



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

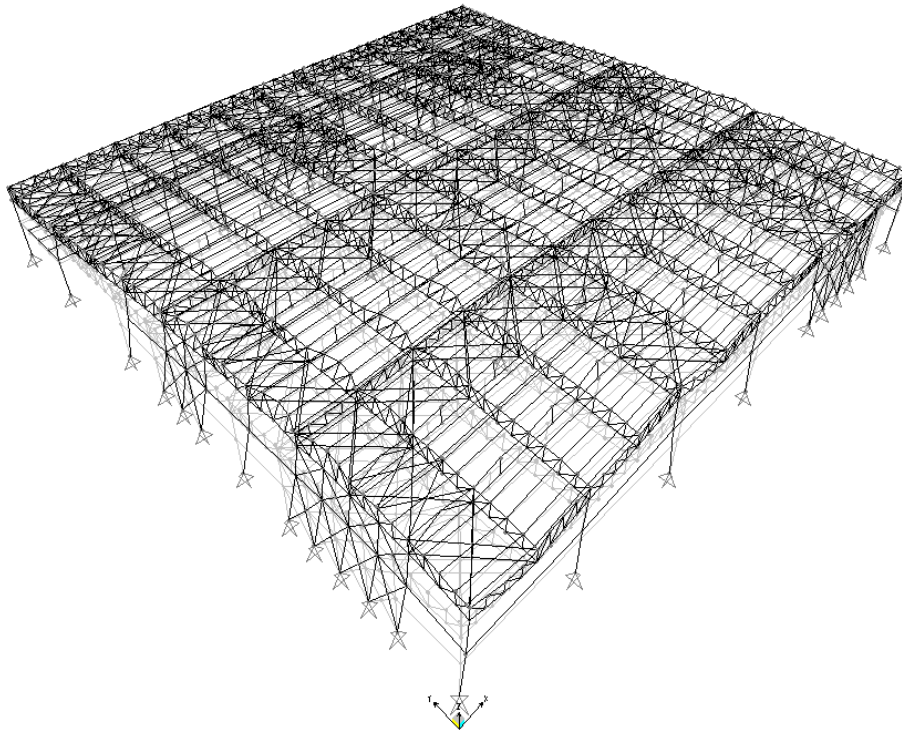
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΕΜΠΟΡΙΚΟΥ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ



ΑΓΓΕΛΙΔΑΚΗΣ ΧΡΗΣΤΟΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: **Γ. ΙΩΑΝΝΙΔΗΣ**
ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.

ΑΘΗΝΑ, ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2011

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Με την ολοκλήρωση της διπλωματικής μου εργασίας θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κύριο Γεώργιο Ιωαννίδη, καθηγητή της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου για την ουσιαστική βοήθεια στην εκπόνηση αυτής μέσω της επίβλεψης και της επιστημονικής του καθοδήγησης.

Επίσης οφείλω να εκφράσω τις ευχαριστίες μου στους υποψήφιους και τις υποψήφιες διδάκτορες του Εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών του Ε.Μ.Π για τη συμβολή τους στην παρούσα εργασία, μέσω της βοήθειας τους σε θέματα που αφορούσαν την προσομοίωση της κατασκευής.

Τέλος ένα μεγάλο ευχαριστώ οφείλω στην οικογένειά μου για την αμέριστη συμπαράσταση και βοήθεια καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

Αγγελιδάκης Χρήστος
Αθήνα, Νοέμβριος 2011

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Σκοπός της παρούσας εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η στατική και αντισεισμική μελέτη ενός εμπορικού κτηρίου, μεγάλης έκτασης εν κατοψη, με φέροντα οργανισμό από χάλυβα και περιορισμένο εσωτερικό σύμμικτο μεσοπάτωμα, με πλήρη εφαρμογή των διατάξεων των Ευρωκωδίκων και κατόπιν η σύγκριση του με το υφιστάμενο αμιγώς μεταλλικό κτίριο. Η εργασία αποτελείται από 6 κεφάλαια η περιγραφή των οποίων δίνεται στη συνέχεια.

Στο 1^ο Κεφάλαιο δίνονται τα βασικά στοιχεία που αφορούν γενικά την κατασκευή και την μελέτη αυτής. Συγκεκριμένα παρουσιάζεται η σύνθεση της κατασκευής, οι ιδιότητες των χρησιμοποιούμενων υλικών, το πλέγμα των κανονισμών, βάση των οποίων έγινε η μελέτη και τέλος τα μέσα που χρησιμοποιήθηκαν για την ανάλυση της κατασκευής.

Στο 2^ο Κεφάλαιο γίνεται εκτενής αναφορά στον προσδιορισμό των δράσεων που επενεργούν στην κατασκευή καθώς και ο τρόπος με τον οποίο συνδυάζονται ώστε να εισαχθούν στην ανάλυση.

Στο 3^ο Κεφάλαιο και συγκεκριμένα στο πρώτο μέρος, δίνονται τα βασικά στοιχεία του σχεδιασμού της κατασκευής (σύστημα πλακών και δευτερευουσών δοκών, σύστημα πλευρικής εξασφάλισης κλπ), τα χαρακτηριστικά κάθε δομικού στοιχείου βάση των οποίων γίνεται η διαστασιολόγησή τους (τύπος διατομής, στατικό σύστημα κλπ). Ακολούθως στο δεύτερο μέρος δίνεται η αναλυτική περιγραφή των ελέγχων, βάση των οποίων γίνεται η διαστασιολόγηση, για τα χαλύβδινα και τα σύμμικτα στοιχεία της κατασκευής.

Στο 4^ο Κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των ελέγχων τόσο για τα χαλύβδινα όσο και για τα σύμμικτα στοιχεία της κατασκευής, σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και Λειτουργικότητας.

Στο 5^ο Κεφάλαιο παρουσιάζεται ο αντισεισμικός σχεδιασμός της κατασκευής. Συγκεκριμένα πραγματοποιούνται οι ικανοτικοί έλεγχοι για τις δοκούς και τα υποστυλώματα των πλαισίων του αντισεισμικού φορέα, γίνεται ο έλεγχος περιορισμού των βλαβών και ο έλεγχος έναντι φαινομένων δευτέρας τάξεως.

Στο 6^ο Κεφάλαιο γίνεται η σύγκριση της σύμμικτης κατασκευής που μελετήθηκε με την αμιγώς μεταλλική η οποία υφίσταται και εξάγονται κάποια συμπεράσματα για τις δύο αυτές παραλλαγές κτιρίων.

ABSTRACT

The purpose of this paper is the design and the static and antiseismic study of a commercial building, a large scale in plan view, with load-bearing steel and limited internal composite loft with full application of the Eurocodes and further comparison with the existing purely metallic building. The paper consists of 6 chapters, the description of which is given below:

The *First Chapter* contains the basic information of the construction and study of this on general. Specifically, the configuration of the construction, the properties of materials used, the web of regulations, which became the basis of the study and finally the means used to analyze the structure.

In the *Second Chapter* is given an extensive report on the identification of actions acting on the structure and the way they combine to be introduced in the analysis.

In the *Third Chapter*, and specifically in the first place, are given the basic design elements of the manufacturing system (slab and secondary beams, lateral collateral system, etc.), the characteristics of each component of which is based on the sizing (section type, static system, etc.). Subsequently, in the second part is the detailed description of checks, which is based on the sizing, for the steel and the composite parts of the structure.

In the *Fourth Chapter* are presented the results of checks for both steel and composite components for the construction, at the Ultimate Limit State and Serviceability.

In the *Fifth Chapter* is presented the antiseismic design of the structure.

In the *Sixth Chapter* is shown the comparison of the composite construction which was studied and the pure metallic which subsists and some conclusions are exported for these two variants buildings.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: Εισαγωγικά Στοιχεία	1
1.1 Αντικείμενο Διπλωματικής.....	1
1.2 Περιγραφή Κατασκευής.....	1
1.2.1 Γενικά Στοιχεία.....	1
1.2.2 Γεωμετρία-Σύνθεση Φορέα-Παραλλαγές	2
1.2.3 Ποιότητα Υλικών Κατασκευής	8
1.3 Κανονισμοί	9
1.4 Μέσα Ανάλυσης Κατασκευής	10
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: Φορτία Κατασκευής – Συνδυασμοί Δράσεων	13
2.1 Φορτία.....	13
2.1.1 Μόνιμα Φορτία (G).....	13
2.1.2 Κινητά Φορτία (Q).....	14
2.1.3 Φορτίο Χιονιού (S)	17
2.1.4 Φορτίο Ανέμου (W).....	20
2.1.5 Θερμοκρασιακή Μεταβολή (T).....	34
2.1.6 Σεισμικές Δράσεις (E).....	34
2.2 Οριακές Καταστάσεις.....	53
2.3 Συνδυασμοί Δράσεων	54
2.3.1 Συνδυασμοί Δράσεων σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.....	58
2.3.2 Συνδυασμοί Δράσεων σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.....	59
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: Σχεδιασμός - Έλεγχοι.....	63
3.1 Γενικά	63
3.2 Μόρφωση του Φορέα-Δομικά Στοιχεία	64
3.2.1 Υποστυλώματα	64
3.2.2 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	65
3.2.3 Ζυγώματα.....	67
3.2.4 Τεγίδες	68
3.2.5 Σύμμικτες δοκοί	70
3.2.6 Διατμητικοί σύνδεσμοι.....	70
3.2.7 Πλάκα Μεσοπατώματος.....	71
3.3 Βασικά Στοιχεία Ελέγχων	72

3.3.1	Γενικά	72
3.3.2	Αντιστοιχία Ελέγχων	73
3.3.3	Κατάταξη Διατομών	74
3.4	Περιγραφή Ελέγχων	79
3.4.1	Χαλύβδινα Στοιχεία	80
3.4.2	Σύμμικτα Στοιχεία	98
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: Ανάλυση – Αποτελέσματα Ελέγχων		114
4.1	Ανάλυση-Έλεγχος Χαλύβδινων Δομικών Στοιχείων.....	114
4.1.1	Υποστυλώματα	114
4.1.2	Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας.....	121
4.1.3	Πέλματα Δικτυωμάτων	123
4.1.4	Ράβδοι Δικτυωμάτων.....	126
4.1.5	Σιδηροδοκοί.....	128
4.2	Ανάλυση-Έλεγχος Σύμμικτων Δοκών	133
4.2.1	Κύριες Σύμμικτες Δοκοί	134
4.2.2	Δευτερεύουσες Σύμμικτες Δοκοί	143
4.3	Ανάλυση-Έλεγχος Διατμητικής Σύνδεσης.....	148
4.4	Ανάλυση-Έλεγχος Σύμμικτης πλάκας.....	153
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: Αντισεισμικός Σχεδιασμός - Έλεγχοι		166
5.1	Στατικό Σύστημα-Συντελεστής Συμπεριφοράς.....	166
5.2	Ικανοτικός Σχεδιασμός.....	167
5.2.1	Γενικά	167
5.2.2	Έλεγχος Διαγωνίων Συνδέσμων.....	170
5.2.3	Έλεγχος Δοκών και Υποστυλωμάτων.....	176
5.3	Έλεγχος Περιορισμού Βλαβών	189
5.4	Έλεγχος Έναντι Φαινομένων Δευτέρας Τάξεως.....	192
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: Σύγκριση Παραλλαγών - Συμπεράσματα		194
6.1	Γενικά	194
6.2	Σύγκριση Κατασκευών	195
6.3	Συμπεράσματα.....	207
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ		208
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ		210

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

Εισαγωγικά Στοιχεία

1.1 Αντικείμενο Διπλωματικής

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η μελέτη ενός κτιρίου, με εσωτερικό περιορισμένο μεσοπάτωμα, που προορίζεται για εμπορική χρήση. Συγκεκριμένα θα μελετηθεί αναλυτικά ένα κτίριο, μεγάλων εν κατόψη διαστάσεων, με μεταλλικό σκελετό (και στέγη), οι δοκοί του μεσοπατώματος του οποίου διαμορφώνονται ως σύμμικτες.

Οι βασικοί άξονες πάνω στους οποίους θα κινηθεί η παρούσα μελέτη είναι ο προσδιορισμός των δράσεων που επενεργούν επί της κατασκευής, η επιλογή των επιμέρους στοιχείων της κατασκευής και οι έλεγχοι αντοχής τους. Ακολούθως θα γίνει σύγκριση μεταξύ της μελέτης της σύμμικτης κατασκευής, που αναλύεται στην παρούσα εργασία, και της μελέτης της αμιγώς μεταλλικής κατασκευής που υφίσταται.

Η μελέτη της αμιγώς μεταλλικής κατασκευής βασίζεται στην ήδη υπάρχουσα μελέτη. Ωστόσο θεωρήθηκε αναγκαία η εκ νέου προσομοίωση της αμιγώς μεταλλικής κατασκευής προκειμένου να ελεγχθεί και να τροποποιηθεί ώστε να είναι σύμφωνη με τις διατάξεις των Ευρωκωδίκων, βάση των οποίων σχεδιάστηκε η σύμμικτη κατασκευή. Έτσι δίδεται η δυνατότητα για μια αξιόπιστη σύγκριση μεταξύ των δύο.

Στη συνέχεια δίνεται έμφαση στη μελέτη της σύμμικτης κατασκευής καθώς αποτελεί κύριο σκοπό της παρούσας εργασίας. Για το λόγο αυτό δεν παρουσιάζεται αναλυτικά η μελέτη της αμιγώς μεταλλικής κατασκευής αλλά δίνονται στοιχεία των αποτελεσμάτων της ανάλυσης όπου αυτό κρίνεται αναγκαίο για τη σύγκριση των δύο κατασκευών.

1.2 Περιγραφή Κατασκευής

1.2.1 Γενικά Στοιχεία

Η κατασκευή, τη μελέτη της οποίας πραγματεύεται η παρούσα εργασία, προορίζεται να στεγάσει τους χώρους ενός εμπορικού κτηρίου. Περιλαμβάνει έναν ενιαίο χώρο 7332 m^2 σε κάτοψη και ένα μεσοπάτωμα στη στάθμη των $5,51 \text{ m}$ έκτασης 1052 m^2 . Συνολικά το ύψος του κτιρίου είναι $11,25 \text{ m}$ στο χαμηλότερο σημείο και $11,55 \text{ m}$ στο υψηλότερο ενώ το ύψος του ορόφου, στην περιοχή του μεσοπατώματος, είναι $5,165 \text{ m}$ στο χαμηλότερο σημείο και $5,465 \text{ m}$ στο υψηλότερο. Τέλος πρέπει να αναφερθεί ότι στο ύψος των στηρίξεων του υπόψη κτιρίου διαμορφώνεται υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα ύψους $5,88 \text{ m}$.

1.2.2 Γεωμετρία-Σύνθεση Φορέα-Παραλλαγές

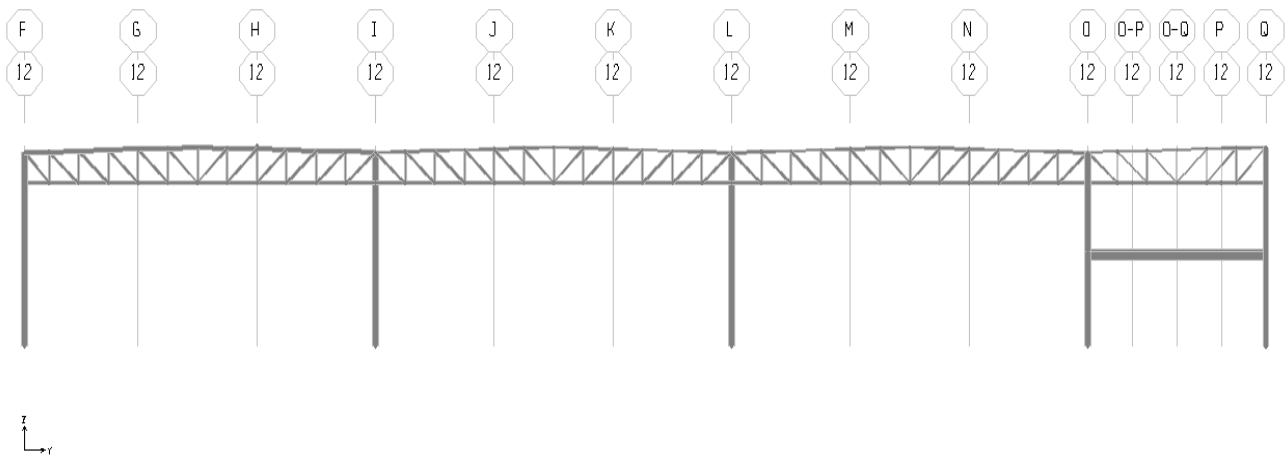
Τα παραπάνω στοιχεία αφορούν τόσο τη σύμμικτη όσο και την αμιγώς μεταλλική κατασκευή. Στη συνέχεια τα στοιχεία και τα σχήματα που θα δίνονται θα αφορούν τη σύμμικτη κατασκευή ενώ στο τέλος της παραγράφου θα δοθούν οι διαφορές που παρουσιάζονται στην αμιγώς μεταλλική. Επισημαίνεται ότι στα σχήματα που θα δοθούν στη συνέχεια φαίνεται η αρίθμηση του καννάβου όπως αυτή χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση της κατασκευής στην οποία θα γίνονται αναφορές στα διάφορα σημεία της εργασίας, καθώς επίσης και η διεύθυνση των αξόνων X και Y που θα αναφέρονται στη συνέχεια.

Κατά τη διεύθυνση X (μεγαλύτερη πλευρά του κτηρίου), το κτήριο συντίθεται από 7 κύρια πλαίσια με δικτυωτά ζυγώματα (σχήμα 1.1) που διατάσσονται γενικά ανά 16 m εκτός το πρώτο που απέχει από το επόμενο απόσταση ίση με 15,65 m και το τελευταίο που απέχει από το προηγούμενο 8 m. Επίσης μεταξύ δύο πλαισίων διατάσσεται 1 ενδιάμεσο δικτύωμα (σχήμα 1.2) στη μέση της μεταξύ τους απόστασης εκτός από την περίπτωση των δύο τελευταίων πλαισίων όπου δε διατάσσεται μεταξύ τους δικτύωμα. Συνολικά ο αριθμός των ενδιάμεσων δικτυωμάτων είναι 5.

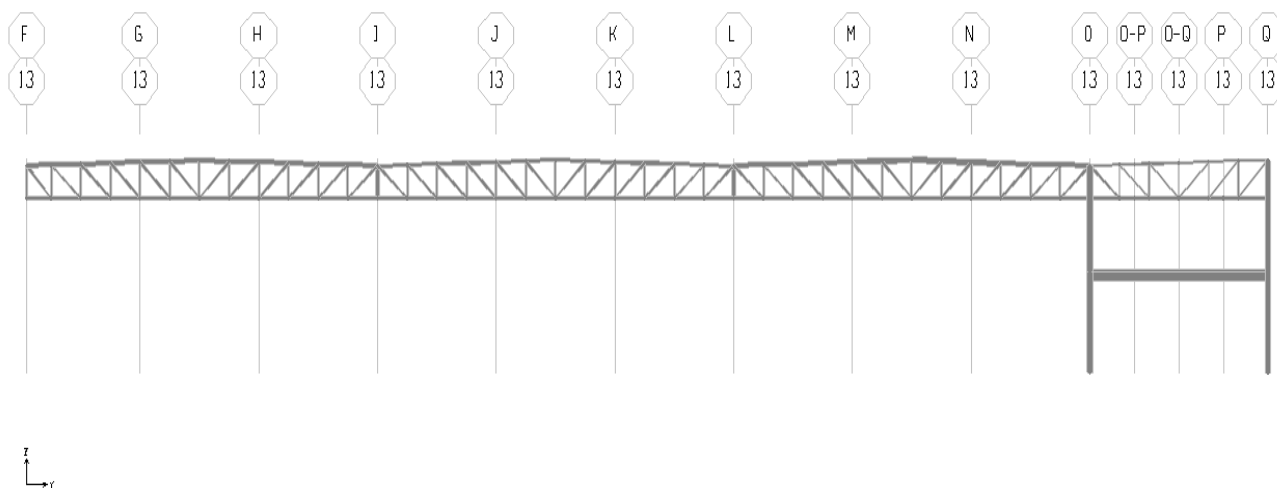
Κατά τη διεύθυνση Y (μικρότερη πλευρά του κτηρίου), διατάσσονται 5 πλαισιακοί άξονες με δικτυωτά επίσης ζυγώματα (σχήμα 1.3) ανά 24 m εκτός από τον πρώτο που απέχει από τον επόμενο 23,65 m και τον τελευταίο που απέχει από τον προηγούμενο 12 m. Μεταξύ 2 πλαισιακών αξόνων διατάσσονται 2 διαμήκεις ράβδοι (στο επίπεδο του κάτω πέλματος των δικτυωμάτων της στέγης) οι οποίες καταλήγουν στα άκρα τους σε τοπικούς συνδέσμους, συνδέονται δε με τις υπερκείμενες τεγίδες, οι οποίες είναι παράλληλες στις διαμήκεις ράβδους και τοποθετούνται στο επίπεδο του άνω πέλματος των δικτυωμάτων της στέγης, με αναρτήρες στα μισά του μήκους κάθε τεγίδας (σχήμα 1.4).

Στο επίπεδο του μεσοπατώματος, διατάσσονται κύριες δοκοί που συνδέουν τα υποστυλώματα και κατά τις δύο διευθύνσεις X και Y. Επίσης κατά τη διεύθυνση X διατάσσονται δευτερεύουσες δοκοί μεταξύ των κυρίων δοκών στα τρίτα του μήκους τους (σχήμα 1.5).

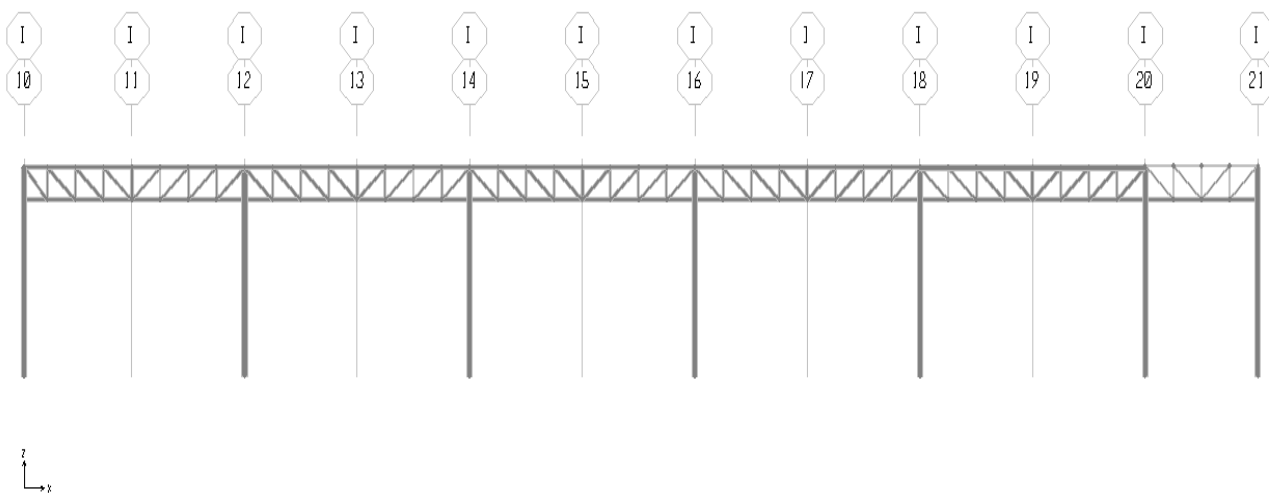
Τέλος στο επίπεδο των άνω και κάτω πελμάτων των δικτυωμάτων της οροφής διατάσσονται οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας η διάταξη των οποίων δίνεται στο σχήμα 1.6.



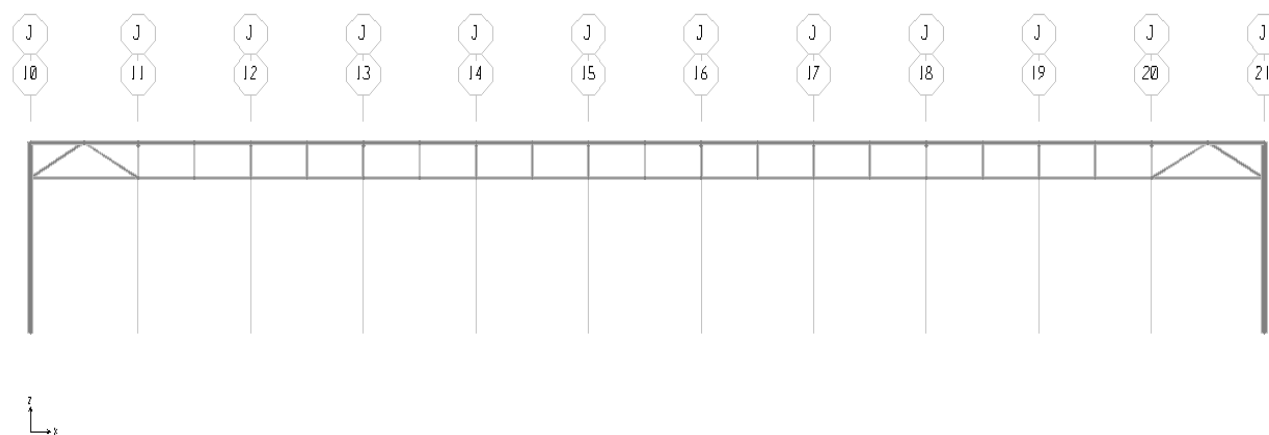
Σχήμα 1.1 Κύριο πλαίσιο κατά μήκος του άξονα Y (άξονας 12-12)



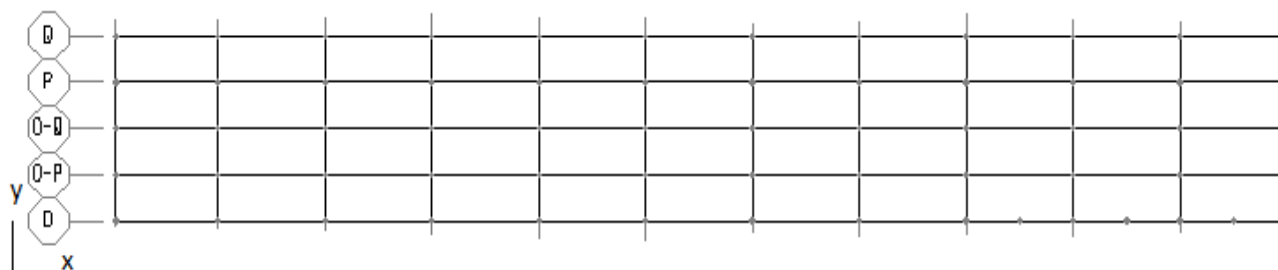
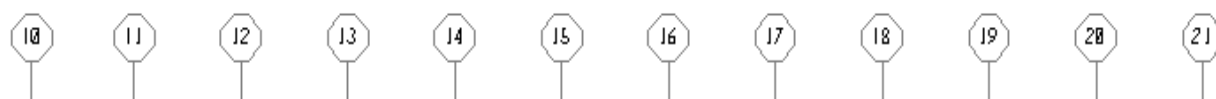
Σχήμα 1.2 Ενδιάμεσο δικτύωμα κατά μήκος του άξονα Y (άξονας 13-13)



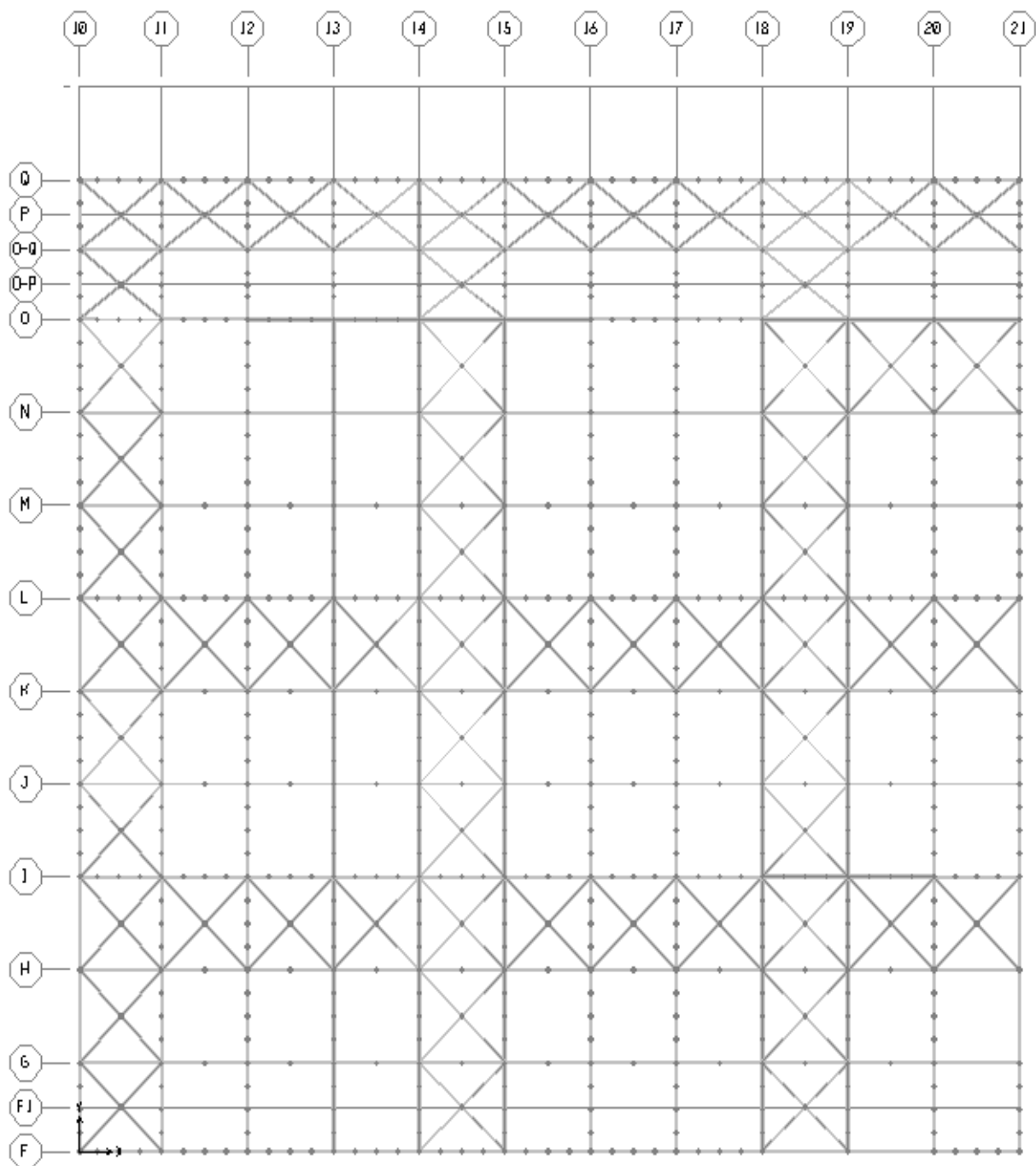
Σχήμα 1.3 Πλαισιακός άξονας κατά μήκος του άξονα X (άξονας I-I)



Σχήμα 1.4 Διαμήκης ράβδος, Τοπικός σύνδεσμος, τεγίδες και αναρτήρες κατά μήκος του άξονα X (άξονας J-J)



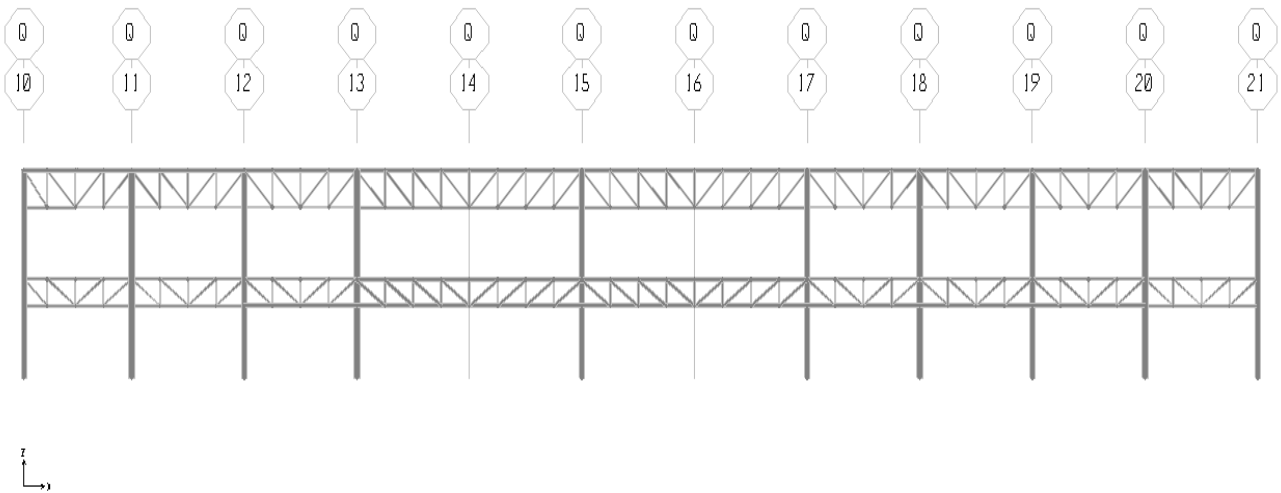
Σχήμα 1.5 Κάτοψη μεσοπατώματος σύμμικτης κατασκευής



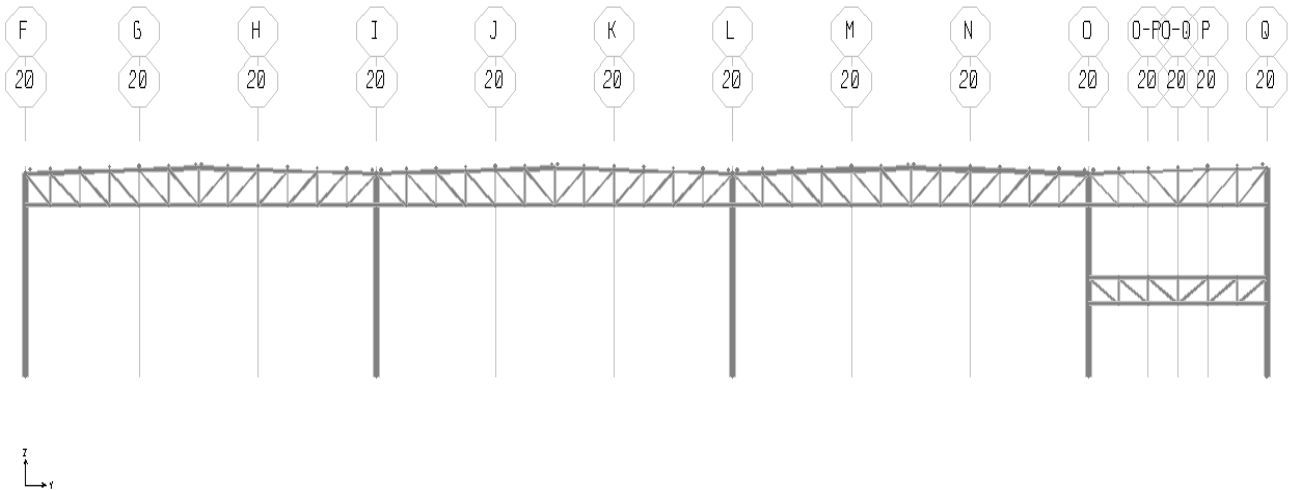
Σχήμα 1.6 Κάτοψη στο επίπεδο κάτω πελμάτων δικτυωμάτων οροφής, διάταξη οριζόντιων συνδέσμων

Διαφορές αμιγώς μεταλλικής κατασκευής

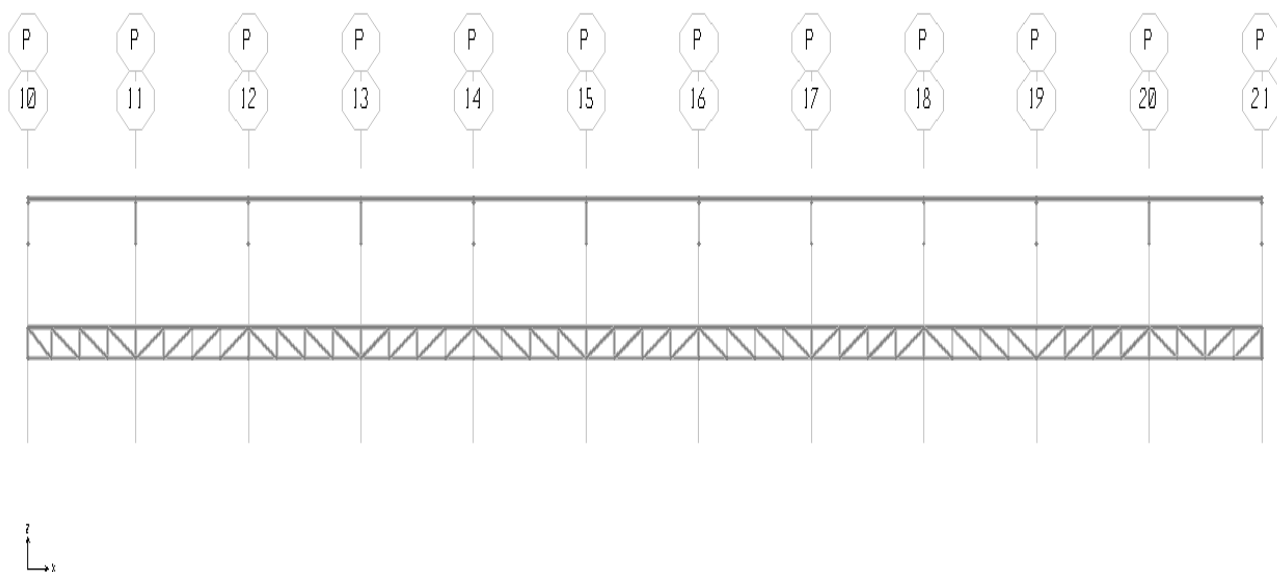
Οι διαφορές της αμιγώς μεταλλικής κατασκευής εντοπίζονται στο επίπεδο του μεσοπατώματος όπου οι κύριες δοκοί και κατά τις δύο διευθύνσεις X και Y, μορφώνονται ως δικτυωτές (σχήμα 1.7 και 1.8) Οι δευτερεύουσες δοκοί, κατά τη διεύθυνση Y μορφώνονται ως ολόσωμες και διατάσσονται μεταξύ των κυρίων δοκών στα τέταρτα του ανοίγματός τους ενώ κατά τη διεύθυνση X μορφώνονται ως δικτυωτές και διατάσσονται μεταξύ των κυρίων στα τρίτα του ανοίγματός τους (σχήμα 1.9). Η διάταξη των κυρίων και δευτερευουσών δοκών της αμιγώς μεταλλικής κατασκευής φαίνεται σε κάτοψη στο σχήμα 1.10.



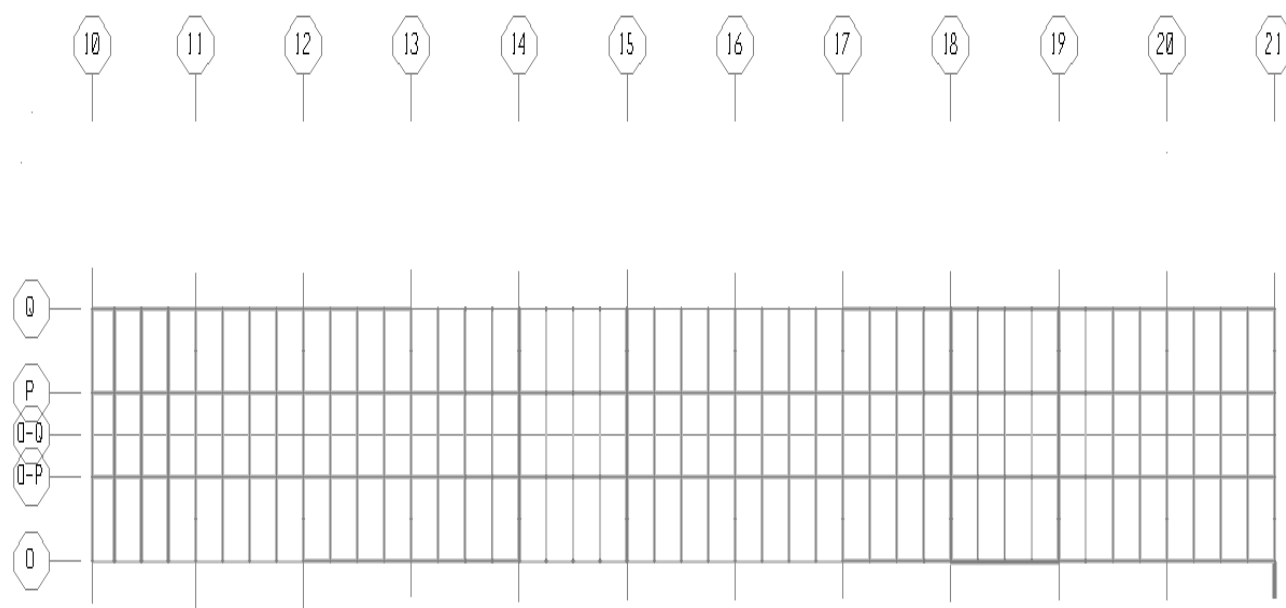
Σχήμα 1.7 Όψη μεταλλικής κατασκευής κατά μήκος του άξονα X (άξοναςQ-Q)



Σχήμα 1.8 Όψη μεταλλικής κατασκευής κατά μήκος του άξονα Y (άξονας20-20)



Σχήμα 1.9 Όψη μεταλλικής κατασκευής κατά μήκος του άξονα X (άξοναςP-P)



Σχήμα 1.10 Κάτοψη μεσοπατώματος μεταλλικής κατασκευής (επίπεδο άνω πέλματος δικτυωμάτων)

1.2.3 Ποιότητα Υλικών Κατασκευής

Στην υπό μελέτη κατασκευή επιλέχτηκε να χρησιμοποιηθεί δομικός χάλυβας S355 για τα μη πλάσιμα μεταλλικά στοιχεία και χάλυβας S235 για τα πλάσιμα, σκυρόδεμα C25/30 για τη σύμμικτη πλάκα και τις σύμμικτες δοκούς καθώς και χάλυβας οπλισμού B500C. Ακολουθεί αναλυτική περιγραφή των υλικών.

Δομικός χάλυβας S355

Παρουσιάζονται οι ιδιότητες του χάλυβα όπως αυτές δίδονται στον Ευρωκώδικα 3, Μέρος 1-1 (EN1993-1-1) και όπως αυτές ελήφθησαν υπόψη στην ανάλυση.

- * Ειδικό βάρος $\gamma=78,5 \text{ kN/m}^3$
- * Ονομαστική τιμή της αντοχής διαρροής για κοιλοδοκούς $f_y=355 \text{ Mpa}$
- * Ονομαστική τιμή της οριακής εφελκυστικής αντοχής για κοιλοδοκούς $f_u=510 \text{ Mpa}$
- * Μέτρο ελαστικότητας $E=210 \text{ Gpa}$
- * Μέτρο διάτμησης $G=E/(2\cdot(\nu+1))=81 \text{ Gpa}$
- * Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu=0,3$
- * συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής $\alpha=12\cdot 10^{-6}$ (για $T \leq 100 \text{ }^\circ\text{C}$)

Δομικός χάλυβας S235

Παρουσιάζονται οι ιδιότητες του χάλυβα όπως αυτές δίδονται στον Ευρωκώδικα 3, Μέρος 1-1 (EN1993-1-1) και όπως αυτές ελήφθησαν υπόψη στην ανάλυση.

- * Ειδικό βάρος $\gamma=78,5 \text{ kN/m}^3$
- * Ονομαστική τιμή της αντοχής διαρροής για κοιλοδοκούς $f_y=235 \text{ Mpa}$
- * Ονομαστική τιμή της οριακής εφελκυστικής αντοχής για κοιλοδοκούς $f_u=360 \text{ Mpa}$
- * Μέτρο ελαστικότητας $E=210 \text{ Gpa}$
- * Μέτρο διάτμησης $G=E/(2\cdot(\nu+1))=81 \text{ Gpa}$
- * Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu=0,3$
- * συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής $\alpha=12\cdot 10^{-6}$ (για $T \leq 100 \text{ }^\circ\text{C}$)

Σκυρόδεμα C25/30

Παρουσιάζονται οι ιδιότητες του σκυροδέματος όπως αυτές δίδονται στον Ευρωκώδικα 2, Μέρος 1-1 (EN1992-1-1) και όπως αυτές ελήφθησαν υπόψη στην ανάλυση.

- * Ειδικό βάρος $\gamma=25,0 \text{ kN/m}^3$
- * Θλιπτική αντοχή $f_{ck}=25 \text{ Mpa}$
- * Μέτρο ελαστικότητας $E=31 \text{ Gpa}$
- * Λόγος Poisson (για μη ρηγματωμένο σκυρόδεμα) $\nu=0,2$
- * Γραμμικός συντελεστής θερμικής διαστολής $\alpha=10 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

Χάλυβας οπλισμού B500C

Παρουσιάζονται οι ιδιότητες του χάλυβα οπλισμού όπως αυτές δίδονται στον Ευρωκώδικα 2, Μέρος 1-1 (EN1992-1-1) και όπως αυτές ελήφθησαν υπόψη στην ανάλυση.

- * Ειδικό βάρος $\gamma=78,5 \text{ kN/m}^3$
- * Χαρακτηριστική αντοχή διαρροής $f_{yk}=500 \text{ Mpa}$
- * Μέτρο ελαστικότητας $E=200 \text{ Gra}$
- * Μέτρο διάτμησης $G=80 \text{ Gra}$
- * Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu=0,3$
- * συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής $\alpha=10 \cdot 10^{-6}$ (για $0^\circ\text{C} \leq T \leq 100^\circ\text{C}$)

1.3 Κανονισμοί

Η μελέτη στην παρούσα εργασία έγινε εξολοκλήρου σύμφωνα με τις κανονιστικές διατάξεις των Ευρωκωδίκων και των Ελληνικών εθνικών προσαρτημάτων.

Αν και οι κανονισμοί και τα μέρη αυτών αναφέρονται στη βιβλιογραφία, στη συνέχεια δίνεται αναλυτικά η χρήση τους στα διάφορα μέρη της μελέτης.

Ευρωκώδικας 0-Βάσεις Σχεδιασμού (EN1990):

Βάση των διατάξεων του ορίστηκαν οι συντελεστές ασφαλείας (γ), οι συντελεστές συνδυασμού (ψ) καθώς και οι συνδυασμοί δράσεων για τις διάφορες οριακές καταστάσεις

Ευρωκώδικας 1-Δράσεις-Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις - Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια (EN1991-1-1):

Βάση των διατάξεων του ορίστηκαν τα επιβαλλόμενα φορτία στην οροφή και στο μεσοπάτωμα.

Ευρωκώδικας 1-Δράσεις επί των κατασκευών-Μέρος 1.3 : Φορτία χιονιού (EN1991-1-3):

Βάση των διατάξεων του υπολογίστηκαν τα φορτία χιονιού στην οροφή της κατασκευής.

Ευρωκώδικας 1 - Δράσεις στις κατασκευές-Μέρος 1-4: Γενικές Δράσεις - Δράσεις ανέμου (EN1991-1-4):

Βάση των διατάξεων του υπολογίστηκαν οι δράσεις του ανέμου επί της κατασκευής.

Ευρωκώδικας 2 - Σχεδιασμός φορέων από Σκυρόδεμα-Μέρος 1-1: Γενικοί Κανόνες και κανόνες για κτίρια (EN1992-1-1):

Βάση των διατάξεων του προσδιορίστηκαν τα χαρακτηριστικά του σκυροδέματος καθώς και του χάλυβα οπλισμού.

Ευρωκώδικας 3 – Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα-Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια (EN1993-1-1):

Βάση των διατάξεων του προσδιορίστηκαν τα χαρακτηριστικά του δομικού χάλυβα και έγιναν όλοι οι έλεγχοι που αφορούν τα χαλύβδινα στοιχεία της κατασκευής.

Ευρωκώδικας 3 – Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα-Μέρος 1-3: Γενικοί κανόνες, Πρόσθετοι κανόνες για μέλη και φύλλα ψυχρής έλασης (EN1993-1-3):

Βάση των διατάξεων του έγιναν οι έλεγχοι για τα χαλυβδόφυλλα που χρησιμοποιήθηκαν για τη μόρφωση της σύμμικτης πλάκας.

Ευρωκώδικας 4 – Σχεδιασμός συμμίκτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα-Μέρος 1-1 : Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια (EN1994-1-1):

Βάση των διατάξεων του έγινε ο σχεδιασμός και ο έλεγχος της σύμμικτης πλάκας και των συμμίκτων δοκών.

Ευρωκώδικας 8 : Αντισεισμικός Σχεδιασμός-Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια (EN1998-1):

Βάση των διατάξεων του έγινε ο ικανοτικός έλεγχος για το σύστημα των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας, ο έλεγχος περιορισμού των βλαβών καθώς και ο έλεγχος έναντι φαινομένων δευτέρας τάξεως.

1.4 Μέσα Ανάλυσης Κατασκευής

Για την μελέτη της υπόψη κατασκευής χρησιμοποιήθηκε κυρίως το λογισμικό **SAP2000 v14**, ως βασικό μέσο ανάλυσης κατά τη μελέτη του φέροντος οργανισμού στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας. Επίσης για την διαστασιολόγηση της σύμμικτης πλάκας (σε φάση κατασκευής και σε φάση λειτουργίας) χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό **SYMDECK DESIGNER**. Ακολουθεί σύντομη περιγραφή των δύο λογισμικών, όπως αυτά χρησιμοποιήθηκαν στην παρούσα μελέτη.

SAP2000 v14:

Το πρόγραμμα SAP2000 μπορεί να χρησιμοποιηθεί για στατική και δυναμική ανάλυση κατασκευών οποιουδήποτε τύπου (κτίρια, γέφυρες κλπ). Έχει δυνατότητες τόσο γραμμικής όσο και μη γραμμικής ανάλυσης.

Στο προσομοίωμα μπορεί να περιλαμβάνονται πολλοί διαφορετικοί τύποι στοιχείων, όπως στοιχεία Δοκών / Δικτυωμάτων (Frame/Truss), Κελύφους / Δίσκου (Shell / Plate) και Μη Γραμμικά στοιχεία σύζευξης (Nonlinear Link Elements).

Για την τον Σχεδιασμό των Μεταλλικών Στοιχείων είναι διαθέσιμοι, από το πρόγραμμα, οι εξής κανονισμοί: AISC-ASD01, AISC-ASD89, AISC360-05/IBC2006, AISC-LRFD99, AISC-LRFD93, API RP2A-LFRD 97, API RP2A-WSD2000, ASCE 10-97, BS5950 2000, BS5050 90, CISC95, CAN/CSA-S16-01, **Eurocode 3-2005**, Eurocode 3-1993, Indian IS:800-1998, Italian UNI 10011, Norsok N-004, UBC97-ASD, UBC97-LRFD.

Για τον Αντισεισμικό Σχεδιασμό, εκτός από την δυνατότητα εισαγωγής τυχόντος φάσματος, προσδιορισμένο από το χρήστη, το πρόγραμμα περιλαμβάνει τα εξής φάσματα: AASHTO 2006, AASHTO 2007, AS1170 2007, BOCA 96, Chinese 2002, Eurocode 8 1998, Eurocode 8 2004, IBC 2003, IBC 2006, IS1893 2002, Italian 3274, NBCC 2005, NBCC95, NCHRP2007, NEHRP97, NZS 4203, NZS 1170 2004, UBC 94, UBC 97.

Στις δυνατότητες του προγράμματος, μεταξύ άλλων, περιλαμβάνονται: τρισδιάστατο κτιριακό προσομοίωμα, αυτόματη γένεση φορτίων βαρύτητας, αυτόματη γένεση σεισμικών φορτίων, δυνατότητα ανάλυσης φαινομένων 2ας τάξης, ιδιομορφική ανάλυση, διαστασιολόγηση στοιχείων από χάλυβα και διαστασιολόγηση στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Ο σχεδιασμός, μέσω του προγράμματος, βάση των διαφόρων κανονισμών, περιλαμβάνει τον υπολογισμό των αξονικών αντοχών και αντοχών σε διαξονική κάμψη και τον προσδιορισμό του συντελεστή εκμετάλλευσης της διατομής.

Το πρόγραμμα εκτελεί μία γραμμική στατική ανάλυση για κάθε φόρτιση που ορίζεται. Τα αποτελέσματα διαφορετικών στατικών φορτίσεων μπορούν να συνδυαστούν μεταξύ τους αλλά και με τα αποτελέσματα των φορτίσεων της ιδιομορφικής φασματικής ανάλυσης.

Ο σχηματισμός του προς ανάλυση προσομοιώματος, ανάγεται στην εισαγωγή των επιμέρους στοιχείων του και τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων τους. Ως στοιχεία νοούνται οι κόμβοι και τα μέλη.

Κατά τη μόρφωση του προσομοιώματος ακολουθούνται τα εξής βασικά βήματα:

- * Προσδιορίζονται οι ιδιότητες των υλικών και των διατομών
- * Σχεδιάζονται σημεία, γραμμικά και επιφανειακά στοιχεία και ενώνονται μεταξύ τους στους κόμβους
- * Ορίζονται τα φορτία και οι συνδυασμοί δράσεων

SYMDECK DESIGNER:

Το λογισμικό SYMDECK DESIGNER χρησιμοποιείται για την ανάλυση και τη διαστασιολόγηση σύμμικτων πλακών με χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73. Το χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 είναι ένα γαλβανισμένο προφίλ τραπεζοειδούς σχήματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή σύμμικτων πλακών μεγάλων ανοιγμάτων (περισσότερα στοιχεία για το χαλυβδόφυλλο δίδονται στο κεφάλαιο 4).

Ο χρήστης κατά το σχεδιασμό της σύμμικτης πλάκας καλείται να ορίσει τα μήκη των φατνωμάτων και γενικά τη γεωμετρία του φορέα (π.χ. μονοπρόχουσα δοκός κλπ) καθώς και τα ωφέλιμα και πρόσθετα φορτία του. Επίσης το λογισμικό δίνει τη δυνατότητα να καθορισθούν οι εξής παράμετροι:

- Πάχος χαλυβδόφυλλου t (mm),
- Ποιότητα σκυροδέματος C (Mpa)
- Ποιότητα χάλυβα οπλισμού S (Mpa)
- Πάχος πλάκας h (m)
- Ποιότητα χάλυβα χαλυβδόφυλλου $FeC3$ (Mpa)
- Συντελεστές γ_{M1} , γ_C , γ_S
- Πάχος επικάλυψης c (m)
- Οπλισμός πλάκας A_s (cm^2/m)

Το πρόγραμμα έχει τη δυνατότητα σχεδιασμού της σύμμικτης πλάκας σε φάση κατασκευής και σε φάση λειτουργίας.

Στη φάση κατασκευής ο σχεδιασμός γίνεται με βάση τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Ειδικότερα ελέγχεται η δυνατότητα παραλαβής της ροπής κάμψης που προκαλούν τα δρώντα φορτία από το χαλυβδόφυλλο με το δεδομένο στατικό σύστημα. Ο έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 που αφορούν τις λεπτότοιχες διατομές ψυχρής έλασης. Αν για δεδομένο πάχος χαλυβδόφυλλου ο

έλεγχος δεν ικανοποιείται προβλέπονται ενδιάμεσες (προσωρινές) στηρίξεις στο χαλυβδόφυλλο. Τέλος τα όρια για τα βέλη κάμψης είναι σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4.

Στη φάση λειτουργίας το στατικό σύστημα του φορέα θεωρείται αυτό που προκύπτει μετά την απομάκρυνση των τυχόν ενδιάμεσων υποστυλώσεων. Τα φορτία που δρουν σ' αυτή τη φάση στη σύμμικτη πλάκα είναι το ίδιο βάρος και το ωφέλιμο φορτίο. Για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών του σύμμικτου φορέα λόγω των παραπάνω δράσεων, θεωρείται η επιβολή του ωφέλιμου φορτίου σε όλη την επιφάνεια του φορέα.

Οι έλεγχοι που διενεργούνται είναι σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας. Υπολογίζονται οι αντοχές της σύμμικτης διατομής έναντι θετικής ροπής κάμψης (για ουδέτερο άξονα πάνω από το χαλυβδόφυλλο και ουδέτερο άξονα κάτω από το χαλυβδόφυλλο), έναντι αρνητικής ροπής κάμψης, έναντι κατακόρυφης διάτμησης και έναντι διαμήκους διάτμησης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

Φορτία Κατασκευής – Συνδυασμοί Δράσεων

2.1 Φορτία

Οι δράσεις με βάση τις οποίες έγινε η ανάλυση του φορέα ώστε να προσδιοριστούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του, προσδιορίστηκαν σύμφωνα με τη χρήση, τη θέση και τη μορφή του έργου. Στην παρούσα εργασία οι δράσεις προσδιορίστηκαν σύμφωνα με τις κανονιστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 (EN 1991).

2.1.1 Μόνιμα Φορτία (G)

Στα μόνιμα φορτία περιλαμβάνονται όλα τα φορτία που αναμένεται να επενεργήσουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του έργου και για τα οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Σ' αυτά ανήκουν το σύνολο του ίδιου βάρους της κατασκευής (DEAD) και τα φορτία από τα μόνιμα προσαρτημένα στοιχεία (ADDITIONAL DEAD) (επικαλύψεις, μόνωση, υλικό στέγασης, ηλεκτρομηχανικός εξοπλισμός κλπ). Συγκεκριμένα ελήφθησαν:

Ίδιο βάρος στοιχείων του φορέα (DEAD):

Για το ίδιο βάρος των στοιχείων από δομικό χάλυβα ελήφθησαν υπόψη οι διαστάσεις των μελών και το ειδικό βάρος του χάλυβα που χρησιμοποιείται στην κατασκευή (S355 και S235) ίσο με $78,5 \text{ kN/m}^3$.

Για το ίδιο βάρος της πλάκας σκυροδέματος ελήφθησαν υπόψη οι διαστάσεις της πλάκας και το ειδικό βάρος του σπλισμένου σκυροδέματος που χρησιμοποιείται στην κατασκευή (C25/30 και B500C) ίσο με 25 kN/m^3 .

Τα παραπάνω φορτία υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα σύμφωνα με τις διατομές και τα ειδικά βάρη που έχουμε εισάγει.

Πρόσθετο μόνιμο φορτίο οροφής (ADD ROOF DEAD):

Το πρόσθετο μόνιμο φορτίο οροφής θεωρήθηκε ίσο με $0,80 \text{ kN/m}^2$ σύμφωνα με τις παραδοχές της μελέτης. Το φορτίο αυτό εισήχθη στο πρόγραμμα ως γραμμικό κατανεμημένο στις τεγίδες, σύμφωνα με τις ζώνες επιρροής.

Χαρακτηριστικά:

- Κορυφοτεγίδες: $0,80 \text{ kN/m}^2 \times 1,10 \text{ m} = 0,88 \text{ kN/m}$
- Μεσοτεγίδες: $0,80 \text{ kN/m}^2 \times 2,00 \text{ m} = 1,60 \text{ kN/m}$
- Ακροτεγίδες: $0,80 \text{ kN/m}^2 \times 1,15 = 0,92 \text{ kN/m}$

Πρόσθετο μόνιμο φορτίο μεσοπατώματος (ADD FLOOR DEAD):

Το πρόσθετο μόνιμο φορτίο του μεσοπατώματος θεωρήθηκε ίσο με $0,65 \text{ kN/m}^2$ σύμφωνα με τις παραδοχές της μελέτης.

2.1.2 Κινητά Φορτία (Q)

Τα κινητά φορτία περιλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτηρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων, αποθηκευμένων αγαθών κλπ. Γίνεται ο διαχωρισμός ανάμεσα στα κινητά φορτία της οροφής (LIVE ROOF) και τα κινητά φορτία του μεσοπατώματος (LIVE FLOOR).

Κινητό φορτίο οροφής (LIVE ROOF):

Από τον πίνακα του Ευρωκώδικα 1 (πίνακας 2.1) βλέπουμε ότι η στέγη ανήκει στην κατηγορία Η (Οροφές προσιτές μόνο για κανονική συντήρηση, επισκευή, βαφή και μικροεπισκευές).

Πίνακας 2.1 - Κατηγοριοποίηση στεγών

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	Συγκεκριμένη Χρήση
H	Στέγες μη-προσβάσιμες παρά μόνο για την κανονική συντήρηση και για επισκευή.
I	Στέγες προσβάσιμες για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες A έως D
K	Στέγες προσβάσιμες για ειδικές χρήσεις, όπως ελικοδρόμια

Για στέγες κατηγορίας Η ο Ευρωκώδικας 1 δίνει τις τιμές του πίνακα 2.2

Πίνακας 2.2 - Επιβαλλόμενα φορτία στις στέγες κατηγορίας Η

Φορτιζόμενες επιφάνειες	q_k kN/m ²	Q_k kN
Κατηγορία Η	0,0 έως 1,0	0,9-1,5

Το κινητό φορτίο οροφής θεωρήθηκε ίσο με $1,0\text{kN/m}^2$. Το φορτίο αυτό εισήχθη στο πρόγραμμα ως γραμμικό καταναμημένο στις τεγίδες, σύμφωνα με τις ζώνες επιρροής.

Χαρακτηριστικά:

- Κορυφοτεγίδες: $1,00\text{kN/m}^2 \times 1,10\text{m} = 1,10\text{kN/m}$
- Μεσοτεγίδες: $1,00\text{kN/m}^2 \times 2,00\text{m} = 2,00\text{kN/m}$
- Ακροτεγίδες: $1,00\text{kN/m}^2 \times 1,15 = 1,15\text{kN/m}$

Κινητό φορτίο μεσοπατώματος (LIVE FLOOR).

Σύμφωνα με τον πίνακα του Ευρωκώδικα 1 (πίνακας 2.3) για κατηγορίες χρήσης επιφανειών κτιρίων, το κτίριο ανήκει στην κατηγορία D-D2.

Πίνακας 2.3 – 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, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής. C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα, Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς. C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών. C4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

		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

Για δάπεδα κτηρίων κατηγορίας D2 (Επιφάνειες εμπορικών συναλλαγών-Πολυκαταστήματα) ο Ευρωκώδικας 1 δίνει τις τιμές του πίνακα 2.4.

Πίνακας 2.4 – Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα, μπαλκόνια και σκάλες κτηρίων

Φορτιζόμενες επιφάνειες	q_k kN/m ²	Q_k kN
Κατηγορία D2	4,0 έως 5,0	3,5-7,5

Το κινητό φορτίο μεσοπατώματος θεωρήθηκε ίσο με 5,0kN/m².

2.1.3 Φορτίο Χιονιού (S)

Το φορτίο χιονιού κατατάσσεται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις. Προκαλείται από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες και είναι ιδιαίτερα σημαντικό για περιοχές όπου επικρατεί κρύος καιρός και είναι συνήθεις μεγάλες χιονοπτώσεις. Τα φορτία λόγω χιονιού αντιμετωπίζονται παραδοσιακά, ορίζοντας μια συγκεκριμένη απλή τιμή φορτίου, με πιθανές μειώσεις για απότομες κλίσεις στεγών. Η προσέγγιση αυτή δεν λαμβάνει υπόψη περιπτώσεις όπως αυξανόμενη χιονόπτωση σε μεγαλύτερα υψόμετρα ή τοπικά υψηλότερα φορτία λόγω κίνησης της μάζας του χιονιού, γεγονός που μπορεί να προκαλέσει πλήρη ή μερική κατάρρευση.

Στην παρούσα εργασία το φορτίο χιονιού υπολογίστηκε σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1-3 (EN1991-1-3).

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 το χιόνι μπορεί να συσσωρευθεί επί της στέγης κατά διάφορους τρόπους, ανάλογα με τη μορφή της στέγης, τα θερμικά της χαρακτηριστικά, το ποσό της θερμότητας που εκλύεται κάτω από τη στέγη, την απόσταση των γειτονικών κτιρίων, τον περιβάλλοντα χώρο και τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες. Ιδιαίτερη σημασία έχει το κατά πόσον είναι εκτεθειμένη η οροφή στον άνεμο, οι μεταβολές της θερμοκρασίας καθώς και η πιθανότητα συγκέντρωσης λόγω κατακρήμνισης ή βροχόπτωσης.

Παραδοχές μελέτης-Επικρατούσες συνθήκες:

- i. Στην περιοχή του έργου επικρατούν κανονικές συνθήκες
- ii. Η περιοχή ανήκει στη Ζώνη Β
- iii. Υψόμετρο εδάφους $A = 500\text{m}$
- iv. Η κατασκευή είναι προστατευμένη από κτίρια
- v. Κτίριο με επαναλαμβανόμενες στέγες
- vi. Κλίση στέγης $\alpha = 1,432^\circ$
- vii. Κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΟΥ ΧΙΟΝΙΟΥ

Περιγράφονται τα στάδια τα οποία ακολουθήθηκαν (υπολογίζοντας από τις σχέσεις ή ανατρέχοντας σε πίνακες, του Ευρωκώδικα 1 για τον προσδιορισμό των επιμέρους συντελεστών).

- Χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

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

όπου:

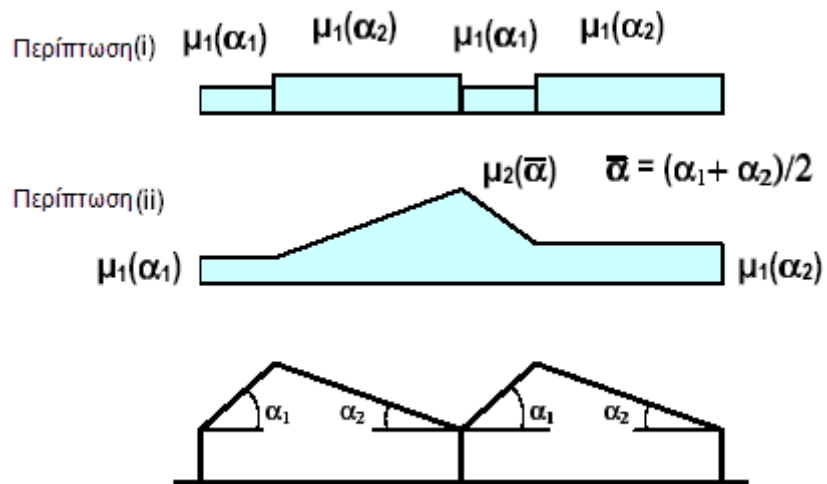
$s_{k,0}$ είναι το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού σε έδαφος που βρίσκεται στην στάθμη της θάλασσας ($A=0$). Η τιμή του για ζώνη Β βάση του εθνικού προσαρτήματος είναι $0,8\text{kN/m}^2$

A είναι το υψόμετρο της τοποθεσίας πάνω από την επιφάνεια της θάλασσας (σε m).

$$S_{k,A} = 0,8\text{kN/m}^2 \cdot [1 + (500/917)^2] = 1,038 \text{ kN/m}^2$$

- Συντελεστές μορφής χιονιού

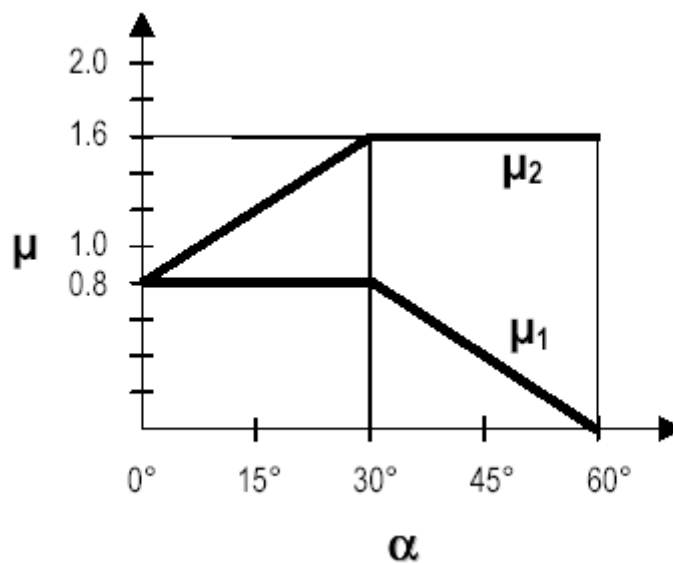
Για επαναλαμβανόμενες στέγες πρέπει να λάβουμε υπόψη την πλέον δυσμενή περίπτωση μεταξύ αυτών που δίνονται στο σχήμα 2.1.



Σχήμα 2.1 Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού - στέγη πολλών ανοιγμάτων

όπου

οι συντελεστές μ_1 , μ_2 λαμβάνονται από το σχήμα 2.2 και τον πίνακα 2.5



Σχήμα 2.2 Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού

Πίνακας 2.5 Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού

Κλίση στέγης	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 (60-\alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8+0,8 \alpha/30$	1,6	--

Οπότε

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 1,432^\circ$$

$$\alpha_0 = (\alpha_1 + \alpha_2) / 2 = (1,432^\circ + 1,432^\circ) / 2 = 1,432^\circ$$

$$\mu_{1,\alpha_1} = \mu_{1,\alpha_2} = \mu_{1,\alpha} = 0,8$$

$$\mu_{2,\alpha_0} = 0,8 + 0,8 \cdot 1,432 / 30 = 0,838$$

- Συντελεστές έκθεσης και θερμότητας

Για τις επικρατούσες συνθήκες έκθεσης $C_e = 1,2$.

Για τις επικρατούσες συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης $C_t = 1,0$.

- Φορτία χιονιού

$$s_{1,\alpha_1} = s_{1,\alpha_2} = s_{1,\alpha} = \mu_{1,\alpha} \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,2 \cdot 1,0 \cdot 1,038 = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

$$s_{2,\alpha_0} = \mu_{2,\alpha_0} \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,838 \cdot 1,2 \cdot 1,0 \cdot 1,038 = 1,04 \text{ kN/m}^2$$

Λόγω πολύ μικρής διαφοράς των φορτίων των δύο περιπτώσεων του σχήματος 2.1 οι περιπτώσεις θεωρήθηκαν ισοδύναμες και ελήφθη υπόψη η πρώτη.

Συγκεκριμένα το φορτίο χιονιού ελήφθη ίσο με $1,00 \text{ kN/m}^2$ και εισήχθη στο πρόγραμμα ως γραμμικό καταναμετημένο στις τεγίδες σύμφωνα με τις ζώνες επιρροής.

