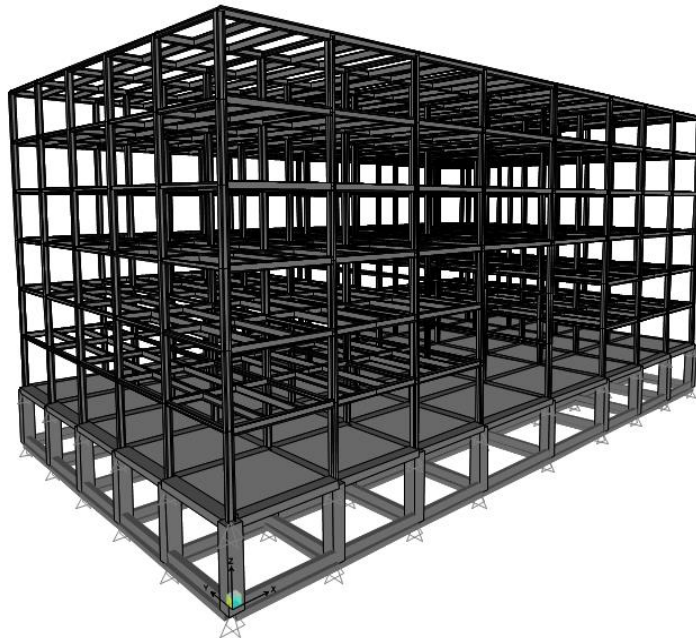




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ 6-ΟΡΟΦΟΥ ΕΜΠΟΡΙΚΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΜΕ
ΚΤΙΡΙΑ ΑΠΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΣΚΕΛΕΤΟ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΥΑΓΓΕΛΟΣ Κ. ΠΑΤΣΗΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΡΑΥΤΟΓΙΑΝΝΗΣ ΙΩΑΝΝΗΣ

ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΝΙΟΣ 2014
ΕΜΚ ΔΕ 2014/17

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

Περίληψη.....	7
Abstract.....	8
Ευχαριστίες.....	9

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1. Γενική περιγραφή του έργου.....	11
1.2. Κατασκευαστικά στοιχεία.....	11
1.3. Ανέγερση.....	14
1.4. Ανάλυση του κτιρίου.....	14

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

2.1. Γενικά.....	17
2.2. Οριακές καταστάσεις-δράσεις.....	17
2.3. Μόνιμα φορτία.....	18
2.4. Κινητά φορτία.....	18
2.5. Φορτία χιονιού.....	18
2.6. Δράσεις ανέμου.....	19
2.6.1. Πίεση ανέμου στις επιφάνειες της κατασκευής.....	20
2.6.2. Υπολογισμός των φορτίων ανέμου στο έργο της παρούσας εργασί.....	29

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

3.1. Εισαγωγή.....	35
3.2. Μέθοδοι υπολογισμού σεισμικής απόκρισης.....	35
3.3. Προσδιορισμός δεδομένων φασματικής ανάλυσης.....	36
3.4. Φάσμα σχεδιασμού.....	39
3.5. Σεισμική απόκριση κατασκευής – Ιδιομορφές.....	41

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

4.1. Οριακές καταστάσεις.....	45
4.2. Καταστάσεις σχεδιασμού.....	45
4.3. Συνδυασμοί δράσεων.....	46
4.4. Συνδυασμοί δράσεων στην παρούσα εργασία.....	48

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΜΕΛΩΝ ΚΑΙ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ

5.1. Κατάταξη διατομών.....	55
5.2. Αντοχή διατομών.....	60
5.2.1. Αντοχή διατομής σε μονοαξονικό εφελκυσμό.....	60
5.2.2. Αντοχή διατομής σε θλίψη.....	60
5.2.3. Αντοχή διατομής σε τέμνουσα.....	61
5.2.4. Αντοχή διατομής σε κάμψη.....	62
5.2.5. Αντοχή διατομής σε κάμψη και τέμνουσας.....	62
5.2.6. Αντοχή διατομής σε κάμψη και αξονική δύναμη.....	63
5.3. Έλεγχος μελών σε οριακή κατάσταση αστοχίας.....	64
5.3.1. Καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης.....	64

5.3.2. Στρεπτοκαμπτικός (πλευρικός) λυγισμός.....	68
5.3.3. Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός υπό θλίψη και κάμψη.....	70
5.4. Ανάλυση και διαστασιολόγηση μελών.....	70
A. ΜΟΝΤΕΛΟ ΧΩΡΙΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ (κτίριο A)	
5.4.A.1. Έλεγχος επιρροών φαινομένων 2ας τάξεως.....	71
5.4.A.2. Διαδοκίδα.....	72
5.4.A.3. Κύρια δοκός.....	73
5.4.A.4. Δευτερεύουσα δοκός.....	75
5.4.A.5. Υποστύλωμα.....	76
B. ΜΟΝΤΕΛΟ ΜΕ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ (κτίριο B)	
5.4.B.1. Έλεγχος επιρροών φαινομένων 2ας τάξεως.....	85
5.4.B.2. Διαδοκίδα.....	86
5.4.A.3. Κύρια δοκός.....	87
5.4.B.4. Δευτερεύουσα δοκός.....	88
5.4.A.5. Υποστύλωμα.....	89
5.4.B.6. Ικανοτικός έλεγχος κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψία.....	95
5.5. Σύμμικτη πλάκα.....	97
5.5.1. Τύποι διατμητικής σύνδεσης.....	97
5.5.2. Διατάξεις λεπτομερειών.....	98
5.5.2.1. Πάχος πλάκας και οπλισμός.....	98
5.5.2.2. Αδρανή.....	98
5.5.2.3. Απαιτήσεις έδρασης.....	99
5.5.3. Δράσεις και αποτελέσματα δράσεων.....	99
5.5.3.1. Καταστάσεις σχεδιασμού.....	99
5.5.3.3 Δράσεις για τη σύμμικτη πλάκα.....	100
5.5.4. Ανάλυση για τα εντατικά μεγέθη.....	100
5.5.4.1. Αυλακωτό χαλυβδόφυλλο ως σιδηρότυπος.....	100
5.5.4.2. Ανάλυση της σύμμικτης πλάκας.....	100
5.5.4.3. Ενεργό πλάτος σύμμικτης πλάκας για συγκεντρωμένα σημειακά και γραμμικά φορτία.....	100
5.5.5. Έλεγχος του αυλακωτού χαλυβδόφυλλου ως σιδηρότυπου για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας.....	102
5.5.6. Έλεγχος του αυλακωτού χαλυβδόφυλλου ως σιδηρότυπου για τις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας.....	102
5.5.7. Έλεγχος σύμμικτων πλακών στις οριακές καταστάσεις αστοχίας.....	102
5.5.7.1. Κάμψη.....	102
5.5.7.2. Διαμήκης διάτμηση σε πλάκες χωρίς ακραία αγκύρωση.....	103
5.5.7.3. Διαμήκης διάτμηση για πλάκες με ακραία αγκύρωση.....	105

5.5.7.4. Κατακόρυφη διάτμηση.....	105
5.5.7.5. Διάτμηση.....	105
5.5.8. Έλεγχος σύμμικτων πλακών σε οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας.....	106
5.5.8.1. Έλεγχος ρηγμάτωσης του σκυροδέματος.....	106
5.5.8.2. Παραμόρφωση.....	106
5.5.9. Ανάλυση και έλεγχος σύμμικτης πλάκας.....	107
5.6. Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	109
5.7. Παρουσίαση του υπολογιστικού φύλλου (EXCEL).....	109

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ

6.1. Κατηγορίες κοχλιωτών συνδέσεων.....	113
6.1.1. Συνδέσεις διάτμησης.....	113
6.1.2. Συνδέσεις εφελκυσμού.....	114
6.2. Απ τάξεις οπών για κοχλίες και ήλους.....	115
6.3. Αντοχή σχεδιασμού μεμονωμένων μέσων σύνδεσης.....	117
6.4. Σύνδεση διαδοκίδας σε κύρια δοκό.....	118
6.4.A. ΚΤΡΦ Α.....	118
6.4.B. ΚΤΡΦ Β.....	123
6.5. Συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων.....	124
6.5.1. Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση.....	125
6.5.2. Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη.....	126
6.5.3. Ώδύναμο βραχύ ταυ σε εφελκυσμό.....	128
6.5.4. Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό.....	129
6.5.5. Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη.....	130
6.5.6. Μετωπική πλάκα σε κάμψη.....	131
6.5.7. Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη.....	133
6.5.8. Κορμός δοκού σε εφελκυσμό.....	134
6.5.9. Ροπή αντοχής σχεδιασμού.....	134
6.6. Σύνδεση κύριας δοκού με υποστύλωμα.....	134
6.6.A. ΚΤΡΦ Α.....	134
6.6.B. ΚΤΡΦ Β.....	138
6.7. Συνδέσεις δευτερευουσών δοκών με υποστυλώματα.....	141
6.8. Συνδέσεις κατακόρυφων συνδέσεων δυσκαμψίας στο κτίριο Β.....	144
6.9. Παρουσίαση του υπολογιστικού φύλλου (EXCEL).....	148

