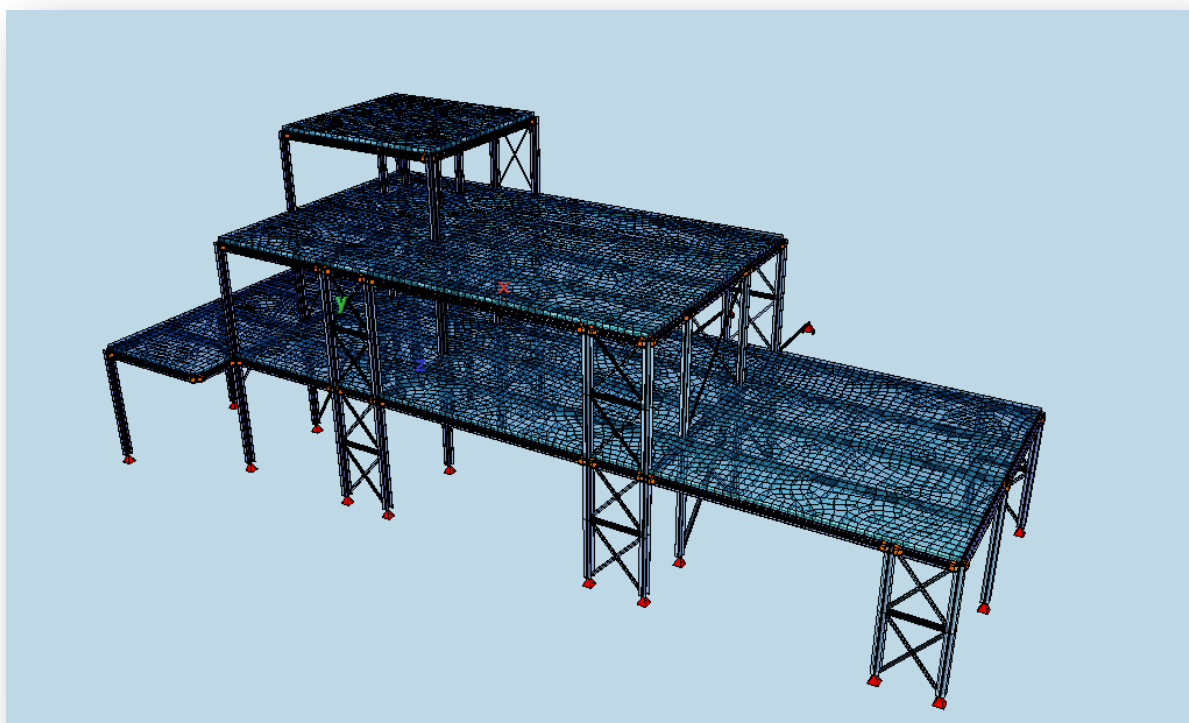




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Μόρφωση και διαστασιολόγηση διώροφου μεταλλικού κτιρίου



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Ναταλία Κατσαΐτη

Επιβλέπων: Τ. Αβραάμ

Αθήνα, Νοέμβριος 2013

ΕΜΚ ΔΕ 2013/84

Κατσαΐτη Ναταλία (2013).

Μόρφωση και διαστασιολόγηση δώροφου μεταλλικού κτιρίου
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2013/84
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Katsaiti Natalia (2013).

Study and design of a two-storey steel building
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2013/84
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Στον πατέρα μου Ανδρέα
και στη μητέρα μου Σοφία ...

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη.....	3
Ευχαριστίες.....	5
1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	6
1.1 Αρχιτεκτονικές απαιτήσεις και διαμόρφωση στατικού φορέα.....	7
1.2 Υλικά.....	9
1.2.1 Δομικός χάλυβας.....	9
1.2.2 Σκυρόδεμα.....	9
2 ΦΟΡΤΙΑ-ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ.....	10
2.1 Κατηγορίες δράσεων.....	10
2.1.1 Μόνιμες δράσεις (G).....	10
2.1.2 Μεταβλητές δράσεις (Q).....	10
2.1.3 Σεισμικές δράσεις (E).....	12
2.1.4 Κανονικότητα κατασκευής.....	16
2.3 Συντελεστές ασφαλείας.....	19
2.3.1 Συντελεστές ασφαλείας δράσεων.....	20
2.3.2 Συντελεστές ασφαλείας αντιστάσεων.....	20
2.4 Συνδυασμοί δράσεων.....	20
2.4.1 Συντελεστές συνδυασμού.....	21
2.4.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας.....	21
2.4.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	22
2.5 Συνδυασμοί φορτίσεων που χρησιμοποιήθηκαν.....	22
3 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ.....	23
3.1 Γενικά.....	23
3.2 Δομικά στοιχεία του φέροντος οργανισμού.....	23
3.2.1 Σύμμικτες πλάκες.....	23
3.2.2 Δοκοί.....	23
3.2.3 Διαδοκίδες.....	23
3.2.4 Υποστρώματα.....	23
3.2.5 Συστήματα εξασφάλισης πλευρικής ευστάθειας.....	24
3.3 Περιγραφή βασικών ελέγχων.....	24
3.4 Κατάταξη διατομών.....	25

4	ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΦΟΡΕΑ.....	29
4.1	Μέσα ανάλυσης	29
4.2	Προσομοίωση ανάλυσης.....	29
4.3	Στατική ανάλυση.....	32
4.3.1	Σύμμικτη πλάκα	32
4.3.2	Σύμμικτες διαδοκίδες.....	36
4.3.3	Σύμμικτη κύρια δοκός	49
4.3.4	Υποστύλωμα	58
5	ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ	66
5.1	Δυναμική ανάλυση.....	66
5.2	Τυχηματικές στρεπτικές επιδράσεις	68
5.3	Έλεγχος περιορισμού βλαβών	70
5.4	Έλεγχος φαινομένων δευτέρας τάξεως.....	71
5.5	Ικανοτικός σχεδιασμός	72
6	ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ	75
6.1	Εισαγωγή	75
6.2	Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας -υποστυλώματος.....	75
6.3	Αρθρωτή σύνδεση δευτερεύουσας- κύριας δοκού	79
6.4	Σύνδεση κύριας δοκού – υποστυλώματος με μετωπική πλάκα	83
6.5	Έδραση υποστυλώματος.....	92
7.	Συμπεράσματα.....	98
8.	Βιβλιογραφία	99
9.	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ.....	100

Μόρφωση και διαστασιολόγηση διώροφου μεταλλικού κτιρίου

Κατσαΐτη Ναταλία (Επιβλέπων: Αβραάμ Γ.)
Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως αντικείμενο τη μόρφωση και τη διαστασιολόγηση ενός μεταλλικού κτιρίου που προορίζεται να χρησιμοποιηθεί ως κατοικία. Το κτίριο είναι μη κανονικό σε κάτοψη και μη κανονικό καθ' ύψος και έχει ιδιαίτερες αρχιτεκτονικές απαιτήσεις. Επιλέχθηκαν τόσο μεταλλικές όσο και σύμμικτες διατομές. Η εργασία αποτελείται από 7 κεφάλαια. Αναλυτικότερα:

Στο 1^ο κεφάλαιο γίνεται μία συνοπτική εισαγωγή για τη χρήση του χάλυβα στις κατασκευές και γίνεται αναλυτική περιγραφή του κτιρίου.

Στο 2^ο κεφάλαιο αναφέρονται όλα τα φορτία που δρουν σε ένα κτίριο, οι απαραίτητοι συντελεστές ασφαλείας καθώς και οι συνδυασμοί των φορτίσεων που χρησιμοποιήθηκαν για τη διαστασιολόγηση και τον έλεγχο της κατασκευής.

Στο 3^ο κεφάλαιο περιγράφονται τα δομικά στοιχεία του κτιρίου καθώς και ο ρόλος τους σε αυτό

Στο 4^ο κεφάλαιο γίνεται η περιγραφή του προσομοιώματος. Παρουσιάζεται το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση και τη διαστασιολόγηση, το οποίο είναι το Sofistik. 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 της κεφαλοδοκού και του υποστυλώματος που ανήκουν στο πλαίσιο του συνδέσμου δυσκαμψίας.

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

Στο 7^ο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την εκπόνηση της παρούσας εργασίας

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2013/84

Study and design of a two-storey steel building

Katsaiti Natalia (supervised by Avraam T.)

Abstract

This diploma thesis deals with the study and the design of a two-storey steel building which will be used as residence. Structural steel and composite structures were chosen. The paper consists of 7 chapters, the description of which is given below:

The first chapter provides a general presentation of the building in accordance with its architectural requirements.

In the second chapter all the loads which participate in the combinations of reactions of the analysis that are determined by the guidelines are referred.

In the third chapter a reference in the basic structural elements is made.

In the fourth chapter the simulation of the building is described. The program, Sofistik, that was used for the analysis of the building is presented. Moreover, the results of checks for both steel and composite components for the construction at the Ultimate Limit State and Serviceability are presented.

The fifth 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 is described.

In the sixth 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 seventh chapter the results are summarized and some conclusions are mentioned.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα Καθηγητή μου κ. Ιωαννίδη Γεώργιο για την δυνατότητα που μου έδωσε να κάνω τη διπλωματική μου εργασία στο Εργαστήριο μεταλλικών κατασκευών. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον Καθηγητή μου κ. Αβραάμ που ανέλαβε την επίβλεψη της παρούσας εργασίας, λόγω αποχώρησης του κ. Ιωαννίδη, για την πολύτιμη βοήθειά του σε όλα τα θέματα που προέκυψαν.

Η ιδέα της διπλωματικής εργασίας ήταν του Υποψήφιου Διδάκτορα κ. Σπηλιόπουλου Ανδρέα, τον οποίο ευχαριστώ θερμά τόσο για την επιστημονική του προσφορά τόσο με συμβουλές και επισημάνσεις όσο και για τη ψυχολογική υποστήριξη καθ' όλη τη διάρκεια της εργασίας. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω την Υποψήφια Διδάκτορα κ. Δασίου Μαρία-Ελένη για τη βοήθεια και τις συμβουλές της πάνω στο πρόγραμμα Sofistik.

Τέλος, θα ήταν μεγάλη παράλειψη να μην ευχαριστήσω τους φίλους μου και την οικογένεια μου, ιδίως τη μητέρα μου, για την υπομονή και τη συμπαραστάσή τους καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

Κατσαΐτη Ναταλία

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η χρήση του χάλυβα ως δομικού υλικού ξεκίνησε το 19^ο αιώνα σε απλές κτιριακές κατασκευές (κτίρια με βιομηχανική κυρίως χρήση) και γέφυρες. Στο τέλος του αιώνα έγιναν και τα πρώτα θαρραλέα βήματα προς τη κατασκευή του φέροντος οργανισμού εξ' ολοκλήρου από χάλυβα σε κτίρια με μεγαλύτερες αρχιτεκτονικές και κατασκευαστικές απαιτήσεις. Οι πρώτες εφαρμογές πραγματοποιήθηκαν στις ΗΠΑ, συγκεκριμένα στο Σικάγο (εικόνα 1.1) και στη Νέα Υόρκη (εικόνα 1.2).



Εικόνα 1.1 Home Insurance Building (Chicago)



Εικόνα 1.2 Flatiron Building (New York)

Τα πλεονεκτήματα του συγκεκριμένου τρόπου κατασκευής σε συνδυασμό με τη ποιότητα κατασκευής ανάγκασαν τους μελετητές και τους κατασκευαστές να εισαγάγουν τον δομικό χάλυβα και σε κτίρια με χρήση κατοικίας.

Είναι χρήσιμο να αναφερθούν κάποια πλεονεκτήματα του κτιρίου 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 τη κατασκευή πολώροφων 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.
- Γιατί 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:

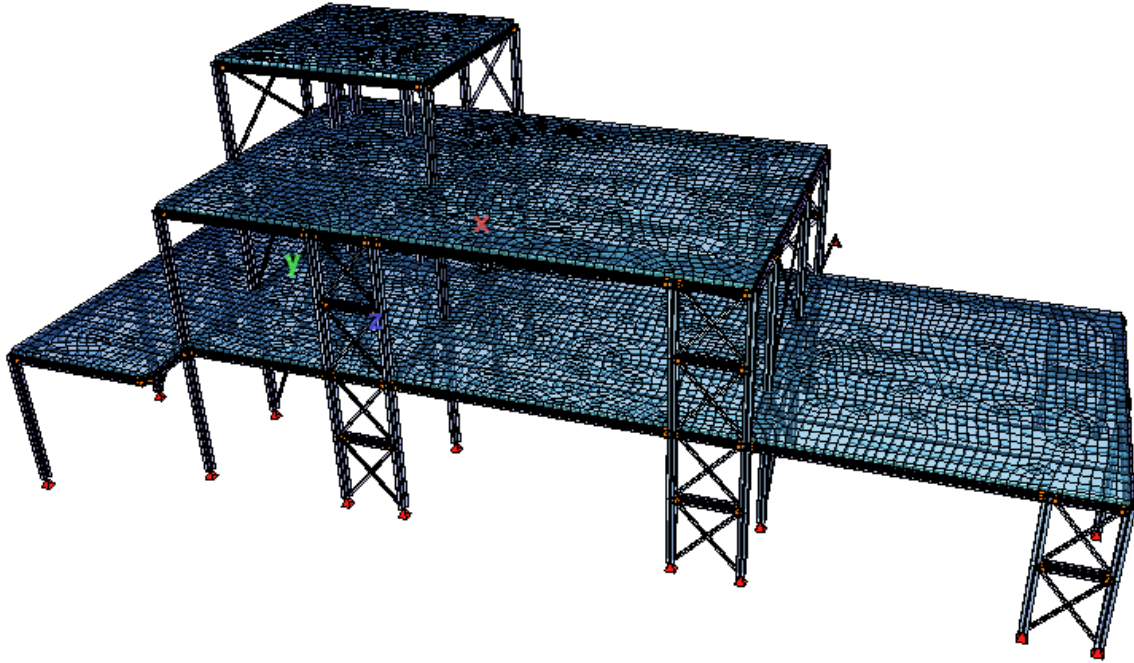
- Απαίτηση βιομηχανικής εγκατάστασης για την προετοιμασία του υλικού.
- Απαίτηση εξειδικευμένου εργατοτεχνικού προσωπικού.
- Αυξημένο κόστος μελέτης.
- Αυξημένο κόστος πυροπροστασίας.
- Αυξημένο κόστος αντιδιαβρωτικής προστασίας.

1.1 Αρχιτεκτονικές απαιτήσεις και διαμόρφωση στατικού φορέα

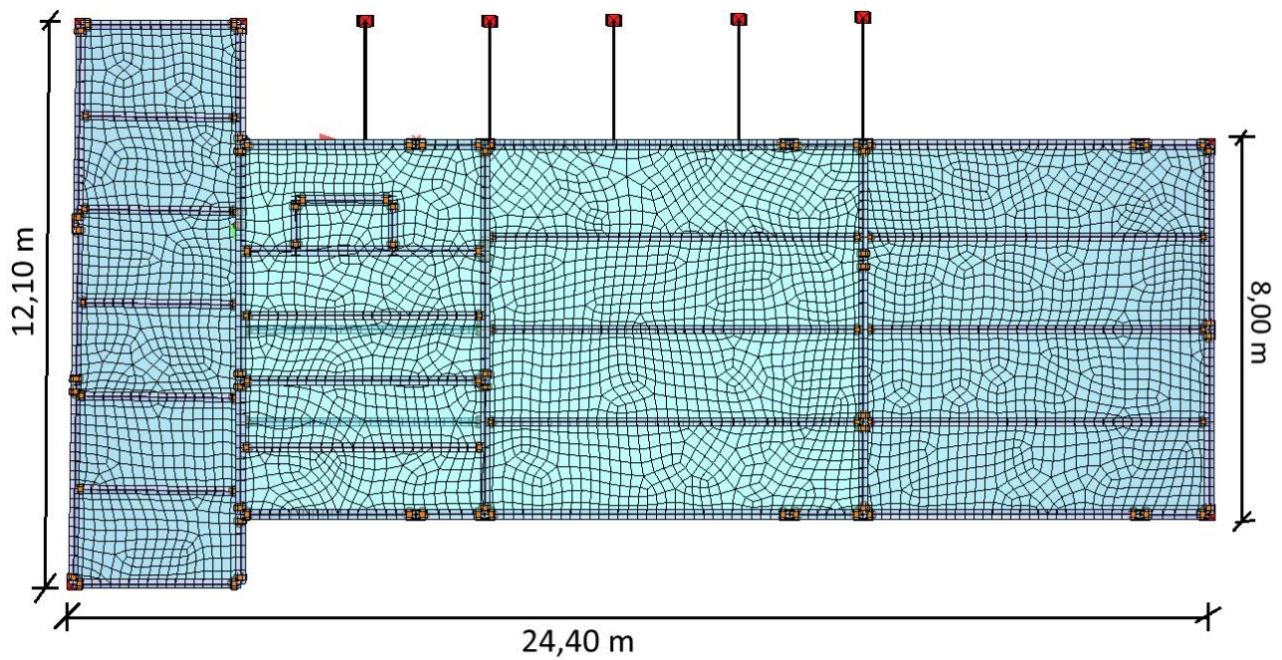
Οι απαιτήσεις που προκύπτουν κατά την αρχιτεκτονική μελέτη ενός κτιρίου που σχετίζονται τόσο με την αισθητική όσο και με τη λειτουργικότητα του, επηρεάζουν τη μορφή του στατικού φορέα που θα χρησιμοποιηθεί. Η αρχιτεκτονική μελέτη προσδιορίζει σε αρχικό στάδιο τις θέσεις των υποστυλωμάτων, τις στάθμες των ορόφων, τις θέσεις των τοίχων, των εσωτερικών και εξωτερικών ανοιγμάτων και γενικότερα όλα τα απαραίτητα στοιχεία προκειμένου να μορφωθεί ο φέρων οργανισμός του κτιρίου.

Στο συγκεκριμένο κτίριο οι αρχιτεκτονικές απαιτήσεις συνιστούν στο ισόγειο χώρο εστίασης (κουζίνα, τραπεζαρία), χώρο αναψυχής (καθιστικό και living room). Στο πρώτο όροφο, στον οποίο συνεχίζει τμήμα μόνο της κάτοψης διαμορφώνονται τα υπνοδωμάτια. Το συνολικό εμβαδό του ισογείου είναι 210.89 m² ενώ του πρώτου ορόφου είναι 108.00 m². Τέλος, το συνολικό ύψος του κτιρίου είναι 9.00 m (ύψος ισογείου και πρώτου ορόφου ίσο με 3.5 m ενώ το ύψος του δώματος ορίστηκε ίσο με 2.50 m).

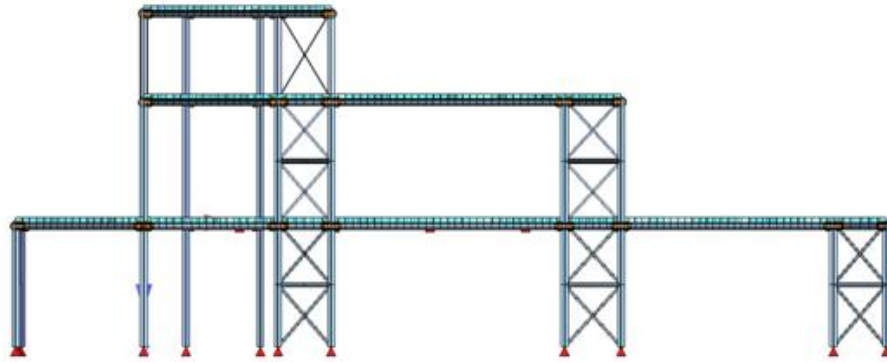
Σύμφωνα με τις απαιτήσεις αυτές μορφώθηκε ο φορέας που φαίνεται στο σχήμα 1.1.



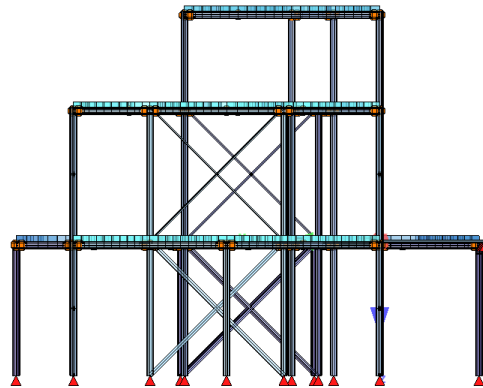
1.1 Τρισδιάστατη απεικόνιση κτιρίου



1.1.1 Κάτοψη κτιρίου



1.1.2 Νότια όψη κτιρίου



1.1.3 Ανατολική όψη κτιρίου

1.2 Υλικά

1.2.1 Δομικός χάλυβας

Ο δομικός χάλυβας είναι το βασικό υλικό από το οποίο συντίθεται ο φέρων οργανισμός των χαλύβδινων κτιριακών και λοιπών τεχνικών έργων.

Στις δοκούς, τα υποστυλώματα και τους συνδέσμους δυσκαμψίας χάλυβας κατηγορίας S235 με ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής $f_y = 235 \text{ MPa}$ και της εφελκυστικής αντοχής $f_u = 360 \text{ MPa}$

Οι ιδιότητες του δομικού χάλυβα όπως αναφέρονται στο κανονισμό (EC3 μέρος 1.1) και όπως λήφθηκαν στη συγκεκριμένη ανάλυση είναι οι ακόλουθες:

- ❖ Μέτρο ελαστικότητας: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- ❖ Μέτρο διάτμησης: $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81000 \text{ N/mm}^2$
- ❖ Πυκνότητα: $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
- ❖ Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής: $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ ανά } ^\circ\text{C}$.

1.2.2 Σκυρόδεμα

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

- ❖ Μέτρο ελαστικότητας: $E = 31 \text{ GPa}$
- ❖ Οριακή αντοχή: $f_{ck} = 25000 \text{ kN/m}^2$

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 και οδοστρωσία, 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 κτίριο 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 κτιρίου 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 κατανεμημένα (q_k) και ανάλογα με τη κατηγορία χρήσης του κτιρίου (Πίνακας Π2.1) παίρνουν τιμές καθορισμένες από το κανονισμό που φαίνονται στον πίνακα Π2.2.

ΠΙΝΑΚΑΣ Π2.1 Κατηγορίες χρήσης

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κτήρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A,B, και D ¹⁾)	C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγλωστήρια, χώροι υποδοχής. C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα, Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς. C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών. C4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές C5: Χώροι επιρρεπείς σε μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά. D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα

¹⁾ Εφιστάται η προσοχή στο 6.3.1.1(2), και συγκεκριμένα για το C4 και C5. Βλέπε EN 1990 στην περίπτωση που πρέπει να εξετασθούν οι δυναμικές επιδράσεις. Για την Κατηγορία E, βλέπε πίνακα 6.3

Το συγκεκριμένο κτίριο ανήκει στη κατηγορία A και γι 'αυτό σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα τα κινητά φορτία είναι ίσα με 2 kN/m^2

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 κτιρίου 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.

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 ικανότητά 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, P_{NCR} , σε 50 έτη ή σε εκείνη της περιόδου αναφοράς, T_{NCR} και,
 - 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, P_{DLR} , σε 10 έτη και περίοδο επαναφοράς, T_{DLR} .

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

- ❖ Οριακές καταστάσεις αστοχίας
- ❖ Καταστάσεις περιορισμού βλαβών

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 κτίρια ταξινομούνται σε 4 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.

Οι κατηγορίες σπουδαιότητας και οι αντίστοιχοι συντελεστές σπουδαιότητας δίνονται στο πίνακα Π2.1

Πίνακας Π2.1 Κατηγορίες και συντελεστές σπουδαιότητας

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ	ΚΤΙΡΙΑ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ
I	Κτήρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια π.χ. γεωργικά κτήρια	0,8
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες	1,0
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης	1,2
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για τη προστασία των πολιτών π.χ. νοσοκομεία	1,4

Κατηγορία εδάφους

Ένας από τους σημαντικότερους παράγοντες που επηρεάζουν την απόκριση και τη συμπεριφορά των κατασκευών είναι οι εδαφικές συνθήκες που επικρατούν στη περιοχή μελέτης. Ο Ευρωκώδικας 8 προβλέπει 5 βασικές κατηγορίες εδάφους (A, B, C, D και E) που καθορίζονται από τη στρωματογραφία και τα χαρακτηριστικά του εδάφους (όπως ταχύτητα διατμητικών κυμάτων και διατμητική αντοχή του) και μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να αποτιμήσουν την επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη σεισμική δράση.

Η μέση ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων θα υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N v_i}$$

όπου h_i και v_i υποδηλώνουν το πάχος και τη ταχύτητα διατμητικών κυμάτων.

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 2.1. 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 τη 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 Π2.3.

Πίνακας 2.3

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	a_{gR} (g)
Z_1	0.16
Z_2	0.24
Z_3	0.36



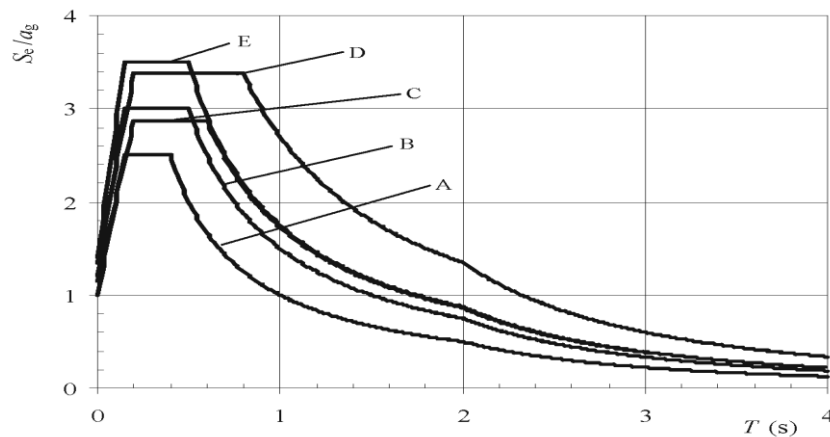
Εικόνα 2.1 Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας

Προσομοίωση σεισμικής δράσης

Η σεισμική κίνηση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνονται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης της εδαφικής επιτάχυνσης, το λεγόμενο 'ελαστικό φάσμα απόκρισης'. Η οριζόντια σεισμική δράση περιγράφεται από δύο ορθογώνιες συνιστώσες που θεωρούνται ανεξάρτητες μεταξύ τους και που εκφράζονται από το ίδιο φάσμα απόκρισης.

Για κάθε εδαφικό τύπο δίνονται χαρακτηριστικές τιμές περιόδων T_B , T_C , T_D που καθορίζουν τους κλάδους σταθερής φασματικής ταχύτητας, επιτάχυνσης και μετακίνησης. Οι τιμές των περιόδων αυτών δίνονται από το Εθνικό Προσάρτημα κάθε χώρας. Όμως σε περίπτωση που δεν είναι διαθέσιμη η γεωλογία των βαθύτερων στρωμάτων γίνεται επιλογή ανάμεσα σε δύο τύπους φασμάτων: Τύπου 1 που χρησιμοποιείται κυρίως σε σεισμογενείς περιοχές και το φάσμα Τύπου 2. Η μορφή του φάσματος τύπου 1 φαίνονται στην εικόνα 2.2

Εικόνα 2.2 Συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1 για κατηγορίες εδάφους A έως E (5% απόσβεση)



Λόγω της θέσης του συγκεκριμένου έργου και λαμβάνοντας υπόψη ότι ανήκει στη σεισμική ζώνη II χρησιμοποιείται το φάσμα τύπου 1. Οι χαρακτηριστικές τιμές των παραμέτρων δίνονται από τον πίνακα Π2.4.

Πίνακας Π2.4 Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1.

Εδαφικός τύπος	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
A	1	0.2	0.4	2
B	1.2	0.2	0.5	2
C	1.2	0.2	0.6	2
D	1.4	0.2	0.8	2
E	1.4	0.2	0.5	2

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 πλάστιμης 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:

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

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

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

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot a_g$$

Όπου ,

a_g	είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ($a_g = \gamma_i \cdot a_{gR}$)
$S_d(T)$	είναι το φάσμα σχεδιασμού
T_B	είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
T_C	είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
T_D	είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος
β	είναι ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού (συνιστώμενη τιμή $\beta = 0.2$)
q	είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς

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 κτιρίου και δίνονται από πίνακες του κανονισμού (Πίνακας Π2.5)

Πίνακας Π2.5 Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη

ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5a_u/a_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντροτητα		
Διαγώνιοι σύνδεσμοι	4	4
Σύνδεσμοι μορφής V	2	2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	$5a_u/a_1$
δ) Αντεστραμμένο εκκρεμές	2	$2a_u/a_1$
ε) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4a_u/a_1$

2.1.4 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 κτίρια μη κανονικά καθ' ύψος.