Χαρακτηριστικά:

- Κορυφοτεγίδες: $1,00 \text{ kN/m}^2 \times 1,10 \text{ m} = 1,10 \text{ kN/m}$
- Μεσοτεγίδες: $1,00 \text{ kN/m}^2 \times 2,00 \text{ m} = 2,00 \text{ kN/m}$
- Ακροτεγίδες: $1,00 \text{ kN/m}^2 \times 1,15 = 1,15 \text{ kN/m}$

2.1.4 Φορτίο Ανέμου (W)

Οι δράσεις ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις. Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Οι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας και της ασκούμενης πίεσης είναι η γεωγραφική θέση, η φυσική θέση, η τοπογραφία, οι διαστάσεις των κτιρίων, η μέση ταχύτητα του ανέμου, το σχήμα της κατασκευής, η κλίση της στέγης, η διεύθυνση του ανέμου.

Ο υπολογισμός των δράσεων του ανέμου στην παρούσα εργασία έγινε βάση του Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1-4 (EN 1991-1-4).

Παραδοχές μελέτης

- i. Άνεμος για $\theta=0$ και για $\theta=90$
- ii. Έδαφος **κατηγορίας III**
- iii. Έδαφος **επίπεδο** (δεν εντοπίζονται μεμονωμένοι λόφοι στην περιοχή, γκρεμοί κλπ)
- iv. Πυκνότητα αέρα $\rho=1,25 \text{ kg/m}^3$
- v. Κλίση της στέγης $\alpha=1,432$ (deg)

Από τον πίνακα του Ευρωκώδικα 1 (πίνακας 2.6) έχουμε για κατηγορία III, $z_0=0,3 \text{ m}$ και $z_{\min}=5 \text{ m}$

Πίνακας 2.6 - Κατηγορίες εδάφους και παράμετροι εδάφους

Κατηγορία εδάφους	z_0 m	z_{\min} m
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5

IV	Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1,0	10
----	---	-----	----

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΠΙΕΣΗΣ ΤΑΧΥΤΗΤΑΣ ΑΙΧΜΗΣ

Περιγράφονται τα στάδια τα οποία ακολουθήθηκαν (υπολογίζοντας ή ανατρέχοντας σε πίνακες για τον προσδιορισμό των επιμέρους συντελεστών).

- Θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου:

$$V_{b,0}$$

Το κτίριο βρίσκεται στην ενδοχώρα οπότε βάση του εθνικού προσαρτήματος του Ευρωκώδικα 1 λαμβάνεται:

$$V_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

- Βασική ταχύτητα ανέμου:

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

C_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (1,0)

C_{season} είναι ο εποχικός συντελεστής (1,0)

$$v_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 27,0 \text{ m/s} = 27,0 \text{ m/s}$$

- Βασική πίεση:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \text{ kg/m}^3 \cdot (27 \text{ m/s})^2 = 0,455625 \text{ kN/m}^2$$

- Συντελεστής τραχύτητας:

$$C_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_0) \quad \text{για } z_{\min} = 5\text{m} \leq z \leq z_{\max} = 200\text{m}$$

όπου

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

και

$$z_{0,II} = 0,05 \text{ m (κατηγορία εδάφους II, Πίνακας 2.6)}$$

z_{\min} είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον Πίνακα 2.6

z_{\max} λαμβάνεται 200 m

z_0, z_{\min} εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

$$k_r = 0,19 \cdot (0,3/0,05)^{0,07} = 0,2154$$

$$c_r(z) = 0,875$$

- Μέση ταχύτητα του ανέμου

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

όπου:

$c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας

$c_o(z)$ είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους, που λαμβάνεται ως 1,0

$$v_m(z) = 0,875 \cdot 1,0 \cdot 27,0\text{m/s} = 23,624\text{m/s}$$

- Ένταση του στροβιλισμού:

$$I_v(z) = k_l / (c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)) \quad \text{για } z_{\min} = 5\text{m} \leq z \leq z_{\max} = 200\text{m}$$

όπου

k_l είναι ο συντελεστής στροβιλισμού (ίσος με 1,0)

$$I_v(z) = 0,2462$$

- Πίεση ταχύτητας αιχμής:

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

$$q_p(z) = [1+7 \cdot 0,2462] \cdot 1/2 \cdot 1,25\text{kg/m}^3 \cdot (23,625\text{m/s})^2 = 0,950025\text{kN/m}^2$$

- Συντελεστής έκθεσης:

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

$$c_e(z) = 0,950025 / 0,455625 = 2,085$$

ΕΞΩΤΕΡΙΚΗ ΠΙΕΣΗ

Η πίεση του ανέμου που δρα κάθετα στις εξωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής προκύπτει από τη σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

όπου:

$q_p(z)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής

z_e είναι το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση

c_{pe} είναι ο συντελεστής πίεσης για την εξωτερική πίεση

▪ Άνεμος εγκάρσιος στην πλευρά F-F ($\theta=0^\circ$)

Πίεση ανέμου για τους κατακόρυφους τοίχους:

$$b=87,65\text{m}$$

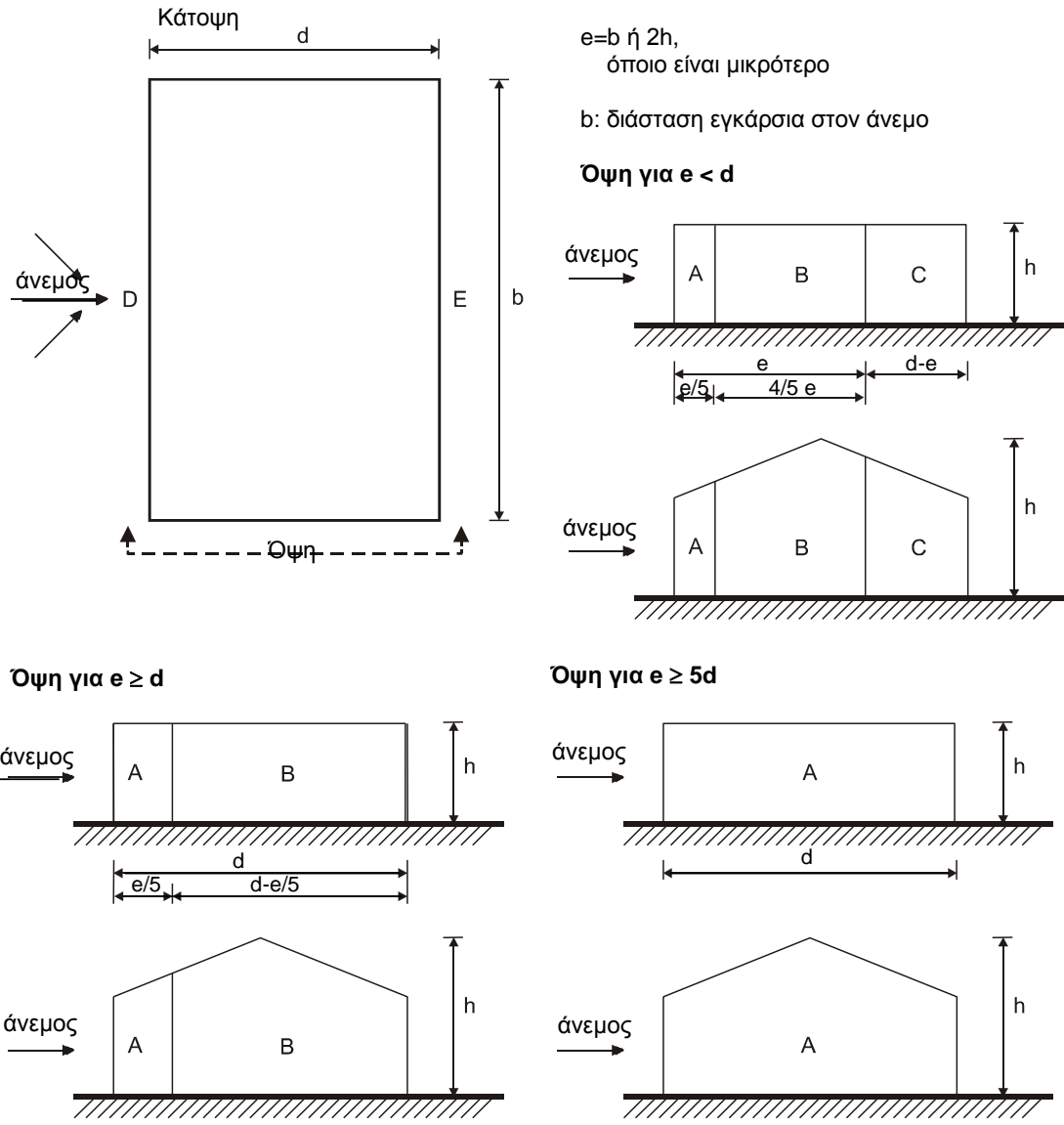
$$d=83,65\text{m}$$

$$h < b=87,65 \rightarrow z_e=h$$

$$h/d=0,208 < 0,25$$

$$e=\min(b, 2h)=\min(87,65, 34,86)=34,86\text{m} < d=83,65\text{m}$$

Με βάση τους συμβολισμούς του Ευρωκώδικα 1 (Σχέδιο 2.3) και τους παραπάνω υπολογισμούς λαμβάνονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους από τον πίνακα 2.7.



Σχήμα 2.3 Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

Πίνακας 2.7 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων

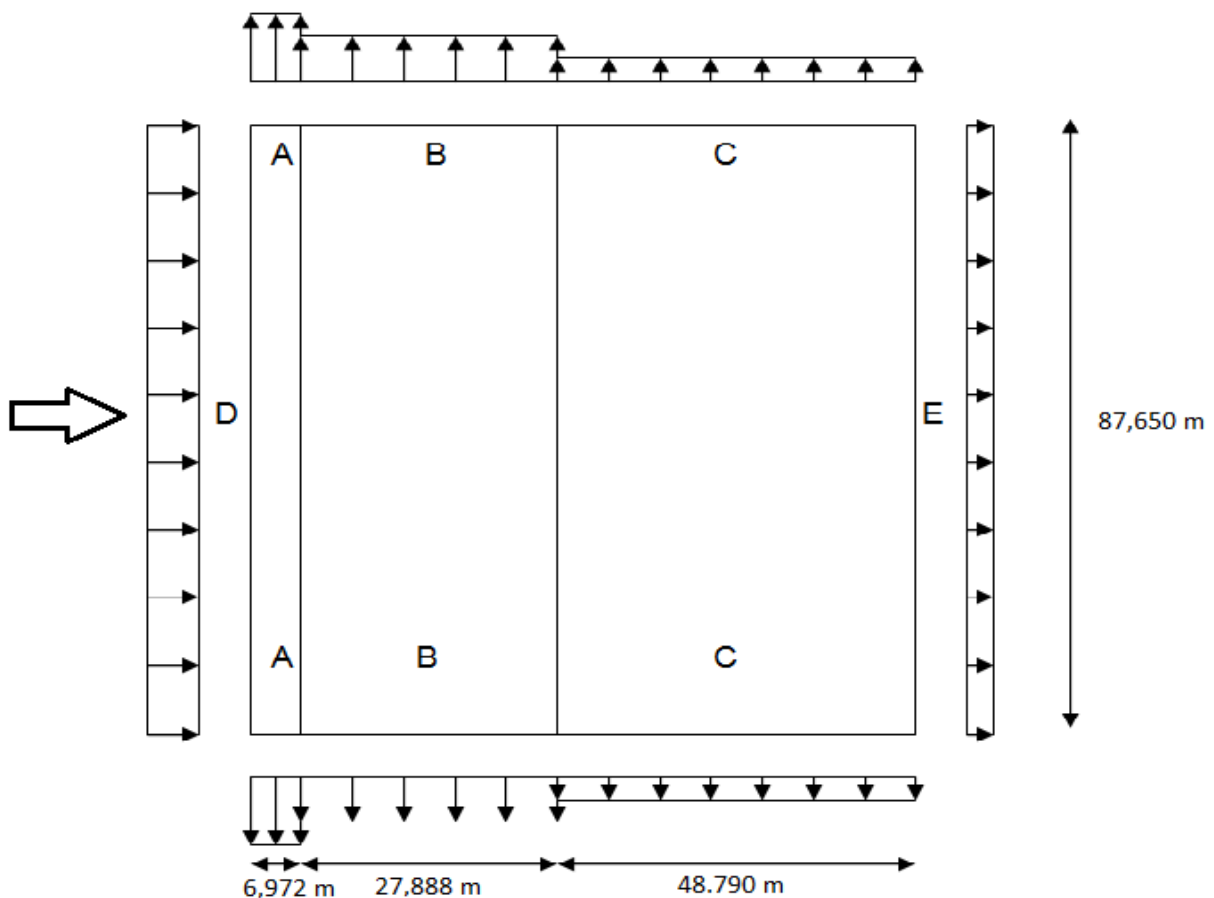
Ζώνη	A	B	C	D	E
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
5	-1,2	-0,8	-0,5	+0,8	-0,7
1	-1,2	-0,8	-0,5	+0,8	-0,5
$\leq 0,25$	-1,2	-0,8	-0,5	+0,7	-0,3

Οπότε για κάθε ζώνη του κτιρίου θα έχουμε:

- $w_{eA} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,950 \text{ kN/m}^2 \cdot (-1,2) = -1,14 \text{ kN/m}^2$
- $w_{eB} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,950 \text{ kN/m}^2 \cdot (-0,8) = -0,76 \text{ kN/m}^2$
- $w_{eC} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,950 \text{ kN/m}^2 \cdot (-0,5) = -0,475 \text{ kN/m}^2$
- $w_{eD} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,950 \text{ kN/m}^2 \cdot (+0,7) = 0,665 \text{ kN/m}^2$
- $w_{eE} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,950 \text{ kN/m}^2 \cdot (-0,3) = -0,285 \text{ kN/m}^2$

Οι ζώνες φαίνονται στο παρακάτω σχήμα σε κάτοψη όπου:

- * Μήκος επιφάνειας A = $e/5 = 6,972 \text{ m}$
- * Μήκος επιφάνειας B = $4/5 \cdot e = 27,888 \text{ m}$
- * Μήκος επιφάνειας C = $d - e = 48,790 \text{ m}$
- * Μήκος επιφάνειας D = $b = 87,650 \text{ m}$
- * Μήκος επιφάνειας E = $b = 87,650 \text{ m}$



Τα φορτία αυτά εισήχθησαν στο πρόγραμμα ως γραμμικά κατανεμημένα στα υποστυλώματα ανάλογα με τη ζώνη επιρροής του κάθε υποστυλώματος και τις τιμές της πίεσης που ασκούνται στη ζώνη αυτή.

Πίεση ανέμου για τη στέγη:

Κλίση στέγης $\alpha=1,432^\circ < 5^\circ$ οπότε σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 Μέρος 1-4, η στέγη αντιμετωπίζεται ως οριζόντια.

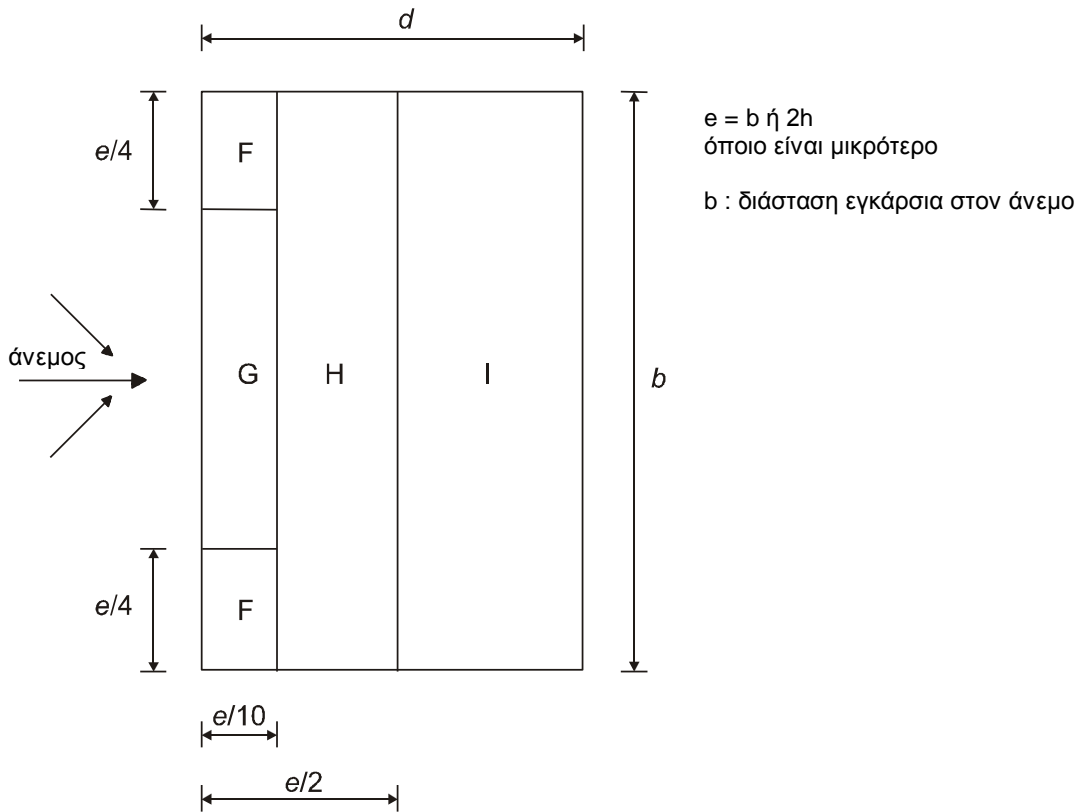
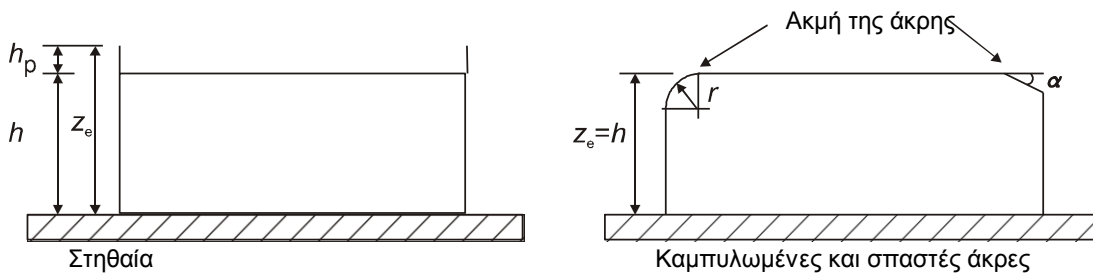
$$b=87,65\text{m}$$

$$d=83,65\text{m}$$

$$e=\min(b, 2h)=\min(87,65, 34,86)=34,86\text{m}$$

Τύπος στέγης → Αιχμηρά άκρα

Με βάση τους συμβολισμούς του Ευρωκώδικα 1 (Σχέδιο 2.5) και τους παραπάνω υπολογισμούς και θεωρήσεις, λαμβάνονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες από τον πίνακα 2.8.



Σχέδιο 2.5 Συμβολισμοί για οριζόντιες στέγες

Πίνακας 2.8 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες

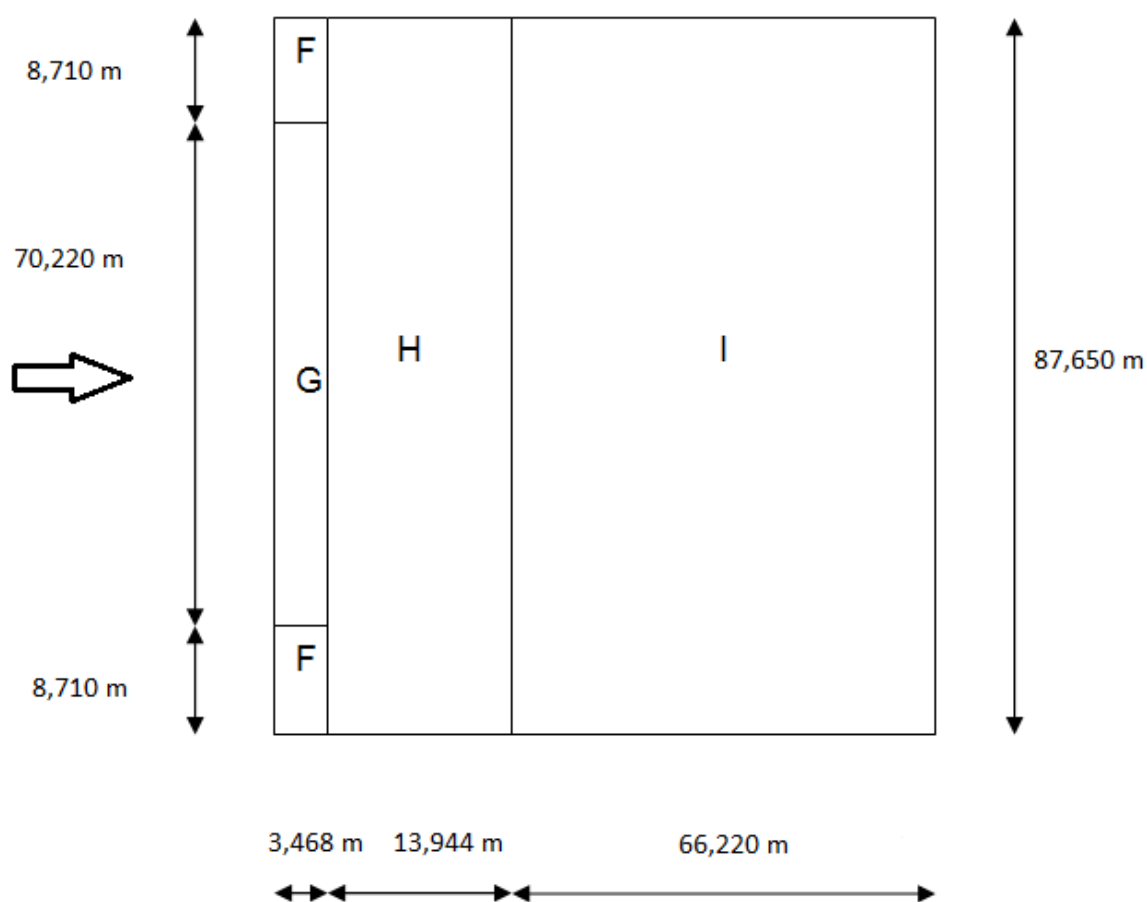
Τύπος στέγης		Ζώνη							
		F		G		H		I	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
Αιχμηρά άκρα		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
Με στηθαία	$h_p/h=0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h=0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
Καμπυλωμένα άκρα	$r/h = 0,05$	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		+0,2	-0,2
	$r/h = 0,10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		+0,2	-0,2
	$r/h = 0,20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3		+0,2	-0,2
Σπαστά άκρα	$\alpha = 30^\circ$	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3		+0,2	-0,2
	$\alpha = 45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4		+0,2	-0,2
	$\alpha = 60^\circ$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5		+0,2	-0,2

Οπότε για κάθε ζώνη της στέγης του κτιρίου θα έχουμε:

- $w_{eF} = q_p(z_e) \cdot C_{pe} = 0,950 \text{ kN/m}^2 \cdot (-1,8) = -1,71 \text{ kN/m}^2$
- $w_{eG} = q_p(z_e) \cdot C_{pe} = 0,950 \text{ kN/m}^2 \cdot (-1,2) = -1,14 \text{ kN/m}^2$
- $w_{eH} = q_p(z_e) \cdot C_{pe} = 0,950 \text{ kN/m}^2 \cdot (-0,7) = -0,665 \text{ kN/m}^2$
- $w_{eI} = q_p(z_e) \cdot C_{pe} = 0,950 \text{ kN/m}^2 \cdot (\pm 0,2) = \pm 0,19 \text{ kN/m}^2$

Οι ζώνες φαίνονται στο παρακάτω σχήμα σε κάτοψη όπου:

- * Μήκος επιφάνειας F = $e/4 = 8,710$ m
- * Πλάτος επιφάνειας F = $e/10 = 3,486$ m
- * Μήκος επιφάνειας G = $b-e/2 = 70,220$ m
- * Πλάτος επιφάνειας G = $e/10 = 3,486$ m
- * Μήκος επιφάνειας H = $b = 87,650$ m
- * Πλάτος επιφάνειας H = $e/2-e/10 = 13,944$ m
- * Μήκος επιφάνειας I = $b = 87,650$ m
- * Πλάτος επιφάνειας I = $d-e/2 = 66,220$ m



ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

Άνεμος εγκάρσιος στην πλευρά 21-21 ($\theta=90^\circ$)

Πίεση ανέμου για τους κατακόρυφους τοίχους:

$$b=83,65 \text{ m}$$

$$d=87,65 \text{ m}$$

$$h < b=87,65 \rightarrow z_e=h$$

$$h/d=0,199 < 0,25$$

$$e=\min(b , 2h)=\min(83,65 , 34,86)=34,86\text{m} < d=87,65 \text{ m}$$

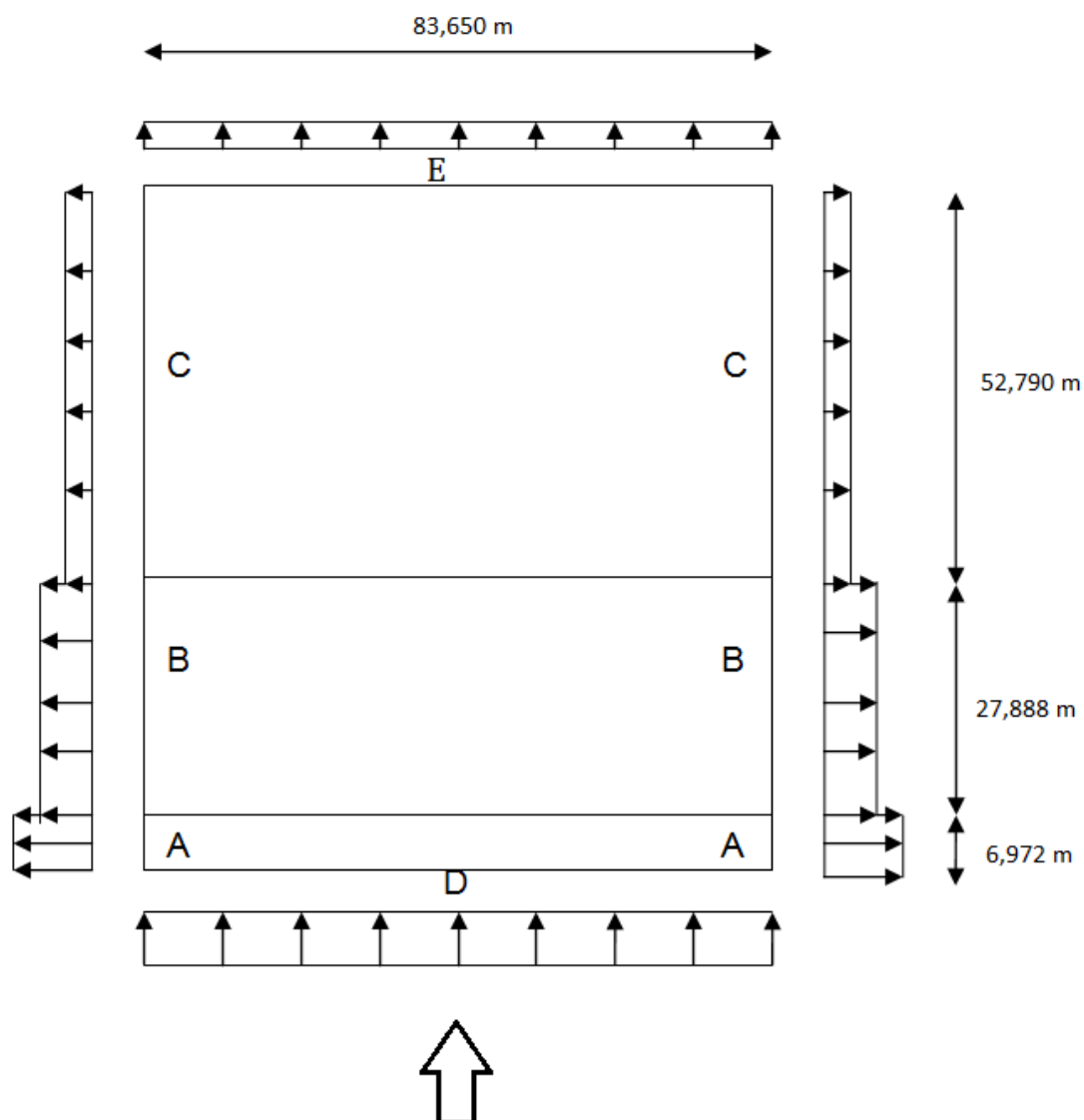
Με βάση τους συμβολισμούς του Ευρωκώδικα 1 (Σχέδιο 2.4) και τους παραπάνω υπολογισμούς λαμβάνονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους από τον πίνακα 2.8

Οπότε για κάθε ζώνη του κτιρίου θα έχουμε:

- $w_{eA} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,950 \text{ kN/m}^2 \cdot (-1,2) = -1,14 \text{ kN/m}^2$
- $w_{eB} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,950 \text{ kN/m}^2 \cdot (-0,8) = -0,76 \text{ kN/m}^2$
- $w_{eC} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,950 \text{ kN/m}^2 \cdot (-0,5) = -0,475 \text{ kN/m}^2$
- $w_{eD} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,950 \text{ kN/m}^2 \cdot (+0,7) = 0,665 \text{ kN/m}^2$
- $w_{eE} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,950 \text{ kN/m}^2 \cdot (-0,3) = -0,285 \text{ kN/m}^2$

Οι ζώνες φαίνονται στο παρακάτω σχήμα σε κάτοψη όπου:

- * Μήκος επιφάνειας A = $e/5 = 6,972 \text{ m}$
- * Μήκος επιφάνειας B = $4/5 \cdot e = 27,888 \text{ m}$
- * Μήκος επιφάνειας C = $d-e = 52,790 \text{ m}$
- * Μήκος επιφάνειας D = $b = 83,650 \text{ m}$
- * Μήκος επιφάνειας E = $b = 83,650 \text{ m}$



Τα φορτία αυτά εισήχθησαν στο πρόγραμμα ως γραμμικά κατανομημένα στα υποστυλώματα ανάλογα με τη ζώνη επιρροής του κάθε υποστυλώματος και τις τιμές της πίεσης που ασκούνται στη ζώνη αυτή.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

Πίεση ανέμου για τη στέγη:

Κλίση στέγης $\alpha=1,432^\circ < 5^\circ$ οπότε σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 Μέρος 1-4, η στέγη αντιμετωπίζεται ως οριζόντια.

$$b=83,65\text{m}$$

$$d=87,65\text{m}$$

$$e=\min(b, 2h)=\min(83,65, 34,86)=34,86\text{ m}$$

Τύπος στέγης → Αιχμηρά άκρα

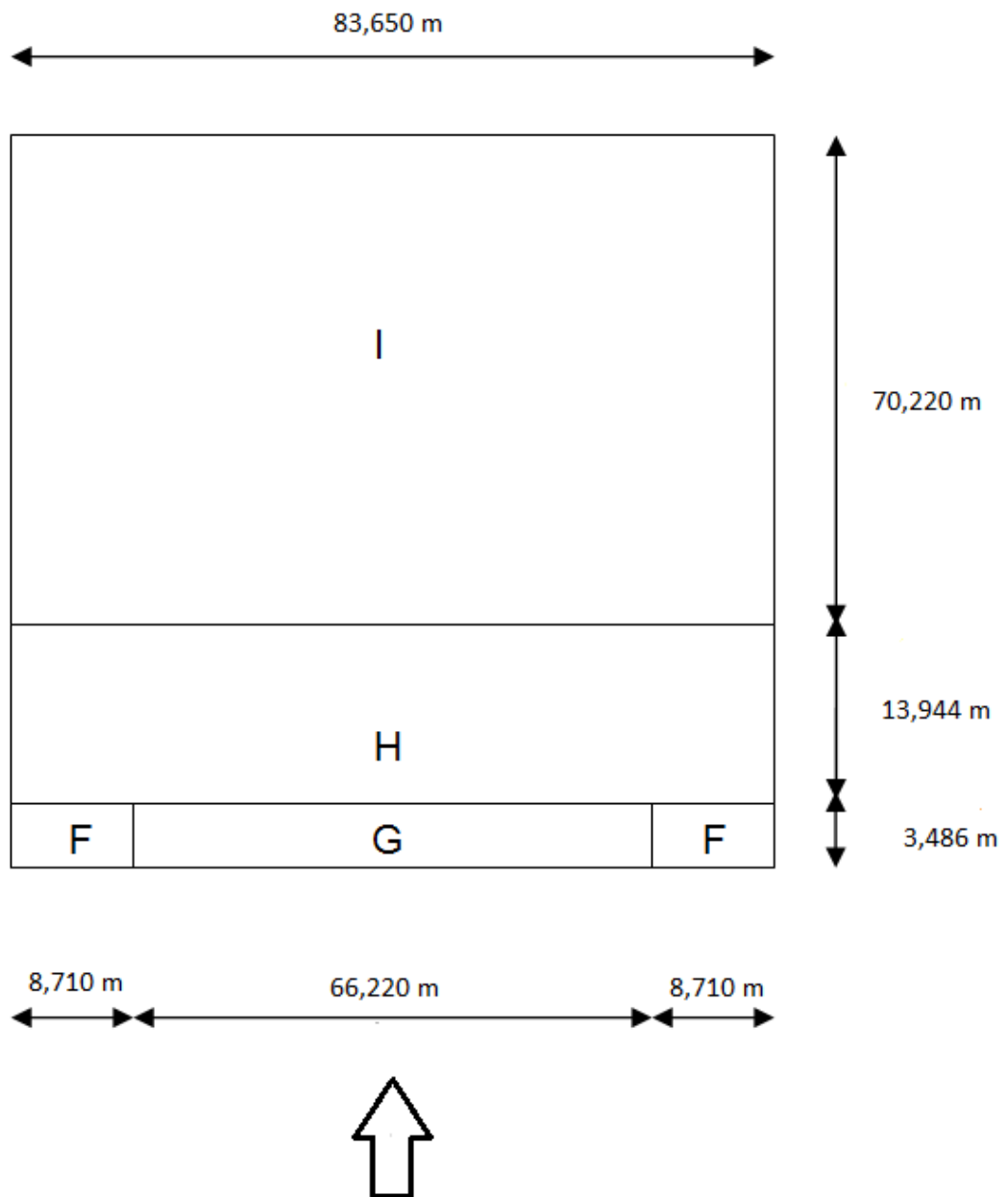
Με βάση τους συμβολισμούς του Ευρωκώδικα 1 (Σχέδιο 2.2) και τους παραπάνω υπολογισμούς και θεωρήσεις, λαμβάνονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες από τον πίνακα 2.7.

Οπότε για κάθε ζώνη της στέγης του κτιρίου θα έχουμε:

- $w_{eF} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,950\text{kN/m}^2 \cdot (-1,8) = -1,71\text{kN/m}^2$
- $w_{eG} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,950\text{kN/m}^2 \cdot (-1,2) = -1,14\text{kN/m}^2$
- $w_{eH} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,950\text{kN/m}^2 \cdot (-0,7) = -0,665\text{kN/m}^2$
- $w_{eI} = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 0,950\text{kN/m}^2 \cdot (\pm 0,2) = \pm 0,19\text{kN/m}^2$

Οι ζώνες φαίνονται στο παρακάτω σχήμα σε κάτοψη όπου:

- * Μήκος επιφάνειας F = $e/4 = 8,710\text{m}$
- * Πλάτος επιφάνειας F = $e/10 = 3,486\text{m}$
- * Μήκος επιφάνειας G = $b-e/2 = 66,220\text{m}$
- * Πλάτος επιφάνειας G = $e/10 = 3,486\text{m}$
- * Μήκος επιφάνειας H = $b = 83,650\text{m}$
- * Πλάτος επιφάνειας H = $e/2-e/10 = 13,944\text{m}$
- * Μήκος επιφάνειας I = $b = 83,650\text{m}$
- * Πλάτος επιφάνειας I = $d-e/2 = 70,220\text{m}$



Προκειμένου να ελεγχθούν και οι δύο περιπτώσεις φόρτισης, που προκύπτουν από τις τιμές των συντελεστών στη ζώνη I (θετική και αρνητική), θεωρήθηκε μια ξεχωριστή φόρτιση για τη ζώνη αυτή, για κάθε μια από τις δύο κατευθύνσεις του ανέμου που εξετάστηκαν. Έτσι προέκυψαν επιπλέον δύο συνδυασμοί για κάθε περίπτωση, για κάθε διεύθυνση ανέμου. Αναλυτικότερα παρουσιάζονται στην παράγραφο 2.3.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΠΙΕΣΗ

Το κτίριο θεωρείται κλειστό. Η θεώρηση αυτή προκύπτει από το γεγονός ότι το κτίριο δε διαθέτει ανοίγματα, τέτοια σε μέγεθος που να προκαλούν ανάπτυξη εσωτερικής πίεσης ικανής να επηρεάσει την κατασκευή. Για το λόγο αυτό δεν υπολογίστηκε εσωτερική πίεση και δεν ελήφθη στους υπολογισμούς της τελικής πίεσης.

ΤΕΛΙΚΗ ΠΙΕΣΗ

Αφού το κτίριο δεν επηρεάζεται από εσωτερικές πιέσεις η τελική πίεση είναι ίση με την εξωτερική όπως αυτή υπολογίστηκε παραπάνω.

2.1.5 Θερμοκρασιακή Μεταβολή (T)

Η θερμοκρασιακή μεταβολή ορίστηκε σύμφωνα με τις συνθήκες που επικρατούν στην περιοχή στους ± 20 °C.

2.1.6 Σεισμικές Δράσεις (E)

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές, χωρίς αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορεί να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

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

Στην παρούσα εργασία οι σεισμικές δράσεις υπολογίστηκαν σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, Μέρος 1 (EN 1998-1).

Παραδοχές μελέτης-Παράμετροι

- i. Η περιοχή του έργου ανήκει στη σεισμική ζώνη Z2
- ii. Το έδαφος ανήκει στην Κατηγορία B

Θεμελιώδης Απαιτήσεις

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 οι κατασκευές θα πρέπει να σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να ικανοποιούνται οι εξής απαιτήσεις:

- Ανάλυση της σεισμικής δράσης σχεδιασμού χωρίς τοπική ή γενική κατάρρευση, διατηρώντας κατά συνέπεια τη στατική ακεραιότητά του και παραμένουσα φέρουσα ικανότητα μετά τα σεισμικά γεγονότα. Η σεισμική δράση σχεδιασμού εκφράζεται με: α) την τιμή αναφοράς της σεισμικής δράσης που αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης, P_{NCR} , σε 50 έτη ή σε εκείνη της περιόδου επαναφοράς, T_{NCR} , και β) τον συντελεστή σπουδαιότητας γ . Κατά τα Ελληνικά πρότυπα η πιθανότητα υπέρβασης ορίζεται σε $P_{NCR}= 10\%$ και η περίοδος επαναφοράς $T_{NCR}=475$ έτη.

- Ανάλυση της σεισμικής δράσης περιορισμού βλαβών, δηλαδή σεισμικής δράσης 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 την 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} . Κατά τα ελληνικά πρότυπα η πιθανότητα υπέρβασης ορίζεται σε $P_{NCR} = 10\%$ και η περίοδος επαναφοράς $T_{NCR} = 95$ έτη.

Κατηγορία και συντελεστής σπουδαιότητας

Σύμφωνα με τον πίνακα 2.9 Από τον Ευρωκώδικα 8 η κατασκευή ανήκει στην κατηγορία III.

Πίνακας 2.9 Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.

Για κατηγορία σπουδαιότητας III ο συντελεστής σπουδαιότητας λαμβάνεται από τον πίνακα 2.10 Του εθνικού προσαρτήματος του Ευρωκώδικα 8 ίσος με: $\gamma_i = 1,2$.

Πίνακας 2.10 Τιμές του Συντελεστή Σπουδαιότητας γ_i

Κατηγορία Σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής Σπουδαιότητας γ_i	0,80	1,00	1,20	1,40

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

Κατηγορία εδάφους

Προκειμένου να αποτιμηθεί η επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη σεισμική δράση ο Ευρωκώδικας 8 κατηγοριοποιεί το έδαφος σε 5 τυποποιημένες κατηγορίες (A, B, C, D, E) και σε δύο ειδικές (S1, S2). Η κατάταξη γίνεται σύμφωνα με τον πίνακα 2.11.

Η θέση του έργου κατατάσσεται σε κατηγορία εδάφους σε συνάρτηση προς την μέση τιμή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων, $v_{s,30}$ όπου υπολογίζεται σύμφωνα με την ακόλουθη έκφραση:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}}$$

όπου h_i και v_i υποδηλώνουν το πάχος (σε μέτρα) και την ταχύτητα διατμητικών κυμάτων (σε τιμή ανηγμένης διατμητικής παραμόρφωσης ίση με 10^{-5} ή μικρότερη) του σχηματισμού ή στρώματος, από N συνολικά, που συναντώνται στα πρώτα 30 m από την επιφάνεια. Διαφορετικά χρησιμοποιείται η τιμή του αριθμού κρούσεων στην Πρότυπη Δοκιμή Διείσδυσης $N_{SPT}/30cm$.

Στην παρούσα εργασία εδόθη στις παραδοχές της μελέτης Κατηγορία Εδάφους Β.

Πίνακας 2.11 Κατηγορία Εδάφους

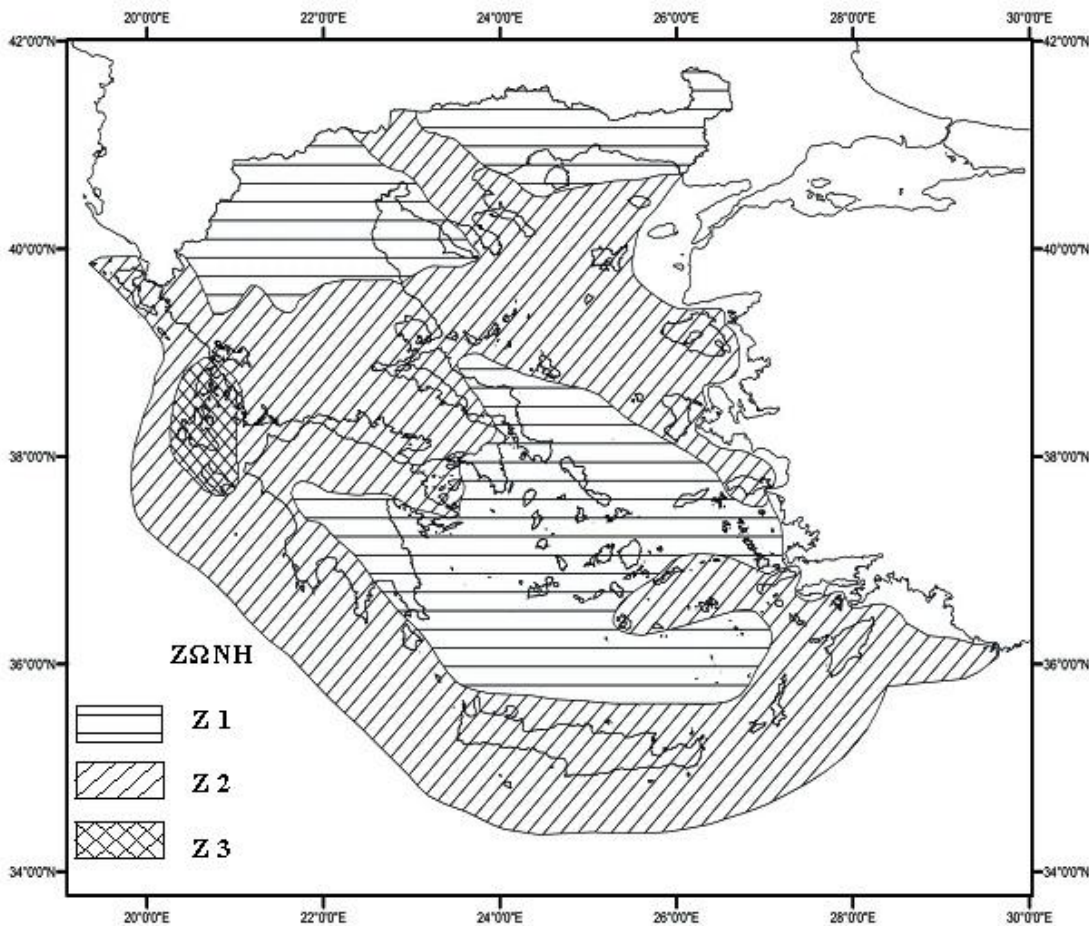
Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (κρούσει ς/30cm)	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360 – 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.	< 100 (ενδεικτικό)	–	10 - 20
S_2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S_1			

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

Εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 οι εθνικές περιοχές υποδιαιρούνται σε σεισμικές ζώνες, ανάλογα με την τοπική επικινδυνότητα η οποία θεωρείται ότι μέσα σε κάθε ζώνη είναι σταθερή. Η επικινδυνότητα περιγράφεται από μια μοναδική παράμετρο, δηλ. την τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς α_{gR} σε έδαφος κατηγορίας A.

Η διαίρεση σε σεισμικές ζώνες των Ελληνικών περιοχών γίνεται μέσω του χάρτη Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας του εθνικού προσαρτήματος του Ευρωκώδικα 8 (σχήμα 2.6). Η τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς α_{gR} δίνεται ανάλογα με την σεισμική ζώνη στον πίνακα 2.12. Σύμφωνα με τις παραδοχές της παρούσας μελέτης η κατασκευή βρίσκεται στη ζώνη 2 (Z2) οπότε $\alpha_{gR}=0,24g$.



Σχήμα 2.6

Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδος.

Πίνακας 2.12 Τιμές αναφοράς α_{gR} της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας A

Ζώνη	α_{gR}/g
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, ο συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_I=1,0$ (δηλαδή η κατηγορία σπουδαιότητας II, σύμφωνα με τα Ελληνικά δεδομένα) αντιστοιχεί σε σεισμικό γεγονός που έχει την τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς.

Για τιμή της περιόδου επαναφοράς διαφορετική από την τιμή αναφοράς, δηλαδή για κατηγορία σπουδαιότητας διαφορετική της II, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος τύπου A, α_g , είναι ίση με α_{gR} επί τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_I ($\alpha_g = \gamma_I \cdot \alpha_{gR}$). Για την υπόψη κατασκευή, σύμφωνα με τα παραπάνω η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού ισούται με $\alpha_g = \gamma_I \cdot \alpha_{gR} = 1,2 \cdot 0,24g = 0,288g$.

Προσομοίωση σεισμικής δράσης

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, Μέρος 1, η σεισμική κίνηση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνονται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης, αποκαλούμενο "ελαστικό φάσμα απόκρισης". Όμως, για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στην μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται "φάσμα σχεδιασμού". Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q . Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα.

Στην παρούσα μελέτη ακολουθήθηκε η παραπάνω διαδικασία, εισάγοντας στους υπολογισμούς συντελεστή συμπεριφοράς ίσο με $q=3$ κατά την εγκάρσια και την διαμήκη διεύθυνση. Η διαδικασία που ακολουθήθηκε καθώς και οι προϋποθέσεις που καλείτε να πληρεί η κατασκευή μας έτσι ώστε να είναι δυνατό να ληφθεί η συγκεκριμένη τιμή για το συντελεστή συμπεριφοράς αναλύονται στο κεφάλαιο 5 της παρούσας εργασίας που αφορά τον αντισεισμικό σχεδιασμό της κατασκευής.

Οριζόντια σεισμική δράση

Η οριζόντια σεισμική δράση περιγράφεται από δύο ορθογώνιες συνιστώσες που θεωρούνται ανεξάρτητες μεταξύ τους και που εκφράζονται από το ίδιο φάσμα απόκρισης.

- Οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης

Σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα του Ευρωκώδικα 8, σε όλες τις σεισμικές ζώνες στην Ελλάδα εφαρμόζεται οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1, το οποίο περιγράφεται από τις παρακάτω σχέσεις

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

όπου:

$S_e(T)$ είναι το ελαστικό φάσμα απόκρισης

T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A (υπολογίστηκε παραπάνω)

T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

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

S είναι ο συντελεστής εδάφους

η είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης, με τιμή αναφοράς $\eta = 1$ για 5%

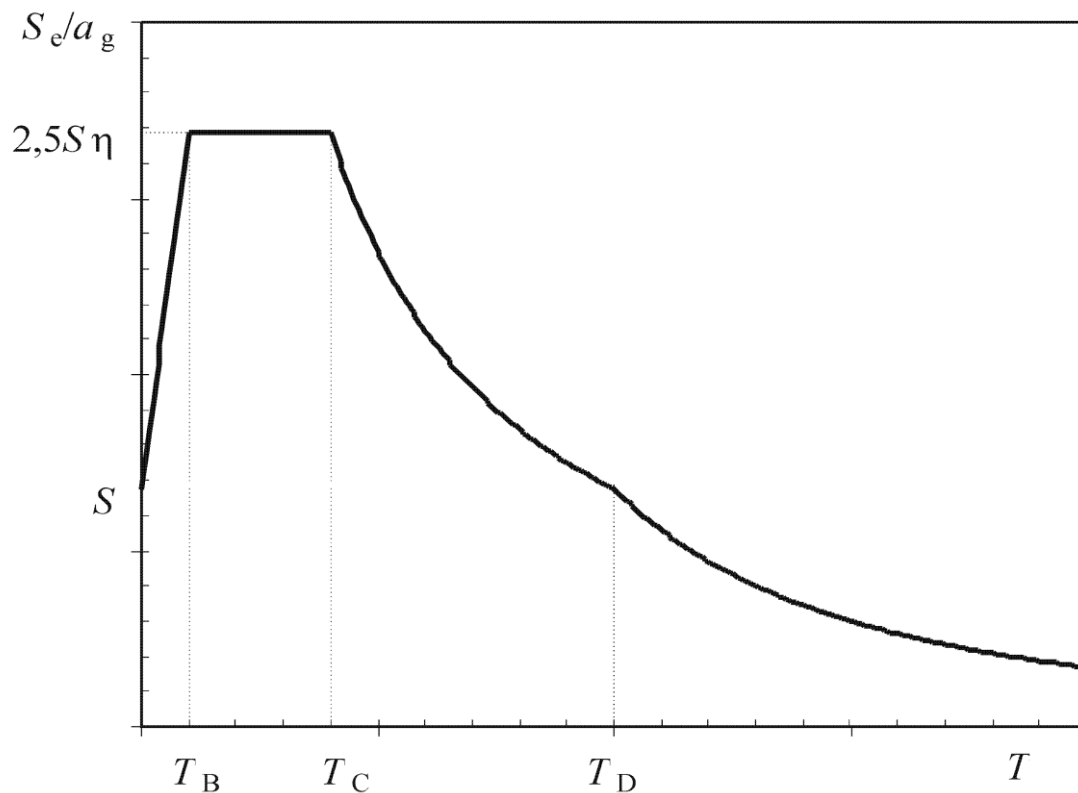
Οι τιμές των περιόδων T_B , T_C και T_D καθώς και αυτή του συντελεστή εδάφους S , που περιγράφουν την μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης εξαρτώνται από την κατηγορία του εδάφους και δίνονται στον πίνακα 2.13 από το εθνικό προσάρτημα. Για την παρούσα μελέτη (κατηγορία εδάφους B) λαμβάνουμε $T_B=1,2s$, $T_C=0,5s$, $T_D=2,5s$ και $S=1,2$.

Πίνακας 2.13 Τιμές παραμέτρων που καθορίζουν το οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης (Τύπου 1)

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

Στη συγκεκριμένη μελέτη το ποσοστό απόσβεσης ελήφθη ίσο με $\xi=5\%$ οπότε $n=1$.

Το ελαστικό φάσμα απόκρισης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 φαίνεται στο σχήμα 2.7.



Σχήμα 2.7 Μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης

- Οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού για ελαστική ανάλυση

Σύμφωνα με τα όσα αναφέρθηκαν παραπάνω το φάσμα σχεδιασμού στην οριζόντια διεύθυνση δίνεται από τις σχέσεις:

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

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

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

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

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

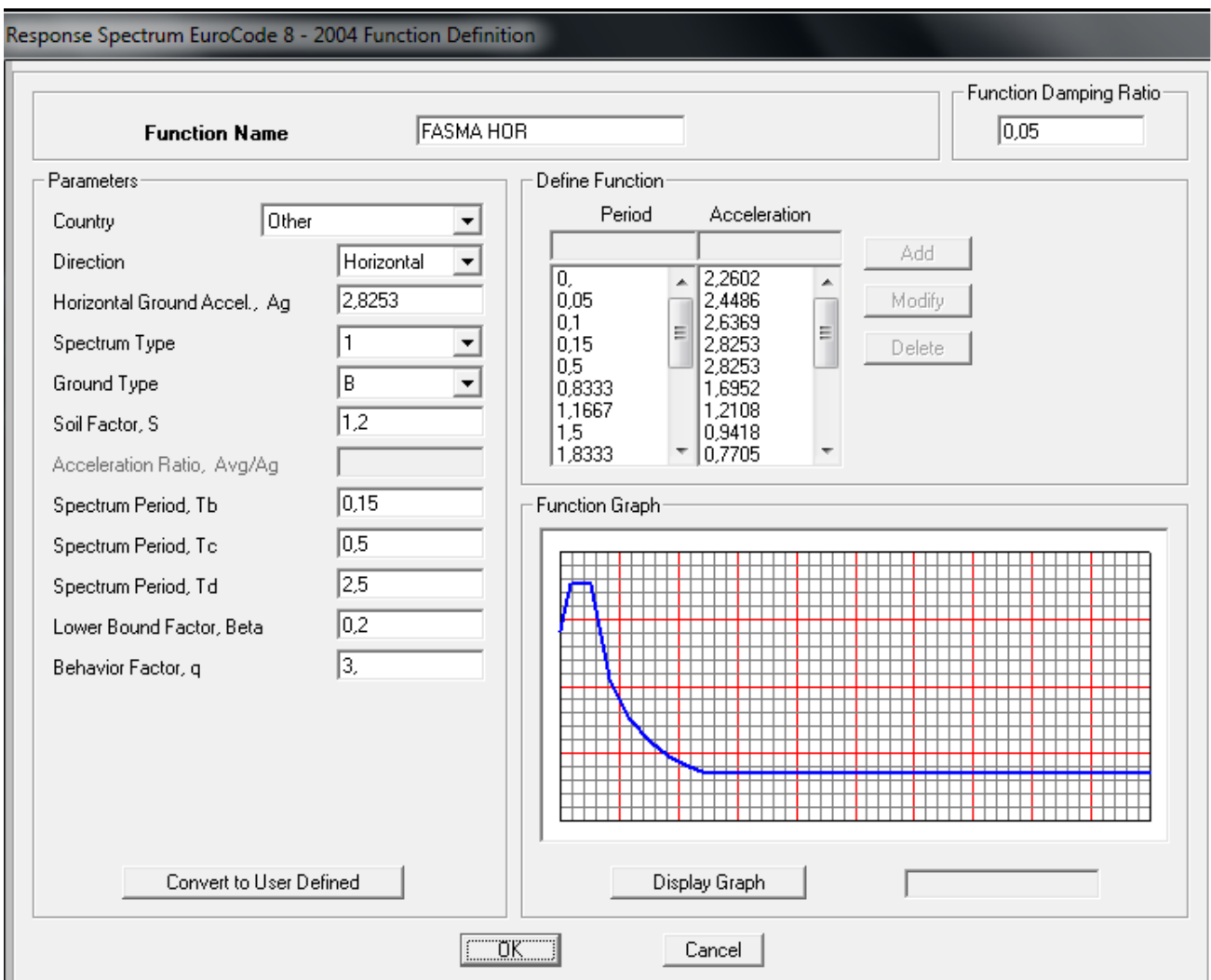
όπου

$S_d(T)$ είναι το φάσμα σχεδιασμού

β είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού.

Τα a_g , S , T_B , T_C , T_D και q έχουν οριστεί παραπάνω ως προς την έννοια και την τιμή τους, ενώ η τιμή του συντελεστή κατωτέρου ορίου λαμβάνεται σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα ίση με $\beta=0,2$.

Έτσι προκύπτει το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού.



Εικόνα 2.1 Οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού

Κατακόρυφη σεισμική δράση

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 εάν η επιτάχυνση a_{vg} είναι μεγαλύτερη από $0,25g$ ($2,5 \text{ m/s}^2$) η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στις ακόλουθες περιπτώσεις:

- για οριζόντια ή σχεδόν οριζόντια στατικά μέλη με άνοιγμα 20m ή περισσότερο
- για οριζόντιους ή σχεδόν οριζόντιους προβόλους με άνοιγμα μεγαλύτερο από 5m
- για οριζόντια ή σχεδόν οριζόντια προεντεταμένα μέλη
- για δοκούς που φορούν φυτευτά υποστυλώματα
- σε φορείς με σεισμική μόνωση.

Η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης, βάση του πίνακα 2.14, από τον Ευρωκώδικα για φάσμα τύπου 1 είναι $0,9 \cdot \alpha_g$

Πίνακας 2.14 Συνιστώμενες τιμές παραμέτρων που περιγράφουν τα φάσματα κατακόρυφης ελαστικής απόκρισης

Φάσμα	α_{vg}/α_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Τύπου 1	0,90	0,05	0,15	1,0
Τύπου 2	0,45	0,05	0,15	1,0

Για την παρούσα μελέτη ισχύει $\alpha_{vg}=0,9 \cdot 0,288g=0,259g$. Λόγω σύμπτωσης με τα όρια που δίνονται από τον Ευρωκώδικα 8, αποφασίστηκε να μη ληφθεί υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού στη μελέτη της υπόψη κατασκευής θεωρώντας γενικά ότι η επιρροή της καλύπτεται από τους συντελεστές ασφαλείας $\gamma_s=1,35$ και $\gamma_q=1,50$ στο συνδυασμό βασικών δράσεων, χωρίς σεισμό, και από τα υφιστάμενα περιθώρια αξονικής αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων.

Μέθοδος Ανάλυσης

Ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του φορέα του κτιρίου μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης:

- i. Η "μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης" για κτίρια η απόκριση των οποίων σε κάθε κύρια διεύθυνση δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις συμβολές ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερων από την θεμελιώδη ιδιομορφή.
- ii. Η "ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης".

Επίσης μπορεί να χρησιμοποιηθεί, εφόσον ικανοποιούνται ορισμένες συνθήκες, εναλλακτικά της γραμμικής μεθόδου, μια μη γραμμική μέθοδος, όπως:

- iii. Μη-γραμμική στατική ανάλυση (pushover)
- iv. Μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας (δυναμική).

Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκε η 2^η μέθοδος.

Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Η μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί για όλους τους τύπους κτιρίων. Στη μέθοδο αυτή λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Τούτο θεωρείται ότι ικανοποιείται αν ισχύει ένα από τα παρακάτω:

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

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, η δρώσα ιδιομορφική μάζα m_k , που αντιστοιχεί σε ιδιομορφή k , καθορίζεται έτσι ώστε η τέμνουσα δύναμη βάσης F_{bk} , που δρα στην διεύθυνση εφαρμογής της σεισμικής δράσης, να μπορεί να εκφραστεί ως $F_{bk} = S_d(T_k) m_k$. Αποδεικνύεται ότι το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών (για όλες τις ιδιομορφές και μια δεδομένη διεύθυνση) είναι ίση με τη μάζα του φορέα.

Όσον αφορά τον συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων, βάση του Ευρωκώδικα 8, οι αποκρίσεις σε δύο ιδιομορφές ταλάντωσης i και j (που περιλαμβάνουν και μεταφορικές και στρεπτικές ιδιομορφές) μπορεί να ληφθούν ως ανεξάρτητες εφόσον οι περιόδοί τους T_i και T_j ικανοποιούν (με $T_j \leq T_i$) την συνθήκη: $T_j \leq 0,9 \cdot T_i$.

Ακολουθεί σύντομη περιγραφή της μεθόδου, όπως αυτή εφαρμόστηκε στην παρούσα μελέτη.

- * Κατά την εφαρμογή της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος αποκρίσεως στην υπό μελέτη κατασκευή, έγινε η θεώρηση ενός προσανατολισμού των δύο οριζοντίων, και καθέτων μεταξύ τους, συνιστωσών της σεισμικής δράσης ταυτίζοντάς της με τους άξονες x και y , όπως αυτοί έχουν οριστεί στο προσομοίωμα που έχει εισαχθεί στο πρόγραμμα. Κατά την ιδιομορφική ανάλυση υπολογίστηκαν οι ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος και οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι και ιδιοσυχνότητες.
- * Κατά την ιδιομορφική απόκριση, χρησιμοποιήθηκε το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, όπως αυτό περιγράφηκε παραπάνω, υπολογίζοντας για κάθε συνιστώσα του σεισμού την ακραία απόκριση (μετακίνηση, ένταση), με καθορισμένο πρόσημο, που αντιστοιχεί σε κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης.
- * Για την ιδιομορφική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η πιθανή ακραία τιμή του τυχόντος μεγέθους απόκρισης (με ακαθόριστο πρόσημο), χρησιμοποιήθηκε η Πλήρης Τετραγωνική Επαλληλία (CQC).
- * Για την χωρική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης για ταυτόχρονη δράση των συνιστωσών του σεισμού (με ακαθόριστο πρόσημο), χρησιμοποιήθηκε η Απλή Τετραγωνική Επαλληλία (SRSS).

Φορτία Κατασκευής – Συνδυασμοί Δράσεων

- * Η συμμετέχουσα μάζα ορίστηκε από το πρόγραμμα, σύμφωνα με τα φορτία που έχουν εισαχθεί, υπό το συνδυασμό MONIMA(G)+0,7ΚΙΝΗΤΑ(Q)

Στην παρούσα εργασία, αποδεικνύεται, ότι το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που ελήφθησαν υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα. Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης φαίνονται στον πίνακα 2.15.