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΣΥΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

7.1. Σύγκριση ιδίου βάρους κατασκευής.....	153
7.2. Σύγκριση εντατικών μεγεθών.....	154
7.2.1. Μέγιστα εντατικά μεγέθη υποστυλωμάτων στα κτίρια Α και Β.....	154
7.2.2. Μέγιστα εντατικά μεγέθη κυρίων δοκών στα κτίρια Α και Β.....	155
7.3. Σύγκριση ιδιομορφών.....	155
7.4. Σύγκριση τεμνουσών βάσης.....	157
7.5. Σύγκριση σεισμικών μετακινήσεων ορόφων.....	159

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ-ΕΠΙΛΟΓΟΣ	161
------------------------------------	-----

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΠΗΓΕΣ	163
-----------------------------------	-----

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η διαδικασία σχεδιασμού και διαστασιολόγησης ενός μεγάλου έργου σε δύο μοντέλα (με και χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας) με χαλύβδινο φέροντα οργανισμό χωρίς σύμμικτη με σύμμικτες πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα, με χρήση ενός εμπορικά διατιθέμενου προγράμματος. Το κτίριο που επιλέχθηκε προς μελέτη είναι ένα εξαώροφο κτίριο μεγάλων ανοιγμάτων για εμπορική χρήση με υπόγειο χώρο στάθμευσης και ένα κεντρικό άνοιγμα-στοά. Οι διαστάσεις του κτιρίου είναι είναι 52 m x 30 m.

Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση του κτιρίου πραγματοποιήθηκε με βάση τους Ευρωκώδικες. Πιο συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν οι ακόλουθοι κανονισμοί:

- Ευρωκώδικας 0: Βάσεις σχεδιασμού
- Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις (Μέρος 1-1)
Φορτία χιονιού (Μέρος 1-3)
Δράσεις ανέμου (Μέρος 1-4)
- Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών (Μέρος 1-1)
Σχεδιασμός κόμβων (Μέρος 1-8)
- Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα (Μέρος 1-1)
- Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός (Μέρος 1-1)

Η επίλυση του κτιρίου έγινε με το πρόγραμμα ανάλυσης και διαστασιολόγησης SAP2000version15.

Στο πρώτο κεφάλαιο παρουσιάζεται το κτίριο, περιγράφεται η αρχιτεκτονική και η κατασκευή του έργου και παρατίθενται στοιχεία σχετικά με την ανέγερσή του. Στο τέλος του κεφαλαίου περιγράφεται το πρόγραμμα ανάλυσης και διαστασιολόγησης SAP2000.

Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται εκτενής αναφορά στον προσδιορισμό των φορτίων που καταπονούν την κατασκευή, ενώ παρατίθενται και αντίστοιχα αποσπάσματα των κανονισμών βάσει των οποίων προέκυψαν τα επιβαλλόμενα φορτία.

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι σεισμικές δράσεις όπως περιγράφονται από τον Ευρωκώδικα 8 και τα Εθνικά Προσαρτήματα, καθώς και ορισμένα στοιχεία για την ιδιομορφική ανάλυση του κτιρίου.

Στο τέταρτο κεφάλαιο περιγράφονται οι συνδυασμοί των δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας όπως απαιτείται από τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 και Ευρωκώδικα 8.

Στο πέμπτο κεφάλαιο διατυπώνονται οι απαιτούμενοι έλεγχοι σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 3 και 4, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων όπως προέκυψαν από το SAP2000, και η ακολουθεί η διαστασιολόγηση του έργου, η οποία πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια υπολογιστικών φύλλων EXCEL, αντίστοιχα για τα δύο εναλλακτικά μοντέλα του κτιρίου (με και χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας).

Στο έκτο κεφάλαιο παρουσιάζεται η διαδικασία σχεδιασμού ορισμένων συνδέσεων και κόμβων του κτιρίου, ξανά με τη βοήθεια υπολογιστικών φύλλων EXCEL, σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 για τα δυο εναλλακτικά μοντέλα της παρούσας εργασίας.

Τέλος, στο έβδομο κεφάλαιο, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της σύγκρισης των δύο εναλλακτικών μοντέλων του κτιρίου και γίνεται μία συνολική αποτίμηση της εν λόγω εργασίας.

ABSTRACT

This dissertation deals with the design process of a large steel-framed structure using two alternative structural models (one with and one without braced frames) with composite slabs from steel sheets and reinforced concrete, by using a commercially available software. The building that is being studied, is a six-storey structure of large openings, with an underground parking place and a central gap in the middle and is intended to be used as a shopping center. The dimensions of the building are 52 m x 30 m.

The analysis and design process were carried out according to the regulations of the Eurocodes. More specifically, the following regulations were used:

- Eurocode 0: Basis of structural design
- Eurocode 1: Actions on structures (Part 1-1)
 - Snow loads (Part 1-3)
 - Wind actions (Part 1-4)
- Eurocode 3: Design of steel structures-General rules and rules for buildings (Part 1-1)
 - Design of joints (Part 1-8)
- Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures (Part 1-1)
- Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance (Part 1-1)

The structural design took place by using the statics and analysis software SAP2000 version 15.

In the first chapter, the building is being introduced, its architecture and some basic structural elements are being described and some information about the building erection is being listed. In the end of the chapter, the SAP2000 analysis program is being introduced.

In the second chapter, there is an extensive reference of the determination of the loads which are straining the construction and the relevant extracts of the regulations are being given.

In the third chapter, the seismic actions that take place are being described, as determined by the Eurocode 8 and the National Annexes. In addition there is some information about the modal analysis of the building.

In the fourth chapter, the load combinations in the ultimate limit state and functionality are being described, as required by the provisions of Eurocode 1 and Eurocode 8.

In the fifth chapter, the required tests according to Eurocode 3 and 4 are taking place and the analysis results as taken from the SAP2000 processing are being presented. Then follows the structural design of the project, conducted with the help of EXCEL spreadsheets, respectively for the two alternative structural models (with and without braced frames).

In the sixth chapter, the design process of some characteristic joints of the two alternative structural models is being presented, also conducted with the help of EXCEL spreadsheets.

Finally, in chapter seven, there is a presentation of the results of the comparison between the two alternative building models and an overall assessment of this work is taking place.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτερα τον Καθηγητή κύριο Ραυτογιάννη Ιωάννη, για την δυνατότητα που μου έδωσε να κάνω τη διπλωματική μου εργασία στο Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών και με αυτόν τον τρόπο να αποκτήσω περισσότερες γνώσεις πάνω στον τομέα του σχεδιασμού δομικών έργων από χάλυβα, καθώς και για τη διαρκή ενθάρρυνση, επίβλεψη και επιστημονική καθοδήγηση της διπλωματικής μου εργασίας.

Ευχαριστώ ακόμα την γραμματεία του Εργαστηρίου για τη βοήθεια που μου παρείχε στα διαδικαστικά θέματα που αφορούσαν την παράδοση της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Επιπλέον ευχαριστίες σε φίλους και συμφοιτητές για τη συμπαράσταση και βοήθεια που μου προσέφεραν σε όλη τη διάρκεια των σπουδών και εκπόνησης της διπλωματικής εργασίας.

Τέλος, ιδιαίτερες ευχαριστίες στους γονείς μου, για την συμπαράσταση και την υποστήριξη με κάθε τρόπο στο πρόσωπό μου, σε όλη τη διάρκεια της φοίτησής μου στο Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1. Γενική περιγραφή του έργου

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη, ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση ενός κτιρίου με φέροντα οργανισμό από χάλυβα, μεγάλων ανοιγμάτων, για χρήση γραφείων με έναν υπόγειο χώρο στάθμευσης. Το κεντρικό τμήμα του κτιρίου διαμορφώνεται ως στοά, ενώ οι διαστάσεις του είναι 52,00m x 30,00 m. Το κτίριο έχει πλαισιακή λειτουργία και στις δύο κύριες διευθύνσεις, ενώ μελετήθηκαν δύο παραλλαγές του κτιρίου, ένα χωρίς και ένα με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας (κτίριο Α και κτίριο Β αντίστοιχα), με σκοπό να γίνει σύγκριση των αποτελεσμάτων στο τέλος της εργασίας.