- Κανονικότητα σε κάτοψη

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

- 1) Ως προς τη πλευρική δυσκαμψία και τη κατανομή της μάζας, το κτίριο 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 κτιρίου 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 κτιρίου, μετρούμενες σε δύο κάθετες διευθύνσεις.
- 5) σε κάθε επίπεδο (όροφο) 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):

$$e_{ox} \leq 0.30 \cdot r_x$$

$$r_x \geq I_s$$

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.

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

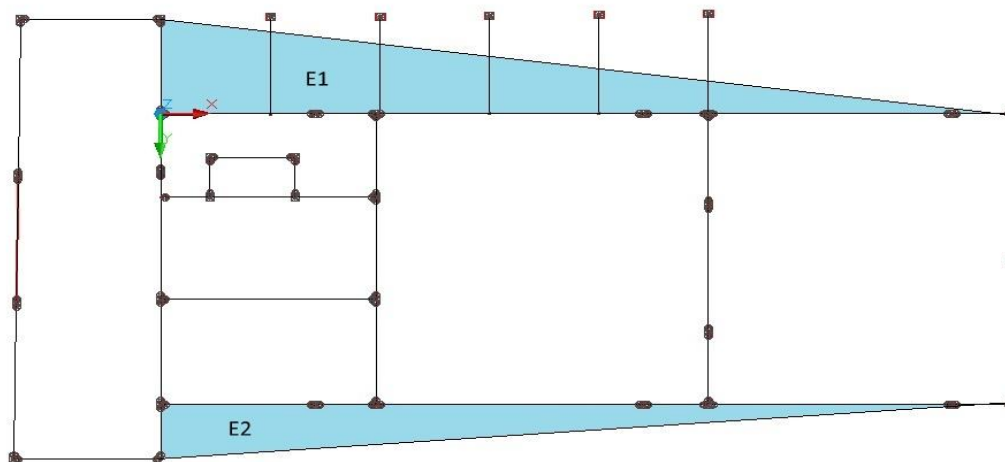
Για το υπό μελέτη κτίριο:

-Εμβαδό ισογείου: $E_{\text{ΙΣΟΓΕΙΟΥ}} = 210.89m^2$

-Εμβαδό εσοχών : $E_1 = 27,3m^2$

$$E_2 = 15,75m^2$$

$E_1 + E_2 = 43,05 > 5\% \cdot E_{\text{ισογείου}} = 10,54 \rightarrow$ Εφόσον ένα τουλάχιστον από τα παραπάνω κριτήρια δεν ικανοποιείται το κτίριο είναι μη κανονικό σε κάτοψη.



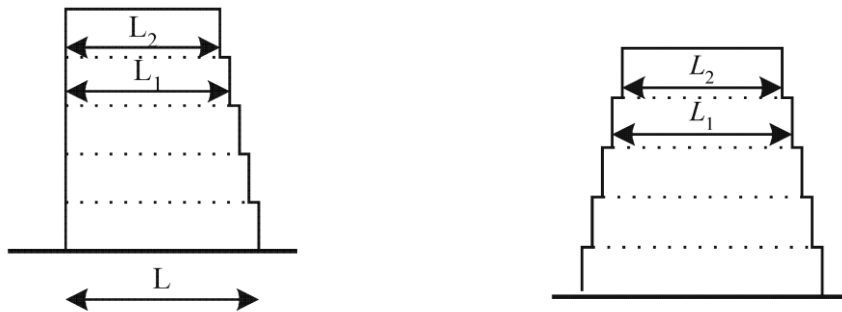
Εικόνα 2.3 Κάτοψη ισογείου

- Κανονικότητα καθ' ύψος

Ένα κτίριο 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 κτιρίου, από τα θεμέλια ως την κορυφή του κτιρίου.
- 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 κτιρίου.
- 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 κτιρίου, 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 κτίριο 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 κτίριο:

Ως προς τη διεύθυνση x

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} = \frac{24,6 - 13,5}{24,6} = 0,45 > 0,2 \rightarrow \text{Το κτίριο είναι μη κανονικό καθ' ύψος κατά x}$$

Ως προς τη διεύθυνση y

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} = \frac{12,1 - 8}{12,1} = 0,34 > 0,2 \rightarrow \text{Το κτίριο είναι μη κανονικό καθ' ύψος κατά y}$$

Παραδοχές συγκεκριμένης μελέτης

- ❖ Έδαφος κατηγορίας B → Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.
- ❖ Συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma = 1,00$
- ❖ Η περιοχή μελέτης ανήκει στη σεισμική ζώνη II, συνεπώς $a_g = 0,24 g$
- ❖ Ο συντελεστής συμπεριφοράς για κτίρια με συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα είναι ίσος με 4. Ωστόσο επειδή το κτίριο μελέτης είναι μη κανονικό καθ' ύψος ο συντελεστής συμπεριφοράς λαμβάνεται μειωμένος κατά 20 %.

$$q = 4 - 0,20 \cdot 4 = 3,2$$

2.3 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.

2.3.1 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 τη πιθανότητα εμφάνισης της υπόψη δράσης και δίνονται στον πίνακα Π2.6 και Π2.7

ΠΙΝΑΚΑΣ Π2.6 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας μονίμων δράσεων γ_G

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 Π2.7 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας μεταβλητών δράσεων γ_Q

Οριακές καταστάσεις	Συνδυασμοί	Επιρροή δράσης	
		Δυσμενής	Ευμενής
Αστοχίας	Βασικοί	1,5	0
	Τυχηματικοί	1,0	0
Λειτουργικότητας	Βασικοί	1,0	0

2.3.2 Συντελεστές ασφαλείας αντιστάσεων

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

ΠΙΝΑΚΑΣ Π2.8 Συντελεστές ασφαλείας για την Οριακή κατάσταση αστοχίας

Τύπος αστοχίας	Συντελεστής ασφαλείας	Τιμή
Διαρροή	γ_{M0}	1,00
Απώλεια ευστάθειας	γ_{M1}	1,00
Εφελκυστική θραύση	γ_{M2}	1,25

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

2.4 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:

- οι οριακές καταστάσεις αστοχίας, οι οποίες αντιστοιχούν στη μέγιστη φέρουσα ικανότητα.
- 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.

2.4.1 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 κτίρια όπως προτείνονται από τον Ευρωκώδικα δίνονται στον πίνακα Π2.9.

ΠΙΝΑΚΑΣ Π2.9 Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ_i

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
<i>Ωφέλιμα φορτία κτιρίων</i>			
Κατηγορία A: κατοικίες	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: 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	0,9	0,8
<i>Οχήματα σε κτίρια</i>			
Κατηγορία F: βάρος <30kN	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: 30kN<βάρος<160kN	0,5	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0,0	0,0	0,0
Χιόνι	0,6	0,3	0,0
Άνεμος	0,6	0,5	0,0
Θερμοκρασία	0,6	0,5	0,0

2.4.2 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

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

Στις παραπάνω σχέσεις, τα μεγέθη με δείκτη 1 αφορούν την επικρατέστερη μεταβλητή δράση ενώ τα μεγέθη με δείκτη i αφορούν τις λοιπές μεταβλητές δράσεις i που συνυπάρχουν. Επίσης, έχουν αγνοηθεί οι όροι που αφορούν τη προένταση.

2.4.3 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

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

2.5 Συνδυασμοί φορτίσεων που χρησιμοποιήθηκαν

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

- $S_1 = 1.35G + 1.50Q$ (Οριακή κατάσταση αστοχίας) (2.1)

- $S_2 = 1.00G + 1.00Q$ (Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας) (2.2)

- $S_3 = 1.00G + 0.30Q$ (2.3)

- $S_4 = 1.00G + 0.30Q \pm E_x \pm 0.30E_y \pm E_{ccx} \pm 0.30E_{ccy}$ (σεισμικοί συνδυασμοί) (2.4)

- $S_5 = 1.00G + 0.30Q \pm 0.30E_x \pm E_y \pm 0.30E_{ccx} \pm E_{ccy}$ (σεισμικοί συνδυασμοί) (2.5)

3 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

3.1 Γενικά

Ο σχεδιασμός ενός φέροντος οργανισμού αποσκοπεί στη δημιουργία διαδρομών για την ασφαλή παραλαβή και μεταφορά των φορτίων από την ανωδομή στο θεμέλιο. Σε πρώτη φάση ορίζεται το χωρικό προσομοίωμα που αποτελείται από τις κύριες δοκούς και τα υποστυλώματα. Στη συνέχεια, επιλέγονται οι πλάκες σκυροδέματος και η γεωμετρία και η διεύθυνση των δευτερευουσών δοκών.

3.2 Δομικά στοιχεία του φέροντος οργανισμού

Τα κύρια δομικά στοιχεία του συγκεκριμένου κτιρίου είναι:

- Σύμμικτες πλάκες
- Δοκοί
- Διαδοκίδες
- Υποστυλώματα
- Συστήματα πλευρικής ευστάθειας

3.2.1 Σύμμικτες πλάκες

Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλο και από έγχυτο σκυρόδεμα. Η λειτουργία τους στο μεταλλικό κτίριο είναι διπλή: βοηθούν τόσο στη παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων και την ασφαλή μεταφορά τους στις δοκούς όσο και στη παραλαβή των οριζόντιων δυνάμεων λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας τους.

3.2.2 Δοκοί

Οι δοκοί παραλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία (ίδιο βάρος τους, το ίδιο βάρος των χαλυβδόφυλλων, τα φορτία του νωπού σκυροδέματος της πλάκας και τα φορτία σκυροδέτησης) και τα μεταφέρουν ασφαλώς στα υποστυλώματα. Οι δοκοί στο ισόγειο και τον πρώτο όροφο σχεδιάστηκαν αμφιέριστες διότι κατ'αυτόν τον τρόπο δεν υπάρχουν ζώνες στις οποίες το σκυρόδεμα να εφελκύεται οπότε γίνεται πλήρης εκμετάλλευση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος. Για τις δοκούς χρησιμοποιήθηκαν πρότυπες διατομές της σειράς HEA .

3.2.3 Διαδοκίδες

Οι διαδοκίδες είναι οριζόντια δομικά στοιχεία τα οποία τοποθετούνται με τέτοιο τρόπο ώστε να μειώσουν τα ανοίγματα των πλακών. Στο εξεταζόμενο κτίριο τοποθετήθηκαν διαδοκίδες κατά τη διεύθυνση x του κτιρίου και χρησιμοποιήθηκε για τη μόρφωσή του πρότυπη ελατή διατομή HEA.

3.2.4 Υποστυλώματα

Για τα υποστυλώματα χρησιμοποιήθηκαν διατομές πλατύπελμες HEA οι οποίες προτιμώνται από τις υψίκορμες λόγω της εξισορροπημένης τους αντοχής έναντι λυγισμού στις δύο κύριες διευθύνσεις.

3.2.5 Συστήματα εξασφάλισης πλευρικής ευστάθειας

Η κύρια λειτουργία του συστήματος πλακών –δοκών –υποστυλωμάτων είναι η μεταφορά των κατακόρυφων δυνάμεων στη θεμελίωση. Πέραν όμως των κατακόρυφων φορτίων απαιτείται και η ασφαλής μεταφορά των οριζοντίων δράσεων που ασκούνται κάθετα στα μέτωπα του κτιρίου.

Στα μεταλλικά κτίρια η πλευρική ευστάθεια εξασφαλίζεται είτε με πλαίσια παραλαβής ροπών (στα οποία οι συνδέσεις δοκών –υποστυλωμάτων διαμορφώνονται ως συνδέσεις ροπής) είτε με κατακόρυφους ή/και οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας (οπότε οι συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων διαμορφώνονται ως απλές συνδέσεις τέμνουσας).

Γενικώς, η διάταξη των συνδέσμων γίνεται με τέτοιο τρόπο ώστε να ικανοποιούνται οι ακόλουθες αρχές:

- Η διάταξη σε κάτοψη πρέπει να είναι τέτοια, ώστε να επιτρέπει την παραλαβή των οριζόντιων δυνάμεων και στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου.
- Σε κάθε διεύθυνση πρέπει να υπάρχουν ζεύγη συνδέσμων, στα οποία θα κατανέμεται η οριζόντια δύναμη. Αν σε μία διεύθυνση υπάρχει μόνο ένας σύνδεσμος, δημιουργείται εκκεντρότητα μεταξύ θέσης εφαρμογής των σεισμικών δυνάμεων στο κέντρο μάζας του ορόφου και παραλαβής τους από το σύνδεσμο.
- Η δυσκαμψία των μελών του ζεύγους των συνδέσμων πρέπει να είναι παρόμοια, ώστε να μη δημιουργούνται προβλήματα στρέψης.
- Η ευνοϊκότερη θέση είναι στη περίμετρο του κτιρίου, ώστε να αυξάνεται η δυστρεψία.
- Πρέπει να μη διακόπτεται η συνέχεια των συνδέσμων καθ' ύψος του κτιρίου. Δεν είναι λίγες όμως οι περιπτώσεις όπου αρχιτεκτονικοί ή λειτουργικοί λόγοι επιβάλλουν τη μετάθεση της θέσης τους σε ορισμένους ορόφους. Στις περιπτώσεις αυτές το κέντρο δυσκαμψίας αλλάζει από όροφο σε όροφο, με συνέπεια να δημιουργούνται πρόσθετες στρεπτικές καταπονήσεις.
- Πρέπει να επιδιώκεται η επίτευξη παρόμοιας δυσκαμψίας στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου.

Στο συγκεκριμένο κτίριο επιλέχθηκαν χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά τις κύριες διευθύνσεις X και Ψ αποτελούμενοι από κοίλες διατομές θερμής έλασης (SH). Βασικό πλεονέκτημα των διατομών αυτών είναι ότι έχουν ίδια ή παρόμοια δυσκαμψία και αντοχή σε λυγισμό κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις. Ωστόσο, το μόνο μειονέκτημά τους είναι η μη ευχέρεια σύνδεσής τους με τα υπόλοιπα δομικά στοιχεία.

3.3 Περιγραφή βασικών ελέγχων

Για τον έλεγχο των δομικών στοιχείων και των διατομών τους θα βρεθούν από τη στατική και τη δυναμική ανάλυση που έχει γίνει στο χωρικό προσομοίωμα της κατασκευής και με βάση αυτά και το είδος του δομικού στοιχείου (δοκός, σύνδεσμος δυσκαμψίας, υποστυλώμα) θα γίνουν οι έλεγχοι που φαίνονται παρακάτω.

Δοκοί: οι δοκοί ελέγχονται σε κάμψη και διάτμηση στην Οριακή κατάσταση αστοχίας και γίνεται ο έλεγχος βελών τους στην Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Επιπλέον, στη παρούσα μελέτη λόγω της σύμμικτης λειτουργίας τους με τις πλάκες σκυροδέματος ελέγχεται και η αντοχή της διατομής τους σε εφελκυσμό. Τέλος, η πλάκα διασφαλίζει πλευρικά τις δοκούς οπότε δε κρίνεται απαραίτητο να ελεγχθούν σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Υποστυλώματα: τα υποστυλώματα καταπονούνται κυρίως αξονικά. Οι έλεγχοι που έγιναν για αυτά στη παρούσα μελέτη είναι έλεγχος αντοχής της διατομής τους σε θλίψη, κάμψη, τέμνουσα, σε αλληλεπίδραση θλίψης, κάμψης και τέμνουσας στην Οριακή κατάσταση

αστοχίας. Επίσης, έγινε έλεγχος της ευστάθειας του μέλους (καμπτικός και στρεπτοκαμπτικός λυγισμός)

Σύνδεσμοι δυσκαμψίας: Οι ράβδοι δικτύματος των συνδέσμων δυσκαμψίας καταπονούνται κυρίως αξονικά. Η διαστασιολόγησή τους έγινε με βάση την αξονική δύναμη που προέκυψε από τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό και η αντοχή της διατομής τους ελέγχθηκε σε εφελκυσμό.

3.4 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 Π3.1α, Π3.1β, Π3.1γ

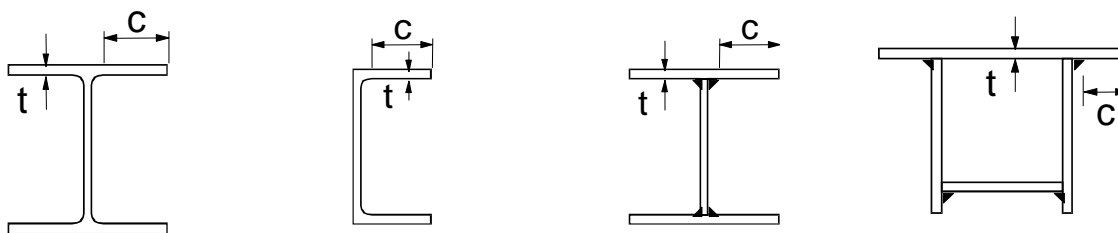
Πίνακας Π3.1α Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα

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

ΠΙΝΑΚΑΣ Π3.1β Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα

Προεξέχοντα πέλατα



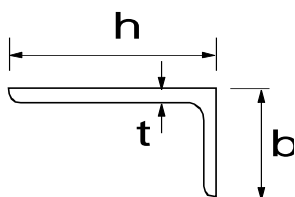
Ελατές διατομές

Συγκολλητές διατομές

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

Πίνακας Π3.1γ Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα

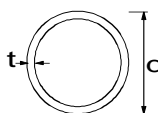
Γωνιακά



Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία

Κατηγορία	Διατομή σε θλίψη
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)	<p>A diagram of an L-shaped cross-section showing stress distribution. A '+' sign is in the top flange and a '-' sign is in the web, indicating tension and compression respectively.</p>
3	$h/t \leq 15\varepsilon : \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$

Σωληνωτές διατομές



Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$ ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για $d/t > 90\varepsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.

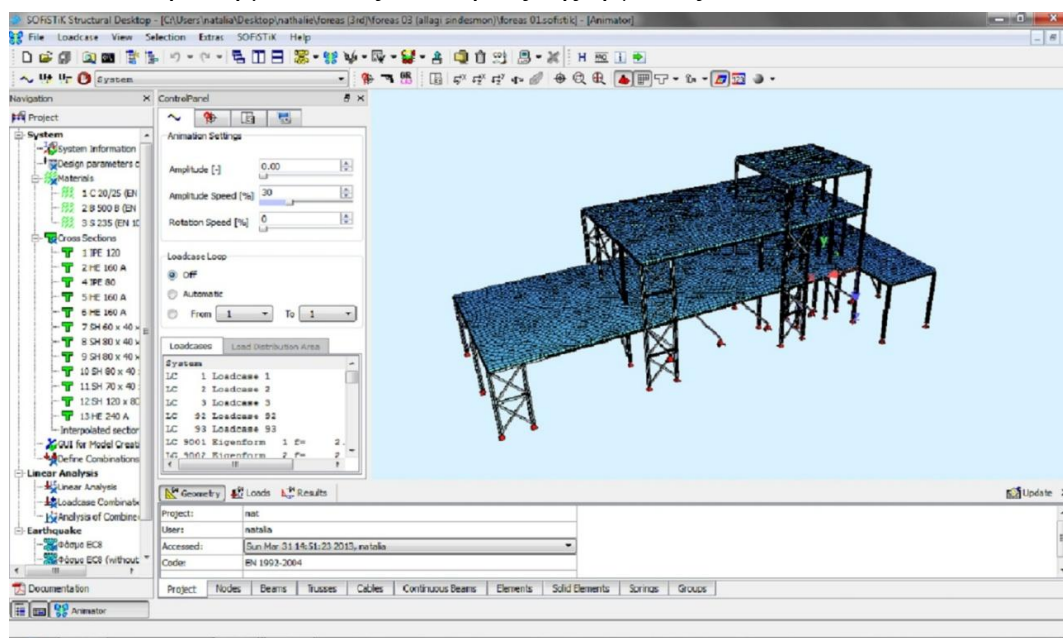
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

4 ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΦΟΡΕΑ

4.1 Μέσα ανάλυσης

Sofistik FEA Version 2012

Για τη στατική και δυναμική ανάλυση της κατασκευής χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Sofistik. Το πρόγραμμα αυτό μέσα από το εύχρηστο γραφικό περιβάλλον του παρέχει πληθώρας δυνατότητες στο χρήστη όσον αφορά επιλογές διατομών, υλικών, είδος κατασκευής (γέφυρα, κτήριο κλπ.) αλλά και μεθόδων ανάλυσης. Επίσης, δίνει τη δυνατότητα εξαγωγής αποτελεσμάτων στο πρόγραμμα Excel για την ευχερέστερη επεξεργασία τους. Τέλος, ένα πολύ σημαντικό πλεονέκτημα του Sofistik είναι ότι μέσω του 'Teddy' που είναι ο πυρήνας όλου του προγράμματος ο χρήστης μπορεί να εισάγει νέο υποπρόγραμμα ή να επεξεργαστεί τα υπάρχοντα ούτως ώστε να τα προσαρμόσει στις απαιτήσεις της εργασίας του.



Εικόνα 4.1 Γραφικό περιβάλλον Sofistik FEA

Excel

Με τη βοήθεια του προγράμματος Excel της Microsoft έγινε δυνατή η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος όλων των δομικών στοιχείων του φέροντος οργανισμού. Το Excel παρέχει τη δυνατότητα εκτέλεσης πολλών δοκιμών προκειμένου να επιλεγούν οι πλέον βέλτιστες διατομές καθώς και εύκολη διόρθωση πιθανών λαθών.

4.2 Προσομοίωση ανάλυσης

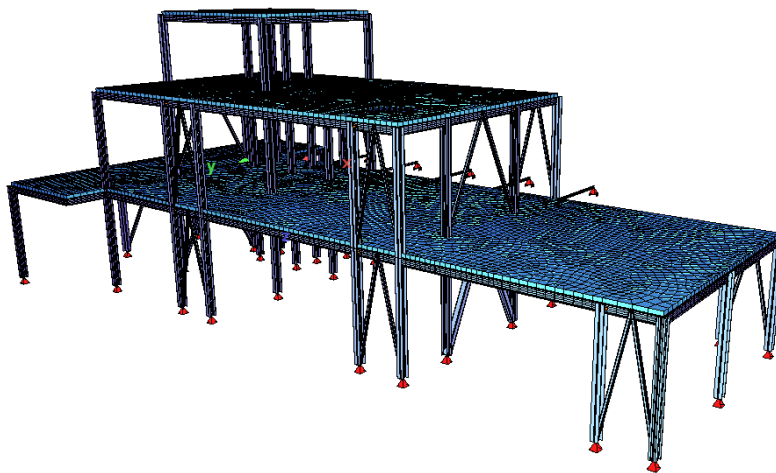
Το προσομοίωμα το οποίο θα χρησιμοποιηθεί στην ανάλυση, πρέπει να περιλαμβάνει όλα τα κύρια φέροντα στοιχεία της κατασκευής μέσω των οποίων θα μεταφερθούν με ασφάλεια στο έδαφος όλες οι δράσεις (κατακόρυφες και οριζόντιες) που ασκούνται επί αυτής. Γενικά, το

προσομοίωμα μιας κατασκευής περιγράφει και απεικονίζει με σαφήνεια και ικανοποιητική ακρίβεια τη συμπεριφορά του πραγματικού φορέα ως συνόλου αλλά και των επιμέρους στοιχείων του, για τη συγκεκριμένη οριακή κατάσταση.

Για τη συγκεκριμένη κατασκευή, σύμφωνα με τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις που αναφέρθηκαν στη παράγραφο 1.2 μορφώθηκαν τα εξής προσομοιώματα:

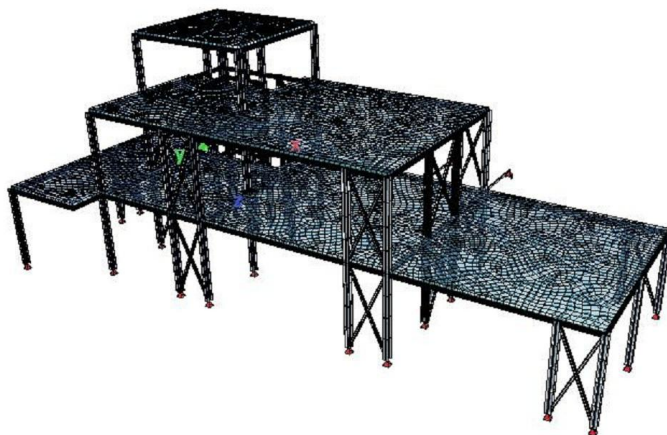
Προσομοίωμα Α

Το πρώτο προσομοίωμα που εξετάστηκε τοποθετήθηκαν σύνδεσμοι δυσκαμψίας μορφής Λ , ως σύστημα πλευρικής ευστάθειας. Ωστόσο, η λύση αυτή απορρίφθηκε διότι οι σύνδεσμοι μορφής Λ έχουν συντελεστή συμπεριφοράς ίσο με 2, όπως ορίζεται από το κανονισμό. Συνεπώς, δεν είναι ιδιαίτερα αποτελεσματικοί στην απορρόφηση ενέργειας.



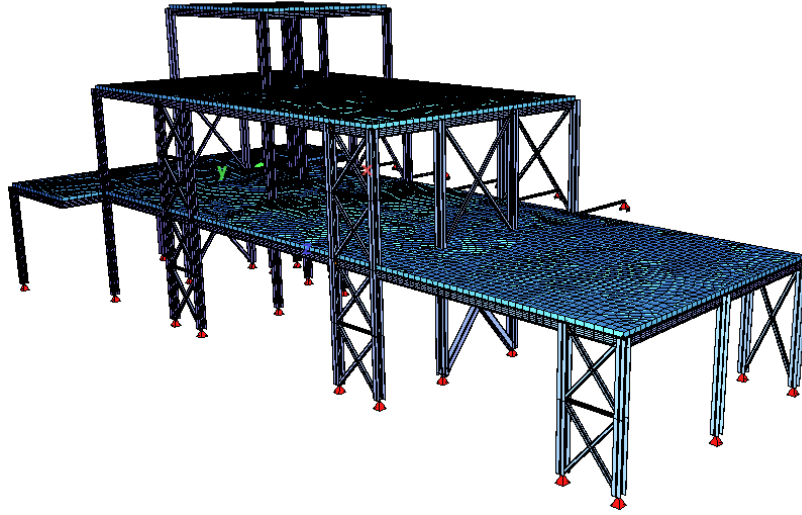
Προσομοίωμα Β

Στο δεύτερο προσομοίωμα που εξετάστηκε τοποθετήθηκαν χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας για τη παραλαβή των οριζόντιων δυνάμεων και κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις χ , ψ . Ωστόσο, παρατηρούμε ότι η γωνία που σχηματίζουν οι ράβδοι του συνδέσμου είναι αρκετά μεγάλη και δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις του κανονισμού. Ο λόγος αυτός οδήγησε στην εύρεση ενός πιο κατάλληλου χωρικού προσομοιώματος.