Πίνακας 2.15 Ιδιομορφές – Ιδιομορφικές μάζες κατασκευής

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,686984	0,13	0,72	0,13	0,72
MODAL	Mode	2	0,652784	0,46	0,2	0,59	0,92
MODAL	Mode	3	0,405923	0,06265	0,0005013	0,65	0,92
MODAL	Mode	4	0,378653	0,0004755	0,000003251	0,65	0,92
MODAL	Mode	5	0,378497	0,01315	0,0009626	0,66	0,92
MODAL	Mode	6	0,378254	0,0005471	0,00003111	0,66	0,92
MODAL	Mode	7	0,378156	0,00007197	0,000004844	0,66	0,92
MODAL	Mode	8	0,378105	0,000002543	1,554E-07	0,66	0,92
MODAL	Mode	9	0,378089	0,000109	0,000004156	0,66	0,92
MODAL	Mode	10	0,373434	0,001799	0,0002696	0,67	0,92
MODAL	Mode	11	0,37176	0,004613	0,0004112	0,67	0,92
MODAL	Mode	12	0,359852	0,0006512	0,004635	0,67	0,93
MODAL	Mode	13	0,357752	0,0001181	0,00001476	0,67	0,93
MODAL	Mode	14	0,357551	0,00009302	0,00001191	0,67	0,93
MODAL	Mode	15	0,357485	0,00002748	3,312E-07	0,67	0,93
MODAL	Mode	16	0,357333	0,00005502	4,967E-07	0,67	0,93
MODAL	Mode	17	0,357325	0,00002086	1,774E-07	0,67	0,93
MODAL	Mode	18	0,357254	0,00000322	8,808E-07	0,67	0,93
MODAL	Mode	19	0,357014	0,000002944	0,000006241	0,67	0,93
MODAL	Mode	20	0,357013	0,00003724	0,000003151	0,67	0,93
MODAL	Mode	21	0,356971	0,000002212	0,000009444	0,67	0,93
MODAL	Mode	22	0,356961	0,00000587	0,000001628	0,67	0,93
MODAL	Mode	23	0,35695	0,000009962	0,00005413	0,67	0,93
MODAL	Mode	24	0,356941	9,465E-08	0,000006763	0,67	0,93
MODAL	Mode	25	0,356927	0,000008701	0,000003714	0,67	0,93
MODAL	Mode	26	0,356915	0,00003883	0,000001557	0,67	0,93
MODAL	Mode	27	0,35686	0,00000119	0,000001213	0,67	0,93
MODAL	Mode	28	0,356852	0,0004507	0,000004173	0,67	0,93
MODAL	Mode	29	0,356814	0,00004341	1,527E-07	0,67	0,93
MODAL	Mode	30	0,356795	0,000005743	4,715E-07	0,67	0,93
MODAL	Mode	31	0,356789	6,412E-07	3,891E-10	0,67	0,93
MODAL	Mode	32	0,356772	0,00002123	0,000002399	0,67	0,93

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

MODAL	Mode	33	0,356758	0,000008514	5,525E-08	0,67	0,93
MODAL	Mode	34	0,356743	0,00007757	3,226E-07	0,67	0,93
MODAL	Mode	35	0,356731	2,604E-07	4,241E-07	0,67	0,93
MODAL	Mode	36	0,356721	5,287E-07	0,000003023	0,67	0,93
MODAL	Mode	37	0,356703	0,000001607	6,464E-07	0,67	0,93
MODAL	Mode	38	0,356686	1,626E-08	0,00002228	0,67	0,93
MODAL	Mode	39	0,356663	0,000003607	0,000008038	0,67	0,93
MODAL	Mode	40	0,356661	4,477E-08	2,925E-08	0,67	0,93
MODAL	Mode	41	0,356653	9,919E-08	2,571E-08	0,67	0,93
MODAL	Mode	42	0,356649	4,853E-08	1,815E-07	0,67	0,93
MODAL	Mode	43	0,356626	1,856E-09	5,788E-08	0,67	0,93
MODAL	Mode	44	0,356622	1,925E-07	2,917E-08	0,67	0,93
MODAL	Mode	45	0,356613	0,000002362	1,906E-07	0,67	0,93
MODAL	Mode	46	0,356606	0,000007637	1,24E-08	0,67	0,93
MODAL	Mode	47	0,356598	0,000001463	8,553E-09	0,67	0,93
MODAL	Mode	48	0,356586	2,822E-08	6,447E-09	0,67	0,93
MODAL	Mode	49	0,356584	6,84E-09	6,459E-08	0,67	0,93
MODAL	Mode	50	0,356573	1,48E-08	0,000002274	0,67	0,93
MODAL	Mode	51	0,356571	9,472E-08	4,587E-07	0,67	0,93
MODAL	Mode	52	0,35657	1,112E-07	7,935E-09	0,67	0,93
MODAL	Mode	53	0,356567	3,552E-10	1,473E-09	0,67	0,93
MODAL	Mode	54	0,356566	3,108E-09	1,175E-08	0,67	0,93
MODAL	Mode	55	0,354955	0,007282	0,003435	0,68	0,93
MODAL	Mode	56	0,348298	0,01441	0,001989	0,69	0,93
MODAL	Mode	57	0,346619	0,004278	0,0006399	0,7	0,94
MODAL	Mode	58	0,346163	0,0002217	1,764E-07	0,7	0,94
MODAL	Mode	59	0,346076	0,0002634	0,000004116	0,7	0,94
MODAL	Mode	60	0,346018	0,00004578	0,000001067	0,7	0,94
MODAL	Mode	61	0,346	0,0001243	0,000002246	0,7	0,94
MODAL	Mode	62	0,345783	0,05223	0,0009702	0,75	0,94
MODAL	Mode	63	0,339855	0,02234	0,0001786	0,77	0,94
MODAL	Mode	64	0,335087	0,000003733	0,000001284	0,77	0,94
MODAL	Mode	65	0,327003	0,00003362	4,318E-07	0,77	0,94
MODAL	Mode	66	0,321669	0,02969	0,0002784	0,8	0,94
MODAL	Mode	67	0,311303	0,001165	0,000007082	0,8	0,94
MODAL	Mode	68	0,309514	0,00143	0,0001443	0,81	0,94
MODAL	Mode	69	0,305875	2,179E-07	0,00000321	0,81	0,94
MODAL	Mode	70	0,305226	0,002704	0,0007326	0,81	0,94
MODAL	Mode	71	0,305075	0,00005168	0,00001312	0,81	0,94
MODAL	Mode	72	0,303896	0,00004006	8,705E-08	0,81	0,94
MODAL	Mode	73	0,302547	0,000005482	0,00000129	0,81	0,94
MODAL	Mode	74	0,302209	0,00004081	0,00001088	0,81	0,94
MODAL	Mode	75	0,301064	0,00003153	0,00001104	0,81	0,94
MODAL	Mode	76	0,300974	0,000122	3,342E-07	0,81	0,94
MODAL	Mode	77	0,299375	0,00001205	4,284E-07	0,81	0,94

Φορτία Κατασκευής – Συνδυασμοί Δράσεων

MODAL	Mode	78	0,297908	0,000005415	0,0000004	0,81	0,94
MODAL	Mode	79	0,297292	0,002342	0,00006116	0,81	0,94
MODAL	Mode	80	0,296625	0,001963	0,0001151	0,81	0,94
MODAL	Mode	81	0,296524	0,003189	0,0003015	0,82	0,94
MODAL	Mode	82	0,295832	0,00000085	4,156E-09	0,82	0,94
MODAL	Mode	83	0,295378	0,000001894	4,408E-07	0,82	0,94
MODAL	Mode	84	0,294855	0,000332	0,0003812	0,82	0,94
MODAL	Mode	85	0,290064	0,0000139	0,0001007	0,82	0,94
MODAL	Mode	86	0,288741	0,00001341	0,0003391	0,82	0,94
MODAL	Mode	87	0,279661	0,003518	0,00005275	0,82	0,94
MODAL	Mode	88	0,279174	0,001235	0,001642	0,82	0,94
MODAL	Mode	89	0,274505	0,00003141	0,0008207	0,82	0,94
MODAL	Mode	90	0,274203	0,0005122	0,002043	0,82	0,94
MODAL	Mode	91	0,273713	0,00008075	0,0003216	0,82	0,94
MODAL	Mode	92	0,273392	0,00003214	0,001814	0,82	0,95
MODAL	Mode	93	0,271076	0,00003952	0,00002879	0,82	0,95
MODAL	Mode	94	0,269724	0,00002876	5,732E-08	0,82	0,95
MODAL	Mode	95	0,268954	0,00006048	6,339E-09	0,82	0,95
MODAL	Mode	96	0,268446	0,00004134	0,000005757	0,82	0,95
MODAL	Mode	97	0,268118	0,000007013	0,000001143	0,82	0,95
MODAL	Mode	98	0,268021	0,000005024	0,00001562	0,82	0,95
MODAL	Mode	99	0,267794	8,826E-07	0,000001861	0,82	0,95
MODAL	Mode	100	0,267488	0,000001413	0,00002167	0,82	0,95
MODAL	Mode	101	0,26731	0,00000421	0,00001068	0,82	0,95
MODAL	Mode	102	0,267247	0,000001146	0,000001297	0,82	0,95
MODAL	Mode	103	0,267177	0,000002917	0,000005105	0,82	0,95
MODAL	Mode	104	0,267032	0,00002356	0,00001566	0,82	0,95
MODAL	Mode	105	0,267059	0,00000318	0,000005291	0,82	0,95
MODAL	Mode	106	0,266932	0,000001687	0,000001046	0,82	0,95
MODAL	Mode	107	0,266826	0,000001644	1,839E-08	0,82	0,95
MODAL	Mode	108	0,266691	3,601E-08	0,000007775	0,82	0,95
MODAL	Mode	109	0,266669	1,954E-08	3,787E-07	0,82	0,95
MODAL	Mode	110	0,266666	1,391E-08	4,786E-07	0,82	0,95
MODAL	Mode	111	0,266657	1,397E-07	9,164E-08	0,82	0,95
MODAL	Mode	112	0,266646	2,867E-08	8,211E-09	0,82	0,95
MODAL	Mode	113	0,266643	1,599E-08	3,143E-07	0,82	0,95
MODAL	Mode	114	0,266633	1,71E-09	8,796E-09	0,82	0,95
MODAL	Mode	115	0,26663	3,461E-11	6,461E-08	0,82	0,95
MODAL	Mode	116	0,26663	5,288E-08	5,436E-07	0,82	0,95
MODAL	Mode	117	0,266629	4,753E-08	8,711E-07	0,82	0,95
MODAL	Mode	118	0,266627	2,222E-08	1,979E-07	0,82	0,95
MODAL	Mode	119	0,266626	2,676E-09	2,646E-07	0,82	0,95
MODAL	Mode	120	0,266623	1,029E-09	2,344E-08	0,82	0,95
MODAL	Mode	121	0,266621	1,249E-08	6,063E-08	0,82	0,95

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

MODAL	Mode	122	0,266618	3,228E-09	6,993E-08	0,82	0,95
MODAL	Mode	123	0,266616	9,784E-09	9,972E-08	0,82	0,95
MODAL	Mode	124	0,266615	1,646E-09	6,002E-08	0,82	0,95
MODAL	Mode	125	0,266612	5,576E-08	0,000000488	0,82	0,95
MODAL	Mode	126	0,266609	1,371E-09	1,844E-07	0,82	0,95
MODAL	Mode	127	0,266608	9,173E-09	1,185E-07	0,82	0,95
MODAL	Mode	128	0,266605	3,215E-08	1,277E-07	0,82	0,95
MODAL	Mode	129	0,266603	2,831E-09	1,217E-07	0,82	0,95
MODAL	Mode	130	0,266602	8,203E-09	0,000000139	0,82	0,95
MODAL	Mode	131	0,266599	1,218E-10	1,048E-07	0,82	0,95
MODAL	Mode	132	0,266596	2,894E-08	2,672E-07	0,82	0,95
MODAL	Mode	133	0,266593	4,897E-09	7,029E-07	0,82	0,95
MODAL	Mode	134	0,26659	1,197E-08	4,189E-09	0,82	0,95
MODAL	Mode	135	0,266589	9,551E-08	5,793E-07	0,82	0,95
MODAL	Mode	136	0,266581	2,817E-11	0,000000667	0,82	0,95
MODAL	Mode	137	0,266577	2,445E-10	0,000000362	0,82	0,95
MODAL	Mode	138	0,266569	3,727E-09	1,825E-08	0,82	0,95
MODAL	Mode	139	0,266569	3,569E-08	1,338E-08	0,82	0,95
MODAL	Mode	140	0,263206	0,00006171	0,000606	0,82	0,95
MODAL	Mode	141	0,261886	7,543E-07	1,019E-08	0,82	0,95
MODAL	Mode	142	0,261045	0,000005805	0,00002959	0,82	0,95
MODAL	Mode	143	0,259749	0,00001167	0,000002542	0,82	0,95
MODAL	Mode	144	0,25941	0,000008314	0,00009139	0,82	0,95
MODAL	Mode	145	0,259065	0,00001633	0,0000816	0,82	0,95
MODAL	Mode	146	0,258753	0,00002977	0,000002768	0,82	0,95
MODAL	Mode	147	0,257412	0,000003671	0,0001627	0,82	0,95
MODAL	Mode	148	0,256202	0,00005764	0,00006168	0,82	0,95
MODAL	Mode	149	0,256053	0,00003532	0,00001134	0,82	0,95
MODAL	Mode	150	0,255694	0,000000616	0,00001161	0,82	0,95
MODAL	Mode	151	0,255585	0,000003468	0,000001835	0,82	0,95
MODAL	Mode	152	0,255502	0,00001833	0,0001426	0,82	0,95
MODAL	Mode	153	0,255374	4,019E-07	0,000001905	0,82	0,95
MODAL	Mode	154	0,255353	2,739E-09	0,000000106	0,82	0,95
MODAL	Mode	155	0,255245	0,000002692	0,0001624	0,82	0,95
MODAL	Mode	156	0,255235	5,018E-07	0,00003642	0,82	0,95
MODAL	Mode	157	0,255219	4,358E-08	1,624E-07	0,82	0,95
MODAL	Mode	158	0,255217	0,000000108	0,000002269	0,82	0,95
MODAL	Mode	159	0,255215	1,494E-07	0,000007731	0,82	0,95
MODAL	Mode	160	0,255211	6,192E-08	0,000003992	0,82	0,95
MODAL	Mode	161	0,255191	3,021E-08	0,00000584	0,82	0,95
MODAL	Mode	162	0,255173	6,643E-09	0,00000264	0,82	0,95
MODAL	Mode	163	0,255169	1,633E-08	0,00000313	0,82	0,95
MODAL	Mode	164	0,25507	4,827E-07	0,000003879	0,82	0,95
MODAL	Mode	165	0,251899	0,000003198	0,000009829	0,82	0,95
MODAL	Mode	166	0,251214	0,00002423	0,00005031	0,82	0,95

Φορτία Κατασκευής – Συνδυασμοί Δράσεων

MODAL	Mode	167	0,250585	0,00007893	0,00002859	0,82	0,95
MODAL	Mode	168	0,249601	0,00002348	0,0000124	0,82	0,95
MODAL	Mode	169	0,249462	0,000009858	2,054E-07	0,82	0,95
MODAL	Mode	170	0,249104	0,0000508	0,00005195	0,82	0,95
MODAL	Mode	171	0,247037	0,00000332	9,725E-07	0,82	0,95
MODAL	Mode	172	0,246008	0,00008679	0,0002368	0,82	0,95
MODAL	Mode	173	0,244337	0,0004924	0,00001725	0,82	0,95
MODAL	Mode	174	0,243816	1,135E-09	2,718E-07	0,82	0,95
MODAL	Mode	175	0,243252	0,001966	0,000001358	0,83	0,95
MODAL	Mode	176	0,241646	0,000001207	3,572E-07	0,83	0,95
MODAL	Mode	177	0,240928	0,000006559	0,000001099	0,83	0,95
MODAL	Mode	178	0,237058	0,0001322	0,0000111	0,83	0,95
MODAL	Mode	179	0,236509	5,064E-08	9,455E-09	0,83	0,95
MODAL	Mode	180	0,234576	0,0003256	0,00001878	0,83	0,95
MODAL	Mode	181	0,234521	0,0002203	0,0002654	0,83	0,95
MODAL	Mode	182	0,234425	0,0001217	0,000008468	0,83	0,95
MODAL	Mode	183	0,234277	8,034E-08	0,000001266	0,83	0,95
MODAL	Mode	184	0,234268	0,00000105	5,228E-08	0,83	0,95
MODAL	Mode	185	0,234235	4,919E-07	6,042E-07	0,83	0,95
MODAL	Mode	186	0,234197	0,0003873	0,00009455	0,83	0,95
MODAL	Mode	187	0,232859	0,000008783	3,062E-07	0,83	0,95
MODAL	Mode	188	0,232459	0,00003238	0,00005223	0,83	0,95
MODAL	Mode	189	0,228749	0,0001104	5,961E-07	0,83	0,95
MODAL	Mode	190	0,227545	0,0002542	0,00005765	0,83	0,95
MODAL	Mode	191	0,225706	0,005276	0,001494	0,83	0,95
MODAL	Mode	192	0,223651	0,01691	0,003362	0,85	0,95
MODAL	Mode	193	0,223504	0,0000349	0,00001649	0,85	0,95
MODAL	Mode	194	0,221781	0,0004056	0,0003242	0,85	0,95
MODAL	Mode	195	0,221103	0,01057	0,0009322	0,86	0,95
MODAL	Mode	196	0,220976	0,0001038	1,392E-07	0,86	0,95
MODAL	Mode	197	0,219527	0,0001525	0,0000349	0,86	0,95
MODAL	Mode	198	0,21778	0,0002013	0,0000109	0,86	0,95
MODAL	Mode	199	0,21622	0,00001031	1,605E-08	0,86	0,95
MODAL	Mode	200	0,215726	9,363E-08	0,00002257	0,86	0,95
MODAL	Mode	201	0,213795	0,00008347	5,999E-08	0,86	0,95
MODAL	Mode	202	0,212779	0,00003675	0,000000175	0,86	0,95
MODAL	Mode	203	0,210686	0,0008827	0,0000845	0,86	0,95
MODAL	Mode	204	0,210349	0,0003626	0,0001133	0,86	0,95
MODAL	Mode	205	0,209713	0,00002829	0,000924	0,86	0,96
MODAL	Mode	206	0,209102	0,0006226	2,193E-07	0,86	0,96
MODAL	Mode	207	0,20889	0,0001914	9,271E-08	0,86	0,96
MODAL	Mode	208	0,208865	0,000004419	5,071E-07	0,86	0,96
MODAL	Mode	209	0,208693	0,000008644	8,484E-07	0,86	0,96
MODAL	Mode	210	0,208621	0,00001884	7,065E-07	0,86	0,96

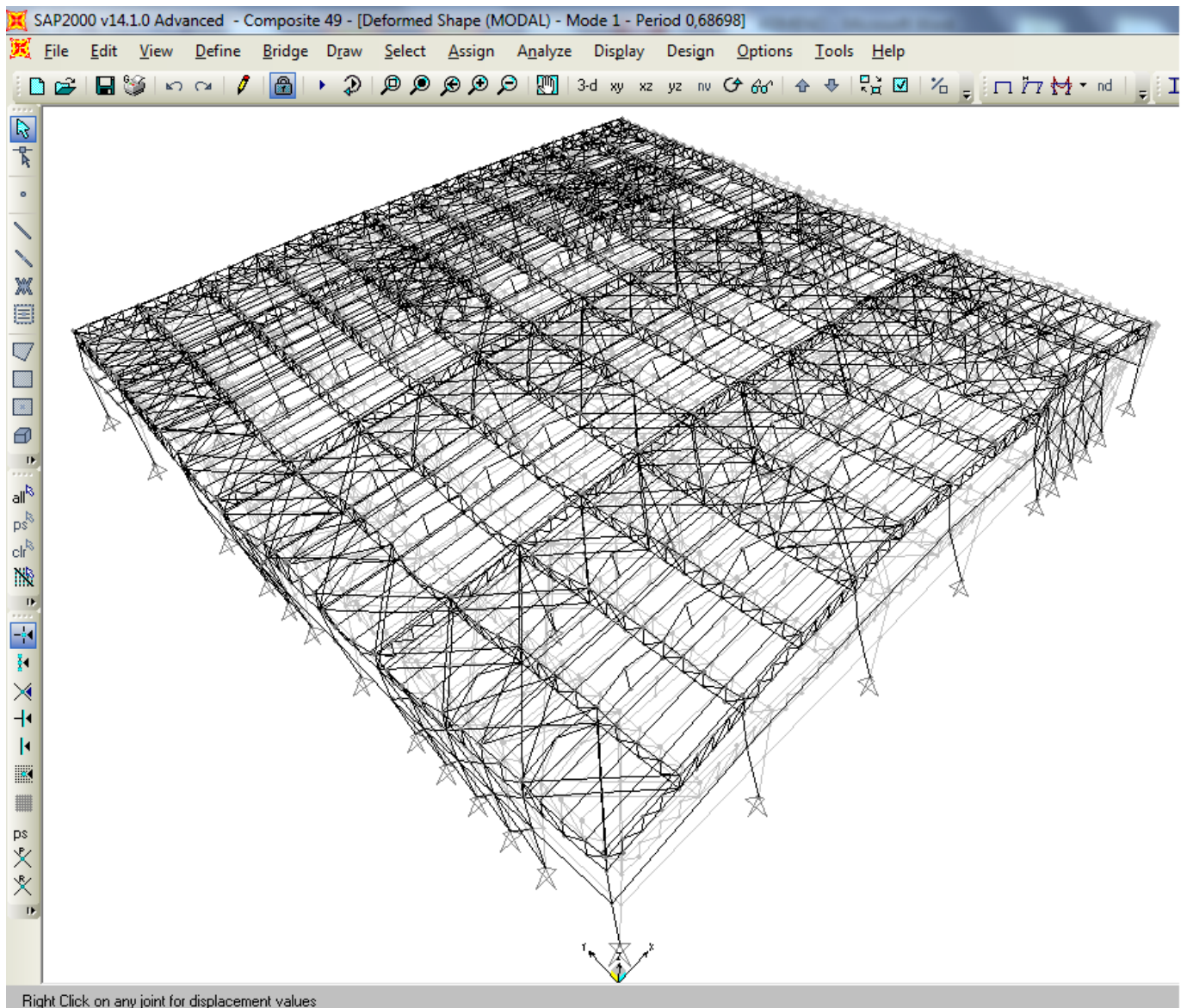
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

MODAL	Mode	211	0,208501	0,00001685	2,803E-08	0,86	0,96
MODAL	Mode	212	0,20849	0,00001947	2,52E-10	0,86	0,96
MODAL	Mode	213	0,208432	0,00006067	3,854E-07	0,86	0,96
MODAL	Mode	214	0,208383	0,000608	0,000000644	0,86	0,96
MODAL	Mode	215	0,208369	0,001174	0,000002402	0,87	0,96
MODAL	Mode	216	0,20836	0,00009068	2,587E-08	0,87	0,96
MODAL	Mode	217	0,208338	0,0003674	9,113E-09	0,87	0,96
MODAL	Mode	218	0,208318	0,000003098	4,502E-10	0,87	0,96
MODAL	Mode	219	0,208315	0,00006691	4,728E-10	0,87	0,96
MODAL	Mode	220	0,208147	0,0001263	0,000005653	0,87	0,96
MODAL	Mode	221	0,204554	0,00008942	0,00002987	0,87	0,96
MODAL	Mode	222	0,203094	0,000001019	0,002401	0,87	0,96
MODAL	Mode	223	0,202353	0,005156	0,000000276	0,87	0,96
MODAL	Mode	224	0,201834	0,0001109	0,00003136	0,87	0,96
MODAL	Mode	225	0,201731	0,0006504	0,00001155	0,87	0,96
MODAL	Mode	226	0,201184	0,00002815	0,0002216	0,87	0,96
MODAL	Mode	227	0,200017	0,03921	0,001222	0,91	0,96

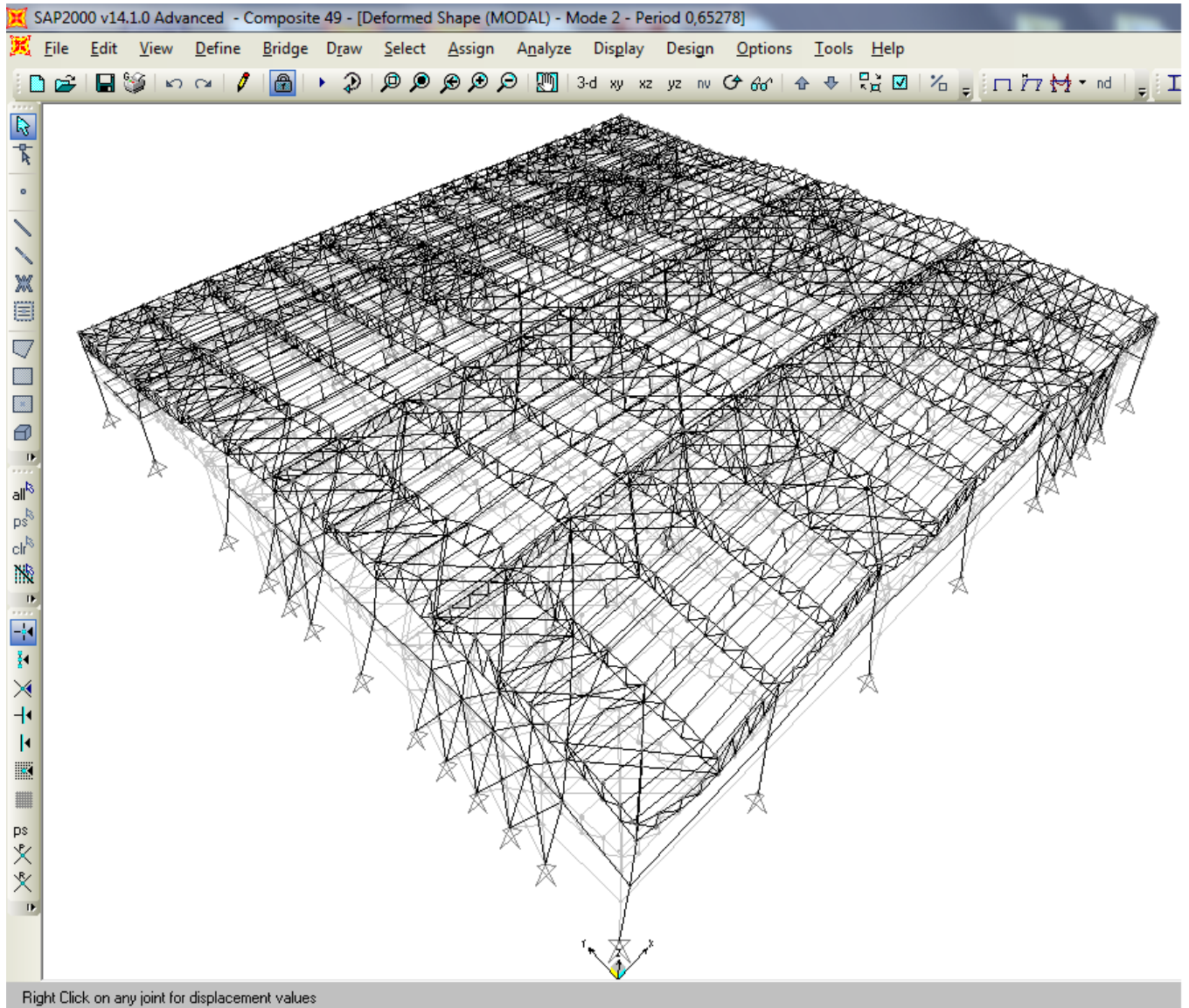
Παρατηρούμε ότι για να επιτευχθεί το επιθυμητό ποσοστό ιδιομορφικής μάζας κατά τη διεύθυνση X απαιτήθηκαν 227 ιδιομορφές ενώ κατά τη διεύθυνση Y απαιτήθηκαν 2. Το γεγονός αυτό οφείλεται στο ότι κατά τη διεύθυνση X διατάσσονται τα κύρια πλαίσια με δικτυωτά ζυγώματα και τα ενδιάμεσα δικτυώματα. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα ένας μεγάλος αριθμός ιδιομορφών να αντιστοιχεί σε ταλαντώσεις μεμονωμένων στοιχείων της σιδηράς κατασκευής και επομένως για να ληφθεί υπόψη ένα σημαντικό ποσοστό της ιδιομορφικής μάζας είναι λογικό να απαιτείται η θεώρηση μεγάλου αριθμού ιδιομορφών.

Η κύρια ιδιοπερίοδος κατά τη διεύθυνση X ισούται με $T = 0,653$ sec η οποία δίνεται στην 2^η ιδιομορφή και δίνει ποσοστό της ιδιομορφικής μάζας ίσο με 46%. Κατά τη διεύθυνση Y η κύρια ιδιοπερίοδος ισούται με $T = 0,687$ sec, η οποία δίνεται στην 1^η ιδιομορφή και δίνει ποσοστό της ιδιομορφικής μάζας ίσο με 72%.

Στα σχήματα 2.16 και 2.17 που ακολουθούν δίνονται οι κύριες ιδιομορφές κατά Y και κατά X αντίστοιχα.



Σχήμα 2.16 Κύρια ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση Y (1^η ιδιομορφή)



Σχήμα 2.17 Κύρια ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση X (2^η ιδιομορφή)

2.2 Οριακές Καταστάσεις

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Διακρίνονται δε σε δύο κατηγορίες, τις Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας και τις Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας που περιγράφονται παρακάτω όπως. Η περιγραφή επικεντρώνεται στα σημεία, πάνω στα οποία βασίστηκαν οι συνδυασμοί δράσεων της παρούσας εργασίας.

Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (Ultimate Limit States-ULS)

Είναι οι οριακές καταστάσεις που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του και σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων, την ασφάλεια του φορέα και την προστασία των περιεχομένων.

Οι καταστάσεις σχεδιασμού του φορέα για τις οποίες γίνεται έλεγχος επάρκειας σε σχέση με τις οριακές καταστάσεις αστοχίας είναι:

- i. **Καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια**, οι οποίες αναφέρονται στις συνθήκες κανονικής χρήσης
- ii. **Παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού**, οι οποίες αναφέρονται σε προσωρινές συνθήκες που επιβάλλονται στο φορέα, π.χ. κατά τη διάρκεια της εκτέλεσης ή της επισκευής του.

Οι δύο παραπάνω υπεισέρχονται γενικώς αλλά και στα δεδομένα της παρούσας μελέτης, μέσω ενός συνδυασμού δράσεων (τον θεμελιώδη) που δίνεται παρακάτω.

- iii. **Καταστάσεις σχεδιασμού έναντι σεισμού**, οι οποίες αναφέρονται σε συνθήκες οι οποίες επιβάλλονται στο φορέα, όταν αυτός εκτίθεται σε σεισμικά γεγονότα.

Η παραπάνω υπεισέρχεται στα δεδομένα της μελέτης μέσω του σεισμικού συνδυασμού.

- iv. Τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού, π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση

Ο έλεγχος έναντι της τελευταίας κατηγορίας καταστάσεων σχεδιασμού (Τυχηματικές) δεν αποτέλεσε αντικείμενο της παρούσας μελέτης.

Οριακές καταστάσεις Λειτουργικότητας (Serviceability Limit States-SLS)

Είναι οι οριακές καταστάσεις που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού. Αφορούν δε τις λειτουργικές απαιτήσεις από φορέα ή δομικό μέλος υπό συνθήκες συνήθους χρήσης, την άνεση των χρηστών και την εξωτερική εμφάνιση των δομικών στοιχείων (π.χ. έντονη καμπτική παραμόρφωση ή εκτεταμένη ρηγμάτωση).

2.3 Συνδυασμοί Δράσεων

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίστηκαν οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν επ' αυτής. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιαζόμενες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους κατάλληλως (συντελεστές συνδυασμούς ψ) για κάθε μια από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα.

Στο σημείο αυτό κρίνεται σκόπιμο να δοθούν οι ερμηνείες των συμβολισμών των φορτίων που χρησιμοποιούνται παρακάτω (δηλαδή ποια φορτία περιλαμβάνουν) καθώς και οι τιμές των συντελεστών συνδυασμού ψ , και των συντελεστών ασφαλείας γ .

Συμβολισμοί

G: Ίδιο βάρος στοιχείων του φορέα (DEAD)
Πρόσθετο μόνιμο φορτίο οροφής (ADD ROOF DEAD)
Πρόσθετο μόνιμο φορτίο μεσοπατώματος (ADD FLOOR DEAD)

Όπως αυτά ορίστηκαν στην 2.1.1.

Q: Κινητό φορτίο οροφής (LIVE ROOF)
Κινητό φορτίο μεσοπατώματος (LIVE FLOOR)

Όπως αυτά ορίστηκαν στην 2.1.2.

S: Φορτίο Χιονιού (SNOW)

Όπως αυτό ορίστηκε στην 2.1.3.

* **W:** Φορτίο Ανέμου (WIND)

Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η πλέον δυσμενής επίδραση του ανέμου, η φόρτιση λόγω ανέμου χωρίστηκε σε δύο ξεχωριστές φορτίσεις για κάθε μια από τις δύο διευθύνσεις του ανέμου. Συγκεκριμένα:

Για $\theta=0^\circ$

WY: (WIND Y) Περιλαμβάνει όλα τα φορτία ανέμου για $\theta=0^\circ$, εκτός τα φορτία της στέγης στην ζώνη I, όπως αυτά ορίστηκαν στην 2.1.4

WIY: (WIND I Y) Περιλαμβάνει μόνο τα φορτία ανέμου της στέγης στη ζώνη I, για $\theta=0^\circ$, όπως αυτά ορίστηκαν στην 2.1.4.

Για $\theta=90^\circ$

W-X: (WIND -X) Περιλαμβάνει όλα τα φορτία ανέμου για $\theta=90^\circ$, εκτός τα φορτία της στέγης στην ζώνη I, όπως αυτά ορίστηκαν στην 2.1.4.

WI-X: (WIND I -X) Περιλαμβάνει μόνο τα φορτία ανέμου της στέγης στη ζώνη I, για $\theta=90^\circ$, όπως αυτά ορίστηκαν στην 2.1.4.

Ο διαχωρισμός αυτός βοήθησε έτσι ώστε με την εισαγωγή των κατάλληλων συντελεστών στους συνδυασμούς, να ληφθούν υπόψη όλες οι δυνατές περιπτώσεις φόρτισης.

Οι συμβολισμοί και τα πρόσημα των X και Y είναι σύμφωνα με τη διάταξη σύμφωνα με την οποία έχει εισαχθεί το προσομοίωμα στο πρόγραμμα.

T: Θερμοκρασιακή μεταβολή (TEMPERATURE). Δεδομένου ότι η διακύμανση της θερμοκρασιακής μεταβολής είναι $\pm 20^\circ\text{C}$ ορίστηκε μία θετική τιμή ($T=20^\circ\text{C}$). Η αντίθετη περίπτωση, δηλαδή για $T=-20^\circ\text{C}$, λαμβάνεται υπόψη με την εισαγωγή αρνητικού προσήμου στους συνδυασμούς.

* Ε Φορτίο σεισμού (QUAKE)

Ανάλογα με τη διεύθυνση του σεισμού τα σεισμικά φορτία χωρίστηκαν στις εξής δύο περιπτώσεις:

Ex: (QUAKE X) Σεισμικό φορτίο για διεύθυνση σεισμού κατά X, όπως ορίστηκε στην 2.1.6.

Ey: (QUAKE Y) Σεισμικό φορτίο για διεύθυνση σεισμού κατά Y, όπως ορίστηκε στην 2.1.6.

Συντελεστές συνδυασμού (ψ)

Βάση του πίνακα 2.14 από τον Ευρωκώδικα 0, λαμβάνονται οι συντελεστές ψ για τις διάφορες κατηγορίες δράσεων και κατηγορία κτηρίου D.

Πίνακας 2.14 Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ για κτήρια

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

Σύμφωνα με τα παραπάνω λαμβάνουμε:

Για τα επιβαλλόμενα φορτία: $\psi_0=0,7$ $\psi_1=0,7$ $\psi_2=0,6$

Για τα φορτία χιονιού: $\psi_0=0,5$ $\psi_1=0,2$ $\psi_2=0$

Για τα φορτία ανέμου: $\psi_0=0,6$ $\psi_1=0,2$ $\psi_2=0$

Για τα τη θερμοκρασία: $\psi_0=0,6$ $\psi_1=0,5$ $\psi_2=0$

Συντελεστές ασφαλείας (γ)

Εδώ θα παρουσιαστούν οι τιμές των συντελεστών, όπως αυτοί υπεισέρχονται στους συνδυασμούς που παρουσιάζονται στη συνέχεια.

Σε ΟΚΑ

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 0

$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$

$\gamma_{Gj,inf} = 1,00$

$\gamma_{Q,1} = 1,50$ όπου είναι δυσμενής (0 όπου ευνοϊκή)

$\gamma_{Q,i} = 1,50$ όπου είναι δυσμενής (0 όπου ευνοϊκή)

Σε ΟΚΛ

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 0

$\gamma_{Gj,sup} = 1,00$

$\gamma_{Gj,inf} = 1,00$

$\gamma_{Q,1} = 1,00$ όπου είναι δυσμενής (0 όπου ευνοϊκή)

$\gamma_{Q,i} = 1,00$ όπου είναι δυσμενής (0 όπου ευνοϊκή)

Στη συνέχεια παρουσιάζονται αναλυτικά όλοι οι συνδυασμοί δράσεων που ελήφθησαν υπόψη στην παρούσα μελέτη. Κατά την παρουσίαση των συνδυασμών φαίνονται μόνο οι συντελεστές που ελήφθησαν υπόψη στους υπολογισμούς, παραλείποντας έτσι τους συντελεστές που αφορούν την προένταση καθώς δεν έλαβε μέρος στην παρούσα μελέτη.

2.3.1 Συνδυασμοί Δράσεων σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Συνδυασμοί δράσεων για καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια ή παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού (θεμελιώδεις συνδυασμοί)-FULS

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

Με βάση τα παραπάνω για διαφορετική μεταβλητή δράση ως κύρια κάθε φορά, και αφού πολλαπλασιάστηκαν οι επιμέρους συντελεστές μεταξύ τους, έχουμε:

Δυσμενής συνδυασμός με φορτία προς τα κάτω:

Για θετική θερμοκρασία:

- **FULS1:** Κύρια μεταβλητή δράση το Q
 $1,35G + 1,5Q + 0,75S + 0,9T$
- **FULS2:** Κύρια μεταβλητή δράση το S
 $1,35G + 1,05Q + 1,5S + 0,9T$
- **FULS3:** Κύρια μεταβλητή δράση το T
 $1,35G + 1,05Q + 0,75S + 1,5T$

Για αρνητική θερμοκρασία:

- **FULS4:** Κύρια μεταβλητή δράση το Q
 $1,35G + 1,5Q + 0,75S - 0,9T$
- **FULS5:** Κύρια μεταβλητή δράση το S
 $1,35G + 1,05Q + 1,5S - 0,9T$
- **FULS6:** Κύρια μεταβλητή δράση το T
 $1,35G + 1,05Q + 0,75S - 1,5T$

Δυσμενής συνδυασμός με φορτία προς τα πάνω:

Για κατεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$

Για αρνητική πίεση στη ζώνη I:

- **FULS7:** Κύρια μεταβλητή δράση το W
 $1,00G + 1,5WY - 1,5WY$

Για θετική πίεση στη ζώνη I:

- **FULS8:** Κύρια μεταβλητή δράση το W
 $1,00G + 1,5WY + 1,5WY$

Για κατεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$

Για αρνητική πίεση στη ζώνη I:

- **FULS9:** Κύρια μεταβλητή δράση το W

$$1,00G + 1,5W-X - 1,5WI-X$$

Για θετική πίεση στη ζώνη I:

- **FULS10:** Κύρια μεταβλητή δράση το W

$$1,00G + 1,5W-X + 1,5WI-X$$

- Συνδυασμοί δράσεων για καταστάσεις σεισμικού σχεδιασμού-SEISMIC

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

$j \geq 1$

$i \geq 1$

- **SEISMIC1:** $G + 0,6Q + E_x + 0,3E_y$
- **SEISMIC2:** $G + 0,6Q + E_x - 0,3E_y$
- **SEISMIC3:** $G + 0,6Q - E_x + 0,3E_y$
- **SEISMIC4:** $G + 0,6Q - E_x - 0,3E_y$
- **SEISMIC5:** $G + 0,6Q + E_y + 0,3E_x$
- **SEISMIC6:** $G + 0,6Q + E_y - 0,3E_x$
- **SEISMIC7:** $G + 0,6Q - E_y + 0,3E_x$
- **SEISMIC8:** $G + 0,6Q - E_y - 0,3E_x$

2.3.2 Συνδυασμοί Δράσεων σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός-CSLS

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

$j \geq 1$

$i > 1$

Με βάση τα παραπάνω για διαφορετική μεταβλητή δράση ως κύρια κάθε φορά, και αφού πολλαπλασιάστηκαν οι επιμέρους συντελεστές μεταξύ τους, έχουμε:

Δυσμενής συνδυασμός με φορτία προς τα κάτω:

Για θετική θερμοκρασία:

- **CSLS1:** Κύρια μεταβλητή δράση το Q
 $G + Q + 0,5S + 0,6T$
- **CSLS2:** Κύρια μεταβλητή δράση το S
 $G + 0,7Q + 0,6T$
- **CSLS3:** Κύρια μεταβλητή δράση το T
 $G + 0,7Q + 0,5S + T$

Για αρνητική θερμοκρασία:

- **CSLS4:** Κύρια μεταβλητή δράση το Q
 $G + Q + 0,5S - 0,6T$
- **CSLS5:** Κύρια μεταβλητή δράση το S
 $G + 0,7Q - 0,6T$
- **CSLS6:** Κύρια μεταβλητή δράση το T
 $G + 0,7Q + 0,5S - T$

Δυσμενής συνδυασμός με φορτία προς τα πάνω:

Για κατεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$

Για αρνητική πίεση στη ζώνη I:

- **CSLS7:** Κύρια μεταβλητή δράση το W
 $G + WY - WIY$

Για θετική πίεση στη ζώνη I:

- **CSLS8:** Κύρια μεταβλητή δράση το W
 $G + WY + WIY$

Για κατεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$

Για αρνητική πίεση στη ζώνη I:

- **CSLS9:** Κύρια μεταβλητή δράση το W
 $G + W-X - WI-X$

Για θετική πίεση στη ζώνη I:

- **CSLS10:** Κύρια μεταβλητή δράση το W
 $G + W-X + WI-X$

- Συχνός συνδυασμός-FSLS

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

$$j \geq 1 \quad i > 1$$

Με βάση τα παραπάνω για διαφορετική μεταβλητή δράση ως κύρια κάθε φορά, και αφού πολλαπλασιάστηκαν οι επιμέρους συντελεστές μεταξύ τους, έχουμε:

Για θετική θερμοκρασία:

- **FSLS1:** Κύρια μεταβλητή δράση το Q
 $G + 0,7Q$
- **FSLS2:** Κύρια μεταβλητή δράση το S
 $G + 0,6Q + 0,2S$
- **FSLS3:** Κύρια μεταβλητή δράση το T
 $G + 0,6Q + 0,5T$

Για αρνητική θερμοκρασία:

- **FSLS4:** Κύρια μεταβλητή δράση το Q
 $G + 0,7Q$
- **FSLS5:** Κύρια μεταβλητή δράση το S
 $G + 0,6Q + 0,2S$
- **FSLS6:** Κύρια μεταβλητή δράση το T
 $G + 0,6Q - 0,5T$

Για κατεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$

Για αρνητική πίεση στη ζώνη I:

- **FSLS7:** Κύρια μεταβλητή δράση το W
 $G + 0,2 WY - 0,2WIY$

Για θετική πίεση στη ζώνη I:

- **FSLS8:** Κύρια μεταβλητή δράση το W
 $G + 0,2WY + 0,2WIY$

Για κατεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$

Για αρνητική πίεση στη ζώνη I:

- **FSLS9:** Κύρια μεταβλητή δράση το W

$$G + 0,2W-X - 0,2WI-X$$

Για θετική πίεση στη ζώνη I:

- **FSL10:** Κύρια μεταβλητή δράση το W

$$G + 0,2W-X + 0,2WI-X$$

- Οιονεί-μόνιμος συνδυασμός-QSLS

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

$$j \geq 1 \quad i > 1$$

Με βάση τα παραπάνω για διαφορετική μεταβλητή δράση ως κύρια κάθε φορά, και αφού πολλαπλασιάστηκαν οι επιμέρους συντελεστές μεταξύ τους, έχουμε:

- **QSLS1:** $G + 0,6Q$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

Σχεδιασμός - Έλεγχοι

3.1 Γενικά

Ο σχεδιασμός του φέροντος οργανισμού, βασιζόμενος στα δεδομένα που προκύπτουν από την αρχιτεκτονική μελέτη, σχετικά με τις θέσεις των υποστυλωμάτων, τις στάθμες των ορόφων, το μήκος των ανοιγμάτων κλπ, οφείλει να εξασφαλίζει τη δημιουργία διαδρομών για την ασφαλή παραλαβή και μεταφορά των φορτίων στη θεμελίωση.

Βασικό βήμα στην επίτευξη των άνω αποτελεί ο καθορισμός του βασικού χωρικού πλαισίου, αποτελούμενου από τα υποστυλώματα και τις κύριες δοκούς κατά τις δύο διευθύνσεις. Το κομμάτι αυτό του σχεδιασμού έχει αναλυθεί στο Κεφάλαιο 1.

Εξίσου σημαντικό στοιχείο του σχεδιασμού αποτελεί ο καθορισμός του συστήματος πλακών και δευτερευουσών δοκών. Ο ρόλος των πλακών είναι αφενός η μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων και αφετέρου η μεταφορά των οριζόντιων δράσεων (κυρίως σεισμικών) μέσω διαφραγματικής λειτουργίας, η οποία και πρέπει να εξασφαλίζεται. Συγκεκριμένα, στις σύμμικτες πλάκες η μεταφορά της έντασης εξασφαλίζεται μέσω της συνέχειας των πλακών και της κατάλληλης σύνδεσης των χαλυβδόφυλλων με τις δοκούς.

Προκειμένου να μειωθεί το άνοιγμα των πλακών προβλέφθηκε η τοποθέτηση δευτερευουσών δοκών οι οποίες εδράζονται επί των κυρίων. Όσον αφορά την υψομετρική θέση των δευτερευουσών δοκών σε σχέση με τις κύριες επιλέχθηκε ισοσταθμία μεταξύ τους. Αποτέλεσμα αυτής της διάταξης είναι τόσο οι δευτερεύουσες όσο και οι κύριες δοκοί να έχουν σύμμικτη λειτουργία.

Τέλος ο καθορισμός του συστήματος εξασφάλισης της πλευρικής ευστάθειας του βασικού πλαισίου είναι ένα ακόμα κομμάτι του σχεδιασμού στο οποίο πρέπει να δίδεται ιδιαίτερη σημασία. Η ανάγκη αυτή προκύπτει από το γεγονός του ότι πέραν των κατακόρυφων φορτίων απαιτείται και η ασφαλής μεταφορά των οριζοντίων δράσεων και από το ότι στα μεταλλικά κτίρια οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων δεν είναι απαραίτητα συνδέσεις ροπής αλλά τέμνουσας (απλές). Η πλευρική ευστάθεια στην υπόψη κατασκευή εξασφαλίζεται μέσω κατακόρυφων συνδέσμων.

Αφού δόθηκε μια γενική περιγραφή του σχεδιασμού της κατασκευής, θα ακολουθήσει μια περαιτέρω ανάλυση για κάθε κατηγορία από τα κύρια δομικά στοιχεία της κατασκευής (π.χ. υποστυλώματα, σύνδεσμοι δυσκαμψίας κλπ).

3.2 Μόρφωση του Φορέα-Δομικά Στοιχεία

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω θα αναλυθούν τα κύρια δομικά στοιχεία και θα δοθούν τα χαρακτηριστικά εκείνα με βάση τα οποία έγινε διαστασιολόγησή τους.

3.2.1 Υποστυλώματα

Στην υπό μελέτη κατασκευή επιλέχθηκαν εξολοκλήρου κοίλες τετραγωνικές διατομές (SHS) για τα υποστυλώματα. Οι άνω αποτελούν προϊόντα θερμής ή ψυχρής έλασης σε διάφορες εξωτερικές διαστάσεις και πάχη.

Βασικό πλεονέκτημα των κλειστών (κοίλων) διατομών είναι το ότι έχουν παρόμοια ή και ίδια δυσκαμψία και αντοχή σε λυγισμό κατά τις δυο κύριες κατευθύνσεις. Για το λόγο αυτό προτιμούνται σε φορείς με τρισδιάστατη πλαισιακή λειτουργία όπως στην περίπτωση της υπόψη κατασκευής. Επιπλέον πλεονέκτημά τους αποτελεί η προσαρμοστικότητά τους στο φορτίο χωρίς αλλαγή των εξωτερικών διαστάσεων αλλά με αλλαγή του πάχους των τοιχωμάτων της διατομής.

Μειονέκτημα των άνω διατομών αποτελεί η μη ευχέρεια σύνδεσης τους με τις γειτονικές δοκούς.

Σχετικά με τη θέση των υποστυλωμάτων ως προς τα μη φέροντα στοιχεία της πρόσοψης έχει επιλεγεί να είναι ενσωματωμένα στην πρόσοψη.

Πλεονεκτήματα της επιλογής αυτής είναι το ότι τα υποστυλώματα δεν καταλαμβάνουν εσωτερικό χώρο, περιορίζονται τα απαιτούμενα μέτρα πυροπροστασίας και τέλος αποτελεί τη βέλτιστη λύση από κατάληψη χώρου. Σαν μειονεκτήματα αυτής της λύσης μπορούν να αναφερθούν οι σχετικές θερμοκρασιακές παραμορφώσεις της διατομής του υποστυλώματος που προκαλεί κάμψη, τα προβλήματα μόνωσης στις περιοχές επαφής φερόντων-μη φερόντων στοιχείων και τα μέτρα μόνωσης που πρέπει να ληφθούν.



Εικόνα 3.1 Υποστυλώματα κοίλης τετραγωνικής διατομής

3.2.2 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Η κύρια λειτουργία των συνδέσμων δυσκαμψίας είναι να παραλάβουν και να μεταφέρουν στη θεμελίωση τις οριζόντιες δυνάμεις που ασκούνται κάθετα στα μέτωπα του κτιρίου. Επίσης συμβάλουν στην εξασφάλιση της πλευρικής ευστάθειας των μελών των κυρίων πλαισίων. Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διακρίνονται σε οριζόντιους και κατακόρυφους.

Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Ως οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας επιλέχθηκε να τοποθετηθούν κοίλες τετραγωνικές διατομές. Οι σύνδεσμοι αυτοί όπως κατά κανόνα συμβαίνει αποτελούν δικτυωτούς φορείς που διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγμάτων των πλαισίων και καταλαμβάνουν το εύρος μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων, διαμορφώνοντας φανώματα δυσκαμψίας. Το δικτύωμα συγκροτείται από τα ζυγώματα των εκατέρωθεν πλαισίων (ως πέλαματα), διαγώνιες ράβδους και άλλα στοιχεία του φέροντος οργανισμού (εγκάρσιοι σύνδεσμοι και διαμήκεις ράβδοι).

Ο λόγος που τοποθετούνται αυτοί οι φορείς στην κατασκευή και οι κύριες λειτουργίες τους είναι οι εξής:

- Η μεταφορά στα κατακόρυφα (μεταξύ των υποστυλωμάτων) συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων ανεμοπιέσεων οι οποίες ασκούνται στα μέτωπα και φθάνουν στο επίπεδο των ζυγμάτων μέσω των μετωπικών υποστυλωμάτων,
- Η μεταφορά στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων που ασκούνται στο επίπεδο των ζυγμάτων,
- Η διαμόρφωση στοιχείου δυσκαμψίας στο οποίο αγκυρώνονται οι τεγίδες εκείνες που προσφέρουν πλευρική στήριξη (εξασφάλιση στρεπτοκαμπτικού λυγισμού) στα ζυγώματα,
- Η συμβολή στην ευστάθεια της κατασκευής κατά τη διάρκεια της ανέγερσης.



Εικόνα 3.2 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στο επίπεδο των κάτω και άνω πελμάτων των δικτυωμάτων οροφής

Διαμήκειες ράβδοι

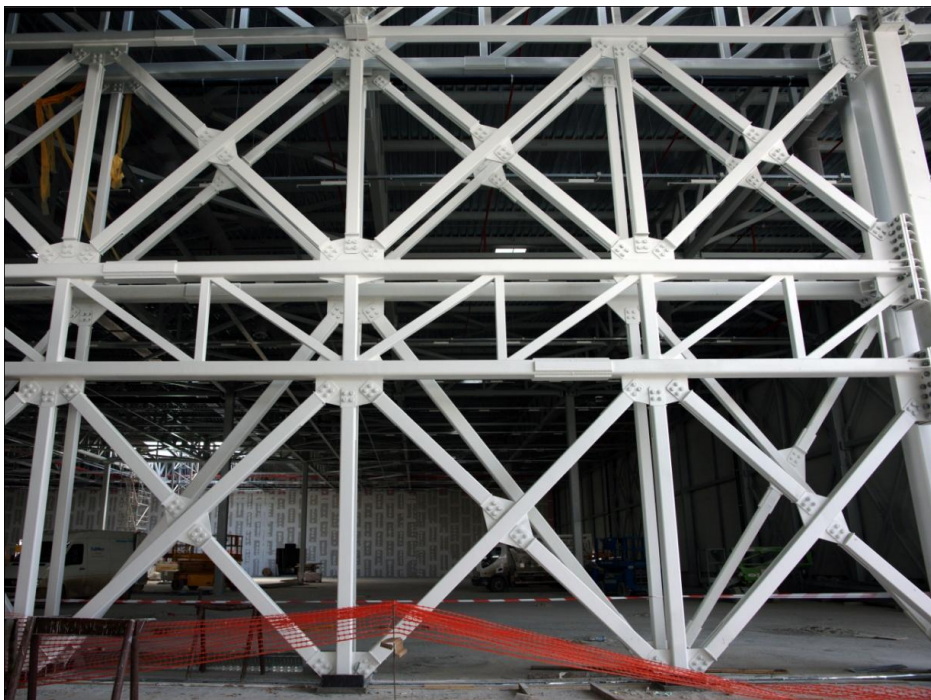
Για πυκνότερη πλευρική στήριξη στους κόμβους μεταξύ των εγκάρσιων συνδέσμων διατάχθηκαν διαμήκειες ράβδοι κοίλης τετραγωνικής διατομής, που διατρέχουν σε όλο το κτίριο και συνδέουν τους κόμβους όλων των δικτυωμάτων. Η πρόσθετη απαίτηση του να καταλήγουν σε στοιχείο δυσκαμψίας για τις παραπάνω ράβδους ικανοποιείται καθώς καταλήγουν στα οριζόντια δικτυώματα που υπάρχουν στο επίπεδο των κάτω πελμάτων αλλά και σε τοπικούς κατακόρυφους εγκάρσιους συνδέσμους επίσης ίδιας μορφής διατομής (SHS).

Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Στην υπό μελέτη κατασκευή επιλέχθηκε να τοποθετηθούν δικτυωτοί σχηματισμοί ως κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, αποτελούμενοι από κοίλες τετραγωνικές διατομές.

Οι σχηματισμοί αυτοί τοποθετούνται μεταξύ των υποστυλωμάτων. Στην υπόψη κατασκευή λόγω των μεγάλων αποστάσεων μεταξύ των υποστυλωμάτων τοποθετήθηκαν βοηθητικά υποστυλώματα, μικρότερης διατομής τα οποία δε συγκαταλέγονται στους κύριους φορείς έτσι ώστε μεταξύ δύο υποστυλωμάτων να τοποθετούνται δύο σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά τη οριζόντια έννοια. Έτσι στα παραπάνω δικτυώματα, πέλματα αποτελούν τα εκατέρωθεν υποστυλώματα, βοηθητικά η μη. Επίσης λόγω του μεγάλου ύψους της κατασκευής τοποθετήθηκαν δύο σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά την κατακόρυφη διεύθυνση μεταξύ των οποίων παρεμβάλλεται ράβδος επίσης κοίλης τετραγωνικής διατομής που συνδέει τα εκατέρωθεν του συνδέσμου υποστυλώματα.

Οι κύριες λειτουργίες που αναμένουμε από το παραπάνω σύστημα εγκάρσιας δυσκαμψίας είναι η παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων φορτίων και τη μεταφορά τους στη θεμελίωση και την παροχή προσωρινής ευστάθειας στην κατασκευή κατά τη διάρκεια ανέγερσής της.



Εικόνα 3.3 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

3.2.3 Ζυγώματα

Όπως έχει αναφερθεί και παραπάνω η μορφή που έχει επιλεγεί για τους κύριους φορείς είναι αυτή των κυρίων φορέων με ολόσωμα υποστυλώματα και δικτυωτά ζυγώματα. Στην περίπτωση της παρούσας μελέτης επελέγει αυτή η μορφή λόγω των σχετικά μεγάλων ανοιγμάτων όπου λόγω εξοικονόμησης βάρους επιτυγχάνεται οικονομικότερη λύση.

Η κλίση του άνω πέλματος των δικτυωμάτων είναι 2,5%. Λόγω των μεγάλων ανοιγμάτων επελέγει δικτύωση μορφής N. Οι κόμβοι στο άνω πέλμα, που καθορίζουν τις θέσεις των ορθοστατών διαμορφώθηκαν στις θέσεις έδρασης των τεγίδων δηλαδή ανά 2 m. Το ύψος των ορθοστατών διακυμάνθηκε από 1,75m στο χαμηλότερο σημείο έως 2m στο υψηλότερο. Γενικά επιλέχθηκαν αυτές οι τιμές έτσι η απόσταση μεταξύ των δύο πελμάτων να είναι μεγάλη κι έτσι να περιορίζεται οι ένταση στις ράβδους και να απαιτούνται μικρότερες διατομές. Στην τιμή της αύξησης αυτής εδόθη προσοχή ώστε να μην αυξηθεί πολύ το μήκος λυγισμού των ορθοστατών και διαγωνίων και οδηγηθούμε έτσι σε αντισυμβατική λύση.

Όσον αφορά τις γωνίες που σχηματίζουν μεταξύ τους οι ράβδοι επιδιώχθηκε να μην είναι μικρές (κάτω των 40°) ώστε να μη διακόπτεται καμιά ράβδος μακράν του θεωρητικού κόμβου και να δυσχεραίνεται έτσι η διαμόρφωση του. Τέλος όσον αφορά τη φορά των διαγωνίων μεταξύ των δύο δυνατών θέσεων της καθεμιάς επελέγει εκείνη για την οποία υπό την κύρια φόρτιση η διαγώνιος είναι εφελκυστική.

Τα πέλματα (άνω και κάτω) του δικτυώματος επιλέχθηκαν να κατασκευαστούν ως συνεχή στοιχεία, χωρίς δηλαδή να διακόπτεται η συνέχειά τους στις θέσεις των κόμβων ενώ οι διαγώνιες ράβδοι και οι ορθοστάτες μορφώνονται ως αμφιαρθρωτά μέλη.

Τέλος τόσο για τις διατομές των ράβδων πληρώσεως όσο και για τα πέλματα επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθούν κοίλες τετραγωνικές διατομές. Πλεονέκτημα αυτών των διατομών αποτελεί το γεγονός ότι έχουν μεγαλύτερη αντοχή σε θλίψη συγκριτικά προς άλλες ίσου εμβαδού και μπορούν να καμπυλωθούν ευκολότερα όταν απαιτείται ή είναι επιθυμητό. Επίσης επιθεωρούνται και συντηρούνται ευκολότερα ενώ μπορεί να θεωρηθεί ότι είναι αισθητικά ελκυστικότερες.



Εικόνα 3.4 Δικτυωτά ζυγώματα

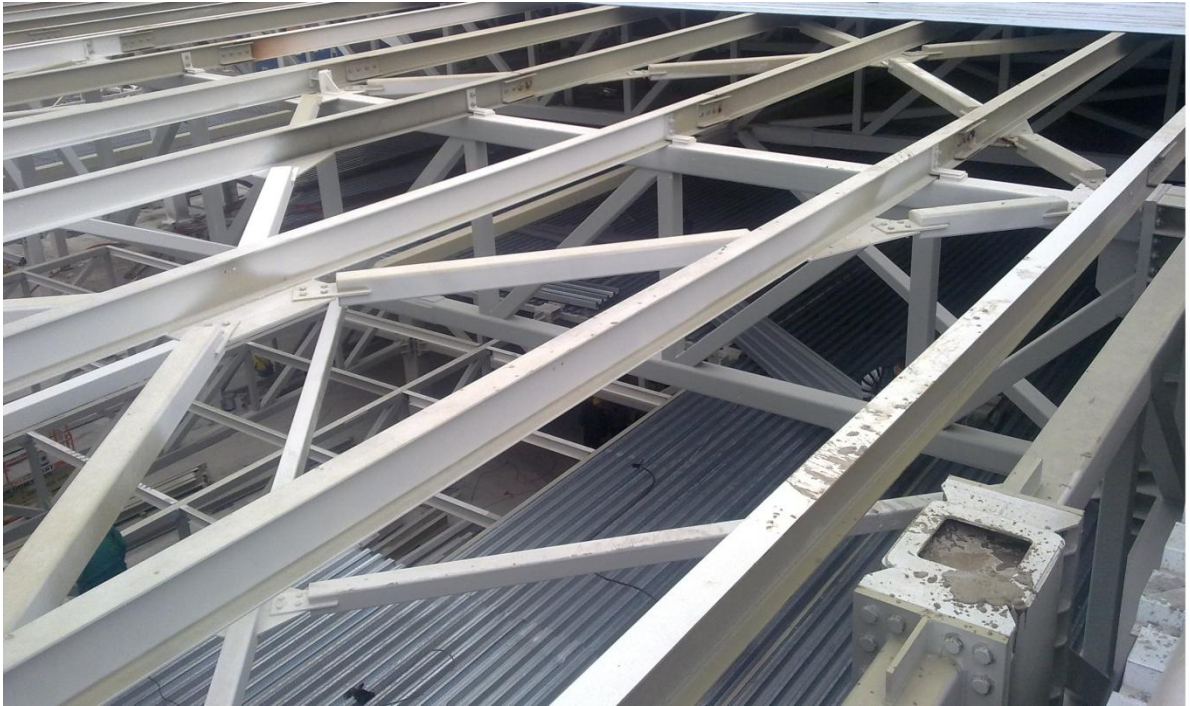
3.2.4 Τεγίδες

Στην υπό μελέτη κατασκευή επιλέχθηκε να τοποθετηθούν ως τεγίδες ελατές διατομές Ι. Ο κύριος ρόλος των τεγίδων αυτών είναι να μεταφέρουν δράσεις από τα φύλλα επικάλυψης στους κύριους φορείς ενώ κάποιες συμμετέχουν στους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας και προσφέρουν πλευρική στήριξη στα ζυγώματα.

Οι τεγίδες είναι στοιχεία καταπονούμενα κυρίως σε κάμψη. Στις παραπάνω ανήκουν οι τεγίδες που εκτελούν μόνο την κύρια λειτουργία που περιγράφηκε παραπάνω. Για αυτές οι διατομές επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθούν πρότυπες διατομές από τη σειρά ΗΕΑ.

Οι τεγίδες που εκτελούν και τις άλλες λειτουργίες που αναφέρονται παραπάνω πέραν της κύριας καμπτικής τους καταπόνησης, χρησιμοποιούνται και ως θλιβόμενα στοιχεία οριζοντίων αντανέμων συνδέσμων. Για αυτές οι διατομές επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθούν επίσης πρότυπες διατομές από τη σειρά ΗΕΑ.

Όσον αφορά το στατικό σύστημα των τεγίδων επιλέχθηκε να κατασκευαστούν ως αμφιέριστα στοιχεία μεταξύ των διαδοχικών κύριων φορέων. Ο λόγος που επελέγει το παραπάνω σύστημα είναι η απλότητα στις συνδέσεις και η ευκολία στην ανέγερση που παρουσιάζουν τα αμφιέριστα στοιχεία. Εδώ πρέπει να αναφερθεί ότι συγκριτικά με άλλες στατικές μορφές για δεδομένα φορτία σχεδιασμού, καταπονούνται από μεγάλες καμπτικές ροπές. Αποτέλεσμα αυτού είναι ότι απαιτούνται σχετικά μεγαλύτερες διατομές.



Εικόνα 3.5 Τεγίδες

3.2.5 Σύμμικτες δοκοί

Κύριες σύμμικτες δοκοί

Οι κύριες δοκοί στηρίζονται στα υποστυλώματα κι έχουν ανοίγματα 12m κατά τη διεύθυνση Y και 8m κατά τη διεύθυνση X, σύμφωνα με τον κάρναβο του κτιρίου. Για τη μόρφωσή τους έχει επιλεγεί η διατομή τους να είναι πρότυπη σειράς HEA και IPE, αφού έχουμε περίπτωση πλακών fast track. Σύμφωνα με τη διάταξη του χαλυβδόφυλλου που έχει επιλεγεί οι κύριες δοκοί κατά τη διεύθυνση Y είναι παράλληλες με τις αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου ενώ οι δοκοί κατά τη διεύθυνση X είναι κάθετες στις αυλακώσεις.

Το στατικό σύστημα που έχει επιλεγεί για τις κύριες σύμμικτες δοκούς είναι η αμφιέριστη δοκός. Έτσι οι δοκοί παραλαμβάνουν μόνο θετικές ροπές και γίνεται πλήρης εκμετάλλευση της σύμμικτης δράσης, επειδή το σκυρόδεμα της πλάκας βρίσκεται πάντα υπό θλίψη.

Σύμφωνα με τα παραπάνω και τις υποδείξεις της προδιαστασιολόγησης επιλέχθηκε στο φάσμα των προς διαστασιολόγηση διατομών να ανήκουν αυτές που έχουν λόγο ανοίγματος προς συνολικό ύψος 15-18 όπως συνιστάται για αμφιέριστες δοκούς υπό κατακόρυφα φορτία.

Δευτερεύουσες σύμμικτες δοκοί

Οι δευτερεύουσες δοκοί προβλέπονται ώστε να μειώνεται το άνοιγμα των πλακών και το στατικό τους ύψος καθώς θα ήταν μεγάλο αν προβλεπόταν οι έδραση τους επί των κυρίων δοκών. Όπως έχει αναφερθεί έχει επιλεγεί να υπάρχει ισοσταθμία μεταξύ κυρίων και δευτερευουσών δοκών. Όσον αφορά τη διατομή των δοκών στην κατασκευή θα χρησιμοποιηθεί πρότυπη διατομή της σειράς IPE, όπως συνηθίζεται.

Οι δευτερεύουσες δοκοί του μεσοπατώματος στην υπόψη κατασκευή έχουν άνοιγμα 8m και διατάσσονται κατά τη διεύθυνση X, κάθετα στις αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου όπως έχουμε επιλέξει να τοποθετηθεί. Το στατικό σύστημα που έχει επιλεγεί για τις δευτερεύουσες δοκούς είναι επίσης η αμφιέριστη δοκός.

Σύμφωνα με τις υποδείξεις της προδιαστασιολόγησης δευτερευουσών δοκών που συνιστούν λόγο ανοίγματος προς συνολικό ύψος 18-20 για αμφιέριστες δοκούς, επιλέχθηκε να εξεταστούν από τη σειρά IPE οι διατομές που ανήκουν σ' αυτό το διάστημα.

3.2.6 Διατμητικοί σύνδεσμοι

Οι διατμητικοί σύνδεσμοι τοποθετούνται για να εξασφαλίζουν την διατμητική σύνδεση μεταξύ σιδηροδοκού και πέλματος, μεταφέροντας τη διάτμηση που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια των δύο υλικών. Στην υπό μελέτη κατασκευή επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθούν διατμητικοί ήλοι κεφαλής που αποτελούν το συνηθέστερο τύπο διατμητικών συνδέσμων.

Η επιλογή αυτού του τύπου διατμητικού συνδέσμου οφείλεται στην ευκολία του τρόπου κατασκευής και την πλεονεκτική συμπεριφορά τους. Η κεφαλή του ήλου εμποδίζει την ανύψωση της πλάκας σκυροδέματος και την αποκόλλησή της από τη σιδηροδοκό.

Σύμφωνα με τις υποδείξεις της προδιαστασιολόγησης η διάμετρος των συνδέσμων για τις κύριες και δευτερεύουσες δοκούς πρέπει να κυμαίνεται από 19-150mm.

3.2.7 Πλάκα Μεσοπατώματος

Γενικά στοιχεία για το ρόλο και τη λειτουργία των πλακών έχουν δοθεί και στην παράγραφο 3.1 του παρόντος κεφαλαίου.

Όπως έχει αναφερθεί και παραπάνω ο τύπος της πλάκας του μεσοπατώματος που επιλέχθηκε για την υπόψη κατασκευή είναι αυτός της σύμμικτης.

Η σύμμικτη πλάκα αποτελείται από χαλυβδόφυλλα και έγχυτο σκυρόδεμα. Τα χαλυβδόφυλλα χρησιμεύουν ως μεταλλότυπος και παραλαμβάνουν το ίδιο βάρος του σκυροδέματος και φορτία σχετικά με τη διάστρωση κατά τη φάση σκυροδέτησης. Στη φάση λειτουργίας τα χαλυβδόφυλλα συνεργάζονται με το σκληρυμένο σκυρόδεμα και λειτουργούν πλέον μαζί ως σύμμικτες πλάκες. Επίσης στην πλάκα σκυροδέματος προβλέπεται ένας ελαφρύς οπλισμός.

Όσον αφορά τα χαλυβδόφυλλα, η ευεργετική τους προσφορά στην σύνθεση της σύμμικτης πλάκας, περιλαμβάνει τα εξής:

- Χρησιμεύουν ως επιφάνεια εργασίας.
- Λειτουργούν ως διαφράγματα κατά τη διάρκεια της συναρμολόγησης και ευσταθοποιούν τις σιδηροδοκούς έναντι πλευρικού λυγισμού.
- Με το μεγάλο τους μήκος επί περισσότερων δοκών εξασφαλίζουν τη λειτουργία μιας συνεχούς δοκού.

Συνοψίζοντας, τα κύρια πλεονεκτήματα των σύμμικτων πλακών σε σχέση με τις συνήθεις πλάκες, και ταυτόχρονα οι λόγοι που οδήγησαν στη επιλογή αυτού του τύπου, είναι:

- Μικρότεροι χρόνοι κατασκευής
- Αποφυγή χρήσης ξυλοτύπου
- Επίτευξη μεγαλύτερων ανοιγμάτων
- Επίτευξη μικρότερων στατικών υψών
- Αυξημένη αντοχή έναντι πυρκαγιάς

Στην παρούσα κατασκευή χρησιμοποιήθηκε το χαλυβδόφυλλο *SYMDECK73* το οποίο είναι ένα γαλβανισμένο προφίλ (για την προστασία έναντι διάβρωσης), τραπεζοειδούς σχήματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή σύμμικτων πλακών μεγάλων ανοιγμάτων.

Το άνω πέλμα του χαλυβδόφυλλου είναι ενισχυμένο έναντι τοπικού λυγισμού με μια ενδιάμεση ενίσχυση στο μέσο του. Στον κορμό υπάρχουν ειδικές νευρώσεις (εντυπώματα) μήκους 40 mm, τα οποία προσδίδουν την επιπλέον συνάφεια που απαιτείται μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος ούτως ώστε να μεταφέρονται οι δυνάμεις διαμήκους διάτμησης που αναπτύσσονται μεταξύ των δύο υλικών.

Η τοποθέτηση των χαλυβδόφυλλων έγινε κάθετα προς τις δευτερεύουσες δοκούς. Έτσι τα χαλυβδόφυλλα τοποθετούνται επί των δοκών ως συνεχή στοιχεία. Λόγο αυτής της διάταξης απαιτείται συγκόλληση των διατμητικών συνδέσμων διαμέσου του χαλυβδόφυλλου στις δοκούς. Για το σκοπό αυτό το πάχος των χαλυβδόφυλλων περιορίζεται στα 1,25mm, ώστε κατά τη συγκόλληση να λιώνει το μέταλλο του φύλλου και να αποκαθίσταται η σύνδεση ήλου-φύλλου-δοκού.



Εικόνα 3.6 Χαλυβδόφυλλα και διατμητικοί σύνδεσμοι

3.3 Βασικά Στοιχεία Ελέγχων

3.3.1 Γενικά

Οι κατασκευές, γενικά, πρέπει να ελέγχονται σε επάρκεια αντοχής διατομών και μελών στις Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας και έναντι υπερβολικών παραμορφώσεων και ταλαντώσεων των στοιχείων τους καθώς και σε κόπωση στις Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας.

Στην παρούσα εργασία οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας περιλαμβάνουν ελέγχους αντοχής των διατομών και ελέγχους ευστάθειας των μελών. Η επάρκεια στους παραπάνω ελέγχους αποδείχθηκε τόσο στην φάση λειτουργίας όσο και στη φάση κατασκευής, καθώς ορισμένα στοιχεία της κατασκευής μορφώνονται ως σύμμικτα. Αποτέλεσμα αυτού είναι κατά τους ελέγχους στη φάση κατασκευής να λαμβάνεται η λειτουργία τους ως αμιγώς μεταλλικών στοιχείων, ενώ κατά τη φάση λειτουργίας να λαμβάνεται υπόψη η σύμμικτη λειτουργία τους.

Στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν αφορούσαν την μη υπέρβαση των επιτρεπόμενων ορίων για τις μετατοπίσεις (μετακινήσεις και στροφές) των στοιχείων της κατασκευής. Οι έλεγχοι αυτοί πραγματοποιήθηκαν όπως και πριν τόσο κατά τη φάση κατασκευής όσο και κατά τη φάση λειτουργίας.

Στη συνέχεια του κεφαλαίου περιγράφονται και αναλύονται όλοι οι έλεγχοι που γίνονται στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας ενώ στην αρχή της επόμενης παραγράφου (3.4) δίνονται τα όρια των μετατοπίσεων, για τα διάφορα στοιχεία της κατασκευής στην Ο.Κ.Λ. σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες.

3.3.2 Αντιστοιχία Ελέγχων

Προκειμένου να ελεγχθούν τα μέλη της υπόψη κατασκευής και οι διατομές αυτών, θα βρεθούν από την στατική και δυναμική ανάλυση που έχει γίνει στο χωρικό πλαίσιο τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται σε καθένα από αυτά και ανάλογα με το είδος τους (π.χ. υποστύλωμα κλπ) θα πραγματοποιούνται οι απαιτούμενοι έλεγχοι. Έτσι προκύπτει η ανάγκη ομαδοποίησης όλων των στοιχείων ανάλογα με τους ελέγχους που απαιτούνται που δίνεται παρακάτω.

Ράβδοι δικτυωμάτων:

Οι ράβδοι των δικτυωμάτων εντείνονται μόνο αξονικά. Ελέγχεται λοιπόν η αντοχή τους σε αξονική θλίψη και αξονικό εφελκυσμό.

Υποστυλώματα:

Τα υποστυλώματα είναι κυρίως θλιβόμενα στοιχεία. Ελέγχεται η αντοχή των διατομών τους σε διάτμηση, κάμψη και αξονική δύναμη. Επίσης ελέγχεται η ευστάθεια των μελών τους σε κάμψη και αξονική θλίψη. Η ευστάθεια σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό δε θα εξεταστεί καθώς δεν απαιτείται έλεγχος για κλειστές διατομές.

Σύμμικτες δοκοί:

Οι δοκοί αυτές, όσον αφορά την αντοχή τους, ελέγχονται έναντι κάμψης και διάτμησης. Οι έλεγχοι αυτοί γίνονται προφανώς στη φάση λειτουργίας και σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.

Σιδηροδοκοί:

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν όλες οι σύμμικτες δοκοί στη φάση κατασκευής αλλά και όλες οι μεταλλικές δοκοί της κατασκευής (τεγίδες, μηκίδες, εγκάρσιοι σύνδεσμοι κλπ). Οι δοκοί αυτές ελέγχονται σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας σε κάμψη, διάτμηση και συνδυασμένη καταπόνηση όσον αφορά την αντοχή και έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού όσον αφορά την ευστάθεια. Σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας ελέγχονται οι παραμορφώσεις ώστε να μην υπερβαίνουν τα όρια που ορίζουν οι κανονισμοί.

Σύνδεσμοι δυσκαμψίας:

Οι οριζόντιοι και οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας καθώς και οι εγκάρσιοι σύνδεσμοι καταπονούνται κυρίως αξονικά. Λόγω της παραδοχής ότι κατά την εφαρμογή των οριζόντιων δυνάμεων (ανέμου, σεισμού) θεωρείται ενεργός μόνο η εφελκυστική ράβδος ελέγχονται έναντι αξονικού εφελκυσμού.

Σύμμικτη πλάκα:

Στη φάση κατασκευής ελέγχεται το χαλυβδόφυλλο στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας σε κάμψη και διάτμηση και σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας γίνεται έλεγχος των επιτρεπόμενων βελών κάμψης. Στη φάση λειτουργίας ελέγχεται η σύμμικτη πλάκα στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας σε κάμψη, διάτμηση και διαμήκη διάτμηση και σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας γίνεται έλεγχος των παραμορφώσεων.

Ήλοι κεφαλής:

Ελέγχεται η διατμητική αντοχή των ήλων κεφαλής. Λόγω διάταξης των κυρίων δοκών κατά τις δύο διευθύνσεις X και Y θα πραγματοποιηθούν έλεγχοι αντοχής των ήλων κεφαλής για χαλυβδόφυλλο

με νευρώσεις παράλληλες προς τις φέρουσες δοκούς κατά την διεύθυνση Y και για χαλυβδόφυλλο με νευρώσεις κάθετες προς τις φέρουσες δοκούς κατά τη διεύθυνση X.

3.3.3 Κατάταξη Διατομών

Χαλύβδινες διατομές

Στο σημείο αυτό, πριν προχωρήσουμε στην περιγραφή των ελέγχων, κρίνεται αναγκαίο να δοθεί η διαδικασία κατάταξης των διατομών και οι πίνακες που χρησιμοποιήθηκαν καθώς οι κατηγορίες των διατομών αποτελούν βασικό στοιχείο για τους ελέγχους.

Ο ρόλος της κατάταξης των διατομών είναι να αναγνωρίσει την έκταση στην οποία η αντοχή και η ικανότητα στροφής των διατομών περιορίζεται από την αντοχή τους σε τοπικό λυγισμό.