Το κτίριο αναπτύσσεται σε επτά επίπεδα:

- Στο επίπεδο -1, είναι υπόγειος χώρος σε όλη την κάλυψη του κτιρίου, δηλαδή 1560,0 m², στον οποίο βρίσκονται χώροι αποθήκευσης εμπορευμάτων, θέσεις στάθμευσης, καθώς και χώροι αποθήκευσης του εξοπλισμού και των μηχανολογικών εγκαταστάσεων του κτιρίου. Στο επίπεδο αυτό έχει κάποιος πρόσβαση μέσω ραμπών, κανονικών και κυλιόμενων κλιμάκων και ανελκυστήρων και μπορεί να οδηγηθεί στους κύριους χώρους των κλιμάκων και των ανελκυστήρων.
- Στα επίπεδα 0,1,2,3,4,5 βρίσκονται χώροι γραφείων, χώροι καταστημάτων, καθώς και χώροι εστίασης, βοηθητικοί χώροι κυκλοφορίας – τροφοδοσίας και κύριοι χώροι συνάθροισης του κοινού.

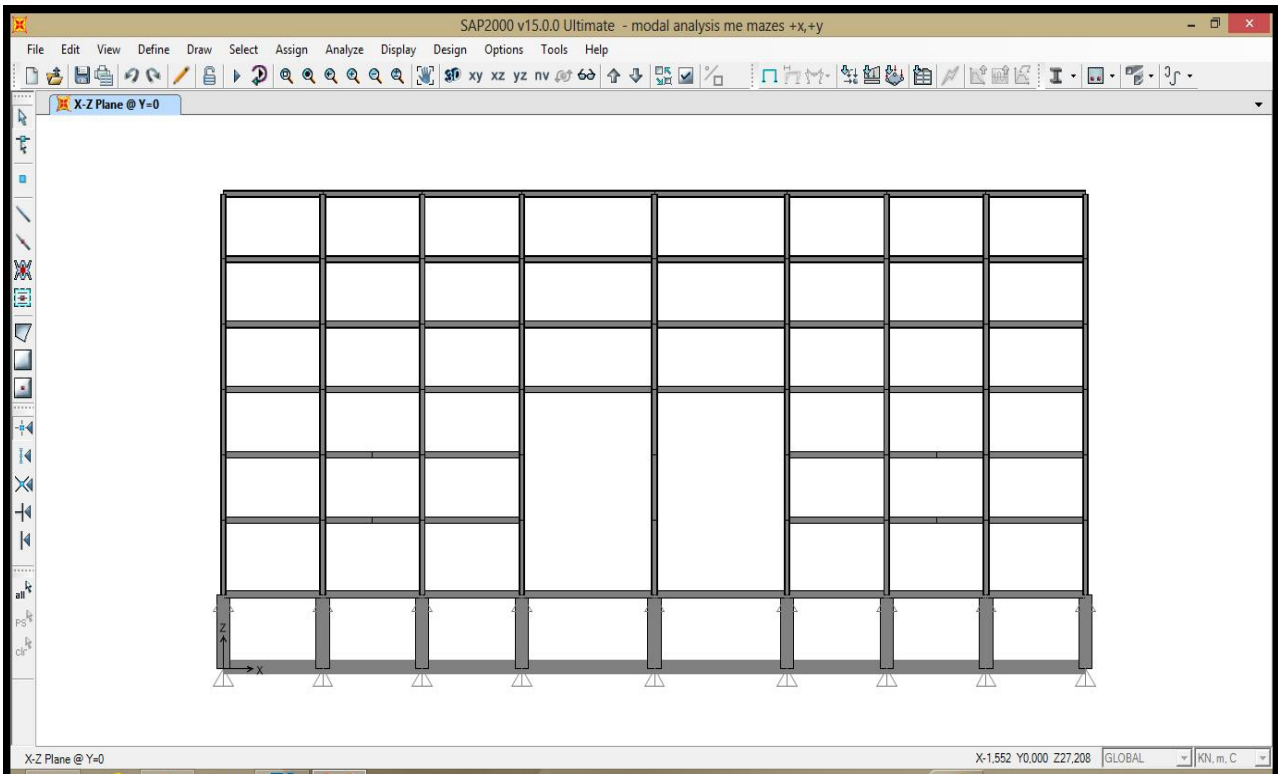
Οι όψεις του κτιρίου διαμορφώθηκαν από πετάσματα αλουμινίου όψεων τύπου ETALBOND ή παρόμοιο, καταλλήλων διαστάσεων, τα οποία στερεώνονται επί του χαλύβδινου φέροντα οργανισμού του κτιρίου.

Το κτίριο είναι κατασκευασμένο, η μεν θεμελίωση και το υπόγειο εξ ολοκλήρου από οπλισμένο σκυρόδεμα, η δε ανωδομή από χάλυβα και σύμμικτες πλάκες από τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο και σκυρόδεμα.

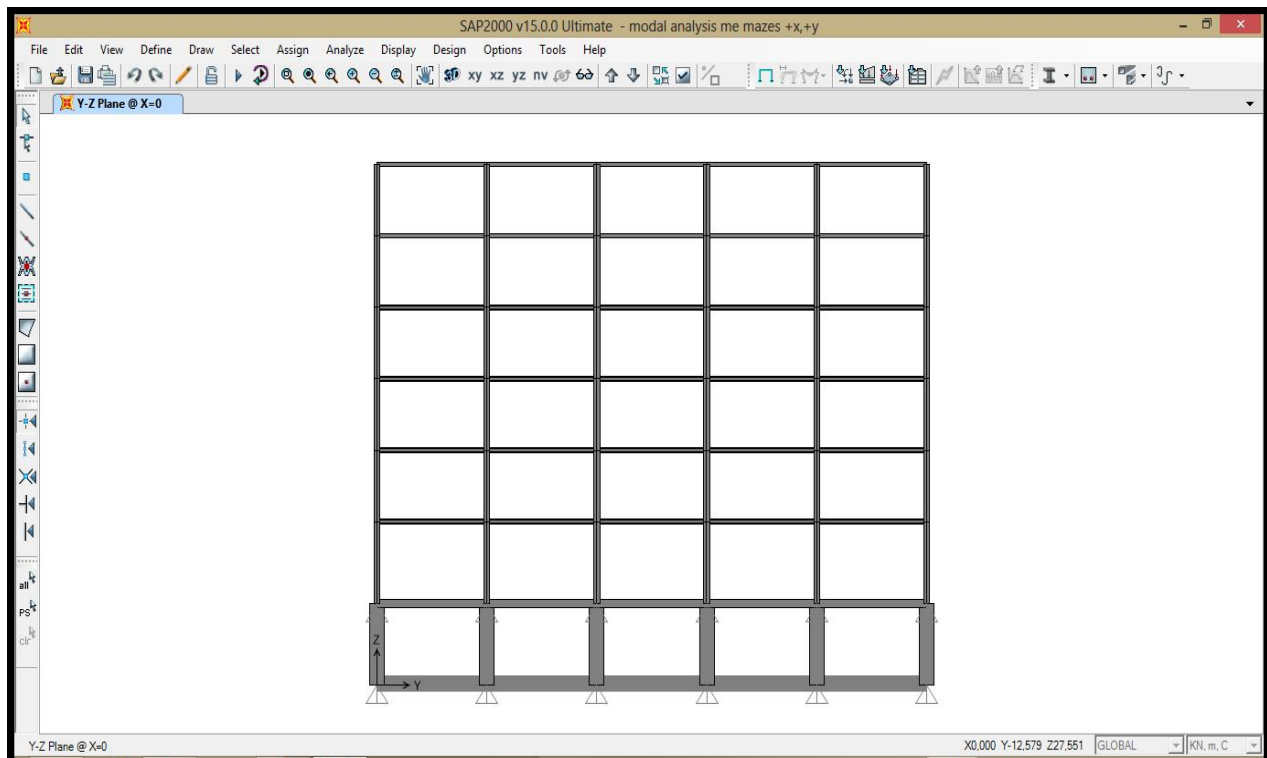
1.2. Κατασκευαστικά στοιχεία

Όλα τα δομικά στοιχεία μέχρι το επίπεδο 0 είναι κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η θεμελίωση αποτελείται από ένα δίκτυο πεδιλοδοκών. Η ανωδομή θεμελιώνεται κατάλληλα στην πλάκα οροφής και τα υποστυλώματα του υπογείου με αγκύρια, που έχουν εγκατασταθεί στις προβλεπόμενες θέσεις, πριν την σκυροδέτηση των υποστυλωμάτων, καθώς και της πλάκας του υπογείου. Η ανωδομή αποτελείται από μεταλλικό φορέα (υποστυλώματα, κύριες δοκούς, δευτερεύουσες δοκούς, διαδοκίδες, κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας) και σύμμικτες πλάκες. Οι δοκοί και οι διαδοκίδες δεν έχουν σύμμικτη λειτουργία με τις πλάκες, οι οποίες έχουν συνολικό πάχος 16 cm.