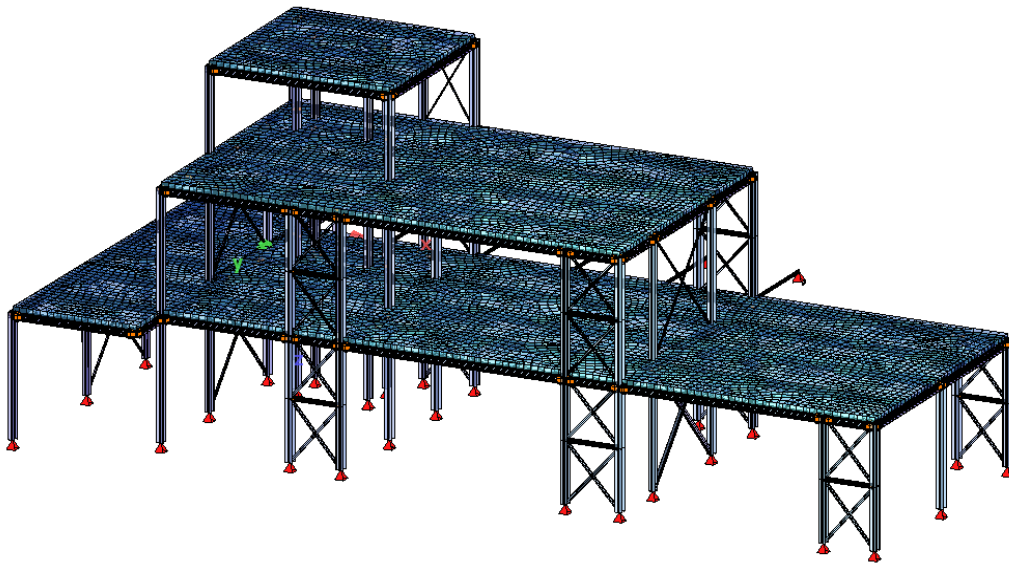


Προσομοίωμα Γ&Δ

Στο προσομοίωμα αυτό, όπως και στο προηγούμενο, τοποθετήθηκαν χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας και στις δύο διευθύνσεις (χ και ψ). Λόγω των αρχιτεκτονικών απαιτήσεων όμως δεν ήταν δυνατή η αύξηση του ανοίγματος των συνδέσμων και στις δύο πλευρές του κτιρίου, προκειμένου να επιτύχουμε τη πιο 'ιδανική' γεωμετρία των διαγώνιων ράβδων. Ωστόσο, λόγω της εναλλασσόμενης σεισμικής καταπόνησης καλό θα ήταν η διάταξη των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας να είναι τέτοια ώστε να εξασφαλίζεται ομοιόμορφη συμπεριφορά σε κάθε όροφο και σε κάθε διεύθυνση σεισμού (χ και ψ). Σύμφωνα με τα παραπάνω, γίνεται βελτιστοποίηση του προσομοιώματος Γ και καταλήγουμε στο προσομοίωμα Δ το οποίο χρησιμοποιήθηκε και στην ανάλυση της κατασκευής:



Εικόνα 4.2: Προσομοίωμα Γ



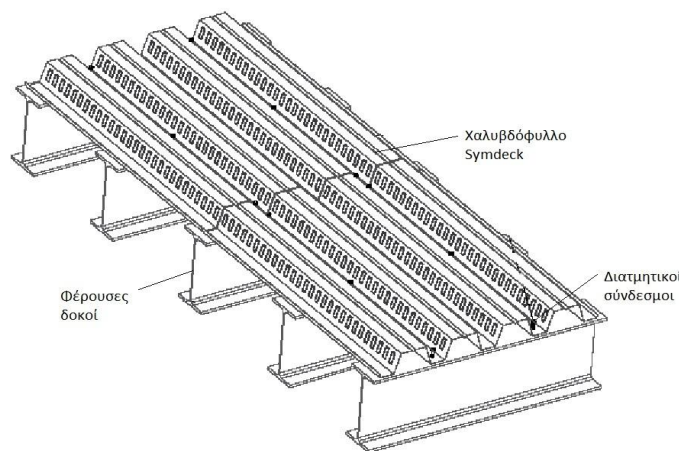
Εικόνα 4.3: Προσομοίωμα Δ (τελικό προσομοίωμα κτιρίου)

4.3 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 (2.1). Στους χιαστί συνδέσμους τοποθετήθηκαν αρχικά τυχαίες αλλά λογικές διατομές και η διαστασιολόγηση και ο έλεγχός τους έγινε στο δυσμενέστερο από τους σεισμικούς συνδυασμούς (2.4),(2.5).

4.3.1 Σύμμικτη πλάκα

Οι σύμμικτες πλάκες σχεδιάστηκαν και ελέγχθηκαν με τη βοήθεια του προγράμματος SYMDECK Designer της εταιρείας Έλαστρον. Οι πλάκες σχεδιάστηκαν με συνολικό ύψος $h_{ολ} = 145 \text{ mm}$ 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 ψ-ψ.



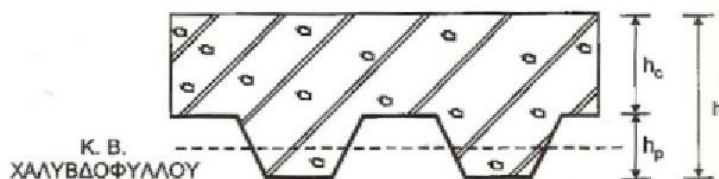
Εικόνα 4.4 Τυπική διάταξη σύμμικτης πλάκας

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: $\min h = 90 \text{ mm}$
- Ελάχιστο πάχος σκυροδέματος πάνω από το χαλυβδόφυλλο: $\min h_c = 50 \text{ mm}$

Τα παραπάνω μεγέθη φαίνονται στην εικόνα 4.3.

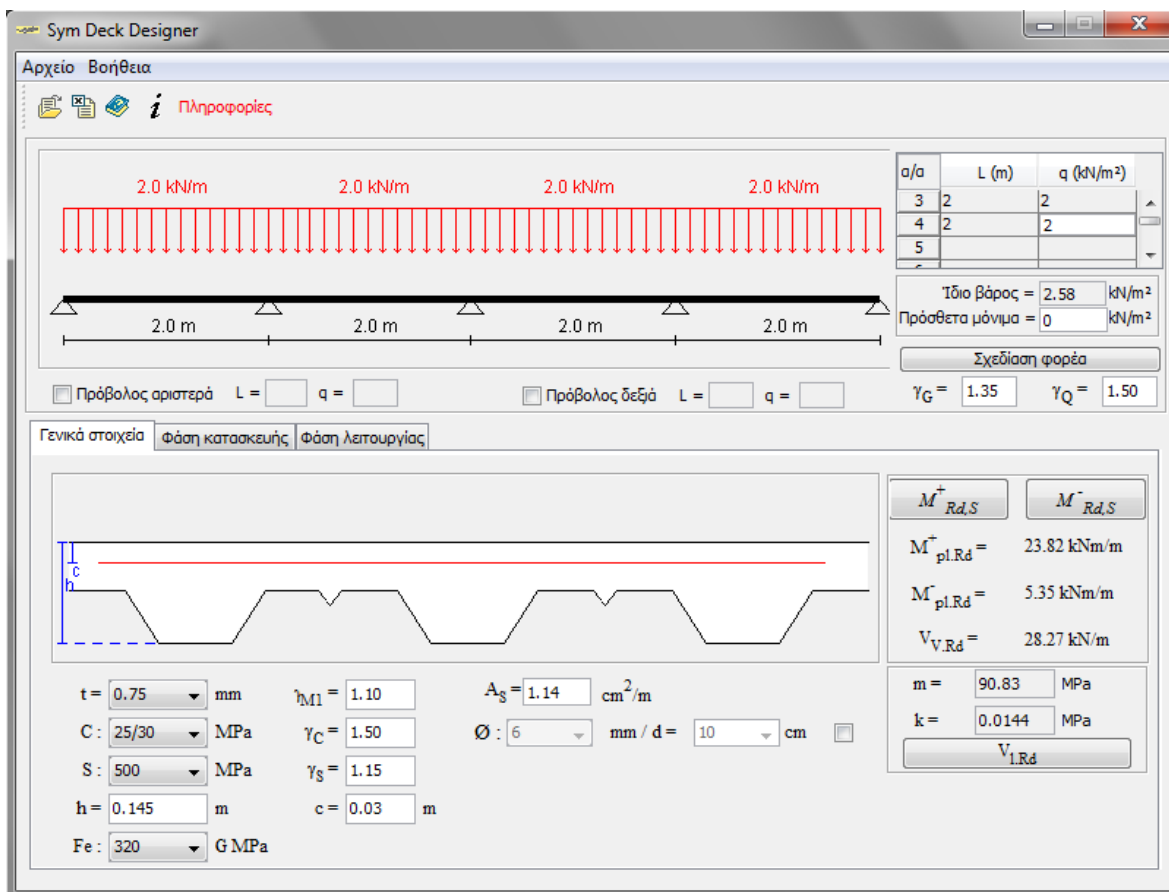


Εικόνα 4.5 Χαρακτηριστικά πάχη πλάκας

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'.

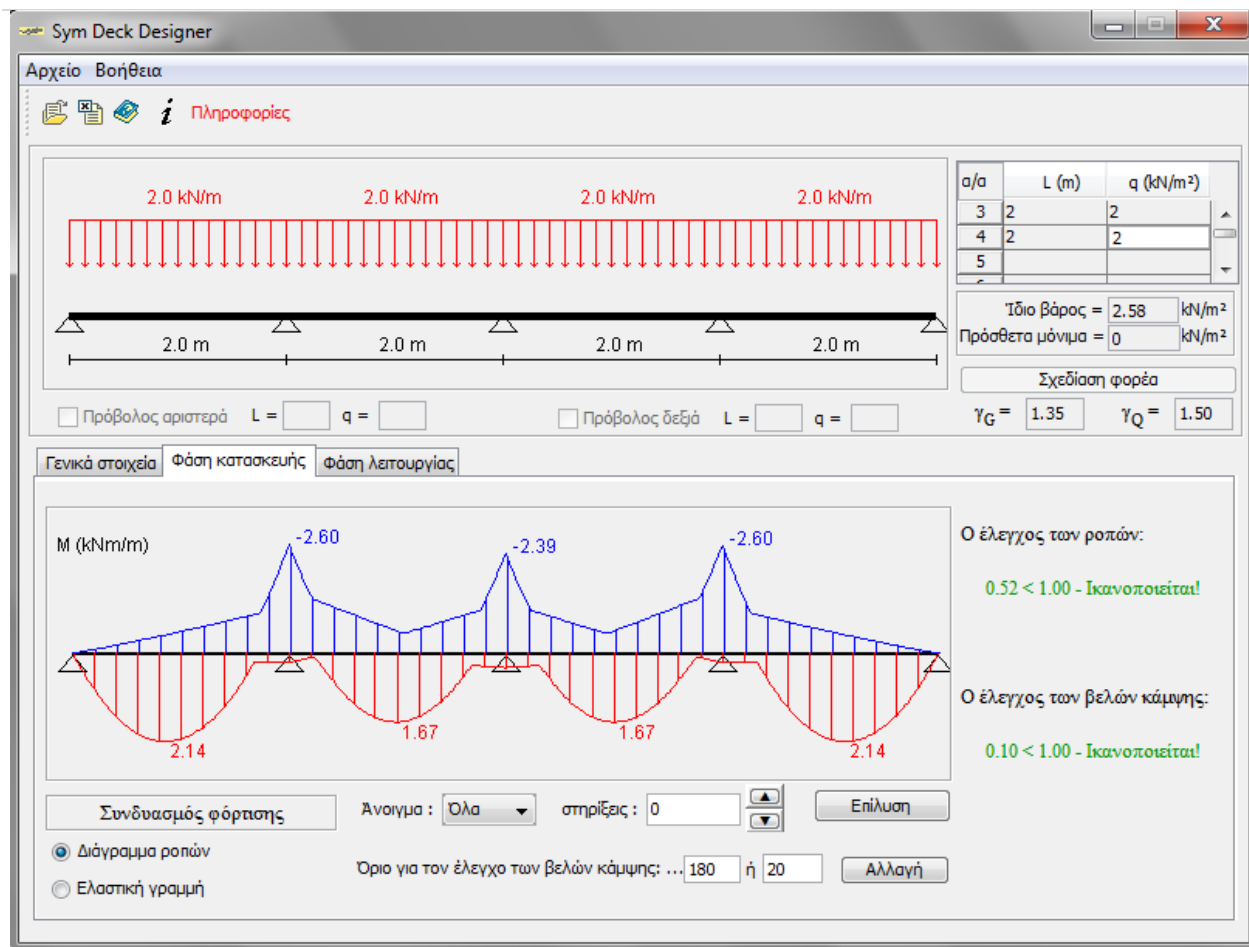
Τα δεδομένα που εισήχθησαν στο πρόγραμμα φαίνονται στην εικόνα 4.6.



Εικόνα 4.6 Γενικά στοιχεία σύμμικτης πλάκας

i. Φάση κατασκευής

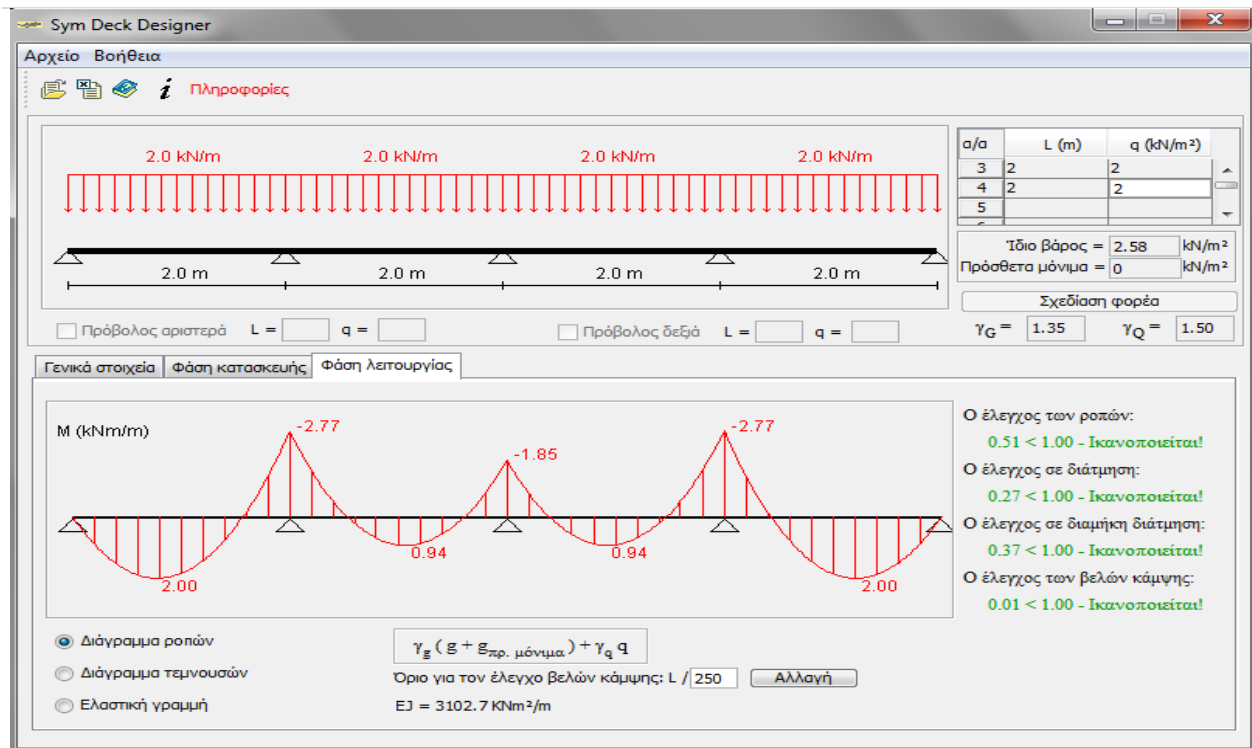
Στη φάση κατασκευής ο σχεδιασμός γίνεται με βάση τις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας και αστοχίας. Ειδικότερα ελέγχεται η δυνατότητα παραλαβής της ροπής κάμψης που προκαλούν τα δρώντα φορτία και το ίδιο βάρος του νωπού σκυροδέματος από το χαλυβδόφυλλο, με το δεδομένο στατικό σύστημα. Η οριακή κατάσταση 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. Όλοι οι έλεγχοι φαίνονται στην εικόνα 4.7.



Εικόνα 4.7 Έλεγχοι 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. Οι έλεγχοι στη φάση λειτουργίας φαίνονται στην εικόνα 4.8 (έλεγχος σύμφωνα με το συνδυασμό $1.35G + 1.50Q$) και στην εικόνα 4.9 (έλεγχος σύμφωνα με το συνδυασμό $1.00G + 1.00Q$)



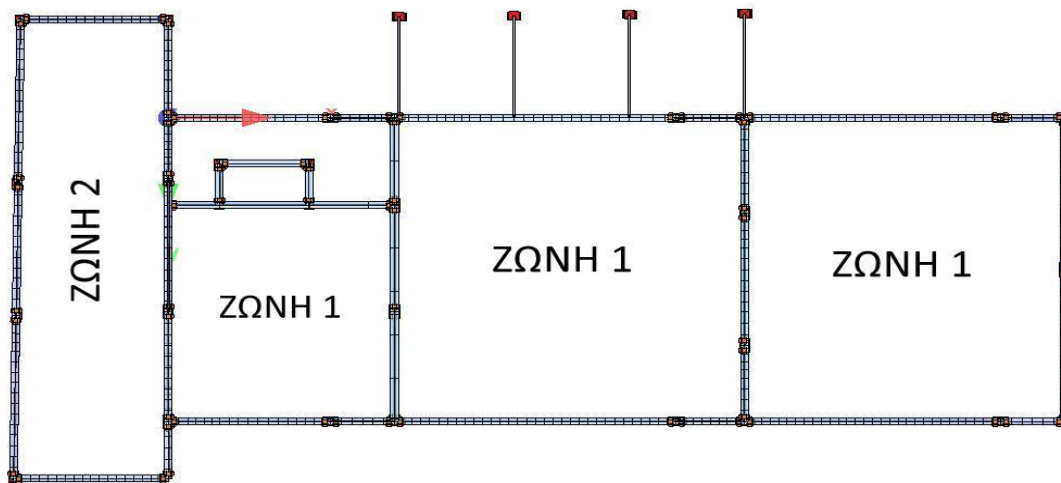
Εικόνα 4.8 Έλεγχοι της σύμμικτης πλάκας στη φάση λειτουργίας (OKA)



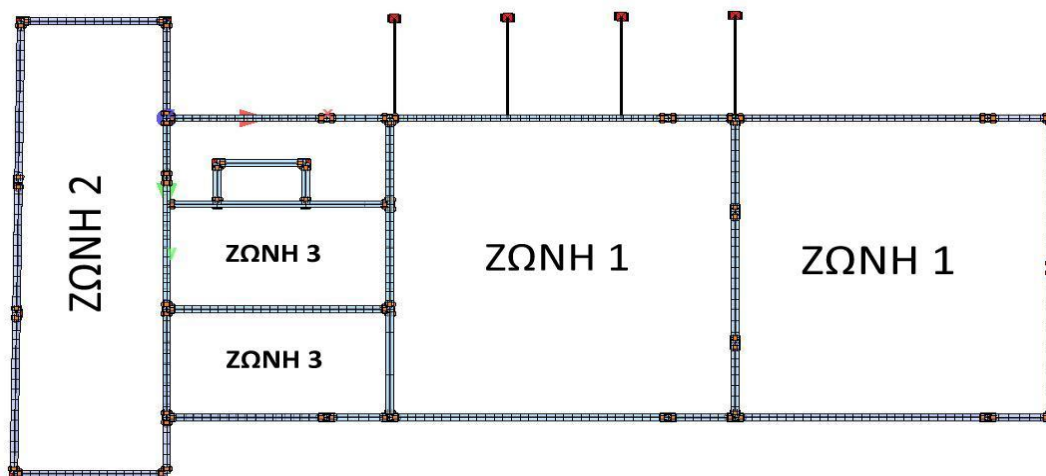
Εικόνα 4.9 Έλεγχοι της σύμμικτης πλάκας στη φάση λειτουργίας (OKΛ)

4.3.2 Σύμμικτες διαδοκίδες

Οι διαδοκίδες έχουν σχεδιαστεί ως αμφιέριστες σύμμικτες δοκοί και ο κύριος ρόλος τους είναι η μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων στις κύριες δοκούς. Το άνω πέλμα των διαδοκίδων 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. Έχουν οριστεί τρεις ζώνες, οι οποίες φαίνονται στις εικόνες 4.10 και 4.11, στις οποίες τα χαρακτηριστικά των διαδοκίδων είναι όμοια. Ο χωρισμός του φορέα μας σε τρεις ζώνες επιβάλλεται λόγω της προκαθορισμένης, από τα αρχιτεκτονικά σχέδια, θέσης των κύριων δοκών.



Εικόνα 4.10: Κάτοψη ισογείου

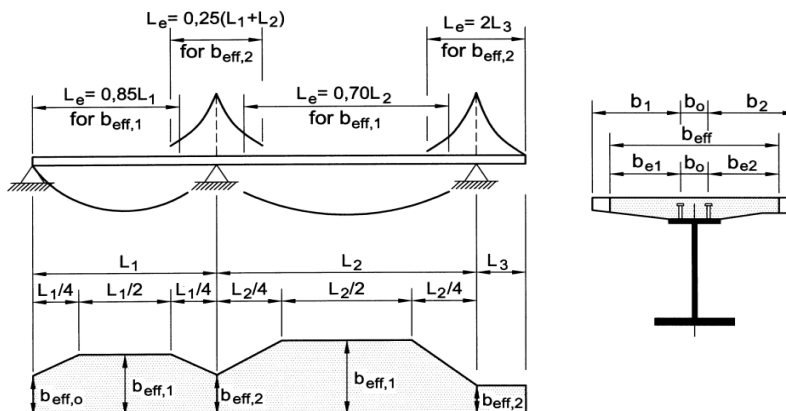


Εικόνα 4.11: Κάτοψη Α' ορόφου

Οι διαδοκίδες τοποθετήθηκαν κατά τη διεύθυνση x ανά 2,00 m στη ζώνη 1 ενώ στη ζώνη 2 ανά 1,53 m . Στη ζώνη 3 έχει τοποθετηθεί μία διαδοκίδα στο μέσο του κάθε φατνώματος.

Η σιδηροδοκός, που λειτουργεί ως κάτω πέλμα της σύμμικτης δοκού, είναι πρότυπη ελατή διατομή HEA 180. Ενδεικτικά θα παρουσιαστεί ο σχεδιασμός και ο έλεγχος μίας διαδοκίδας της ζώνης 1 μήκους $L=8.20$ m.

- Συνεργαζόμενο πλάτος



Εικόνα 4.12: Ισοδύναμα ανοίγματα, για ισοδύναμο πλάτος του πέλματος σκυροδέματος

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

$$b_{eff} = b_0 + \sum_{i=1}^2 b_{ei} \quad (4.1)$$

$$b_{ei} = \frac{L_e}{8} \leq b_i \quad (4.2)$$

όπου:

b_{ei} 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 διαδοκίδες είναι αμφιαρθρωτές. Συνεπώς:

$$L_e = L = 8.2 \text{ m}$$

$$b_i = \frac{1,14}{2} = 0,57 \text{ m (το μισό πλάτος επιρροής της διαδοκίδας)}$$

$$b_{ei} = \frac{8,20}{8} = 1,025 \text{ m} > 0,57 \text{ m}$$

$$\text{Άρα, } b_{eff} = 2 \cdot 1,0 = 2,00 \text{ m}$$

- Χαρακτηριστικά της διατομής

Πίνακας 4.1: Χαρακτηριστικά διατομής HEA 180

HEA 180						
Γεωμετρικά χαρακτηριστικά	A (cm ²)	A _{v,y} (cm ²)	A _{v,z} (cm ²)	h (cm)	t _w (cm)	t _f (cm)
	45,25	12,80	14,47	17,10	0,60	0,95
Αδρανειακά χαρακτηριστικά	W _{pl,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	i _y (cm)	i _z (cm)
	324,90	156,50	2510,0	924,6	7,45	4,52

- 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.

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

$$\text{Κορμός: } \frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{122}{6} = 20,33 < 72\varepsilon = 72$$

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 (βλ. πίνακες Π3.1.α, Π3.1.β)

$$c = \frac{b - t_w}{2} - r = \frac{180 - 6}{2} - 15 = 72$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{72}{9,5} = 7,58 < 9\varepsilon = 9$$

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 .

- Απαιτούμενοι έλεγχοι

Φάσεις έργου	Διατομή	Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	Οριακή Κατάσταση Αστοχίας
Φάση κατασκευής	Σιδηροδοκός	-παραμορφώσεις	- αντοχή -ευστάθεια
Φάση λειτουργίας	Σύμμικτη δοκός	-παραμορφώσεις -ταλάντωση	-αντοχή -ευστάθεια -διατμητική σύνδεση -αντοχή σε πυρκαγιά

4.3.2.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

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: $g_{πλ.} = 2,58 \text{ kN/m}^2$

-Ίδιο βάρος της σιδηροδοκού: $g_{HEA180} = 0,355 \text{ kN/m}$

Συνεπώς, το φορτίο που δρα είναι:

$$q_{ult} = 1,35 \cdot (g_{πλ.} \cdot b_{επιρροής} + g_{HEA180}) = 1,35 \cdot (2,58 \cdot 2 + 0,355) = 7,45 \text{ kN/m}$$

$$\text{Ροπή κάμψης: } M_{Ed} = \frac{q_{ult.} \cdot L^2}{8} = \frac{7,45 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (8,2\text{m})^2}{8} = 62,62 \text{ kNm}$$

$$\text{Τέμνουσα δράσης: } V_{Ed} = \frac{q_{ult.} \cdot L}{2} = \frac{7,45 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 8,20\text{m}}{2} = 30,55 \text{ kN}$$

- Έλεγχος αντοχής

$$\text{Κάμψη: } M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{324,90\text{cm}^3 \cdot 23,50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 76,35 \text{ kNm} > M_{Ed} = 62,62 \text{ kNm} \checkmark$$

$$\text{Διάτμηση: } V_{pl,Rd} = \frac{A_{v,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{14,47\text{cm}^2 \cdot 23,50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00 \cdot \sqrt{3}} = 196,33 \text{ kN} > V_{Ed} = 30,55 \text{ kN} \checkmark$$

- **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.

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: $g_{πλ.} = 2,58 \text{ kN/m}^2$

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

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

-Ίδιο βάρος δοκού: $g_{HEA180} = 0,355 \text{ kN/m}$

Συνεπώς, το φορτίο που δρα είναι:

$$q_{ult.} = 1,35 \cdot [b_{επιρροής} \cdot (g_{πλ.} + g_{πρόσθετα}) + g_{HEA180}] + 1,50 \cdot b_{επιρροής} \cdot q = 20,20 \text{ kN/m}$$

$$\text{Ροπή κάμψης: } M_{Ed} = \frac{q_{ult.} \cdot L^2}{8} = \frac{20,20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (8,20\text{m})^2}{8} = 169,78 \text{ kNm}$$

$$\text{Τέμνουσα δράσης: } V_{Ed} = \frac{q_{ult.} \cdot L}{2} = \frac{20,20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 8,20\text{m}}{2} = 82,82 \text{ kN}$$

- **Έλεγχος αντοχής**

Ο υπολογισμός των αντοχών της διατομής γίνεται με πλαστική ανάλυση.

Κάμψη

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της σύμμικτης διατομής όπως φαίνονται και στην εικόνα 4.13 είναι τα ακόλουθα:

Συνολικό πάχος πλάκας: $h_{ολ} = 14,50 \text{ cm}$

Πάχος σκυροδέματος: $h_c = 7,20 \text{ cm}$

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

$$A_c = b_{eff} \cdot h_c = 200,00\text{cm}^2 \cdot 7,20\text{cm} = 1440,0 \text{ cm}^2$$

Εσωτερικές δυνάμεις

-Δύναμη σκυροδέματος:

$$F_c = b_{eff} \cdot h_c \cdot f_{cd} = 200,00 \text{ cm} \cdot 7,20 \text{ cm} \cdot 0,85 \cdot \frac{2,50 \text{ kN}}{1,50 \text{ cm}^2} = 2040,00 \text{ kN}$$

-Εφελκυστική δύναμη χαλύβδινης διατομής:

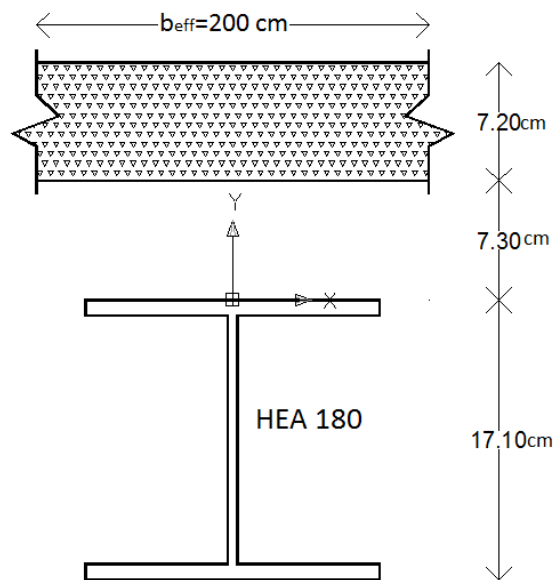
$$F_a = A_a \cdot f_{ad} = 45,25 \text{ cm}^2 \cdot \frac{23,50 \text{ kN}}{1,00 \text{ cm}^2} = 1063,38 \text{ kN}$$

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

$$z_0 = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{b_{eff} \cdot f_{cd}} = \frac{45,25 \text{ cm}^2 \cdot \frac{23,50 \text{ kN}}{1,00 \text{ cm}^2}}{200,00 \text{ cm} \cdot 0,85 \cdot \frac{2,50 \text{ kN}}{1,50 \text{ cm}^2}} = 3,75 \text{ cm} < h_c = 7,20 \text{ cm}$$

Η πλαστική ροπή αντοχής της διατομής είναι:

$$M_{pl,Rd} = F_a \cdot \left(z_a - \frac{z_0}{2} \right) = 1063,38 \text{ kN} \cdot \left(23,05 \text{ cm} - \frac{3,75 \text{ cm}}{2} \right) = 225,17 \text{ kNm} > M_{Ed} = 169,78 \text{ kNm} \checkmark$$



Εικόνα 4.13: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά σύμμικτης διατομής

Διάτμηση: $V_{pl,Rd} = \frac{A_{v,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{14,47 \text{ cm}^2 \cdot 23,50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00 \cdot \sqrt{3}} = 196,33 \text{ kN} > V_{Ed} = 82,82 \text{ kN} \checkmark$

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.