Οι κατηγορίες των διατομών είναι τέσσερις και καθορίζονται ως εξής:

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

Οι γενικοί κανόνες που διέπουν την κατάταξη των διατομών είναι οι εξής:

- Η κατάταξη μιας διατομής εξαρτάται από τη σχέση πλάτους προς πάχος των τμημάτων της που υπόκεινται σε θλίψη.
- Τα θλιβόμενα τμήματα περιλαμβάνουν κάθε τμήμα μιας διατομής το οποίο θλίβεται εξ ολοκλήρου ή εν μέρει για τον υπό θεώρηση συνδυασμό φορτίων.
- Τα διάφορα θλιβόμενα τμήματα σε μια διατομή (όπως ο κορμός ή το πέλμα) μπορούν, γενικά, να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες.
- Μια διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία (λιγότερο ευμενή) των θλιβόμενων τμημάτων της.
- Εναλλακτικά, η κατάταξη μιας διατομής μπορεί να ορισθεί λαμβάνοντας υπόψη τόσο την κατηγορία των πελμάτων όσο και την κατηγορία του κορμού.
- Τα όρια για τα θλιβόμενα τμήματα κατηγορίας 1, 2, και 3 λαμβάνονται από τον Πίνακα 3.1 Ένα τμήμα της διατομής που δεν ικανοποιεί τα όρια της κατηγορίας 3 πρέπει να κατατάσσεται στην κατηγορία 4.
- Γενικώς οι διατομές κατηγορίας 4 μπορούν να αντιμετωπίζονται ως διατομές κατηγορίας 3 εάν ο λόγος πλάτους προς πάχος είναι μικρότερος από το όριο για διατομές κατηγορίας 3

του Πίνακα 3.1 όταν το ε πολλαπλασιάζεται με $\sqrt{\frac{f_y / \gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}}}$, όπου $\sigma_{com,Ed}$ είναι η μέγιστη

θλιπτική τάση σχεδιασμού του τμήματος η οποία έχει ληφθεί από ανάλυση πρώτης τάξης ή, όπου είναι απαραίτητο, από ανάλυση δεύτερης τάξης.

- Διατομές με κορμό κατηγορίας 3 και πέλματα κατηγορίας 1 ή 2 μπορεί να ταξινομούνται ως διατομές κατηγορίας 2 με ενεργό κορμό.
- Όπου ο κορμός θεωρείται ότι αναλαμβάνει μόνο διατμητικές δυνάμεις και υποτίθεται ότι δεν συνεισφέρει στην αντοχή της διατομής σε κάμψη και ορθή δύναμη, η διατομή μπορεί να σχεδιάζεται ως κατηγορίας 2, 3 ή 4 ανάλογα με την κατηγορία των πελμάτων μόνον.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

Πίνακας 3.1 (φύλλο 1 από 3): Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα

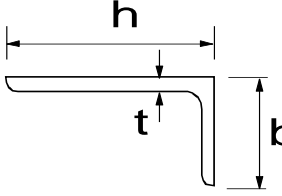
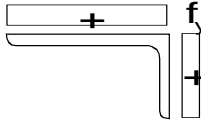
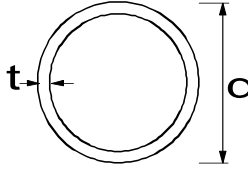
Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα						
				Αξονας κάμψης		
				Αξονας Κάμψης		
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: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

	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
--	---------------	------	------	------	------	------

Πίνακας 3.1 (φύλλο 2 από 3): Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα

Προεξέχοντα πέλματα						
		Ελατές διατομές		Συγκολλητές διατομές		
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη				
		Άκρο σε θλίψη		Άκρο σε εφελκυσμό		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
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 3.1 (φύλλο 3 από 3): Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα

<p>Αναφορά επίσης στα “Προεξέχοντα πέλματα” (βλέπε φύλο 2 από 3)</p>		<p>Γωνιακά</p> 		<p>Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία</p>			
Κατηγορία	Διατομή σε θλίψη						
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)							
3	$h/t \leq 15\varepsilon : \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$						
<p>Σωληνωτές διατομές</p> 							
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	

Σύμμικτες δοκοί

Κατάταξη συμμίκτων διατομών χωρίς σκυρόδεμα εγκιβωτισμού

Το θλιβόμενο πέλμα της χαλύβδινης δοκού το οποίο είναι εξασφαλισμένο έναντι λυγισμού μέσω της σύνδεσής του με την πλάκα σκυροδέματος με διατμητικούς συνδέσμους, μπορεί να υποτεθεί ότι ανήκει στην Κατηγορία 1 εφόσον οι αποστάσεις των διατμητικών συνδέσμων είναι σύμφωνα με τα παρακάτω:

Η αξονική απόσταση των συνδέσμων κατά τη διεύθυνση της θλίψης θα πρέπει να είναι όχι μεγαλύτερη από τα ακόλουθα όρια:

- όπου η πλάκα είναι σε επαφή καθ' όλο το μήκος (π.χ. συμπαγής πλάκα):

$$22 t_f \sqrt{235/f_y}$$

- όπου η πλάκα δεν είναι σε επαφή καθ' όλο το μήκος (π.χ. πλάκα με τις αυλακώσεις εγκάρσια προς τη δοκό) :

$$15 t_f \sqrt{235/f_y}$$

όπου:

t_f είναι το πάχος του πέλματος;

f_y είναι το ονομαστικό όριο διαρροής του πέλματος σε N/mm².

Επιπροσθέτως, η καθαρή απόσταση από το άκρο του θλιβόμενου πέλματος μέχρι την εγγύτερη σειρά διατμητικών συνδέσμων θα πρέπει να είναι όχι μεγαλύτερη από

$$9 t_f \sqrt{235/f_y} .$$

Σε κτίρια, η μέγιστη διαμήκης αξονική απόσταση των διατμητικών συνδέσμων θα πρέπει να είναι όχι μεγαλύτερη από 6 φορές το ολικό πάχος της πλάκας ούτε από 800 mm.

Η κατάταξη των λοιπών πελμάτων και κορμών σε θλίψη σε σύμμικτες δοκούς χωρίς σκυρόδεμα εγκιβωτισμού θα πρέπει να είναι σύμφωνη με τα παραπάνω για τις χαλύβδινες διατομές. Ένα στοιχείο που δεν ικανοποιεί τα όρια της Κατηγορίας 3 θα θεωρείται ότι ανήκει στην Κατηγορία 4.

Διατομές με κορμούς στην Κατηγορία 3 και πέλματα στις Κατηγορίες 1 ή 2 μπορούν να κατατάσσονται ως διατομές Κατηγορίας 2 με κορμό σύμφωνα με τα παραπάνω για τις χαλύβδινες διατομές.

3.4 Περιγραφή Ελέγχων

Στο σημείο αυτό θα περιγραφούν όλοι οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν στα στοιχεία της κατασκευής.

Γίνεται ο διαχωρισμός των στοιχείων του φορέα σε χαλύβδινα και σύμμικτα, ώστε να δοθούν οι έλεγχοι για όλα τα στοιχεία και για όλες τις φάσεις (κατασκευής και λειτουργίας).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

Επισημαίνεται ότι παρακάτω περιγράφονται μόνο οι έλεγχοι και τα μέρη αυτών που αποτέλεσαν μέρος τις παρούσας μελέτης.

3.4.1 Χαλύβδινα Στοιχεία

Όσον αφορά την Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας τα όρια των κατακόρυφων και οριζόντιων μετακινήσεων που ελήφθησαν είναι σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα του Ευρωκώδικα 3, Μέρος 1-1 (EN1993-1-1):

- Για τα όρια των κατακόρυφων βελών ισχύουν οι παρακάτω τιμές:

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

όπου

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

και

δ_1 = βέλος λόγω μονίμων δράσεων

δ_2 = βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων

δ_0 = το αρχικό αντιβέλος (αν υπάρχει) της δοκού στην αφόρτιστη κατάσταση

- Για τα όρια των οριζόντιων παραμορφώσεων ισχύουν οι παρακάτω τιμές:

Μονώροφα κτίρια χωρίς γερανογέφυρες: $u \leq H / 150$

όπου

u είναι η μετακίνηση και H το ύψος του κτιρίου

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι έλεγχοι αντοχής των διατομών, των στοιχείων από χάλυβα (αμιγώς μεταλλικά στοιχεία και σύμμικτα στοιχεία στη φάση κατασκευής), σε διάφορα είδη καταπονήσεων και τους συνδυασμούς τους στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας. Επίσης περιγράφονται οι έλεγχοι αντοχής των μελών, των παραπάνω στοιχείων, σε λυγισμό, όπως προδιαγράφονται από τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3, Μέρος 1-1 βάση των οποίων σχεδιάζεται η παρούσα κατασκευή.

Ο διαχωρισμός αυτός γίνεται καθώς σε πολλές περιπτώσεις η αντοχή της διατομής καθορίζει και την αντοχή ολόκληρου του μέλους όμως σε πολλές άλλες διαπιστώνεται ότι υπάρχει στάθμη της εξωτερικής φόρτισης, για την οποία το μέλος χάνει την ευστάθειά του, αποκτά δηλαδή τη δυνατότητα να ισορροπήσει, πέραν της αρχικής και σε μία γειτονική θέση ισορροπίας. Η στάθμη αυτή φόρτισης εκφράζει πρακτικά την εξάντληση της αντοχής του μέλους.

Υπάρχουν λοιπόν περιπτώσεις φορτίσεως για τις οποίες η αντοχή των μελών δεν προκύπτει από την αντοχή των διατομών τους, αλλά απαιτείται η θεώρηση ολόκληρου του μέλους ως στοιχείου αναφοράς.

3.4.1.1 Έλεγχοι Αντοχής Διατομών

Έλεγχος σε αξονικό εφελκυσμό:

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

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

όπου

Για διατομές με οπές η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό $N_{t,Rd}$ πρέπει να λαμβάνεται ως η μικρότερη από:

- την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής

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

- την οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλιών

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

όπου

A : το εμβαδόν της πλήρους διατομής

f_y : το όριο διαρροής του χάλυβα

γ_{M0} : ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα

A_{net} : το εμβαδόν της καθαρής διατομής

f_u : η εφελκυστική αντοχή του χάλυβα

γ_{M2} ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα σε θραύση

Έλεγχος σε αξονική θλίψη

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

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

Η αντοχή σχεδιασμού της διατομής για ομοιόμορφη θλίψη $N_{c,Rd}$ πρέπει να καθορίζεται όπως παρακάτω:

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3}$$

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

όπου

A: το εμβαδόν της πλήρους διατομής

f_y : το όριο διαρροής του χάλυβα

γ_{M0} : ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα

A_{eff} : το εμβαδόν της ενεργού διατομής

Επισημαίνεται ότι η αντοχή σε θλίψη συμπίπτει με την αντοχή του μέλους μόνον για μέλη με συνεχή ή πυκνή πλευρική στήριξη, ή για μέλη με πολύ μικρή λυγηρότητα.

Έλεγχος σε μονοαξονική (απλή) κάμψη

Σε περιπτώσεις όπου η τέμνουσα δύναμη στη διατομή μπορεί να θεωρηθεί μικρή τόσο ώστε η επίδραση της επί της καμπτικής αντοχής να μπορεί να αμεληθεί (ο EN1993-1-1 ορίζει ως τέτοια τιμή το 50% της πλαστικής αντοχής σε διάτμηση), η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης M_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

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

όπου $M_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη.

Η αντοχή σχεδιασμού για κάμψη περί ένα κύριο άξονα μιας διατομής καθορίζεται ως εξής:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1 ή 2}$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 3}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

Για διατομές στις οποίες ο άξονας κάμψης είναι και άξονας συμμετρίας, η W_{el} αντιστοιχεί σε πρώτη διαρροή των ινών. Για μονοσυμμετρικές διατομές η W_{el} αντιστοιχεί σε πρώτη διαρροή της ακραίας θλιβόμενης ίνας. Η W_{eff} αναφέρεται αντιστοίχως στην ενεργό διατομή.

Εάν υπάρχουν οπές στο εφελκόμενο πέλμα της κρίσιμης διατομής, απαιτείται να ελεγχθεί ότι ο λόγος καθαρής διατομής προς πλήρη διατομή δεν είναι τόσο μικρός ώστε να συμβεί θραύση στην καθαρή διατομή, πριν διαρρεύσει η πλήρης διατομή. Ο έλεγχος ικανοποιείται εφόσον ο λόγος $A_{f,net}/A_f$ για το εφελκόμενο πέλμα είναι μεγαλύτερος ή ίσος με 0,907 , 0,888 και 0,967 για πάχη πελμάτων μικρότερα των 40mm και κατηγορίες χάλυβα S235, S275 και S3 55 αντίστοιχα. Αν το παραπάνω κριτήριο δεν τηρείται μπορεί να θεωρηθεί ένα απομειωμένο πέλμα, που να ικανοποιεί το όριο και να είναι ίσο με $A_{f,net}$. Το κριτήριο είναι το εξής:

$$\frac{A_{f,net} 0,9 f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f f_y}{\gamma_{M0}}$$

όπου A_f είναι η επιφάνεια του εφελκόμενου πέλματος.

Έλεγχος σε διάτμηση

Όταν η τέμνουσα δύναμη γίνεται αρκετά σημαντική, η αντοχή σε τέμνουσα μπορεί να καθίσταται κρίσιμη. Για τον έλεγχο επάρκειας μιας δοκού έναντι τέμνουσας θα πρέπει η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης V_{Ed} σε κάθε διατομή να ικανοποιεί τη σχέση:

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

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

Για πλαστικό σχεδιασμό $V_{c,Rd}$ είναι η πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$ (χωρίς παρουσία στρεπτικής καταπόνησης) όπως δίνεται στη σχέση:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

όπου

A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης.

Το όριο διαρροής του χάλυβα σε διάτμηση είναι σύμφωνα με το κριτήριο ισοδυναμίας von Mises ίσο με $f_y/3^{1/2}$

Η επιφάνεια διάτμησης A_v μπορεί να λαμβάνεται ως εξής:

α) ελατές διατομές I και H, με φορτίο παράλληλο στον κορμό: $A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f$ αλλά όχι μικρότερη από $\eta h_w t_w$

β) ελατές διατομές U, με φορτίο παράλληλο στον κορμό: $A - 2bt_f + (t_w + r) t_f$

γ) ελατές διατομές T, με φορτίο παράλληλο στον κορμό:

$$0,9 (A - bt_f)$$

δ) συγκολλητές διατομές I, H και κιβωτιοειδείς, με φορτίο παράλληλο στον κορμό:

$$\eta \sum (h_w t_w)$$

ε) συγκολλητές διατομές I, H, U και κιβωτιοειδείς, με φορτίο παράλληλο στα πέλματα:

$$A - \sum (h_w t_w)$$

ζ) ελατές κοίλες ορθογωνικές διατομές, ομοιόμορφου πάχους:

φορτίο παράλληλο προς το ύψος $Ah/(b+h)$

φορτίο παράλληλο προς το πλάτος $Ab/(b+h)$

η) κοίλες κυκλικές διατομές και σωλήνες ομοιόμορφου πάχους: $2A/\pi$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

όπου

- A είναι η επιφάνεια της διατομής
- b είναι το συνολικό πλάτος
- h είναι το συνολικό ύψος
- h_w είναι το ύψος του κορμού
- r είναι η ακτίνα συναρμογής κορμού-πέλματος
- t_f είναι το πάχος του πέλματος
- t_w είναι το πάχος του κορμού (Εάν το πάχος του κορμού δεν είναι σταθερό, ως t_w θα πρέπει να λαμβάνεται το ελάχιστο πάχος.).
- η βλέπε EN 1993-1-5 (το η μπορεί συντηρητικά να λαμβάνεται ίσο με 1,0).

Έλεγχος σε κάμψη και τέμνουσα

Στις δοκούς η κάμψη συνοδεύεται κατά κανόνα και από διάτμηση, η οποία υπό ειδικές συνθήκες (π.χ. μεγάλα συγκεντρωμένα φορτία), ενδέχεται να επηρεάσει δυσμενώς και να απομειώσει τη ροπή αντοχής της δοκού. Γενικά όταν στην ίδια δοκό συνυπάρχουν καμπτική ροπή και σημαντική τέμνουσα δύναμη, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της τέμνουσας δύναμης στη ροπή αντοχής, δεδομένου ότι μέρος της διατομής αναλίσκεται στο να παραλάβει την τέμνουσα. Όταν η τέμνουσα είναι μικρή, η παραπάνω επιρροή της μπορεί να παραλείπεται. Συγκεκριμένα ο Ευρωκώδικας 3 προβλέπει, ότι αν η τέμνουσα δύναμη είναι μικρότερη από το 50% της πλαστικής διατμητικής αντοχής, η επίδρασή της στη ροπή αμελείται.

Διαφορετικά, όταν η δρώσα τέμνουσα δύναμη V_{Ed} είναι μεγαλύτερη από το 50% της πλαστικής διατμητικής αντοχής, πρέπει να λαμβάνεται ως αντοχή σχεδιασμού της διατομής η απομειωμένη ροπή αντοχής, η οποία υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη για την επιφάνεια διάτμησης A_v τη μειωμένη τιμή της τάσης διαρροής:

$$(1 - \rho) f_y$$

όπου

$$\rho = \left(\frac{2 V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

και

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

Όταν υπάρχει στρέψη το ρ πρέπει να λαμβάνεται από τη σχέση:

$$\rho = \left(\frac{2 V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} - 1 \right)^2$$

όμως πρέπει να λαμβάνεται ίσο με 1 για $V_{Ed} \leq 0,5 V_{pl,T,Rd}$.

Εναλλακτικώς η μειωμένη πλαστική ροπή αντοχής που λαμβάνει υπόψη τη διάτμηση, μπορεί να λαμβάνεται για I-διατομές κατηγορίας 1 ή 2 με ίσα πέλματα και κάμψη περί τον ισχυρό άξονα ως εξής:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4 t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}}$$

αλλά πρέπει

$$M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd}$$

όπου

$$A_w = h_w t_w.$$

Έλεγχος σε κάμψη και αξονική δύναμη

Ο συνδυασμός των εντατικών μεγεθών αυτών αφορά κυρίως τα μέλη των πλαισίων με σημαντικές τιμές των αξονικών δυνάμεων, κυρίως τα υποστυλώματα και λιγότερο τις δοκούς. Μέρος της διατομής αναλίσκεται στην αντιμετώπιση της αξονικής δύναμης και επομένως η αντοχή σε κάμψη περιορίζεται. Η απομειωμένη αντοχή σε κάμψη υπολογίζεται, ανάλογα με την κατηγορία της διατομής, με βάση τις ακόλουθες σχέσεις:

Διατομές κατηγορίας 1 και 2

Για διατομές κατηγορίας 1 και 2, πρέπει να ικανοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

όπου $M_{N,Rd}$ είναι η πλαστική ροπή αντοχής μειωμένη λόγω της αξονικής δύναμης N_{Ed} .

Για τετραγωνικές συμπαγείς διατομές χωρίς οπές κοχλιών το $M_{N,Rd}$ πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[1 - \left(N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right)^2 \right]$$

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H ή άλλες διατομές με πέλματα, δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα y-y όταν ικανοποιούνται και τα δύο παρακάτω κριτήρια:

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

και

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

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H, δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα z-z όταν:

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

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

Για ελατές διατομές I ή H και για συγκολλητές διατομές I ή H με ίσα πέλματα στις οποίες οι οπές κοχλιών δεν λαμβάνονται υπόψη, μπορούν να χρησιμοποιούνται, οι παρακάτω προσεγγίσεις:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n)/(1-0,5a) \quad \text{αλλά } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$\text{για } n \leq a: M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$$

$$\text{για } n > a: M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

όπου

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

$$a = (A-2bt_f)/A \quad \text{πρέπει όμως } a \leq 0,5$$

Για κοίλες ορθογωνικές διατομές σταθερού πάχους και για συγκολλητές κλειστές διατομές με ίσα πέλματα και ίσους κορμούς στις οποίες οι οπές κοχλιών δεν λαμβάνονται υπόψη, μπορούν να χρησιμοποιούνται οι παρακάτω προσεγγίσεις:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n)/(1-0,5a_w) \quad \text{αλλά } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} (1-n)/(1-0,5a_f) \quad \text{αλλά } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd}$$

όπου

$$a_w = (A-2bt)/A \quad \text{αλλά } a_w \leq 0,5 \quad \text{για κοίλες διατομές}$$

$$a_w = (A-2bt_f)/A \quad \text{αλλά } a_w \leq 0,5 \quad \text{για συγκολλητές κιβωτιοειδείς διατομές}$$

$$a_f = (A-2ht)/A \quad \text{αλλά } a_f \leq 0,5 \quad \text{για κοίλες διατομές}$$

$$a_f = (A-2ht_w)/A \quad \text{αλλά } a_f \leq 0,5 \quad \text{για συγκολλητές κιβωτιοειδείς διατομές}$$

Για διαξονική κάμψη εφαρμόζεται το κριτήριο που αναλύεται στον υπόψη έλεγχο (βλέπε περιγραφή επόμενου ελέγχου).

Διατομές κατηγορίας 3

Σε περίπτωση απουσίας διατμητικής δύναμης, για διατομές κατηγορίας 3, η μέγιστη διαμήκης τάση θα πρέπει να ικανοποιεί το κριτήριο:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

όπου $\sigma_{x,Ed}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της τοπικής διαμήκουσ τάσης λόγω συνδυασμού ροπής αξονικής δύναμης, λαμβάνοντας υπόψη τις οπές κοχλιών όπου απαιτείται.

Διατομές κατηγορίας 4

Σε περίπτωση απουσίας διατμητικής δύναμης, για διατομές κατηγορίας 4, η μέγιστη διαμήκης τάση $\sigma_{x,Ed}$ υπολογισμένη χρησιμοποιώντας τις ενεργές διατομές πρέπει να ικανοποιεί το προηγούμενο κριτήριο.

Επίσης πρέπει να ικανοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{eff,y,min} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{W_{eff,z,min} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1$$

όπου

A_{eff} είναι η ενεργός επιφάνεια της διατομής όταν υπόκειται σε ομοιόμορφη θλίψη

$W_{eff,min}$ είναι η ενεργός ροπή αντίστασης (που αντιστοιχεί στην ίνα με τη μεγαλύτερη ελαστική τάση) της διατομής, όταν υπόκειται μόνο σε ροπή περί τον αντίστοιχο άξονα

e_N είναι η μετατόπιση του αντίστοιχου κεντροβαρικού άξονα όταν η διατομή υπόκειται μόνο σε θλίψη.

Έλεγχος σε διαξονική κάμψη

Για διαξονική κάμψη μπορεί να χρησιμοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

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

στο οποίο α και β είναι σταθερές, που συντηρητικά μπορούν να λαμβάνονται ως μονάδα, ή αλλιώς ως εξής:

- Γ και Η διατομές:

$$\alpha = 2 ; \beta = 5n \quad \text{αλλά } \beta \geq 1$$

- Κοίλες κυκλικές διατομές:

$$\alpha = 2 ; \beta = 2$$

- Κοίλες ορθογωνικές διατομές:

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13n^2} \quad \text{αλλά } \alpha = \beta \leq 6$$

όπου $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$.

3.4.1.2 Έλεγχοι Αντοχής Μελών σε Λυγισμό

Έλεγχος έναντι καμπτικού λυγισμού (Μέλη με σταθερή διατομή υπό θλίψη)

Ένα θλιβόμενο μέλος πρέπει να ελέγχεται έναντι λυγισμού ως εξής:

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

όπου

N_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης

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

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό πρέπει να λαμβάνεται ως:

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

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \text{ για διατομές κατηγορίας 4}$$

όπου

χ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού.

Κατά τον καθορισμό των A και A_{eff} , δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη σπές για κοχλίες στα άκρα υποστυλώματος.

Καμπύλες λυγισμού

Σε μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή του χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ πρέπει να καθορίζεται από την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού σύμφωνα με τη σχέση:

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

όπου

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

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

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

α είναι ένας συντελεστής ατελειών

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

Ο συντελεστής ατελειών α που αντιστοιχεί σε κάθε καμπύλη λυγισμού λαμβάνεται από τον Πίνακα 3.2

Πίνακας 3.2: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού

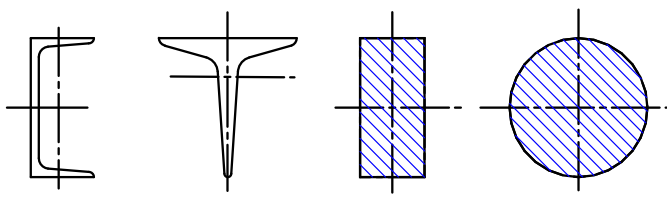
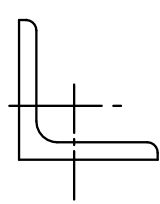
Καμπύλη λυγισμού	a_0	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Για καμπτικό λυγισμό, η κατάλληλη καμπύλη λυγισμού καθορίζεται από τον πίνακα 3.3

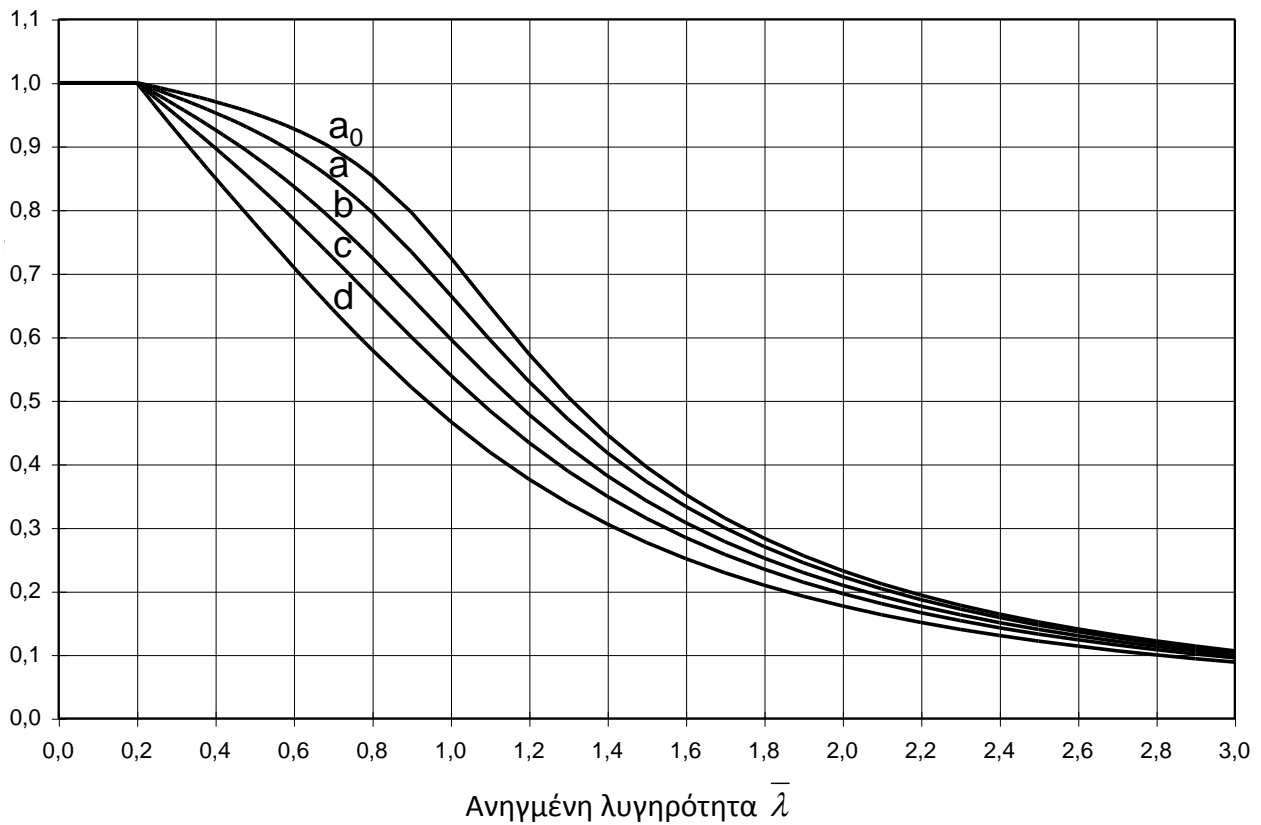
Πίνακας 3.3: Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

Διατομή		Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Ελατές διατομές		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y z-z	a a ₀
				y-y z-z	b a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a
				y-y z-z	d c
Συγκολλητές I-διατομές		$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	
			y-y z-z	c d	
Κοίλες Διατομές		Εν θερμώ έλαση	Κάθε	a	a ₀
		Ψυχρή έλαση	Κάθε	c	c
Κιβωτι οειδή c		Γενικά (εκτός των κατωτέρω)	Κάθε	b	b

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

		Μεγάλα πάχη ραφής: $\alpha > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Κάθε	c	c
U-, T- και διατομές			Κάθε	c	c
L-διατομές			Κάθε	b	b

Τιμές του μειωτικού συντελεστή χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ μπορεί να λαμβάνονται από το Σχήμα 3.1.



Σχήμα 3.1: Καμπύλες λυγισμού

Για λυγηρότητα $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ή για $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ οι επιδράσεις του λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να εφαρμόζονται μόνο έλεγχοι διατομών.

Λυγηρότητα για καμπτικό λυγισμό

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

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

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

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

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

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon$$

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

Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (Μέλη σταθερής διατομής υπό κάμψη)

Μία πλευρικά μη προστατευμένη δοκός που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα πρέπει να ελέγχεται έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού ως εξής:

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

όπου M_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής

$M_{b,Rd}$ είναι η ροπή αντοχής σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Επισημαίνεται ότι δοκοί με ικανοποιητική πλευρική στήριξη στα θλιβόμενα πέλματα δεν είναι ευαίσθητες σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Επιπρόσθετα, δοκοί με κάποιους τύπους διατομών, όπως τετραγωνικές ή κυκλικές κοίλες διατομές, κατασκευασμένοι κυκλικοί σωλήνες ή τετραγωνικές κιβωτιοειδείς διατομές δεν είναι ευαίσθητες σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Η ροπή αντοχής σε λυγισμό μιας πλευρικά μη προστατευμένης δοκού πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

όπου W_y είναι η κατάλληλη ροπή αντίστασης της διατομής ως εξής:

- $W_y = W_{pl,y}$ για διατομές κατηγορίας 1 ή 2
- $W_y = W_{el,y}$ για διατομές κατηγορίας 3
- $W_y = W_{eff,y}$ για διατομές κατηγορίας 4

χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Στον καθορισμό του W_y δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη σπές για κοχλίες στην άκρη της δοκού.

Καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού – Γενική περίπτωση

Για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής, η τιμή του χ_{LT} για την αντίστοιχη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{LT}$, πρέπει να καθορίζεται από:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{αλλά } \chi_{LT} \leq 1,0$$

όπου

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

α_{LT} είναι συντελεστής ατελειών

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} είναι η ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Το M_{cr} βασίζεται στις ιδιότητες της πλήρους διατομής και λαμβάνει υπόψη τις συνθήκες φορτίσεως, την πραγματική κατανομή της ροπής και τις πλευρικές δεσμεύσεις.

Οι προτεινόμενες τιμές του συντελεστή ατελειών α_{LT} που αντιστοιχεί στην κατάλληλη καμπύλη λυγισμού δίνονται στον Πίνακα 3.4.

Πίνακας 3.4 Συντελεστές ατελειών για καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

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

Οι συστάσεις για τις καμπύλες λυγισμού που πρέπει να χρησιμοποιούνται δίνονται στον Πίνακα 3.5.

Πίνακας 3.5: Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για διατομές χρησιμοποιώντας την εξίσωση

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

Τιμές του μειωτικού συντελεστή χ_{LT} για την αντίστοιχη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{LT}$ μπορούν να λαμβάνονται από το Σχήμα 3.1.

Για λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,2$ (ή $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$ ή για $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,04$ ή $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,16$ οι επιδράσεις στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να γίνονται μόνο έλεγχοι διατομής.

Καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για ελατές διατομές ή ισοδύναμες συγκολλητές διατομές.

Για ελατές διατομές ή ισοδύναμες συγκολλητές διατομές υπό κάμψη, οι τιμές του χ_{LT} για την αντίστοιχη ανηγμένη λυγηρότητα μπορεί να καθορίζονται από

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{αλλά} \quad \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases}$$

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

Για ελατές διατομές προτείνονται οι παρακάτω τιμές για τις παραμέτρους $\bar{\lambda}_{LT,0}$ και β :

$$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4 \quad (\text{μέγιστη τιμή})$$

$$\beta = 0,75 \quad (\text{ελάχιστη τιμή})$$

Οι συστάσεις για τις καμπύλες λυγισμού δίνονται στον Πίνακα 3.6

Λυγηρότητα για στρεπτικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Για μέλη με ανοιχτές διατομές πρέπει να εξετάζεται το ενδεχόμενο η αντοχή του μέλους σε στρεπτικό ή στρεπτοκαμπτικό λυγισμό να είναι μικρότερη από την αντοχή του σε καμπτικό λυγισμό. Η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_T$ για στρεπτικό ή στρεπτοκαμπτικό λυγισμό πρέπει να λαμβάνεται ως:

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

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

όπου $N_{cr} = N_{cr,TF}$ αλλά $N_{cr} < N_{cr,T}$

$N_{cr,TF}$ είναι η ελαστική δύναμη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$N_{cr,T}$ είναι η ελαστική δύναμη στρεπτικού λυγισμού

Για στρεπτικό ή στρεπτοκαμπτικό λυγισμό η κατάλληλη καμπύλη λυγισμού μπορεί να καθορίζεται από τον Πίνακα 3.3 θεωρώντας αυτήν που σχετίζεται με τον άξονα z.

Πίνακας 3.6: Επιλογή της καμπύλης στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για διατομές χρησιμοποιώντας την εξίσωση

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

Για να ληφθεί υπόψη η κατανομή της ροπής μεταξύ των πλευρικών στηρίξεων των μελών, ο μειωτικός συντελεστής χ_{LT} μπορεί να τροποποιηθεί ως εξής:


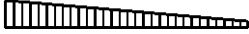





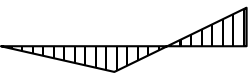
$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} \quad \text{αλλά } \chi_{LT,mod} \leq 1$$

Συνιστώνται οι παρακάτω ελάχιστες τιμές του f:

$$f = 1 - 0,5(1 - k_c)[1 - 2,0(\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2] \quad \text{αλλά } f \leq 1,0$$

k_c είναι διορθωτικός συντελεστής σύμφωνα με τον Πίνακα 3.7

Πίνακας 3.7: Διορθωτικοί Συντελεστές k_c

Κατανομή ροπής	k_c
 $\psi = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
  	0,94 0,90 0,91
  	0,86 0,77 0,82

Απλοποιημένες μέθοδοι υπολογισμού για δοκούς με πλευρικές στηρίξεις σε κτίρια

Μέλη με διακριτή πλευρική στήριξη στο θλιβόμενο πέλμα δεν είναι ευαίσθητα σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό εάν το μήκος L_c μεταξύ των πλευρικών στηρίξεων ή η προκύπτουσα ισοδύναμη λυγηρότητα του θλιβόμενου πέλματος $\bar{\lambda}_f$ ικανοποιεί τη σχέση:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c L_c}{i_{f,z} \lambda_1} \leq \bar{\lambda}_{c0} \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}}$$

όπου

$M_{y,Ed}$ είναι η μέγιστη τιμή της καμπτικής ροπής στο τμήμα μεταξύ των πλευρικών στηρίξεων

$$M_{c,Rd} = W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

W_y είναι η κατάλληλη ροπή αντίστασης της διατομής που αντιστοιχεί στο θλιβόμενο πέλμα

k_c είναι ένας διορθωτικός συντελεστής της λυγηρότητας ανάλογα με την κατανομή της ροπής μεταξύ των στηρίξεων, βλέπε Πίνακα 6.6

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

$i_{f,z}$ είναι η ακτίνα αδρανείας του θλιβόμενου πέλματος περιλαμβάνοντας και το 1/3 του θλιβόμενου τμήματος της επιφάνειας του κορμού, ως προς τον ασθενή άξονα της διατομής

$\bar{\lambda}_{c0}$ είναι η παράμετρος λυγηρότητας του παραπάνω θλιβόμενου στοιχείου

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon$$

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

- Σημείωση 1 Για διατομές κατηγορίας 4 το $i_{f,z}$ μπορεί να λαμβάνεται ως

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_{\text{eff},f}}{A_{\text{eff},f} + \frac{1}{3}A_{\text{eff},w,c}}}$$

Όπου

$I_{\text{eff},f}$ είναι η ενεργός ροπή αδρανείας του θλιβόμενου πέλματος ως προς τον ασθενή άξονα της διατομής

$A_{\text{eff},f}$ είναι η ενεργός επιφάνεια του θλιβόμενου πέλματος

$A_{\text{eff},w,c}$ είναι η ενεργός επιφάνεια του θλιβόμενου τμήματος του κορμού

- Σημείωση 2 Για το όριο λυγηρότητας $\bar{\lambda}_{c0}$ συνιστάται μία οριακή τιμή $\bar{\lambda}_{c0} = \bar{\lambda}_{LT,0} + 0,1$
- Σημείωση 3: Εάν η λυγηρότητα του θλιβόμενου πέλματος $\bar{\lambda}_f$ υπερβαίνει το όριο που δίνεται στην σημείωση 2, η ροπή αντοχής σε λυγισμό μπορεί να λαμβάνεται ως:

$$M_{b,Rd} = k_{f\ell} \chi M_{c,Rd} \quad \text{αλλά} \quad M_{b,Rd} \leq M_{c,Rd}$$

όπου

χ είναι ο μειωτικός συντελεστής του ισοδύναμου θλιβόμενου πέλματος υπολογισμένος με το $\bar{\lambda}_f$

$k_{f\ell}$ είναι ο τροποποιητικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη το συντηρητισμό της μεθόδου του ισοδύναμου θλιβόμενου πέλματος

- * Σημείωση 4: Συνιστάται η τιμή του τροποποιητικού συντελεστή $k_{f\ell} = 1,10$.
- * Σημείωση 5: Οι καμπύλες λυγισμού που θα χρησιμοποιούνται στην σημείωση 3 πρέπει να λαμβάνονται ως εξής:

καμπύλη d για συγκολλητές διατομές υπό την προϋπόθεση ότι: $\frac{h}{t_f} \leq 44\varepsilon$

καμπύλη c για όλες τις άλλες διατομές

όπου

h είναι το συνολικό ύψος της διατομής

t είναι το πάχος του θλιβόμενου πέλματος

Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (Μέλη υπο κάμψη και αξονική θλίψη)

Η ευστάθεια μελών σταθερής διατομής διπλής συμμετρίας, που δεν είναι ευαίσθητη σε στρεπτικές παραμορφώσεις, πρέπει να ελέγχεται σύμφωνα με τις παρακάτω παραγράφους, όπου διάκριση γίνεται μεταξύ:

- μελών που δεν είναι ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις, π.χ. κοίλες κυκλικές διατομές ή διατομές όπου η στρέψη παρεμποδίζεται
- μελών που είναι ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις, π.χ. μέλη με ανοιχτές διατομές, στα οποία δεν παρεμποδίζεται η στρέψη

Επιπρόσθετα, η αντοχή των διατομών σε κάθε άκρο του μέλους πρέπει να ικανοποιεί τις απαιτήσεις των παραπάνω ελέγχων

Για μέλη δομικών συστημάτων ο έλεγχος αντοχής μπορεί να γίνεται βασιζόμενος στα μεμονωμένα μέλη ενός ανοίγματος, θεωρούμενα αποκομμένα από το σύστημα. Επιδράσεις δεύτερης τάξης του μεταθετού συστήματος (P-Δ επιδράσεις) πρέπει να λαμβάνονται υπόψη, είτε μέσω των ακραίων ροπών του μέλους είτε μέσω των κατάλληλων μηκών λυγισμού αντίστοιχα.

Μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη πρέπει να ικανοποιούν:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

όπου

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ και $M_{z,Ed}$ είναι οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και των μεγίστων ροπών ως προς τους y-y και z-z άξονες κατά μήκος του μέλους, αντίστοιχα

$\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$ είναι οι ροπές λόγω της μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα, για διατομές κατηγορίας 4, βλέπε Πίνακα 3.8

χ_y and χ_z είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού

χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης

Πίνακας 3.8: Τιμές για $N_{Rk} = f_y A_i$, $M_{i,Rk} = f_y W_i$ και $\Delta M_{i,Ed}$

Κατηγορία	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} N_{Ed}$

* ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για μέλη που δεν υπόκεινται σε στρεπτική παραμόρφωση το χ_{LT} θα είναι $\chi_{LT} = 1,0$.

Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} εξαρτώνται από τη μέθοδο που έχει επιλεγεί.

3.4.2 Σύμμικτα Στοιχεία

Όσον αφορά την Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας οι απαιτήσεις για τις επιτρεπόμενες μετατοπίσεις είναι:

Για τον έλεγχο του αυλακωτού χαλυβδόφυλλου ως σιδηρότυπου, το βέλος δ_s λόγω του ιδίου του βάρους και του βάρους του υγρού σκυροδέματος, εξαιρουμένου φορτίου κατασκευής, δεν πρέπει να υπερβαίνει το $\delta_{s,max}$. Η συνιστώμενη τιμή για το $\delta_{s,max}$ είναι $L/180$.

Για τον έλεγχο των μετατοπίσεων που οφείλονται σε φορτία επί των χαλύβδινων δοκού μόνο ισχύουν τα όρια που δόθηκαν για τα χαλύβδινα στοιχεία.

Παρακάτω περιγράφονται οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν στις σύμμικτες πλάκες και δοκούς σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.

3.4.2.1 Έλεγχοι Αντοχής Σύμμικτων Δοκών

Έλεγχος κάμψης

Δοκοί κατηγορίας 1 ή 2

Οι σύμμικτες δοκοί κατηγορίας 1 ή 2 ελέγχονται για το σύνολο των φορτίων. Η ανίσωση ελέγχου είναι:

$$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd}$$

M_{Ed} = Δρώσα ροπή σχεδιασμού για το σύνολο των φορτίων

$M_{pl,Rd}$ = Ροπή αντοχής με πλαστική κατανομή τάσεων

Πλαστική ροπή αντοχής $M_{pl,Rd}$

Ένα εντατικό μέγεθος, πχ. μία ροπή ή μια αξονική δύναμη, κατανέμεται στα επιμέρους στοιχεία της διατομής ανάλογα με την αντοχή τους, όταν η ανάλυση είναι πλαστική. Συνεπώς για τον προσδιορισμό των πλαστικών ροπών της διατομής μιας σύμμικτης δοκού θεωρούμε ότι οι τάσεις των υλικών είναι ίσες με τις οριακές τιμές τους :

Σκυρόδεμα σε θλίψη: $f_{cd} = 0,85 f_{ck}/\gamma_c = 0,85 f_{ck}/1,5$

Σκυρόδεμα σε εφελκυσμό: $f_{td} = 0$

Δομικός χάλυβας : $f_{ad} = f_{ya}/\gamma_a = f_{ya}/1,1$

Χάλυβας σκυροδέματος : $f_{sd} = f_{sk}/\gamma_s = f_{sk}/1,15$

Η χρησιμοποιούμενη στην παρούσα εργασία, μέθοδος προσδιορισμού των πλαστικών ροπών αντοχής είναι η μέθοδος των λωρίδων. Σύμφωνα με τη μέθοδο, η διατομή χωρίζεται σε λωρίδες πάχους Δz . Σε κάθε λωρίδα αντιστοιχεί ένα εμβαδόν $\Delta A_i = b_i \Delta z_i$, συναρτήσει του πλάτους της διατομής στην υπόψη θέση και μία οριακή τάση f_i συναρτήσει του υλικού (δηλαδή f_{sd} ή f_{ad} ή f_{sd}). Η ροπή της λωρίδας ως προς τον ουδέτερο άξονα δίνεται από τη σχέση:

$$\Delta M_i = \Delta A_i f_i (z_i - z_0)$$

Η τελική ροπή αντοχής δίνεται με άθροιση των επιμέρους ροπών των λωρίδων:

$$M_{pl,Rd} = \sum \Delta M_i$$

Όπως φαίνεται από την εξίσωση απαιτείται κατ' αρχήν ο προσδιορισμός της θέσης του ουδέτερου άξονα z_0 . Αυτό γίνεται με επαναληπτική διαδικασία με βάση την ισότητα των θλιπτικών και εφελκυστικών δυνάμεων της διατομής. Πρέπει δηλαδή να ισχύει

$$\Delta A_i^+ f_i^+ = \Delta A_i^- f_i^-$$

Η παραπάνω εξίσωση απαιτεί την προεκτίμηση των εφελκυσόμενων και θλιβόμενων λωρίδων και κατάλληλη διόρθωση όταν δεν ικανοποιείται η προαναφερθείσα ισότητα δυνάμεων.

Λόγο της απαίτησης επαναληπτικής διαδικασίας, η εφαρμογή της μεθόδου των λωρίδων συνδέεται συνήθως με χρήση H/Y.

Για γρήγορους υπολογισμούς με το χέρι, μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι παρακάτω σχέσεις προσδιορισμού των ροπών αντοχής, στις οποίες αγνοείται η συμβολή του οπλισμού σκυροδέματος στην περίπτωση που το σκυρόδεμα είναι υπό θλίψη. Οι σχέσεις είναι λοιπόν προσεγγιστικές αλλά συνήθως επαρκούς ακρίβειας, δεδομένου ότι η πλάκα σκυροδέματος είναι συνήθως ελαφρά οπλισμένη.

Παρόλα αυτά η συμβολή του οπλισμού της πλάκας μπορεί να ληφθεί προσεγγιστικώς υπόψη μέσω εφαρμογής στο πλάτος της πλάκας b και κατ' αναλογία και στο συνεργαζόμενο πλάτος, του μεγεθυντικού συντελεστή:

$$1 + \rho \cdot (f_{sd}/f_{cd} - 1)$$

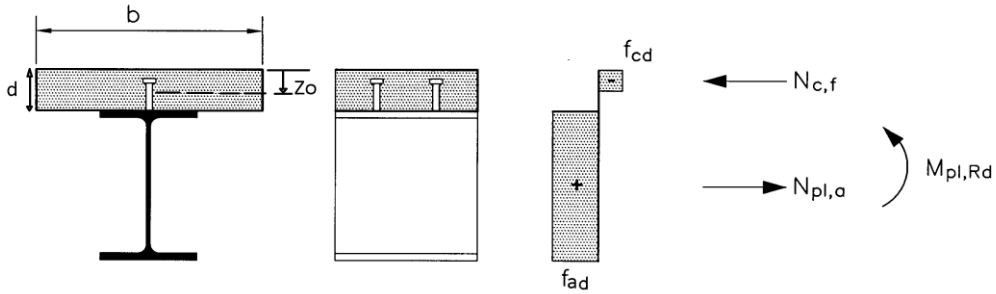
όπου

ρ = ποσοστό διαμήκους οπλισμού

Θετικές ροπές κάμψης

Διακρίνονται 3 περιπτώσεις εξαρτώμενες από τη θέση του ουδέτερου άξονα.

α) ουδέτερος άξονας εντός του πέλματος του σκυροδέματος $z_0 < d$. Αποτελεί την συνηθέστερη περίπτωση σύμμικτων δοκών.



Σχήμα 3.2 Κατανομή τάσεων στη διατομή για θετικές ροπές. Ουδέτερος άξονας στην πλάκα

Θλιπτική δύναμη: $N_{c,f} = b z_0 f_{cd}$

Εφελκυστική δύναμη : $N_{pl,a} = A_a f_{ad}$

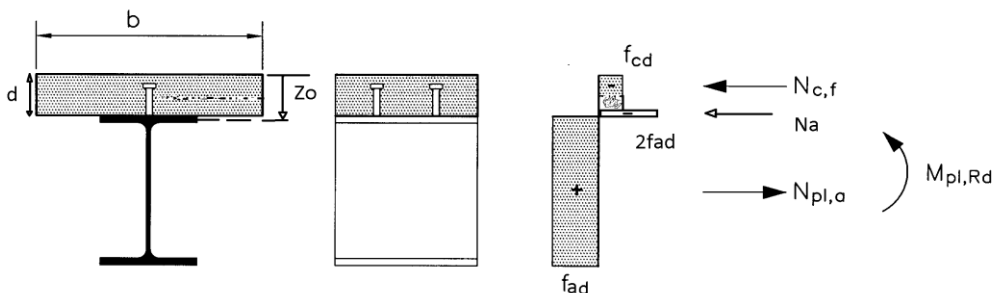
Θέση ουδέτερου άξονα από τη συνθήκη:

$$N_{c,f} = N_{pl,a} \rightarrow z_0 = (A_a f_{ad}) / (b f_{cd}) \leq d$$

Πλαστική ροπή: $M_{pl,Rd} = N_{pl,a} (z_a - z_0/2) = A_a f_{ad} (z_a - z_0/2)$

(z_a = κέντρο βάρους σιδηροδοκού)

β) ουδέτερη γραμμή στο άνω πέλμα της σιδηροδοκού $d < z_0 < d + t_{fo}$



Σχήμα 3.3 Κατανομή τάσεων στη διατομή για θετικές ροπές. Ουδέτερος άξονας στο πέλμα της σιδηροδοκού.

Θλιπτική δύναμη: $N_{c,f} = b d f_{cd} + 2f_{ad} \cdot b_{fo} (z_0 - d)$

Εφελκυστική δύναμη : $N_{pl,a} = A_a \cdot f_{ad}$

Θέση ουδέτερου άξονα: $d \leq z_0 = d + (N_{pl,a} - b d f_{cd}) / (2f_{ad} b_{f0}) \leq d + t_{f0}$

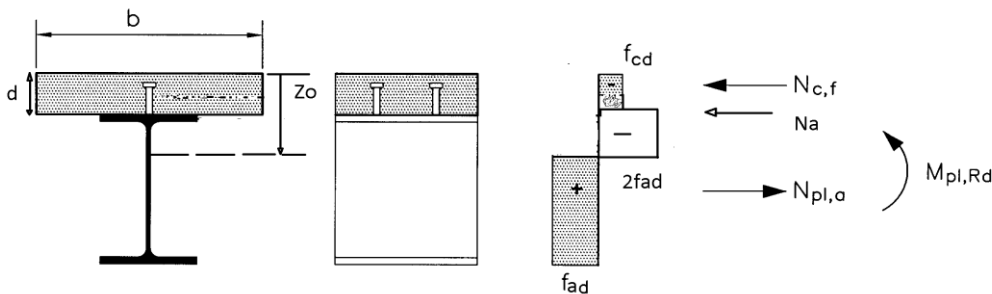
Πλαστική ροπή: $M_{pl,Rd} = N_{pl,a} (z_a - d/2) - 2f_{ad} b_{f0} (z_0 - d) z_0/2$

όπου

t_{f0} = πάχος κεφαλής σιδηροδοκού

b_{f0} = πλάτος κεφαλής σιδηροδοκού

γ) ουδέτερη γραμμή στον κορμό της σιδηροδοκού $z_0 > d + t_{f0}$



Σχήμα 3.4 Κατανομή τάσεων στη διατομή για θετικές ροπές. Ουδέτερος άξονας στον κορμό της σιδηροδοκού.

Ολιπτική δύναμη: $N_{c,f} = 2 f_{ad} b_{f0} t_{f0} + 2 f_{ad} t_w (z_0 - d - t_{f0}) + f_{cd} b d$ Εφελκυστική δύναμη : $N_{pl,a} = A_a f_{ad}$

Θέση ουδέτερου άξονα: $z_0 = d + t_{f0} + (N_{pl,a} - f_{cd} b d - 2f_{ad} b_{f0} t_{f0}) / (2f_{ad} t_w) > d + t_{f0}$

Πλαστική ροπή: $M_{pl,Rd} = N_{pl,a} (z_a - d/2) - 2f_{ad} t_w (z_0 - d - t_{f0}) ((z_0 + t_{f0}) / 2) - 2f_{ad} b_{f0} t_{f0} ((d + t_{f0}) / 2)$

Έλεγχος τέμνουσας

Η τέμνουσα παραλαμβάνεται μόνο από τη σιδηροδοκό. Επομένως ο έλεγχος διάτμησης γίνεται με τον ίδιο τρόπο όπως στις σιδηροδοκούς.

Έλεγχος κάμψης και διάτμησης

Στην περίπτωση όπου η κατακόρυφη δύναμη διάτμησης V_{Ed} υπερβαίνει το ήμισυ της αντοχής σε διάτμηση V_{Rd} που δίνεται με την $V_{pl,Rd}$ (πλαστική αντοχή σε κατακόρυφη διάτμηση) ή την $V_{b,Rd}$ (αντοχή σε κύρτωση), όποια από τις δύο είναι μικρότερη, τότε θα λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της στη ροπή αντοχής.

Για διατομές Κατηγορίας 1 ή 2, η επιρροή της κατακόρυφης διάτμησης στην καμπτική αντοχή μπορεί να λαμβάνεται υπόψη μέσω μιας μειωμένης αντοχής σχεδιασμού του χάλυβα στην επιφάνεια διάτμησης $(1 - \rho) f_{yd}$ όπως φαίνεται στο Σχήμα

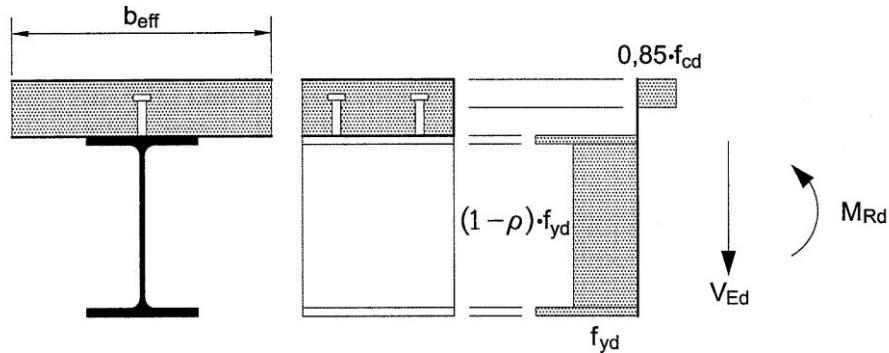
όπου :

$$\rho = (2V_{Ed} / V_{Rd} - 1)^2$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

και V_{Rd} η κατάλληλη αντοχή σε κατακόρυφη διάτμηση

Για διατομές Κατηγορίας 3 και 4, εφαρμόζεται το EN 1993-1-5, χρησιμοποιώντας τις υπολογιστικές τάσεις της σύμμικτης διατομής.



Σχήμα 3.5 Κατανομή πλαστικών τάσεων τροποποιημένη λόγω επιρροής της κατακόρυφης διάτμησης

3.4.2.2 Έλεγχοι Διατμητικής σύνδεσης

Διαστάσεις και αποστάσεις συνδέσεων

Για τους ήλους κεφαλής ισχύουν τα παρακάτω:

- Συνήθεις διαμέτροι = 16, 19 και 22mm
- Εφελκυστική αντοχή υλικού = 450-500Μρα
- Η επιλεγόμενη διάμετρος του ήλου δεν επιτρέπεται να είναι μεγαλύτερη από 2,5 φορές το πάχος του ελάσματος στο οποίο συγκολλάται, εκτός αν από την πίσω πλευρά υπάρχει κορμός ή ενίσχυση
- Το ολικό ύψος ενός διατμητικού ήλου κεφαλής δεν πρέπει να είναι μικρότερο από $3d$, όπου d η διάμετρος του κορμού.
- Η κεφαλή πρέπει να έχει διάμετρο όχι μικρότερη του $1,5d$ και ύψος όχι μικρότερο του $0,4d$.
- Για στοιχεία σε εφελκυσμό που υπόκεινται σε φόρτιση κόπωσης, η διάμετρος ενός συγκολλημένου ήλου κεφαλής δεν πρέπει να υπερβαίνει 1,5 φορά το πάχος του πέλματος στο οποίο είναι συγκολλημένος, εκτός εάν υπάρχουν πειραματικά στοιχεία με τα οποία προσδιορίζεται η αντοχή σε κόπωση του ήλου ως διατμητικού συνδέσμου. Αυτό ισχύει επίσης και για ήλους ακριβώς επάνω από τον κορμό της δοκού.
- Η απόσταση μεταξύ των διατμητικών ήλων κεφαλής κατά την διεύθυνση της διατμητικής δύναμης δεν θα πρέπει να είναι μικρότερη από $5d$ Η απόσταση κάθετα προς τη διεύθυνση της διατμητικής δύναμης δεν θα πρέπει να είναι μικρότερη από $2,5d$ σε συμπαγείς πλάκες και $4d$ σε άλλες περιπτώσεις.

Εδικά για διατμητικούς ήλους κεφαλής χρησιμοποιούμενους με αυλακωτό χαλυβδόφυλλο σε κτίρια

- Το ονομαστικό ύψος του ήλου θα πρέπει να προεξέχει όχι λιγότερο από $2d$ επάνω από το άνω μέρος του χαλυβδόφυλλου, όπου d είναι η διάμετρος του κορμού.

- Το ελάχιστο πλάτος των αυλακώσεων που θα γεμίσουν με σκυρόδεμα θα πρέπει να είναι όχι λιγότερο από 50 mm.
- Όπου το χαλυβδόφυλλο είναι τέτοιο που οι ήλοι δεν μπορούν να τοποθετηθούν κεντρικά μέσα στην αυλάκωση, θα πρέπει να τοποθετηθούν εναλλάξ στις δύο πλευρές της αυλάκωσης, καθ' όλο το μήκος του ανοίγματος

Δρώσα διαμήκης διάτμηση

Η δρώσα διαμήκης διάτμηση στη διεπιφάνεια πλάκας σκυροδέματος-πέλματος σιδηροδοκού υπολογίζεται στην παρούσα μελέτη με εφαρμογή πλαστικής θεωρίας.

Αντοχή ήλων κεφαλής

Η αντοχή των ήλων κεφαλής δίνεται ως η μικρότερη τιμή από τη διατμητική αντοχή κορμού του ήλου και την αντοχή σκυροδέματος.

- Συμπαγείς πλάκες

Για συμπαγείς πλάκες, η διατμητική αντοχή σχεδιασμού ενός ήλου κεφαλής που συγκολλάται αυτόματα, σύμφωνα με το EN 14555, καθορίζεται από :

$$P_{Rd} = \frac{0,8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V}$$

ή:

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

όποια είναι μικρότερη, με :

$$\alpha = 0,2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{για } 3 \leq h_{sc} / d \leq 4 \quad (($$

$$\alpha = 1 \quad \text{για } h_{sc} / d > 4$$

όπου είναι :

γ_V επιμέρους συντελεστής ασφαλείας;

d η διάμετρος κορμού του ήλου, $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$

f_u η προδιαγεγραμμένη οριακή εφελκυστική αντοχή του υλικού του ήλου όχι όμως μεγαλύτερη από 500 N/mm^2 ,

f_{ck} η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή κυλίνδρου του σκυροδέματος στη θεωρούμενη ηλικία, πυκνότητας όχι μικρότερης από 1750 kg/m^3 ,

h_{sc} το ολικό ονομαστικό ύψος του ήλου.

Η συνιστώμενη τιμή για το γ_V είναι 1,25.

Για σεισμική καταπόνηση η αντοχή των ήλων πολλαπλασιάζεται με το μειωτικό συντελεστή 0,75.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

- Σύμμικτες πλάκες με χαλυβδόφυλλα παράλληλα στη σιδηροδοκό

Η διατμητική αντοχή σχεδιασμού θα λαμβάνεται ίση με την αντοχή συμπαγούς πλάκας πολλαπλασιασμένη με τον μειωτικό συντελεστή k_ℓ που δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

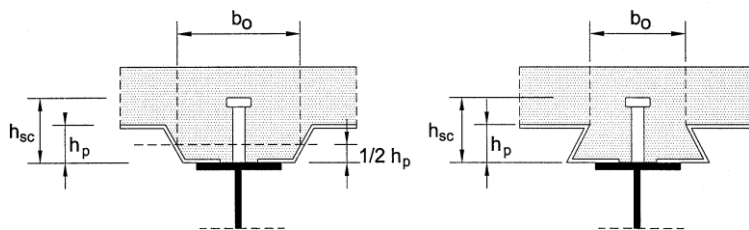
$$k_\ell = 0,6 \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1,0$$

όπου:

h_p = Ύψος χαλυβδόφυλλου

h_{sc} = Ολικό ύψος του ήλου, πάντως όχι μεγαλύτερο από $h_p + 75$ mm.

b_0 = Μέσο πλάτος φύλλων



Σχήμα 3.6 Δοκός με αυλακωτό χαλυβδόφυλλο παράλληλο προς τη δοκό

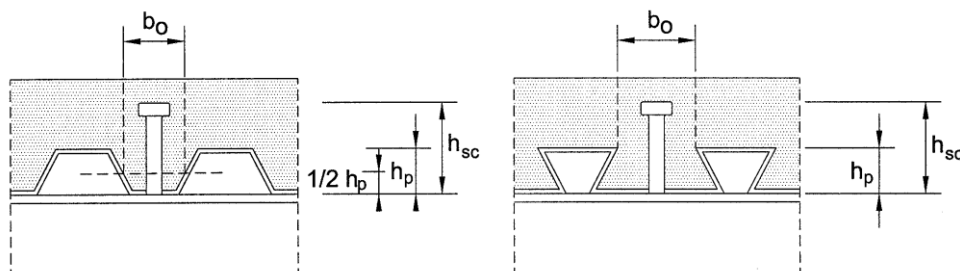
- Σύμμικτες πλάκες με χαλυβδόφυλλα κάθετα στη σιδηροδοκό

Η διατμητική αντοχή σχεδιασμού θα λαμβάνεται ως η αντοχή συμπαγούς πλάκας, υπολογιζόμενη σύμφωνα με την πιο πάνω διαδικασία (εκτός ότι η f_u δεν θα λαμβάνεται μεγαλύτερη από 450 N/mm²) πολλαπλασιασμένη με τον μειωτικό συντελεστή k_t :

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right)$$

όπου:

n_r είναι ο αριθμός των διατμητικών ήλων σε μία νεύρωση στη διασταύρωση με τη δοκό, που δεν θα υπερβαίνει το 2 στους υπολογισμούς, και τα άλλα σύμβολα όπως ορίζονται στο Σχήμα 3.5



Σχήμα 3.7 Δοκός με αυλακωτό χαλυβδόφυλλο εγκάρσιο προς τη δοκό

Ο συντελεστής k_t δεν θα πρέπει να λαμβάνεται μεγαλύτερος από την κατάλληλη τιμή $k_{t,max}$ που δίνεται στον Πίνακα 3.9.

Πίνακας 3.9: Ανω όρια $k_{t,max}$ για τον μειωτικό συντελεστή k_t

Αριθμός διατμητικών ήλων ανά νεύρωση	Πάχος t του χαλύβδινου φύλλου (mm)	Ήλοι με διάμετρο μέχρι 20 mm και συγκολλημένοι δια μέσου του χαλυβδόφυλλου	Χαλυβδόφυλλο με 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

Οι τιμές για το k_t που δίνονται παραπάνω ισχύουν με την προϋπόθεση ότι :

- Οι ήλοι τοποθετούνται σε αυλακώσεις ύψους h_p όχι μεγαλύτερου από 85 mm και πλάτους b_0 όχι μικρότερου από h_p και
- Για συγκόλληση δια μέσου του ελάσματος, η διάμετρος των ήλων δεν είναι μεγαλύτερη από 20mm, ή
- Για χαλυβδόφυλλο στο οποίο έχουν προβλεφθεί οπές, η διάμετρος των ήλων δεν είναι μεγαλύτερη από 22mm.

▪ Διαξονική Καταπόνηση

Όπου οι διατμητικοί σύνδεσμοι προβλέπονται να αναπτύξουν σύμμικτη δράση για αμφότερα τη δοκό και τη σύμμικτη πλάκα, ο συνδυασμός των δυνάμεων που ενεργούν στον διατμητικό ήλο θα πρέπει να ικανοποιούν τη σχέση :

$$\frac{F_\ell^2}{P_{\ell,Rd}^2} + \frac{F_t^2}{P_{t,Rd}^2} \leq 1$$

όπου:

F_ℓ = δρώσα διατμητική δύναμη λόγω της σύμμικτης δράσης της δοκού

F_t = δρώσα διατμητική δύναμη λόγω της σύμμικτης δράσης της πλάκας

$P_{\ell,Rd}$ και $P_{t,Rd}$ είναι οι αντίστοιχες διατμητικές αντοχές σχεδιασμού του ήλου

Αριθμός και διάταξη ήλων για πλήρη διατμητική σύνδεση

Ο απαιτούμενος αριθμός ήλων, ώστε να καλύπτεται η διαμήκης διάτμηση στη διεπιφάνεια σκυροδέματος-σιδηροδοκού, για πλαστική ανάλυση και πλήρη διατμητική σύνδεση, δίνεται από τη σχέση:

$$n_f = V_{I,Ed} / P_{Rd}$$

όπου

$V_{I,Ed}$ = δρώσα διαμήκης δύναμη διάτμησης

P_{Rd} = αντοχή ήλων

Όλκιμοι διατμητικοί σύνδεσμοι μπορούν να ισοκατανέμονται σε ένα μήκος μεταξύ γειτονικών κρίσιμων διατομών με την προϋπόθεση ότι :

- Όλες οι κρίσιμες διατομές στο θεωρούμενο μήκος είναι Κατηγορίας 1 ή 2,
 - Η πλαστική ροπή αντοχής της σύμμικτης διατομής δεν υπερβαίνει 2,5 φορές την πλαστική ροπή αντοχής μόνης της χαλύβδινης δοκού.
- * Εάν η πλαστική ροπή αντοχής υπερβαίνει τις 2,5 φορές την πλαστική ροπή αντοχής μόνης της χαλύβδινης δοκού, θα πρέπει να γίνονται πρόσθετοι έλεγχοι επάρκειας της διατμητικής σύνδεσης σε ενδιάμεσα σημεία περίπου στο μέσον μεταξύ γειτονικών κρίσιμων διατομών.

Όπου

Όλκιμοι διατμητικοί σύνδεσμοι είναι εκείνοι που διαθέτουν επαρκή ικανότητα παραμόρφωσης ώστε να δικαιολογείται η παραδοχή της ιδεατής πλαστικής συμπεριφοράς της διατμητικής σύνδεσης στη θεωρούμενη κατασκευή.

Ένας ήλος κεφαλής θεωρείται όλκιμος όταν πληρεί τις εξής προϋποθέσεις

- $h/d \geq 4$
- $6 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$

3.4.2.3 Έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού συμμίκτων δοκών

Απλοποιημένος έλεγχος για κτίρια χωρίς άμεσο υπολογισμό

Μία συνεχής δοκός (ή μία δοκός πλαισίου που είναι σύμμικτη σε όλο το μήκος της) από διατομές Κατηγορίας 1,2 ή 3 μπορεί να υπολογίζεται χωρίς πρόσθετους πλευρικούς συνδέσμους εφόσον ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες:

- α) Γειτονικά ανοίγματα δεν διαφέρουν σε μήκος περισσότερο του 20% του μικρότερου ανοίγματος. Στην περίπτωση προβόλου, το μήκος του δεν υπερβαίνει το 15% εκείνου του γειτονικού ανοίγματος.
- β) Το φορτίο κάθε ανοίγματος είναι ομοιόμορφα κατανεμημένο, και το μόνιμο φορτίο σχεδιασμού υπερβαίνει το 40% του συνολικού φορτίου σχεδιασμού.
- γ) Το άνω πέλμα της χαλύβδινης δοκού συνδέεται με πλάκα σκυροδέματος, απλή ή σύμμικτη, με διατμητικούς συνδέσμους σύμφωνα με τα παραπάνω.

δ) Η ίδια πλάκα συνδέεται επίσης με άλλη υποστηρίζουσα δοκό περίπου παράλληλη προς τη θεωρούμενη σύμμικτη δοκό, ώστε να σχηματίζεται το ανεστραμμένο U-πλαίσιο.

ε) Εάν η πλάκα είναι σύμμικτη, εδράζεται μεταξύ των δύο υποστηριζουσών δοκών του θεωρουμένου ανεστραμμένου U-πλαισίου.

ζ) Σε κάθε στήριξη της χαλύβδινης δοκού, το κάτω πέλμα της είναι πλευρικά εξασφαλισμένο και ο κορμός της ενισχυμένος με νεύρωση. Οπουδήποτε αλλού, ο κορμός μπορεί να μην είναι ενισχυμένος.

η) Εάν η χαλύβδινη δοκός είναι διατομής IPE ή HE και δεν είναι μερικώς εγκιβωτισμένη, το ύψος της h δεν υπερβαίνει το όριο που δίνεται στον Πίνακα

Πίνακας 3.10: Μέγιστο ύψος h (mm) μή-εγκιβωτισμένης χαλύβδινης δοκού

Χαλύβδινη δοκός	Ονομαστική ποιότητα χάλυβα			
	S 235	S 275	S 355	S 420 και S 460
IPE	600	550	400	270
HEA	800	700	650	500

Μερική διατμητική σύνδεση

Διατμητικοί ήλοι κεφαλής με ολικό μήκος μετά την συγκόλληση όχι μικρότερο από 4 φορές τη διάμετρο, και ονομαστική διάμετρο κορμού όχι μικρότερη από 16 mm και όχι μεγαλύτερη από 25 mm, μπορούν να θεωρούνται όλκιμοι μέσα στα ακόλουθα όρια βαθμού διατμητικής σύνδεσης, που ορίζεται από τον λόγο $\eta = n / n_f$:

Για χαλύβδινες διατομές με ίσα πέλματα :

$$L_e \leq 25: \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0,75 - 0,03 L_e), \quad \eta \geq 0,4$$

$$L_e > 25: \quad \eta \geq 1$$

όπου:

L_e είναι η απόσταση κατά τη θετική κάμψη μεταξύ σημείων μηδενικής ροπής κάμψεως σε μέτρα. Για τυπικές συνεχείς δοκούς, το L_e μπορεί να υποτεθεί ότι είναι όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.1.

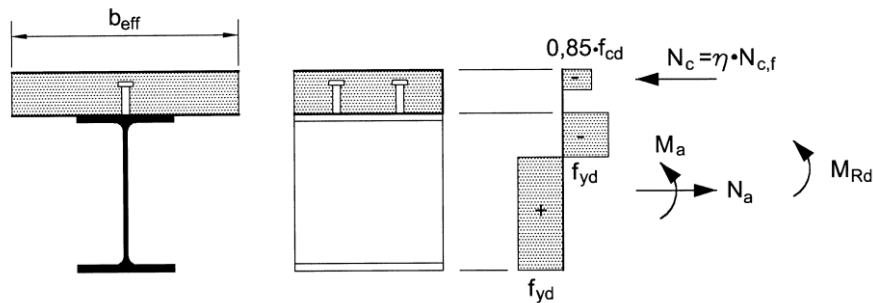
n_f είναι ο αριθμός των συνδέσμων για πλήρη διατμητική σύνδεση που καθορίζεται για αυτό το μήκος της δοκού

n είναι ο αριθμός των διατμητικών συνδέσμων που τοποθετούνται μέσα σε αυτό το μήκος.