Η κατασκευή αποτελείται από έξι πλαίσια κατά τη διαμήκη διεύθυνση, διατεταγμένα σε απόσταση 6,00m, ενώ κατά την εγκάρσια διεύθυνση αποτελείται από εννιά πλαίσια, διατεταγμένα ανά 6,00 m, εκτός από το κεντρικό πλαίσιο που απέχει 8,00 m από τα διπλανά του. Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται οι διατάξεις των πλαισίων των δύο παραλλαγών του κτιρίου.

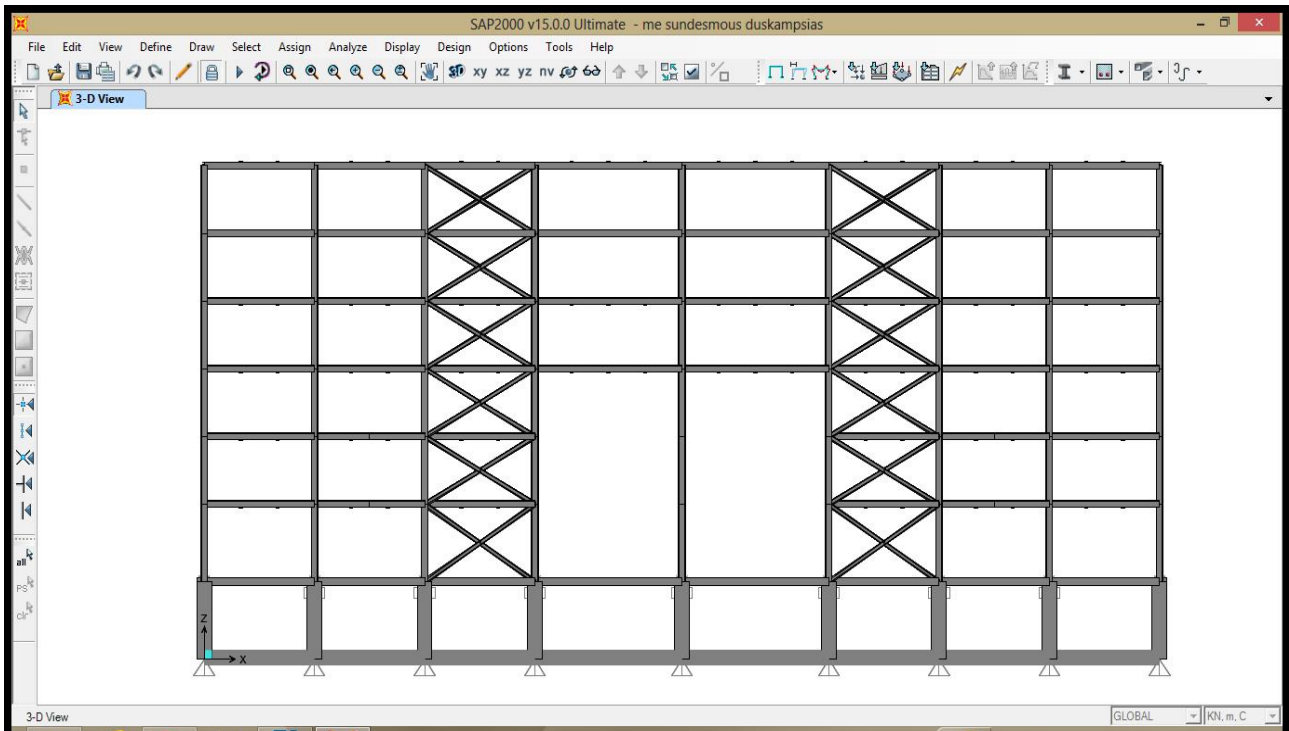


Σχήμα 1.1: Κύριο πλαίσιο του κτιρίου Α κατά τη διαμήκη διεύθυνση

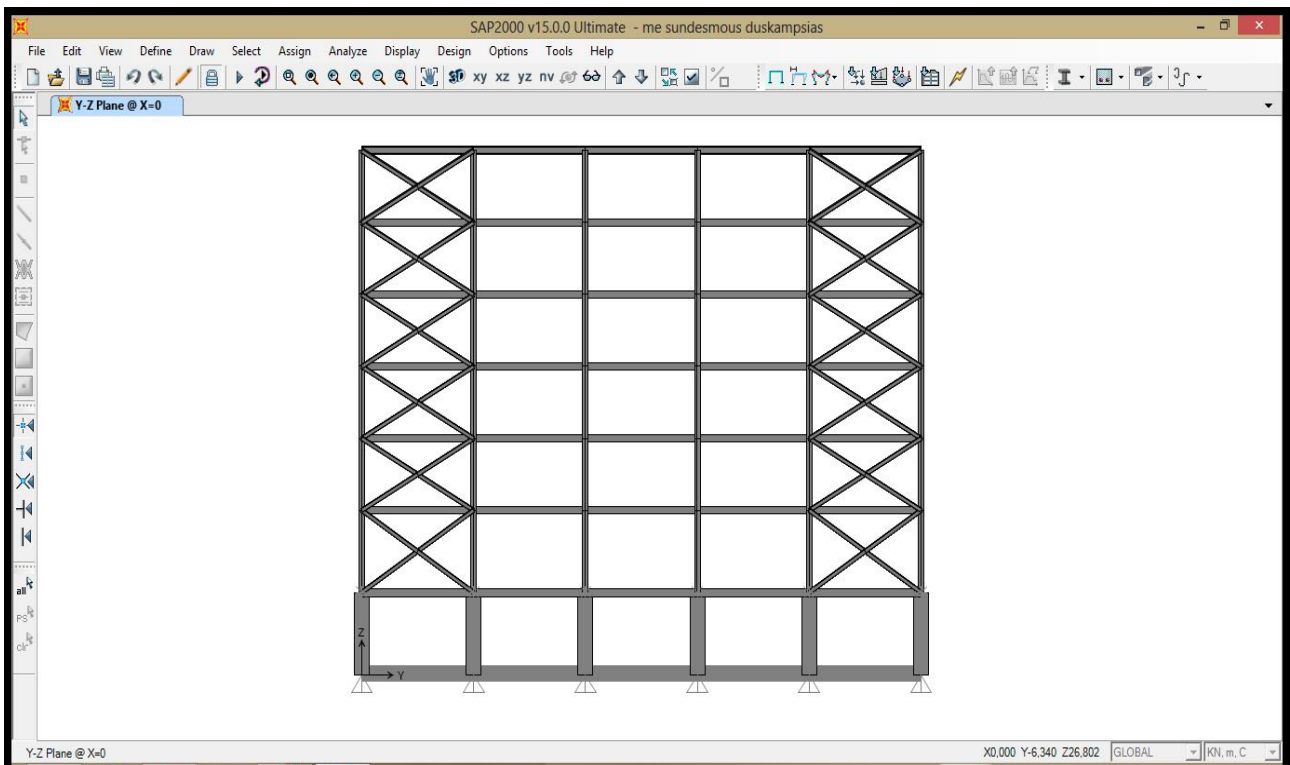


Σχήμα 1.2: Κύριο πλαίσιο του κτιρίου Α κατά την εγκάρσια διεύθυνση

Για το κτίριο Β οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετήθηκαν επί των ευθειών $x = 0 \text{ m}$, $x = 30,00 \text{ m}$ κατά την διαμήκη διεύθυνση και κατά την εγκάρσια επί των ευθειών $y = 0 \text{ m}$, $y = 18,00 \text{ m}$, $y = 32,00 \text{ m}$ και $y = 52,00 \text{ m}$, όπως φαίνεται στα παρακάτω σχήματα.