- **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.

Διαμήκης διάτμηση

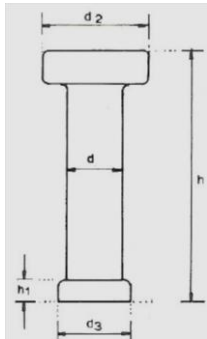
Η διαμήκης διάτμηση προσδιορίζεται με πλαστική, ελαστοπλαστική ή ελαστική ανάλυση. Εφόσον η αντοχή των διατομών προσδιορίστηκε με πλαστική ανάλυση και ο έλεγχος της διατμητικής σύνδεσης γίνεται στην οριακή κατάσταση αστοχίας θα εφαρμοστεί πλαστική ανάλυση. Στη περίπτωση αυτή η διαμήκης διάτμηση βρίσκεται 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 4.3 για το σύνολο της διαμήκους διάτμησης:

$$V_l = \sum T_l = F_c^+ \square F_a^+ = 1063,38 \text{ kN}$$

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**



Πίνακας Π4.2: Διαστάσεις διατμητικών ήλων κεφαλής

d (mm)	d ₂ (mm)	h (mm)
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

- Διάμετρος ήλου: $d = 22 \text{ mm} < 2,50 \cdot t_f = 2,50 \cdot 9,50 = 23,75 \text{ mm} \checkmark$

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

$$h_{\text{ήλου}} = 125 \text{ mm} < h_{\text{ολ}} = 145 \text{ mm}$$

Επίσης 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:

$$P_{Rd} = \min \{ P_{v,Rd}; P_{b,Rd} \} = \min \left\{ \frac{0,80 \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right)}{\gamma_v}; \frac{0,29 \cdot a \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} \right\}$$

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: $a = 0,20 \cdot (h/d + 1)$ 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:

$$P_{v,Rd} = \frac{0,80 \cdot 50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{\pi \cdot (2,2 \text{ cm})^2}{4}}{1,25} = 121,64 \text{ kN}$$

$$P_{b,Rd} = \frac{0,29 \cdot 1 \cdot (2,20 \text{ cm})^2 \cdot \sqrt{2,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 3050 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}}{1,25} = 98,05 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \min \{121,64; 98,05\} = 98,05 \text{ kN}$$

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 $N_r = 1$

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

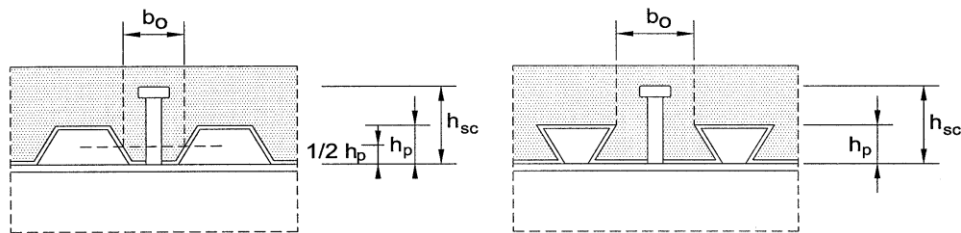
- b_0 μέσο πλάτος των αυλακώσεων όπως φαίνεται και στην εικόνα 4.13

$$b_0 = \frac{95,50 - 50,00}{2} = 72,75 < 73 \text{ mm} = h_p \rightarrow b_0 = 73 \text{ mm}$$

- $h_{sc} - h_p = 52 \text{ mm} > 2 \cdot d = 44 \text{ mm}$

- $d = 22 \text{ mm} \leq 22 \text{ mm}$ για συγκόλληση, διαμέσου οπών στα φύλλα, των ήλων απευθείας 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 4.14: Δοκός με αυλακωτό χαλυβδόφυλλο εγκάρσιο προς τη δοκό

Πίνακας Π4.3: Άνω όρια $k_{t,max}$ για τον μειωτικό συντελεστή k_t

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

Τελικώς, με τις απαραίτητες αντικαταστάσεις ο μειωτικός συντελεστής είναι ίσος με $k_t=0,50$

Άρα η τελική απομειωμένη αντοχή του διατμητικού ήλου είναι:

$$P_{Rd} = 98,05 \cdot 0,50 = 48,89 \text{ kN}$$

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

$$V_l' = 1063,38 \cdot \frac{169,78}{225,17} = 801,80 \text{ kN}$$

$$\text{Ο αριθμός ήλων που απαιτούνται είναι: } n_{\text{ήλων}} = \frac{V_l'}{P_{Rd}} = \frac{801,80}{48,89} = 16,4 \approx 17 \text{ ήλοι}$$

Οι ήλοι θα τοποθετηθούν ανά ίσες αποστάσεις ανά:

$$e_L = \frac{\frac{820}{2}}{17} = 24,12 \text{ cm}$$

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.

• **Έλεγχος γεωμετρικών αποστάσεων**

1. Διαμήκης διεύθυνση

$$\min e_L = 5 \cdot d = 5 \cdot 22 = 110 \text{ mm}$$

$$\max e_L = \min \{6 \cdot (h_c + h_p); 800 \text{ mm}\} = \min \{870; 800\} = 800 \text{ mm}$$

$$110 < e_L = 187,5 < 870 \quad \checkmark$$

2. Εγκάρσια διεύθυνση

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

Πίνακας Π4.4: Περιορισμοί ως προς τη διάταξη των ήλων

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

4.3.2.2 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 :

$$\delta_{\text{επιτρ.}} = \frac{L}{250} = \frac{820}{250} = 3,28 \text{ cm}$$

Πίνακας Π4.5 Συνιστώμενα επιτρεπόμενα βέλη

	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

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

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

όπου:

$E_a = 21000 \text{ kN/cm}^2$ το μέτρο ελαστικότητας της χαλύβδινης διατομής

I ροπή αδράνειας της διατομής που παραλαμβάνει το βέλος

$q_{\text{ser}} = 1,0 \cdot g + 1,0 \cdot q$ το φορτίο λειτουργικότητας

ΦΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ (σιδηροδοκός)

➤ Φορτία

- Ίδιο βάρος νωπού σκυροδέματος : $g = 2,58 \text{ kN/m}$

- Ίδιο βάρος διαδοκίδας : $g_{\text{HEA180}} = 0,355 \text{ kN/m}$

- Συνολικό φορτίο : $g_1 = 1,0 \cdot (2,0 \cdot 2,58 + 0,355) = 5,515 \text{ kN/m}$

Βέλος κάμψης κατά τη φάση σκυροδέτησης

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{5,515 \text{ kN}}{21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \cdot \frac{100 \text{ cm}}{2510,00 \text{ cm}^4} \cdot (820 \text{ cm})^4 = 6,16 \text{ cm}$$

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: $n = \frac{E_a}{E_c} = \frac{210000}{15250} = 13,77$

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

Η διατομή σκυροδέματος συμπεριφέρεται ως ισοδύναμη διατομή χάλυβα εμβαδού:

$$A_{ca} = A_c \cdot \frac{E_c}{E_a} = \frac{A_c}{n} = \frac{h_c \cdot b_{eff}}{n} = \frac{7,20 \cdot 200}{13,77} = 104,58 \text{ cm}^2$$

Ο οπλισμός που τοποθετήθηκε στη πλάκα είναι πλέγμα Φ8/20 όπως έχει οριστεί από το κατασκευαστή. Το εμβαδόν του είναι:

$$A_s = \frac{b_{eff}}{s} \cdot A_{\Phi 8} = \frac{200 \text{ cm}}{20 \text{ cm}} \cdot 0,50 \text{ cm}^2 = 5 \text{ cm}^2$$

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

$$z_e = \frac{A_a \cdot z_a + A_s \cdot z_s + A_{ca} \cdot z_c}{A_e} = 9,30 \text{ cm}$$

όπου,

$$A_a = 45,25 \text{ cm}^2$$

το εμβαδό της χαλύβδινης διατομής

$$z_a = h_{ολ.} + \frac{h_{HEA180}}{2} = 14,50 \text{ cm} + \frac{17,10}{2} = 23,05 \text{ cm}$$

το κέντρο βάρους της χαλύβδινης διατομής

$$z_s \square c = 4 \text{ cm}$$

το κέντρο βάρους του οπλισμού

$$A_e = A_a + A_s + A_{ca} = 45,25 + 5,00 + 104,58 = 154,83 \text{ cm}^2$$

το εμβαδό ισοδύναμης διατομής

Η ροπή αδράνειας της σύμμικτης διατομής είναι η εξής:

$$I_1 = I_e = I_{a,0} + A_a \cdot (z_a - z_e)^2 + \frac{I_{c,0}}{n} + \frac{A_c}{n} \cdot (z_c - z_e)^2 + A_s \cdot (z_s - z_e)^2 = 15055,10 \text{ cm}^4$$

όπου ,

$$I_{a,0} = I_{a,y} = 2510,00 \text{ cm}^4$$

η ροπή αδρανείας της σιδηροδοκού ως προς το κέντρο βάρους της

$$I_{c,0} = \frac{b_{eff} \cdot d^3}{12} = \frac{200,00 \cdot 7,20^3}{12} = 6220,8 \text{ cm}^4$$

η ροπή αδρανείας της πλάκας σκυροδέματος ως προς το κέντρο βάρους της

➤ **Πρόσθετα μόνιμα φορτία**

$$g_2 = 1,0 \cdot (b_{επιρροής} \cdot g_{προσθ.}) = 5 \text{ kN/m}$$

Βέλος λόγω πρόσθετων μονίμων φορτίων

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{\frac{5,00 \text{ kN}}{100 \text{ cm}^2} \cdot (820 \text{ cm})^4}{21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 15055,10 \text{ cm}^4} = 0,93 \text{ cm}$$

➤ **Κινητά φορτία**

$$g_3 = 1,0 \cdot (b_{επιρροής} \cdot q) = 4,0 \text{ kN/m}$$

Βέλος λόγω κινητών φορτίων

$$\delta_3 = \frac{5}{384} \cdot \frac{\frac{4,0 \text{ kN}}{100 \text{ cm}} \cdot (820 \text{ cm})^4}{21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 15055,10 \text{ cm}^4} = 0,74 \text{ cm}$$

$$\text{Τελικά : } \delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 6,16 + 0,93 + 0,74 = 7,83 \text{ cm} > \delta_{επιτρ.} = 3,28 \text{ cm}$$

Εφόσον το δημιουργούμενο βέλος είναι μεγαλύτερο από το επιτρεπόμενο από τον κανονισμό θα πρέπει να τοποθετηθεί προσωρινή υποστήριξη στο μέσο της διαδοκίδας κατά τη φάση κατασκευής. Κατά συνέπεια, όλα τα φορτία θα παραληφθούν από τη σύμμικτη διατομή. Το βέλος κατά τη φάση σκυροδέτησης υπολογίζεται τώρα χρησιμοποιώντας τη I_e .

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{\frac{5,515 \text{ kN}}{100 \text{ cm}} \cdot (820 \text{ cm})^4}{21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 15055,10 \text{ cm}^4} = 1,03 \text{ cm}$$

$$\text{Άρα : } \delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 1,03 + 0,93 + 0,74 = 2,70 \text{ cm} < \delta_{επιτρ.} = 3,28 \text{ cm} \checkmark$$

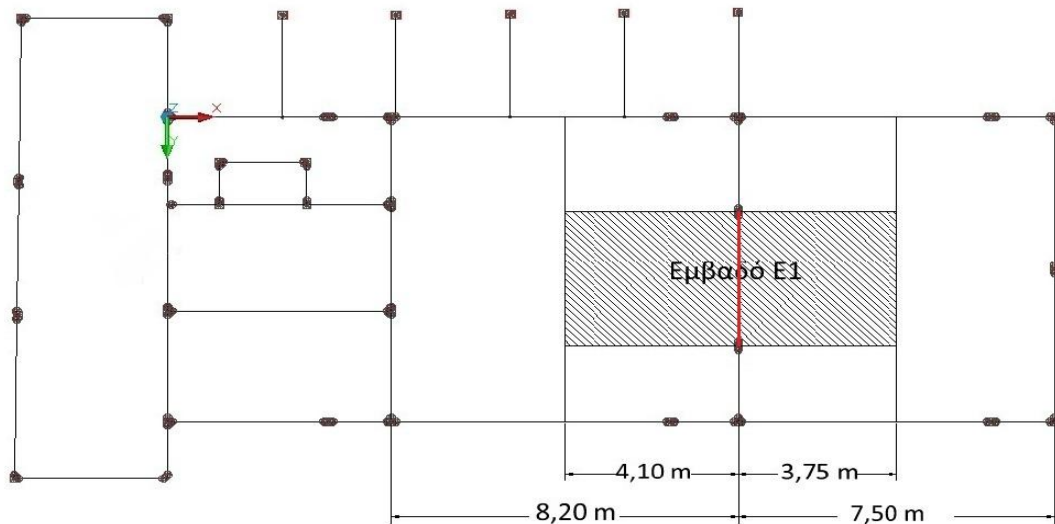
• **Έλεγχος ταλαντώσεων**

Οι έλεγχοι αυτοί δεν ήταν αντικείμενο της παρούσας εργασίας και δεν πραγματοποιήθηκαν.

4.3.3 Σύμμικτη κύρια δοκός

Οι κύριες δοκοί τοποθετήθηκαν κατά τους δύο κύριους άξονες σε θέσεις που υπαγόρευαν τα αρχιτεκτονικά σχέδια. Ο σχεδιασμός και ο έλεγχός τους έγινε με το Excel λόγω της αδυναμίας του προγράμματος να λάβει σωστά τη σύμμικτη λειτουργία χάλυβα και σκυροδέματος. Η σιδηροδοκός που αποτελεί το κάτω πέλμα της σύμμικτης δοκού είναι πρότυπη ελατή διατομή ΗΕΑ200. Το εμβαδό επιρροής της εξεταζόμενης δοκού, η οποία σημειώνεται με κόκκινο χρώμα, υπολογίστηκε με τη βοήθεια της εικόνας 4.15.

$$E_1 = L_{\text{δοκού}} \cdot \left(\frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2} \right) = 3,50 \cdot (4,10 + 3,75) = 24,48 \text{m}^2$$



Εικόνα 4.15 : Εμβαδό επιρροής εξεταζόμενης δοκού

- Συνεργαζόμενο πλάτος

Όπως ορίστηκε και στη παράγραφο 4.2.3 το συνεργαζόμενο πλάτος σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4 δίνεται από τον τύπο :

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

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

όπου ,

$L_e = L_{\text{δοκού}} = 3,50 \text{ m}$ (λόγω αμφιέριστης λειτουργίας)

$b_0 = 0$

$$b_{e1} = \frac{L_e}{8} = \frac{3,50}{8} = 0,44 < 4,10$$

$$b_{e2} = \frac{L_e}{8} = \frac{3,50}{8} = 0,44 < 3,75$$

Άρα , $b_{\text{eff}} = 2 \cdot 0,44 = 0,88 \text{ m}$

- Χαρακτηριστικά διατομής

Πίνακας Π4.6 Χαρακτηριστικά διατομής HEA200

HEA 200						
Γεωμετρικά χαρακτηριστικά	A (cm ²)	A _{v,y} (cm ²)	A _{v,z} (cm ²)	h (cm)	t _w (cm)	t _f (cm)
	53,83	36,00	18,08	19,00	0,65	1,00
Αδρανειακά χαρακτηριστικά	W _{pl,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	i _y (cm)	i _z (cm)
	429,50	203,80	3692,00	1336,00	8,28	4,98

- 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.

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

$$\text{Κορμός: } \frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{134}{6,5} = 20,62 < 72\varepsilon = 72$$

Άρα ο κορμός (τμήμα που υπόκειται σε κάμψη) 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 (βλ. πίνακες Π3.1.α, Π3.1.β)

$$c = \frac{b - t_w}{2} - r = \frac{200 - 6,5}{2} - 18 = 78,75$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{78,75}{9} = 8,75 < 9\varepsilon = 9$$

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 .

- Απαιτούμενοι έλεγχοι

Στον πίνακα Π4.7 φαίνονται οι απαιτούμενοι έλεγχοι που πρέπει να γίνουν για τη σύμμικτη δοκό σύμφωνα με τον ευρωκώδικα 4.

Πίνακας Π4.7 Έλεγχοι σύμμικτης δοκού

Φάσεις έργου	Διατομή	Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	Οριακή Κατάσταση Αστοχίας
Φάση κατασκευής	Σιδηροδοκός	-παραμορφώσεις	- αντοχή -ευστάθεια
Φάση λειτουργίας	Σύμμικτη δοκός	-παραμορφώσεις -ταλάντωση	-αντοχή -ευστάθεια -διατμητική σύνδεση -αντοχή σε πυρκαγιά

4.3.3.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

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: $g_{\pi\lambda.} = 2,58 \text{ kN/m}^2$

- Ίδιο βάρος διαδοκίδας: $g_{HEA180} = \frac{(\frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2}) \cdot g_{HEA180}}{E_1} = \frac{(3,75 + 4,10) \cdot 0,355}{24,48} = 0,114 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

- Ίδιο βάρος της σιδηροδοκού: $g_{HEA200} = 0,423 \text{ kN/m}$

Συνεπώς το φορτίο που δρα είναι :

$$q_{ult} = 1,35 \cdot \left[\frac{E_1}{L_{HEA200}} \cdot (g_{\pi\lambda.} + g_{HEA180}) + g_{HEA200} \right] = 1,35 \cdot \left[\frac{24,48}{3,50} \cdot (2,58 + 0,114) + 0,423 \right] = 26,00 \text{ kN / m}$$

Ροπή κάμψης: $M_{Ed} = \frac{q_{ult.} \cdot L^2}{8} = \frac{26,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (3,5\text{m})^2}{8} = 39,81 \text{ kNm}$

Τέμνουσα δράσης: $V_{Ed} = \frac{q_{ult.} \cdot L}{2} = \frac{26,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 3,50\text{m}}{2} = 45,50 \text{ kN}$

- **Έλεγχος αντοχής**

Κάμψη: $M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{429,50 \text{ cm}^3 \cdot 23,50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 100,93 \text{ kNm} > M_{Ed} = 39,81 \text{ kNm} \checkmark$

Διάτμηση: $V_{pl,Rd} = \frac{A_{v,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{18,08 \text{ cm}^2 \cdot 23,50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00 \cdot \sqrt{3}} = 245,30 \text{ kN} > V_{Ed} = 45,50 \text{ kN} \checkmark$

- **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.

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: $g_{πλ.} = 2,58 \text{ kN/m}^2$

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

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

-Ίδιο βάρος δοκού: $g_{HEA200} = 0,423 \text{ kN/m}$

- Ίδιο βάρος διαδοκίδας : $g_{HEA180} = 0,114 \text{ kN/m}^2$

Συνεπώς το φορτίο που δρα είναι :

$$q_{ult.} = 1,35 \cdot \left[\frac{E_1}{L_{HEA200}} \cdot (g_{πλ.} + g_{πρόσθετα} + g_{HEA180}) + g_{HEA200} \right] + 1,50 \cdot \frac{E_1}{L_{HEA200}} \cdot q = 70,60 \text{ kN/m}$$

$$\text{Ροπή κάμψης: } M_{Ed} = \frac{q_{ult.} \cdot L^2}{8} = \frac{70,60 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (3,50\text{m})^2}{8} = 108,11 \text{ kNm}$$

$$\text{Τέμνουσα δράσης: } V_{Ed} = \frac{q_{ult.} \cdot L}{2} = \frac{70,60 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 3,50\text{m}}{2} = 123,55 \text{ kN}$$

- **Έλεγχος αντοχής**

Ο υπολογισμός των αντοχών της διατομής γίνεται με πλαστική ανάλυση.

Κάμψη

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της σύμμικτης διατομής όπως φαίνονται και στην εικόνα 4.16 είναι τα ακόλουθα:

Συνολικό πάχος πλάκας: $h_{ολ} = 14,50 \text{ cm}$

Πάχος σκυροδέματος: $h_c = 7,20 \text{ cm}$

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

$$A_c = b_{eff} \cdot h_c = 88,00 \text{ cm} \cdot 7,20 \text{ cm} = 633,60 \text{ cm}^2$$

Εσωτερικές δυνάμεις

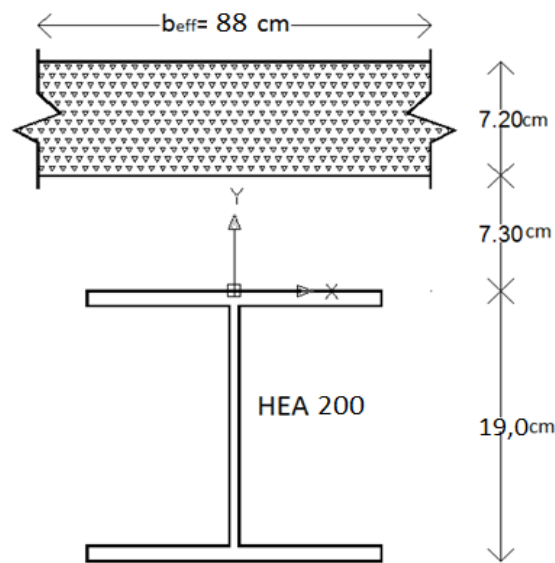
- Θλιπτική δύναμη: $F^- = b_{eff} \cdot z_0 \cdot f_{cd}$
- Εφελκυστική δύναμη: $F^+ = A_a \cdot f_{yd}$

Η θέση του ουδέτερου άξονα προκύπτει από τη συνθήκη ισοροπίας των εσωτερικών δυνάμεων:

$$F^- = F^+ \Rightarrow z_0 = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{b_{eff} \cdot f_{cd}} = \frac{53,83 \cdot \frac{23,50}{1,00}}{88,00 \cdot 0,85 \cdot \frac{2,50}{1,50}} = 10,14 \text{ cm} > h_c + t_f = 8,20 \text{ cm}^1$$

Άρα ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του κορμού της σιδηροδοκού. Η πλαστική ροπή αντοχής της αντοχής υπολογίζεται από τον τύπο:

$$M_{pl,Rd} = F_a \cdot \left(z_a - \frac{d}{2}\right) - 2 \cdot f_y \cdot t_f \cdot (z_0 - d - t_f) \cdot \left(\frac{z_0 + t_f}{2}\right) - 2 \cdot f_y \cdot b \cdot t_f \cdot \left(\frac{d + t_f}{2}\right) = 216,09 \text{ kNm} > M_{Ed} = 108,11 \text{ kNm}$$



Εικόνα 4.16: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά σύμμικτης διατομής

$$\underline{\text{Διάτμηση}}: V_{pl,Rd} = \frac{A_{v,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{18,08 \text{ cm}^2 \cdot 23,50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00 \cdot \sqrt{3}} = 245,30 \text{ kN} > V_{Ed} = 123,55 \text{ kN} \checkmark$$

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.

¹ Το αυλακωτό χαλυβδόφυλλο αμελείται όταν βρίσκεται σε θλίψη οπότε θεωρείται ότι ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του άνω πέλαματος ή εντός του κορμού της σιδηροδοκού.

- **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.

- **Διατμητική σύνδεση**

Βασική προϋπόθεση της σύμμικτης λειτουργίας όπως αναπτύχθηκε αναλυτικά στη παράγραφο 4.2.3 είναι η παραλαβή της διάτμησης που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια μεταξύ χαλύβδινης διατομής και σκυροδέματος μέσω μηχανικών μέσων που ονομάζονται διατμητικοί σύνδεσμοι.

Διαμήκης διάτμηση

Για τον προσδιορισμό της διαμήκους διάτμησης εφαρμόζεται πλαστική ανάλυση. Στη περίπτωση αυτή η διαμήκης διάτμηση βρίσκεται από εξέταση της συνθήκης ισορροπίας των οριζόντιων δυνάμεων εντός ενός κρίσιμου μήκους της δοκού. Η δοκός που εξετάζεται είναι αμφιέριστη οπότε στο τμήμα που εξετάζεται (μεταξύ μηδενικής και μέγιστης θετικής ροπής) ισχύει η ακόλουθη σχέση για το σύνολο της διαμήκους διάτμησης:

$$V_l = \sum T_l = F_c^+ \approx F_a^+ = 1272,85kN$$

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 $d=22mm$ και ύψους $h=125mm$

Η οριακή αντοχή του ήλου προσδιορίζεται όπως στη παράγραφο 4.2.3.1 ως η ελάχιστη της αντοχής του ήλου σε διάτμηση και της αντοχής του σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυγας.

$$P_{Rd} = \min \{ P_{v,Rd}; P_{b,Rd} \} = \min \left\{ \frac{0,80 \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right)}{\gamma_v}; \frac{0,29 \cdot a \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} \right\} = 98,05kN$$

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 παράλληλες στη δοκό ο μειωτικός συντελεστής δίνεται από τον τύπο:

$$k_t = 0,6 \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq k_{t,max}$$

με τους εξής περιορισμούς:

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

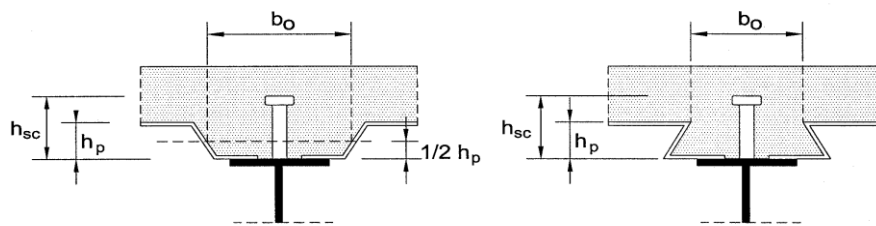
- b_0 μέσο πλάτος των αυλακώσεων όπως φαίνεται και στην εικόνα 4.13

$$b_0 = 50 + 2 \cdot \frac{47,8 - \frac{50}{2}}{2} = 72,80 \text{ mm} < h_p = 73 \text{ mm} \rightarrow b_0 = 73 \text{ mm}$$

- $h_{sc} - h_p = 52 \text{ mm} > 2 \cdot d = 44 \text{ mm}$

- $d = 22 \text{ mm} \leq 22 \text{ mm}$ για συγκόλληση, διαμέσου οπών στα φύλλα, των ήλων απευθείας 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 4.17: Δοκός με αυλακωτό χαλυβδόφυλλο παράλληλο προς τη δοκό

Τελικώς, με τις απαραίτητες αντικαταστάσεις ο μειωτικός συντελεστής είναι ίσος με $k_t = 0,43$

Άρα η τελική απομειωμένη αντοχή του διατμητικού ήλου είναι:

$$P_{Rd} = 98,05 \cdot 0,43 = 41,91 \text{ kN}$$

Ο αριθμός ήλων που απαιτούνται είναι: $n_{\text{ήλων}} = \frac{V_l}{P_{Rd}} = \frac{1272,85}{41,91} = 30,37 \approx 31$ ήλοι οι οποίοι θα

τοποθετηθούν ανά: $e_L = \frac{350}{31} = 11,29 \text{ cm}$

• **Έλεγχος γεωμετρικών αποστάσεων**

1. Διαμήκης διεύθυνση

$$\min e_L = 5 \cdot d = 5 \cdot 22 = 110 \text{ mm} < 112,9 \text{ mm} \checkmark$$

$$\max e_L = \min \{ 6 \cdot (h_c + h_p); 800 \text{ mm} \} = \min \{ 870; 800 \} = 800 \text{ mm} > 112,9 \text{ mm} \checkmark$$

2. Εγκάρσια διεύθυνση

Εφόσον έχει τοποθετηθεί μία σειρά ήλων οι απαιτήσεις του πίνακα Π4.4 ικανοποιούνται.