Πλαστική ροπή αντοχής διατομών με μερική διατμητική σύνδεση σε κτίρια

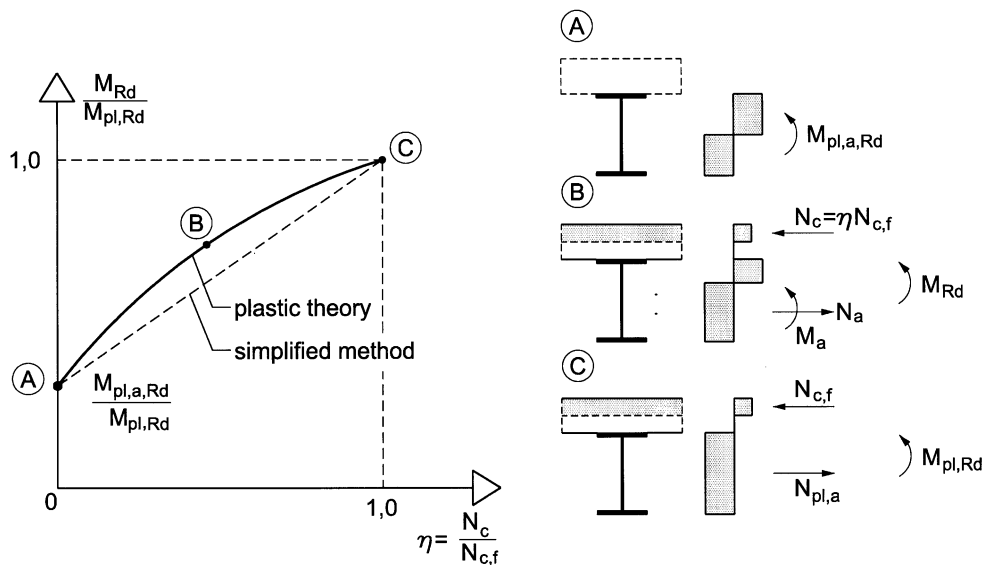
Σε σύμμικτες δοκούς κτιρίων και για περιοχές θετικής κάμψης, μπορεί να εφαρμόζεται μερική διατμητική σύνδεση σύμφωνα με τα παραπάνω.

Όπου χρησιμοποιούνται όλκιμοι διατμητικοί σύνδεσμοι, η ροπή αντοχής της κρίσιμης διατομής της δοκού M_{Rd} μπορεί να υπολογίζεται μέσω της στερεοπλαστικής θεωρίας με τη διαφορά ότι θα πρέπει να χρησιμοποιείται μία μειωμένη τιμή της θλιπτικής δύναμης N_c στην πλάκα σκυροδέματος αντί της δύναμης $N_{c,f}$ που δίνεται από την . Ο λόγος $\eta = N_c / N_{c,f}$ είναι ο βαθμός διατμητικής σύνδεσης . Η θέση του πλαστικού ουδέτερου άξονα στην πλάκα θα προσδιορίζεται με βάση τη νέα δύναμη N_c , βλέπε Σχήμα 3.8. Υπάρχει και ένας δεύτερος πλαστικός ουδέτερος άξονας μέσα στη χαλύβδινη διατομή, ο οποίος θα πρέπει να χρησιμοποιείται για την κατάταξη του κορμού.



Σχήμα 3.8 Πλαστική κατανομή τάσεων σε περιοχή θετικής κάμψης για μερική διατμητική σύνδεση

Η σχέση μεταξύ M_{Rd} και N_c δίνεται ποιοτικά από την κυρτή καμπύλη ABC στο Σχήμα όπου $M_{pl,a,Rd}$ και $M_{pl,Rd}$ είναι οι πλαστικές αντοχές σχεδιασμού σε θετική κάμψη μόνης της χαλύβδινης διατομής, και της σύμμικτης διατομής με πλήρη διατμητική σύνδεση , αντίστοιχα.



Σχήμα 3.9 Σχέση μεταξύ M_{Rd} και N_c (για όλκιμους διατμητικούς συνδέσμους)

Μια συντηρητική τιμή της M_{Rd} μπορεί να καθορισθεί από την ευθεία γραμμή AC του Σχήματος

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + \left(M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd} \right) \frac{N_c}{N_{c,f}}$$

Μια ακόμα απλούστερη, υπέρ της ασφαλείας σχέση είναι η εξής:

$$M_{sd} = \eta M_{pl,Rd}$$

Πλην της μείωσης της αντοχής, η μερική διατμητική σύνδεση συνεπάγεται και αυξημένα βέλη σε σχέση με αυτά της σύμμικτης δοκού.

Δε χρειάζεται προσδιορισμός των αυξημένων μελών λόγω μερικής διατμητικής σύνδεσης αν συντρέχουν μία από τις δύο κατωτέρω προϋποθέσεις:

- Για το βαθμό διατμητικής σύνδεσης ισχύει $\eta \geq 0,5$
- Η πλάκα είναι σύμμικτη, τα χαλυβδόφυλλα κάθετα στη δοκό και το ύψος τους μικρότερο από 80 mm

3.4.2.4 Έλεγχοι Αντοχής Σύμμικτων Πλακών

Σύμμικτες πλάκες

Έλεγχος σε κάμψη

Πρέπει να ικανοποιείται η ανίσωση

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

όπου

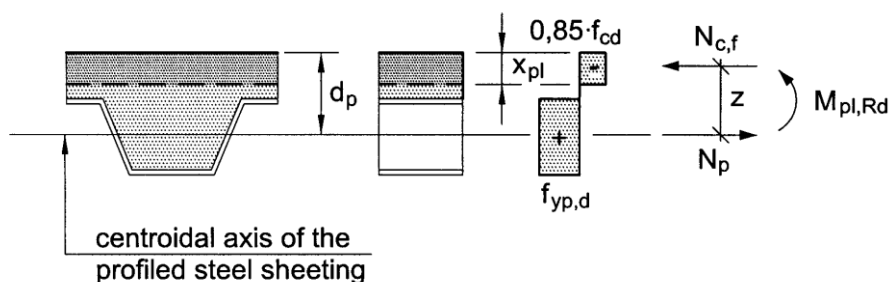
M_{Ed} : Δρώσα ροπή σχεδιασμού στην οριακή κατάσταση αστοχίας

M_{Rd} : Ροπή αντοχής σχεδιασμού (πλαστική)

Αντοχή έναντι θετικών ροπών κάμψης

Η σχετική πλαστική ροπή αντοχής βρίσκεται εξετάζοντας ένα φάτνωμα χαλυβδόφυλλου πλάτους b στην οριακή κατάσταση ως εξής:

- Ουδέτερος άξονας πάνω από τα χαλυβδόφυλλα



Σχήμα 3.10 Κατανομή τάσεων στη διατομή σύμμικτης πλάκας για θετικές ροπές. Ουδέτερος άξονας πάνω από τα χαλυβδόφυλλα

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

Θλιπτική δύναμη: $N_{c,f} = b \cdot x_{pl} \cdot f_{cd}$

Εφελκυστική δύναμη $N_p = A_p \cdot f_{pd}$

Θέση ουδέτερου άξονα από τη συνθήκη:

$$N_{c,f} = N_p \rightarrow x_{pl} = (A_p \cdot f_{pd} / b \cdot f_{cd}) \leq h_c$$

Πλαστική ροπή: $M_{pl,Rd}^+ = N_p(d_p - x_{pl}/2)$

όπου

A_p = εμβαδό χάλυβα χαλυβδοφύλλων

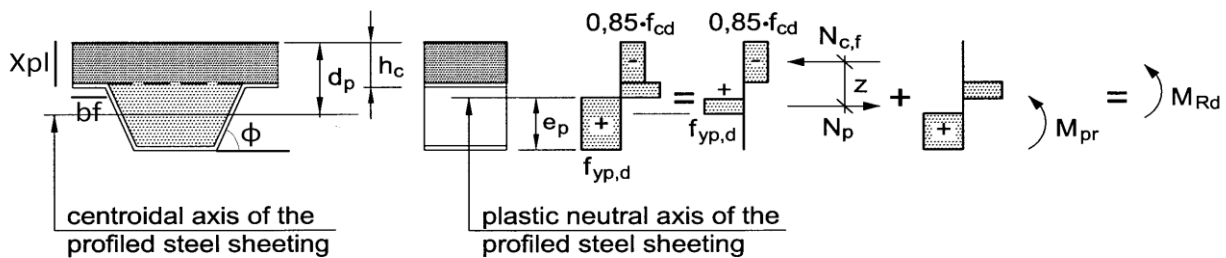
d_p = θέση κέντρου βάρους χαλυβδοφύλλου

f_{pd} = τάση σχεδιασμού χάλυβα χαλυβδοφύλλων

f_{cd} = θλιπτική αντοχή σκυροδέματος

h_c = πάχος σύμμικτης πλάκας πάνω από το χαλυβδόφυλλο

- Ουδέτερος άξονας μέσα στα χαλυβδόφυλλα



Σχήμα 3.11 Κατανομή τάσεων στη διατομή σύμμικτης πλάκας για θετικές ροπές. Ουδέτερος άξονας μέσα στα χαλυβδόφυλλα

Θλιπτική δύναμη: $N_{c,f} = 2f_{cd} \cdot 2b_f \cdot t + 2f_{pd} \cdot t'(x_{pl} - h_c - t) + f_{cd} b h_c$

Εφελκυστική δύναμη $N_p = A_p f_{pd}$

Θέση ουδέτερου άξονα: $x_{pl} = h_c + t + (N_p - f_{cd} \cdot b h_c - 2f_{pd} \cdot 2b_f \cdot t) / (2f_{pd} \cdot t') > h_c + t$

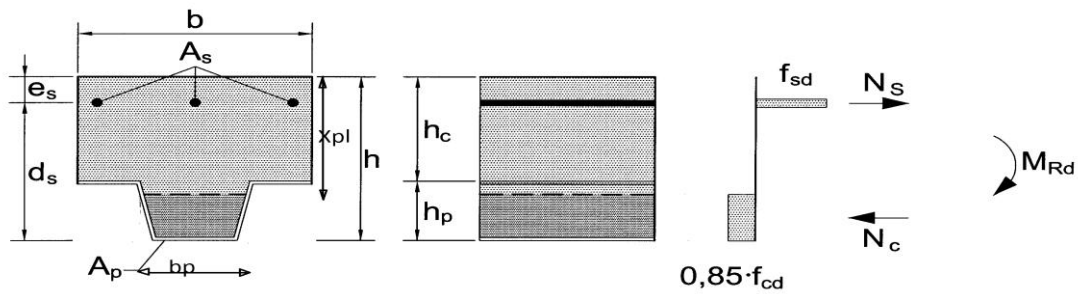
Πλαστική ροπή: $M_{pl,Rd}^+ = N_p(d_p - h_c/2) - 2f_{cd} \cdot 2b_f \cdot ((h_c + t)/2) - 2f_{pd} \cdot t' (x_{pl} - h_c - t)((t + x_{pl})/2)$

όπου

t = πάχος χαλυβδοφύλλου

$t' = 2t/\sin\phi$

Αντοχή έναντι αρνητικών ροπών κάμψης



Σχήμα 3.12 Κατανομή τάσεων στη διατομή σύμμικτης πλάκας για αρνητικές ροπές

- Θλιπτική δύναμη: $N_c = b_p \cdot (d - x_{pl}) \cdot f_{cd}$
- Εφελκυστική δύναμη $N_s = A_s \cdot f_{sd}$
- Θέση ουδέτερου άξονα $x_{pl} = h - N_s / (b_p f_{cd})$
- Πλαστική ροπή: $M_{pl,Rd}^+ = N_p (x_{pl} - e_s + (d - x_{pl})/2)$
- όπου
- A_s = εμβαδόν σιδηροπλισμού πλάκας
- b_p = μέσο πλάτος κυψέλης χαλυβδοφύλλου

Έλεγχος σε διάτμηση

Πρέπει να ικανοποιείται η ανίσωση

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

όπου

V_{Ed} : Δρώσα τέμνουσα σχεδιασμού ανά μονάδα μήκους στην οριακή

Κατάσταση αστοχίας

V_{Rd} : Ροπή αντοχής σχεδιασμού ανα μονάδα μήκους

Αντοχή έναντι κατακόρυφης διάτμησης

Η τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε τέμνουσα $V_{Rd,c}$ δίνεται από τη σχέση:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d$$

με ελάχιστη τιμή την

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

όπου:

f_{ck} σε MPa

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ με } d \text{ σε mm}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$$

A_{sl} είναι το εμβαδόν του εφελκυσμένου οπλισμού που εκτείνεται σε απόσταση $\geq (l_{bd} + d)$ πέρα από τη θεωρούμενη διατομή

b_w είναι το ελάχιστο πλάτος της διατομής στην εφελκυσμένη ζώνη [mm]

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd} \text{ [MPa]}$$

N_{Ed} είναι η αξονική δύναμη στη διατομή [σε N] ($N_{Ed} > 0$ για θλίψη). Η επιρροή των επιβεβλημένων παραμορφώσεων στη N_E μπορεί να αγνοείται.

A_c είναι το εμβαδόν της διατομής του σκυροδέματος [mm²]

$V_{Rd,c}$ σε [N]

Η συνιστώμενη τιμή για το $C_{Rd,c}$ είναι $0,18/\gamma_c$, ενώ για το v_{min} δίνεται από την παρακάτω σχέση και για το k_1 είναι $0,15$.

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Αντοχή έναντι διαμήκους διάτμησης

- Σύμμικτες πλάκες χωρίς ακραία αγκύρωση

Η αντοχή σχεδιασμού σε διαμήκη διάτμηση θα υπολογίζεται με την μέθοδο $m-k$.

Όταν χρησιμοποιείται η μέθοδος $m-k$ θα πρέπει να αποδεκνύεται ότι η μέγιστη κατακόρυφη διάτμηση σχεδιασμού V_{Ed} για πλάτος πλάκας b δεν υπερβαίνει την διατμητική αντοχή σχεδιασμού $V_{l,Rd}$ υπολογιζόμενη με την ακόλουθη σχέση :

$$V_{l,Rd} = \frac{b d_p}{\gamma_{Vs}} \left(\frac{m A_p}{b L_s} + k \right)$$

όπου:

b, d_p είναι σε mm

A_p είναι η ονομαστική επιφάνεια διατομής σε mm²

m, k είναι τιμές σχεδιασμού των εμπειρικών συντελεστών σε N/mm² που προέκυψαν από δοκιμές πλακών και που ικανοποιούν τις βασικές απαιτήσεις της μεθόδου $m-k$

L_s είναι το άνοιγμα διάτμησης σε mm και ορίζεται στην (5) παρακάτω

γ_{Vs} είναι ο μερικός συντελεστής ασφαλείας για την οριακή κατάσταση αστοχίας

Η συνιστώμενη τιμή για το γ_{Vs} είναι $1,25$.

Για τον σχεδιασμό, το L_s θα λαμβάνεται ίσο :

- Με $L/4$ για ομοιόμορφο φορτίο εφαρμοζόμενο σε όλο το μήκος του ανοίγματος
- Με την απόσταση μεταξύ του εφαρμοζόμενου φορτίου και της γειτονικότερης στήριξης στην περίπτωση δύο ίσων και συμμετρικά τοποθετημένων φορτίων
- Για άλλες διατάξεις φορτίων, περιλαμβανομένων συνδυασμών κατανεμημένων και ασύμμετρων σημειακών φορτίων, θα πρέπει να γίνεται εκτίμηση βασισμένη σε αποτελέσματα δοκιμών ή με τον ακόλουθο προσεγγιστικό υπολογισμό . Το άνοιγμα διάτμησης θα λαμβάνεται ίσο με τη μέγιστη ροπή διηρημένη με τη μεγαλύτερη κατακόρυφη διατμητική δύναμη κοντά στις στηρίξεις του θεωρούμενου ανοίγματος.

Όπου η σύμμικτη πλάκα υπολογίζεται ως συνεχής, επιτρέπεται να χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό της αντοχής ένα ισοδύναμο ισοστατικό άνοιγμα, το οποίο θα λαμβάνεται ίσο με :

- $0,8L$ για εσωτερικά ανοίγματα
- $0,9L$ για εξωτερικά ανοίγματα

- Σύμμικτες πλάκες με ακραία αγκύρωση

Η αντοχή σχεδιασμού $P_{pb,Rd}$ ενός διατμητικού ήλου κεφαλής συγκολλημένου δια μέσου του χαλυβδόφυλλου που χρησιμοποιείται ως ακραία αγκύρωση, θα λαμβάνεται ως η μικρότερη τιμή μεταξύ της διατμητικής αντοχής σχεδιασμού του ήλου P_{Rd} (ο υπολογισμός της οποίας περιγράφεται στην παράγραφο 3.4.2.3) και της αντοχής σε άντυγα του χαλυβδόφυλλου υπολογιζόμενης από την παρακάτω σχέση:

$$P_{pb,Rd} = k_{\varphi} d_{do} t f_{yp,d}$$

με:

$$k_{\varphi} = 1 + a / d_{do} \leq 6,0$$

όπου:

d_{do} είναι η διάμετρος του κολλάρου της συγκόλλησης που μπορεί να ληφθεί ίση με 1,1 φορές τη διάμετρο κορμού του ήλου

a είναι η απόσταση από το κέντρο του ήλου μέχρι το άκρο του χαλυβδόφυλλου, όχι μικρότερη από $1,5 d_{do}$

t είναι το πάχος του χαλυβδόφυλλου

Χαλυβδόφυλλα

Ο έλεγχος του αυλακωτού χαλυβδόφυλλου στις οριακές καταστάσεις γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3, Μέρος 1-3 (EN 1993-1-3) που περιλαμβάνει πρόσθετους κανόνες για μέλη και φύλλα ψυχρής έλασης.

- * Λόγω του ότι η διαστασιολόγηση της σύμμικτης πλάκας έγινε με τη χρήση του λογισμικού SYMDECK DESIGNER, περισσότερα για τους ελέγχους που έγιναν, τόσο στη φάση κατασκευής όσο και στη φάση λειτουργίας, θα παρουσιαστούν στην παράγραφο 4.4 του κεφαλαίου 4, όπου γίνεται η ανάλυση και ο έλεγχος της σύμμικτης πλάκας σύμφωνα με τη διαδικασία που ακολουθείται από το υπόψη λογισμικό.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

Ανάλυση – Αποτελέσματα Ελέγχων

4.1 Ανάλυση-Έλεγχος Χαλύβδινων Δομικών Στοιχείων

Στην παράγραφο αυτή θα παρουσιαστεί η ανάλυση και η διαστασιολόγηση ενός χαρακτηριστικού στοιχείου από κάθε ομάδα χαλύβδινων δομικών στοιχείων, όπως αυτές συντάχθηκαν, για το σκοπό αυτό, στο κεφάλαιο 3. Ο έλεγχος επάρκειας του στοιχείου αυτού θα γίνει για τον συνδυασμό δράσεων που προκαλεί τη δυσμενέστερη εντατική κατάσταση.

Η ανάλυση και ο έλεγχος των στοιχείων έγινε όπως προαναφέρθηκε με τη χρήση του λογισμικού SAP2000, λαμβάνοντας υπόψη τους συνδυασμούς δράσεων και τις κανονιστικές διατάξεις που παρουσιάστηκαν στα προηγούμενα κεφάλαια.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι έλεγχοι σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας για όλες τις ομάδες στοιχείων της κατασκευής καθώς και οι έλεγχοι σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας για ορισμένες από αυτές.

Για κάθε στοιχείο δίνονται η διατομή του, τα χαρακτηριστικά της, τα εντατικά μεγέθη από τα οποία καταπονείται και όλοι οι απαραίτητοι έλεγχοι που έγιναν για να διαπιστωθεί η επάρκεια του.

4.1.1 Υποστυλώματα

Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν για τα υποστυλώματα είναι SHS400x400x12,5, SHS400x400x16 και SHS400x400x20.

Στον επόμενο πίνακα παρατίθενται τα αποτελέσματα της ανάλυσης για το υποστυλώμα, ο έλεγχος του οποίου παρουσιάζεται.

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - Eurocode 3-2005					
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	Combo
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text
272	SHS400/16	Column	No Messages	0,341179	SEISMIC8

Όπως φαίνεται από τον παραπάνω πίνακα ότι το υπόψη υποστυλώμα είναι αυτό με αριθμό 272, διατομής SHS400x400x16 και βρίσκεται στη δυσμενέστερη εντατική κατάσταση για τον συνδυασμό δράσεων SEISMIC8.

Τα χαρακτηριστικά της υπόψη διατομής είναι:

TABLE: Frame Section Properties 01 - General		
SectionName	Text	SHS400/16
Material	Text	S355
Shape	Text	Box/Tube
t3	mm	400
t2	mm	400
tf	mm	16
Area	mm ²	24576
TorsConst	mm ⁴	905969664
I33	mm ⁴	605028352
I22	mm ⁴	605028352
AS2	mm ²	12800
AS3	mm ²	12800
S33	mm ³	3025141,76
S22	mm ³	3025141,76
Z33	mm ³	3540992
Z22	mm ³	3540992
R33	mm	156,903
R22	mm	156,903
TotalWt	KN	42,742
TotalMass	KN-s ² /mm	0,004358

Τα εντατικά μεγέθη από τα οποία καταπονείται, υπό τον παραπάνω συνδυασμό δράσεων, το υποστύλωμα είναι:

TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
272	0	SEISMIC8	Combination	-315,999	4,194	66,024	3,09E-13	1,35E-14
272	2,675	SEISMIC8	Combination	-310,838	4,194	66,024	172,9932	1,9674
272	5,35	SEISMIC8	Combination	-305,678	4,194	66,024	345,9864	3,9347
272	0	SEISMIC8	Combination	-379,668	-0,735	-64,67	-3,1E-13	-1,4E-14
272	2,675	SEISMIC8	Combination	-374,507	-0,735	-64,67	-176,613	-11,2186
272	5,35	SEISMIC8	Combination	-369,347	-0,735	-64,67	-353,226	-22,4372

Κατάταξη διατομής:

Υποθέτουμε ότι όλη η διατομή υπόκειται σε καθαρή θλίψη. Αν προκύψει κατηγορίας 1 ή 2 η διαδικασία ελέγχου μπορεί να σταματήσει. Αν προκύψει κατηγορία 3 θα πρέπει να γίνει ακριβής έλεγχος για να εξεταστεί η πιθανότητα να είναι κατηγορία 1 ή 2 με θλίψη και κάμψη (ευμενέστερη περίπτωση αφού ένα μέρος της διατομής είναι σε εφελκυσμό).

$$\epsilon = (235/355)^{0,5} = 0,81$$

Πέλμα

$$c/t = (400 - 2 \cdot 16 - 2 \cdot 16)/16 = 21 < 33\epsilon = 26,73 \rightarrow \text{Το πέλμα είναι κατηγορίας 1}$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

Κορμός

$$c/t = (400 - 2 \cdot 16 - 2 \cdot 16) / 16 = 21 < 33\varepsilon = 26,73 \rightarrow \text{Το πέλμα είναι κατηγορίας 1}$$

οπότε:

Η διατομή είναι κατηγορίας 1.

Έλεγχος διατομής σε διάτμηση:

$$A_{vz} = A_{vy} = 12800 \text{mm}^2$$

$$V_{pl,Rd,y} = A_v (f_y / (3^{0,5} \gamma_{M0})) = 12800 (0,355 / (3^{0,5} \cdot 1,00)) = 2623,48 \text{kN} > V_{Ed,y} = 66,024 \text{kN}$$

$$V_{pl,Rd,z} = A_v (f_y / (3^{0,5} \gamma_{M0})) = 12800 (0,355 / (3^{0,5} \cdot 1,00)) = 2623,48 \text{kN} > V_{Ed,z} = 4,194 \text{kN}$$

\rightarrow Ο έλεγχος ικανοποιείται.

Έλεγχος απομείωσης αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας τέμνουσας:

$V_{Ed,y} = 66,024 < 0,5 V_{pl,Rd,z} = 1024,765$ άρα δεν απαιτείται απομείωση της $M_{pl,Rd,y}$ λόγω παρουσίας διάτμησης.

Επίσης

Για την $M_{pl,Rd,z}$ δεν απαιτείται απομείωση καθώς $V_{Ed,z} = 4,194 \text{kN} < 0,5 V_{pl,Rd,z}$

Έλεγχος διατομής σε κάμψη και αξονική δύναμη:

$$N_{pl,Rd} = A_f f_y / \gamma_{M0} = 24576 \cdot 0,355 / 1,00 = 8724,48 \text{kN}$$

- $0,25 N_{pl,Rd} = 2181,12 > N_{Ed} = 369,347 \text{kN}$
- $N_{Ed} = 369,347 < 2(0,5 b t_f f_y) / \gamma_{M0} = 2(0,5 \cdot 336 \cdot 16 \cdot 0,355) / 1,00 = 1908,48 \text{kN}$

\rightarrow Δε χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα $y-y$ και $z-z$.

Θα πρέπει να ισχύει σε κάθε διατομή του υποστυλώματος:

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

Για την υπόψη διατομή ισχύουν:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} f_y / \gamma_{M0} = 3540992 \cdot 0,355 = 1257,052 \text{ kNm}$$

Και

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} = W_{pl,z} f_y / \gamma_{M0} = 1257,052 \text{ kNm}$$

Επίσης

$$\alpha = \beta = 1,66 / (1 - 1,13n^2) \text{ όπου } n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0,042335$$

$$\text{άρα } \alpha = \beta = 1,6634 < 6,00$$

Έχουμε:

Ο έλεγχος γίνεται στην κορυφή του υποστυλώματος όπου αναπτύσσονται οι μέγιστες καμπτικές ροπές $M_{y,Ed}$ και $M_{z,Ed}$.

$$(353,226/1257,052)^{1,6634} + (22,4372/1257,052)^{1,6634} = 0,281 + 0,01785 = 0,299 < 1,00$$

Άρα ο έλεγχος ικανοποιείται.

Έλεγχος μέλους υπό κάμψη και αξονική θλίψη:

Τα υποστυλώματα από κοίλη ορθογωνική διατομή δεν θεωρούνται ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις. Για διατομές κατηγορίας 1, για μέλη που δεν είναι ευαίσθητα σε στρεπτική παραμόρφωση και για διαξονική κάμψη περί τον άξονα y και z , θα πρέπει να ισχύει:

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

Έχουμε:

$$N_{Rk} = Af_y = 24576 \cdot 0,355 = 8724,48 \text{ kN}$$

$$M_{y,Rk} = W_{pl,y} f_y = 1257,052 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Rk} = 1257,052 \text{ kNm}$$

Σύμφωνα με τον πίνακα 3.3 του κεφαλαίου 3 η καμπύλη λυγισμού για κοίλη τετραγωνική διατομή ψυχρής έλασης και χάλυβα S355 είναι η c.

Έλεγχος εντός του επιπέδου xz (y-y)

Προκειμένου να βρούμε το συντελεστή L_{cr}/L για το υποστυλωμα πρέπει να υπολογιστούν οι συντελεστές η_1, η_2 .

Συντελεστής η_1 :

$$\eta_1 = (K_c) / (K_c + K_{11})$$

όπου

$$K_c = I_c / L_c = 605028352 \text{ mm}^4 / 5350 \text{ mm} = 113089,41 \text{ mm}^3$$

και

$$K_{11} = (0,75 I_{11} / L_{11}) (1 - 1,0N / N_E) =$$

όπου

$$N = 369,347 \text{ kN}$$

$$N_E = \pi^2 E I / L^2 = 38332,74$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

→ $K_{11} = (0,75 \cdot 1082364789/7650)(1-1,0 \cdot 369,347/38332,74) = 105091,75\text{mm}^3$ (άρθρωση στο απομακρυσμένο άκρο)

Άρα $\eta_1 = (113089,41)/(113089,41 + 105091,75) = 0,518$

Συντελεστής η_2 :

Λαμβάνεται $\eta_2 = 1,00$ λόγω της αρθρωτής στήριξης.

Μήκος λυγισμού εντός του επιπέδου xz

Από το σχήμα για αμετάθετα άκρα λαμβάνουμε $\beta_y = 0,82$

Άρα $L_y = 0,82 \cdot 5350\text{mm} = 4387\text{mm}$.

Λυγηρότητα εντός του επιπέδου xz

$i_y = (I_y/A)^{0,5} = 156,903\text{mm}$

$\lambda_y = L_y/i_y = 4387/156,903 = 27,96$

$\lambda'_y = \lambda_y/(\pi(E/f_y)^{0,5}) = 0,366$

Μειωτικοί συντελεστές χ_y

Από το σχήμα $\chi_y = 0,94$

Σύντελεστής C_{my}

Λόγω της τριγωνικής μορφής του διαγράμματος των ροπών και του μηδενισμού της ροπής στη βάση του υποστυλώματος, χωρίς αλλαγή προσήμου, έχουμε:

$\Psi = 0 \rightarrow C_{my} = 0,6 + 0,4\Psi = 0,6 + 0,4 \cdot 0 = 0,6 > 0,4$

Έλεγχος εντός του επιπέδου yz (z-z)

Συντελεστής η_1 :

$\eta_1 = (K_c)/(K_c + K_{11})$

όπου

$K_c = I_c/L_c = 605028352\text{mm}^4/5350\text{mm} = 113089,41\text{mm}^3$

και

$K_{11} = (0,75 I_{11}/L_{11})(1-1,0N/N_E) =$

όπου

$N = 369,347\text{kN}$

$N_E = \pi^2 E I/L^2 = 38220,63$

→ $K_{11} = (0,75 \cdot 2655469500/12000)(1-1,0 \cdot 369,347/38220,63) = 164363,02\text{mm}^3$ (άρθρωση στο απομακρυσμένο άκρο)

Άρα $\eta_1 = (113089,41)/(113089,41 + 164363,02) = 0,408$

Συντελεστής η_2 :

Λαμβάνεται $\eta_2 = 1,00$ λόγω της αρθρωτής στήριξης.

Μήκος λυγισμού εντός του επιπέδου x_z

Από το σχήμα για αμετάθετα άκρα λαμβάνουμε $\beta_z = 0,79$

Άρα $L_z = 0,79 \cdot 5350\text{mm} = 4226,5 \text{ mm}$.

Λυγηρότητα εντός του επιπέδου yz

$$I_z = (I_y/A)^{0,5} = 156,903\text{mm}$$

$$\lambda_y = L_y/i_y = 4226,5/156,903 = 26,94$$

$$\lambda'_y = \lambda_y/(\pi(E/f_y)^{0,5}) = 0,353$$

Μειωτικοί συντελεστές χ_z

Από το σχήμα $\chi_z = 0,935$

Σύντελεστής C_{mz}

$C_{mz} = 0,6$ (όπως πριν)

Συντελεστές $K_{yy}, K_{zz}, K_{zy}, K_{yz}$

Σύμφωνα με τη μεθοδο 2 του Ευρωκώδικα 3 για διατομές RHS ισχύουν

$K_{yy} =$

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

$K_{zz} =$

$$C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \\ \leq C_{mz} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

και

$$K_{yz} = 0,6K_{zz}$$

$$K_{zy} = 0,6K_{yy}$$

Οπότε

$$K_{yy} = 0,6 (1 + 0,166(369,347/(0,94 \cdot 8724,48/1,00))) = 0,6 \cdot 1,0075 = 0,6045$$

$$K_{zz} = 0,6 (1 + 0,153(369,347/(0,935 \cdot 8724,48/1,00))) = 0,6 \cdot 1,0070 = 0,6042$$

και

$$K_{yz} = 0,6 \cdot 0,6042 = 0,36252$$

$$K_{zy} = 0,6 \cdot 0,6045 = 0,3627$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

Τελικά:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} =$$

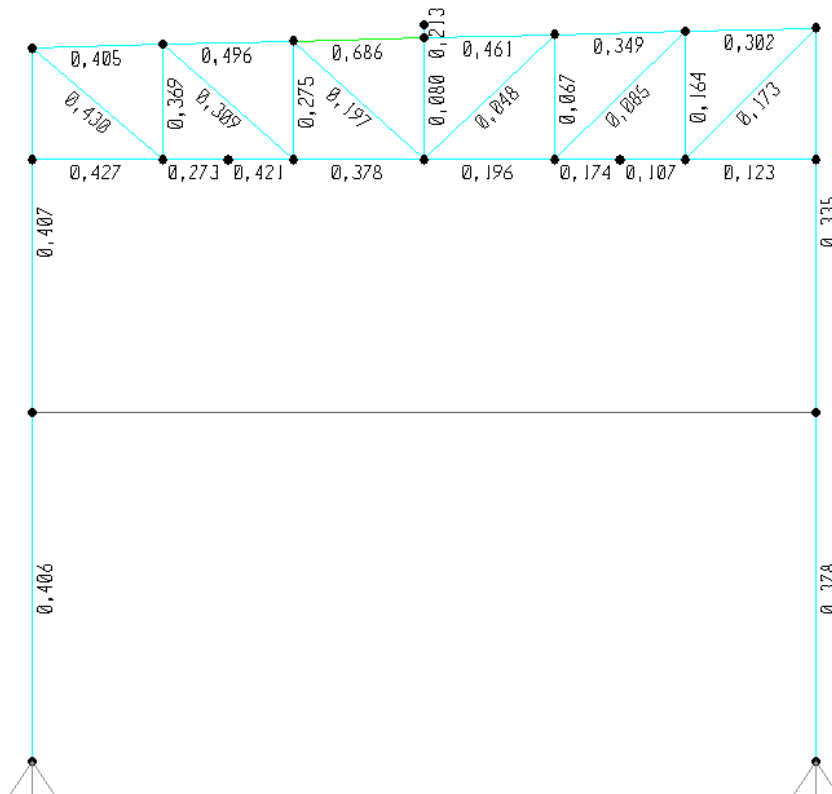
$$= \frac{369,347}{0,94 \cdot 8724,48} / 1,00 + \frac{0,6045 \cdot 353,226}{(1257,052)} / 1,00 + 0,36252 \cdot 22,4372 / (1257,052) / 1,00 = 0,045 + 0,170 + 0,0065 = 0,2215 < 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} =$$

$$= \frac{369,347}{0,935 \cdot 8724,48} / 1,00 + \frac{0,3627 \cdot 353,226}{(1257,052)} / 1,00 + 0,6042 \cdot 22,4372 / (1257,052) / 1,00 = 0,045 + 0,102 + 0,0108 = 0,1578 < 1,00$$

Οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται.

Στην επόμενη εικόνα δίνεται το πλαίσιο του κτιρίου που περιλαμβάνει το υποστύλωμα με τον μεγαλύτερο συντελεστή εκματάλλευσης, στην οποία φαίνεται η επάρκειά του.



Εικόνα 4.1 Μέγιστος συντελεστής εκματάλλευσης υποστυλωμάτων

4.1.2 Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

Για τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας χρησιμοποιήθηκαν διατομές SHS 180x180x16 ενώ για τους κατακόρυφους διατομές SHS 140x140x5, SHS140x140x6 και SHS 140x140x8.

Στο σημείο αυτό θα παρουσιαστεί ο έλεγχος ενός οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας. Οι έλεγχοι για τους κατακόρυφους συνδέσμους, λόγω της συμμετοχής τους στον ικανοτικό σχεδιασμό παρουσιάζονται στο κεφάλαιο 5.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ Ο.Κ.Α

Στον επόμενο πίνακα παρατίθενται τα αποτελέσματα της ανάλυσης, για τον σύνδεσμο που επιλέχτηκε να παρουσιαστεί.

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - Eurocode 3-2005					
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	Combo
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text
5001	SHS 180/16	Beam	No Messages	0,200302	FULS2

Από τον παραπάνω πίνακα παρατηρείται ότι ο σύνδεσμος αυτός είναι διατομής SHS 180x180x16 και βρίσκεται στη δυσμενέστερη εντατική κατάσταση για τον συνδυασμό δράσεων FULS2.

Τα χαρακτηριστικά της διατομής του υπόψη συνδέσμου είναι:

TABLE: Frame Section Properties 01 - General		
SectionName	Text	SHS 180/16
Material	Text	S355
Shape	Text	Box/Tube
t3	mm	180
t2	mm	180
tf	mm	16
tw	mm	16
Area	mm ²	10496
TorsConst	mm ⁴	70575104
I33	mm ⁴	47497898,67
I22	mm ⁴	47497898,67
AS2	mm ²	5760
AS3	mm ²	5760
S33	mm ³	527754,43
S22	mm ³	527754,43
Z33	mm ³	647552
Z22	mm ³	647552
R33	mm	67,271
R22	mm	67,271
TotalWt	KN	2372,272
TotalMass	KN-s ² /mm	0,241904

Τα εντατικά μεγέθη υπό τα οποία καταπονείται ο παραπάνω σύνδεσμος, για τον υπόψη συνδυασμό δράσεων, είναι:

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

TABLE: Element Forces - Frames

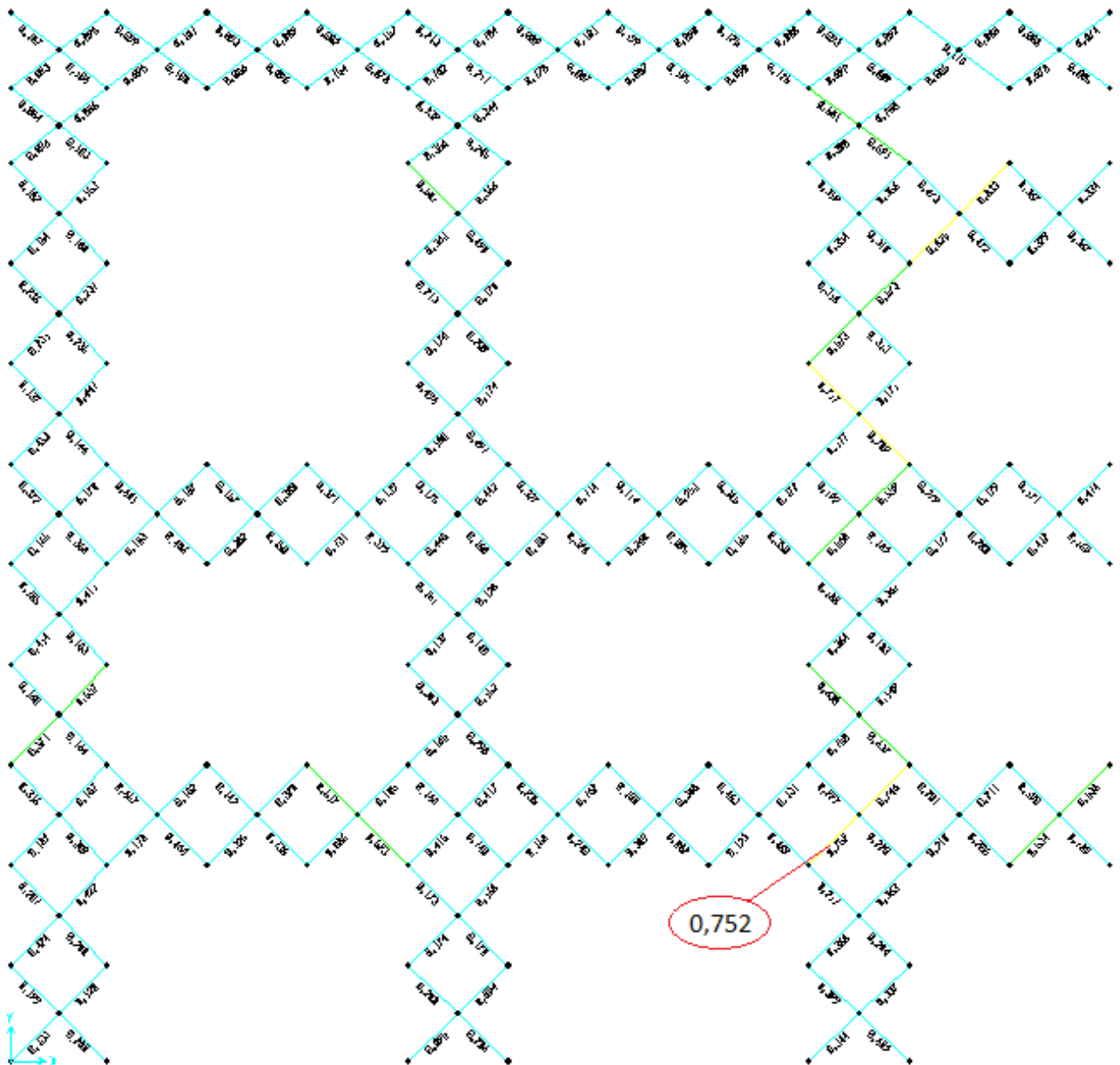
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	M2
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m
5001	0	FULS2	Combination	402,183	0,781	-0,136	-0,7354
5001	2,4588	FULS2	Combination	402,183	3,516	-0,136	-0,4011
5001	5,40937	FULS2	Combination	402,183	6,798	-0,136	2,711E-15

Έλεγχος σε αξονικό εφελκυσμό:

$$N_{pl,Rd} = A f_y / \gamma_{M0} = 10496 \text{mm}^2 \cdot 0,235 / 1,00 = 3726,08 > N_{Ed} = 402,183 \text{kN}$$

Οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται.

Στην παρακάτω εικόνα φαίνονται οι συντελεστές εκμετάλλευσης για τους οριζόντιους συνδέσμους στο επίπεδο του κάτω πέλματος των δικτυωμάτων της οροφής οι οποίοι προέκυψαν μεγαλύτεροι.



Εικόνα 4.2 Μέγιστος συντελεστής εκμετάλλευσης οριζοντίων συνδέσμων

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ Ο.Κ.Λ

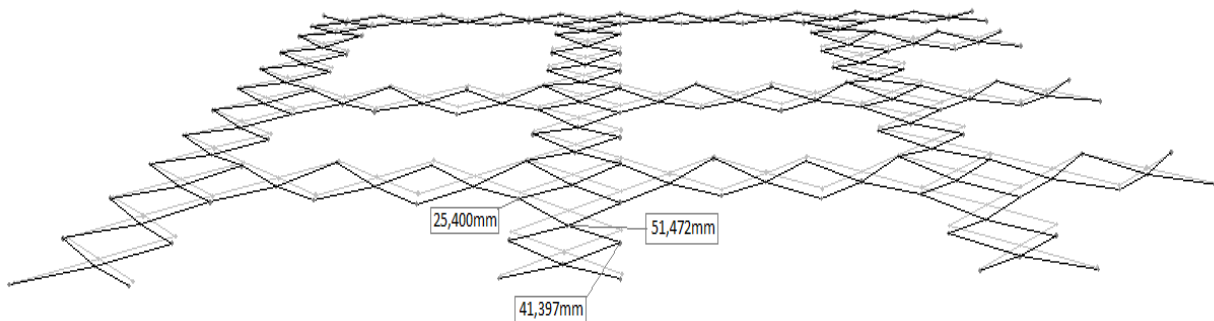
Το μέγιστο βέλος παρατηρείται για τον οριζόντιο σύνδεσμο με διατομή SHS 180x180x16, που βρίσκεται στο κάτω πέλμα του δικτυώματος της οροφής μεταξύ των αξόνων 14-15, G-G και M-M. Το μήκος του συνδέσμου είναι 11,31 m.

Συγκεκριμένα όπως φαίνεται στην εικόνα 4.3 έχουμε:

- $\delta_1 + \delta_2 = 51,472 \text{ mm}$
- $\delta_0 = (25,400 + 41,397)/2 = 33,399 \text{ mm}$

➔ $\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 = 51,472 - 33,399 = 18,073 < L/200 = 11313,71/200 = 56,57 \text{ mm}$

Οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται.



Εικόνα 4.3 Βέλη οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας (στάθμη κάτω πέλματος)

4.1.3 Πέλματα Δικτυωμάτων

Για τη μόρφωση των πελμάτων των δικτυωμάτων χρησιμοποιήθηκαν κοίλες τετραγωνικές διατομές SHS 120/6, SHS 140/6, SHS 140/8, SHS 150/6, SHS 180/10, SHS 250/10, SHS 220/10, RHS 220/140/8, SHS220/12,5, SHS 250/12,5, SHS 260/10, SHS 180/6, SHS 180/8, SHS 200/8, SHS 200/6, SHS 200/12,5, SHS 250/8, SHS 280/12,5, SHS 260/12,5, SHS 280/16, SHS 350/10,, SHS 280/16, SHS 350/12,5.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ Ο.Κ.Α.

Η ράβδος του πέλματος, που επιλέχτηκε να παρουσιαστεί, είναι αυτή με τη δυσμενέστερη εντατική κατάσταση. Στον παρακάτω πίνακα παρατίθενται τα αποτελέσματα της ανάλυσης για την υπόψη ράβδο.

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - Eurocode 3-2005					
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	Combo
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text
2803	SHS260/12,5	Brace	No Messages	0,991187	FULS5

Από

ΤΟΥ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

παραπάνω πίνακα φαίνεται ότι η πλέον δυσμενής ράβδος είναι αυτή με αριθμό 2803, διατομής SHS 260x260x12,5 υπό τον συνδυασμό FULS5. Η ράβδος αυτή αποτελεί τμήμα του άνω πέλματος του δικτυώματος κατά μήκος του άξονα 17-17, κατά την διεύθυνση Υ.

Τα χαρακτηριστικά της διατομής είναι:

TABLE: Frame Section Properties 01 - General		
SectionName	Text	SHS260/12,5
Material	Text	S355
Shape	Text	Box/Tube
t3	mm	260
t2	mm	260
tf	mm	12,5
tw	mm	12,5
Area	mm ²	12375
TorsConst	mm ⁴	189511523,4
I33	mm ⁴	126663281,3
I22	mm ⁴	126663281,3
AS2	mm ²	6500
AS3	mm ²	6500
S33	mm ³	974332,93
S22	mm ³	974332,93
Z33	mm ³	1149531,25
Z22	mm ³	1149531,25
R33	mm	101,17
R22	mm	101,17
TotalWt	KN	100,359
TotalMass	KN-s ² /mm	0,010234

Τα εντατικά μεγέθη υπό τα οποία καταπονείται η ράβδος, για τον υπόψη συνδυασμό, είναι:

TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
2803	0	FULS5	Combinator	-891,43	-1,24	6,148	7,9927	14,1791
2803	1,00031	FULS5	Combinator	-891,397	0,071	6,148	1,8426	14,7641
2803	2,00062	FULS5	Combinator	-891,365	1,382	6,148	-4,3075	14,0372

Παρατηρούμε ότι η ράβδος του πέλματος καταπονείται κυρίως σε θλίψη.

Κατάταξη διατομής:

Υποθέτουμε ότι όλη η διατομή υπόκειται σε καθαρή θλίψη. Αν προκύψει κατηγορίας 1 ή 2 η διαδικασία ελέγχου μπορεί να σταματήσει. Αν προκύψει κατηγορία 3 θα πρέπει να γίνει ακριβής έλεγχος για να εξεταστεί η πιθανότητα να είναι κατηγορία 1 ή 2 με θλίψη και κάμψη (ευμενέστερη περίπτωση αφού ένα μέρος της διατομής είναι σε εφελκυσμό).

$$\varepsilon = (235/355)^{0,5} = 0,81$$

Πέλημα

$$c/t = 210/12,5 = 16,8 < 33\varepsilon = 26,85 \rightarrow \text{Το πέλημα είναι κατηγορίας 1}$$

Κορμός

$c/t = 210/12,5 = 16,8 < 33\varepsilon = 26,85 \rightarrow$ Ο κορμός είναι κατηγορίας 1

οπότε:

Η διατομή είναι κατηγορίας 1.

Έλεγχος σε λυγισμό

Καμπύλη λυγισμού:

Για κοίλες τετραγωνικές διατομές ψυχρής έλασης και χάλυβα S355, η καμπύλη λυγισμού, σύμφωνα με το κεφάλαιο 3 της παρούσας εργασίας, είναι η c.

Μήκη λυγισμού:

$L_{cr,y} = 2\text{m}$ (απόσταση κόμβων που συντρέχουν ορθοστάτες και διαγώνιοι ράβδοι του δικτυώματος).

$L_{cr,x} = 16\text{m}$ (δεν υπάρχουν χιαστί σύνδεσμοι στα εκατέρωθεν φατνώματα)

Λυγηρότητες:

$$i_y = i_z = (I/A)^{0,5} = 101,17\text{mm}^3$$

$$\lambda_1 = \pi(E/f_y)^{0,5} = 76,41$$

$$\lambda'_y = L_{cr,y}/(i_y \lambda_1) = 2000/(101,17 \cdot 76,41) = 0,25872$$

$$\lambda'_z = L_{cr,z}/(i_y \lambda_1) = 16000/(101,17 \cdot 76,41) = 2,06975$$

Μειωτικοί συντελεστές X:

Από το σχετικό διάγραμμα που παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο 3, για καμπύλη λυγισμού c, έχουμε:

$$X_y = 0,95$$

$$X_z = 0,20$$

$$X = \min(X_y = 0,95, X_z = 0,20) = 0,20$$

Αντοχή θλιβόμενου μέλους:

$$N_{b,Rd} = X A f_y / \gamma_{M1} = 0,205 \cdot 12375 \cdot 0,355 / 1,00 = 900,59\text{kN} > N_{Ed} = 891,43,314\text{kN}$$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ Ο.Κ.Λ.

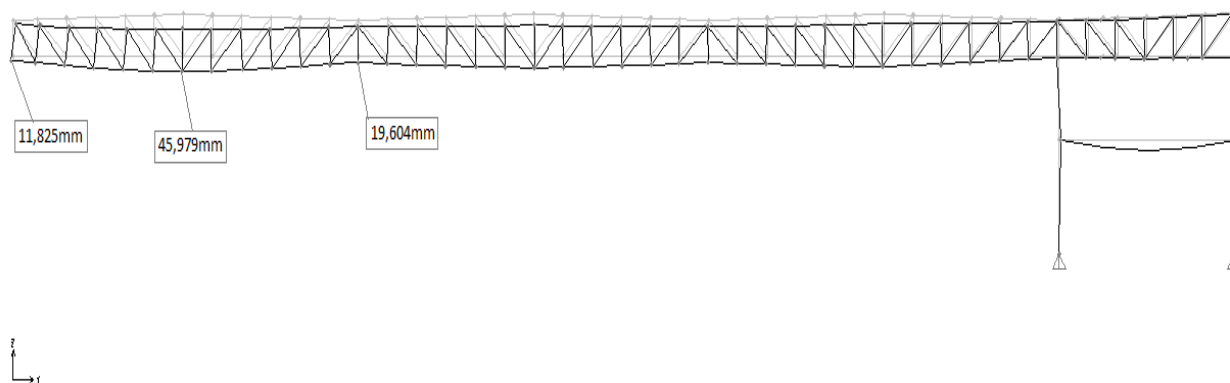
Το μέγιστο βέλος για τις ράβδους των πελμάτων, των δικτυωμάτων της οροφής, εντοπίζεται στην διατομή της ράβδου του κάτω πέλματος του δικτυώματος, κατά μήκος του άξονα 15-15, κατά γ-z για $x = 3,965\text{m}$ (εικόνα 4.4) για τη δοκό που βρίσκεται ανάμεσα στους άξονες F και I με μήκος $L = 23,65\text{m}$.

- $\delta_1 + \delta_2 = 45,979$
- $\delta_0 = (11,825 + 19,604)/2 = 15,715\text{mm}$

$$\rightarrow \delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 = 45,979 - 15,715 = 30,264\text{mm} < L/200 = 23650/200$$

= 118,25 mm

Οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται.



Εικόνα 4.4 Βέλη πελμάτων δικτυωμάτων

4.1.4 Ράβδοι Δικτυωμάτων

Για τις ράβδους των δικτυωμάτων χρησιμοποιήθηκαν διατομές SHS 80x80x6, SHS 100x100x6, SHS 120x120x6, 140x140x6, 140x140x8, 180x180x8.

Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης για την ράβδο ο έλεγχος της οποίας παρουσιάζεται.

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - Eurocode 3-2005					
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	Combo
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text
1078	SHS180/8	Brace	No Messages	0,522997	FULS2

Όπως φαίνεται και από τον παραπάνω πίνακα η υπό μελέτη ράβδος είναι διατομής SHS 180x180x8 και βρίσκεται στη δυσμενέστερη εντατική κατάσταση για το συνδυασμό δράσεων FULS2.

Τα χαρακτηριστικά της υπόψη διατομής είναι:

TABLE: Frame Section Properties 01 - General		
SectionName	Text	SHS180/8
Material	Text	S355
Shape	Text	Box/Tube
t3	mm	180
t2	mm	180
tf	mm	8
tw	mm	8
Area	mm ²	5504
TorsConst	mm ⁴	40707584
I33	mm ⁴	27197098,67
I22	mm ⁴	27197098,67
AS2	mm ²	2880
AS3	mm ²	2880
S33	mm ³	302189,99
S22	mm ³	302189,99
Z33	mm ³	355264
Z22	mm ³	355264
R33	mm	70,295
R22	mm	70,295
TotalWt	KN	616,32
TotalMass	KN-s ² /mm	0,062847

Τα εντατικά μεγέθη υπό τα οποία καταπονείται η ράβδος, για τον παραπάνω συνδυασμό δράσεων είναι:

TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
1078	0	FULS2	Combination	1016,459	-0,583	0	0	0
1078	1,31244	FULS2	Combination	1015,963	1,5E-16	0	0	0,3828
1078	2,62488	FULS2	Combination	1015,468	0,583	0	0	-3,837E-16

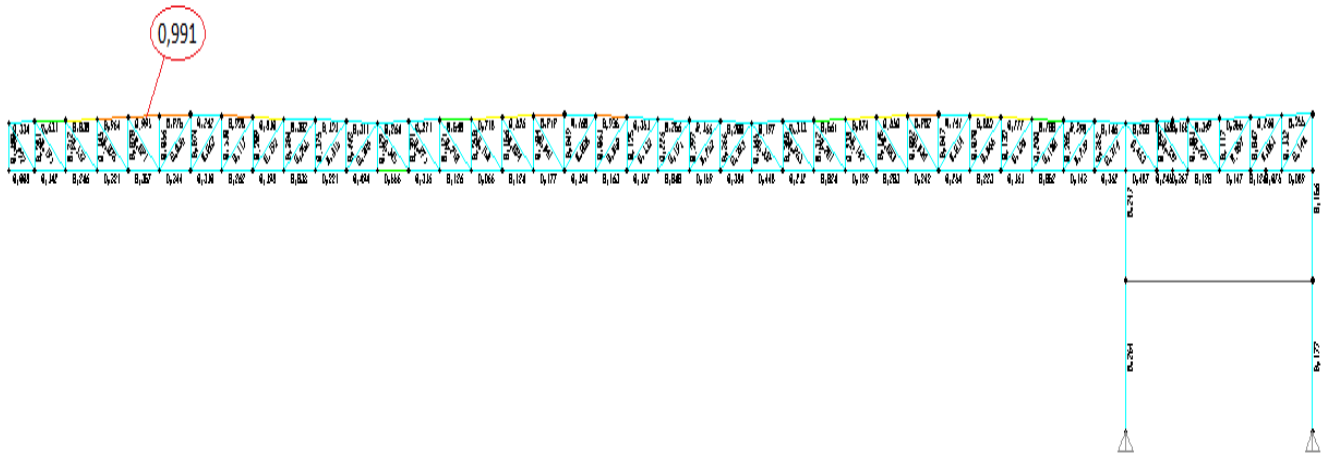
Από τον παραπάνω πίνακα παρατηρούμαι ότι η υπόψη ράβδος καταπονείται σε αξονικό εφελκυσμό.

Έλεγχος σε αξονικό εφελκυσμό:

$$N_{pl,Rd} = Af_y/\gamma_{M0} = 5504\text{mm}^2 \cdot 0,355/1,00 = 1953,92\text{kN} > N_{Ed} = 1015,963\text{kN}$$

Οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται.

Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται ο άξονας του κτιρίου με τους δυσμενέστερους συντελεστές εκμετάλλευσης για τα πέλματα των δικτυωμάτων. Επίσης φαίνονται οι συντελεστές εκμετάλλευσης για τις ράβδους του δικτυώματος.



Εικόνα 4.5 Μέγιστος συντελεστής εκμετάλλευσης πέλματος δικτυώματος

4.1.5 Σιδηροδοκοί

Για τις αμιγώς μεταλλικές δοκούς χρησιμοποιήθηκαν οι εξής διατομές:

Για τις τεγίδες: HEA 240

Για τις διαμήκειες ράβδους: SHS 140x140x8 και SHS150x150x8.

Για τις μηκίδες: SHS 200x200x8, SHS 140x140x6, SHS 140x140x8, SHS 180x180x8, SHS 280x280x12,5.

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ Ο.Κ.Α.

Στη συνέχεια επιλέχθηκε να παρουσιαστεί ο έλεγχος για μια τεγίδα. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης για την υπόψη ράβδο είναι:

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - Eurocode 3-2005					
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	Combo
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text
3660	HE240A	Beam	No Messages	0,42	FULS2

Από τον παραπάνω πίνακα φαίνεται ότι η ράβδος που επιλέχθηκε να παρουσιαστεί είναι αυτή με αριθμό 3660, διατομής HEA240 και βρίσκεται στη δυσμενέστερη εντατική κατάσταση για τον συνδυασμό δράσεων FULS2.

Τα χαρακτηριστικά της διατομής είναι:

TABLE: Frame Section Properties 01 - General		
SectionName	Text	HE240A
Material	Text	S355
Shape	Text	I/Wide Flange
t3	mm	230
t2	mm	240
tf	mm	12
tw	mm	7,5
Area	mm ²	7680
TorsConst	mm ⁴	421000
I33	mm ⁴	77630000
I22	mm ⁴	27690000
AS2	mm ²	1725
AS3	mm ²	4800
S33	mm ³	675043,48
S22	mm ³	230750
Z33	mm ³	745000
Z22	mm ³	352000
R33	mm	100,539
R22	mm	60,046
TotalWt	KN	2584,456
TotalMass	KN-s ² /mm	0,263541

Τα εντατικά μεγέθη υπό τα οποία καταπονείται η ράβδος για τον παραπάνω συνδυασμό είναι:

TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
3166	0,00	FULS2	Combination	-1,718	-30,118	0,00	0,00	0,00
3166	4,00	FULS2	Combination	-1,718	3,33E-14	0,00	0,00	60,2351
3166	8,00	FULS2	Combination	-1,718	30,118	0,00	0,00	2,68E-14

Κατάταξη διατομής:

Από τους πίνακες των προτύπων διατομών βλέπουμε ότι η διατομή HEA 240 για καθαρή κάμψη και χάλυβα S355 ανήκει στην κατηγορία 3 οπότε θα γίνει ελαστικός έλεγχος.

Ελαστικός έλεγχος αντοχής σε μονοαξονική κάμψη:

$$M_{el,Rd,y} = W_{el,y} f_y / \gamma_{M0} = 675100 \cdot 0,355 = 239,661 \text{ kNm} > M_{Ed} = 60,2351 \text{ kNm}$$

→ Ο έλεγχος ικανοποιείται.

Ελαστικός έλεγχος διατμητικών τάσεων:

$$\text{Εμβαδόν κορμού} \Rightarrow A_w = h_w t_w = 206 \cdot 7,5 = 1545 \text{ mm}^2$$

Κατά τον τοπικό άξονα z έχουμε:

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

$$T_{Ed,xz} = V_{Ed}/A_w = 30,118/1545 = 0,0195 < f_y/(3^{0,5} \cdot \gamma_{M0}) = 0,0205$$

→ Ο έλεγχος ικανοποιείται.

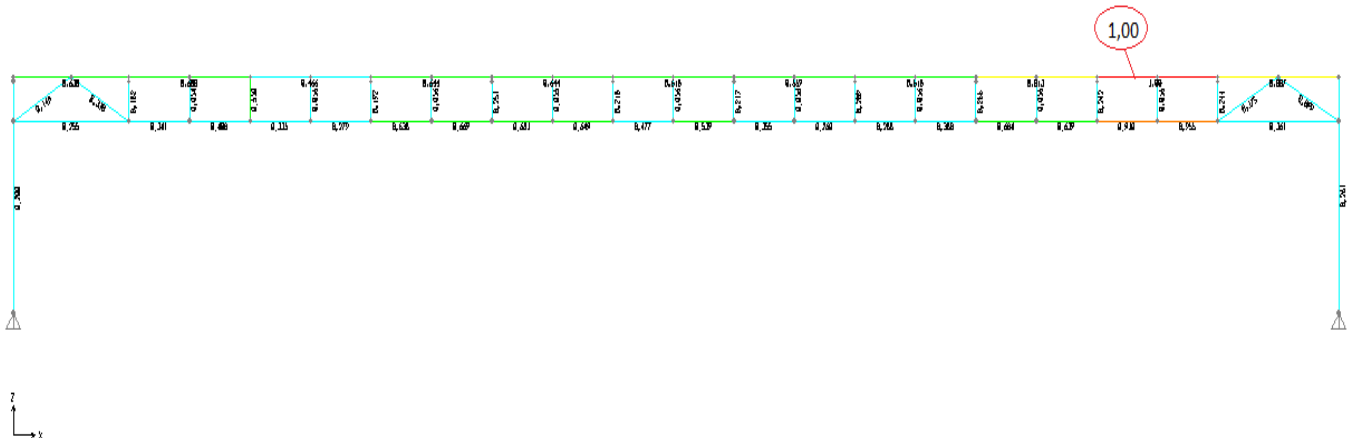
Σύνθετος έλεγχος Von Mises – Έλεγχος αλληλεπίδρασης λόγω διατμητικών τάσεων:

Σύμφωνα με αυτόν τον έλεγχο σε κάθε σημείο της τεγίδας θα πρέπει να ικανοποιείται η εξής συνθήκη:

$$\sigma_{VM} = (\sigma_x^2 + 3T_{Ed,xy}^2 + 3T_{Ed,xz}^2)^{0,5} \leq f_y/\gamma_{M0}$$

Λόγω του στατικού συστήματος της τεγίδας, η μέγιστη ορθή τάση αναπτύσσεται στο μέσον του ανοίγματος της, επειδή εκεί αναπτύσσεται η μέγιστη καμπτική ροπή, ενώ η μέγιστη διατμητική τάση αναπτύσσεται στα άκρα της τεγίδας, λόγω της μέγιστης τέμνουσας στα σημεία αυτά. Επομένως τα μέγιστα μεγέθη των ορθών και των διατμητικών τάσεων δεν συνυπάρχουν και για αυτό ο υπόψη έλεγχος δεν είναι απαραίτητος.

Στη παρακάτω εικόνα φαίνεται ο άξονας του κτιρίου με τους μέγιστους συντελεστές εκμετάλλευσης για τις σιδηροδοκούς.



Εικόνα 4.6 Μέγιστος συντελεστής εκμετάλλευσης σιδηροδοκού

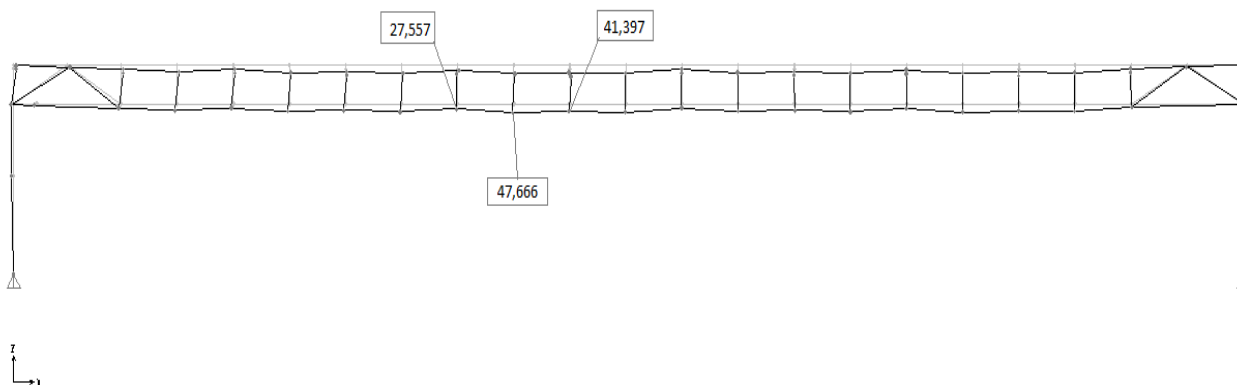
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΚΛ

Το μέγιστο βέλος για τις σιδηροδοκούς εντοπίζεται στην διατομή της διαμήκου ράβδου, κατά μήκος του άξονα G-G , κατά x-z για $y = 7,650\text{m}$ (εικόνα 4.7) για τη δοκό που βρίσκεται ανάμεσα στους άξονες 14 και 15 με μήκος $L = 8\text{ m}$.

- $\delta_1 + \delta_2 = 47,666$
- $\delta_0 = (27,557 + 41,397)/2 = 34,477\text{ mm}$

→ $\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 = 47,666 - 34,477 = 13,189\text{ mm} < L/200 = 8000/200$
 $= 40\text{ mm}$

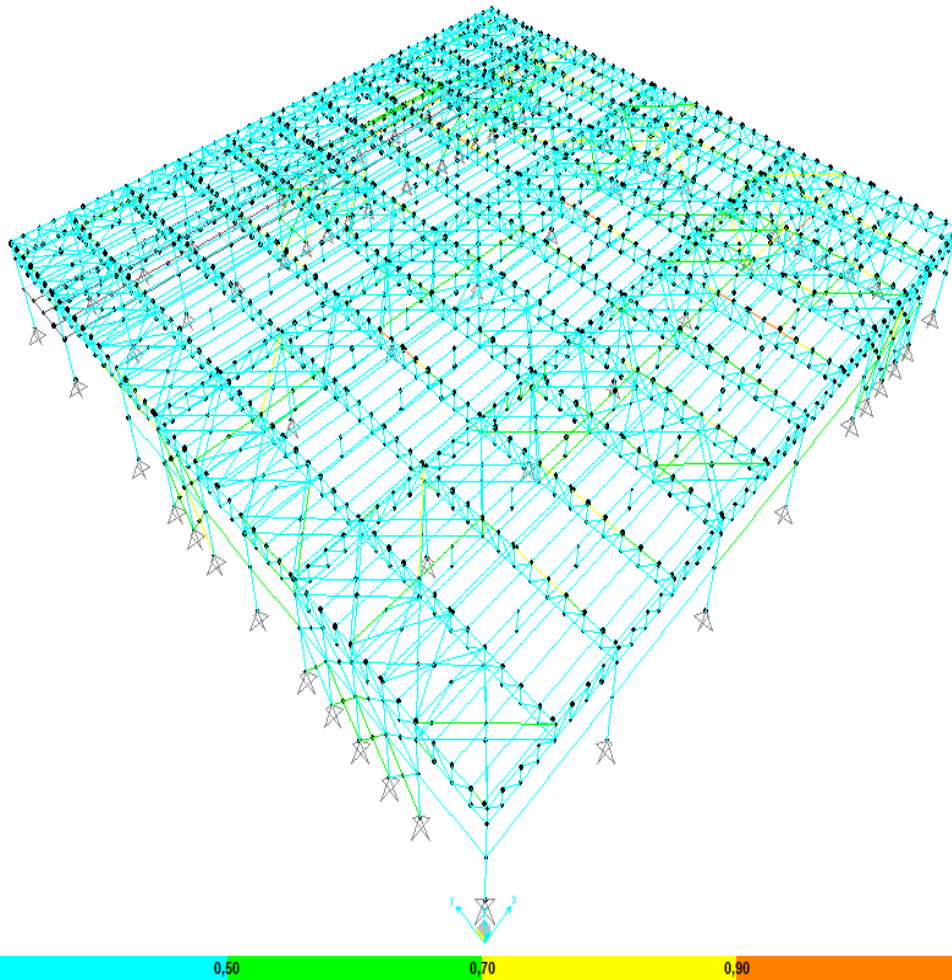
Οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται.



Εικόνα 4.7 Βέλη σιδηροδοκών (άξονας G-G)

*ΣΗΜΕΙΩΣΗ

Στην εικόνα που ακολουθεί φαίνεται η επάρκεια όλων των σιδηρών δομικών στοιχείων της κατασκευής (με χρωματική απεικόνιση), για όλους τους σεισμικούς και μη συνδυασμούς, όπως προέκυψε από την ανάλυση μέσω του προγράμματος.



Εικόνα 4.8 Χρωματική απεικόνιση επάρκειας των σιδηρών διατομών

4.2 Ανάλυση-Έλεγχος Σύμμικτων Δοκών

Πριν προχωρήσουμε στην ανάλυση των σύμμικτων δοκών ανά κατηγορία θα δοθούν μερικά γενικά στοιχεία που αφορούν όλες τις δοκούς:

Όπως αποδεικνύεται παρακάτω όλες οι δοκοί προέκυψαν κατηγορίας 1.

Επίσης όλες οι δοκοί είναι πλευρικά εξασφαλισμένες καθώς

- όσον αφορά τις δευτερεύουσες δοκούς, είναι πλευρικά εξασφαλισμένες καθώς επιτυγχάνεται δέσμευση της μετάθεσης και στροφής του άνω πέλματος της σιδηροδοκού από τα χαλυβδόφυλλα των πλακών, καθώς αυτά τοποθετούνται κάθετα στη σιδηροδοκού και είναι κατάλληλα συνδεδεμένα με το άνω πέλμα της σιδηροδοκού (τρυπανόβιδες σε κάθε αυλάκωση). Επίσης λόγω του ότι τα χαλυβδόφυλλα τοποθετούνται επί των δοκών ως συνεχή στοιχεία, λειτουργούν ως συνεχείς δοκοί κατά τη φάση σκυροδέτησης και προσφέρουν καλύτερη πλευρική στήριξη έναντι κινδύνου στρεπτοκαμπτικού λυγισμού στη σιδηροδοκού κατά τη φάση κατασκευής
- Όσον αφορά τις κύριες δοκούς, η πλευρική στήριξή, γι' αυτές που είναι παράλληλες προς τις αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου, επιτυγχάνεται μέσω των δευτερευουσών δοκών.
- Επίσης ικανοποιούνται όλες οι συνθήκες του απλοποιημένου ελέγχου, χωρίς υπολογισμούς, έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού που παρουσιάστηκε στην παράγραφο 3.4.2.3.