Σχήμα 1.3: Κύριο πλαίσιο του κτιρίου Β κατά τη διαμήκη διεύθυνση



Σχήμα 1.4: Κύριο πλαίσιο του κτιρίου Β κατά την εγκάρσια διεύθυνση

Για τα μέλη χρησιμοποιήθηκαν διατομές μορφής I ή H. Τα μέλη συνδέθηκαν σε όλους τους αρμούς με κοχλιωτές συνδέσεις και συναρμολογήθηκαν επιτόπου σε μεγαλύτερα τμήματα πριν την ανέγερση. Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν είναι οι εξής:

ΚΤΙΡΙΟ Α

- Υποστυλώματα: HEM300
- Κύριες δοκοί: HEB360
- Δευτερεύουσες δοκοί: IPE450
- Διαδοκίδες: IPE400

ΚΤΙΡΙΟ Β

- Υποστυλώματα: HEB360
- Κύριες δοκοί: HEB400
- Δευτερεύουσες δοκοί: IPE400
- Διαδοκίδες: IPE400

Για όλη την μεταλλική κατασκευή χρησιμοποιήθηκαν δομικός χάλυβας ποιότητας S235 και S355 και κοχλίες προεντεταμένοι κατηγορίας C υψηλής αντοχής, ποιότητας 8.8.

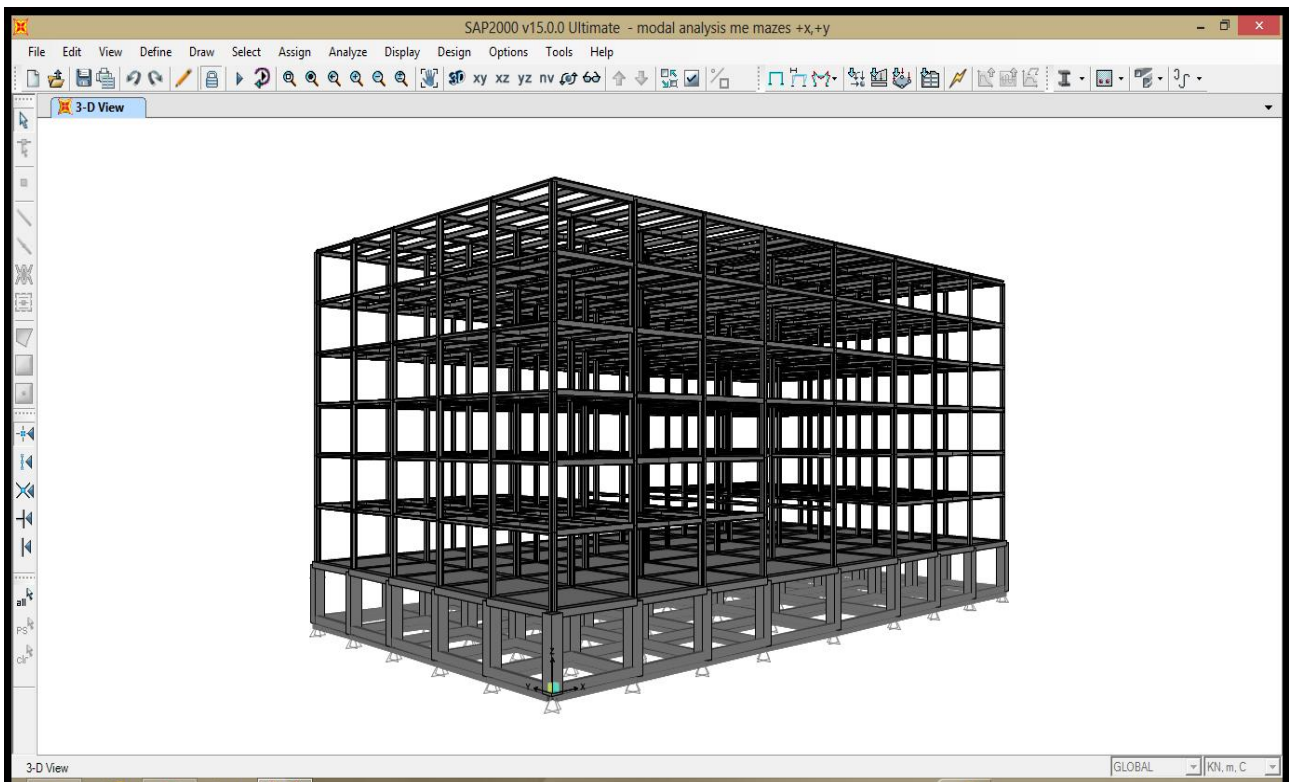
1.3. Ανέγερση

Τα υποστυλώματα διατέθηκαν σε δύο τμήματα, ένα των 13,00 m και ένα των 8,90 m αντίστοιχα και η αποκατάσταση της συνέχειας τους έγινε στο ύψος των 13,00 m. Για την ανέγερση της κατασκευής πρώτα τοποθετήθηκαν τα υποστυλώματα των 13,00 m, έπειτα συνδέθηκαν σε αυτά οι κύριες και οι δευτερεύουσες δοκοί. Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε η αποκατάσταση της συνέχειας των υποστυλωμάτων και η σύνδεση των δοκών των τελευταίων δύο ορόφων. Έπειτα, συνδέθηκαν οι διαδοκίδες σε όλους τους ορόφους και τέλος πραγματοποιήθηκε η έδραση του χαλυβδόφυλλου και η έγχυση της πλάκας από σκυρόδεμα σε κάθε όροφο.