4.3.3.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Έλεγχος παραμορφώσεων

Ο έλεγχος των βελών γίνεται για τα φορτία που δρουν στην εξεταζόμενη φάση του έργου. Το άθροισμα των βελών λόγω ιδίων βαρών ,πρόσθετων μονίμων και κινητών φορτίων ελέγχεται με μία μέγιστη τιμή βέλους που δίνεται από το κανονισμό. Για αμφιέριστες δοκούς σύμφωνα με τον πίνακα Π4.5 το επιτρεπόμενο βέλος δίνεται από το τύπο :

$$\delta_{\text{επιτρ.}} = \frac{L_{\text{ΔΟΚΟΥ}}}{250} = \frac{350\text{cm}}{250} = 1,40\text{cm} = \delta_{\text{max}}$$

ΦΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ (σιδηροδοκός)

➤ Φορτία

- Ίδιο βάρος νοπού σκυροδέματος : $g_{\text{πλ.}}=2,58 \text{ kN/m}^2$
- Ίδιο βάρος μεταλλικής δοκού : $g_{\text{HEA200}}=0,423 \text{ kN/m}$
- Συνολικό φορτίο : $g_1 = 1,00 \cdot \left(\frac{E_1}{L_{\text{HEA200}}} \cdot g_{\text{πλ.}} + g_{\text{HEA200}} \right) = 18,47 \text{ kN / m}$

➤ Βέλος κάμψης κατά τη φάση σκυροδέτησης

$$\delta_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{18,47 \text{ kN}}{21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \cdot \frac{(350\text{cm})^4}{3692,0\text{cm}^4} = 0,47\text{cm}$$

ΦΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ (σύμμικτη δοκός)

➤ Ισοδύναμη χαλύβδινη διατομή

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

Η διατομή σκυροδέματος συμπεριφέρεται ως ισοδύναμη διατομή χάλυβα εμβαδού :

$$A_{ca} = A_c \cdot \frac{E_c}{E_a} = \frac{A_c}{n} = \frac{h_c \cdot b_{\text{eff}}}{n} = \frac{7,20 \cdot 88,00}{13,77} = 46,01\text{cm}^2$$

Ο σπλισμός που τοποθετήθηκε στη πλάκα είναι πλέγμα Φ8/20 όπως έχει οριστεί από το κατασκευαστή .Το εμβαδόν του είναι :

$$A_s = \frac{b_{\text{eff}}}{s} \cdot A_{\Phi 8} = \frac{88\text{cm}}{20\text{cm}} \cdot 0,50\text{cm}^2 = 2,2\text{cm}^2$$

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

$$z_e = \frac{A_a \cdot z_a + A_s \cdot z_s + A_{ca} \cdot z_c}{A_e} = 14,37\text{cm}$$

όπου ,

$$A_a = 53,83 \text{ cm}^2$$

το εμβαδό της χαλύβδινης διατομής

$$z_a = h_{ολ.} + \frac{h_{HEA200}}{2} = 14,50cm + \frac{19,00}{2} = 24,00cm$$

το κέντρο βάρους της χαλύβδινης
διατομής

$$z_s \square c = 4cm$$

το κέντρο βάρους του οπλισμού

$$A_e = A_a + A_s + A_{ca} = 53,83 + 2,20 + 46,01 = 102,04cm^2$$

το εμβαδό ισοδύναμης διατομής

Η ροπή αδρανείας της σύμμικτης διατομής είναι η εξής :

$$I_1 = I_e = I_{a,0} + A_a \cdot (z_a - z_e)^2 + \frac{I_{c,0}}{n} + \frac{A_c}{n} \cdot (z_c - z_e)^2 + A_s \cdot (z_s - z_e)^2 = 14456,22$$

όπου ,

$$I_{a,0} = I_{a,y} = 3692,00 \text{ cm}^4$$

η ροπή αδρανείας της σιδηροδοκού ως προς το
κέντρο βάρους της

$$I_{c,0} = \frac{b_{eff} \cdot d^3}{12} = \frac{88,00 \cdot 7,20^3}{12} = 2737,15cm^4$$

η ροπή αδρανείας της πλάκας σκυροδέματος ως
προς το κέντρο βάρους της.

➤ Πρόσθετα μόνιμα φορτία

$$g_2 = 1,00 \cdot (g_{\text{πρόσθετα}} \cdot \frac{E_1}{L_{HEA200}}) = 17,49kN / m$$

Βέλος λόγω των πρόσθετων φορτίων

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{17,49 \text{ kN}}{21000 \frac{kN}{cm^2}} \cdot \frac{(350cm)^4}{14456,22cm^4} = 0,113cm$$

➤ Κινητά φορτία

$$g_3 = 1,00 \cdot (\frac{E_1}{L_{HEA200}} \cdot q) = 13,99kN / m$$

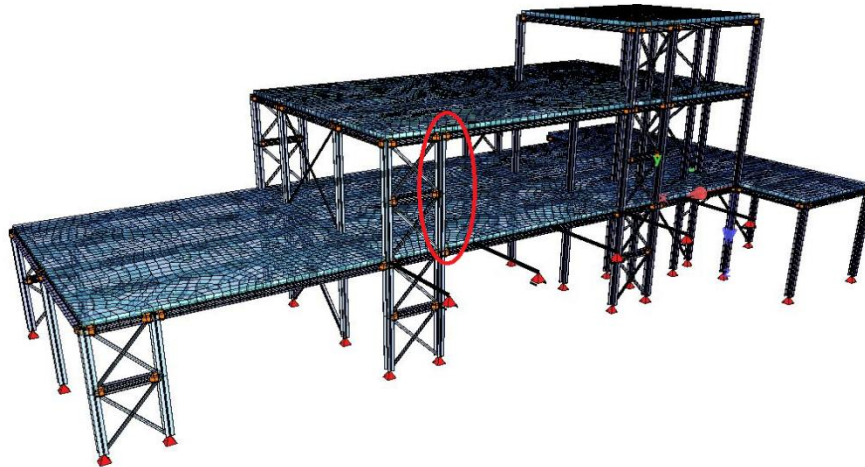
Βέλος λόγω των κινητών φορτίων

$$\delta_3 = \frac{5}{384} \cdot \frac{13,99 \text{ kN}}{21000 \frac{kN}{cm^2}} \cdot \frac{(350cm)^4}{14456,22cm^4} = 0,09cm \approx 0,10cm < 1,40 \text{ cm} = \delta_{\text{επιτρ.}}$$

$$\text{Τελικά : } \delta_{\text{max}} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 0,47cm + 0,113cm + 0,10cm = 0,68cm < 1,40cm \checkmark$$

4.3.4 Υποστύλωμα

Εξετάζεται το υποστύλωμα του α' ορόφου που φαίνεται στην εικόνα 4.18. Ο δυσμενέστερος συνδυασμός φορτίσεως για το υποστύλωμα είναι ο συνδυασμός φορτίσεων $1,35 \cdot G + 1,50Q$ στην οριακή κατάσταση αστοχίας.



Εικόνα 4.18 Δυσμενέστερο υποστύλωμα

- Χαρακτηριστικά διατομής

Πίνακας 4.8 Χαρακτηριστικά της διατομής HEA 200

HEA 200						
Γεωμετρικά χαρακτηριστικά	A (cm ²)	A _{v,y} (cm ²)	A _{v,z} (cm ²)	h (cm)	t _w (cm)	t _f (cm)
	53,83	36,00	18,08	19,00	0,65	1,00
Αδρανειακά χαρακτηριστικά	W _{pl,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	i _y (cm)	i _z (cm)
	429,50	203,80	3692,00	1336,00	8,28	4,98

- Κατάταξη διατομής

Η κατάταξη του κορμού και των πελμάτων της διατομής γίνεται με τη βοήθεια των πινάκων Π3.1.α και Π3.1.β.

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

Κορμός: $\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{134}{6,5} = 20,62 < 72\varepsilon = 72$

Άρα ο κορμός (τμήμα που υπόκειται σε κάμψη) είναι **κατηγορίας 1**.

Πέλματα: Η κατάταξη των πελμάτων σε θλίψη γίνεται με βάση τους πίνακες Π3.1.α και Π3.1.β.

$$c = \frac{b - t_w}{2} - r = \frac{200 - 6,5}{2} - 18 = 78,75$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{78,75}{9} = 8,75 < 9\varepsilon = 9$$

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)	V _{Ed,y} (kN)	V _{Ed,z} (kN)	M _{Ed,y} (kNm)	M _{Ed,z} (kNm)
-134,37	-3,12	12,63	26,23	5,59

- **Έλεγχος διατομής σε διάτμηση**

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

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

Κατά τον τοπικό άξονα y:

$A_v = A_{v,y} = 36,00 \text{ cm}^2$ (η δύναμη παραλαμβάνεται από τα πέλματα)

$$V_{pl,Rd,y} = \frac{36,0 \cdot 23,5}{1,0 \cdot \sqrt{3}} = 488,44 \text{ kN} > V_{Ed,y} \quad \checkmark$$

Κατά τον τοπικό άξονα z:

$A_v = A_{v,z} = 18,08 \text{ cm}^2$

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{18,08 \cdot 23,5}{1,0 \cdot \sqrt{3}} = 245,30 \text{ kN} > V_{Ed,z} \quad \checkmark$$

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

- **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:

i. $N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd}$

$$\text{ii. } N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \text{ (κριτήριο για απομείωση ή μη της } M_{pl,Rd,y} \text{)}$$

$$\text{iii. } N_{Ed} \leq \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \text{ (κριτήριο για απομείωση ή μη της } M_{pl,Rd,z} \text{)}$$

$$\text{Όμως: } N_{Ed} = 134,37 < 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 316,25$$

$$N_{Ed} = 134,37 > \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 129,84$$

$$N_{Ed} = 134,37 < \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 259,68$$

Συνεπώς, θα πρέπει να γίνει απομείωση της ροπής αντοχής περί τον άξονα y-y. Για ελατές διατομές I ή H στις οποίες δε λαμβάνονται υπόψη οι οπές κοχλιών η απομειωμένη ροπή αντοχής δίνεται από το τύπο:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot \frac{(1-n)}{(1-0,5 \cdot a)} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (4.1)$$

όπου,

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{429,5 \cdot 23,5}{1,0} = 100,93 \text{ kNm}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{N_{Ed}}{\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}} = \frac{134,37}{\frac{53,83 \cdot 23,50}{1,00}} = 0,106$$

$$a = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{53,83 - 2 \cdot 20 \cdot 1,00}{53,83} = 0,257 < 0,5$$

Τελικά από τη σχέση (4.) προκύπτει : $M_{N,y,Rd} = 103,51 > M_{pl,y,Rd} \rightarrow M_{N,y,Rd} = 100,93 \text{ kNm}$

- **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:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^a + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^b \leq 1 \quad (4.2)$$

όπου,

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} = 100,93 \text{ kNm}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} = 47,89 \text{ kNm}$$

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

$$\text{Τελικά από τη σχέση (4.) προκύπτει: } \left[\frac{26,23}{100,93} \right]^2 + \left[\frac{5,59}{47,89} \right]^{0,53} = 0,39 \leq 1 \quad \checkmark$$

- **Έλεγχος μέλους σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό**

Οι κεφαλές των υποστύλωματων 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 εκτός επιπέδου) το υποστύλωμα είναι εξασφαλισμένο μόνο στα άκρα του ,μέσω των κατακόρυφων διαγωνίων συνδέσμων και της κεφαλοδοκού. Έτσι το μήκος λυγισμού θα είναι : $L_{cr,y} = 350cm$

Διεύθυνση z-z

Ως προς τον άξονα z-z (λυγισμός εντός του επιπέδου του πλαισίου) το υποστύλωμα εξασφαλίζεται στα μισά του ύψους του μέσω των συνδέσμων δυσκαμψίας. Έτσι το μήκος λυγισμού θα είναι: $L_{cr,z} = 175cm$

Λυγηρότητες

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

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

Πίνακας Π4.9 Λυγηρότητες

	Λυγηρότητα	Ανηγμένη λυγηρότητα
Τύπος	$\lambda = \frac{L}{i}$	$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$
Διεύθυνση y-y	$\lambda_y = 42,27$	$\bar{\lambda}_y = 0,45$
Διεύθυνση z-z	$\lambda_z = 35,14$	$\bar{\lambda}_z = 0,37$

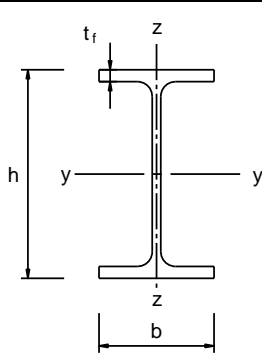
Μειωτικοί συντελεστές γ

Από τον πίνακα (Π4.10) ,για πρότυπη ελατή διατομή HEA200 και για χάλυβα S235 έχουμε:

$$\frac{h}{b} = \frac{190}{200} = 0,95 < 1,2 \quad \text{και} \quad t_f = 10mm < 100mm . \text{ Επομένως η καμπύλη λυγισμού είναι η b για}$$

λυγισμό περί τον άξονα y-y και c περί τον άξονα z-z.

Πίνακας Π4.10 Επιλογή καμπύλης λυγισμού για ελατές διατομές

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Ελατές διατομές 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ y - y z - z	a	a_0
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ y - y z - z	b
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$ y - y z - z	b	a
			$t_f > 100 \text{ mm}$ y - y z - z	d

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

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

όπου,

$$\varphi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,20) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

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

Πίνακας Π4.11 Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού

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 :

	Καμπύλη λυγισμού	Συντελεστής ατελειών α	Φ	Μειωτικός συντελεστής χ
Διεύθυνση y-y	b	0,34	0,64	0,91
Διεύθυνση z-z	c	0,49	0,61	0,91

Ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

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

$$M_{cr} = c_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L_T)^2} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L_T)^2 \cdot G \cdot I_T}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (c_2 \cdot z_g - c_3 \cdot z_j)^2 \right]^{0,5} - (c_2 \cdot z_g - c_3 \cdot z_j) \right\}$$

όπου,

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

I_T η σταθερά στρέψης

I_w η σταθερά στρέβλωσης

$L = 3500$ 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:

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

Τελικώς,

$$M_{cr} = 1,879 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 1336}{(1 \cdot 350)^2} \left\{ \left[\left[\frac{1}{1} \right]^2 \cdot \frac{0,108}{1336} + \frac{(1 \cdot 350)^2 \cdot 8077 \cdot 20,98}{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 1336} \right]^{0,5} \right\} = 73549,2 \text{ kNcm} = 735,49 \text{ kNm}$$

Λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{429,5 \cdot 23,5}{73549,2}} = 0,37 > 0,20 \rightarrow \text{η επιρροή του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού}$$

δε μπορεί να αγνοηθεί

Καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Για ελατή διατομή και $h/b = 0,95$ η καμπύλη λυγισμού είναι η α σύμφωνα με τον πίνακα Π4.13 και ο συντελεστής ατελειών $a_{LT} = 0,21$ (πίνακας Π4.12)

Πίνακας Π4.12 Συντελεστής ατελειών για καμπύλες πλευρικού λυγισμού

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

Πίνακας Π4.13 Καμπύλες πλευρικού λυγισμού

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

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + a_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,59$$

Ο μειωτικός συντελεστής στρεπτοκαμπτικού λυγισμού είναι:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0,96 < 1$$

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.

Πίνακας Π4.14 Συντελεστές αλληλεπίδρασης για μέλη μη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις

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

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

$\psi=0$ (τριγωνικό διάγραμμα ροπών)

$$c_{my} = 1$$

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

$$\bar{\lambda}_y - 0,2 = 0,25 < 0,8 \rightarrow k_{yy} = c_{my} \cdot \left[1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = 1,03$$

$$2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6 = 0,15 < 1,4 \rightarrow k_{zz} = c_{mz} \cdot \left[1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = 1,02$$

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

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

Έλεγχος μέλους σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,47 < 1 \quad \checkmark$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,40 < 1 \quad \checkmark$$

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 ιδιαίτερα 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 δυναμική φασματική μέθοδος και εφαρμόζεται σε όλους τους τύπους κτιρίων. 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:

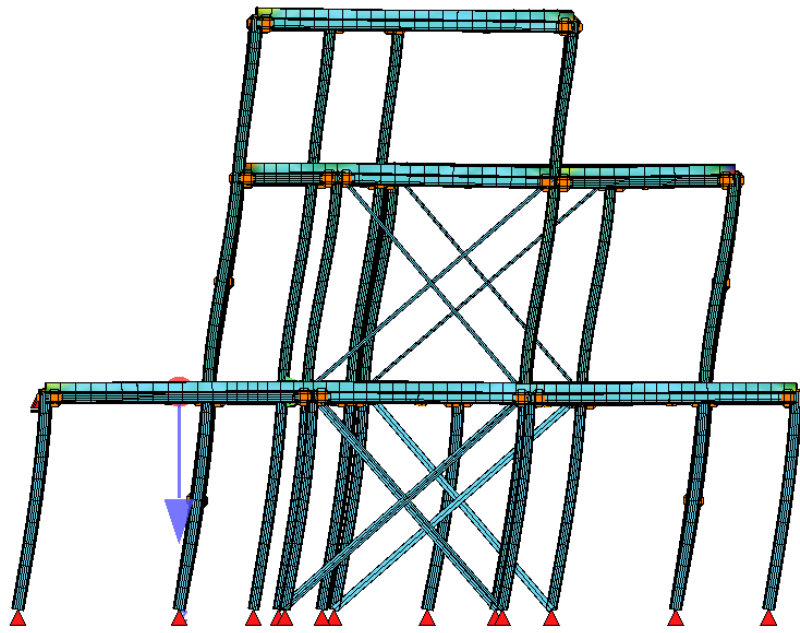
- το άθροισμα των δρώσεων ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα.
- λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσεις ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από 5% της συνολικής μάζας.

Ιδιομορφική ανάλυση

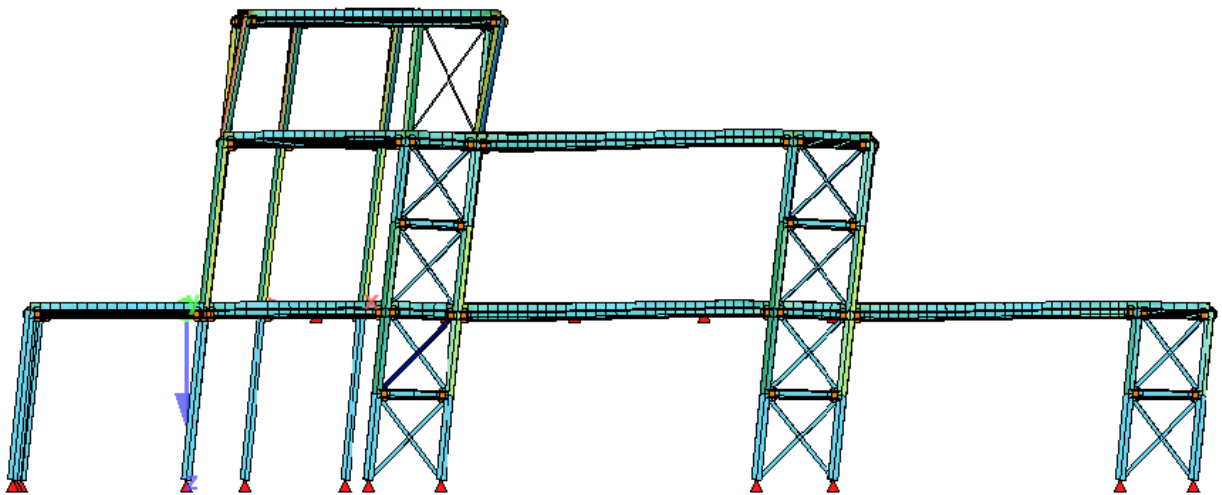
Με την ιδιομορφική ανάλυση υπολογίζονται οι ακραίες τιμές των σεισμικών μεγεθών για κάθε διεύθυνση σεισμικής διέγερσης χωριστά. Το SOFISTIK που χρησιμοποιήθηκε και για τη δυναμική ανάλυση της κατασκευής προβλέπει τη χρήση δύο κανόνων για την ιδιομορφική επαλληλία: SRSS ο οποίος χρησιμοποιείται σε περίπτωση που οι σχετικές ιδιομορφικές αποκρίσεις μπορούν να θεωρηθούν αμοιβαία ανεξάρτητες και CQC (Πλήρης Τετραγωνικός Συνδυασμός). Στη προκειμένη περίπτωση επιλέχθηκε η μέθοδος CQC η οποία θεωρείται ακριβέστερη μέθοδος για το συνδυασμό των ιδιομορφικών μεγίστων. Στο πίνακα Π5.1 φαίνονται τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης της συγκεκριμένης κατασκευής.

Πίνακας Π5.1 Ιδιομορφική ανάλυση

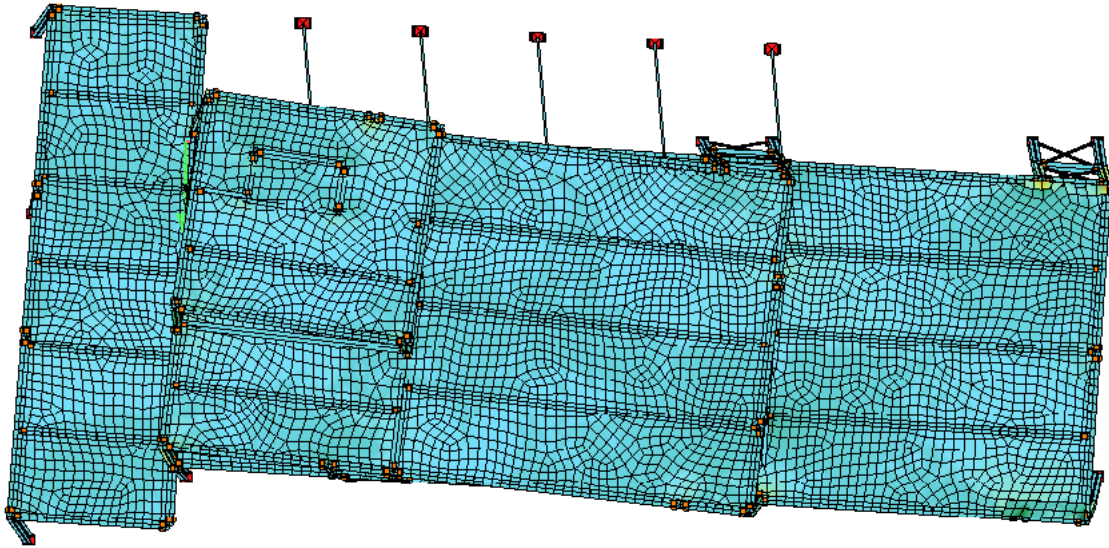
Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	Ιδιοσυχνότητα (Hertz)	Ποσοστό συμμετέχουσας μάζας	
			Κατά χ (%)	Κατά y (%)
1	0.430	2.326	1.4	85.2
2	0.421	2.375	81	1.4
3	0.301	3.322	0	1.4
4	0.221	4.525	10.6	0
5	0.193	5.181	0	11.3
6	0.172	5.814	1.8	0
7	0.165	6.061	4.5	0
8	0.157	6.369	0	0
Συνολικό ποσοστό συμμετέχουσας μάζας			99.3	99.3



Εικόνα 5.1: 1^η ιδιομορφή κατά y (T=0,43sec)



Εικόνα 5.2: 2^η ιδιομορφή κατά x (T=0,421sec)



Εικόνα 5.3: 3^η ιδιομορφή στρωφική (T=0,301 sec)

Το πρόγραμμα έλαβε υπόψη τις 8 πρώτες ιδιομορφές διότι πρέπει να ικανοποιείται η απαίτηση του κανονισμού να συγκεντρώνεται τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας. Αξίζει να σημειωθεί ότι ο έλεγχος μόρφωσης του φορέα ως προς το επιλεγμένο σύστημα πλευρικής ευστάθειας υποδεικνύει κατώτερες ιδιομορφές μεταφορικές που συγκεντρώνουν μεγάλα ποσοστά της συνολικής μάζας κάτι που ικανοποιείται στη συγκεκριμένη περίπτωση. Τέλος, η κατακόρυφη διεύθυνση του σεισμού δεν έχει αναφερθεί διότι σύμφωνα με τα αποτελέσματα του προγράμματος συγκέντρωσε αμελητέα ποσοστά της μάζας.

Χωρική επαλληλία

Η χωρική επαλληλία είναι απαραίτητη προκειμένου να υπολογιστεί η ακραία τιμή ενός σεισμικού μεγέθους για ταυτόχρονη δράση και των τριών συνιστωσών της σεισμικής διέγερσης x, y και z. Οι συνδυασμοί που χρησιμοποιήθηκαν στη χωρική επαλληλία είναι οι συνδυασμοί (2.4) και (2.5) που έχουν αναφερθεί στη παράγραφο 2.5.

5.2 Τυχηματικές στρεπτικές επιδράσεις

Για την αντιμετώπιση στρεπτικών καταπονήσεων ενός κτιρίου, οφειλομένων σε παράγοντες που δεν είναι πρακτικά εφικτό να προσομοιωθούν όπως αβεβαιότητες στη θέση των μαζών και στη χωρική μεταβολή της σεισμικής κίνησης, το υπολογιζόμενο κέντρο μάζας σε κάθε όροφο κρίνεται σκόπιμο να θεωρείται μετατοπισμένο από την ονομαστική θέση του σε κάθε διεύθυνση κατά την τυχηματική εκκεντρότητα:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$$

όπου,

e_{ai} τυχηματική εκκεντρότητα του κέντρου μάζας ορόφου i από την ονομαστική θέση του, εφαρμοζόμενη στην ίδια διεύθυνση σε όλους τους ορόφους

L_i διάσταση του ορόφου κάθετη προς τη διεύθυνση της σεισμικής δράσης

Όταν χρησιμοποιείται χωρικό προσομοίωμα για την ανάλυση, οι τυχηματικές στρεπτικές επιδράσεις μπορούν να καθοριστούν ως περιβάλλουσα των εντατικών μεγεθών στατικών φορτίσεων, που αποτελούνται από ομάδα στρεπτικών ροπών M_{ai} περί τον κατακόρυφο άξονα κάθε ορόφου:

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i$$

όπου,

M_{ai} είναι η στρεπτική ροπή που εφαρμόζεται στον όροφο i περί τον κατακόρυφο άξονά του

F_i είναι το οριζόντιο φορτίο που δρα στον όροφο i σε διεύθυνση κάθετη προς εκείνη της e_{ai}

Η κατανομή των οριζοντίων φορτίων εφόσον η θεμελιώδης ιδιομορφή προσεγγίζεται από οριζόντιες μετακινήσεις που αυξάνονται περίπου γραμμικά με το ύψος γίνεται με εφαρμογή της ακόλουθης σχέσης:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$

όπου,

z_i, z_j είναι τα ύψη των μαζών m_i, m_j πάνω από το επίπεδο εφαρμογής της σεισμικής δράσης (θεμελίωση ή άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου)

F_b είναι η σεισμική τέμνουσα βάσεως

Τέλος, οι ισοδύναμες δυνάμεις λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας υπολογίζονται από τη σχέση:

$$F_{Ei} = \frac{M_{ai}}{L_i}$$

Η παραπάνω διαδικασία πραγματοποιείται και για τις δύο διευθύνσεις σεισμικής διέγερσης (x,y) χωριστά. Τα αποτελέσματα του ζεύγους δυνάμεων ορίζονται ως E_{ccx} και E_{ccy} και εισήχθησαν στο προσομοίωμα ως συγκεντρωμένες δυνάμεις με φορά τέτοια που να δημιουργούν ροπή ομόφορη προς τον άξονα z.

Σεισμική διέγερση κατά x

Η τέμνουσα βάσης που προκύπτει για σεισμική διέγερση κατά τη διεύθυνση x είναι:

$F_{b,x} = 493,1kN$ και οι δυνάμεις λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας φαίνονται στο πίνακα Π5.2

Πίνακας Π5.2 Δυνάμεις λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας κατά τη διεύθυνση x

Όροφος	z_i (m)	m_i (kg)	$m_i z_i$	F_i (kN)	L_y (m)	e_{ai}	M_{ai} (kNm)	F_{Ex} (kN)
Ισόγειο	3.5	149003.9	521514	190.26	12.10	0.61	115.11	9.51
1 ^{ος}	7	96589.1	676124	246.67	8.00	0.40	98.67	12.33
Δώμα	9.5	16207.0	153966	56.17	8.00	0.40	22.47	2.81
$\sum m_i z_i$			1351604					

Σεισμική διέγερση κατά y

Η τέμνουσα βάσης που προκύπτει για σεισμική διέγερση κατά τη διεύθυνση y είναι: $F_{b,y} = 518,19kN$ και οι δυνάμεις λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας που εφαρμόστηκαν στο φορέα φαίνονται στο πίνακα Π5.3.