Αποτέλεσμα των άνω είναι το ότι δεν απαιτήθηκε έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, οπότε οι δοκοί ελέγχονται στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας, για το σύνολο των φορτίων, χωρίς εξέταση των φάσεων κατασκευής. Ο λόγος είναι ότι οι αντιστάσεις προσδιορίζονται με πλαστική ανάλυση, οπότε τα εντατικά μεγέθη ενδιάμεσων φάσεων που δεν επηρεάζουν την ευστάθεια πλαστικοποιούνται και δεν επηρεάζουν την οριακή κατάσταση.

Για την Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας οι δοκοί, κύριες και δευτερεύουσες, θα ελεγχθούν στη φάση κατασκευής και στη φάση λειτουργίας.

Συνεργαζόμενο πλάτος μεσαίων δοκών:

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{ei}$$

όπου

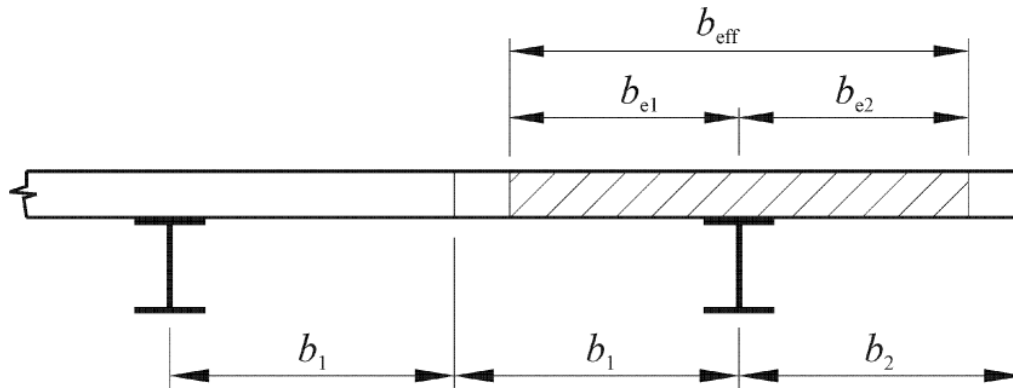
$$b_{ei} = l_0/8 \leq b_i$$

Συνεργαζόμενο πλάτος ακραίων δοκών:

$$b_{\text{eff}} = \beta_i b_{ei}$$

όπου

$$\beta_i = (0,55 + 0,025l/b_{ei}) < 1,00$$



Σχήμα 4.1 Συνεργαζόμενο πλάτος σύμμικτων δοκών

Επίσης

$$f_{cd} = 0,85f_{ck}/1,5 = 0,85 \cdot 2,5/1,5 = 1,416 \text{ kN/cm}^2 \text{ (σκυρόδεμα C20/25)}$$

$$f_{ad} = f_{ya}/\gamma_a = 35,5/1,1 = 32,273 \text{ kN/cm}^2 \text{ (δομικός χάλυβας S355)}$$

$$f_{sd} = f_{sk}/\gamma_s = 50,0/1,15 = 43,478 \text{ kN/cm}^2 \text{ (χάλυβας σπλισμού B500C)}$$

4.2.1 Κύριες Σύμμικτες Δοκοί

Όπως αναφέρθηκε και στο κεφάλαιο 3 (παράγραφος 3.2) οι κύριες σύμμικτες δοκοί μορφώνονται ως αμφιέριστες κατά X και κατά Y, από υποστύλωμα σε υποστύλωμα, και με μήκος 12m και σιδηρά διατομή HEA500 κατά τη διεύθυνση Y και επίσης με μήκος 8 m και σιδηρά διατομή IPE400 κατά τη διεύθυνση X. Ακόμα το συνολικό πάχος της πλάκας σκυροδέματος ισούται με 0,16m.

4.2.1.1 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Σύμφωνα με όσα ειπώθηκαν στις παραγράφους 3.4.2.1 και 3.3.3 του κεφαλαίου 3 έχουμε:

ΜΕΣΑΙΕΣ ΔΟΚΟΙ ΚΑΤΑ Y:

$$l_0 = 12\text{m} \rightarrow b_{eff} = 2b_{ei} = 2 l_0/8 = 2 \cdot 12/8 = 3\text{m}$$

$$\text{Για HEA500} \rightarrow A_a = 197,5 \text{ cm}^2$$

Κατάταξη διατομής

Αποδεικνύοντας παρακάτω ότι ικανοποιούνται τα κριτήρια της παραγράφου 3.3.3 για τις σύμμικτες δοκούς, δεχόμαστε ότι το πέλμα ανήκει στην κατηγορία 1. Επίσης από τους πίνακες των προτύπων διατομών για καθαρή κάμψη δεχόμαστε ότι και η υπόλοιπη διατομή είναι κατηγορίας 1.

Οπότε η διατομή είναι κατηγορίας 1.

Έλεγχος κάμψης:

$$z_0 = (A_a f_{ad})/(b f_{cd}) = (197,5 \cdot 32,273)/(300 \cdot 1,416) = 15\text{cm} < d=16\text{cm}$$

άρα η ουδέτερη γραμμή μέσα στην πλάκα σκυροδέματος

$$M_{pl,Rd} = A_a f_{ad} (z_a - z_0/2) = 197,5 \cdot 32,273 \cdot (40,5 - 15/2) = 2103,393\text{kNm}$$

Για δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεων, που προέκυψε ο FULS 1 ισχύει:

$$M_{sd} = 1848,88 \text{ kNm} \text{ όπως φαίνεται στην εικόνα 4.9}$$

Οπότε $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$

Άρα ικανοποιείται ο έλεγχος.



Εικόνα 4.9 Διαγράμματα ροπών κάμψης κυρίων σύμμικτων δοκών κατά Υ (υπό τον συνδυασμό δράσεων FULS1)

Έλεγχος τέμνουσας:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

Όπου $A_v = 1,04ht_w = 1,04 \cdot 490 \cdot 21 = 10701,6\text{mm}^2$

Άρα $V_{pl,Rd} = 10701,6 \cdot (0,355/3^{0,5})/1,00 = 2193,39\text{kN}$

Για δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεων, που προέκυψε ο FULS 1 ισχύει:

$V_{sd} = 493,25 \text{ kN}$ όπως φαίνεται στην εικόνα 4.10.

Οπότε $V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$

Άρα ικανοποιείται ο έλεγχος.



Εικόνα 4.10 Διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων κυρίων σύμμικτων δοκών κατά Υ (υπό τον συνδυασμό δράσεων FULS1)

Έλεγχος κάμψης και διάτμησης:

$$V_{Ed} = 493,25 < 0,5V_{pl,Rd} = 1096,70$$

Οπότε δεν εξετάζεται αλληλεπίδραση κάμψης και διάτμησης.

ΑΚΡΑΙΕΣ ΔΟΚΟΙ ΚΑΤΑ Υ:

$$l_0 = 12m \rightarrow b_{eff} = \beta_i b_{ei} = \beta_i l_0/8$$

$$\text{όπου } \beta_i = 0,55 + 0,025 + 12/1,5 = 0,75 < 1$$

$$\text{οπότε } b_{eff} = 0,75 \cdot 1,5 = 1,125m$$

$$\text{Για HEA500} \rightarrow A_\alpha = 197,5 \text{ cm}^2$$

Κατάταξη διατομής

Όπως και στις μεσαίες δοκούς η διατομή είναι κατηγορίας 1.

Έλεγχος κάμψης:

$$z_0 = (A_\alpha f_{ad}) / (b f_{cd}) = (197,5 \cdot 32,273) / (112,5 \cdot 1,416) = 40,01cm > d=16cm$$

άρα η ουδέτερη γραμμή στον κορμό της σιδηροδοκού

$$d = 16 < z_0 = d + (N_{pl,a} - b d f_{cd}) / (2f_{ad} b_{f0}) =$$

$$16 (197,5 \cdot 32,273 - 112,5 \cdot 16 \cdot 1,416) / (2 \cdot 32,273 \cdot 30) = 17,9754 \leq d + t_{f0} = 16 + 2,3 = 18,3cm$$

Άρα η ουδέτερη γραμμή στο άνω πέλμα της σιδηροδοκού

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a} (z_a - d/2) - 2f_{ad} b_{f0} (z_0 - d) z_0/2 =$$

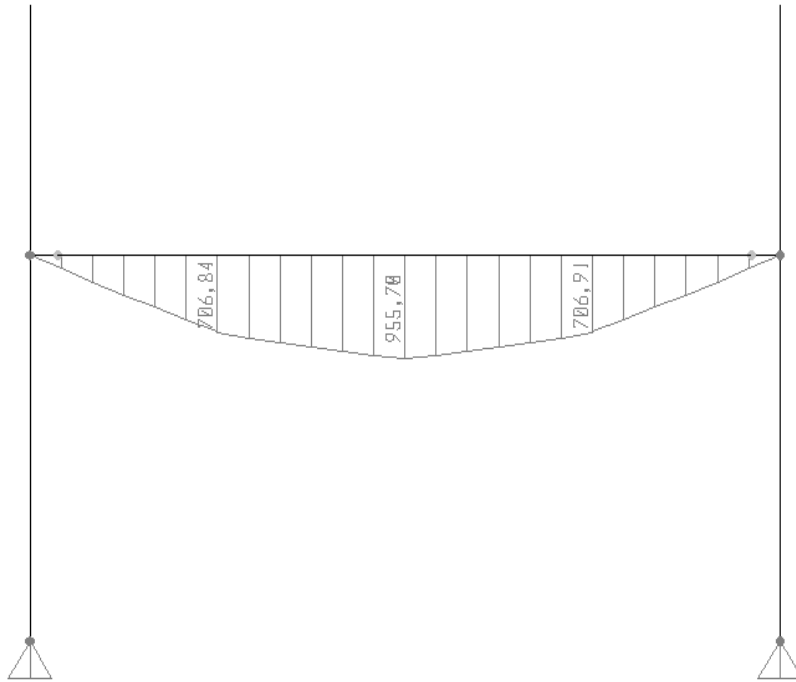
$$= 197,5 \cdot 32,273(40,5-16/2) - 2 \cdot 32,273 \cdot 30 \cdot (17,975-16)17,975/2 = 1727,810 \text{ kNm}$$

Για δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεων, που προέκυψε ο FULS 1 ισχύει:

$$M_{sd} = 955,70 \text{ kNm} \text{ όπως φαίνεται στην εικόνα 4.11}$$

$$\text{Οπότε } M_{Ed} \leq M_{pl,Rd}$$

Άρα ικανοποιείται ο έλεγχος.



Εικόνα 4.11 Διάγραμμα ροπών κάμψης για τη δυσμενέστερη ακραία κύρια δοκό κατά Υ (υπό τον συνδυασμό δράσεων FULS1)

Έλεγχος τέμνουσας:

Όπως πριν

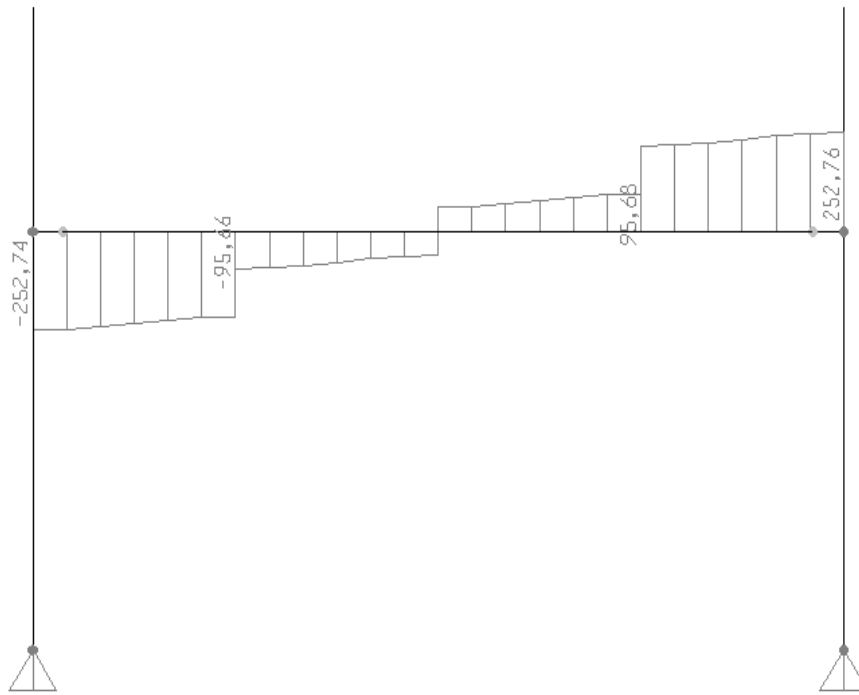
$$V_{pl,Rd} = 10701,6 \cdot (0,355/3^{0,5})/1,00 = 2193,39 \text{ kN}$$

Για δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεων, που προέκυψε ο FULS 1 ισχύει:

$$V_{sd} = 252,76 \text{ kN} \text{ όπως φαίνεται στην εικόνα 4.12}$$

$$\text{Οπότε } V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$$

Άρα ικανοποιείται ο έλεγχος.



Εικόνα 4.12 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων για τη δυσμενέστερη ακραία κύρια σύμμικτη δοκό κατά Υ (υπό τον συνδυασμό δράσεων FULS1)

Έλεγχος κάμψης και διάτμησης:

$$V_{Ed} = 252,76 < 0,5V_{pl,Rd} = 1096,70$$

Οπότε δεν εξετάζεται αλληλεπίδραση κάμψης και διάτμησης.

ΑΚΡΑΙΕΣ ΔΟΚΟΙ ΚΑΤΑ Χ:

$$l_0 = 8m \rightarrow b_{eff} = \beta_i b_{ei} = \beta_i l_0/8$$

$$\text{όπου } \beta_i = 0,55 + 0,025 \cdot 8/1,00 = 0,75 < 1$$

$$\text{οπότε } b_{eff} = 0,75 \cdot 1,00 = 0,75m$$

$$\text{Για IPE400} \rightarrow A_\alpha = 84,46 \text{ cm}^2$$

Κατάταξη διατομής

Απαιτώντας (δηλαδή σχεδιάζοντας έτσι ώστε) να ικανοποιούνται τα κριτήρια της παραγράφου 3.3.3 για τις σύμμικτες δοκούς, δεχόμαστε ότι το πέλμα ανήκει στην κατηγορία 1 (το κριτήριο αυτό επαληθεύεται στο τέλος της παραγράφου). Επίσης από τους πίνακες των προτύπων διατομών για καθαρή κάμψη δεχόμαστε ότι η υπόλοιπη διατομή είναι κατηγορίας 1.

Οπότε η διατομή είναι κατηγορίας 1.

Έλεγχος κάμψης:

$$d=16\text{cm} < z_0 = d + (A_a f_{ad} - b d f_{cd}) / (2f_{ad} b_f) =$$

$$= 16 + (84,46 \cdot 32,273 - 75 \cdot 16 \cdot 1,416) / (2 \cdot 32,273 \cdot 18) = 16,88\text{cm} < d + t_f = 17,35\text{cm}$$

Οπότε η ουδέτερη γραμμή βρίσκεται στο άνω πέλμα της σιδηροδοκού

Επομένως

$$z_a = 16 + 20/2 = 26 \text{ cm}$$

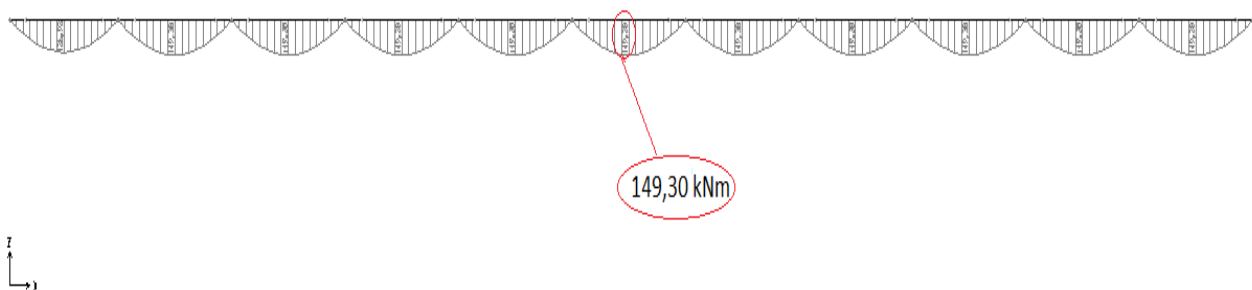
$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a} (z_a - z_0 / 2) - 2f_{ad} b_f (z_0 - d)z_0/2 = 84,46 \cdot 32,273 \cdot (26 - 16,88/2) - 2 \cdot 32,273 \cdot 18 \cdot (16,88 - 16)16,88/2 = 392,355 \text{ kNm}$$

Για το δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεων, που προέκυψε ο FULS 1 ισχύει:

$$M_{sd} = 149,30 \text{ kNm} \text{ όπως φαίνεται στην εικόνα 4.13}$$

Οπότε $M_{Ed} \leq M_{pl,Rd}$

Άρα ικανοποιείται ο έλεγχος.



Εικόνα 4.13 Διαγράμματα ροπών κάμψης κυρίων σύμμικτων δοκών κατά Χ (υπό τον συνδυασμό δράσεων FULS1)

Έλεγχος τέμνουσας:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{Όπου } A_v = 1,04ht_w = 1,04 \cdot 400 \cdot 8,6 = 3577,6 \text{ mm}^2$$

$$\text{Άρα } V_{pl,Rd} = 3577,6 \cdot (0,355/3^{0,5})/1,00 = 733,263 \text{ kN}$$

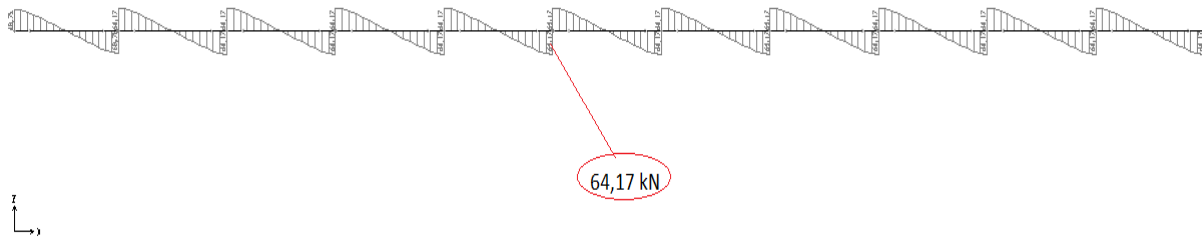
Για δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεων, που προέκυψε ο FULS 1 ισχύει:

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

$V_{sd} = 64,17 \text{ kN}$ όπως φαίνεται στην εικόνα 4.14

Οπότε $V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$

Άρα ικανοποιείται ο έλεγχος



Εικόνα 4.14 Διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων κυρίων σύμμικτων δοκών κατά Χ (υπό τον συνδυασμό δράσεων FULS1)

Έλεγχος κάμψης και διάτμησης:

$$V_{Ed} = 64,17 \text{ kN} < 0,5V_{pl,Rd} = 366,632 \text{ kN}$$

Οπότε δεν εξετάζεται αλληλεπίδραση κάμψης και διάτμησης.

4.2.1.2 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

$$\text{Ισχύει } L/h_{\text{tot}} = 12/(0,16+0,49) = 18,46 < 20$$

Άρα δεν λαμβάνεται υπόψη η συστολή ξήρανσης.

ΦΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Σ' αυτή τη φάση τα φορτία που δρουν στις κύριες δοκούς είναι μόνο το φορτίο από την πλάκα σκυροδέματος (νωπό σκυρόδεμα) και το ίδιο βάρος τους.

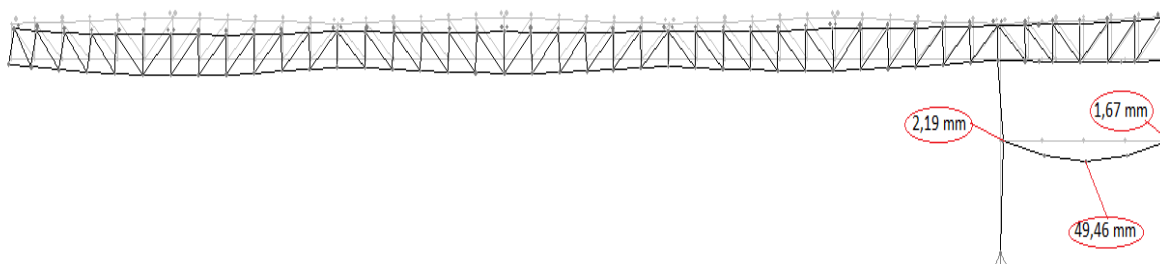
Σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στο κεφάλαιο 3, για τη δυσμενέστερη περίπτωση κύριας δοκού που προέκυψε η δοκός κατά μήκος του άξονα 17-17 έχουμε:

$$\delta_1 (\text{βέλος από μόνιμα φορτία}) = 49,46 \text{ mm} (\text{εικόνα 4.15})$$

$$\delta_0 = (2,19+1,67)/2 = 1,93 \text{ mm} (\text{εικόνα 4.15})$$

$$\delta_{\text{max}} = \delta_1 - \delta_0 = 49,46 - 1,93 = 47,53 \text{ mm} < L/250 = 12000/250 = 48 \text{ mm}$$

Οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται.



Εικόνα 4.15 Κατακόρυφα βέλη κύριας σύμμικτης δοκού κατά Υ στη φάση κατασκευής (άξονας 17-17)

ΦΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ

Σ' αυτή τη φάση τα φορτία που δρουν στις κύριες δοκούς είναι το φορτίο από την πλάκα σκυροδέματος, το ίδιο βάρος τους, τα πρόσθετα μόνιμα και τα κινητά φορτία όπως αυτά ορίστηκαν στο κεφάλαιο 2.

Σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στο κεφάλαιο 3, για τη δυσμενέστερη περίπτωση κύριας δοκού που προέκυψε η δοκός κατά μήκος του άξονα 17-17 έχουμε:

$$\delta_1 + \delta_2 = 37,20 \text{ mm (εικόνα 4.16)}$$

$$\delta_0 = (2,41 + 1,89)/2 = 2,15 \text{ mm (εικόνα 4.16)}$$

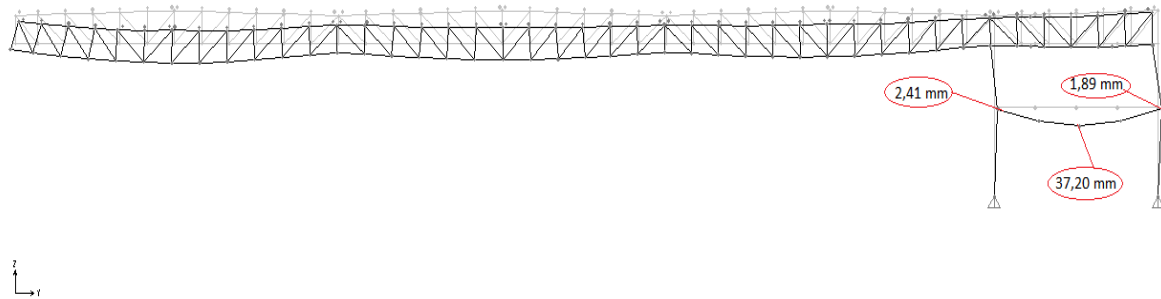
$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 = 37,20 - 2,15 = 35,05 \text{ mm} < L/250 = 12000/250 = 48 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 19,85 \text{ mm (εικόνα 4.17)}$$

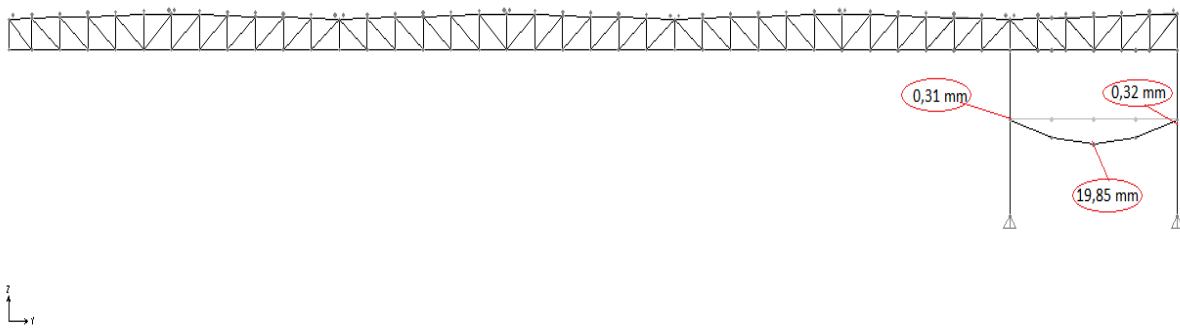
$$\delta_0 = (0,31 + 0,32)/2 = 0,32 \text{ mm (εικόνα 4.17)}$$

$$\delta_{\max} = \delta_1 - \delta_0 = 19,85 - 0,32 = 19,53 \text{ mm} < L/300 = 12000/300 = 40 \text{ mm}$$

Οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται.



Εικόνα 4.16 Κατακόρυφα βέλη κύριας σύμμικτης δοκού στη φάση λειτουργίας (άξονας 17-17)



Εικόνα 4.17 Κατακόρυφο βέλος κύριας σύμμικτης δοκού κατά Y στη φάση λειτουργίας λόγω μεταβλητών δράσεων (άξονας 17-17)

4.2.2 Δευτερεύουσες Σύμμικτες Δοκοί

Οι δευτερεύουσες σύμμικτες δοκοί, όπως έχει αναφερθεί και στο κεφάλαιο 3, μορφώνονται επίσης ως αμφιέριστες, έχουν μήκος 8m και στηρίζονται στις κύριες δοκούς που διατάσσονται κατά Υ.

4.2.2.1 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

ΜΕΣΑΙΕΣ ΔΟΚΟΙ ΚΑΤΑ Χ:

$$l_0 = 8\text{m} \rightarrow b_{\text{eff}} = 2b_{\text{ei}} = 2 l_0/8 = 2 \cdot 8/8 = 2\text{m}$$

$$\text{Για IPE400} \rightarrow A_a = 84,46 \text{ cm}^2$$

Κατάταξη διατομής

Όπως και στην περίπτωση των κυρίων δοκών, σχεδιάζοντας έτσι ώστε να ικανοποιούνται τα κριτήρια της παραγράφου 3.3.3 για τις σύμμικτες δοκούς, δεχόμαστε ότι το πέλμα ανήκει στην κατηγορία 1. Επίσης από τους πίνακες των προτύπων διατομών για καθαρή κάμψη δεχόμαστε ότι και η υπόλοιπη διατομή είναι κατηγορίας 1.

Οπότε η διατομή είναι κατηγορίας 1.

Έλεγχος κάμψης:

$$z_0 = (A_a f_{\text{ad}})/(b f_{\text{cd}}) = (84,46 \cdot 32,273)/(200 \cdot 1,416) = 9,625\text{cm} < d=16\text{cm}$$

άρα η ουδέτερη γραμμή μέσα στην πλάκα σκυροδέματος

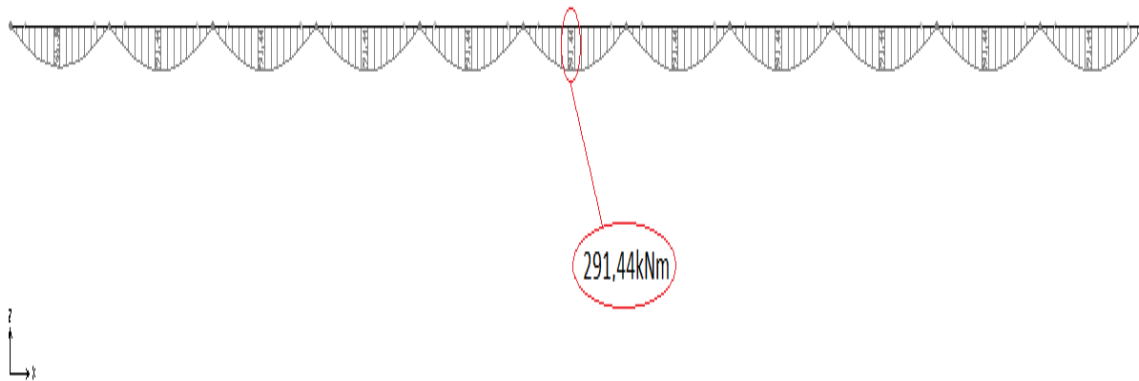
$$M_{\text{pl,Rd}} = A_a f_{\text{ad}} (z_a - z_0/2) = 84,46 \cdot 32,273 \cdot (26 - 9,625/2) = 577,52 \text{ kNm}$$

Για δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεων, που προέκυψε ο FULS 1 ισχύει:

$$M_{\text{sd}} = 291,44 \text{ kNm} \text{ όπως φαίνεται στην εικόνα 4.18}$$

$$\text{Οπότε } M_{\text{Ed}} \leq M_{\text{pl,Rd}}$$

Άρα ικανοποιείται ο έλεγχος.



Εικόνα 4.18 Διαγράμματα ροπών κάμψης δευτερευουσών σύμμεκτων δοκών κατά Χ (υπό τον συνδυασμό δράσεων FULS1)

Έλεγχος τέμνουσας:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

Όπου $A_v = 1,04ht_w = 1,04 \cdot 400 \cdot 8,6 = 3577,6 \text{ mm}^2$

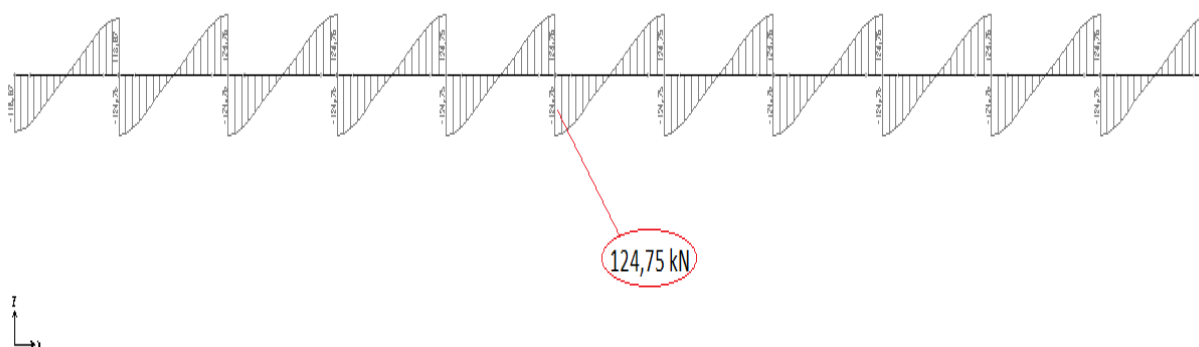
Άρα $V_{pl,Rd} = 3577,6 \cdot (0,355/3^{0,5})/1,00 = 733,263 \text{ kN}$

Για δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεων, που προέκυψε ο FULS 1 ισχύει:

$V_{Ed} = 124,75 \text{ kN}$ όπως φαίνεται στην εικόνα 4.19

Οπότε $V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$

Άρα ικανοποιείται ο έλεγχος.



Εικόνα 4.19 Διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων δευτερευουσών σύμμικτων δοκών κατά Χ (υπό τον συνδυασμό δράσεων FULS1)

Έλεγχος κάμψης και διάτμησης:

$$V_{Ed} = 493,25 \text{ kN} < 0,5V_{pl,Rd} = 366,63 \text{ kN}$$

Οπότε δεν εξετάζεται αλληλεπίδραση κάμψης και διάτμησης.

4.2.2.2 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

$$\text{Ισχύει } L/h_{tot} = 8/(0,16+0,40) = 14,29 < 20$$

Άρα δεν λαμβάνεται υπόψη η συστολή ξήρανσης.

ΦΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Όπως παραπάνω σ’ αυτή τη φάση τα φορτία που δρουν στις κύριες δοκούς είναι μόνο το φορτίο από την πλάκα σκυροδέματος (νωπό σκυρόδεμα) και το ίδιο βάρος τους.

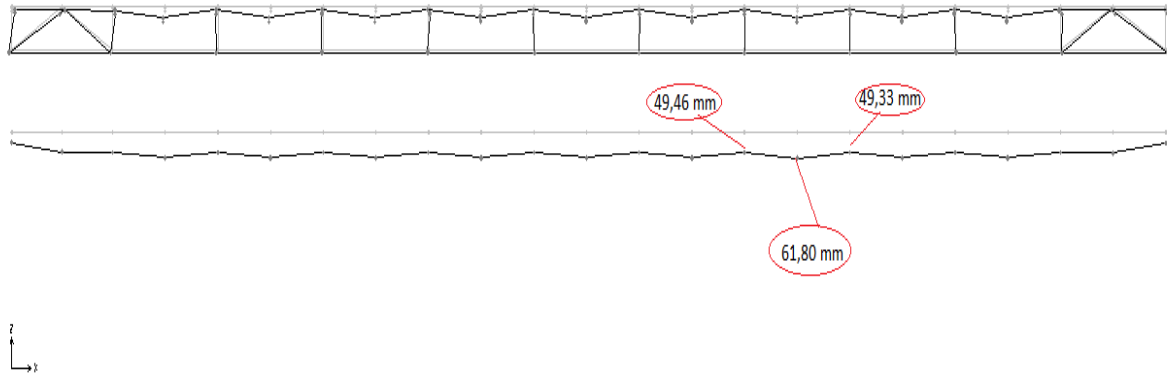
Για τη δυσμενέστερη περίπτωση κύριας δοκού που προέκυψε η δοκός κατά μήκος του άξονα Ο-Ο, μεταξύ των 17-17 και 18-18, έχουμε:

$$\delta_1 (\text{βέλος από μόνιμα φορτία}) = 61,80 \text{ mm} \text{ (εικόνα 4.20)}$$

$$\delta_0 = (49,46+49,33)/2 = 49,40 \text{ mm} \text{ (εικόνα 4.20)}$$

$$\delta_{max} = \delta_1 - \delta_0 = 61,80 - 49,40 = 12,4 \text{ mm} < L/250 = 8000/250 = 32 \text{ mm}$$

Οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται.



Εικόνα 4.20 Κατακόρυφα βέλη δευτερεύουσας σύμμικτης δοκού κατά Υ στη φάση κατασκευής (άξονας O-Q)

ΦΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ

Σ' αυτή τη φάση τα φορτία που δρουν στις δευτερεύουσες δοκούς είναι το φορτίο από την πλάκα σκυροδέματος, το ίδιο βάρος τους, τα πρόσθετα μόνιμα και τα κινητά φορτία όπως αυτά ορίστηκαν στο κεφάλαιο 2.

Για τη δυσμενέστερη περίπτωση δευτερεύουσας δοκού που προέκυψε η δοκός κατά μήκος του άξονα O-Q έχουμε:

$$\delta_1 + \delta_2 = 44,64 \text{ mm (εικόνα 4.21)}$$

$$\delta_0 = (37,20 + 37,06) / 2 = 37,13 \text{ mm (εικόνα 4.21)}$$

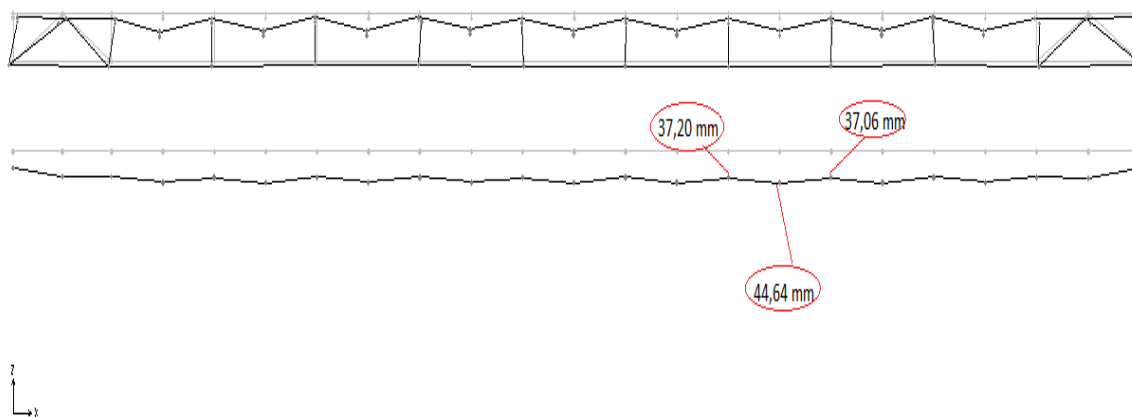
$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 = 44,64 - 37,13 = 7,51 \text{ mm} < L/250 = 8000/250 = 32 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 24,06 \text{ mm (εικόνα 4.22)}$$

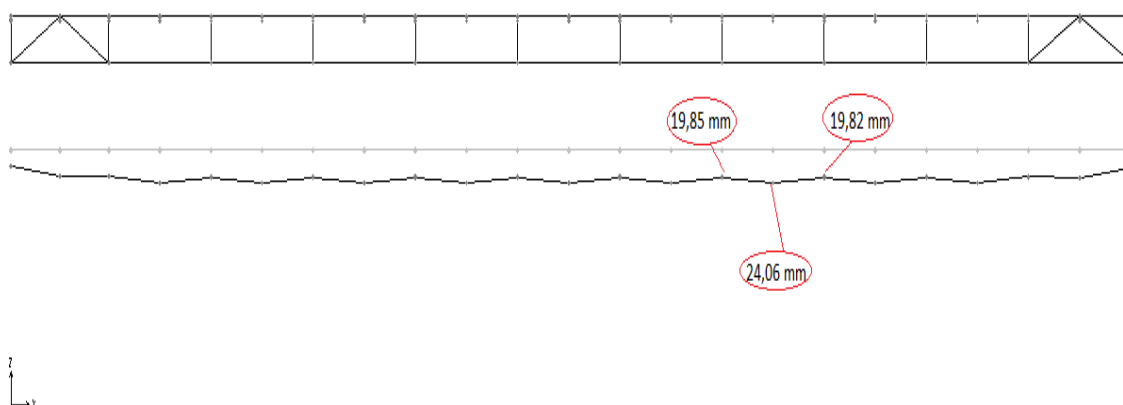
$$\delta_0 = (19,85 + 19,82) / 2 = 19,84 \text{ mm (εικόνα 4.22)}$$

$$\delta_{\max} = \delta_2 - \delta_0 = 24,06 - 19,84 = 4,22 \text{ mm} < L/300 = 8000/300 = 16,67 \text{ mm}$$

Οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται.



Εικόνα 4.21 Κατακόρυφα βέλη δευτερεύουσας σύμμικτης δοκού στη φάση λειτουργίας (άξονας O-Q)



Εικόνα 4.22 Κατακόρυφα βέλη δευτερευουσών σύμμικτης δοκού στη φάση λειτουργίας λόγω μεταβλητών δράσεων (άξονας O-Q)

4.3 Ανάλυση-Έλεγχος Διατμητικής Σύνδεσης

Στην παράγραφο αυτή θα επιλεγεί η διάμετρος, το ύψος και η διάταξη των διατμητικών συνδέσμων (ήλων κεφαλής) σύμφωνα με τους ελέγχους και τους περιορισμούς που ορίζονται από Ευρωκώδικα 4 και τη διαδικασία που παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο 3. Για τη διαστασιολόγηση των συνδέσμων θα χρησιμοποιηθούν τα αποτελέσματα, για την κάθε κατηγορία δοκού, από την παράγραφο 4.2.

Κύριες δοκοί κατά τη διεύθυνση Y

Σιδηρά διατομή HEA500

$z_0 = 15\text{cm}$ (από παράγραφο 4.2)

$M_{sd} = 1848,88\text{ kNm}$ (από παράγραφο 4.2)

$M_{pl,Rd} = 2103,393\text{ kNm}$ (από παράγραφο 4.2)

Θα ελεγχθούν ήλοι κεφαλής διαμέτρου $d=22$ και ύψους $h=125\text{mm}$

Διαμήκης διάτμηση

$$V_1^+ = \min(F_a , F_c + F_s)$$

$$F_a = A_a f_{yd} = 197,5 \cdot 35,5/1,1 = 6373,86\text{kN}$$

$$F_c = A_c f_{cd} = 300 \cdot 15 \cdot 0,85 \cdot 2,5/1,5 = 6375\text{kN}$$

Άρα

$$V_1^+ = 6373,86\text{kN}$$

Αντοχή ήλων

Η αντοχή ισούται με το μικρότερο από:

$$P_{Rd} = \frac{0,8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V}$$

$$= (0,8 \cdot 45 \cdot \pi \cdot 2,2^2 \cdot 0,25) / 1,25 = 109,4\text{ kN}$$

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

$$= (0,29 \cdot 1,00 \cdot 2,2^2 \cdot (2,5 \cdot 3100)^{0,5}) / 1,25 = 98,1\text{kN}$$

Όπου $\alpha=1$ αφού $h/d = 5,68 > 4$

Οπότε $P_{Rd} = 98,1\text{kN}$

Μειωτικός συντελεστής k_l

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

Όπου

$b_0 = 300 = 300\text{mm}$ (μέσο πλάτος έδραση χαλυβδόφυλλου)

$h_p = 73\text{mm}$ (χαλυβδόφυλλο SymDeck 73)

$h = 125\text{mm}$

οπότε

$$k_l = 0,6 \cdot (300/73)(125/73 - 1) = 1,76 > 1 \text{ άρα } k_l = 1,00$$

Αριθμός ήλων κεφαλής για πλήρη διατμητική σύνδεση

$$n_f = V_{I,Ed} / (k_l P_{Rd}) = 6373,86 / (98,1) = 64,97$$

Μείωση αριθμού συνδέσμων λόγω μερικής διατμητικής σύνδεσης

Σύμφωνα με την παράγραφο 3.4.2.3 του κεφαλαίου 3 μπορούμε να μειώσουμε τον αριθμό των συνδέσμων κατά M_{sd}/M_{Rd} οπότε:

$$n = (1848,88/2103,39)64,97 = 57 \text{ σύνδεσμοι.}$$

Κατά μήκος της δοκού οι κρίσιμες διατομές είναι τρεις (δύο στηρίξεις και μία θέση μηδενισμού των τεμνουσών δυνάμεων στο μέσον της δοκού). Οπότε προκύπτουν δύο κρίσιμα μήκη $l_1 = l_2 = 6000\text{mm}$ σε καθένα από τα οποία θα τοποθετηθούν 65 ήλοι κεφαλής.

Όσον αφορά τη διάταξη οι ήλοι κεφαλής μπορούν να ισοκατανεμηθούν στα παραπάνω μήκη καθώς:

- Για μήκος $L = 12\text{m} < 25 \rightarrow n = 0,879 > 0,25 + 0,03 \cdot 12 = 0,61$
- $h/d = 5,68 > 4$
- $6\text{mm} < d = 22\text{mm} \leq 25\text{mm}$
- Κατηγορία διατομής 1 (από παράγραφο 4.2)
- $M_{pl,Rd} / M_{pl,a,Rd} = 2103,39 / (0,003949 \cdot 355000) = 1,5 < 2,5$

Επίσης

- $\eta = 0,879 > 0,5$

Οπότε δεν χρειάζεται προσδιορισμός των αυξημένων μελών λόγω μερικής διατμητικής σύνδεσης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

Απόσταση συνδέσμων:

$$e = 0,5L/n = 0,5 \cdot 12000/57 = 105,26 \text{ mm}$$

Έλεγχος αποστάσεων

$$5d \leq e \leq \min(22 t_f \varepsilon, 6h_c, 800\text{mm})$$

$$5 \cdot 22 = 110\text{mm} \approx 105,26 \text{ mm} < 22 \cdot 23 \cdot (235/355)^{0,5} = 411,69 \text{ mm}$$

Απόσταση από το άκρο πέλματος:

$$150 - 11 = 139\text{mm} < 9 t_f \varepsilon = 9 \cdot 23 \cdot (235/355)^{0,5} = 168,42\text{mm}$$

Επικάλυψη

$$c = 160 - 125 = 35\text{mm} > \min c = 20\text{mm}$$

Δευτερεύουσες δοκοί κατά τη διεύθυνση X

Το χαλυβδόφυλλο διατάσσεται κάθετα στις σιδηροδοκούς

Σιδηρά διατομή IPE400

$$z_0 = 9,625 \text{ cm (από παράγραφο 4.2)}$$

Θα ελεγχθούν ήλοι κεφαλής διαμέτρου $d=22$ και ύψους $h=125\text{mm}$

Διαμήκης διάτμηση

$$V_1^+ = \min(F_a, F_c + F_s)$$

$$F_a = A_a f_{yd} = 84,46 \cdot 35,5/1,1 = 2725,75\text{kN}$$

$$F_c = A_c f_{cd} = 200 \cdot 9,625 \cdot 0,85 \cdot 2,5/1,5 = 2727,08\text{kN}$$

Άρα

$$V_1^+ = 2725,75 \text{ kN}$$

Αντοχή ήλων

Η αντοχή ισούται με το μικρότερο από:

$$P_{Rd} = \frac{0,8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V}$$
$$= (0,8 \cdot 45 \cdot \pi \cdot 2,2^2 \cdot 0,25) / 1,25 = 109,4 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V}$$
$$= (0,29 \cdot 1,00 \cdot 2,2^2 \cdot (2,5 \cdot 3100)^{0,5}) / 1,25 = 98,1\text{kN}$$

Όπου $\alpha=1$ αφού $h/d = 5,68 > 4$

Οπότε $P_{Rd} = 98,1\text{kN}$

Μειωτικός συντελεστής k_t

Οι δοκοί είναι κάθετες προς τις αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου οπότε:

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right)$$

Όπου

$b_0 = (95,5+50)/2 = 73\text{mm}$ (μέσο πλάτος έδρασης χαλυβδόφυλλου)

$h_p = 73\text{mm}$ (χαλυβδόφυλλο SymDeck 73)

$h_p = b_0 = 73\text{mm}$

$h = 125\text{mm}$

οπότε

$k_t = 0,6 \cdot (73/73)(125/73 - 1) = 0,43$

Αριθμός ήλων κεφαλής για πλήρη διατμητική σύνδεση

$n_f = V_{I,Ed}/(k_t P_{Rd}) = 2725,75/(0,43 \cdot 98,1) = 64,617$

Μείωση αριθμού συνδέσμων λόγω μερικής διατμητικής σύνδεσης

Σύμφωνα με την παράγραφο 3.4.2.3 του κεφαλαίου 3 μπορούμε να μειώσουμε τον αριθμό των συνδέσμων κατά M_{sd}/M_{Rd} οπότε:

$n = (291,44/577,52)64,617 = 32,61$ σύνδεσμοι.

Επιλέγονται 33 σύνδεσμοι

Κατά μήκος της δοκού οι κρίσιμες διατομές είναι επίσης τρεις (δύο στηρίξεις και μία θέση μηδενισμού των τεμνουσών δυνάμεων στο μέσον της δοκού). Οπότε προκύπτουν δύο κρίσιμα μήκη $l_1 = l_2 = 4000\text{mm}$ σε καθένα από τα οποία θα τοποθετηθούν 33 ήλοι κεφαλής.

Όσον αφορά τη διάταξη οι ήλοι κεφαλής μπορούν να ισοκατανεμηθούν στα παραπάνω μήκη καθώς:

- Για μήκος $L = 8\text{m} < 25 \rightarrow n = 0,505 > 0,04L = 0,32\text{mm}$
- $h/d = 125/22 = 5,68 > 4$
- $h = 125\text{mm} > 76\text{mm}$
- $19\text{mm} < d = 22\text{mm} \leq 22\text{mm}$
- Κατηγορία διατομής 2 (από παράγραφο 4.2)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

$$- M_{pl,Rd}/M_{pl,a,Rd} = 325,35/(0,0003666 \cdot 355000) = 2,499 < 2,5$$

Επίσης

- $\eta = 0,505 > 0,5$
- Η πλάκα είναι σύμμικτη, τα χαλυβδόφυλλα κάθετα στη δοκό και $h_p = 73\text{mm} > 80\text{mm}$

Οπότε δεν χρειάζεται προσδιορισμός των αυξημένων βελών λόγω μερικής διατμητικής σύνδεσης.

Απόσταση συνδέσμων:

$$e_L = 0,5L/n = 0,5 \cdot 8000/27 = 121,21 \text{ mm}$$

Έλεγχος αποστάσεων:

$$5d \leq e_L \leq \min(6(15 t_f (235/355)^{0,5}, h_c + h_p), 800\text{mm})$$

$$5 \cdot 22 = 110\text{mm} < 121,21 \text{ mm} < 164,76 \text{ mm}$$

Απόσταση από το άκρο πέλματος:

$$90 - 11 = 79 \text{ mm} < 9 t_f \varepsilon = 9 \cdot 13,5 \cdot (235/355)^{0,5} = 98,42 \text{ mm}$$

Επικάλυψη:

$$c = 160 - 125 = 35\text{mm} > \min c = 20\text{mm}$$

4.4 Ανάλυση-Έλεγχος Σύμμικτης πλάκας

Όπως αναφέρθηκε και σε προηγούμενα κεφάλαια, ο υπολογισμός της σύμμικτης πλάκας στη φάση λειτουργίας καθώς και του χαλυβδόφυλλου, ως σιδηρότυπου, στη φάση κατασκευής, έγινε με χρήση του λογισμικού *SYMDECK DESIGNER*.

Αρχικά θα δοθούν τα δεδομένα (φορτία κλπ) και τα τελικά στοιχεία που προέκυψαν όσον αφορά τη διαστασιολόγηση της σύμμικτης πλάκας (πάχος πλάκας κλπ) και κατόπιν θα παρουσιαστούν όλοι οι απαραίτητοι που έγιναν ώστε να αποδειχθεί η επάρκεια της σύμμικτης πλάκας.

Γενικά στοιχεία-Δεδομένα

Πάχος χαλυβδόφυλλου: $t = 1,25 \text{ mm}$

Ποιότητα σκυροδέματος: C25/30

Ποιότητα χάλυβα οπλισμού: B500C

Πάχος πλάκας: $h = 0,16 \text{ m}$

Ποιότητα χάλυβα χαλυβδόφυλλου: Fe320G (Mpa)

Συντελεστές ασφαλείας μονίμων δράσεων: $\gamma_G = 1,35$

Συντελεστές ασφαλείας μεταβλητών δράσεων: $\gamma_Q = 1,50$

Συντελεστές ασφαλείας για το χάλυβα του χαλυβδόφυλλου: $\gamma_{M1} = 1,10$

Συντελεστής ασφαλείας για το σκυρόδεμα: $\gamma_C = 1,50$

Συντελεστής ασφαλείας για το χάλυβα οπλισμού: $\gamma_S = 1,15$

Πάχος επικάλυψης οπλισμού $c = 0,03 \text{ m}$

Διάμετρος οπλισμού πλάκας: $\varnothing = 8 \text{ mm}$

Απόσταση οπλισμών πλάκας: $d = 20 \text{ cm}$

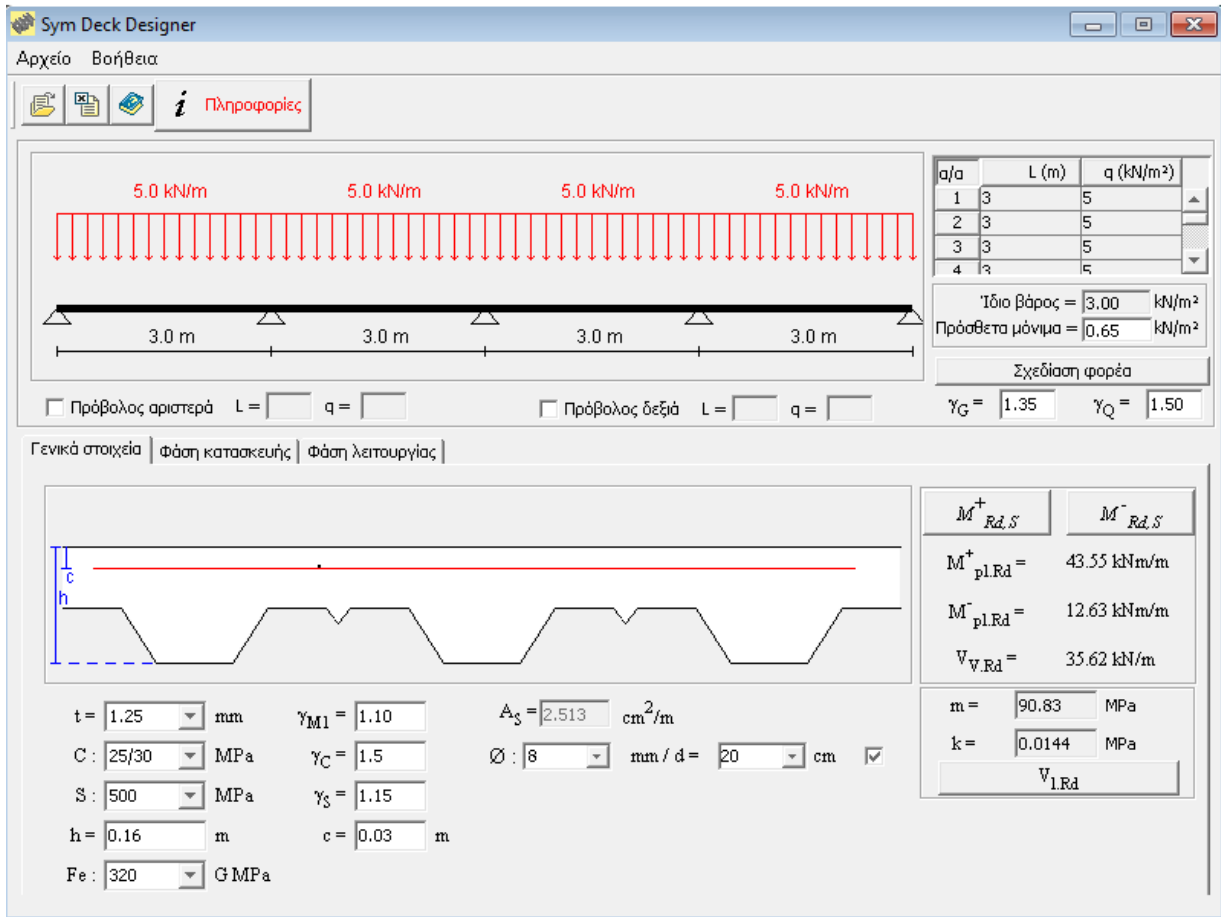
Αριθμός φατνωμάτων: $N = 4$

Μήκος φατνώματος: $L = 3 \text{ m}$

Κινητό φορτίο πλάκας: $q = 5,00 \text{ kN/m}^2$

Πρόσθετα μόνιμα φορτία πλάκας: $g_{add} = 0,65 \text{ kN/m}^2$

Στην παρακάτω εικόνα (εικόνα 4.23) φαίνονται όλα τα παραπάνω στοιχεία όπως υπεισέρχονται στο περιβάλλον του λογισμικού.



Εικόνα 4.23 Στοιχεία διαστασιολόγησης σύμμικτης πλάκας, ροπές και τέμνουσα αντοχής

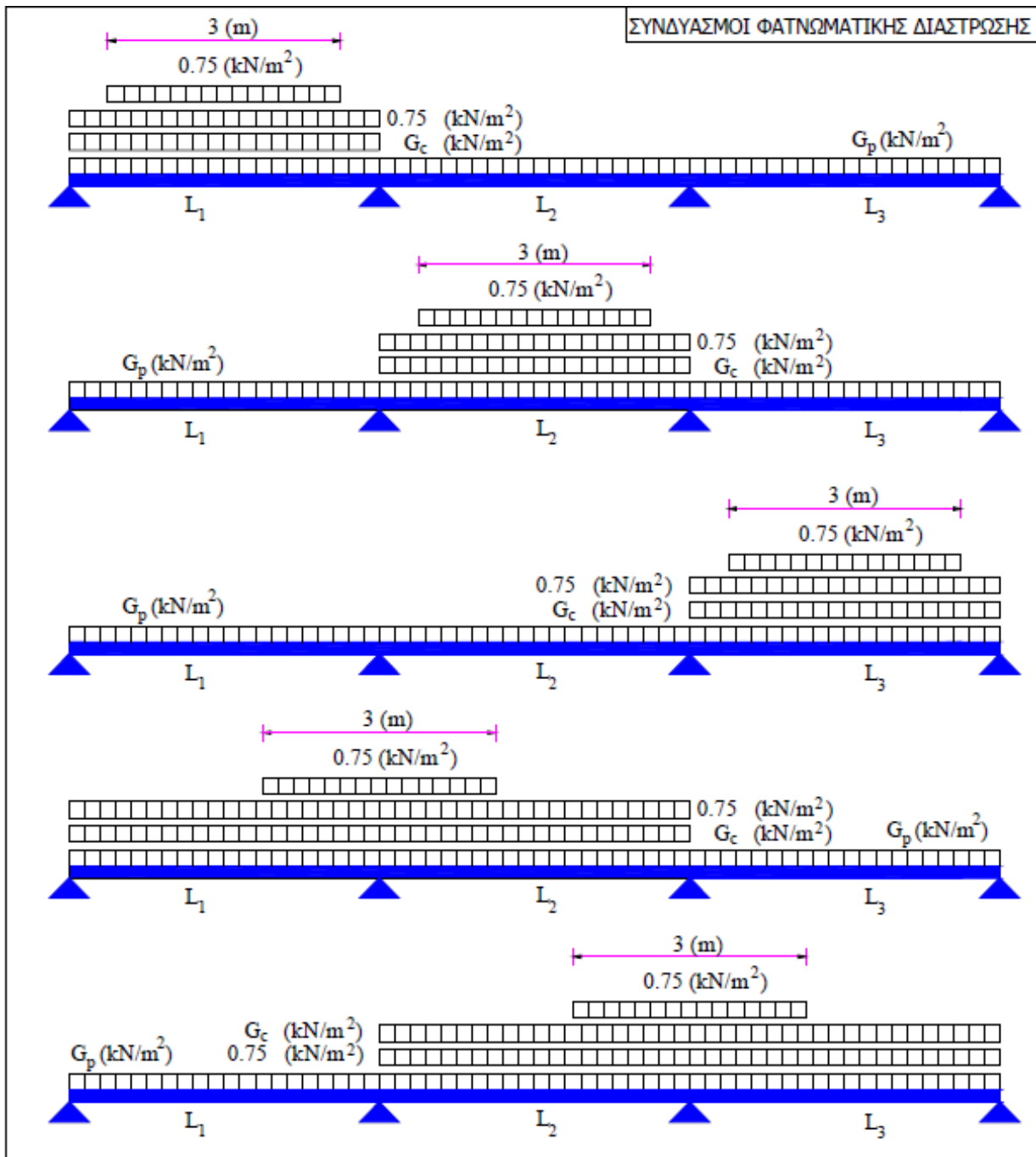
Έλεγχος στη φάση κατασκευής

Στη φάση κατασκευής ο σχεδιασμός πραγματοποιήθηκε με βάση τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Ελέγχθηκε η δυνατότητα παραλαβής της ροπής κάμψης που προκαλούν τα δρώντα φορτία από το χαλυβδόφυλλο με το δεδομένο στατικό σύστημα. Η οριακή κατάσταση αστοχίας ελέγχεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3, Μέρος 1-3, που αφορούν στις λεπτότοιχες διατομές ψυχρής έλασης. Επίσης θα πρέπει τα βέλη κάμψης που δημιουργούνται να είναι εντός των ορίων που καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 4 και δόθηκαν στο κεφάλαιο 3.

Για τον υπολογισμό των δρυσών ροπών, εξήχθη η περιβάλλουσα των ροπών κάμψης του φορέα κατά τη φάση κατασκευής σύμφωνα με τις φορτίσεις που προδιαγράφονται από τον Ευρωκώδικα 4. Για τον προσδιορισμό της περιβάλλουσας των καμπτικών ροπών του φορέα εφαρμόζονται τα εξής φορτία :

- Ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου p_G (Μόνιμη φόρτιση)
- Ίδιο βάρος νωπού σκυροδέματος (Μόνιμη φόρτιση). Για το ίδιο βάρος του σκυροδέματος, λαμβάνονται υπόψη δύο περιπτώσεις:

α) Φατνωματική διάστρωση (σκυροδετείται πρώτα κάποιο φάτνωμα με το προβλεπόμενο πάχος και στη συνέχεια σκυροδετείται κάποιο άλλο φάτνωμα, σχήμα 4.2)

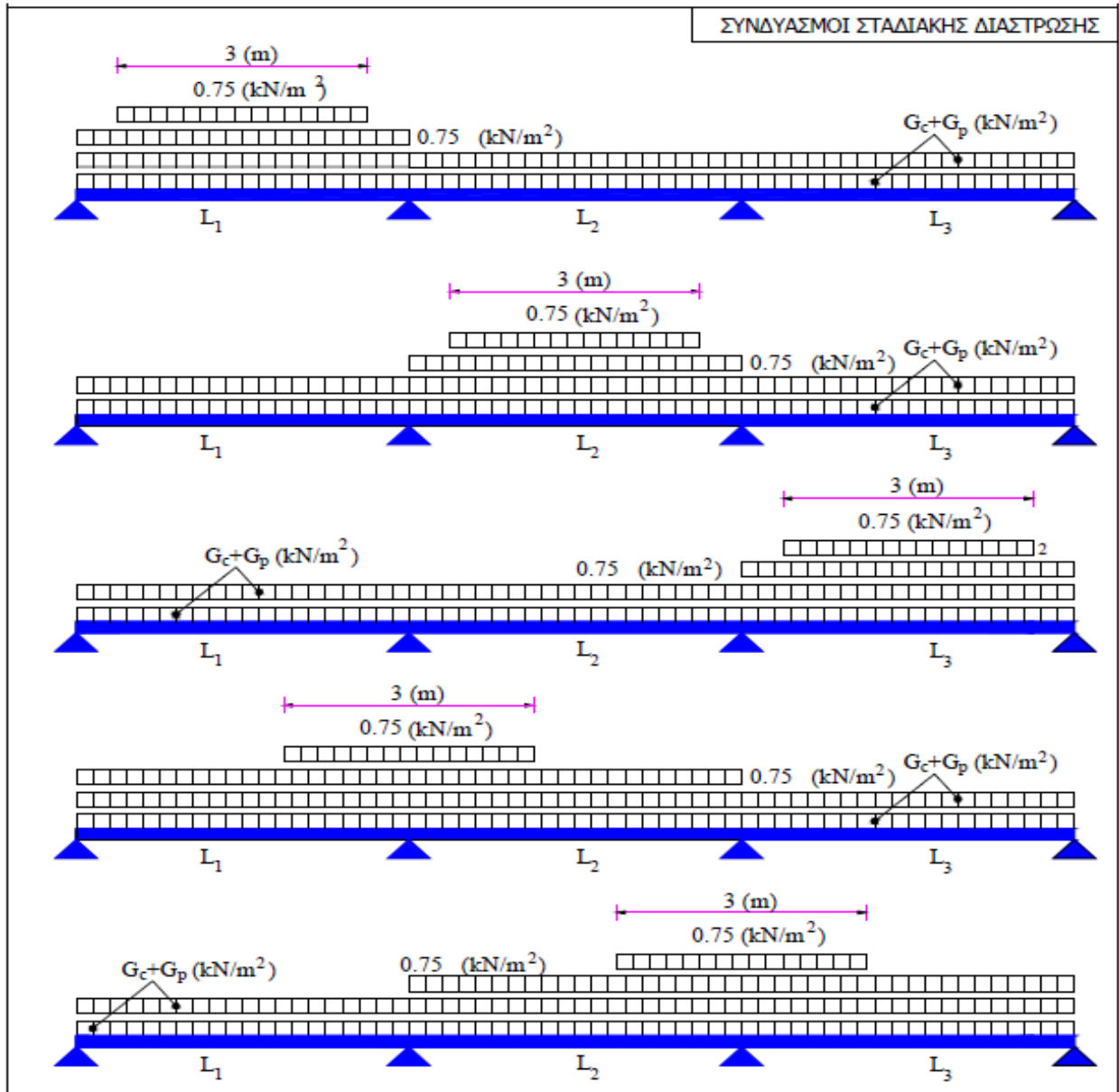


Σχήμα 4.2 Συνδυασμοί φορτίσεων φατνωματικής διάστρωσης

β) Σταδιακή διάστρωση (η πλάκα διαστρώνεται σε διαδοχικές στρώσεις που καταλαμβάνουν το σύνολο του μήκους της πλάκας, σχήμα 4.3).

- Φορτίο διάστρωσης (λαμβάνεται ως ωφέλιμο φορτίο). Ως φορτίο διάστρωσης λαμβάνεται ένα ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο 1.5 kN/m^2 που δρα σε επιφάνεια $3\text{m} \times 3\text{m}$ και ένα ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο 0.75 kN/m^2 που δρα στην περιοχή που απομένει, ανάλογα με το αν υπολογίζεται η μέγιστη αρνητική ή θετική δρώσα ροπή κάμψης.

Για τα παραπάνω φορτία έγινε θεώρηση της πλέον δυσμενούς φόρτισης στο χαλυβδόφυλλο, όπως φαίνεται στο προηγούμενο και το επόμενο σχήμα.



Σχήμα 4.3 Συνδυασμοί φορτίσεων σταδιακής διάστρωσης

Για τον έλεγχο της οριακής κατάστασης αστοχίας, λαμβάνεται υπόψη συντελεστής ασφαλείας ίσος με 1.35 για τις μόνιμες δράσεις, ενώ για τις μεταβλητές δράσεις (φορτία διάστρωσης) λαμβάνεται υπόψη συντελεστής ασφαλείας ίσος με 1.50. Για την εύρεση της ροπής αντοχής λαμβάνεται υπόψη η ενεργός διατομή του χαλυβδόφυλλου.

Για τον έλεγχο της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας, λαμβάνονται συντελεστές ασφαλείας φορτίων ίσοι με 1.00.

Για την εξαγωγή της ελαστικής γραμμής λαμβάνεται υπόψη η δυσκαμψία της πλήρους διατομής του χαλυβδόφυλλου.

Στις εικόνες που ακολουθούν φαίνονται:

- Η θετική ροπή αντοχής χαλυβδόφυλλου $M_{Rd,S}^+ = 10,72 \text{ kNm/m}$ (για κάθε φάτνωμα), (εικόνα 4.24)

- Η αρνητική ροπή αντοχής χαλυβδόφυλλου $M_{Rd,S}^- = 10,07 \text{ kNm/m}$ (για κάθε φάτνωμα), (εικόνα 4.25)
- Η αντοχή σε διαμήκη διάτμηση σύμμικτης διατομής $V_{1,Rd} = 26,61 \text{ kN}$ (για τα εξωτερικά φαντώματα) και $V_{1,Rd} = 29,77 \text{ kN}$ (για τα εσωτερικά φαντώματα), (εικόνα 4.26)

The screenshot shows the Sym Deck Designer software interface. At the top, there is a menu bar with 'Αρχείο' and 'Βοήθεια'. Below it is a toolbar with icons for file operations and a 'Πληροφορίες' button. The main workspace displays a continuous beam with four spans of 3.0 m each, subjected to a uniform load of 5.0 kN/m. A table on the right lists the load data:

α/α	L (m)	q (kN/m ²)
1	3	5
2	3	5
3	3	5
4	3	5

Below the table, the software shows the total weight (3.00 kN/m²) and the additional permanent load (0.65 kN/m²). The design load factor is set to 1.35 (γ_G) and 1.50 (γ_Q). The bottom section shows the design moment table for the negative moment (M⁻_{Rd,S}):

Άνοιγμα	Ροπή αντοχής
1	10.72
2	10.72
3	10.72
4	10.72

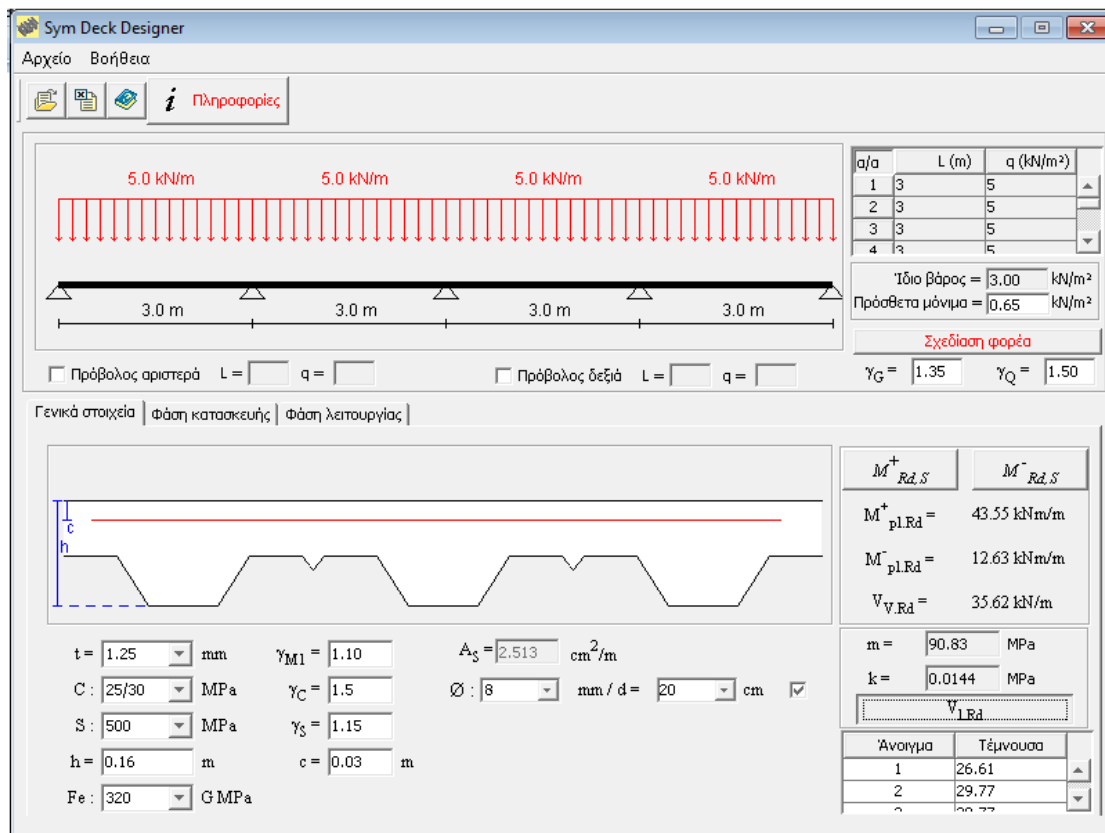
Material and geometric properties are also displayed:

- t = 1.25 mm, γ_{M1} = 1.10, A_s = 2.513 cm²/m
- C = 25/30 MPa, γ_C = 1.5, Ø = 8 mm / d = 20 cm
- S = 500 MPa, γ_S = 1.15
- h = 0.16 m, c = 0.03 m
- Fe = 320 G MPa
- m = 90.83 MPa, k = 0.0144 MPa
- V_{1,Rd} (value not explicitly shown in the image)

Εικόνα 4.24 Θετική ροπή αντοχής χαλυβδόφυλλου στη φάση κατασκευής



Εικόνα 4.25 Αρνητική ροπή αντοχής χαλυβδόφυλλου στη φάση κατασκευής

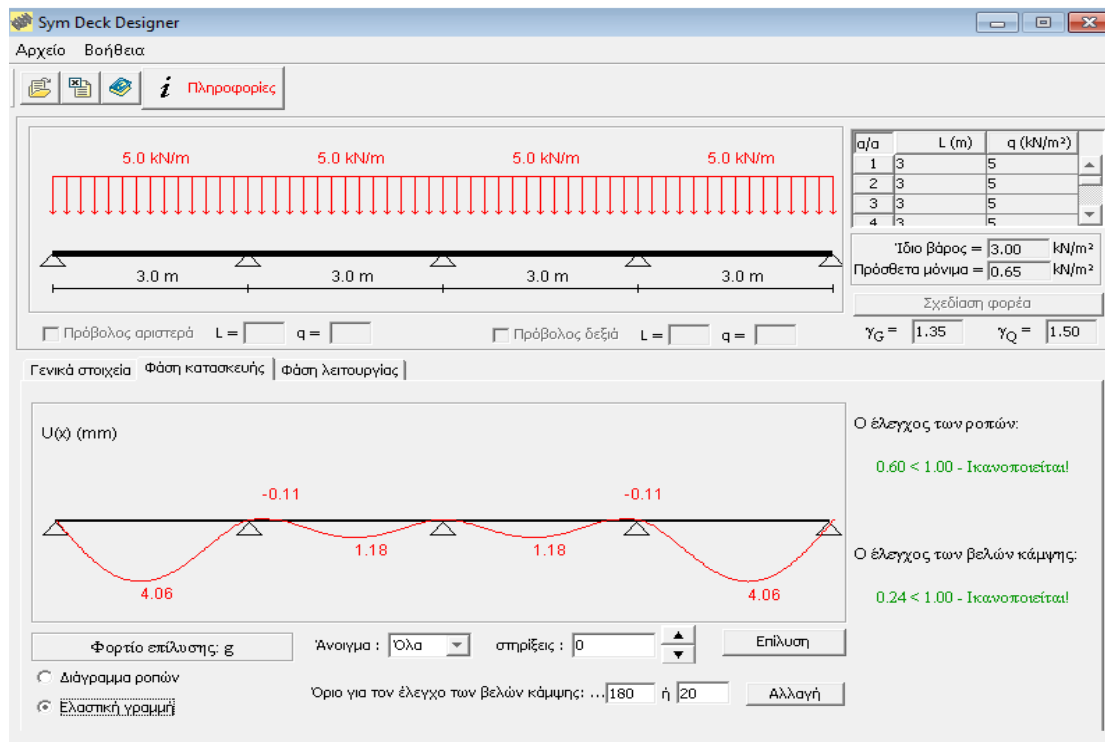


Εικόνα 4.26 Αντοχή σε διαμήκη διάτμηση της σύμμικτης διατομής στη φάση κατασκευής

Στις εικόνες 4.27, και 4.28 παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπών κάμψης και η ελαστική γραμμή των χαλυβδόφυλλων, αντίστοιχα, στη φάση κατασκευής. Επίσης φαίνεται η επάρκεια στους ελέγχους ροπών κάμψεως ($0,60 < 1,00$) και βελών κάμψης ($0,24 < 1,00$) χωρίς την απαίτηση ενδιάμεσων στηρίξεων.