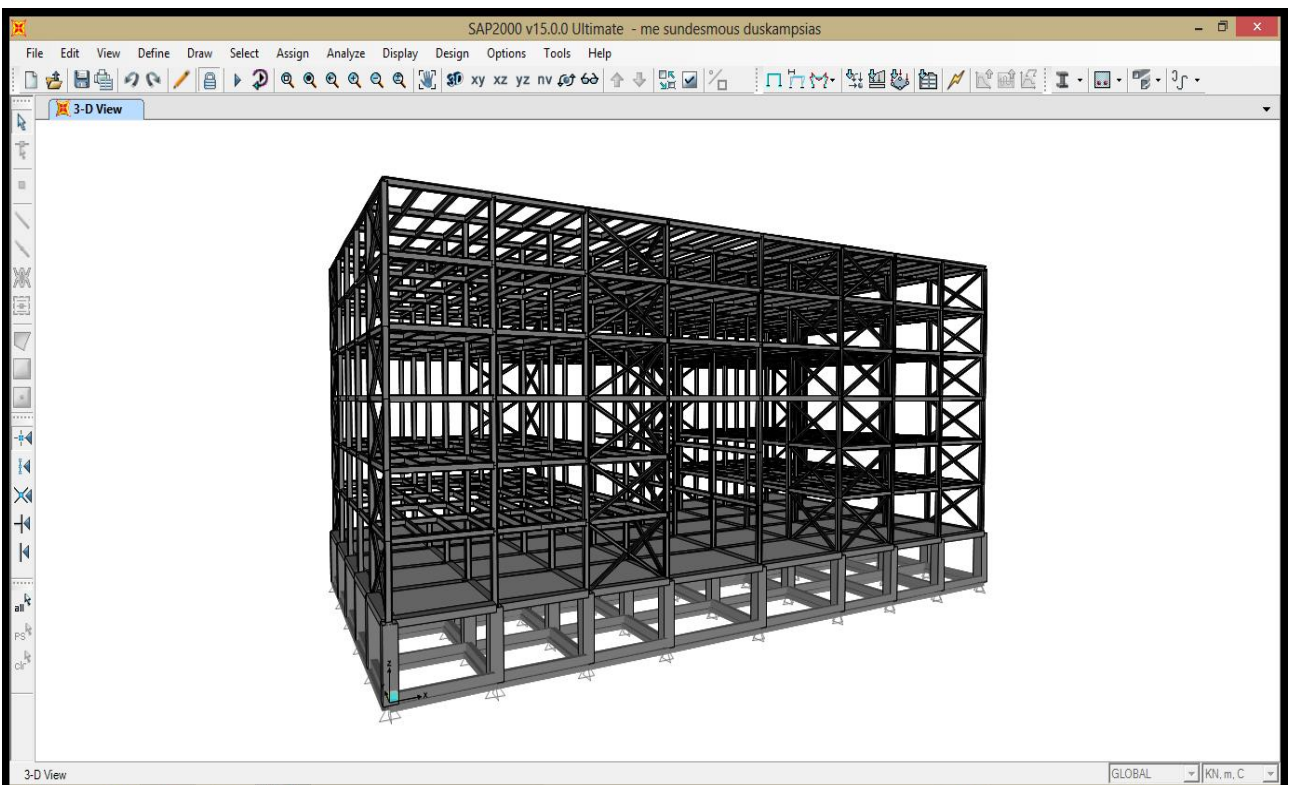
1.4. Ανάλυση και διαστασιολόγηση

Για την ανάλυση του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SAP2000. Το SAP2000 αποτελεί ένα ευρέως διαδεδομένο λογισμικό πρόγραμμα στατικής και δυναμικής ανάλυσης οποιουδήποτε είδους κατασκευής. Είναι ένα ευέλικτο και εύχρηστο πρόγραμμα επίλυσης που παρέχει σε κάθε χρήστη τη δυνατότητα εύρεσης μιας γρήγορης και αποτελεσματικής λύσης για δεδομένη κατασκευή. Στο SAP2000 σχεδιάστηκαν τα μοντέλα των χαλύβδινων σκελετών των δύο παραλλαγών του κτιρίου μας και στη συνέχεια εξήχθησαν τα αποτελέσματα (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις, στοιχεία ιδιομορφικής ανάλυσης κλπ.) των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν κατά τη διάρκεια εκπόνησης της εργασίας. Στη συνέχεια, όλη η διαδικασία της διαστασιολόγησης πραγματοποιήθηκε στο χέρι, σύμφωνα με τους κανονισμούς των Ευρωκωδίκων, χρησιμοποιώντας υπολογιστικά φύλλα EXCEL για τη διεκπεραίωση των απαραίτητων υπολογισμών και ελέγχων. Τέλος, τα σχέδια πραγματοποιήθηκαν με τη χρησιμοποίηση του σχεδιαστικού προγράμματος Draftsight.

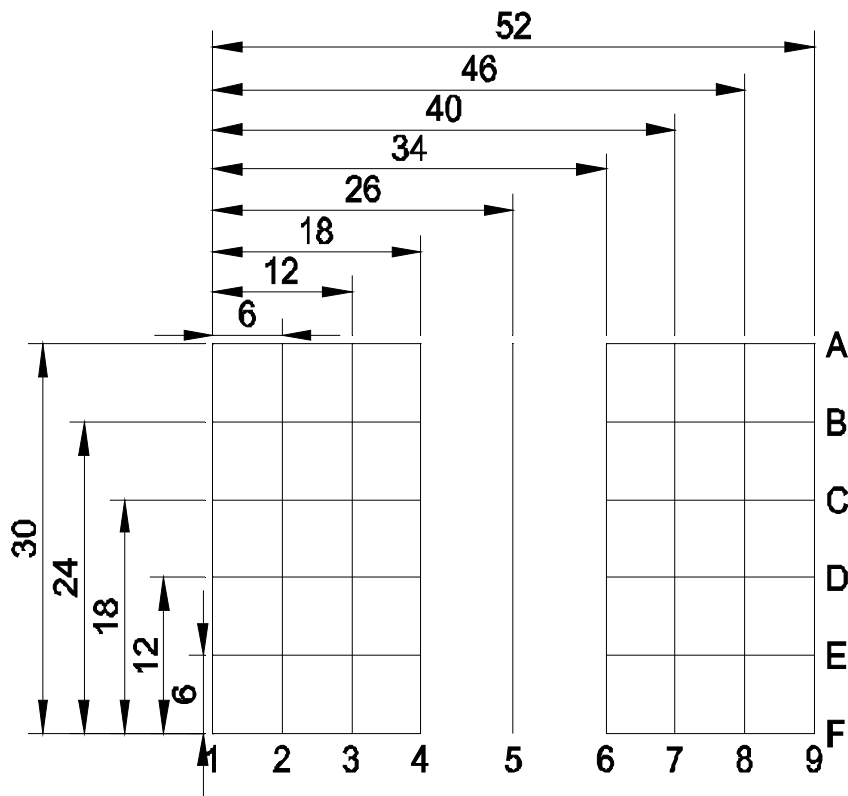
Στις επόμενες εικόνες φαίνεται το μοντέλο του φορέα στο περιβάλλον του SAP2000, καθώς και χαρακτηριστικές κατόψεις.



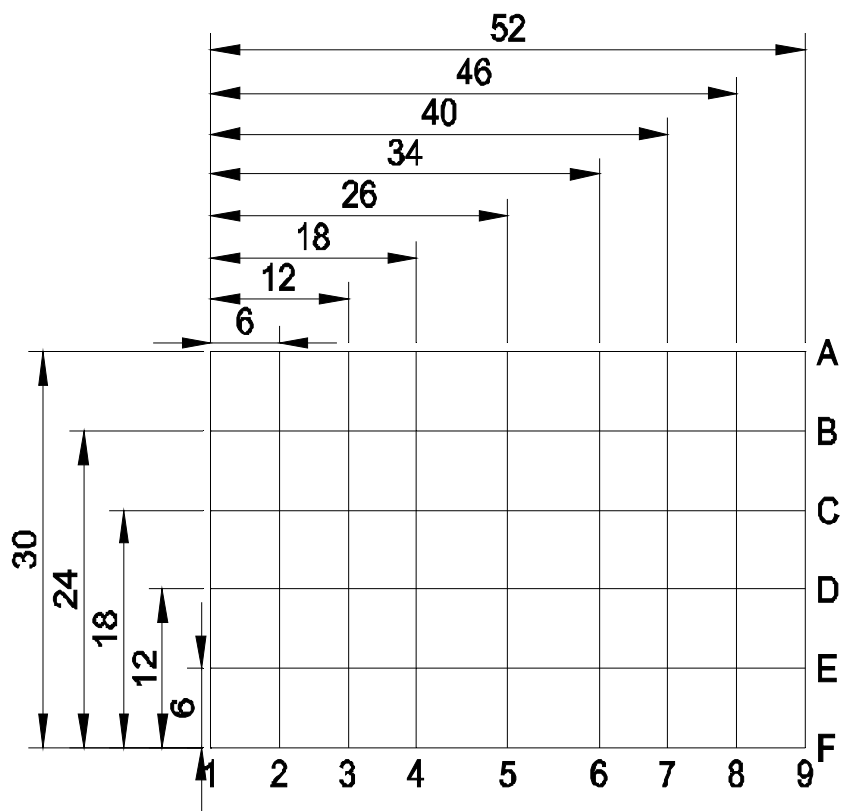
Σχήμα1.5: Μοντέλο κτιρίου Α χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας στο SAP20000



Σχήμα 1.6: Μοντέλο κτιρίου Β με συνδέσμους δυσκαμψίας στο SAP2000



Σχήμα 1.7: Χαρακτηριστική κάτοψη κάτω ορόφων



Σχήμα 1.8: Χαρακτηριστική κάτοψη άνω ορόφων

2.ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

2.1 Γενικά

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων οι οποίες επενεργούν σε αυτήν.

Στον Ελλαδικό χώρο, ως προς τις δράσεις επί των κατασκευών, εφαρμόζεται ευρέως ο Ευρωκώδικας 1, ο οποίος παρέχει για κάθε χώρα, μέσω Παραρτημάτων ή μέσω των Εθνικών Προσαρτημάτων, πληροφορίες ως προς τις αναπτυσσόμενες δράσεις (π.χ. χιόνι, άνεμος, κλπ).

Προκειμένου να ελεγχθεί η κατασκευή έναντι των οριακών καταστάσεων, πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του, διακρίνονται οι οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, που περιγράφουν με επαρκή αξιοπιστία όλους τους πιθανούς συνδυασμούς φορτίσεων, στις οποίες υπάρχει πιθανότητα να εκτεθεί η κατασκευή, τόσο κατά τη φάση της ανέγερσης, όσο και κατά την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της.