Πίνακας Π5.3 Δυνάμεις λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας κατά τη διεύθυνση y

Όροφος	z_i (m)	m_i (kg)	$m_i z_i$	F_i (kN)	L_x (m)	e_{ai}	M_{ai} (kNm)	F_{Ey} (kN)
Ισόγειο	3.5	121415.6	424954.77	175.56	24.50	1.23	215.06	8.78
1 ^{ος}	7	95853.4	670973.459	277.20	13.50	0.68	187.11	13.86
Δώμα	9.5	16670.0	158365	65.43	5.30	0.27	17.34	3.27
$\sum m_i z_i$			1254293.23					

5.3 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Ο έλεγχος περιορισμού βλαβών είναι ιδιαίτερα σημαντικός στα μεταλλικά κτίρια λόγω της πλευρικής ευκαμψίας τους. Η απαίτηση περιορισμού βλαβών θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν υπό τη σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων περιορίζονται σύμφωνα με τη σχέση:

$$\gamma = \frac{\delta_0 - \delta_u}{h} \cdot \frac{q}{2,5} \leq \gamma_{\max}$$

όπου,

γ η γωνιακή παραμόρφωση του ορόφου

δ_0 η μετακίνηση της πλάκας του υπερκείμενου προς τον εξεταζόμενο όροφο

δ_u η μετακίνηση της πλάκας του εξεταζόμενου ορόφου

h το ύψος του ορόφου

q ο συντελεστής συμπεριφοράς

$\gamma_{\max} = 0,75\%$ για κτίρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία

Πίνακας Π5.4: Αποτελέσματα για σεισμική διέγερση κατά x

ΟΡΟΦΟΣ	δ_x (m)	$\delta_o - \delta_u$ (m)	h (m)	γ
Ισόγειο	0.0058	0.00581	3.5	$0.27 < 0,75\%$
1 ^{ος}	0.0123	0.00629	3.5	$0.29 < 0,75\%$
Δώμα	0.0192	0.0071	2.5	$0.45 < 0,75\%$

Πίνακας Π5.5 : Αποτελέσματα για σεισμική διέγερση κατά y

ΟΡΟΦΟΣ	δ_ψ (m)	$\delta_o-\delta_u$ (m)	h (m)	γ
Ισόγειο	0.0069	0.0069	3.5	0.0032 < 0,75%
1 ^{ος}	0.0129	0.006	3.5	0.0027 < 0,75%
Δώμα	0.0167	0.0038	2.5	0.0024 < 0,75%

5.4 Έλεγχος φαινομένων δευτέρας τάξεως

Η επίλυση με θεωρία πρώτης τάξεως επιτρέπεται εφόσον ικανοποιείται η ακόλουθη σχέση για κάθε όροφο. Σε αυτή τη περίπτωση τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως μπορούν να αγνοηθούν.

$$\theta = \frac{P_{TOT} \cdot d_r}{V_{TOT} \cdot h} \leq 0,10$$

όπου,

θ συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου

P_{TOT} το συνολικό φορτίο βαρύτητας στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων

V_{TOT} η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου

d_r η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζοντίων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου (όπως υπολογίστηκαν και στον έλεγχο περιορισμού βλαβών)

Πίνακας Π5.6: Αποτελέσματα για σεισμική διέγερση κατά x

ΟΡΟΦΟΣ	δ (2η ιδιομορφή)	F_i (kN)	V_i (kN)	δ_χ (m)	$(\delta_o-\delta_u)q$ (m)	θ	
Ισόγειο	0.0378	1490.0	493.1	0.00581	0.0186	0.02	<0.1
1 ^{ος}	0.0815	965.9	249.4	0.0121	0.0201	0.02	<0.1
Δώμα	0.127	162.0	65.2	0.0192	0.0227	0.02	<0.1

Πίνακας Π5.7: Αποτελέσματα για σεισμική διέγερση κατά y

ΟΡΟΦΟΣ	δ (1η ιδιομορφή)	F_i (kN)	V_i (kN)	δ_ψ (m)	$(\delta_o-\delta_u)q$ (m)	θ	
Ισόγειο	0.0422	1490.0	518.2	0.0069	0.0221	0.02	<0.1
1 ^{ος}	0.0809	965.9	256.1	0.0129	0.0192	0.02	<0.1
Δώμα	0.1055	162.0	56.0	0.0167	0.0122	0.01	<0.1

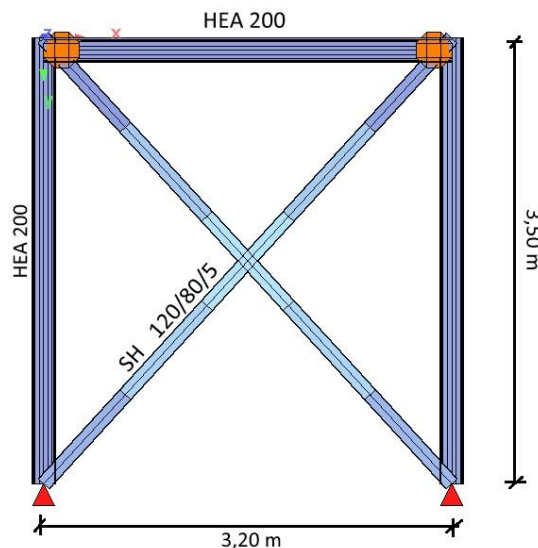
5.5 Ικανοτικός σχεδιασμός

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.

5.5.1 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Ενδεικτικά θα γίνει ο έλεγχος του δυσμενέστερου συνδέσμου δυσκαμψίας διατομής SH 120/80/5 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: $-1,0E_x + 1,0E_{cx} + 0,3E_y + 0,3E_{cy}$.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 στην περίπτωση πλαισίων με διαγώνιους συνδέσμους θα λαμβάνονται υπόψη μόνο οι εφελκόμενες διαγώνιοι. Ωστόσο, το sofistik λαμβάνει τη συμμετοχή της θλιβόμενης και της εφελκόμενης διαγωνίου στην παραλαβή της σεισμικής έντασης χωρίς να υπάρχει δυνατότητα διαμόρφωσης της προεπιλογής αυτής από το χρήστη. Για το λόγο αυτό στο προσομοίωμα τοποθετήθηκε 'ισοδύναμη' διατομή με την ίδια , περίπου, δυσκαμψία (δηλαδή αντί για SH 120/80/5 τοποθετήθηκε SH 120/80/2,5).



Εικόνα 5.4 Σύνδεσμος 40003-40004 ισογείου (διεύθυνση y)

- Χαρακτηριστικά διατομής

SH 120/80/5					
A	b	h	t	i_y	i_z
(cm^2)	(cm)	(cm)	(cm)		
18,70	8,00	12,00	0,50	4,42	3,21

- Κατάταξη διατομής

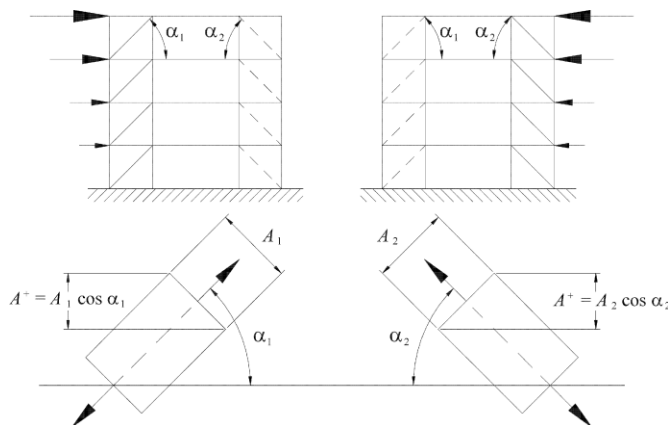
Η διατομή βρίσκεται σε εφελκυσμό γι' αυτό και δε χρειάζεται να ελεγχθεί η κατηγορία στην οποία ανήκει.

- **Διάταξη διαγώνιων συνδέσμων**

Τα διαγώνια στοιχεία των συνδέσμων θα τοποθετούνται κατά τέτοιο τρόπο ώστε ο φορέας να επιδεικνύει παρεμφερή χαρακτηριστικά καμπτικής παραμόρφωσης σε κάθε όροφο κάτω από τις εναλλασσόμενες κατευθύνσεις καταπόνησης. Για το λόγο αυτό θα πρέπει να ικανοποιείται ο ακόλουθος κανόνας για κάθε όροφο.

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,5 \quad \text{όπου, } A^+ \text{ και } A^- \text{ είναι οι περιοχές των οριζόντιων προβολών των διατομών των}$$

εφελκόμενων διαγώνιων, όταν οι οριζόντιες σεισμικές δράσεις έχουν θετική ή αρνητική κατεύθυνση αντίστοιχα (βλ. εικόνα 5.5)



Εικόνα 5.5 Παράδειγμα εφαρμογής του παραπάνω κανόνα

Στο εξεταζόμενο κτίριο τοποθετήθηκε ίδια διατομή και στις δύο ράβδους του συνδέσμου δυσκαμψίας. Συνεπώς:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} = 0 < 0,5 \quad \checkmark$$

- **Έλεγχος διατομής σε εφελκυσμό**

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

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.)$$

όπου,

$$N_{Ed} = N_{Ed}' \cdot 2 = 215,4 \cdot 2 = 430,8 kN^1$$

¹ 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_{Ed}' η αξονική της διαγωνίου που προκύπτει από το πρόγραμμα για το συνδυασμό
 $-1,0E_x + 1,0E_{ccx} + 0,3E_y + 0,3E_{cxy}$

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{18,7 \cdot 23,5}{1,0} = 439,45kN \text{ η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό}$$

Τελικά, $\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{430,80}{439,45} = 0,98 < 1,00 \quad \checkmark$

- **Έλεγχος λυγηρότητας**

Σε πλαίσια με X διαγώνιους συνδέσμους, η αδιάστατη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$, όπως ορίζεται στο EN1993-1-1 θα πρέπει να περιορίζεται σε: $1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2,0$. 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 κτίριο έχει περισσότερους από δύο ορόφους. Το κτίριο 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:

$$L_{cr} = \sqrt{l^2 + h^2} = \sqrt{3,2^2 + 3,5^2} = 474,24cm \text{ (οι διαγώνιες ράβδοι δεν ενώνονται στη μέση)}$$

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

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{93,9 \cdot \varepsilon} = \frac{474,24}{3,21} \cdot \frac{1}{93,9 \cdot 1} = 1,57 < 2,00 \quad \checkmark$$

- **Συντελεστής εκμετάλλευσης της διαγωνίου**

Προκειμένου να ικανοποιείται μια ομοιογενής πλάστικη συμπεριφορά των διαγωνίων, θα πρέπει να ελέγχεται ότι η μέγιστη υπεραντοχή Ω_i η οποία ορίζεται ως το πηλίκο της αντοχής σχεδιασμού της διαγωνίου i προς τη τιμή σχεδιασμού της αξονικής δύναμης στην ίδια διαγώνιο i στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, δε διαφέρει από την ελάχιστη τιμή Ω κατά περισσότερο από 25 %.

Στην εξεταζόμενη διαγώνιο ισχύει:

$$\Omega_i = \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}} = \frac{439,45}{420,00} = 1,05 > 1$$

$\Omega_{\min} = 1,05$ η ελάχιστη τιμή του συντελεστή εκμετάλλευσης για τους συνδέσμους κατά τη διεύθυνση y (Παράρτημα Πίνακας ΠΑ.2)

Έλεγχος: $\frac{\Omega_i}{\Omega_{\min}} = \frac{1,05}{1,05} = 1,00 < 1,25$

Σημείωση

Η προδιαστασιολόγηση των συνδέσμων έγινε με τέτοιο τρόπο ώστε να ικανοποιούνται τα κριτήρια αντοχής οριακά ($\Omega=1 \rightarrow$ βέλτιστη διατομή). Τελικά, τοποθετήθηκαν διατομές οι οποίες επαλήθευαν όλα τα παραπάνω κριτήρια του κανονισμού και ταυτόχρονα δεν απήχαν πάρα πολύ από τη ‘βέλτιστη’ διατομή.

Αναλυτικά οι έλεγχοι για όλους τους συνδέσμους δυσκαμψίας επισυνάπτονται στους πίνακες ΠΑ.1 για τους συνδέσμους δυσκαμψίας κατά τη διεύθυνση x και ΠΑ.2 για τους συνδέσμους κατά τη διεύθυνση y (παράρτημα).

5.5.2 Κεφαλοδοκός

Για λόγους πληρότητας ο έλεγχος αυτός θα γίνει για τη δοκό που εξετάστηκε και για το συνδυασμό $1.35G+1.50Q$ (παράγραφος 4.2.3).

Η δοκός/υποστύλωμα θα πρέπει να πληροί την ακόλουθη απαίτηση ελάχιστης αντοχής:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot N_{Ed,E} \quad (5.1)$$

όπου:

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό της δοκού/υποστυλώματος σύμφωνα με τον EN1993, η οποία λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση της αντοχής σε λυγισμό με τη ροπή κάμψης M_{Ed} , τη ροπή σχεδιασμού στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

$N_{Ed,G}$ είναι η αξονική δύναμη στη δοκό/υποστύλωμα που οφείλεται σε μη σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό δράσεων για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

$N_{Ed,E}$ είναι η αξονική δύναμη στη δοκό/υποστύλωμα που οφείλεται στη σεισμική δράση σχεδιασμού

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

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

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

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

Η δυσμενέστερη σεισμική κατάσταση για την εξεταζόμενη δοκό προκύπτει από το σεισμικό συνδυασμό: $0,3E_x + 0,3E_{ccx} - 1,0E_y + 1,0E_{ccy}$

Συνεπώς,

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) = N_{pl,Rd} = 1265,0kN^1$$

$$\Omega_{min} = 1,05$$

$$N_{Ed,G} = 134,9kN \text{ (όπως προκύπτει από το πρόγραμμα για το συνδυασμό } Q+0,3Q \text{)}$$

¹ Οι ροπές που προέκυψαν από τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού είναι αμελητέες. Συνεπώς, ο μειωτικός συντελεστής λόγω αλληλεπίδρασης με ροπή κάμψης είναι ίσος με τη μονάδα ($\chi=1$)

$$N_{Ed,E} = N_{\Sigma \text{ΥΝΔΕΣΜΟΥ}} \cdot \cos \varphi = 215,4 \cdot \cos(47,56^\circ) = 195,239 \text{ kN}$$

Επίσης πρέπει να ισχύει: $1,1\gamma_{ov}\Omega_{\min} = 1,44 < 3,2 = q \quad \checkmark$

Τελικώς, αντικαθιστώντας τα παραπάνω μεγέθη στη σχέση (5.1) προκύπτει:

$$N_{\text{IKAN}} = 134,9 + 1,44 \cdot 195,239 = 416,04 \text{ kN} < N_{pl,Rd}(M_{Ed}) = 1265,0 \text{ kN} \quad \checkmark$$

5.5.3 Υποστύλωμα

Για λόγους πληρότητας θα εξεταστεί το υποστύλωμα που συντρέχει στο σύνδεσμο δυσκαμψίας που εξετάστηκε στη παράγραφο 5.6.1. Ο δυσμενέστερος σεισμικός συνδυασμός για το υποστύλωμα είναι: $0,3E_x - 0,3E_{ccx} + 1,0E_y - 1,0E_{ccy}$

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) = N_{pl,Rd} = 1265,0 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,E} = N_{\Sigma \text{ΥΝΔΕΣΜΟΥ}} \cdot \sin \varphi = 215,4 \cdot \sin(47,56^\circ) = 90,99 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,G} = 233,0 \text{ kN} \quad (\text{όπως προκύπτει από το πρόγραμμα για το συνδυασμό } Q+0,3Q)$$

$$\Omega_{\min} = 1,05$$

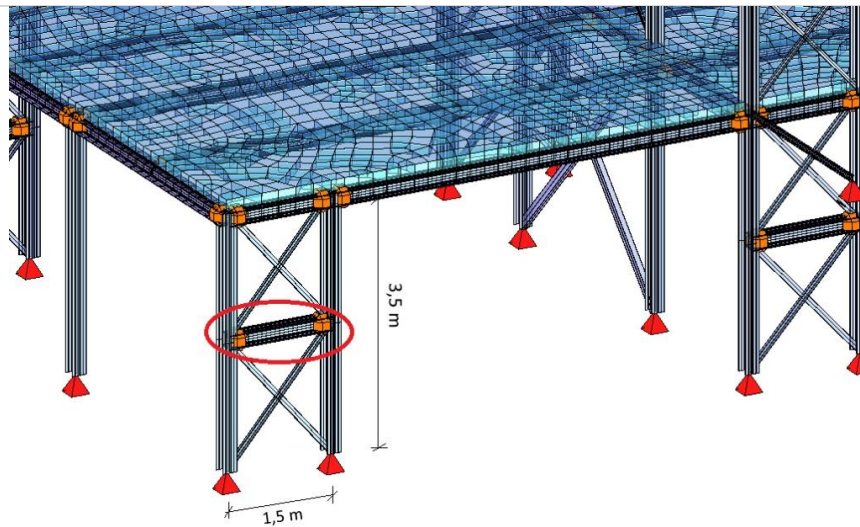
$$1,1\gamma_{ov}\Omega_{\min} = 1,44 < 3,2 = q \quad \checkmark$$

Τελικώς, αντικαθιστώντας τα παραπάνω μεγέθη στη σχέση (5.1) προκύπτει:

$$N_{\text{IKAN}} = 233,0 + 1,44 \cdot 90,99 = 364,03 < N_{pl,Rd}(M_{Ed}) = 1265,0 \text{ kN} \quad \checkmark$$

5.5.4 Δοκός

Προκειμένου να ικανοποιούνται οι απαραίτητες γεωμετρικές απαιτήσεις (παράγραφος 5.6.1) σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, στους συνδέσμους δυσκαμψίας κατά τη διεύθυνση x τοποθετήθηκε μία ενδιάμεση δοκός έτσι ώστε το μήκος λυγισμού της εφελκνόμενης διαγωνίου να μειώνεται στο μισό όπως φαίνεται στην εικόνα (5.1). Η δυσμενέστερη φόρτιση για τη δοκό αυτή προκύπτει από το σεισμικό συνδυασμό $E_x + E_{ccx} - 0,3E_y + 0,3E_{ccy}$ και συνεπώς διαστασιολογήθηκε και ελέγχθηκε σύμφωνα με τα μεγέθη που δημιουργούνται από το συνδυασμό αυτό.



Εικόνα 5.5 Δοκός

- **Χαρακτηριστικά της διατομής**

Πίνακας Π5.8 Χαρακτηριστικά της διατομής HEA 100

HEA 100						
Γεωμετρικά χαρακτηριστικά	A (cm ²)	A _{v,y} (cm ²)	A _{v,z} (cm ²)	h (cm)	t _w (cm)	t _f (cm)
	21,24	32,00	7,56	9,6	0,5	0,8
Αδρανειακά χαρακτηριστικά	W _{pl,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	i _y (cm)	i _z (cm)
	83,01	41,14	349,2	133,8	4,06	2,51

- **Κατάταξη διατομής**

Η κατάταξη του κορμού και των πελμάτων της διατομής γίνεται με τη βοήθεια των πινάκων Π3.1.α και Π3.1.β.

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

Κορμός: $\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{56}{5} = 11,2 < 33\varepsilon = 33$

Άρα ο κορμός (τμήμα που υπόκειται σε θλίψη) είναι **κατηγορίας 1**.

Πέλωμα: Η κατάταξη των πελμάτων σε θλίψη γίνεται με βάση τους πίνακες Π3.1.α και Π3.1.β.

$$c = \frac{b - t_w}{2} - r = \frac{100 - 5}{2} - 12 = 35,5$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{35,5}{8,0} = 4,44 < 9\varepsilon = 9$$

Άρα τα πέλματα είναι **κατηγορίας 1**.

Συνεπώς, η διατομή είναι κατηγορίας 1.

- **Εντατικά μεγέθη**

$$N_{Ed,E} = N_{\text{ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ}} \cdot \cos \varphi = 2 \cdot 80,9 \cdot \cos(49,4^\circ) = 105,3 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,G} \approx 0 \text{ kN}$$

$$N_{\text{IKAN.}} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{\min} \cdot N_{Ed,E} = 146,83 \text{ kN}$$

όπου,

$$\Omega_{\min} = 1,33$$

- **Έλεγχος μέλους σε λυγισμό**

Το ισοδύναμο μήκος λυγισμού ως προς τη διεύθυνση z-z (ασθενής διεύθυνση) είναι:

$$L_{cr,z} = 150 \text{ cm}$$

Καμπύλη λυγισμού και μειωτικός συντελεστής

Από τον πίνακα Π4.10 για h/b=1,875 και t_f=6,3mm < 40mm η καμπύλη λυγισμού για λυγισμό ως προς τον άξονα z-z είναι η b και ο συντελεστής ατελειών α=0,34 (πίνακας Π4.11).

Ο μειωτικός συντελεστής δίνεται από τον τύπο:

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_z^2}} \leq 1$$

όπου,

$$\lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} = 103,45 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \cdot \sqrt{\frac{210000 \text{ MPa}}{23,5 \text{ MPa}}} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{103,45}{93,9} = 1,10$$

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 1,26$$

Τελικά, $\chi_z = \frac{1}{1,26 + \sqrt{1,26^2 - 1,10^2}} = 0,53 < 1$

Η αντοχή του μέλους σε λυγισμό για διατομή κατηγορίας 1 λαμβάνεται από τη σχέση:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 0,53 \cdot \frac{21,24 \cdot 23,50}{1,0} = 381,2 \text{ kN} > N_{\text{IKAN.}} = 146,83 \text{ kN} \quad \checkmark$$

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 δειχθούν ενδεικτικά οι συνδέσεις:

- Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας -υποστυλώματος
- Διαδοκίδας HEA180 σε κύρια δοκό HEA 200
- Κύριας δοκού HEA 200 σε υποστύλωμα HEA 200
- Έδραση υποστυλώματος

6.2 Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας -υποστυλώματος

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 που εξετάστηκε στη παράγραφο 5.6.1.

Έλεγχος σε εφελκυσμό διατομής ελάσματος σύνδεσης

Για τη σύνδεση του κατακόρυφου συνδέσμου τοποθετείται έλασμα ποιότητας χάλυβα S235, του οποίου το πάχος επιλέγεται ίσο με $t=16\text{mm}$.

Σύμφωνα με τα παραπάνω θα πρέπει να ισχύουν τα ακόλουθα:

- $t \cdot b \geq 1,2 \cdot A \rightarrow b \geq \frac{1,2 \cdot A}{t} = \frac{1,2 \cdot 18,7}{1,6} = 14,025\text{cm}$ και
- $1,2 \cdot N_{pl,Rd} = 1,2 \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 527,34\text{kN} \leq N_{u,Rd,ελάσματος} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 1,6 \cdot (b-2,4) \cdot 36}{1,25} \rightarrow b \geq 15,119\text{cm}$
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 $b = 160\text{mm}$.

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 3mm . Το απαιτούμενο μήκος συγκόλλησης υπολογίζεται ως εξής:

$$1,2 \cdot N_{pl,Rd} \leq 4 \cdot l \cdot a \cdot f_{v,wd} \rightarrow l \geq \frac{1,2 \cdot N_{pl,Rd}}{4 \cdot a \cdot f_{v,wd}} = 21,15\text{cm}$$

Έλεγχος πάχους συγκόλλησης

$$t_{\min} = \min \{5\text{mm}; 16\text{mm}\} = 5\text{mm}$$

Πρέπει $a = 3\text{mm} < 0,7 \cdot t_{\min} = 3,5\text{mm}$ ✓

Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση

Επιλέγονται κοχλίες M22 ποιότητας 10.9. Οι κοχλίες διαμορφώνονται ως μονότμητοι με χρήση ενός κομβοελάσματος.

Θα πρέπει να ισχύει:

$$F_{v,Rd} = n \cdot \frac{a_v \cdot A \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} \cdot m > 1,2 \cdot N_{pl,Rd} = 527,34\text{kN} \quad (6.1)$$

όπου:

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

$$f_{ub} = 100\text{kN/cm}^2 \text{ το όριο θραύσης κοχλία ποιότητας 10.9}$$

$$a_v = 0,6 \text{ το επίπεδο διάτμησης δε διέρχεται από το σπείρωμα.}$$

Από τη σχέση (6.1) προκύπτει ότι πρέπει να τοποθετηθούν $m = 3$ κοχλίες.

Συνεπώς η συνολική αντοχή των κοχλιών σε διάτμηση είναι : $F_{v,Rd} = 547,39kN$

Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας

Οι ελάχιστες επιτρεπόμενες αποστάσεις θα είναι:

$$\min e_1 = 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 24 = 28,8mm$$

$$\min p_1 = 2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 24 = 52,8mm$$

Οι μέγιστες επιτρεπόμενες αποστάσεις θα είναι:

$$\max e_1 = 40mm + 4 \cdot t = 40 + 4 \cdot 5 = 60mm$$

$$\max p_1 = \min \{14 \cdot t; 200mm\} = \min \{70mm; 200mm\} = 70mm$$

Για τον υπολογισμό σε σύνθλιψη άντυγας ισχύει:

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,5 \text{ (εφόσον έχει τοποθετηθεί μία σειρά κοχλιών)}$$

$$\text{και } a = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\} \quad (6.2)$$

Η συνολική αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας θα είναι:

$$F_{b,Rd} = k_1 \cdot \frac{a \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \cdot m = 2,5 \cdot \frac{a \cdot 36 \cdot 2,2 \cdot 1,6}{1,25} \cdot 3 = 760,32 \cdot a \cdot kN \quad (6.3)$$

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 άντυγας οπών και όχι η αστοχία σε διάτμηση κοχλιών. Επομένως θα πρέπει να ισχύει:

$$1,2 \cdot N_{pl,Rd} \leq F_{b,Rd} \leq F_{v,Rd} \rightarrow 527,34 \leq 760,32 \cdot a \leq 547,39 \rightarrow 0,694 \leq a \leq 0,719$$

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

$$0,694 \leq \frac{e_1}{3 \cdot d_0} \leq 0,719 \rightarrow 49,94 \leq e_1 \leq 51,84$$

$$\text{και } 0,694 \leq \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} \leq 0,719 \rightarrow 67,94 \leq p_1 \leq 69,84$$

Επιλέγονται $e_1 = 50mm$ και $p_1 = 68mm$

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

$$F_{b,Rd} = 2,5 \cdot \frac{0,694 \cdot 36 \cdot 2,2 \cdot 1,6}{1,25} \cdot 3 = 527,66kN$$

Το κριτήριο ολκιμότητας ικανοποιείται:

$$1,2 \cdot N_{pl,Rd} = 527,34kN \leq F_{b,Rd} = 527,66kN \leq F_{v,Rd} = 547,39kN \quad \checkmark$$

Η τελική διαμόρφωση της σύνδεσης φαίνεται στην εικόνα 6.1.



Εικόνα 6.1: Διαμόρφωση σύνδεσης διαγωνίου συνδέσμου δυσκαμψίας -υποστυλώματος

6.3 Αρθρωτή σύνδεση δευτερεύουσας- κύριας δοκού

Η σύνδεση της διαδοκίδας με τη κύρια δοκό διαμορφώνεται με διατομή από δύο γωνιακά με τη βοήθεια του προγράμματος STEELCON. Στις φόρμες εισαγωγής του προγράμματος ορίζονται τα χαρακτηριστικά των διατομών των συνδεόμενων μελών (εικόνα 6.) καθώς και τα δεδομένα των κοχλιών και των ελασμάτων σύνδεσης (εικόνα 6.). Εφόσον, οι διαδοκίδες 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 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. Ωστόσο, εφόσον το πρόγραμμα δε προβλέπει τη χρήση ενισχυτικών ελασμάτων σε αρθρωτή σύνδεση η ελατή διατομή προσομοιώθηκε με συγκολλητή διατομή με ίδια χαρακτηριστικά και συνολικό πάχος κορμού ίσο με 18mm . Για τα συνδεόμενα μέλη τα μέγιστα εντατικά μεγέθη προέκυψαν από το συνδυασμό $1,35G+1,50Q$ στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

	Main Beam	Second. Beam
B =	0	180
H =	0	171
Tw =	0	18
Tf =	0	9.5
Ta =	0	15

Εικόνα 6.2 : Δεδομένα εισαγωγής διατομών

Εικόνα 6.3 : Δεδομένα κοχλιών και ελασμάτων σύνδεσης

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 στη 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

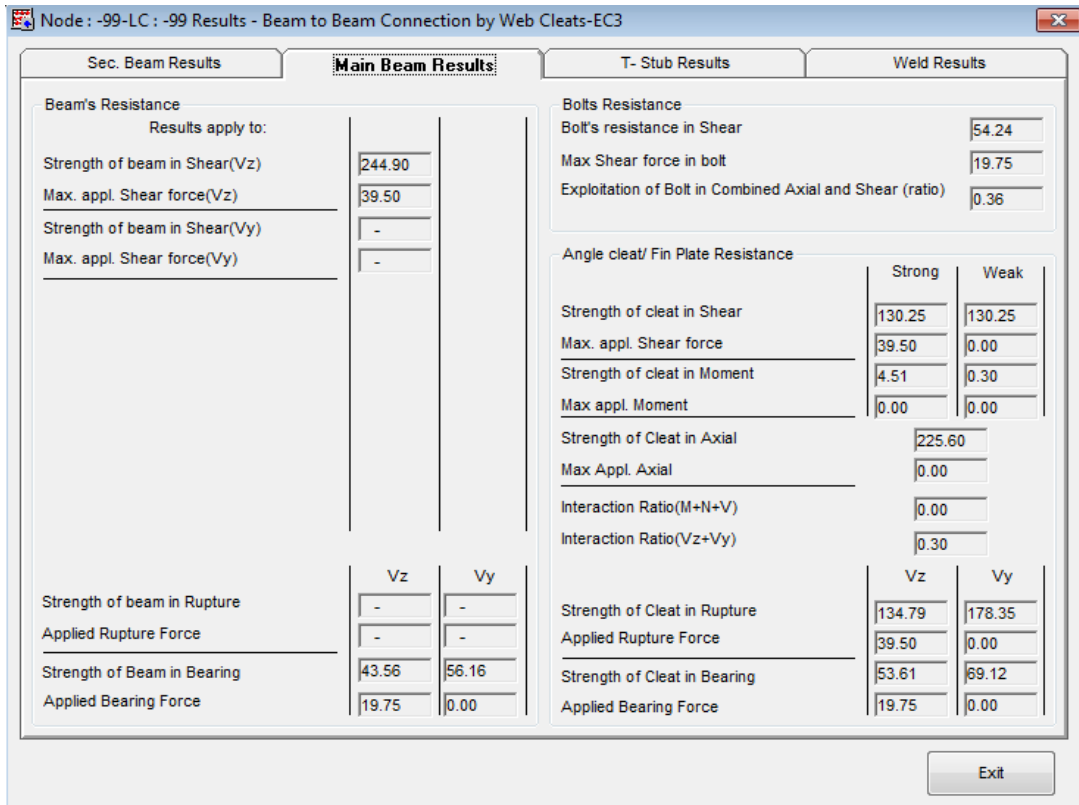
Επιπρόσθετα, θα πρέπει να ισχύει το κριτήριο πλαστιμότητας σύμφωνα με το οποίο κρίσιμη πρέπει να είναι η πλαστική αστοχία, δηλαδή η διαρροή πλήρους διατομής και όχι η θραύση της απομειωμένης διατομής ($N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd}$).