Εικόνα 4.27 Διάγραμμα ροπών κάμψης χαλυβδόφυλλων στη φάση κατασκευής



Εικόνα 4.28 Ελαστική γραμμή χαλυβδόφυλλων στη φάση κατασκευής

Έλεγχος στη φάση λειτουργίας

Τα φορτία που δρουν στη φάση λειτουργίας στη σύμμικτη πλάκα είναι τα ίδιο βάρος G και το ωφέλιμο κινητό φορτίο Q . Για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών του σύμμικτου φορέα λόγω των παραπάνω δράσεων, θεωρήθηκε η επιβολή του ωφέλιμου φορτίου Q σ' όλη την επιφάνεια του φορέα.

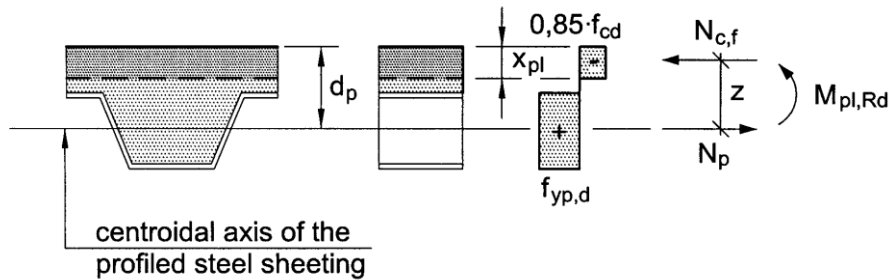
Διενεργήθηκαν οι εξής έλεγχοι:

- Έλεγχος οριακής κατάστασης αστοχίας:
Γίνεται με βάση τη φόρτιση $1.35G + 1.50Q$ από την οποία προκύπτουν τα εντατικά μεγέθη, E_{sd} (αντοχή σε θετικές ροπές M_{sd}^+ , αντοχής σε αρνητικές ροπές M_{sd}^- , αντοχή σε κατακόρυφη διάτμηση $V_{sd,v}$, αντοχή σε διαμήκη διάτμηση $V_{sd,l}$).
- Έλεγχος οριακής κατάστασης λειτουργικότητας:
Γίνεται με βάση τη φόρτιση $1.00G + 1.00Q$ με βάση την οποία υπολογίζεται η ελαστική γραμμή του φορέα

Οι αντοχές της σύμμικτης διατομής υπολογίζονται σύμφωνα με τη διαδικασία που παρουσιάστηκε στην παράγραφο 3.4.2.4 του κεφαλαίου 3. Στη συνέχεια παρουσιάζονται συνοπτικά οι σχέσεις που χρησιμοποιήθηκαν για τον υπολογισμό των αντοχών και οι οποίες δίνονται αναλυτικά και επεξηγούνται στην προαναφερθείσα παράγραφο.

Έναντι θετικών ροπών κάμψης

- Ουδέτερος άξονας πάνω από τα χαλυβδόφυλλα



Πλαστική ροπή: $M_{pl,Rd}^+ = N_p(d_p - x_{pl}/2)$

όπου

A_p = εμβαδό χάλυβα χαλυβδοφύλλων

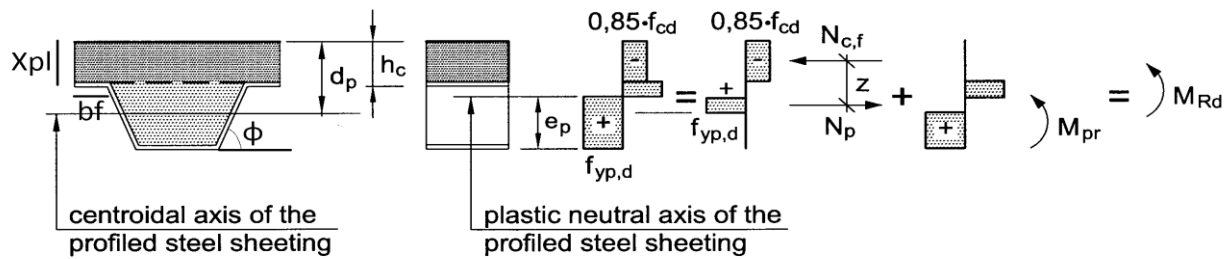
d_p = θέση κέντρου βάρους χαλυβδοφύλλου

f_{pd} = τάση σχεδιασμού χάλυβα χαλυβδοφύλλων

f_{cd} = θλιπτική αντοχή σκυροδέματος

h_c = πάχος σύμμικτης πλάκας πάνω από το χαλυβδόφυλλο

- Ουδέτερος άξονας μέσα στα χαλυβδόφυλλα



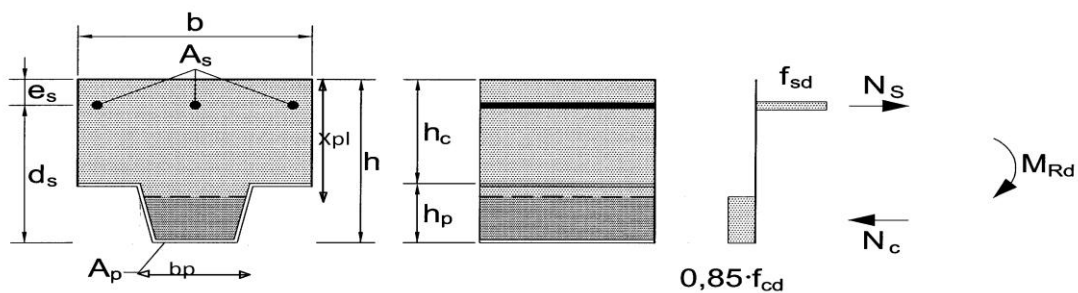
Πλαστική ροπή:
$$M_{pl,Rd}^+ = N_p(d_p - h_c/2) - 2f_{cd} \cdot 2b_f \cdot ((h_c + t)/2) - 2f_{pd} \cdot t' (x_{pl} - h_c - t)((t + x_{pl})/2)$$

όπου

t = πάχος χαλυβδοφύλλου

$t' = 2t/\sin\phi$

Αντοχή έναντι αρνητικών ροπών κάμψης



Πλαστική ροπή:
$$M_{pl,Rd}^+ = N_p (x_{pl} - e_s + (d - x_{pl})/2)$$

όπου

A_s = εμβαδόν σιδηροπλισμού πλάκας

b_p = μέσο πλάτος κυψέλης χαλυβδοφύλλου

Αντοχή έναντι κατακόρυφης διάτμησης

Η τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε τέμνουσα $V_{Rd,c}$ δίνεται από τη σχέση:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c}k(100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d$$

με ελάχιστη τιμή την

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

όπου:

f_{ck} σε MPa

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ με } d \text{ σε mm}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$$

A_{sl} είναι το εμβαδόν του εφελκόμενου οπλισμού που εκτείνεται σε απόσταση $\geq (l_{bd} + d)$ πέρα από τη θεωρούμενη διατομή

b_w είναι το ελάχιστο πλάτος της διατομής στην εφελκόμενη ζώνη [mm]

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd} \text{ [MPa]}$$

N_{Ed} είναι η αξονική δύναμη στη διατομή [σε N] ($N_{Ed} > 0$ για θλίψη). Η επιρροή των επιβεβλημένων παραμορφώσεων στη N_E μπορεί να αγνοείται.

A_c είναι το εμβαδόν της διατομής του σκυροδέματος [mm²]

$V_{Rd,c}$ σε [N]

Η συνιστώμενη τιμή για το $C_{Rd,c}$ είναι $0,18/\gamma_c$, ενώ για το v_{min} δίνεται από την παρακάτω σχέση και για το k_1 είναι 0,15.

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Αντοχή έναντι διαμήκους διάτμησης

Η αντοχή σχεδιασμού σε διαμήκη διάτμηση υπολογίζεται με την μέθοδο m - k .

$$V_{l,Rd} = \frac{b d_p}{\gamma_{Vs}} \left(\frac{m A_p}{b L_s} + k \right)$$

όπου:

b, d_p είναι σε mm

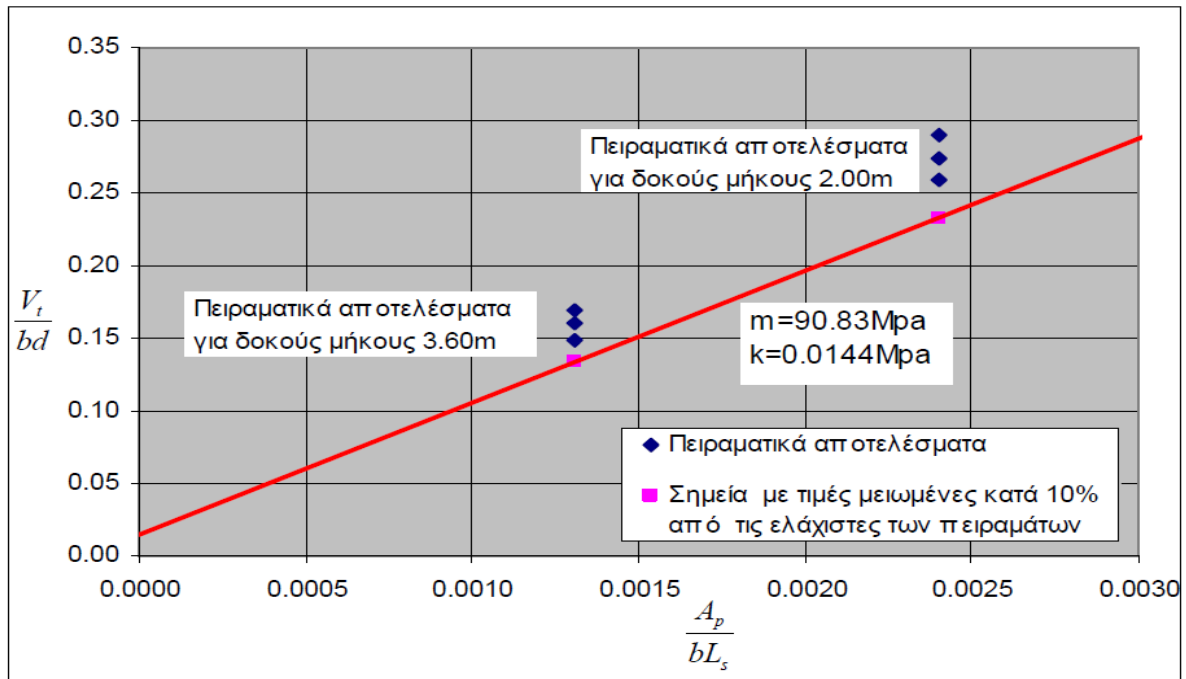
A_p είναι η ονομαστική επιφάνεια διατομής σε mm²

m, k είναι τιμές σχεδιασμού των εμπειρικών συντελεστών σε N/mm² που προέκυψαν από δοκιμές πλακών και που ικανοποιούν τις βασικές απαιτήσεις της μεθόδου m - k

L_s είναι το άνοιγμα διάτμησης σε mm

γ_{Vs} είναι ο μερικός συντελεστής ασφαλείας για την οριακή κατάσταση αστοχίας

Οι τιμές των συντελεστών m, k υπολογίστηκαν μετά από σειρά πειραματικών δοκιμών σε σύμμικτες πλάκες που εκτελέσθηκαν στο Εργαστήριο Τεχνολογίας και Κατασκευών Οπλισμένου Σκυροδέματος του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας, στα πλαίσια σχετικού ερευνητικού προγράμματος. Οι τιμές υπολογίστηκαν από το παρακάτω διάγραμμα.



Σχήμα 4.4. Υπολογισμός των συντελεστών m, k

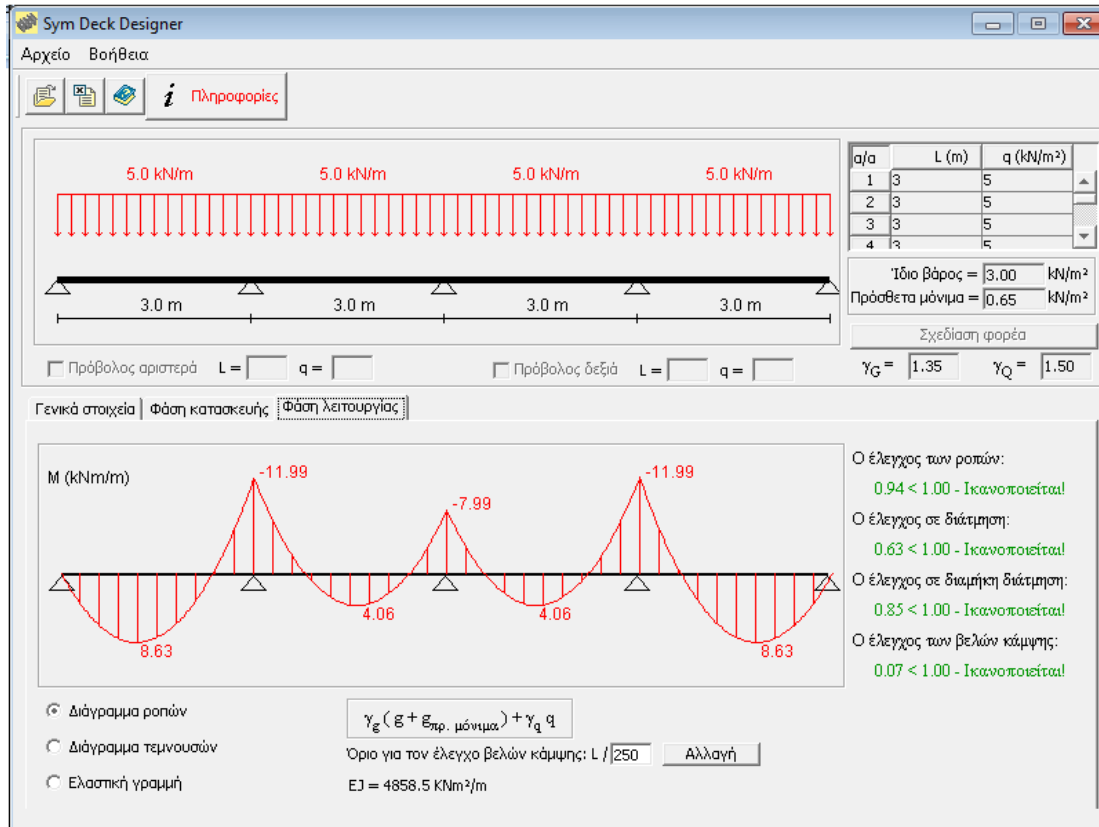
Οι τελικές τιμές των ροπών αντοχής και της τέμνουσας αντοχής της σύμμικτης διατομής φαίνονται στην πρώτη εικόνα που παρουσιάστηκε στην αρχή της παρούσας παραγράφου (εικόνα 4.23). Συγκεκριμένα:

$$M_{pl,Rd}^+ = 43,55 \text{ kNm/m (Θετική ροπή αντοχής σύμμικτης διατομής)}$$

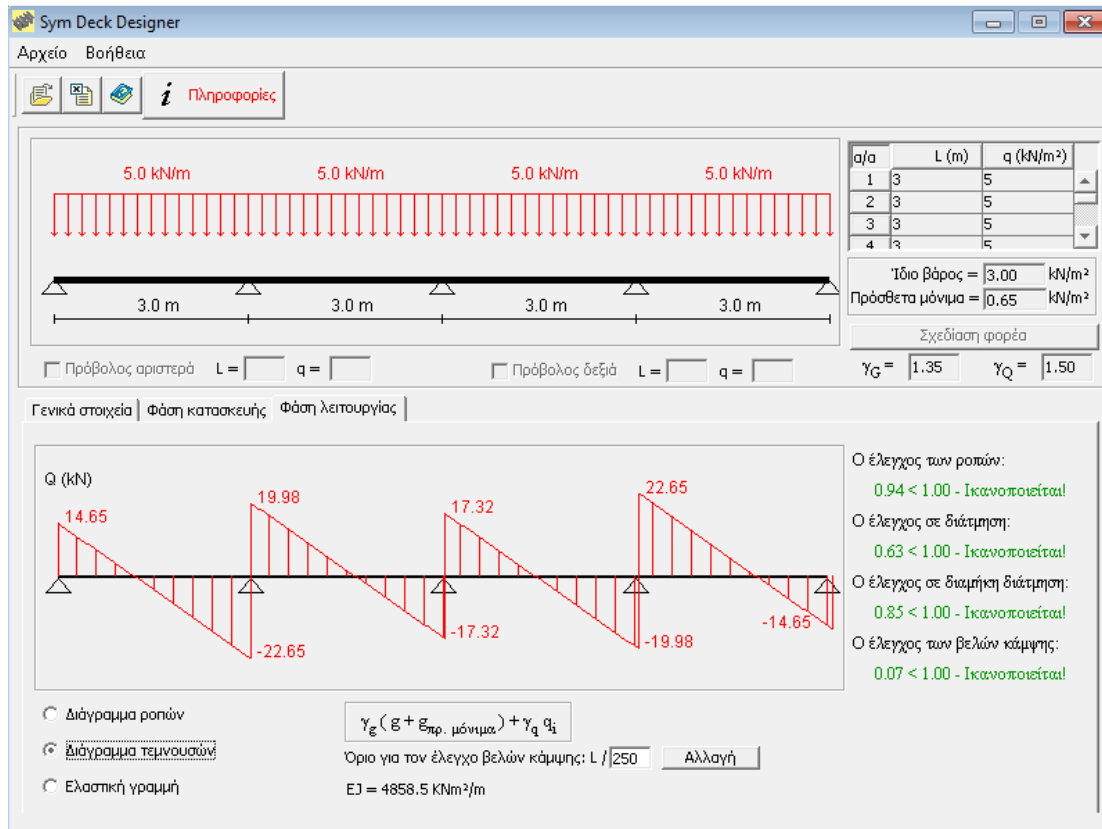
$$M_{pl,Rd}^- = 12,63 \text{ kNm/m (Αρνητική ροπή αντοχής σύμμικτης διατομής)}$$

$$V_{v,Rd} = 35,62 \text{ kN/m (Τέμνουσα αντοχής σύμμικτης διατομής)}$$

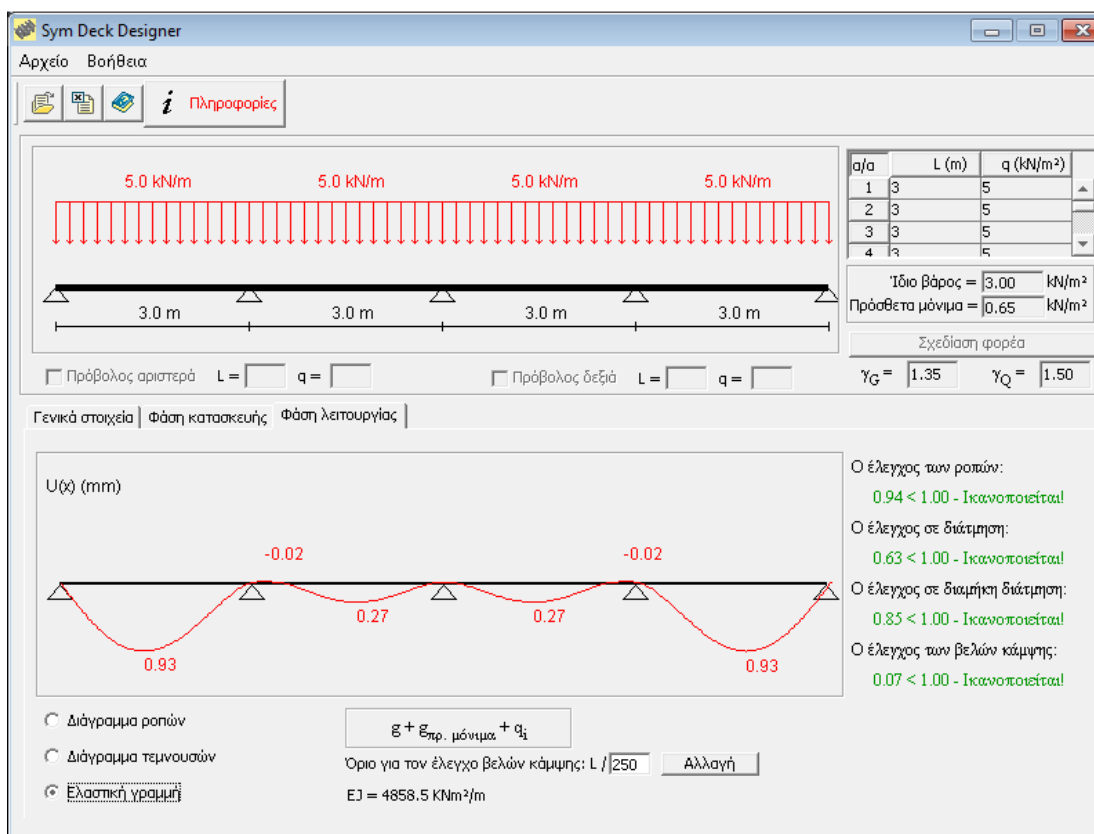
Στις παρακάτω εικόνες φαίνονται τα διαγράμματα ροπών κάμψης, τα διαγράμματα τεμνουσών δυνάμεων καθώς και η ελαστική γραμμή του φορέα στη φάση λειτουργίας. Τέλος φαίνεται η επάρκεια του φορέα στους ελέγχους ροπών κάμψης ($0,94 < 1,00$), κατακόρυφης διάτμησης ($0,63 < 1,00$), διαμήκου διάτμησης ($0,85 < 1,00$) και τέλος στους ελέγχους των βελών κάμψης ($0,07 < 1,00$).



Εικόνα 4.29 Διάγραμμα ροπών κάμψης σύμμικτης διατομής στη φάση λειτουργίας



Εικόνα 4.30 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων σύμμικτης διατομής στη φάση λειτουργίας



Εικόνα 4.31 Ελαστική γραμμή φορέα στη φάση λειτουργίας

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

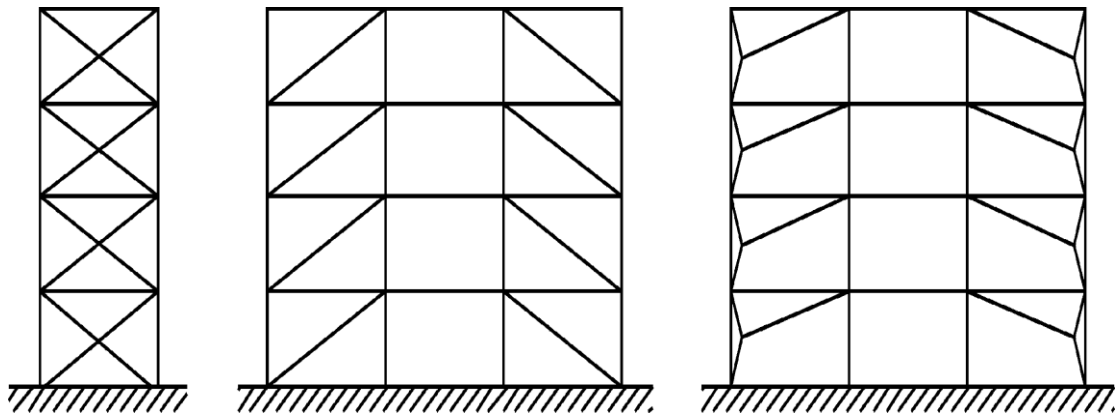
Αντισεισμικός Σχεδιασμός - Έλεγχοι

5.1 Στατικό Σύστημα-Συντελεστής Συμπεριφοράς

Προκειμένου να μπορέσουμε να ορίσουμε ένα άνω όριο, και έπειτα να λάβουμε μια τιμή, για τον συντελεστή συμπεριφοράς που εισάγεται στη μελέτη της υπόψη κατασκευής θα πρέπει πρώτα να ορίσουμε τον τύπο του στατικού συστήματος της κατασκευής καθώς και την κατηγορία πλαστιμότητας.

Η υπόψη κατασκευή σχεδιάζεται σύμφωνα με την αρχή του Ευρωκώδικα 8 για πλάστιμη συμπεριφορά. Σύμφωνα με την παραπάνω αρχή, λαμβάνεται υπόψη η ικανότητα μερών του φορέα (ζώνες απόδοσης ενέργειας) να ανθίστανται σε δράσεις σεισμού μέσω ανελαστικής συμπεριφοράς.

Σύμφωνα με τη συμπεριφορά του κυρίως αντισεισμικού φορέα του κτηρίου υπό σεισμικές δράσεις, το υπό μελέτη κτίριο κατατάσσεται στον τύπο των πλαισίων με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (σχήμα 5.1) όπου οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται κυρίως από μέλη τα οποία καταπονούνται από αξονικές δυνάμεις. Συγκεκριμένα οι σύνδεσμοι που τοποθετούνται στο κτίριο είναι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας οι οποίοι συνδέονται στο μέσον του μήκους τους.



Σχήμα 5.1 Πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (ζώνες απόδοσης ενέργειας μόνο σε εφελκόμενες διαγώνιους).

Σύμφωνα με τον πίνακα 5.1 από τον Ευρωκώδικα 8 για συστήματα κανονικά σε όψη, όπως το κτήριο που μελετάται, για μέτρια κατηγορία πλαστιμότητας και για τον παραπάνω τύπο στατικού συστήματος, η ανώτερη τιμή που μπορούμε να λάβουμε για τον συντελεστή συμπεριφοράς είναι $q = 4$.

Πίνακας 5.1 Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη

ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5\alpha_w/\alpha_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	4
Διαγώνιοι σύνδεσμοι	2	2,5
Σύνδεσμοι μορφής V		

Τελικώς αποφασίστηκε να εφαρμοστεί συντελεστής συμπεριφοράς $q=3$, η τιμή του οποίου σέβεται τα παραπάνω όρια.

Ο συντελεστής συμπεριφοράς εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε ελαστικό φάσμα, εκφράζει δε γενικά την ικανότητα ενός δομικού συστήματος να απορροφά ενέργεια μέσω πλαστικής συμπεριφοράς ορισμένων μελών του, χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή του.

Γίνεται κατανοητό ότι για να ισχύουν τα παραπάνω σε μια κατασκευή και επομένως να είναι ασφαλής η χρήση του συντελεστή συμπεριφοράς στη μελέτη, η κατασκευή πρέπει να συμμορφώνεται με ορισμένα κριτήρια που μπορεί να αφορούν γενικά τις πλαστικές κατασκευές και ειδικά το στατικό σύστημα της υπό μελέτη κατασκευής. Ο σχεδιασμός της κατασκευής έτσι ώστε να ικανοποιεί αυτά τα κριτήρια αποτελεί αντικείμενο του ικανοτικού σχεδιασμού που παρουσιάζεται παρακάτω.

5.2 Ικανοτικός Σχεδιασμός

5.2.1 Γενικά

Ως μέθοδος ικανοτικού σχεδιασμού ονομάζεται εκείνη η μέθοδος σχεδιασμού κατά την οποία επιλέγονται στοιχεία του στατικού συστήματος, τα οποία μελετώνται κατάλληλα και οι λεπτομέρειές τους διαμορφώνονται κατά τέτοιον τρόπο ώστε να αποδίδουν ενέργεια υπό μεγάλες παραμορφώσεις ενώ σε όλα τα υπόλοιπα φέροντα στοιχεία παρέχεται επαρκής αντοχή ώστε να εξασφαλίζεται ο προβλεπόμενος τρόπος απόδοσης ενέργειας.

Η διαδικασία του ικανοτικού σχεδιασμού λοιπόν χρησιμοποιείται για να οδηγήσει στην ιεράρχηση αντοχών των διάφορων φερόντων στοιχείων και μορφών αστοχίας η οποία είναι απαραίτητη για την εξασφάλιση ενός κατάλληλου πλαστικού μηχανισμού και για την αποφυγή μορφών ψαθυρής αστοχίας.

Σύμφωνα με τις αρχές του ικανοτικού σχεδιασμού, βάσει του Ευρωκώδικα 8, τα πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα πρέπει να σχεδιάζονται έτσι ώστε η διαρροή των εφελκόμενων

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

διαγωνίων να πραγματοποιείται πριν από την διαρροή ή τον λυγισμό των δοκών ή των υποστυλωμάτων. Επίσης στην ανάλυση του φορέα για τη σεισμική δράση, στην περίπτωση πλαισίων με διαγώνιους συνδέσμους όπως στην παρούσα κατασκευή, λαμβάνονται υπόψη μόνο οι εφελκόμενοι διαγώνιοι.

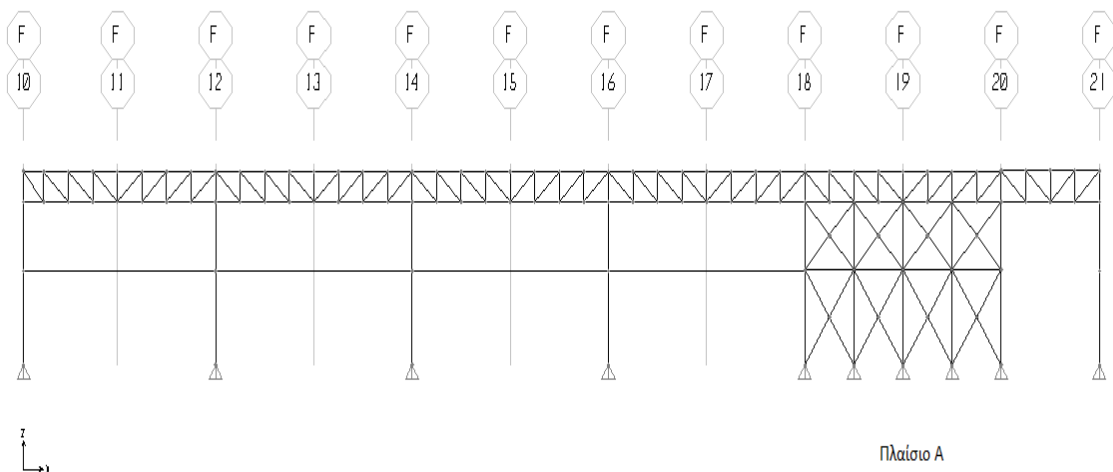
Τέλος η κατανομή των ιδιοτήτων των υλικών, όπως για παράδειγμα το όριο διαρροής, στον φορέα θα πρέπει να είναι τέτοια ώστε να διαμορφώνονται πλαστικές ζώνες, εκεί όπου προβλέπεται από τον σχεδιασμό. Προκειμένου να ικανοποιείται η παραπάνω συνθήκη χρησιμοποιήθηκαν χάλυβες του τύπου S355 για τα μη-πλαστικά μέλη και χάλυβες τύπου S235 για τα πλαστικά μέλη, δηλαδή τους κατακόρυφους συνδέσμους.

Όταν ικανοποιείται η παραπάνω συνθήκη, ο συντελεστής υπεραντοχής γ_{ov} , που περιγράφεται στη συνέχεια, μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 1,00.

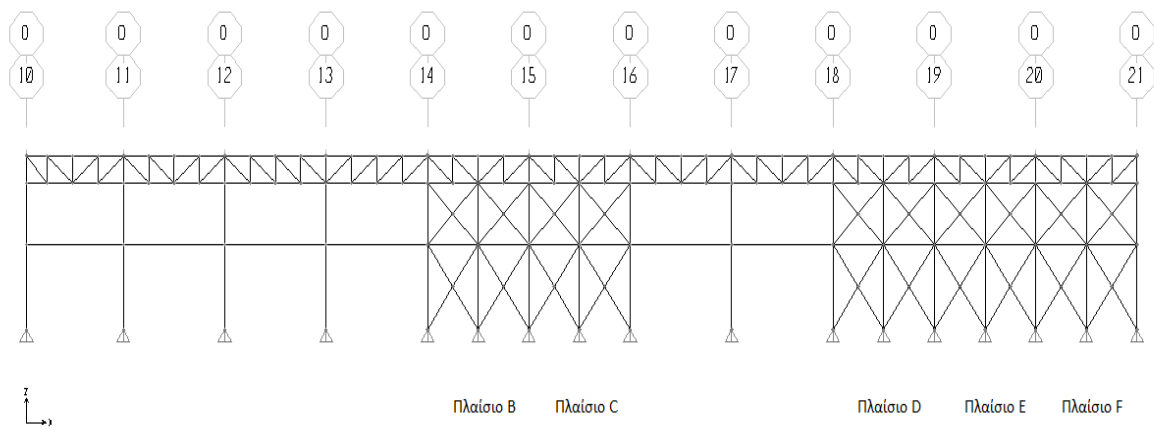
Ο συντελεστής υπεραντοχής υλικού γ_{ov} εισάγεται στους ελέγχους ικανοτικού σχεδιασμού ώστε να ληφθεί υπόψη η πιθανότητα το πραγματικό όριο διαρροής να είναι μεγαλύτερο από το ονομαστικό.

Στη συνέχεια παρατίθενται οι κανόνες σχεδιασμού που προβλέπονται από τον Ευρωκώδικα 8 για πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα βάσει των οποίων έγινε ο σχεδιασμός της υπόψη κατασκευής.

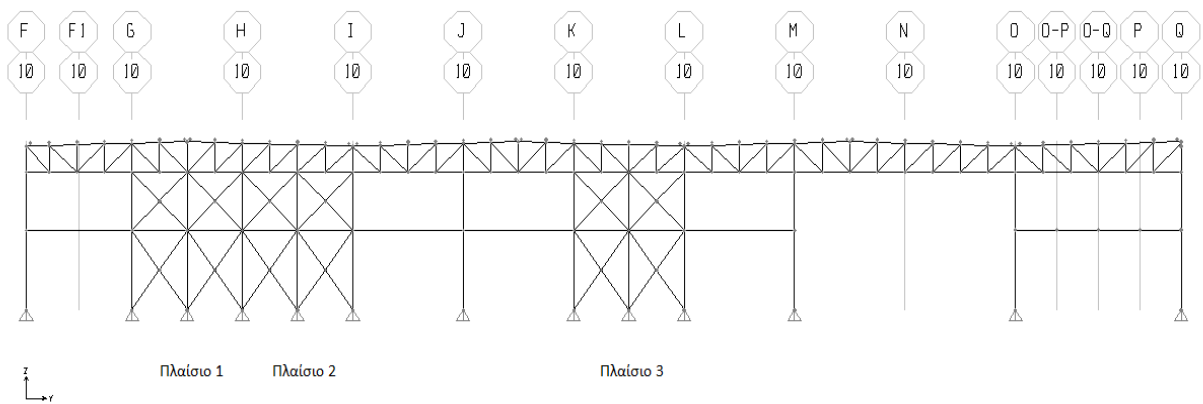
Προκειμένου να είναι σαφή τα σημεία στα οποία παραπέμπουν οι παρακάτω έλεγχοι, θα παραταθούν στο σημείο αυτό τα πλαίσια στα οποία γίνονται οι ικανοτικοί έλεγχοι, με τις ονομασίες των στοιχείων όπως χρησιμοποιήθηκαν στη μελέτη και αναφέρονται στους ελέγχους.



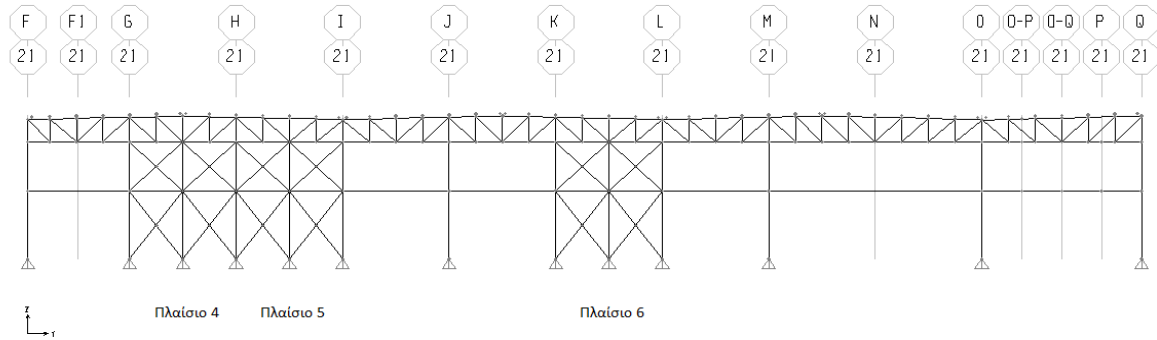
Εικόνα 5.1 Όψη F-F (Κατά X)



Εικόνα 5.2 Όψη 21-21 (Κατά Χ)



Εικόνα 5.3 Όψη 10-10 (Κατά Υ)



Εικόνα 5.4 Όψη 21-21 (Κατά Υ)

5.2.2 Έλεγχος Διαγωνίων Συνδέσμων

Για τα διαγώνια μέλη πρέπει να ικανοποιούνται οι εξής προϋποθέσεις:

- Σε πλαίσια με Χ διαγώνιους συνδέσμους, η αδιάστατη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$, όπως ορίζεται στο EN 1993-1-1:2004 θα πρέπει να περιορίζεται σε: $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$ Όμως, σε φορείς που διαθέτουν έως και δύο ορόφους, δεν εφαρμόζονται περιορισμοί στο $\bar{\lambda}$.
- Η αντοχή διαρροής $N_{pl,Rd}$ της συνολικής διατομής των διαγωνίων θα πρέπει να είναι τέτοια ώστε $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$.
- Προκειμένου να ικανοποιείται μια ομοιογενής πλάστιμη συμπεριφορά των διαγωνίων, θα πρέπει να ελέγχεται ότι η μέγιστη υπεραντοχή Ω δεν διαφέρει από την ελάχιστη τιμή Ω κατά περισσότερο από 25%.
- Όπου

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

και

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

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

Επιπροσθέτως, προκειμένου ο φορέας να επιδεικνύει παρεμφερή χαρακτηριστικά καμπτικής παραμόρφωσης σε κάθε όροφο κάτω από τις εναλλασσόμενες κατευθύνσεις καταπόνησης, θα πρέπει να ικανοποιείται ο ακόλουθος κανόνας για τα διαγώνια στοιχεία των συνδέσμων, για κάθε όροφο:

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

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

Στην κατασκευή που μελετάται όλοι οι διαγώνιοι σύνδεσμοι αποτελούνται από ίδιες διατομές και κατά τις δύο διευθύνσεις, οπότε το παραπάνω πηλίκο ισούται με $0 < 0,05$.

Τα χαρακτηριστικά των διατομών των διαγωνίων φαίνονται στον πίνακα 5.2

Πίνακας 5.2 Χαρακτηριστικά διατομής διαγωνίων

Διατομή	Διάσταση	Πάχος t	Επιφάνεια Διατομής A	Ροπή Αδράνειας I	Ακτίνα Αδράνειας R	Ροπή Αντιστάσεως Z	Πλαστική Ροπή Αντιστάσεως S
	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm	cm ³	cm ³
SHS140X140X5	140 x 140	5,0	26,9	814	5,50	116	136
SHS 140X140X6	140 x 140	6,0	31,8	944	5,45	135	159
SHS 140X140X8	140 x 140	8,0	41,9	1212	5,38	173	207

Προκειμένου να ικανοποιείται το κριτήριο της ομοιογενούς πλαστικής συμπεριφοράς, για τους χιαστί συνδέσμους της άνω στάθμης χρησιμοποιήθηκαν διατομές SHS140X140X5, ενώ για τους συνδέσμους της κάτω στάθμης διατομές SHS 140X140X6 και SHS 140X140X8. Έτσι οι λόγοι Ω για κάθε πλαισιακό σύστημα δε διαφέρουν πουθενά περισσότερο από 25%.

Στους πίνακες που ακολουθούν φαίνονται, οι δρώσες αξονικές δυνάμεις (N_{Ed}) των εφελκόμενων διαγωνίων, η αντοχή σχεδιασμού των διαγωνίων ($N_{pl,Rd}$), οι τιμές Ω_i , η τιμή του Ω καθώς και οι έλεγχοι για κάθε πλαισιακό σύστημα κατά τη διεύθυνση X και Y

Πλαισιακά συστήματα κατά Χ

Πίνακας 5.3 Πλαίσιο Α (κατά Χ)

Ράβδος	N_{Ed} (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_{pl,Rd} > N_{Ed}$	Ω_i	$\Omega_{i,max}/\Omega_{i,min}$	Ω
5400	236,57	632,15	✓	2,672		
5394	216,84	632,15	✓	2,915		
5404	237,53	632,15	✓	2,661		
5398	196,26	632,15	✓	3,221		
5408	354,55	984,65	✓	2,778		
11	310,13	984,65	✓	3,175		
18	307,61	984,65	✓	3,201		
5414	350,79	984,65	✓	3,220		
					1,21 < 1,25 ✓	2,661

Πίνακας 5.4 Πλαίσιο Β (κατά Χ)

Ράβδος	N_{Ed} (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_{pl,Rd} > N_{Ed}$	Ω_i	$\Omega_{i,max}/\Omega_{i,min}$	Ω
5424	148,38	632,15	✓	4,260		
5418	134,96	632,15	✓	4,684		
99	159,16	747,30	✓	4,695		
120	154,12	747,30	✓	4,849		
					1,13 < 1,25 ✓	4,260

Πίνακας 5.5 Πλαίσιο C (κατά X)

Ράβδος	N_{Ed} (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_{pl,Rd} > N_{Ed}$	Ω_i	$\Omega_{i,max}/\Omega_{i,min}$	Ω
5428	118,02	632,15	✓	5,356		
5422	98,16	632,15	✓	6,440		
147	144,96	747,30	✓	5,155		
149	119,23	747,30	✓	6,268		
					1,216 < 1,25 ✓	5,155

Πίνακας 5.6 Πλαίσιο D (κατά X)

Ράβδος	N_{Ed} (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_{pl,Rd} > N_{Ed}$	Ω_i	$\Omega_{i,max}/\Omega_{i,min}$	Ω
5480	115,459	632,15	✓	5,459		
5474	96,60	632,15	✓	6,544		
5464	185,08	984,65	✓	5,320		
5458	176,78	984,65	✓	5,570		
					1,047 < 1,25 ✓	5,320

Πίνακας 5.7 Πλαίσιο E (κατά X)

Ράβδος	N_{Ed} (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_{pl,Rd} > N_{Ed}$	Ω_i	$\Omega_{i,max}/\Omega_{i,min}$	Ω
5452	133,85	632,15	✓	4,723		
5450	138,12	632,15	✓	4,577		
140	145,43	747,30	✓	5,138		
144	149,10	747,30	✓	5,01		
					1,09 < 1,25 ✓	4,723

Πίνακας 5.8 Πλαίσιο F (κατά X)

Ράβδος	N_{Ed} (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_{pl,Rd} > N_{Ed}$	Ω_i	$\Omega_{i,max}/\Omega_{i,min}$	Ω
5484	128,12	632,15	✓	4,934		
5478	119,17	632,15	✓	5,304		
5468	201,12	747,30	✓	4,896		
5462	198,00	747,30	✓	4,973		
					1,083 < 1,25 ✓	4,896

Πλαισιακά συστήματα κατά Y

Πίνακας 5.9 Πλαίσιο 1 (κατά Y)

Ράβδος	N_{Ed} (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_{pl,Rd} > N_{Ed}$	Ω_i	$\Omega_{i,max}/\Omega_{i,min}$	Ω
108	229,60	632,15	✓	2,753		
255	260,45	632,15	✓	2,427		
5548	334,43	747,30	✓	2,234		
5546	327,17	747,30	✓	2,284		
					1,205 < 1,25 ✓	2,234

Πίνακας 5.10 Πλαίσιο 2 (κατά Y)

Ράβδος	N_{Ed} (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_{pl,Rd} > N_{Ed}$	Ω_i	$\Omega_{i,max}/\Omega_{i,min}$	Ω
265	261,81	632,15	✓	2,414		
5566	248,57	632,15	✓	2,543		
5556	324,82	747,30	✓	2,300		
5554	278,96	747,30	✓	2,679		
					1,1,165 < 1,25 ✓	2,300

Πίνακας 5.11 Πλαίσιο 3 (κατά Υ)

Ράβδος	N_{Ed} (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_{pl,Rd} > N_{Ed}$	Ω_i	$\Omega_{i,max}/\Omega_{i,min}$	Ω
5880	322,51	632,15	✓	1,960		
5578	333,48	632,15	✓	1,896		
5572	432,97	747,30	✓	1,726		
5570	356,28	747,30	✓	2,097		
					1,215 < 1,25 ✓	1,726

Πίνακας 5.12 Πλαίσιο 4 (κατά Υ)

Ράβδος	N_{Ed} (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_{pl,Rd} > N_{Ed}$	Ω_i	$\Omega_{i,max}/\Omega_{i,min}$	Ω
5504	196,20	632,15	✓	3,395		
5498	229,84	632,15	✓	2,750		
5512	341,52	984,65	✓	2,883		
5522	335,75	984,65	✓	2,933		
					1,235 < 1,25 ✓	2,750

Πίνακας 5.13 Πλαίσιο 5 (κατά Υ)

Ράβδος	N_{Ed} (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_{pl,Rd} > N_{Ed}$	Ω_i	$\Omega_{i,max}/\Omega_{i,min}$	Ω
5508	252,42	632,15	✓	2,504		
5502	244,38	632,15	✓	2,587		
5516	278,23	747,30	✓	2,686		
5526	261,44	747,30	✓	2,858		
					1,03 < 1,25 ✓	2,504

Πίνακας 5.14 Πλαίσιο 6 (κατά Υ)

Ράβδος	N_{Ed} (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_{pl,Rd} > N_{Ed}$	Ω_i	$\Omega_{i,max}/\Omega_{i,min}$	Ω
5528	262,87	632,15	✓	2,405		
5534	274,42	632,15	✓	2,303		
5536	268,74	747,30	✓	2,780		
5542	267,53	747,30	✓	2,793		
					1,213 < 1,25 ✓	2,303

5.2.3 Έλεγχος Δοκών και Υποστυλωμάτων

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

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

όπου

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

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

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

Ω όπως ορίστηκε παραπάνω.

γ_{ov} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής, όπως ορίστηκε παραπάνω.

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα ανάλογα με το πλαίσιακό σύστημα στο οποίο βρίσκονται θα πρέπει να ικανοποιούν την παραπάνω ανίσωση στην οποία το $1,1 \gamma_{ov} \Omega$ αντιπροσωπεύει την υπεραντοχή του στοιχείου. Θα λαμβάνεται $1,1 \gamma_{ov} \Omega \leq q=3$. Υπενθυμίζεται ότι η τιμή του συντελεστή γ_{ov} λαμβάνεται ίση με 1,00 όπως τεκμηριώθηκε στην αρχή του παρόντος κεφαλαίου.

5.2.3.1 Έλεγχος Υποστυλωμάτων

Σύμφωνα με τα παραπάνω τα υποστυλώματα ελέγχονται με τις αξονικές δυνάμεις του “σεισμικού συνδυασμού” στον οποίο όμως η αξονική δύναμη στο υποστυλώμα που οφείλεται στην σεισμική δράση σχεδιασμού έχει πολλαπλασιαστεί με τον ικανοτικό συντελεστή $1,1 \gamma_{ov} \Omega$.

Πλαισιακά συστήματα κατά Χ

Στη συνέχεια παρατίθενται τα **ικανοτικά** μεγέθη για τα δυσμενέστερα υποστυλώματα των πλαισίων, που περιέχουν κατακόρυφους συνδέσμους, κατά τη διεύθυνση Χ.

Λόγω του ότι σε όλα τα πλαίσια κατά τη διεύθυνση Χ προέκυψε $1,1 \gamma_{ov} \Omega \geq q=3$ ο ικανοτικός συντελεστής, για τον υπολογισμό της (ικανοτικής) αξονικής δύναμης σχεδιασμού ελήφθη παντού ίσος με 3.

Πίνακας 5.15 Ικανοτικά μεγέθη υποστυλωμάτων πλαισίων Α, Β, C, D, E και F

α/α στοιχείου	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Διατομή	SHS 400/12,5	SHS 400/12,5	SHS 400/12,5	SHS 400/12,5	SHS 400/12,5	SHS 400/12,5	SHS 400/12,5	SHS 400/12,5	SHS 400/12,5
N_{Ed,G} (kN)	284,635	136,751	610,056	531,014	573,157	587,114	518,516	469,913	299,657
N_{Ed,E} (kN)	674,303	550,549	173,945	28,923	178,728	326,070	35,642	58,149	191,881
γ_{ov}	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Ω_i	2,661	2,661	4,260	5,155	5,155	5,320	5,320	4,896	4,896
1,1γ_{ov} Ω_i	3,00 = 3,00	3,00 = 3,00	4,69 > 3,00	5,67 > 3,00	5,67 > 3,00	5,85 > 3,00	5,85 > 3,00	5,39 > 3,00	5,39 > 3,00
N_{Ed} (kN)	2285,32	1788,40	1131,89	617,78	1109,34	1565,32	625,44	644,36	875,30

Η λήψη κοινού ικανοτικού συντελεστή, για όλα τα πλαίσια κατά τη διεύθυνση Χ, που προέκυψε από τα παραπάνω οδήγησε στο να μορφωθούν νέοι σεισμικοί συνδυασμοί φόρτισης για τον ικανοτικό σχεδιασμό οι οποίοι λαμβάνουν υπόψη τα παραπάνω. Έτσι οι συνδυασμοί που χρησιμοποιήθηκαν για τον ικανοτικό έλεγχο των υποστυλωμάτων που ανήκουν στα πλαισιακά συστήματα των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας, κατά τη διεύθυνση Χ, είναι οι εξής:

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

- **CSEISMIC1:** $G + 0,6Q + 3,0E_x + 0,9E_y$
- **CSEISMIC2:** $G + 0,6Q + 3,0E_x - 0,9E_y$
- **CSEISMIC3:** $G + 0,6Q - 3,0E_x + 0,9E_y$
- **CSEISMIC4:** $G + 0,6Q - 3,0E_x - 0,9E_y$
- **CSEISMIC5:** $G + 0,6Q + 3,0E_y + 0,9E_x$
- **CSEISMIC6:** $G + 0,6Q + 3,0E_y - 0,9E_x$
- **CSEISMIC7:** $G + 0,6Q - 3,0E_y + 0,9E_x$
- **CSEISMIC8:** $G + 0,6Q - 3,0E_y - 0,9E_x$

Ακολουθώντας έτσι τη διαδικασία του ελέγχου, όπως παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο 4, βρέθηκε ότι σε όλα τα υποστυλώματα που ανήκουν στα πλαίσιακά συστήματα με κατακόρυφους συνδέσμους, κατά τη διεύθυνση X, η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό, η οποία λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση της αντοχής σε λυγισμό με την ροπή κάμψης M_{Ed} , τη ροπή σχεδιασμού στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, είναι μεγαλύτερη από αυτήν που προκύπτει από τους παραπάνω συνδυασμούς.

Τα αποτελέσματα του ελέγχου επάρκειας για όλα τα υποστυλώματα που ανήκουν στα υπό μελέτη πλαίσια κατά τη διεύθυνση X δίνονται στο παράρτημα της παρούσας εργασίας. Στη συνέχεια θα παρουσιαστεί ο έλεγχος για το υποσύλωμα με το δυσμενέστερο εντατικό μέγεθος.

Για το υπόψη υποσύλωμα ισχύουν:

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - Eurocode 3-2005

Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	Combo
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text
1290	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,629932	CSEISMIC1

Παρατηρούμε ότι είναι το υποσύλωμα με αριθμό 1290, διατομής SHS 400x400x12,5 και βρίσκεται στη δυσμενέστερη εντατική κατάσταση για τον ικανοτικό συνδυασμό δράσεων CSEISMIC 1.

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός των μέγιστων ικανοτικών μεγεθών του υποστυλώματος καθώς επίσης και τα μεγέθη αντοχής του υποστυλώματος δίνονται στον παρακάτω πίνακα

Πίνακας 5.16 Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού και αντοχής υποστυλώματος

α/α στοιχεί ου	Διατομή	Μεγέθη σχεδιασμού					Μεγέθη αντοχής					
		N_{Ed} (kN)	$M_{y,Ed}$ (kNm)	$M_{z,Ed}$ (kNm)	$V_{y,Ed}$ (kN)	$V_{z,Ed}$ (kN)	$N_{c,Rd}$ (KN)	$M_{y,N,Rd}$ (KNm)	$V_{y,T,Rd}$ (KN)	$M_{z,N,Rd}$ (KNm)	$V_{z,T,Rd}$ (KN)	$N_{pl,Rd}$ (KN)
1290	SHS 400/12,5	2285,32	73,51	123,12	403,61	20,23	5615,93	999,82	2049,6	999,82	2049,6	6878,13

Ακολουθούν οι έλεγχοι αντοχής της διατομής και του μέλους του υποστυλώματος υπό μορφή πινάκων.

Πίνακας 5.17 Έλεγχος διατομής υποστυλώματος

α/α στοιχείου	Διατομή	Έλεγχος διατομής			
		N_{Ed}	$(M_{y,Ed}/M_{y,N,Rd})^\alpha$ +	$V_{y,Ed}$	$V_{z,Ed}$
		$N_{pl,Rd}$	$(M_{z,Ed}/M_{z,N,Rd})^\beta$	$V_{y,T,Rd}$	$V_{z,T,Rd}$
1290	SHS 400/12,5	0,332	0,197	0,202	0,010

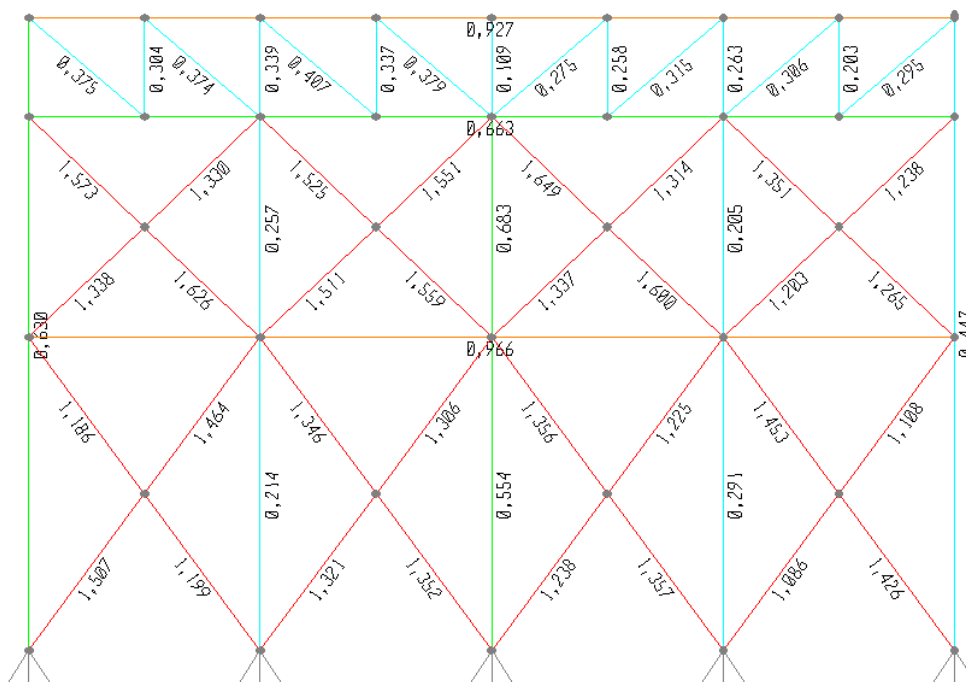
Πίνακας 5.18 Έλεγχος μέλους υποστυλώματος

α/α στοιχείου	Διατομή	Έλεγχος μέλους	
		$N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/\gamma_{M1})$ + $k_{yy} * M_{y,Ed}/(M_{y,Rk}/\gamma_{M1})$ + $k_{yz} * M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1})$	$N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/\gamma_{M1})$ + $k_{zy} * M_{y,Ed}/(M_{y,Rk}/\gamma_{M1})$ + $k_{zz} * M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1})$
1290	SHS 400/12,5	0,605	0,630

Επομένως ικανοποιείται ο έλεγχος για το υποστύλωμα.

Στην επόμενη εικόνα δίνεται το πλαίσιο που περιέχει το υποστύλωμα με το μεγαλύτερο συντελεστή εκμετάλλευσης για τους παραπάνω ικανοτικούς συνδυασμούς (κατά τη διεύθυνση X).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5



Εικόνα 5.5 Συντελεστές εκμετάλλευσης για τους ικανοτικούς συνδυασμούς κατά τη διεύθυνση X

Πλαισιακά συστήματα κατά Y

Πίνακας 5.19 Ικανοτικά μεγέθη υποστυλωμάτων πλαισίων 1, 2, 3, 4, 5 και 6

α/α στοιχείου	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Διατομή	SHS 400/12,5	SHS 400/12,5	SHS 400/12,5	SHS 400/12,5	SHS 400/12,5	SHS 400/12,5	SHS 400/12,5	SHS 400/12,5	SHS 400/12,5	SHS 400/12,5
$N_{Ed,G}$ (kN)	147,152	133,638	151,387	149,002	146,464	86,439	86,823	21,734	95,278	19,205
$N_{Ed,E}$ (kN)	564,016	38,069	580,643	709,086	740,681	460,161	34,834	478,666	591,038	657,136
γ_{ov}	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Ω_i	2,234	2,300	2,300	1,726	1,726	2,750	2,750	2,504	2,303	2,303
$1,1\gamma_{ov}\Omega_i$	2,46	2,53	2,53	1,90	1,90	3,03 > 3,00	3,03 > 3,00	2,75	2,53	2,53
N_{Ed} (kN)	1534,63	229,95	1039,77	1496,27	1553,76	1466,92	191,325	1338,07	1590,60	1681,76

Από τα παραπάνω υποστυλώματα που ανήκουν στα πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας κατά Y, θα εξεταστεί εκείνο με τα μεγαλύτερα ικανοτικά μεγέθη. Από τον πίνακα 5.18 παρατηρούμε ότι το υποστύλωμα αυτό ανήκει στο πλαίσιο 6, κατά μήκος του άξονα 21-21.

Προκειμένου να μπορέσουμε να προχωρήσουμε στη μελέτη μορφώθηκαν επίσης νέοι συνδυασμοί φορτίσεων ώστε να ληφθούν υπόψη τα μεγέθη του ικανοτικού σχεδιασμού για το πλαίσιο στο οποίο ανήκει το υποστύλωμα. Συγκεκριμένα μορφώθηκαν όπως πριν σεισμικοί συνδυασμοί δράσεων στους οποίους οι δράσεις λόγω σεισμού έχουν πολλαπλασιαστεί με τον ικανοτικό συντελεστή που για το υπόψη πλαίσιο υπολογίστηκε 2,53. Επομένως οι συνδυασμοί είναι:

- **6-CSEISMIC1:** $G + 0,6Q + 2,53E_x + 0,759E_y$
- **6-CSEISMIC2:** $G + 0,6Q + 2,53E_x - 0,759E_y$
- **6-CSEISMIC3:** $G + 0,6Q - 2,53E_x + 0,759E_y$
- **6-CSEISMIC4:** $G + 0,6Q - 2,53E_x - 0,759E_y$
- **6-CSEISMIC5:** $G + 0,6Q + 2,53E_y + 0,759E_x$
- **6-CSEISMIC6:** $G + 0,6Q + 2,53E_y - 0,759E_x$
- **6-CSEISMIC7:** $G + 0,6Q - 2,53E_y + 0,759E_x$
- **6-CSEISMIC8:** $G + 0,6Q - 2,53E_y - 0,759E_x$

Για το υπό μελέτη υποστύλωμα ισχύουν:

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - Eurocode 3-2005					
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	Combo
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text
4369	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,422187	6-CSEISMIC5

Από τον παραπάνω πίνακα παρατηρούμε ότι το συγκεκριμένο υποστύλωμα είναι αυτό με αριθμό 4369 και βρίσκεται στη δυσμενέστερη εντατική κατάσταση για τον ικανοτικό συνδυασμό 6-SEISMIC5.

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός των μέγιστων ικανοτικών μεγεθών του υποστυλώματος καθώς επίσης και τα μεγέθη αντοχής του υποστυλώματος δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 5.20 Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού και αντοχής υποστυλώματος

α/α στοιχεί ου	Διατομή	Μεγέθη σχεδιασμού					Μεγέθη αντοχής					
		N_{Ed} (kN)	$M_{y,Ed}$ (kNm)	$M_{z,Ed}$ (kNm)	$V_{y,Ed}$ (kN)	$V_{z,Ed}$ (kN)	$N_{c,Rd}$ (KN)	$M_{y,N,Rd}$ (KNm)	$V_{y,T,Rd}$ (KN)	$M_{z,N,Rd}$ (KNm)	$V_{z,T,Rd}$ (KN)	$N_{pl,Rd}$ (KN)
1290	SHS 400/12,5	1681,76	73,28	64,47	13,78	12,12	5615,93	999,82	2049,6	999,82	2049,6	6878,13

Ακολουθούν οι έλεγχοι αντοχής της διατομής και του μέλους του υποστυλώματος υπό μορφή πινάκων.

Πίνακας 5.21 Έλεγχος διατομής υποστυλώματος

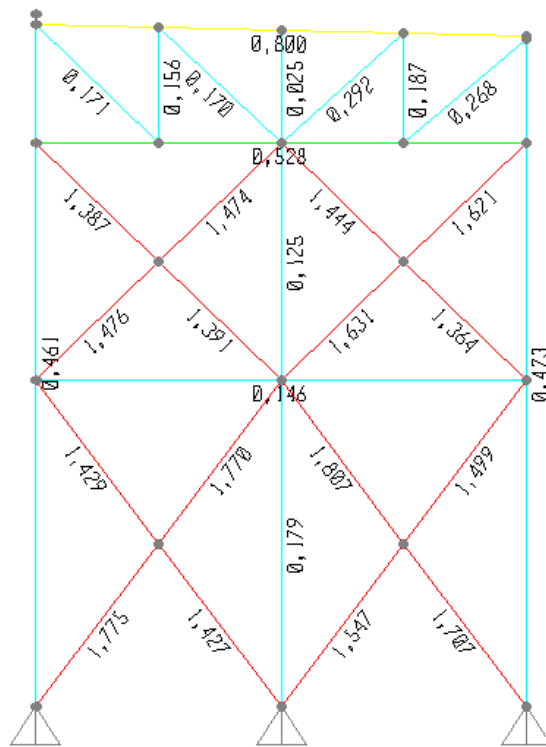
α/α στοιχείου	Διατομή	Έλεγχος διατομής			
		N_{Ed}	$(M_{y,Ed}/M_{y,N,Rd})^{\alpha}$ +	$V_{y,Ed}$	$V_{z,Ed}$
		$N_{pl,Rd}$	$(M_{z,Ed}/M_{z,N,Rd})^{\beta}$	$V_{y,T,Rd}$	$V_{z,T,Rd}$
1290	SHS 400/12,5	0,245	0,138	0,007	0,006

Πίνακας 5.22 Έλεγχος μέλους υποστυλώματος

α/α στοιχείου	Διατομή	Έλεγχος μέλους	
		$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1})$ + $k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(M_{y,Rk}/\gamma_{M1})$ + $k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1})$	$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1})$ + $k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(M_{y,Rk}/\gamma_{M1})$ + $k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1})$
1290	SHS 400/12,5	0,434	0,436

Επομένως ικανοποιείται ο έλεγχος για το υποστύλωμα.

Στην επόμενη εικόνα δίνεται το πλαίσιο που περιέχει το υποστύλωμα με το μεγαλύτερο συντελεστή εκμετάλλευσης για τους παραπάνω ικανοτικούς συνδυασμούς (κατά τη διεύθυνση Y).



Εικόνα 5.6 Συντελεστές εκμετάλλευσης για τους ικανοτικούς συνδυασμούς κατά τη διεύθυνση Y

5.2.3.2 Έλεγχος Δοκών

Ακολουθώντας την ίδια διαδικασία ελέγχου με τα υποστυλώματα θα πραγματοποιηθούν οι έλεγχοι για τις δυσμενέστερες δοκούς κατά τη διεύθυνση X και Y.

Πλαισιακά συστήματα κατά X

Στη συνέχεια παρατίθενται τα **ικανοτικά** μεγέθη για τις δυσμενέστερες δοκούς των πλαισίων, που περιέχουν κατακόρυφους συνδέσμους, κατά τη διεύθυνση X.

Όπως και προηγουμένως λόγω του ότι σε όλα τα πλαίσια κατά τη διεύθυνση X προέκυψε $1,1 \gamma_{ov}$ $\Omega \geq \varphi=3$ ο ικανοτικός συντελεστής, για τον υπολογισμό της (ικανοτικής) αξονικής δύναμης σχεδιασμού ελήφθη παντού ίσος με 3.

Πίνακας 5.23 Ικανοτικά μεγέθη δοκών πλαισίων A, B, C, D, E και F

α/α στοιχείου	A	B	C	D	E	F
Διατομή	SHS 250/10	SHS 250/10	SHS 250/10	SHS 250/10	SHS 250/10	SHS 250/10
N_{Ed,G} (kN)	88,448	-43,363	5,853	-32,826	14,161	-6,133
N_{Ed,E} (kN)	389,351	173,771	103,199	112,543	178,105	127,984
γ_{ov}	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Ω_i	2,661	4,260	5,155	5,320	4,723	4,896
$1,1\gamma_{ov} \Omega_i$	3,00 = 3,00	4,69 > 3,00	5,67 > 3,00	5,85 > 3,00	5,20 > 3,00	5,39 > 3,00
N_{Ed} (kN)	1256,50	477,95	315,45	304,80	548,48	377,82

Όπως και στα υποστυλώματα, οι συνδυασμοί που χρησιμοποιήθηκαν για τον ικανοτικό έλεγχο των δοκών που ανήκουν στα πλαισιακά συστήματα των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας, κατά τη διεύθυνση X, είναι οι εξής:

- **CSEISMIC1:** $G + 0,6Q + 3,0E_x + 0,9E_y$
- **CSEISMIC2:** $G + 0,6Q + 3,0E_x - 0,9E_y$
- **CSEISMIC3:** $G + 0,6Q - 3,0E_x + 0,9E_y$
- **CSEISMIC4:** $G + 0,6Q - 3,0E_x - 0,9E_y$
- **CSEISMIC5:** $G + 0,6Q + 3,0E_y + 0,9E_x$
- **CSEISMIC6:** $G + 0,6Q + 3,0E_y - 0,9E_x$
- **CSEISMIC7:** $G + 0,6Q - 3,0E_y + 0,9E_x$
- **CSEISMIC8:** $G + 0,6Q - 3,0E_y - 0,9E_x$

Ακολουθώντας έτσι τη διαδικασία του ελέγχου, όπως παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο 4, βρέθηκε ότι σε όλες τις δοκούς που ανήκουν στα πλαίσιακα συστήματα με κατακόρυφους συνδέσμους, κατά τη διεύθυνση X, η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό, η οποία λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση της αντοχής σε λυγισμό με την ροπή κάμψης M_{Ed} , τη ροπή σχεδιασμού στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, είναι μεγαλύτερη από αυτήν που προκύπτει από τους παραπάνω συνδυασμούς.