Οι καταστάσεις σχεδιασμού διακρίνονται ως εξής:

- Καταστάσεις διάρκειας, που αντιστοιχούν σε συνθήκες κανονικής χρήσης
- Παροδικές καταστάσεις, που αντιστοιχούν σε προσωρινές συνθήκες, π.χ. κατά τη φάση ανέγερσης ή επισκευών
- Τυχηματικές καταστάσεις, που αντιστοιχούν σε εξαιρετικές συνθήκες, π.χ. σε πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση ή τοπική αστοχίας
- Καταστάσεις σεισμού, που αντιστοιχούν σε συνθήκες σεισμικής καταπόνησης στην κατασκευή

2.2 Οριακές καταστάσεις-Δράσεις

Οριακές καταστάσεις είναι εκείνες, πέρα των οποίων η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφαλείας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού και διακρίνονται σε:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας, που αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες μέσω απώλειας στατικής ισορροπίας της κατασκευής ή αστοχίας λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων ή αστοχίας λόγω κόπωσης, που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές.
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας, πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής και σχετίζονται με μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης ή ταλαντώσεις ενοχλητικές για τους χρήστες ή υπερβολικές ρηγματώσεις.

Οι δράσεις οι οποίες επιβάλλονται στην κατασκευή με τη μορφή συνδυασμών για τις προαναφερθείσες καταστάσεις σχεδιασμού, διακρίνονται σε:

- Άμεσες, π.χ. συγκεντρωμένα ή ομοιόμορφα κατανομημένα γραμμικά και επιφανειακά φορτία.
- Έμμεσες, π.χ. επιβαλλόμενη παραμόρφωση λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής ή υποχώρησης στηρίξεων ή επιβαλλόμενη επιτάχυνση λόγω σεισμού.

Οι δράσεις αυτές ως προς το χρόνο διακρίνονται σε:

- Μόνιμες, π.χ. ίδια βάρη της κατασκευής
- Μεταβλητές, π.χ. επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα κτιρίων, δοκούς ή στέγες, φορτία χιονιού ή ανέμου

Ως προς τη θέση τους οι δράσεις διακρίνονται σε :

- Καθορισμένες, π.χ. ίδιο βάρος
- Ελεύθερες, π.χ. κινητά επιβαλλόμενα φορτία γερανογεφυρών

Ως προς τη φύση τους ή την απόκριση της κατασκευής ταξινομούνται σε:

- Στατικές
- Δυναμικές

2.3 Μόνιμα Φορτία

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη την διάρκεια ζωής του έργου.

Ίδια βάρη της κατασκευής:

- Ίδιο βάρος σκυροδέματος: $g_c=25\text{kN/m}^3$
- Ίδιο βάρος σιδηροδοκού: $g_a=78,5\text{kN/m}^3$

Όλα τα ίδια βάρη υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα.

Λοιπά μόνιμα (επικαλύψεις, δάπεδα, οροφή, ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός, μόνωση κλπ.) με τιμή $2,00\text{ kN/m}^2$.

2.4 Κινητά Φορτία

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού κλπ. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβής η τιμή και η θέση τους γι' αυτό προσδιορίζονται στατιστικά και οι τιμές τους δίνονται από τους Ευρωκώδικες.

Στην μελέτη μας λήφθηκαν κινητά φορτία $5,00\text{ kN/m}^2$ για όλους τους ορόφους, εκτός της οροφής, όπου θεωρήθηκε ότι τα κινητά φορτία είναι μηδενικά.

2.5 Φορτία Χιονιού

Τα φορτία χιονιού υπολογίζονται σύμφωνα με το Μέρος 1.3 του Ευρωκώδικα 1, που παρέχει οδηγίες για τα φορτία λόγω χιονόπτωσης, η οποία έλαβε χώρα υπό συνθήκες νηνεμίας ή με ταυτόχρονη συνύπαρξη ανέμων. Τα φορτία αυτά αναφέρονται σε κτίρια, ή σε έργα πολιτικού μηχανικού γενικά, για υψόμετρο κάτω των 1500 m . Έχουν προκύψει με την παραδοχή φυσικής απόθεσης και δε λαμβάνουν υπόψη πιθανή τεχνητή αφαίρεση ή αναδιανομή χιονιού επί της στέγης από ανθρώπινη επέμβαση.

Το φορτίο χιονιού θεωρείται ότι επιδρά κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της επιφάνειας της στέγης, ενώ κατατάσσεται στις ελεύθερες μεταβλητές δράσεις. Σε ειδικές περιπτώσεις, όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές, μπορεί να εντάσσεται στις τυχηματικές δράσεις.

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

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (2.1)$$

όπου

μ_i είναι ο συντελεστής μορφής του φορτίου, ο οποίος για μονοκλινή στέγη με κλίση $\alpha=0^\circ$ ισούται με $0,8$.

$s_{k,0}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού για έδαφος που

βρίσκεται στην στάθμη της θάλασσας (δλδ. για $A=0$), ο οποίος για την Ζώνη II ισούται με $0,8 \text{ kN/m}^2$

C_e είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για προστατευόμενο κτίριο λαμβάνεται ίσος με 1 για κανονικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά.

C_t είναι θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης.

S_k είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε kN/m^2 συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου (A), για μια συγκεκριμένη τοποθεσία και δίνεται από την σχέση:

$$s_k = s_{k,0} \times (1+(A/917)^2) \quad (2.2)$$

όπου:

A είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από την στάθμη της θάλασσας, το οποίο είναι 200 m για την δική μας περίπτωση

$$\text{Επομένως } S_k = 0,8 * [1+(200/917)^2] = 0,84 \text{ kN/m}^2$$

Μπορούμε επομένως να υπολογίσουμε το φορτίο χιονιού, σύμφωνα με τη σχέση 2.1 το οποίο θα είναι:

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,84 = 0,672 \text{ kN/ m}^2$$

Λόγω τοπικής εκτίμησης, η εν λόγω κατασκευή φορτίστηκε υπέρ της ασφαλείας με φορτίο χιονιού $s = 1,00 \text{ kN/m}^2$, το οποίο κατανέμεται στις δευτερεύουσες δοκούς και τις διαδοκίδες της οροφής, για πλάτος επιρροής ίσο με $w = 2,00 \text{ m}$.

2.6 Δράσεις Ανέμου

Οι δράσεις του ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα, παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και σε πολλές περιπτώσεις αποτελούν τη βασική φόρτιση, ανεξάρτητα από τον τύπο τους. Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορούν να προκαλέσουν ταλαντώσεις, η δυναμική επίδραση των οποίων σε δύσκαμπτες κατασκευές είναι μικρή και επομένως τα φορτία ανέμου μπορούν να θεωρούνται ως στατικά. Σε εύκαμπτες κατασκευές ωστόσο, οι δυναμικές επιρροές μπορεί να είναι σημαντικές και για τον λόγο αυτό πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυναμική τους συμπεριφορά.

Ο υπολογισμός των δράσεων ανέμου γίνεται με βάση το Μέρος 1.4 του Ευρωκώδικα 1, το οποίο παρέχει κανόνες και μεθόδους υπολογισμού των φορτίων ανέμου επί των κτιριακών κατασκευών και των επιμέρους στοιχείων και προσαρτημάτων τους, για ύψη μέχρι 200 m που είναι η εν λόγω κατασκευή.

Η μεθοδολογία που αναπτύσσεται στο μέρος 1.4 του Ευρωκώδικα 1 αφορά σε επιφάνειες οι οποίες είναι επαρκώς δύσκαμπτες ώστε να αμελούνται οι δυναμικές ταλαντώσεις που προκαλούνται από τον άνεμο.

Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον υπολογισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Η βάση σχεδιασμού είναι η μέγιστη ταχύτητα (ριπή) που προβλέπεται για τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής.