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

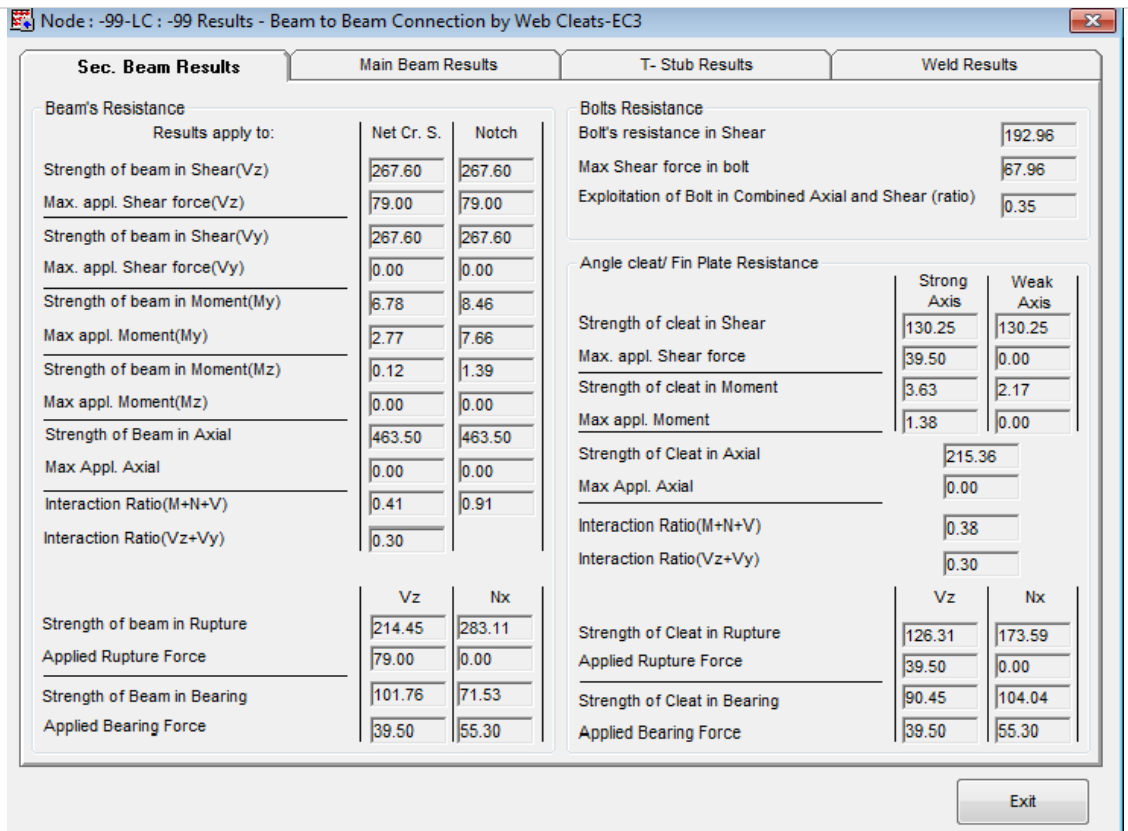
Για τη σύνδεση του ελάσματος με τη δευτερεύουσα δοκό επιλέχθηκαν δύο κοχλίες M16 ποιότητας 10.9 ενώ για τη σύνδεση του ελάσματος με τη κύρια δοκό επιλέχθηκαν δύο κοχλίες M12 ποιότητας 10.9. Η αντοχή των κοχλιών σε διάτμηση προσδιορίζεται όπως αναφέρθηκε αναλυτικά στη παράγραφο 6.2 της παρούσας εργασίας.

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 στη παράγραφο 6.2 της παρούσας εργασίας.

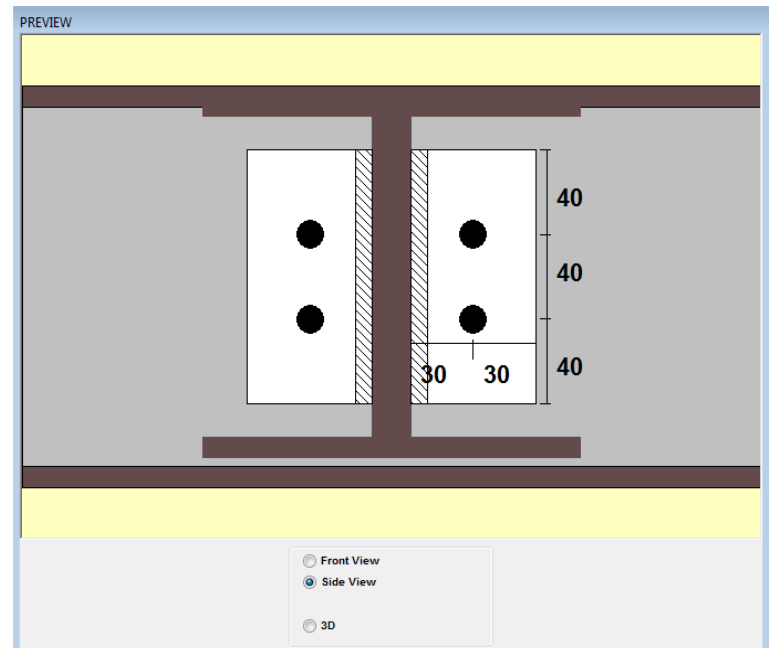
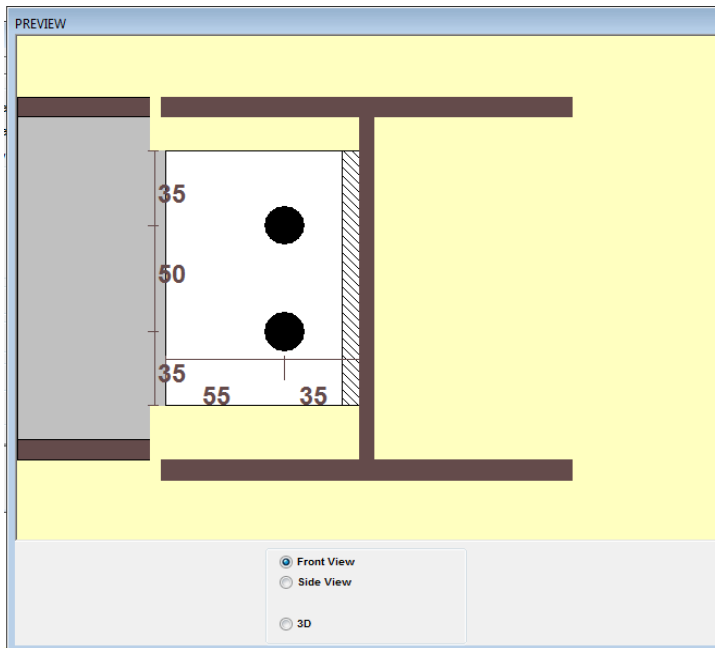


Εικόνα 6.4 : Αποτελέσματα για τη κύρια δοκό



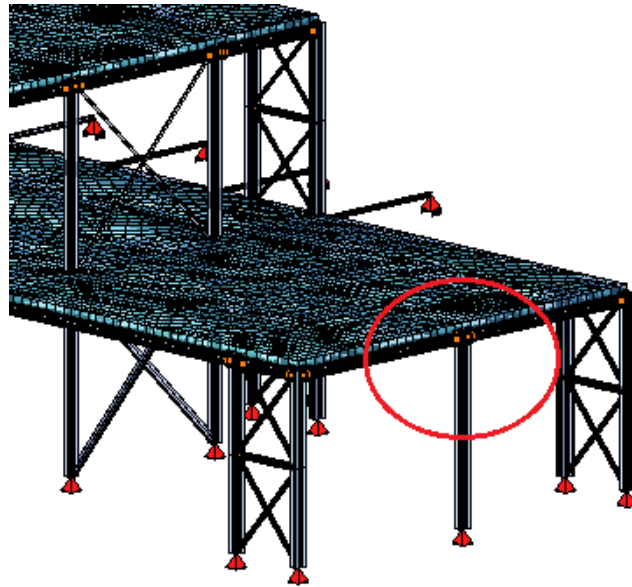
Εικόνα 6.5 :Αποτελέσματα για τη δευτερεύουσα δοκό

Παρουσιάζεται στη συνέχεια η τελική σύνδεση.



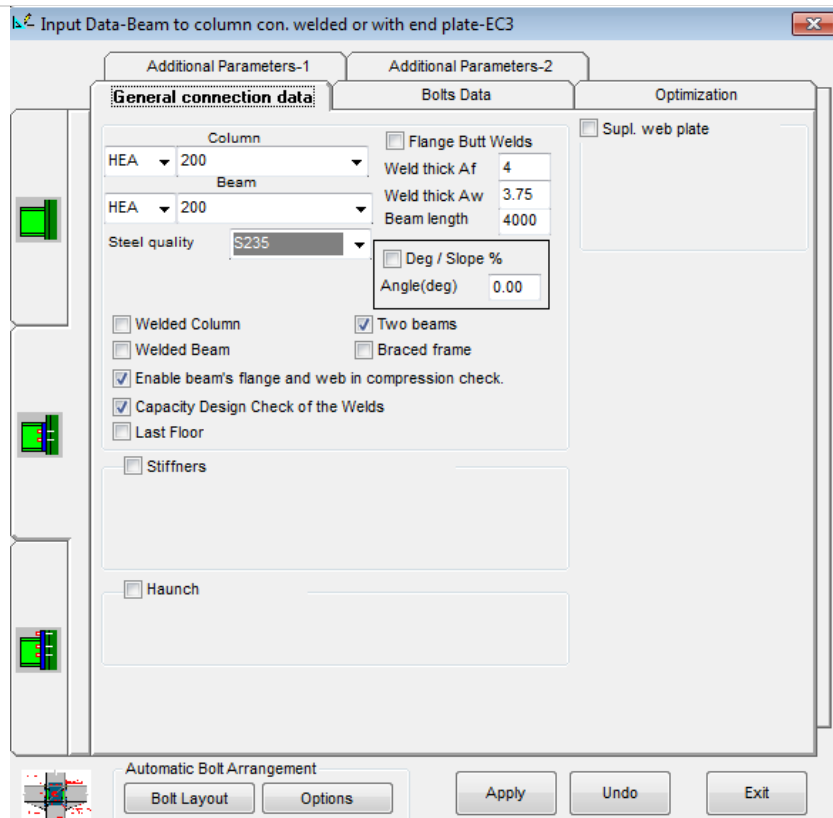
6.4 Σύνδεση κύριας δοκού – υποστυλώματος με μετωπική πλάκα

Η σύνδεση που θα παρουσιαστεί αναλυτικά παρακάτω αφορά τη σύνδεση δύο κύριων δοκών με το υποστύλωμα του ισογείου (Εικόνα 6.6)

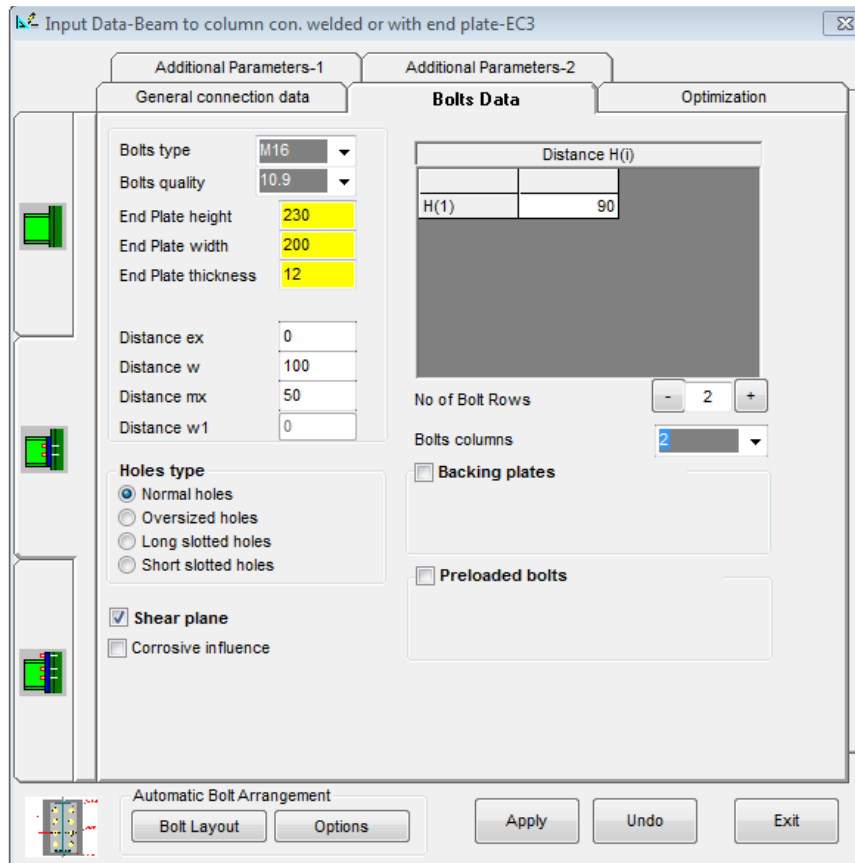


Εικόνα 6.6 : Θέση της εξεταζόμενης σύνδεσης

Η σύνδεση κύριας δοκού HEA200 με το υποστύλωμα HEA200 σχεδιάστηκε με τη βοήθεια του προγράμματος Steel connections. Για τη σύνδεση χρησιμοποιήθηκε μετωπική πλάκα, ύψους $h_p=230\text{mm}$ και πάχους $t_p=12\text{mm}$ η οποία συγκολλάται στη κύρια δοκό και κοχλιώνεται στα πέλματα του υποστυλώματος. Κατ' αρχήν, επιλέγονται οι διατομές των συνδεόμενων μελών καθώς και η ποιότητα του χάλυβα (εικόνα 6.7) και στη συνέχεια εισάγονται τα δεδομένα των κοχλιών και της μετωπικής πλάκας (εικόνα 6.8).



Εικόνα 6.7 :Γενικά δεδομένα εισαγωγής



Εικόνα 6.8: Δεδομένα εισαγωγής μέσω σύνδεσης

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

ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

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

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

όπου:

$A_{vc} = 18,08 \text{ cm}^2$ η επιφάνεια διάτμησης του υποστυλώματος από τους πίνακες πρότυπων διατομών

$f_{y,wc} = 23,5 \text{ kN / cm}^2$ όριο διαρροής του υποστυλώματος

$$\gamma_{M0} = 1$$

ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΕΓΚΑΡΣΙΑ ΘΛΙΨΗ

Η αντοχή του κορμού υποστυλώματος σε θλίψη δίνεται από τη σχέση:

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \leq \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot \rho \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M1}}$$

όπου:

ω μειωτικός συντελεστής για την αλληλεπίδραση σε διάτμηση. Η σύνδεση που εξετάζεται ανήκει σε κόμβο στον οποίο συντρέχουν δύο δοκοί ίδιας διατομής ($M_{b1,Ed} = M_{b2,Ed}$). Συνεπώς, προκύπτει $\beta=0$ (πίνακας 6.4) και από το πίνακα 6.5, $\omega=1$.

k_{wc} μειωτικός συντελεστής που εξαρτάται από την αναπτυσσόμενη διαμήκη θλιπτική τάση

ρ μειωτικός συντελεστής για το λυγισμό του ελάσματος που εξαρτάται από τη λυγηρότητα του ελάσματος

$b_{eff,c,wc}$ ενεργό πλάτος του κορμού του υποστυλώματος υπό θλίψη και υπολογίζεται από

$$\text{τον τύπο: } b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_b + 5 \cdot (t_{fc} + s) + s_p$$

t_p το πάχος της μετωπικής πλάκας

$$s_p = 2 \cdot t_p = 24 \text{ mm}$$


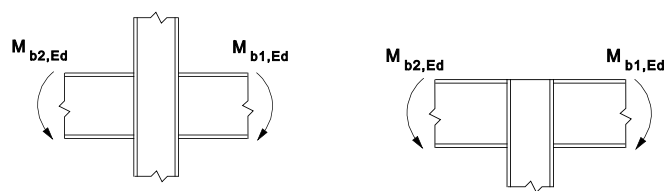
t_{fb} το πάχος του πέλματος της δοκού

a_b το πάχος της συγκόλλησης των πελμάτων της δοκού

t_{fc} το πάχος του πέλματος του υποστυλώματος

$s = r_c$ η ακτίνα καμπυλότητας για υποστύλωμα ελατής διατομής

Πίνακας Π6.1 Προσεγγιστικές τιμές του συντελεστή μετασχηματισμού β

Τύπος διαμόρφωσης κόμβου	Δράση	Τιμή του β
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed} = M_{b2,Ed}$ $M_{b1,Ed} / M_{b2,Ed} > 0$ $M_{b1,Ed} / M_{b2,Ed} < 0$ $M_{b1,Ed} + M_{b2,Ed} = 0$	$\beta = 0$ *) $\beta \approx 1$ $\beta \approx 2$ $\beta \approx 2$
*) Στην περίπτωση αυτή, η τιμή του β είναι ακριβής και όχι προσέγγιση		

Πίνακας Π6.2 Μειωτικός συντελεστής ω για την αλληλεπίδραση με διάτμηση

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

A_{vc} είναι η επιφάνεια διάτμησης του υποστυλώματος

β είναι η παράμετρος μετασχηματισμού

ΠΕΛΜΑ ΚΑΙ ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΟΥ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

Η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη ενός πέλματος δοκού και της παρακείμενης θλιβόμενης ζώνης του κορμού της δίνεται από το τύπο:

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h - t_{fb}} \quad \text{όπου,} \quad M_{c,Rd} = M_{pl,Rd,b} \quad \text{η αντοχή σχεδιασμού σε ροπή της διατομής}$$

h	το ύψος της συνδεόμενης δοκού
t_{fb}	το πάχος πέλματος της συνδεόμενης δοκού

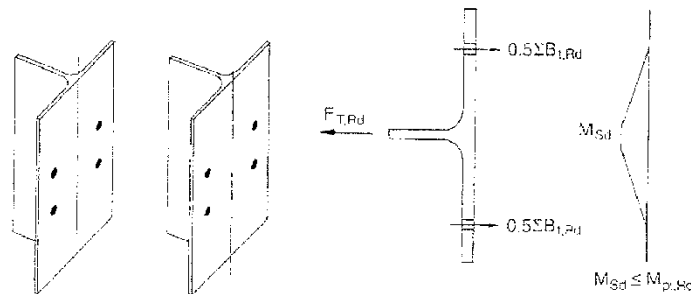
ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

Έλεγχος βραχέως ταν του πέλματος του υποστυλώματος

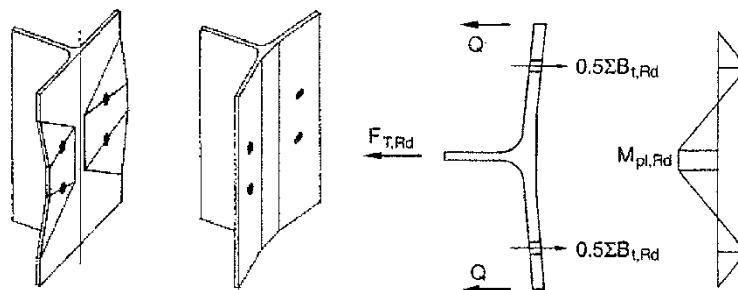
Η αντοχή σχεδιασμού και ο μηχανισμός αστοχίας ενός μη ενισχυμένου πέλματος υποστυλώματος σε εγκάρσια κάμψη, σε συνδυασμό με τους κοχλίες σε εφελκυσμό, πρέπει να προσδιορίζεται με βάση ένα ισοδύναμο βραχύ ταν και για τις δύο περιπτώσεις:

- για κάθε μεμονωμένη σειρά κοχλιών που απαιτείται να παραλάβει εφελκυσμό (Π1)
- για κάθε ομάδα σειρών κοχλιών που απαιτείται να παραλάβουν εφελκυσμό (Π2)

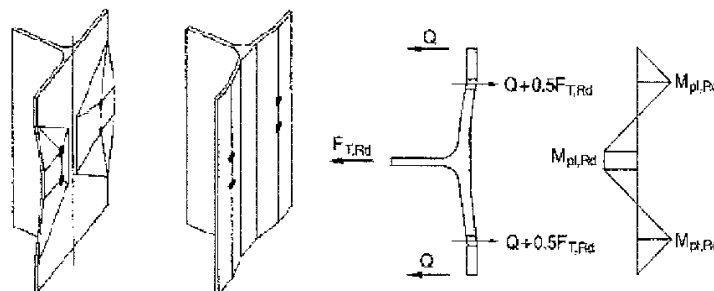
Εξετάζονται τρεις μηχανισμοί αστοχίας όπως φαίνεται και στις εικόνες 6.1 με 6.3. Για κάθε μία από τις περιπτώσεις Π1 και Π2 υπολογίζεται η αντοχή για κάθε μηχανισμό αστοχίας χωριστά (πίνακας Π6.) και έπειτα η τελική αντοχή του βραχέως ταν.



Εικόνα 6.9: Μηχανισμός 1 (πλήρης διαρροή πέλματος)



Εικόνα 6.10: Μηχανισμός 2 (αστοχία κοχλία με διαρροή πέλματος)



Εικόνα 6.11: Μηχανισμός 3 (αστοχία κοχλία)

Πίνακας Π6.3: Αντοχή σχεδιασμού ενός πέλματος βραχέος ταυ

Μηχανισμός 1 (πλήρης διαρροή του πέλματος)	$F_{T,1,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,Rd}}{m}$
Μηχανισμός 2 (αστοχία κοχλία με διαρροή πέλματος)	$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,Rd} + n \cdot \sum F_{t,Rd}}{m + n}$
Μηχανισμός 3 (αστοχία κοχλία)	$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd}$

όπου:

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

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

$F_{t,Rd}$ η αντοχή ενός κοχλία σε εφελκυσμό

$\sum F_{t,Rd}$ η συνολική τιμή του $F_{t,Rd}$ για όλους τους κοχλίες στο βραχύ ταυ

$l_{eff,1}$ και $l_{eff,2}$ τα ενεργά μήκη μη ενισχυμένου πέλματος υποστυλώματος που υπολογίζονται σύμφωνα με το πίνακα Π6.4

Πίνακας Π6.4: Ενεργά μήκη μη ενισχυμένου πέλματος υποστυλώματος

Θέση σειράς κοχλιών	Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μεμονωμένη		Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μέλος ομάδας σειρών κοχλιών	
	Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $l_{eff,nc}$	Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $l_{eff,nc}$
Εσωτερική σειρά κοχλιών	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Ακραία σειρά κοχλιών	Το μικρότερο από: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	Το μικρότερο από: $4m + 1,25e$ $2m + 0,625e + e_1$	Το μικρότερο από: $\pi m + p$ $2e_1 + p$	Το μικρότερο από: $2m + 0,625e + 0,5p$ $e_1 + 0,5p$
Μηχανισμός 1:	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ αλλά $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$ αλλά $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$	
Μηχανισμός 2:	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$	

ΜΕΤΩΠΙΚΗ ΠΛΑΚΑ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

Η αντοχή σχεδιασμού και ο μηχανισμός αστοχίας μετωπικής πλάκας σε κάμψη προσδιορίζονται όπως και στην περίπτωση του πέλματος υποστυλώματος σε κάμψη χρησιμοποιώντας, ωστόσο, τους τύπους του πίνακα Π6.5 για τα ενεργά μήκη.

Πίνακας 6.5: Ενεργά μήκη μετωπικής πλάκας

Θέση σειράς κοχλιών	Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μεμονωμένη		Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μέλος ομάδας σειρών κοχλιών	
	Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $l_{eff,nc}$	Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $l_{eff,nc}$
Σειρά κοχλιών εκτός εφελκυσμού πέλματος δοκού	Το μικρότερο από: $2\pi m_x$ $\pi m_x + w$ $\pi m_x + 2e$	Το μικρότερο από: $4m_x + 1,25e_x$ $e + 2m_x + 0,625e_x$ $0,5b_p$ $0,5w + 2m_x + 0,625e_x$	—	—
Πρώτη σειρά κοχλιών κάτω από το εφελκυσμένο πέλμα της δοκού	$2\pi m$	am	$\pi m + p$	$0,5p + am - (2m + 0,625e)$
Άλλη εσωτερική σειρά κοχλιών	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Άλλη ακραία σειρά κοχλιών	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$\pi m + p$	$2m + 0,625e + 0,5p$
Μηχανισμός 1:	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ αλλά $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$ αλλά $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$	
Μηχανισμός 2:	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$	

ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΕΓΚΑΡΣΙΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

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

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

Σημείωση

Σε μια κοχλιωτή σύνδεση το ενεργό πλάτος του υποστυλώματος σε εφελκυσμό ($b_{eff,t,wc}$) πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το ενεργό μήκος ενός ισοδύναμου βραχέως ταυ που αντιστοιχεί στο πέλμα του υποστυλώματος.

ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΟΥ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

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

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

Σημείωση

Το ενεργό πλάτος του κορμού της δοκού σε εφελκυσμό ($b_{eff,t,wb}$) πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το ενεργό μήκος ενός ισοδύναμου βραχέως ταυ που αντιστοιχεί στη μετωπική πλάκα σε κάμψη, για μία μεμονωμένη σειρά κοχλιών ή μια ομάδα κοχλιών.

Τα αποτελέσματα αντοχής της σύνδεσης δίνονται στην εικόνα 6.12

Node : -99-LC : -99 Results - Beam to column con. welded or with end plate-EC3 Results - Beam to column c...