Τα αποτελέσματα του ελέγχου επάρκειας για όλες τις δοκούς που ανήκουν στα υπό μελέτη πλαίσια κατά τη διεύθυνση X δίνονται στο παράρτημα της παρούσας εργασίας. Παρακάτω θα παρουσιαστεί ο έλεγχος για τη δοκό με τα δυσμενέστερα ικανοτικά μεγέθη.

Για την υπόψη δοκό ισχύουν:

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - Eurocode 3-2005					
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	Combo
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text
246	SHS250/10	Beam	No Messages	0,926846	CSEISMIC4

Παρατηρούμε ότι είναι η δοκός με αριθμό 246, διατομής SHS 250x250x10 και βρίσκεται στη δυσμενέστερη εντατική κατάσταση για τον ικανοτικό συνδυασμό δράσεων CSEISMIC 4.

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός των μέγιστων ικανοτικών μεγεθών της δοκού καθώς επίσης και τα μεγέθη αντοχής της δίνονται στον παρακάτω πίνακα

Πίνακας 5.24 Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού και αντοχής δοκού

α/α στοιχεί ου	Διατομή	Μεγέθη σχεδιασμού					Μεγέθη αντοχής					
		N_{Ed} (kN)	$M_{y,Ed}$ (kNm)	$M_{z,Ed}$ (kNm)	$V_{y,Ed}$ (kN)	$V_{z,Ed}$ (kN)	$N_{c,Rd}$ (KN)	$M_{y,N,Rd}$ (KNm)	$V_{y,T,Rd}$ (KN)	$M_{z,N,Rd}$ (KNm)	$V_{z,T,Rd}$ (KN)	$N_{pl,Rd}$ (KN)
246	SHS 250/10	1256,50	6,936	13,248	0,207	2,823	2107,24	306,90	1024,80	306,90	1024,80	3408,00

Ακολουθούν οι έλεγχοι αντοχής της διατομής και του μέλους της δοκού υπό μορφή πινάκων

Πίνακας 5.25 Έλεγχος διατομής δοκού

α/α στοιχείου	Διατομή	Έλεγχος διατομής			
		N_{Ed}	$(M_{y,Ed}/M_{y,N,Rd})^{\alpha}$ +	$V_{y,Ed}$	$V_{z,Ed}$
		$N_{pl,Rd}$	$(M_{z,Ed}/M_{z,N,Rd})^{\beta}$	$V_{y,T,Rd}$	$V_{z,T,Rd}$
246	SHS 250/10	0,369	0,066	0,0002	0,003

Πίνακας 5.26 Έλεγχος μέλους δοκού

α/α στοιχείου	Διατομή	Έλεγχος μέλους	
		$N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/\gamma_{M1})$ + $k_{yy} * M_{y,Ed}/(M_{y,Rk}/\gamma_{M1})$ + $k_{yz} * M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1})$	$N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/\gamma_{M1})$ + $k_{zy} * M_{y,Ed}/(M_{y,Rk}/\gamma_{M1})$ + $k_{zz} * M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1})$
246	SHS 250/10	0,657	0,679

Επομένως ικανοποιείται ο έλεγχος για τη δοκό

Το πλαίσιο που περιέχει τη δοκό με το μεγαλύτερο συντελεστή εκμετάλλευσης για τους παραπάνω ικανοτικούς συνδυασμούς, κατά τη διεύθυνση X, προκύπτει το ίδιο με αυτό που παρουσιάστηκε για τα υποστυλώματα (εικόνα 5.5).

Πλαισιακά συστήματα κατά Υ

Πίνακας 5.27 Ικανοτικά μεγέθη δοκών πλαισίων 1, 2, 3, 4, 5 και 6

α/α στοιχείου	1	2	3	4	5	6
Διατομή	SHS 250/10	SHS 250/10	SHS 250/10	SHS 250/10	SHS 250/10	SHS 250/10
$N_{Ed,G}$ (kN)	-65,897	19,959	62,662	-17,142	-23,670	-22,353
$N_{Ed,E}$ (kN)	330,277	365,261	399,668	209,709	350,215	302,695
γ_{ov}	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Ω_i	2,234	2,300	1,726	2,750	2,504	2,303
$1,1\gamma_{ov}\Omega_i$	2,46	2,53	1,90	3,03 > 3,00	2,75	2,53
N_{Ed} (kN)	746,58	944,07	822,03	611,99	939,42	743,47

Από τις παραπάνω δοκούς που ανήκουν στα πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας κατά Υ, θα εξεταστεί εκείνη με τα μεγαλύτερα ικανοτικά μεγέθη. Από τον πίνακα 5.27 παρατηρούμε ότι η δοκός αυτή ανήκει στο πλαίσιο 2, κατά μήκος του άξονα 10-10.

Προκειμένου να μπορέσουμε να προχωρήσουμε στη μελέτη μορφώθηκαν επίσης νέοι συνδυασμοί φορτίσεων ώστε να ληφθούν υπόψη τα μεγέθη του ικανοτικού σχεδιασμού για το πλαίσιο στο οποίο ανήκει η δοκός. Συγκεκριμένα μορφώθηκαν όπως πριν σεισμικοί συνδυασμού δράσεων στους οποίους οι δράσεις λόγω σεισμού έχουν πολλαπλασιαστεί με τον ικανοτικό συντελεστή που για το υπόψη πλαίσιο υπολογίστηκε 2,53. Επομένως οι συνδυασμοί είναι:

- **6-CSEISMIC1:** $G + 0,6Q + 2,53E_x + 0,759E_y$
- **6-CSEISMIC2:** $G + 0,6Q + 2,53E_x - 0,759E_y$
- **6-CSEISMIC3:** $G + 0,6Q - 2,53E_x + 0,759E_y$
- **6-CSEISMIC4:** $G + 0,6Q - 2,53E_x - 0,759E_y$
- **6-CSEISMIC5:** $G + 0,6Q + 2,53E_y + 0,759E_x$
- **6-CSEISMIC6:** $G + 0,6Q + 2,53E_y - 0,759E_x$
- **6-CSEISMIC7:** $G + 0,6Q - 2,53E_y + 0,759E_x$
- **6-CSEISMIC8:** $G + 0,6Q - 2,53E_y - 0,759E_x$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

Για την υπό μελέτη δοκό ισχύουν:

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - Eurocode 3-2005					
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	Combo
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text
601	SHS250/10	Beam	No Messages	0,487441	6-CSEISMIC8

Από τον παραπάνω πίνακα παρατηρούμε ότι η συγκεκριμένη δοκός είναι αυτή με αριθμό 601 και βρίσκεται στη δυσμενέστερη εντατική κατάσταση για τον ικανοτικό συνδυασμό 6-SEISMIC8.

Ο δυσμενέστερος συνδυασμός των μέγιστων ικανοτικών μεγεθών της δοκού καθώς επίσης και τα μεγέθη αντοχής της δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 5.28 Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού και αντοχής υποστυλώματος

α/α στοιχεί ου	Διατομή	Μεγέθη σχεδιασμού					Μεγέθη αντοχής					
		N_{Ed} (kN)	$M_{y,Ed}$ (kNm)	$M_{z,Ed}$ (kNm)	$V_{y,Ed}$ (kN)	$V_{z,Ed}$ (kN)	$N_{c,Rd}$ (kN)	$M_{y,N,Rd}$ (kNm)	$V_{y,T,Rd}$ (kN)	$M_{z,N,Rd}$ (kNm)	$V_{z,T,Rd}$ (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)
601	SHS 250/10	944,07	5,27	6,78	1,62	0,68	2107,24	306,90	1024,80	306,90	1024,80	3408,00

Ακολουθούν οι έλεγχοι αντοχής της διατομής και του μέλους της δοκού υπό μορφή πινάκων.

Πίνακας 5.29 Έλεγχος διατομής δοκού

α/α στοιχείου	Διατομή	Έλεγχος διατομής			
		N_{Ed}	$(M_{y,Ed}/M_{y,N,Rd})^\alpha +$ $(M_{z,Ed}/M_{z,N,Rd})^\beta$	$V_{y,Ed}$	$V_{z,Ed}$
		$N_{pl,Rd}$		$V_{y,T,Rd}$	$V_{z,T,Rd}$
601	SHS 250/10	0,278	0,039	0,002	0,0007

Πίνακας 5.30 Έλεγχος μέλους δοκού

α/α στοιχείου	Διατομή	Έλεγχος μέλους	
		$N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/\gamma_{M1}) +$ $k_{yy} * M_{y,Ed}/(M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) +$ $k_{yz} * M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1})$	$N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/\gamma_{M1}) +$ $k_{zy} * M_{y,Ed}/(M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) +$ $k_{zz} * M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1})$
601	SHS 250/10	0,484	0,494

Επομένως ικανοποιείται ο έλεγχος για τη δοκό.

Το πλαίσιο που περιέχει τη δοκό με το μεγαλύτερο συντελεστή εκμετάλλευσης για τους παραπάνω ικανοτικούς συνδυασμούς, κατά τη διεύθυνση Υ, προκύπτει επίσης το ίδιο με αυτό που παρουσιάστηκε για τα υποστυλώματα (εικόνα 5.6).

5.3 Έλεγχος Περιορισμού Βλαβών

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών αποτελεί θεμελιώδη αρχή που πρέπει να καλύπτεται με ικανοποιητική αξιοπιστία για φορείς σε σεισμικές περιοχές. Σύμφωνα με την παραπάνω απαίτηση, ο φορέας σχεδιάζεται και κατασκευάζεται για 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 την δαπάνη του ίδιου του φορέα.

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών θεωρείται ότι ικανοποιείται, εάν οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων περιορίζονται σύμφωνα με τα παρακάτω.

Περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης ορόφου

Προκειμένου να ικανοποιείται η απαίτηση περιορισμού βλαβών, πρέπει να ισχύουν τα ακόλουθα όρια, για κάθε περίπτωση, για την τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου d_r , η οποία λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου.

α) για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό συνδεδεμένα με τον φορέα:

$$d_r \nu \leq 0,005 h$$

β) για κτίρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία:

$$d_r \nu \leq 0,0075 h$$

γ) για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία αγκυρωμένα με τέτοιο τρόπο ώστε να μην επηρεάζονται από τις παραμορφώσεις του φορέα, ή για κτίρια που δεν έχουν μη-φέροντα στοιχεία:

$$d_r \nu \leq 0,010 h$$

όπου

h είναι το ύψος του ορόφου

ν είναι συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών. (Οι συνιστώμενες τιμές του ν είναι 0.4 για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV και $\nu = 0.5$ για τις κατηγορίες σπουδαιότητας I και II).

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, εάν γίνεται γραμμική ανάλυση, οι μετακινήσεις που προκαλούνται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού υπολογίζονται βάσει των ελαστικών

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

παραμορφώσεων του στατικού συστήματος με τη βοήθεια της ακόλουθης απλουστευμένης έκφρασης:

$$d_s = q_d d_e$$

όπου

d_s είναι η μετακίνηση σημείου του στατικού συστήματος που προκαλείται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού

q_d είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς μετακίνησης, που λαμβάνεται ίσος με τον q εκτός αν ορίζεται διαφορετικά

d_e είναι η μετακίνηση του ίδιου σημείου του στατικού συστήματος, όπως προσδιορίζεται από την γραμμική ανάλυση βασισμένη στο φάσμα απόκρισης σχεδιασμού.

Η υπό μελέτη κατασκευή ανήκει στην περίπτωση β οπότε πρέπει:

$$d_r v \leq 0,0075 h$$

Επίσης ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας III οπότε λαμβάνεται $v = 0,4$.

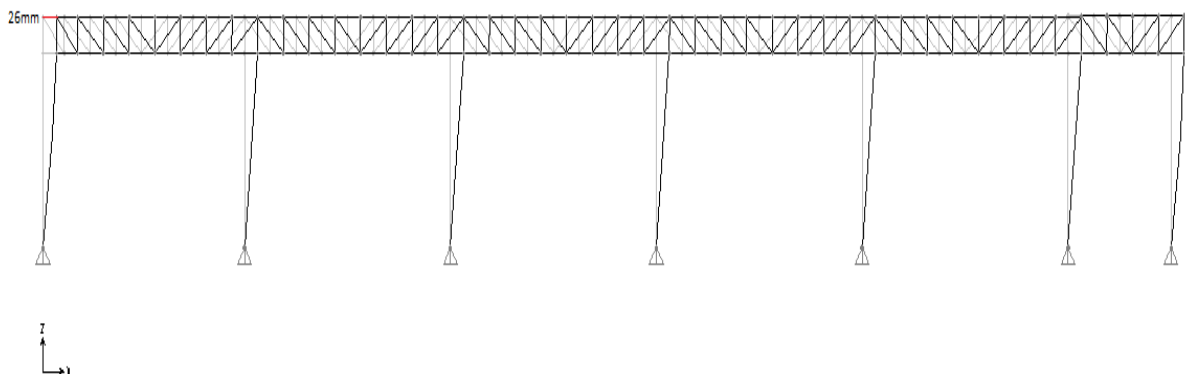
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΟ ΥΨΟΣ ΤΗΣ ΟΡΟΦΗΣ

Από την ανάλυση βρέθηκε ότι η μέγιστη παραμόρφωση στην ανώτερη στάθμη του κτιρίου εντοπίζεται κατά μήκος του άξονα (I-I) για σεισμό κατά X και κατά μήκος του άξονα (16-16) για σεισμό κατά Y (Σχήματα 5.7 και 5.8 αντίστοιχα).

Για σεισμό κατά X:

- $d_e = 26\text{mm}$
- $q_d = 3$
- $v = 0,4$
- $d_r = d_s = d_e q_d = 26\text{mm} \cdot 3 = 78\text{mm} \rightarrow$
- $d_r v = 78 \cdot 0,4 = 31,2\text{mm} < 0,0075h = 0,0075 \cdot 16870 = 126,53\text{mm}$

οπότε ο έλεγχος περιορισμού βλαβών **ικανοποιείται**.

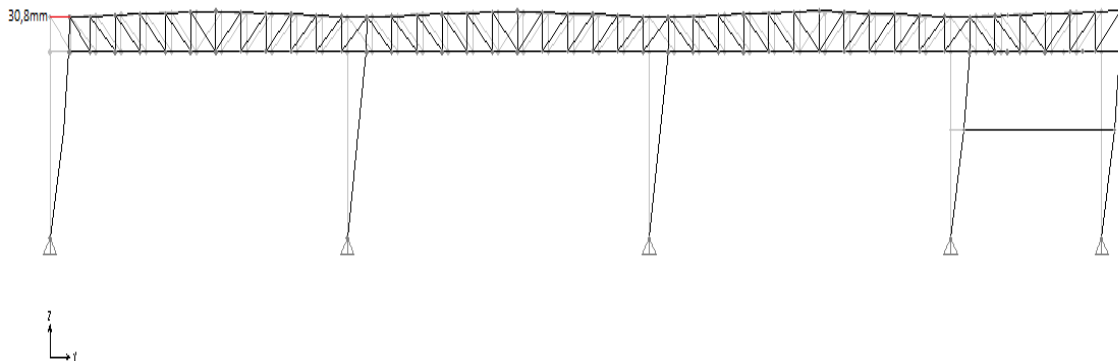


Εικόνα 5.7 Όψη I-I, Οριζόντιες παραμορφώσεις λόγω σεισμικής δράσης κατά X

Για σεισμό κατά Υ:

- $d_e = 30,8\text{mm}$
- $q_d = 3$
- $v = 0,4$
- $d_r = d_s = d_e q_d = 30,8\text{mm} \cdot 3 = 92,4 \text{ mm} \rightarrow$
- $d_r v = 92,4\text{mm} \cdot 0,4 = 36,96 \text{ mm} < 0,0075h = 0,0075 \cdot 17115 = 128,36 \text{ mm}$

οπότε ο έλεγχος περιορισμού βλαβών **ικανοποιείται**.



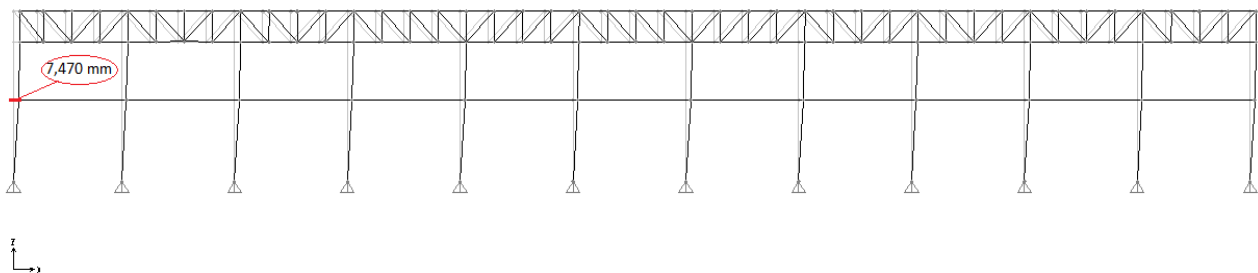
Εικόνα 5.8 Όψη 16-16, Οριζόντιες παραμορφώσεις λόγω σεισμικής δράσης κατά Υ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΟ ΥΨΟΣ ΤΟΥ ΜΕΣΟΠΑΤΩΜΑΤΟΣ

Για σεισμό κατά Χ:

- $d_e = 7,470 \text{ mm}$
- $q_d = 3$
- $v = 0,4$
- $d_r = d_s = d_e q_d = 7,470 \text{ mm} \cdot 3 = 22,41 \text{ mm} \rightarrow$
- $d_r v = 22,41 \cdot 0,4 = 8,964 \text{ mm} < 0,0075h = 0,0075 \cdot 11230 = 84,23 \text{ mm}$

οπότε ο έλεγχος περιορισμού βλαβών **ικανοποιείται**.

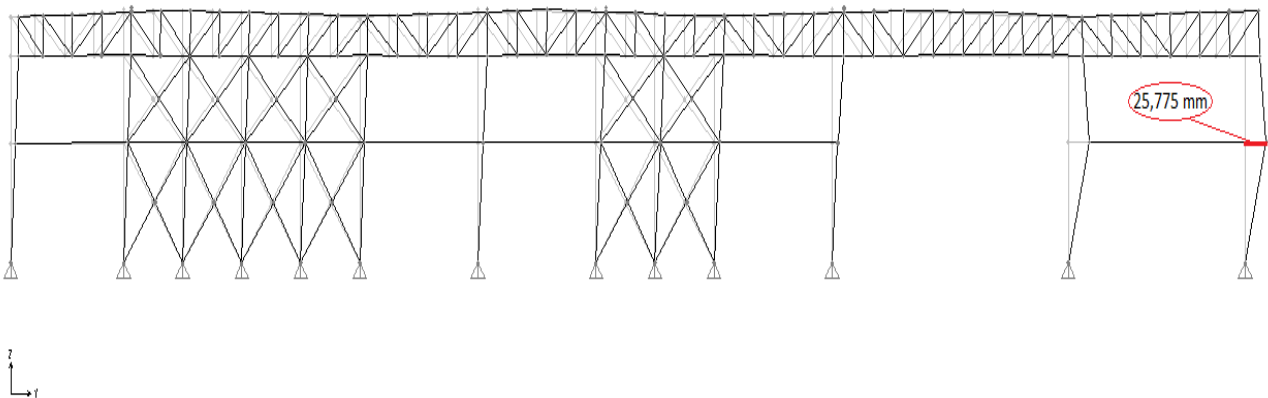


Εικόνα 5.9 Όψη Q-Q, Οριζόντιες παραμορφώσεις λόγω σεισμικής δράσης κατά X

Για σεισμό κατά Y:

- $d_e = 25,775 \text{ mm}$
- $q_d = 3$
- $v = 0,4$
- $d_r = d_s = d_e q_d = 25,775 \text{ mm} \cdot 3 = 77,33 \text{ mm} \rightarrow$
- $d_r v = 77,33 \text{ mm} \cdot 0,4 = 30,93 \text{ mm} < 0,0075h = 0,0075 \cdot 11230 = 84,23 \text{ mm}$

οπότε ο έλεγχος περιορισμού βλαβών **ικανοποιείται**.



Εικόνα 5.10 Όψη 10-10, Οριζόντιες παραμορφώσεις λόγω σεισμικής δράσης κατά Y

5.4 Έλεγχος Έναντι Φαινομένων Δευτέρας Τάξεως

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, αποτελέσματα δευτέρας τάξεως (αποτελέσματα P-Δ) δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη εάν η ακόλουθη συνθήκη ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους:

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

όπου

θ είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου

P_{tot} είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων

d_r είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου και υπολογίζεται όπως στην παράγραφο 5.2.

V_{tot} είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου, και

h είναι το ύψος του ορόφου.

Επιπλέον,

Εάν $0,1 < \theta \leq 0,2$, τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις με συντελεστή ίσο με $1/(1 - \theta)$

και

Η τιμή του συντελεστή θ δεν θα υπερβαίνει το 0,3.

Για το δυσμενέστερο πλαίσιακό σύστημα προσδιορίζεται ο δείκτης θ και για τις δυο κατευθύνσεις x, y .

Για κατεύθυνση X:

- $d_r = 78\text{mm}$ (όπως υπολογίστηκε στην 5.2)
- $P_{tot} = 1813,027$ (όπως υπολογίστηκε από το πρόγραμμα για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού)
- $V_{tot} = 3872,325$ (όπως υπολογίστηκε από το πρόγραμμα για σεισμό κατά X)
- $h = 16870\text{mm}$

$$\rightarrow \theta = (P_{tot} d_r) / (V_{tot} h) = 0,0212 < 0,1$$

Οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται

Για κατεύθυνση Y:

- $d_r = 30,8\text{mm}$ (όπως υπολογίστηκε στην 5.2)
- $P_{tot} = 1813,027$ (όπως υπολογίστηκε από το πρόγραμμα για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού)
- $V_{tot} = 5512,487$ (όπως υπολογίστηκε από το πρόγραμμα για σεισμό κατά Y)
- $h = 16950\text{mm}$

$$\rightarrow \theta = (P_{tot} d_r) / (V_{tot} h) = 0,0176 < 0,1$$

Οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται

Αφού ικανοποιούνται οι παραπάνω έλεγχοι δεν χρειάζεται να ληφθούν υπόψη στη μελέτη αποτελέσματα δευτέρας τάξεως.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

Σύγκριση Παραλλαγών - Συμπεράσματα

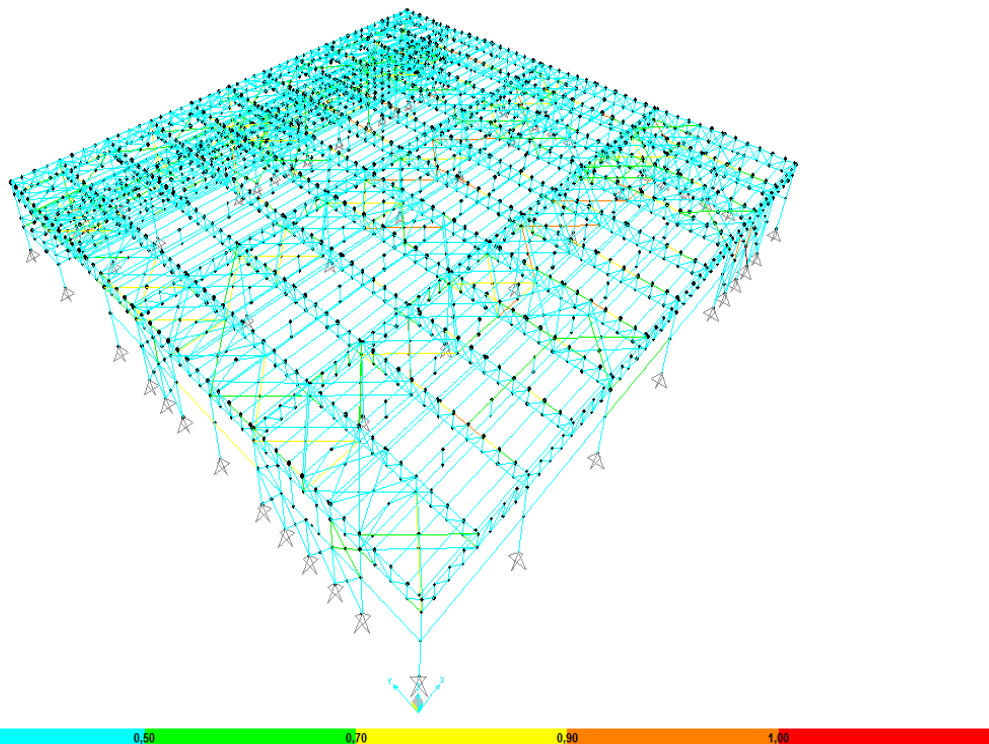
6.1 Γενικά

Στο κεφάλαιο αυτό θα γίνει σύγκριση της μελέτης της σύμμικτης κατασκευής, που πραγματοποιήθηκε, με τη μελέτη της αμιγώς μεταλλικής κατασκευής που βρίσκεται στο στάδιο ολοκλήρωσης και θα εξαχθούν συμπεράσματα όσον αφορά τα πλεονεκτήματα της μιας έναντι της άλλης. Έτσι θα τεκμηριωθεί ποια λύση ενδείκνυται για την κατασκευή του υπόψη κτηρίου αλλά και γενικότερα για κτίρια που ανήκουν στην ίδια κατηγορία με το υπό μελέτη.

Υπενθυμίζεται ότι προκειμένου να είναι δυνατή μια αξιόπιστη σύγκριση, το αμιγώς μεταλλικό κτήριο προσομοιώθηκε και μελετήθηκε εκ νέου, έτσι ώστε η κατασκευή να είναι σύμφωνη με τις διατάξεις των Ευρωκωδίκων καθώς και όλων των παραδοχών, βάση των οποίων μελετήθηκε το σύμμικτο κτήριο.

Το γεγονός αυτό μας δίνει τη δυνατότητα να λάβουμε υπόψη στη σύγκριση κριτήρια όπως τις σεισμικές παραμορφώσεις και τις κύριες ιδιοπεριόδους. Επίσης κριτήρια που θα αποτελέσουν μέρος της σύγκρισης είναι το βάρος της κάθε κατασκευής καθώς και ο απαιτούμενος χρόνος κατασκευής.

Προτού αρχίσει η σύγκριση κρίνεται ορθό να δωθεί η επάρκεια του αμιγώς μεταλλικού κτιρίου μέσω χρωματικής απεικόνισης όπως προέκυψε από τον έλεγχο μέσω του προγράμματος.



Εκόνα 6.1 Επάρκεια αμιγώς μεταλλικού κτιρίου (χρωματική απεικόνιση)

6.2 Σύγκριση Κατασκευών

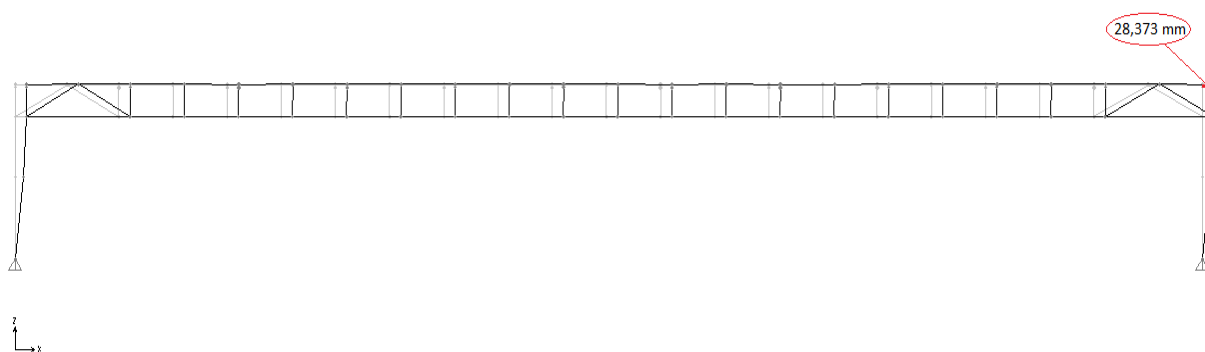
Στην παράγραφο αυτή, για κάθε κριτήριο σύγκρισης θα δίνονται, όπου κρίνεται απαραίτητο, πληροφορίες υπό τη μορφή εικόνων και πινάκων, από την ανάλυση της αμιγώς μεταλλικής κατασκευής ούτως ώστε να είναι δυνατή η σύγκριση με τα αποτελέσματα της σύμμικτης κατασκευής που έχουν ήδη παρουσιασθεί στα προηγούμενα κεφάλαια. Ακολουθεί η σύγκριση των δύο κατασκευών σύμφωνα με το εκάστοτε κριτήριο.

Σεισμικές Παραμορφώσεις

Δίνονται τα αποτελέσματα των σεισμικών παραμορφώσεων για την αμιγώς μεταλλική κατασκευή, για τις δύο διευθύνσεις σεισμού που ελήφθησαν υπόψη και γίνεται ταυτόχρονα η σύγκριση για κάθε διεύθυνση. Επίσης γίνεται ο έλεγχος του περιορισμού των βλαβών ώστε να διαπιστωθεί η επάρκεια η μη στις σεισμικές παραμορφώσεις, της αμιγώς μεταλλικής κατασκευής.

ΣΤΟ ΥΨΟΣ ΤΗΣ ΟΡΟΦΗΣ

Για σεισμό κατά X:



Εικόνα 6.2 Όψη J-J, Οριζόντιες παραμορφώσεις λόγω σεισμικής δράσης κατά X

Παρατηρούμε ότι η μέγιστη σεισμική παραμόρφωση, στο ύψος της οροφής, για σεισμό κατά τη διεύθυνση X εντοπίζεται κατά μήκος του άξονα J-J. Από τον έλεγχο για τον περιορισμό βλαβών έχουμε:

- $d_e = 28,373 \text{ mm}$
- $q_d = 3$
- $v = 0,4$
- $d_r = d_s = d_e q_d = 28,373 \text{ mm} \cdot 3 = 85,12 \text{ mm} \rightarrow$
- $d_r v = 85,12 \cdot 0,4 = 34,05 \text{ mm} < 0,0075h = 0,0075 \cdot 16870 = 126,53 \text{ mm}$

οπότε ο έλεγχος περιορισμού βλαβών **ικανοποιείται**.

Συγκρίνοντας τη μέγιστη σεισμική παραμόρφωση κατά X των δύο κατασκευών παρατηρούμε ότι αυτή προκύπτει ελαφρώς μεγαλύτερη για την αμιγώς μεταλλική κατασκευή.

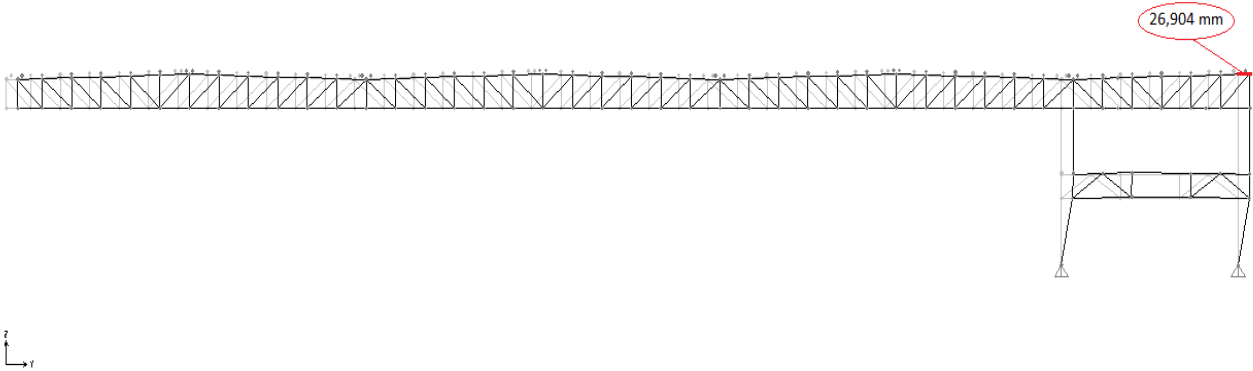
Συγκεκριμένα:

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

Για την αμιγώς μεταλλική κατασκευή $d_s = 85,12 \text{ mm}$

Για τη σύμμικτη κατασκευή $d_s = 78,00 \text{ mm}$

Για σεισμό κατά Y:



Εικόνα 6.3 Όψη 15-15, Οριζόντιες παραμορφώσεις λόγω σεισμικής δράσης κατά Y

Παρατηρούμε ότι η μέγιστη σεισμική παραμόρφωση, στο ύψος της οροφής, για σεισμό κατά τη διεύθυνση Y εντοπίζεται κατά μήκος του άξονα 15-15. Από τον έλεγχο για τον περιορισμό βλαβών έχουμε:

- $d_e = 26,904 \text{ mm}$
- $q_d = 3$
- $v = 0,4$
- $d_r = d_s = d_e q_d = 26,904 \text{ mm} \cdot 3 = 80,71 \text{ mm} \rightarrow$
- $d_r v = 80,71 \text{ mm} \cdot 0,4 = 32,29 \text{ mm} < 0,0075h = 0,0075 \cdot 17115 = 128,36 \text{ mm}$

οπότε ο έλεγχος περιορισμού βλαβών **ικανοποιείται**.

Συγκρίνοντας τη μέγιστη σεισμική παραμόρφωση κατά Y των δύο κατασκευών παρατηρούμε ότι αυτή προκύπτει ελαφρώς μικρότερη για την αμιγώς μεταλλική κατασκευή.

Συγκεκριμένα:

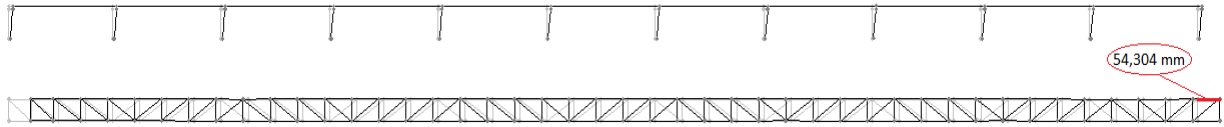
Για την αμιγώς μεταλλική κατασκευή $d_s = 80,36 \text{ mm}$

Για τη σύμμικτη κατασκευή $d_s = 92,40 \text{ mm}$

Κοινή διαπίστωση αποτελεί το γεγονός ότι οι σεισμικές παραμορφώσεις που παρατηρούνται, στο ύψος της οροφής τόσο στη σύμμικτη όσο και στην αμιγώς μεταλλική κατασκευή είναι, και για τις δύο διευθύνσεις του σεισμού, περίπου ίσες. Τέλος σημειώνεται ότι και στις δύο κατασκευές ικανοποιείται ο έλεγχος του περιορισμού βλαβών.

ΣΤΟ ΥΨΟΣ ΤΟΥ ΜΕΣΟΠΑΤΩΜΑΤΟΣ

Για σεισμό κατά X:



ξ

Εικόνα 6.4 Όψη P-P, Οριζόντιες παραμορφώσεις λόγω σεισμικής δράσης κατά X

Παρατηρούμε ότι η μέγιστη σεισμική παραμόρφωση, στο ύψος του μεσοπατώματος, για σεισμό κατά τη διεύθυνση X εντοπίζεται κατά μήκος του άξονα P-P. Από τον έλεγχο για τον περιορισμό βλαβών έχουμε:

- $d_e = 54,304 \text{ mm}$
- $q_d = 3$
- $v = 0,4$
- $d_r = d_s = d_e q_d = 54,304 \text{ mm} \cdot 3 = 162,91 \text{ mm} \rightarrow$
- $d_r v = 162,91 \cdot 0,4 = 65,17 \text{ mm} < 0,0075h = 0,0075 \cdot 11180 = 83,85 \text{ mm}$

οπότε ο έλεγχος περιορισμού βλαβών **ικανοποιείται**.

Συγκρίνοντας τη μέγιστη σεισμική παραμόρφωση κατά X των δύο κατασκευών παρατηρούμε ότι αυτή προκύπτει πολύ μεγαλύτερη για την αμιγώς μεταλλική κατασκευή.

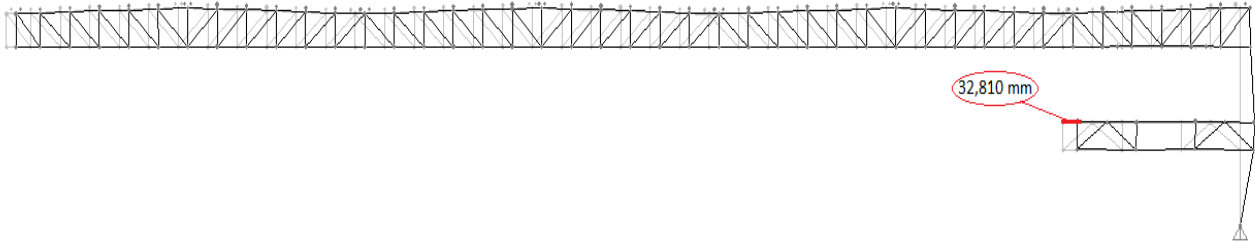
Συγκεκριμένα:

Για την αμιγώς μεταλλική κατασκευή $d_s = 162,91 \text{ mm}$

Για τη σύμμικτη κατασκευή $d_s = 22,41 \text{ mm}$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

Για σεισμό κατά Y:



Εικόνα 6.5 Όψη 13-13, Οριζόντιες παραμορφώσεις λόγω σεισμικής δράσης κατά Y

Παρατηρούμε ότι η μέγιστη σεισμική παραμόρφωση, στο ύψος του μεσοπατώματος, για σεισμό κατά τη διεύθυνση Y εντοπίζεται κατά μήκος του άξονα 15-15. Από τον έλεγχο για τον περιορισμό βλαβών έχουμε:

- $d_e = 32,810 \text{ mm}$
- $q_d = 3$
- $v = 0,4$
- $d_r = d_s = d_e q_d = 32,810 \text{ mm} \cdot 3 = 98,43 \text{ mm} \rightarrow$
- $d_r v = 98,43 \text{ mm} \cdot 0,4 = 39,37 \text{ mm} < 0,0075h = 0,0075 \cdot 11180 = 83,85 \text{ mm}$

οπότε ο έλεγχος περιορισμού βλαβών **ικανοποιείται**.

Συγκρίνοντας τη μέγιστη σεισμική παραμόρφωση κατά Y των δύο κατασκευών παρατηρούμε ότι αυτή προκύπτει μεγαλύτερη για την αμιγώς μεταλλική κατασκευή.

Συγκεκριμένα:

Για την αμιγώς μεταλλική κατασκευή $d_s = 98,43 \text{ mm}$

Για τη σύμμικτη κατασκευή $d_s = 77,33 \text{ mm}$

Κοινή διαπίστωση αποτελεί το γεγονός ότι οι σεισμικές παραμορφώσεις που παρατηρούνται στην αμιγώς μεταλλική κατασκευή, στο ύψος του μεσοπατώματος είναι, και για τις δύο διευθύνσεις του σεισμού, μεγαλύτερες από αυτές που παρατηρούνται στη σύμμικτη κατασκευή. Τέλος σημειώνεται ότι και στις δύο κατασκευές ικανοποιείται ο έλεγχος του περιορισμού βλαβών όμως για κατεύθυνση σεισμού κατά τη διεύθυνση X για την αμιγώς μεταλλική κατασκευή η παραμόρφωση του ορόφου είναι κοντά στο όριο.

Κύριες Ιδιοπερίοδοι

Δίνεται ο πίνακας που προέκυψε από την ανάλυση στον οποίο φαίνονται οι κύριες ιδιοπερίοδοι για την αμιγώς μεταλλική κατασκευή και το ποσοστό της δρώσας μάζας που συμμετέχει ανά περίπτωση.

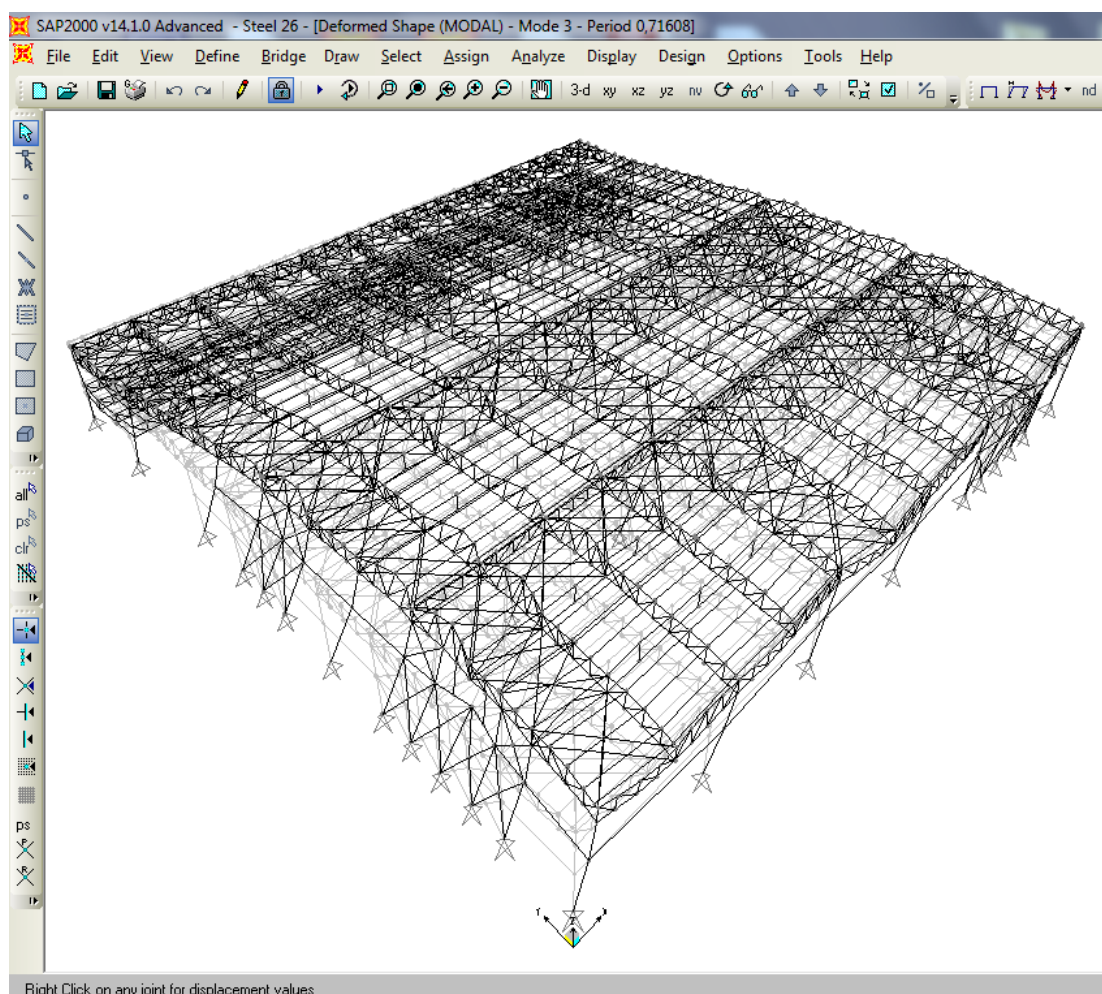
TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,389677	0,23	9,386E-07	0,23	9,386E-07
MODAL	Mode	2	0,753926	0,01916	0,72	0,25	0,72
MODAL	Mode	3	0,716083	0,5	0,03912	0,75	0,76
MODAL	Mode	4	0,707883	0,01228	0,06143	0,76	0,82
MODAL	Mode	5	0,665251	0,0000727	0,01519	0,76	0,83
MODAL	Mode	6	0,641377	0,000377	0,0007552	0,76	0,83
MODAL	Mode	7	0,62701	0,0008968	0,03331	0,77	0,87
MODAL	Mode	8	0,604573	0,0003257	0,0002184	0,77	0,87
MODAL	Mode	9	0,560503	0,002784	0,001759	0,77	0,87
MODAL	Mode	10	0,547357	0,0000711	0,0003485	0,77	0,87
MODAL	Mode	11	0,532466	0,0007464	0,0002908	0,77	0,87
MODAL	Mode	12	0,509873	0,00004661	0,01901	0,77	0,89
MODAL	Mode	13	0,489508	0,0008523	0,01839	0,77	0,91
MODAL	Mode	14	0,473413	4,922E-07	0,000005016	0,77	0,91
MODAL	Mode	15	0,454958	0,00005304	0,0009916	0,77	0,91
MODAL	Mode	16	0,453351	0,0006243	0,01819	0,77	0,93
MODAL	Mode	17	0,425249	0,00003429	0,00002233	0,77	0,93
MODAL	Mode	18	0,42488	0,0009174	0,00002151	0,77	0,93
MODAL	Mode	19	0,411118	0,00000117	0,000001634	0,77	0,93
MODAL	Mode	20	0,388625	0,001422	0,0006164	0,77	0,93

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

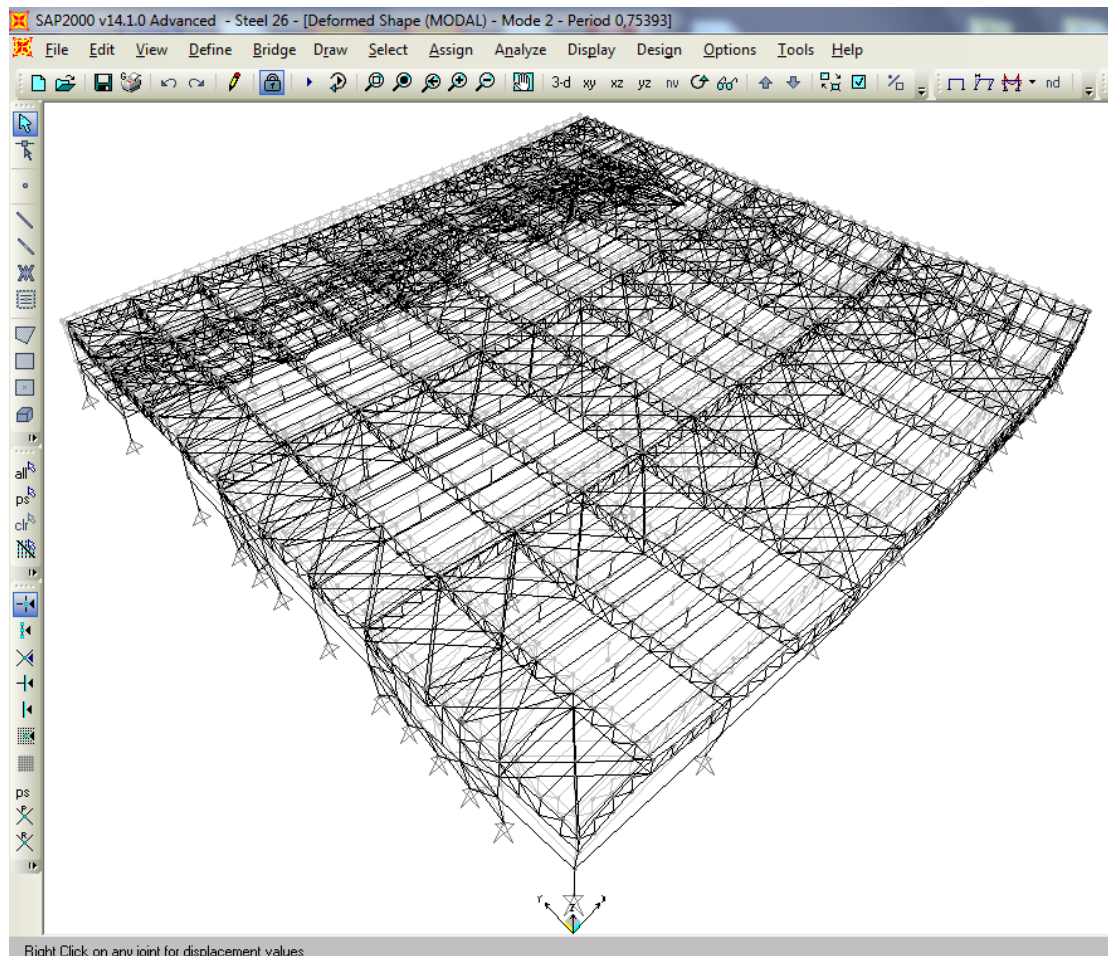
MODAL	Mode	21	0,349762	0,06682	0,0004393	0,84	0,93
MODAL	Mode	22	0,343656	0,01751	0,00006677	0,86	0,93
MODAL	Mode	23	0,335723	0,00009913	2,323E-08	0,86	0,93
MODAL	Mode	24	0,330122	0,0001367	0,000008511	0,86	0,93
MODAL	Mode	25	0,326294	0,001951	0,0001032	0,86	0,93
MODAL	Mode	26	0,324952	0,01234	0,0004246	0,87	0,93
MODAL	Mode	27	0,321385	0,02998	0,00008258	0,9	0,93

Προκύπτει ότι η κύρια ιδιοπερίοδος κατά τη διεύθυνση X είναι ίση με $T = 0,716 \text{ sec}$, αντιστοιχεί στην 3^η ιδιομορφή και δίνει ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας 50%. Ενώ η κύρια ιδιοπερίοδος κατά τη διεύθυνση Y είναι ίση με $T = 0,754 \text{ sec}$, αντιστοιχεί στην 2^η ιδιομορφή και δίνει ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας 72%..

Στις παρακάτω εικόνες φαίνονται οι κύριες ιδιομορφές κατά τη διεύθυνση X και κατά Y αντίστοιχα της αμιγώς μεταλλικής κατασκευής.



Εικόνα 6.6 Κύρια ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση X



Εικόνα 6.7 Κύρια ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση Y

Υπενθυμίζεται ότι για τη σύμμικτη κατασκευή είχαν προκύψει τα εξής:

Κύρια ιδιοπερίοδος κατά τη διεύθυνση X ίση με $T = 0,653 \text{ sec}$, αντιστοιχεί στην 2^η ιδιομορφή και δίνει ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας 46%. Ενώ η κύρια ιδιοπερίοδος κατά τη διεύθυνση Y είναι ίση με $T = 0,687 \text{ sec}$, αντιστοιχεί στην 1^η ιδιομορφή και δίνει ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας 72%. Τέλος ο αριθμός των ιδιομορφών που απαιτήθηκε ώστε να επιτευχθεί το επιθυμητό ποσοστό ιδιομορφικής μάζας (90%) ανήλθε στις 230 κατά τη διεύθυνση X και στις 2 κατά τη διεύθυνση Y.

Παρατηρούμε ότι η οι κύριες ιδιοπερίοδοι του σύμμικτου κτιρίου είναι ελαφρώς μικρότερες και κατά τις δύο διευθύνσεις απ' ότι του αμιγώς μεταλλικού. Το γεγονός αυτό μπορεί να αιτιολογηθεί από την αυξημένη δυσκαμψία που προσφέρουν οι σύμμικτες δοκοί του μεσοπατώματος, του σύμμικτου κτιρίου έναντι των δικτυωτών μεταλλικών δοκών, του αμιγώς μεταλλικού κτιρίου.

Βάρος της κατασκευής

Στην παράγραφο αυτή θα πραγματοποιηθεί η σύγκριση των βαρών των δύο κατασκευών (της σύμμικτης και της αμιγώς μεταλλικής). Το γεγονός ότι διαθέτουμε ποσοτικά στοιχεία (πλήθος και βάρος χαλύβδινων διατομών και σιδηροπλισμού, πάχος και εμβαδόν πλάκας σκυροδέματος και χαλυβδόφυλλων) μας επιτρέπει τον παραπάνω συσχετισμό και την εισαγωγή αυτού στην αντικειμενική σύγκριση των δύο κατασκευών.

Για τον παραπάνω σκοπό μορφώθηκαν πίνακες μέτρησης των βαρών των στοιχείων τις καθεμιάς κατασκευής που δίνονται παρακάτω.

Για την αμιγώς μεταλλική κατασκευή προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα:

- Συνολικό βάρος δομικού χάλυβα = 986,36 t
- Συνολικό βάρος χαλυβδόφυλλων = 17,21 t
- Συνολικό βάρος σκυροδέματος = 420,74 t
- Συνολικό βάρος σιδηροπλισμού = 38,73 t

→ Συνολικό βάρος κτηρίου = 1463,04 t

Πίνακας 6.1 Μέτρηση βάρους στοιχείων αμιγώς μεταλλικού κτηρίου												
Πλάκα σκυροδέματος												
	Ποιότητα	Ύψος h (m)	Πάχος d (m)	Διάμετρος φ (mm)	Επιφάνεια A (m ²)	Όγκος V (m ³)	Αριθμός μελών N	Συνολικό μήκος L (m)	Βάρος w (kgf/m)	Βάρος w (kgf/m ²)	Βάρος W (kgf)	Βάρος W (t)
Έγχυτο σκυροδέμα	C25/30	-	0,16	-	1051,8	168,29	-	-	-	-	420726	420,73
Σιδηροπλισμός	B500c	-	-	8	-	-	996,5	99,65	0,39	-	38727,5	38,73
Χαλυβδόφυλλα	Fe320G	-	0,00125	-	1051,8	-	-	-	-	16,36	17207,5	17,21
Συνολικό βάρος σκυροδέματος											420,74	
Συνολικό βάρος σιδηροπλισμού											38,73	
Συνολικό βάρος χαλυβδόφυλλων											17,21	
Χαλύβδινες διατομές												
Ομάδα στοιχείων												Βάρος W (t)
Υποστυλώματα												107,27
Οριζόντιοι σύνδεσμοι												236,58
Κατακόρυφοι σύνδεσμοι												14,96
Δικτυώματα στέγης												288,01
Δικτυώματα μεσοπατώματος												75,73
Τεγίδες-Μηκίδες												263,81
Συνολικό βάρος δομικού χάλυβα											986,36	
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ (t)											1463,04	

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

Για τη σύμμικτη κατασκευή προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα:

- Συνολικό βάρος δομικού χάλυβα = 954,41 t
- Συνολικό βάρος χαλυβδόφυλλων = 17,21 t
- Συνολικό βάρος σκυροδέματος = 420,74 t
- Συνολικό βάρος σιδηροπλισμού = 38,73 t

→ **Συνολικό βάρος κτηρίου** = 1431,09 t

Πίνακας 6.2 Προμέτρηση βάρους στοιχείων σύμμικτου κτηρίου													
Πλάκα σκυροδέματος													
Ποιότητα	Πάχος d (m)	Διάμετρος ϕ (mm)	Επιφάνεια A (m ²)	Όγκος V (m ³)	Αριθμός μελών N	Συνολικό μήκος L (m)	Βάρος w (kggr/m)	Βάρος w (kggr/m ²)	Βάρος W (kggr)	Βάρος W (t)	Συμπεράσματα		
Υγυτο σκυρόδεμα	0,16	-	1051,8	168,29	-	-	-	-	420725,73	420,73	420,74		
Σιδηροπλισμός	-	8	-	-	996,5	99,65	0,39	-	38727,48	38,73	38,73		
Χαλυβδόφυλλα	0,00125	-	1051,8	-	-	-	-	16,36	17207,45	17,21	17,21		
											Συνολικό βάρος σκυροδέματος		
											Συνολικό βάρος σιδηροπλισμού		
											Συνολικό βάρος χαλυβδόφυλλων		
Χαλύβδινες διατομές													
										Βάρος W (t)			
Ομάδα στοιχείων													
Υποστυλώματα											106,51		
Οριζόντιοι σύνδεσμοι											241,9		
Κατακόρυφοι σύνδεσμοι											16,38		
Δικτυώματα στέγης											273,34		
Σιδηροδοκοί σύμμικτων δοκών											52,47		
Τεγίδες-Μηκίδες											263,81		
											Συνολικό βάρος δομικού χάλυβα		
											ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ (ton)		
											1431,09		

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

Από τα παραπάνω στοιχεία παρατηρούμε ότι οι δύο κατασκευές βρίσκονται στο ίδιο επίπεδο, όσον αφορά το βάρος των δομικών τους στοιχείων.

Απαιτούμενος Χρόνος Κατασκευής

Στο σημείο αυτό αξίζει να σημειωθεί το σαφές πλεονέκτημα των σύμμικτων δοκών έναντι της περίπτωσης των μεταλλικών στις οποίες η πλάκα σκυροδέματος απλά εδράζεται, όσον αφορά την ταχύτητα εκτέλεσης των εργασιών και ολοκλήρωσης της κατασκευής. Η διαφορά εντοπίζεται κυρίως σε δύο σημεία τα οποία αφορούν, στην ανάγκη λήψης προσωρινών μέτρων υποστήριξης και στην δυνατότητα παράλληλης εκτέλεσης των εργασιών κατά τη φάση κατασκευής.

Όσον αφορά το πρώτο σημείο, όπως αποδείχτηκε στην παρούσα εργασία, το σύστημα σύμμικτων δοκών-πλάκας δεν απαιτήσε πουθενά προσωρινή υποστήριξη κατά τη φάση κατασκευής. Επίσης λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας που παρέχουν τα χαλυβδόφυλλα, με τον συγκεκριμένο τρόπο διάταξης και σύνδεσης με τις δοκούς, όπως αναλύθηκε, δεν απαιτήθηκε πλευρική εξασφάλιση των σύμμικτων δοκών κατά τη φάση κατασκευής. Γίνεται κατανοητό ότι τα παραπάνω έχουν ως αποτέλεσμα την αύξηση της ταχύτητας της κατασκευής καθώς δεν ξοδεύεται επιπλέον χρόνος για την τοποθέτηση συστημάτων προσωρινής υποστήριξης ή πλευρικής εξασφάλισης που το σύστημα των μεταλλικών δοκών-πλάκας σκυροδέματος θα απαιτούσε.

Αποτέλεσμα της άνω παρατήρησης αποτελεί και το δεύτερο σημείο διαφοράς των δύο συστημάτων. Η ανάγκη λήψης συστημάτων προσωρινής υποστήριξης για το σύστημα μεταλλικών δοκών-πλάκας σκυροδέματος έχει ως αποτέλεσμα την μείωση της ταχύτητας κατασκευής καθώς δεν είναι δυνατή η εκτέλεση εργασιών στο επίπεδο κάτω από το σύστημα δοκών-πλάκας μέχρις ότου σκληρυνθεί το σκυρόδεμα και μέτρα αυτά απομακρυνθούν. Αντίθετα η μη ανάγκη λήψης τέτοιων μέτρων για το σύστημα σύμμικτων δοκών-πλάκας σκυροδέματος μειώνει σημαντικά το χρόνο κατασκευής επιτρέποντας την παράλληλη εκτέλεση εργασιών.

Κοινή παρατήρηση για όσα αναφέρθηκαν παραπάνω αποτελεί το γεγονός ότι το σύστημα σύμμικτων δοκών-πλάκας σκυροδέματος που εξετάστηκε αναλυτικά στην παρούσα εργασία υπερτερεί έναντι του συστήματος μεταλλικών δοκών-πλάκας σκυροδέματος όσον αφορά την ταχύτητα εκτέλεσης των εργασιών και επομένως την ταχύτητα ολοκλήρωσης της κατασκευής.

6.3 Συμπεράσματα

Συνοψίζοντας τα αποτελέσματα της σύγκρισης που προηγήθηκε μεταξύ της σύμμικτης και της αμιγώς μεταλλικής κατασκευής, καταλήγουμε στα παρακάτω συμπεράσματα.

Ξεκινώντας με το πρώτο κριτήριο της σύγκρισης που αφορούσε τις σεισμικές παραμορφώσεις, διαπιστώθηκε, συγκεκριμένα στη στάθμη του μεσοπατώματος, ότι η σύμμικτη κατασκευή συμπεριφέρθηκε σαφώς καλύτερα έναντι της αμιγώς μεταλλικής καθώς για την πρώτη παρατηρήθηκαν μικρές τιμές οριζόντιων μετακινήσεων, πολύ χαμηλότερες από τα όρια του ελέγχου περιορισμού των βλαβών, και κατά τις δύο διευθύνσεις. Αντίθετα για την αμιγώς μεταλλική κατασκευή οι τιμές των μετακινήσεων αυτών προέκυψαν σαφώς μεγαλύτερες πλησιάζοντας κοντά στα όρια του ελέγχου περιορισμού των βλαβών κατά τη διεύθυνση Χ.

Το παραπάνω γεγονός επαληθεύει την ευεργετική συμβολή της πλήρους διαφραγματικής λειτουργίας που προσφέρει το σύστημα της σύμμικτης πλάκας και των δοκών, που επιτυγχάνεται μέσω της διατηρητικής τους σύνδεσης. Προκύπτει λοιπόν το συμπέρασμα ότι το σύμμικτο κτίριο είναι σαφώς ασφαλέστερο από το αμιγώς μεταλλικό, έναντι των σεισμικών παραμορφώσεων.

Περνώντας στο δεύτερο κριτήριο σύγκρισης που αφορούσε τις κύριες ιδιοπεριόδους των δυο κατασκευών διαπιστώθηκε ότι και κατά τις δύο διευθύνσεις (Χ και Υ) οι κύριες ιδιοπερίοδοι της σύμμικτης κατασκευής ήταν λίγο μικρότερες απ' ότι της μεταλλικής. Η παραπάνω διαπίστωση μας οδηγεί στο συμπέρασμα ότι η σύμμικτη κατασκευή παρουσιάζει μεγαλύτερη δυσκαμψία έναντι της μεταλλικής λόγω του σύμμικτου συστήματος πλάκας και δοκών, όπως ήταν αναμενόμενο. Το γεγονός ότι οι τιμές των ιδιοπεριόδων της αμιγώς μεταλλικής κατασκευής αν και προέκυψαν μικρότερες και κατά τις δύο διευθύνσεις, κινήθηκαν κοντά στις τιμές της σύμμικτης κατασκευής οφείλεται στην περιορισμένη έκταση που καταλαμβάνει το μεσοπάτωμα στην κατασκευή.

Όσον αφορά το βάρος των δύο κατασκευών, ήταν αναμενόμενη η σύμπτωση των τιμών για τις δύο κατασκευές καθώς η ελάφρυνση της κατασκευής από τις δικτυωτές δοκούς αντισταθμίζεται από την απαίτηση τοποθέτησης μεγαλύτερων συμπαγών διατομών για τις σύμμικτες.

Μένοντας στη σύγκριση των δικτυωτών δοκών με τις σύμμικτες μπορούμε να αναφέρουμε σαν μειονέκτημα των πρώτων την πληθώρα συνδέσεων που απαιτούν, γεγονός που σχετίζεται άμεσα με την ταχύτητα κατασκευής και κατ' επέκταση με οικονομικά κριτήρια. Η παραπάνω διαπίστωση αρχίζει να έχει σημαντική επίδραση στη σύγκριση των δύο όσο αυξάνεται ο αριθμός αυτών των στοιχείων στην κατασκευή (π.χ κτίρια με μεσοπάτωμα σ' όλη την έκταση της κάτοψης).

Τέλος λαμβάνοντας υπόψη και τα όσα αναφέρθηκαν στην αμέσως προηγούμενη παράγραφο για τον απαιτούμενο χρόνο κατασκευής των δύο κατασκευών καταλήγουμε στην παρακάτω διαπίστωση.

Για την πλειονότητα των παραπάνω κριτηρίων σύγκρισης, η σύμμικτη κατασκευή υπερτερεί έναντι της αμιγώς μεταλλικής ενώ για κανένα κριτήριο δεν υστερεί. Το γεγονός λοιπόν αυτό καθιστά τη σύμμικτη κατασκευή ως την πλέον ενδεικνυόμενη λύση.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης .: Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα, Κλειδάριθμος, 2005.
- [2] Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης .: Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι, 2^η έκδοση, Κλειδάριθμος, 1997, 2005.
- [3] Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης .: Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ, Κλειδάριθμος, 1999, 2004.
- [4] Ι. Βάγιας .: Σιδηρές Κατασκευές, Ανάλυση και διαστασιολόγηση, Κλειδάριθμος, 2003.
- [5] Ι. Βάγιας .: Σύμμικτες Κατασκευές, από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 2^η έκδοση, Κλειδάριθμος, 2001.
- [6] Ι. Χ. Ερμόπουλος .: Στοιχεία Σχεδιασμού Μεταλλικών Κατασκευών, Ε.Μ.Π, 2000.
- [7] Ι. Χ. Ερμόπουλος .: Ευρωκώδικας 1, Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής, 2^η έκδοση, Κλειδάριθμος, 2005.
- [8] Eurocode 0: Basis of structural design, CEN, EN 1990, April 2002.
- [9] Eurocode 1: Actions on structures, Part 1-1: General actions-Densities, self-weight, imposed loads for buildings, CEN), EN 1991-1-1, April 2002.
- [10] Eurocode 1: Actions on structures, Part 1-3: General actions – Snow loads, CEN, EN 1991-1-3: 2002.
- [11] Eurocode 1: Actions on structures, Part 1-4: General actions – Wind actions, CEN, EN 1991-1-4, April 2005.
- [12] Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN, EN 1992-1-1, December 2004.
- [13] Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN, EN 1993-1-1, May 2005.

[14] Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-3: General rules. Supplementary rules for cold-formed members and sheeting, CEN, EN 1993-1-3,

[15] Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN, EN 1994-1-1: 2004.

[16] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, CEN, EN 1998-1: 2004.

[17] Anil K. Chopra .: Δυναμική των Κατασκευών, Θεωρία και Εφαρμογές στη Σεισμική Μηχανική, 3^η έκδοση, Μ. Γκιούρδας, 2008.

[18] Α. Καλπίνης - Ν. Σίμος ΑΕΒΕ «SYMDECK 73» Εγχειρίδιο σχεδιασμού σύμμικτων πλακών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3- τμήμα 1.3 και Ευρωκώδικα 4. Συνοδεύεται από λογισμικό που είναι διαθέσιμο στην ιστοσελίδα www.kalpinissimos.gr/svmdesign

[19] **Berkeley, California, USA** «SAP2000® Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures-STEEL DESIGN MANUAL», **Computers and Structures, Inc.**

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΚΑΤΑ ΤΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ (ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ)

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - Eurocode 3-2005					
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	Combo
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text
1290	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,629932	CSEISMIC1
1293	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,447032	CSEISMIC1
233	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,442301	CSEISMIC1
13	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,775401	CSEISMIC5
121	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,671568	CSEISMIC5
298	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,471015	CSEISMIC5
301	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,59616	CSEISMIC5
357	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,394788	CSEISMIC5
359	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,567413	CSEISMIC5
391	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,475091	CSEISMIC1
398	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,566331	CSEISMIC5
400	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,410768	CSEISMIC5
404	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,338041	CSEISMIC1
410	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,454222	CSEISMIC5
415	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,345078	CSEISMIC5

ΔΟΚΟΙ ΚΑΤΑ ΤΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Χ (ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ)

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - Eurocode 3-2005					
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	Combo
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text
39	SHS250/10	Beam	No Messages	0,663136	CSEISMIC1
246	SHS250/10	Beam	No Messages	0,926846	CSEISMIC1
274	SHS140/6	Beam	No Messages	0,712339	CSEISMIC1
292	SHS140/8	Beam	No Messages	0,666617	CSEISMIC1
389	SHS250/10	Beam	No Messages	0,273255	CSEISMIC1
399	SHS250/10	Beam	No Messages	0,184778	CSEISMIC1
454	SHS250/10	Beam	No Messages	0,217757	CSEISMIC1
471	SHS220/10	Beam	No Messages	0,105848	CSEISMIC5
476	SHS250/10	Beam	No Messages	0,197333	CSEISMIC5
485	SHS250/10	Beam	No Messages	0,298009	CSEISMIC5
489	SHS220/10	Beam	No Messages	0,143743	CSEISMIC1
512	SHS220/10	Beam	No Messages	0,191058	CSEISMIC5

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - Eurocode 3-2005					
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	Combo
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text
401	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,260853	FULS3
620	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,260854	FULS3
998	SHS400/20	Column	No Messages	0,277479	FULS2
1000	SHS400/20	Column	No Messages	0,292594	FULS5
1002	SHS400/20	Column	No Messages	0,267837	FULS5
1004	SHS400/20	Column	No Messages	0,286213	FULS5
1006	SHS400/20	Column	No Messages	0,263338	FULS3
1101	SHS400/20	Column	No Messages	0,225702	FULS2
1103	SHS400/20	Column	No Messages	0,267405	FULS5
1105	SHS400/20	Column	No Messages	0,252038	FULS5
1107	SHS400/20	Column	No Messages	0,274708	FULS5
1109	SHS400/20	Column	No Messages	0,260047	FULS2
1290	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,294401	FULS2
1293	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,26083	FULS3
1411	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,260826	FULS3
1574	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,200296	FULS3
5588	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,205631	SEISMIC1
5591	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,283406	FULS2
5593	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,311182	FULS2
5595	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,294189	FULS2
4124	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,260853	FULS3
4126	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,260853	FULS3
4131	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,178784	SEISMIC5
4133	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,206807	SEISMIC5
4357	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,260855	FULS3
4359	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,260855	FULS3
4361	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,126504	SEISMIC5
4363	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,260855	FULS3
4365	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,260855	FULS3
4367	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,260855	FULS3
4369	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,260828	FULS3
41	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,319623	SEISMIC5
233	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,242241	FULS3
13	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,308821	SEISMIC5
121	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,258967	FULS3
20	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,351033	SEISMIC5
21	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,350393	FULS3
40	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,3738	SEISMIC5
42	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,331014	SEISMIC5
84	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,331254	SEISMIC5

96	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,280425	FULS6
135	SHS400/16	Column	No Messages	0,251533	SEISMIC5
152	SHS400/16	Column	No Messages	0,23755	FULS3
225	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,173957	SEISMIC5
228	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,191958	SEISMIC5
231	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,156601	SEISMIC5
232	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,174078	SEISMIC5
234	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,156039	SEISMIC5
235	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,183011	FULS3
244	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,253435	FULS3
245	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,174202	SEISMIC5
248	SHS400/20	Column	No Messages	0,163727	FULS6
252	SHS400/20	Column	No Messages	0,169555	FULS3
266	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,19355	FULS6
267	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,211208	FULS3
268	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,201202	FULS6
269	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,216393	SEISMIC5
270	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,162667	SEISMIC5
271	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,175025	SEISMIC5
272	SHS400/16	Column	No Messages	0,341179	SEISMIC8
273	SHS400/16	Column	No Messages	0,380975	FULS3
275	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,401303	SEISMIC5
290	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,406969	FULS3
291	SHS400/16	Column	No Messages	0,300553	SEISMIC5
295	SHS400/16	Column	No Messages	0,359038	FULS3
298	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,350644	FULS3
301	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,267526	FULS3
357	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,225452	FULS3
359	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,228819	SEISMIC5
388	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,2629	FULS6
390	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,248545	SEISMIC5
391	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,256246	FULS3
398	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,241761	SEISMIC5
400	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,258658	FULS6
404	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,210562	FULS6
406	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,328412	FULS3
408	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,324593	FULS6
410	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,267325	FULS6
415	SHS400/12,5	Column	No Messages	0,320981	FULS6