Stiffness Results **Strength Results** M-Phi diagram M/Mrd,b-Phi diagram M-N Interaction Welds Resistance Ft,i (My)

	My	Mz
Bolt row Nr	Row (=) 1	Row (=)
Column's web panel in Shear $V_{wp,Rd}$ (kN)	220.408	Column (I)
Column's web in compression $F_{c,wc,Rd}$ (kN)	211.291	
Beam's flange and web in compression $F_{c,fb,Rd}$ (kN)	559.263	
Column's web in tension $F_{t,wc,Rd}$ (kN)	191.231	
Column's flange in bending $F_{t,fc,Rd}$ (kN)	106.022 Fm:1	
End plate in bending $F_{t,ep,Rd}$ (kN)	170.472 Fm:2	
Beam's web in tension $F_{t,wb,Rd}$ (kN)	403.172	
Final resistance of bolt row $F_{t,Rd}$ (kN)	106.022	

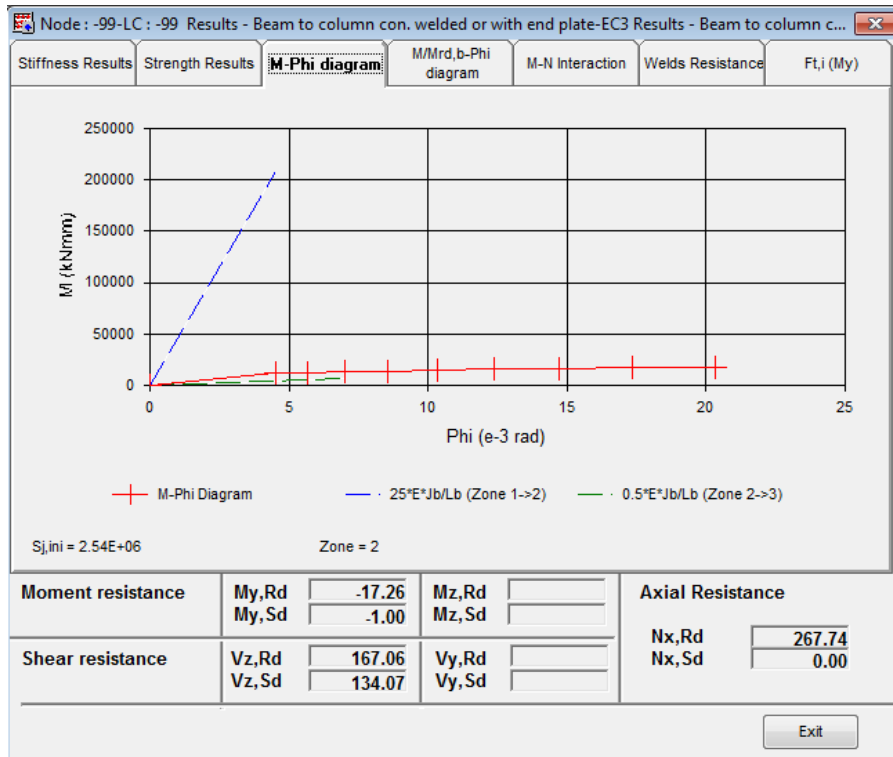
Resistance of 1M16 - 10.9		Shear resistance of each bolt row	
Bolt's resistance in shear	62.800	Row Nr 1	83.528 Vz
Bolt's resistance in bearing	115.200	Row Nr 1	Vy
Bolt's resistance in tension	113.040		

Moment resistance	My,Rd	My,Sd	Mz,Rd	Mz,Sd	Axial Resistance
	-17.26	-1.00			Nx,Rd 267.74
					Nx,Sd 0.00

Shear resistance	Vz,Rd	Vz,Sd	Vy,Rd	Vy,Sd
	167.06	134.07		

Exit

Εικόνα 6.12 :Αποτελέσματα αντοχής

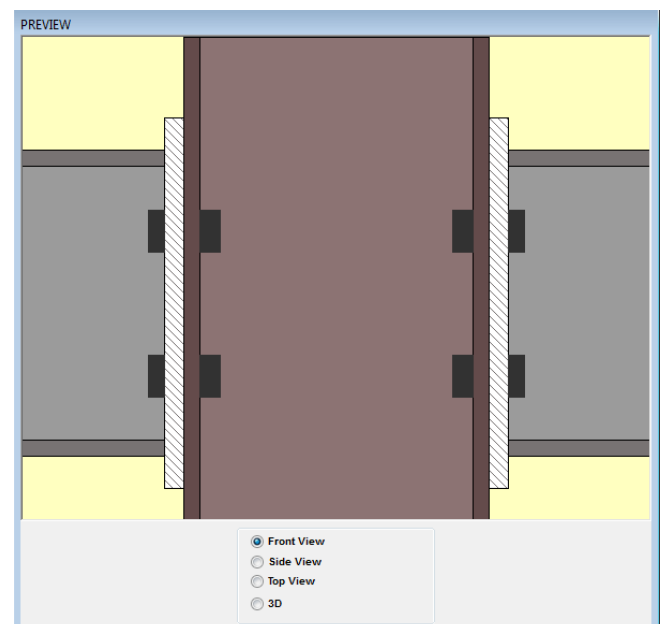
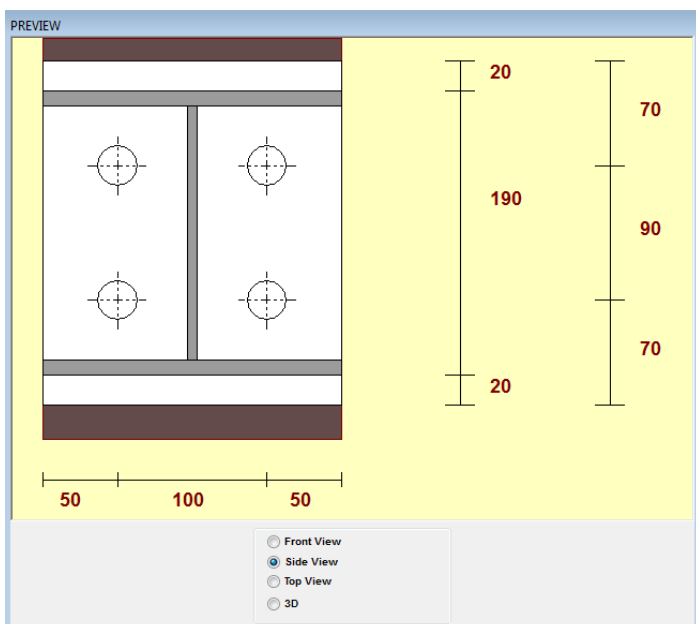
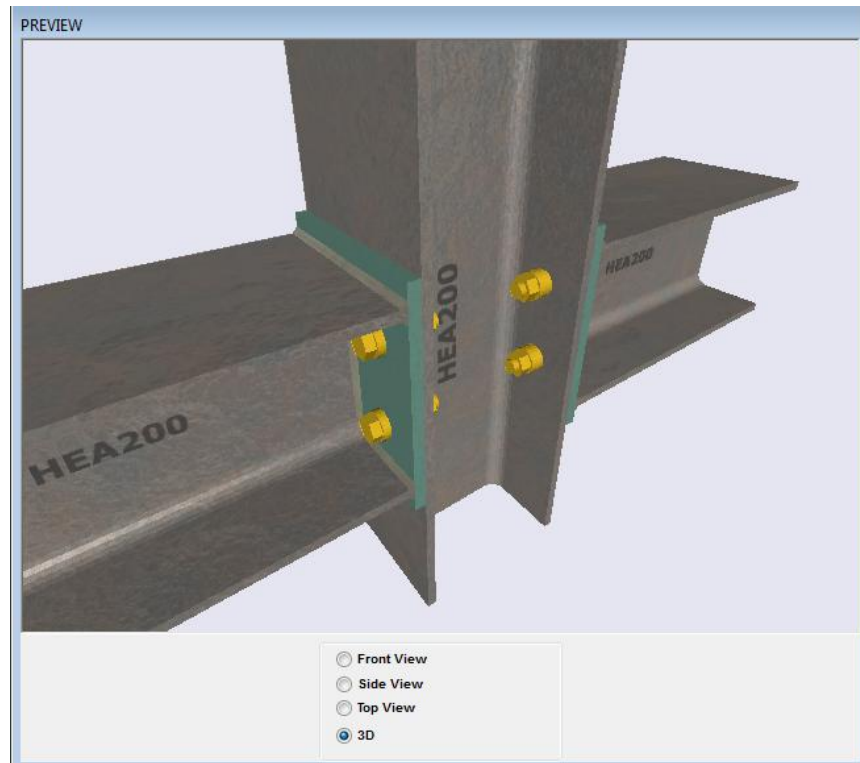


Εικόνα 6.13: Διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα του προγράμματος, όπως φαίνεται στην εικόνα 6.12, ο εξεταζόμενος κόμβος ταξινομείται ως προς τη δυσκαμψία ως ημιάκαμπος (ζώνη 2). Ωστόσο, σύμφωνα με το κανονισμό αν η αντοχή του κόμβου δε ξεπερνά το 25% της αντοχής σχεδιασμού σε ροπή της δοκού (που απαιτείται για ένα κόμβο πλήρους αντοχής) ο κόμβος θεωρείται αρθρωτός.

$$M_{B,Rd} = 17,30kNm < M_{pl,Rd} = 0,25 \cdot \frac{429,5 \cdot 23,5}{1} = 25,23kNm \quad \checkmark \rightarrow \text{Αρθρωτός κόμβος όπως είχε θεωρηθεί στην ανάλυση}$$

Παρουσιάζεται στη συνέχεια η τελική σύνδεση.



6.5 Έδραση υποστυλώματος

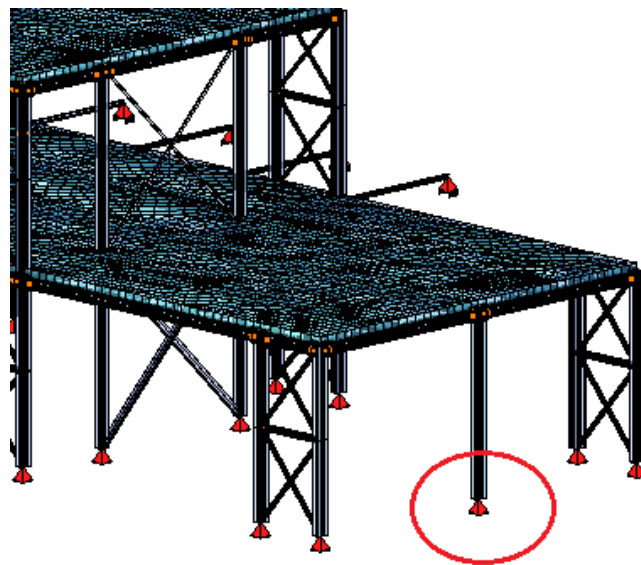
Το μεταλλικό κτίριο που μελετάται βρίσκεται πάνω από υπόγειο το οποίο είναι κατασκευασμένο από σκυρόδεμα. Συνεπώς, τα υποστυλώματα δεν εδράζονται απευθείας στα θεμέλια και γι' αυτό η σύνδεση μορφώνεται ως αρθρωτή. Αρθρωτή έδραση πραγματοποιείται με δύο αγκύρια τοποθετούμενα εκατέρωθεν του κορμού του υποστυλώματος επί του ισχυρού άξονα αδρανείας του. 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 Steel connections φαίνεται στην εικόνα 6.14. Για το σχεδιασμό και τον έλεγχο της εξεταζόμενης σύνδεσης χρησιμοποιήθηκαν 2 αγκύρια με άγκιστρο διαμέτρου M18 και ποιότητας S235.

Στην εικόνα 6.15 φαίνεται το παράθυρο εισαγωγής των γενικών χαρακτηριστικών της σύνδεσης ενώ στην εικόνα 6.16 τα δεδομένα εισαγωγής των μέσων σύνδεσης.

Πρέπει να σημειωθεί ότι η χρήση κονιάς στάθμισης επαρκούς αντοχής είναι αναγκαία για τη σωστή μεταφορά των τάσεων από το στύλο στο θεμέλιο. Το πάχος του κονιάματος επιλέχθηκε να είναι ίσο με $40\text{mm} > 30\text{mm}$ τιμή που ορίζεται για κατασκευαστικούς και μόνο λόγους εφόσον μικρό πάχος κονιάς δεν επηρεάζει δυσμενώς την αντοχή του θεμελίου.

Τέλος, υπέρ ασφαλείας έγινε θεώρηση ρηγματωμένου σκυροδέματος καθώς δε προηγήθηκε έλεγχος τάσεων.



Εικόνα 6.14: Εξεταζόμενη σύνδεση

Input Data-Foundation Connection-EC3

General connection data

Column: HEA 200

Aw: 3 Welded Column

Af: 3 Column's Length: 3500

Steel quality: S235

Concrete: C20/25

The frame is braced and non-sway in column's strong axis direction

The frame is braced and non-sway in column's weak axis direction

Foundation design

Ar: 200

Br: 200

H: 1000

Footing Side A: 800

Footing Side B: 800

Grout Thickness: 40

Grout Material: C25/30

Assume cracked concrete

Use low strength weldings

Concrete design against edge failure using the anchors resistance in shear

Anchors/Plates

Reinforcement

Longitudinal reinforcement

fy: 0.5 Cover(mm): 50

Direction A D: 12 / 200

Direction B D: 14 / 150

Transversal reinforcement

fy: 0.5 D: 12 / 200

Apply Undo Exit

Εικόνα 6.15 Γενικά χαρακτηριστικά σύνδεσης

Input Data-Foundation Connection-EC3

General connection data

Bolts Details

do: M18 S235

Use structural bolt details

d: 160

Shear Plane

Design by T-Stub Resistance

Anchors are compliant to EN1090

Shear Element

Type: [] []

Length: 0 Rotate 90

Stiffeners

Capacity Design

Strong Axis Str. Ax. Middle Weak Axis

Thickness: 7 0 0

Height: 100 0 0

Welds thickness: 6

Anchors/Plates

Footing Plate

Hp = 300

Bp = 300

Tp = 15

Anchors Distance

W = 90

W1 = []

Mx1 = 20

Mx2 = 60

Connection Type

1 row/2 columns

2 rows/2 columns

4 rows/2 columns

2 rows/2 columns - stiff.

2 rows/4 columns - stiff.

2 Rows/3 Columns

2 Rows/3 Columns- stiff.

3 Rows/3 Columns- stiff.

4 Rows/4 Columns- stiff.

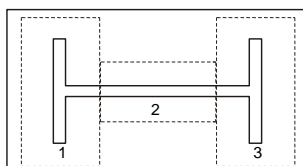
Apply Undo Exit

Εικόνα 6.16 Δεδομένα εισαγωγής μέσω σύνδεσης

Η μέθοδος επίλυσης όλων των τύπων συνδέσεων που καλύπτει το πρόγραμμα στηρίζεται στη 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 6.17.



- 1 Βραχύ ταυ 1
- 2 Βραχύ ταυ 2
- 3 Βραχύ ταυ 3

Εικόνα 6.17 Μη υπερκαλυπτόμενα βραχέα ταυ

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 βραχέως 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 βραχέως ταυ 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:

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

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 κοιλίες σε εφελκυσμό, υπολογίζεται με βάση ένα ισοδύναμο βραχύ ταυ 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).

- Αντοχή συγκολλήσεων

Η αντοχή σχεδιασμού των συγκολλήσεων προσδιορίζεται με βάση τους κανόνες του EN1993-1-8 και θεωρείται επαρκής εάν ισχύουν τα κριτήρια:

$$\left[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2) \right]^{0.5} \leq \frac{f_u}{b_w \cdot \gamma_{M2}} \quad \text{και} \quad \sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

όπου, f_u η ονομαστική εφελκυστική αντοχή του ασθενέστερου από τα συνδεόμενα μέρη
 $\beta_w = 0,8$ συντελεστής συσχέτισης για S235

- 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:

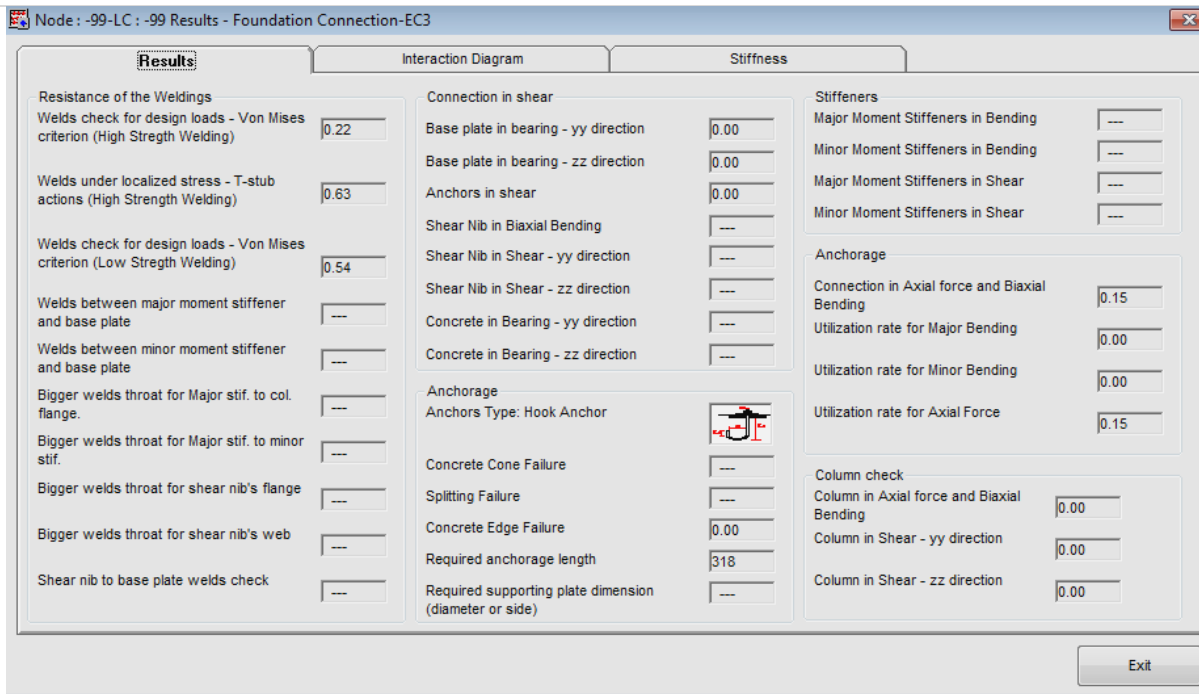
$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

Η επεξήγηση των συμβόλων έχει γίνει αναλυτικά στη παράγραφο 6.4.

- Αντοχή των στοιχείων της σύνδεσης σε τέμνουσα

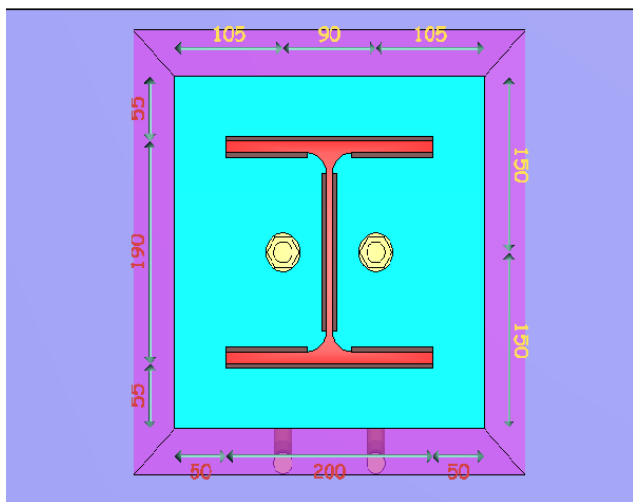
Εφόσον στην εξεταζόμενη σύνδεση δεν έχει τοποθετηθεί στοιχείο διάτμησης ελέγχεται η αντοχή σε τέμνουσα των αγκυρίων και η αντοχή της πλάκας έδρασης σε σύνθλιψη άντυγας.

Τα αποτελέσματα φαίνονται στην εικόνα 6.15 με τη μορφή ποσοστών εξάντλησης. Το μέγιστο ποσοστό εξάντλησης της σύνδεσης αφορά τον έλεγχο της συγκόλλησης για τοπικές τάσεις από την δράση των βραχέων ταυ και είναι 0,63. Κανένα ποσοστό εξάντλησης δεν υπερβαίνει τη μονάδα και επομένως η σύνδεση κρίνεται επαρκής.

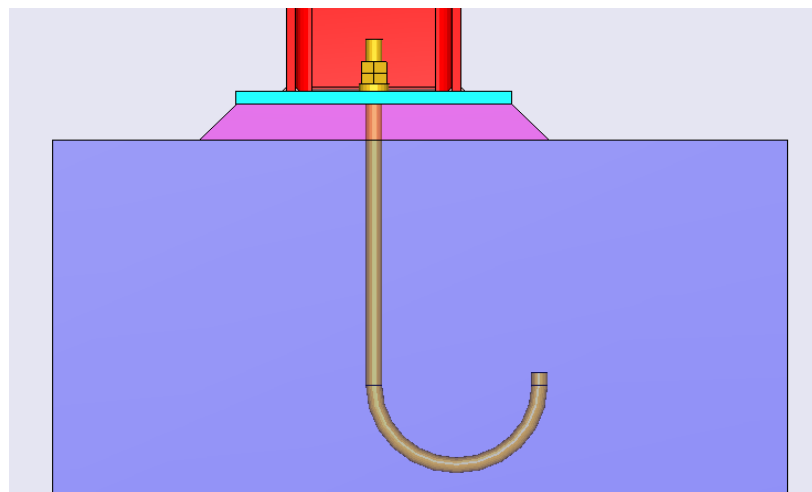


Εικόνα 6.18 Αποτελέσματα

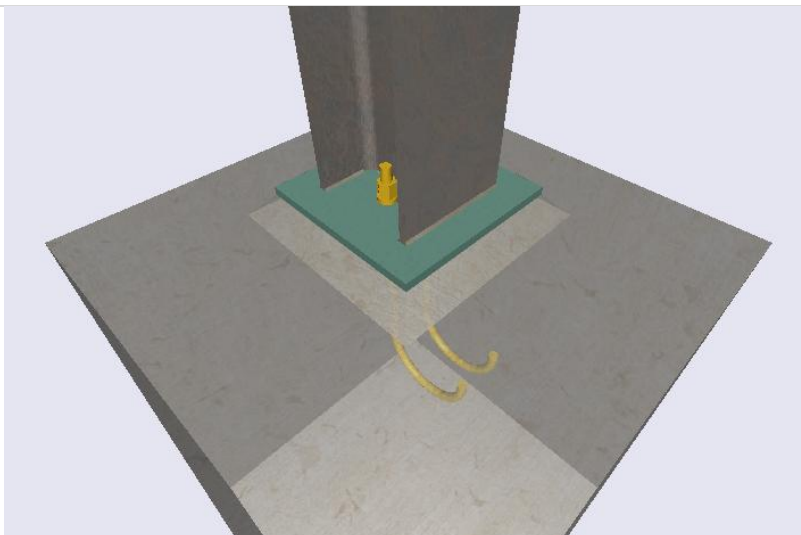
Τα επιμέρους χαρακτηριστικά της σύνδεσης φαίνονται στην εικόνα 6.19.



Κάτοψη σύνδεσης



Πλάγια όψη σύνδεσης



Τρισδιάστατη απεικόνιση της σύνδεσης
Εικόνα 6.19 Τελική διαμόρφωση της σύνδεσης

7. Συμπεράσματα

Αρχικό ζητούμενο της παρούσας εργασίας ήταν η μόρφωση ενός κτιρίου, βασιζόμενοι σε αρχιτεκτονικά σχέδια, με τη χρήση μεταλλικών και σύμμικτων στοιχείων. Βασικό ρόλο στη μόρφωση του κτιρίου αποτέλεσαν οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας για τους οποίους έγιναν διάφορες δοκιμές.

Από τη μόρφωση, τη διαστασιολόγηση και την ανάλυση της κατασκευής συμπεραίνουμε τα ακόλουθα:

- Τα δομικά στοιχεία διαστασιολογούνται με βάση τον δυσμενέστερο συνδυασμό φορτίων ο οποίος διαφοροποιείται ανάλογα με την λειτουργία του κάθε δομικού στοιχείου του κτιρίου. Για παράδειγμα, οι κύριες δοκοί, οι διαδοκίδες και τα υποστυλώματα, που συμμετέχουν στη παραλαβή των κατακόρυφων μόνο φορτίων, εμφάνισαν τα μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη στην οριακή κατάσταση αστοχίας υπό το συνδυασμό φόρτισης $1,35G+1,5Q$ για κατακόρυφα φορτία. Αντίθετα οι οριζόντιες δοκοί (που τοποθετήθηκαν για να επιτευχθεί καλύτερη γεωμετρία των ράβδων των συνδέσμων) καθώς και οι διαγώνιες ράβδοι των συνδέσμων δυσκαμψίας που ενεργοποιούνται για τη παραλαβή των οριζόντιων φορτίων διαστασιολογήθηκαν και ελέγχθηκαν στη δυσμενέστερη σεισμική κατάστασή τους.

- Λόγω των μεγάλων ανοιγμάτων των διαδοκίδων καθοριστικό ρόλο είχε ο έλεγχος των παραμορφώσεών τους στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Το συνολικό βέλος προέκυψε μεγαλύτερο από το μέγιστο επιτρεπόμενο από το κανονισμό γι' αυτό και τοποθετήθηκε προσωρινή υποστήριξη στο μέσο των δοκών. Η υποστήριξη αυτή αφαιρέθηκε μετά την επίτευξη της σύμμικτης λειτουργίας του σκυροδέματος και του χάλυβα.

- Η μη κανονικότητα του κτιρίου επέβαλε την επιλογή χωρικού προσομοιώματος και την μείωση του συντελεστή συμπεριφοράς του κτιρίου από 4 σε 3,2.

- Το μεγάλο πλήθος των συνδέσμων δυσκαμψίας που τοποθετήθηκαν και στις δύο διευθύνσεις του κτιρίου οδήγησε στη πραγματοποίηση πολλών δοκιμών προκειμένου να γίνει σύγκλιση της λυγρότητας των διατομών στα επιτρεπόμενα από το κανονισμό όρια και ταυτόχρονη ικανοποίηση όλων των γεωμετρικών απαιτήσεων του κανονισμού ως προς τη διάταξη των συνδέσμων.

- Η επιλογή των διατομών των δομικών στοιχείων παίζει καθοριστικό ρόλο στον μετέπειτα σχεδιασμό των συνδέσεων. Όπως αναλύθηκε και στη παράγραφο 6.3 για την τοποθέτηση των διαδοκίδων και των κύριων δοκών στο ίδιο επίπεδο έγινε απότμηση μεγάλου μέρους του κορμού της δευτερεύουσας δοκού με αποτέλεσμα την τεράστια μείωση της αντοχής του. Αυτό οδήγησε στη τοποθέτηση ενισχυτικών ελασμάτων εκατέρωθεν του κορμού της διαδοκίδας.

- Τέλος, σημειώνεται ότι τα προγράμματα ανάλυσης, παρά τις υπολογιστικές τους ικανότητες θα πρέπει να ελέγχονται για την ασφαλέστερη χρήση τους.

8. Βιβλιογραφία

1. EN1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1, «Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια»
2. EN1994-1-1, Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1 «Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια»
3. EN1998-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός, γενικοί κανόνες»
4. Ι. Βάγια, Ι. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005
5. Ι. Βάγια, «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2000, 2^η έκδοση
6. Ι. Βάγια, Ι. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του ευρωκώδικα 3», Τόμος 1, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005 2^η έκδοση.
7. Ι. Βάγια, Ι. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του ευρωκώδικα 3», Τόμος 2, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005 2^η έκδοση.
8. Ιστοσελίδα της εταιρείας Έλαστρον χαλυβουργικά προϊόντα, <http://www.elastron.gr/el/>
9. Εγχειρίδιο προγράμματος Sofistik.
10. Εγχειρίδιο προγράμματος Steel connections.

9.ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: Αποτελέσματα συνδέσμων δυσκαμψίας κατά τη διεύθυνση χ

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	ΟΡΟΦΟΣ	ELEMENT	N (CQC)	N _{Ed} (σχεδιασμού)	ΜΗΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ (cm)	A (cm ²) (απαιτούμ ενο)	ΔΙΑΤΟΜΗ	A(cm ²)	N _{pl}	λ	Ω _i	ΕΛΕΓΧΟΣ (Ω _i /Ω _{min} < 1,25)
ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΚΑΤΑ ΤΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ	1	30001	79.30	158.60	230.49	6.75	80/40/5	10.7	251.45	1.58	1.59	Ικανοποιείται
		30002	75.00									
	1	30003	76.80	160.00	230.49	6.81	80/40/5	10.7	251.45	1.58	1.57	Ικανοποιείται
		30004	80.00									
	1	30025	71.80	152.40	230.49	6.49	80/40/5	10.7	251.45	1.58	1.65	Ικανοποιείται
		30026	76.20									
	1	30027	77.30	154.60	230.49	6.58	80/40/5	10.7	251.45	1.58	1.63	Ικανοποιείται
		30028	72.90									
	1	30005	64.80	129.60	230.49	5.51	80/40/4	8.79	206.565	1.54	1.59	Ικανοποιείται
		30006	60.60									
	1	30035	71.00	150.40	230.49	6.40	80/40/4	8.79	206.565	1.54	1.37	Ικανοποιείται
		30036	75.20									
	1	30013	50.10	100.20	230.49	4.26	80/40/3	6.74	158.39	1.51	1.58	Ικανοποιείται
		30014	45.60									
	1	30023	59.40	118.80	230.49	5.06	80/40/3	6.74	158.39	1.51	1.33	Ικανοποιείται
		30024	53.70									
	1	30017	53.40	114.40	237.12	4.87	80/40/3	6.74	158.39	1.55	1.38	Ικανοποιείται
		30018	57.20									
	1	30019	46.00	98.80	237.12	4.20	80/40/3	6.74	158.39	1.55	1.60	Ικανοποιείται
		30020	49.40									
1	30031	57.50	115.00	237.12	4.89	80/40/3	6.74	158.39	1.55	1.38	Ικανοποιείται	
	30032	54.90										
1	30033	49.80	99.60	237.12	4.24	80/40/3	6.74	158.39	1.55	1.59	Ικανοποιείται	
	30034	47.20										