Οι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας και της ασκούμενης πίεσης είναι οι εξής:

- **Γεωγραφική θέση:** Οι ταχύτητες ανέμου είναι στατιστικώς μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές από κάποιες άλλες. Για πολλές περιοχές υπάρχουν διαθέσιμα στατιστικά στοιχεία και οι βασικές ταχύτητες ανέμου v_b αναπαριστώνται με τη μορφή ισοϋψών καμπύλων πάνω σε χάρτες. Η βασική ταχύτητα του ανέμου v_b αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα ανέμου στα 10 m πάνω από το επίπεδο γυμνού εδάφους, λαμβάνοντας το μέσο όρο για μία περίοδο 10 λεπτών και με περίοδο επαναφοράς 50 ετών.
- **Φυσική θέση:** Οι ριπές ανέμου με υψηλές τιμές απαντώνται σε εκτιθέμενες περιοχές όπως είναι οι ακτές, παρά σε πιο προστατευμένες όπως είναι τα κέντρα των πόλεων. Αυτό αποδίδεται στη τραχύτητα των επιφανειών, που συνεπάγεται μείωση της ταχύτητας του ανέμου στο επίπεδο του εδάφους. Αυτή η μείωση λαμβάνεται υπόψη μέσω του συντελεστή τραχύτητας c_r , ο αναφέρεται στη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και λόγω της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου.
- **Τοπογραφία:** Τα τοπογραφικά χαρακτηριστικά της περιοχής λαμβάνονται υπόψη μέσω ενός συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης (ή αναγλύφου) που εκτιμά την αύξηση της μέσης ταχύτητας ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις ή γκρεμούς ανάλογα με την προσήνεμη κλίση $\Phi=H/L_u$ κατά τη διεύθυνση του ανέμου.
- **Διαστάσεις κτιρίου:** Το ύψος του μελετώμενου κτιρίου επηρεάζει σημαντικά την ταχύτητα του ανέμου, επειδή οι ταχύτητες του ανέμου αυξάνουν με το ύψος πάνω από την επιφάνεια του εδάφους.
- **Μέση ταχύτητα ανέμου:** Προσδιορίζεται από τη βασική του ταχύτητα προσαυξημένη ώστε να λάβει υπόψη το ύψος του μελετώμενου κτιρίου, τη τραχύτητα του εδάφους και τα τοπογραφικά χαρακτηριστικά.
- **Σχήμα κατασκευής:** Τα φορτία είναι αποτέλεσμα μιας σύνθετης κατανομής πιέσεων σε όλες τις όψεις της κατασκευής, λόγω της κίνησης του ανέμου γύρω από αυτή. Γενικά αναπτύσσονται θετικές και αρνητικές πιέσεις στις διάφορες όψεις της κατασκευής. Ωστόσο η κατανομή είναι περίπλοκη εξαιτίας της ύπαρξης γειτονικών κατασκευών ή και φυσικών εμποδίων. Γενικά θεωρούμε πως πιέσεις αναπτύσσονται στις προσήνεμες όψεις και υποπίεσεις στις υπήνεμες.
- **Κλίση στέγης:** Παράμετρος η οποία επηρεάζει το είδος των πιέσεων που αναπτύσσονται επί της κατασκευής. Αξιοσημείωτο είναι ότι στέγες με μικρές κλίσεις μπορεί να υπόκεινται σε υφαρπαγή ή αναρρόφηση, ενώ στέγες με μεγαλύτερες κλίσεις μάλλον υπόκεινται σε πίεση προς τα κάτω.
- **Διεύθυνση ανέμου:** Η διεύθυνση του ανέμου επηρεάζει την κατανομή των πιέσεων.

Μέσω διατιθέμενων πινάκων λαμβάνονται υπόψη οι ως άνω παράμετροι, κατά πρώτο λόγο στον υπολογισμό της ταχύτητας σχεδιασμού του ανέμου και κατά δεύτερο λόγο στη μετατροπή της ταχύτητας του ανέμου σε ένα σύστημα δυνάμεων επί της κατασκευής. Οι ισοδύναμες στατικές δυνάμεις θα χρησιμοποιηθούν στη συνέχεια στην ανάλυση και προσδιορισμό της αντοχής της κατασκευής ως σύνολο.

2.6.1 Πίεση ανέμου στις επιφάνειες της κατασκευής

Οι δράσεις του ανέμου μεταβάλλονται με το χρόνο και δρουν άμεσα στις εξωτερικές επιφάνειες της κατασκευής (πίεση) και έμμεσα στις εσωτερικές επιφάνειες αυτής (υποπίεση), μέσω του πορώδους των εξωτερικών επιφανειών. Στην παρούσα εργασία η υποπίεση θα αμεληθεί, λόγω των περιορισμένων ανοιγμάτων του κτιρίου.

A. Εξωτερική πίεση w_e

Η πίεση του ανέμου η οποία δρα καθέτως προς τις εξωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής, δίνεται από τη σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (2.3)$$

όπου:

$q_p(z_e)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής
 z_e το ύψος αναφοράς για τη εξωτερική πίεση
 c_{pe} ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης

B. Πίεση ταχύτητας αιχμής

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

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (2.4)$$

όπου:

ρ είναι η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθυελλών

$c_e(z)$ είναι ο συντελεστής έκθεσης που δίνεται από τη σχέση:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (2.5)$$

q_b είναι η βασική πίεση που δίνεται από τη σχέση:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (2.6)$$

όπου:

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

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (2.7)$$

όπου:

$v_{b,0}$ είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου

c_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (προτεινόμενη τιμή 1,00)

c_{season} είναι ο εποχικός συντελεστής (προτεινόμενη τιμή 1,00)

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

Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$, σε ύψος z πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφία και από τη βασική ταχύτητα του ανέμου, v_b , και θα προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_z(z) \cdot v_b \quad (2.8)$$

όπου:

$c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας

$c_o(z)$ είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους (προτεινόμενη τιμή 1,00)

Η ένταση του στροβιλισμού $I_v(z)$ σε ύψος z ορίζεται από τη σχέσεις:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (2.9)$$

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

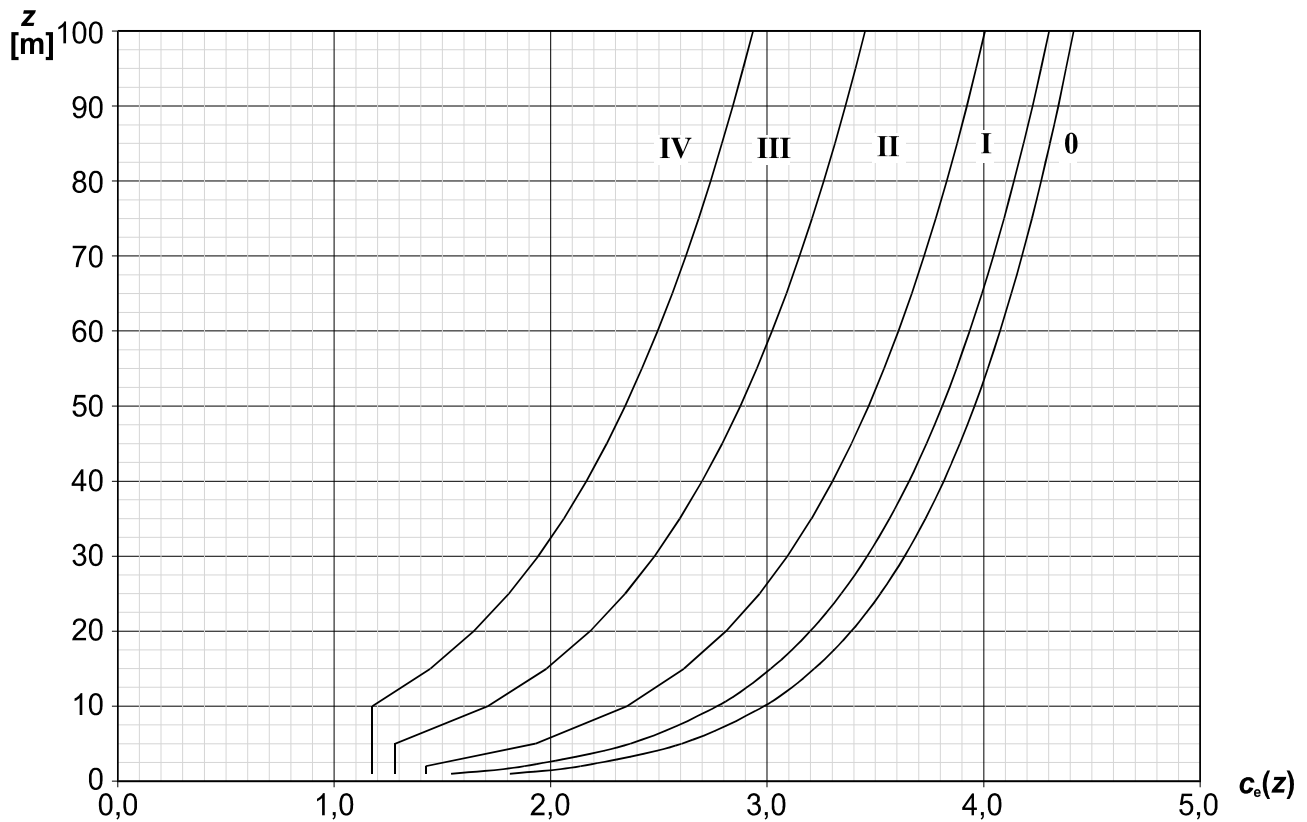
όπου:

k_I είναι ο συντελεστής στροβιλισμού. Η τιμή του συντελεστή στροβιλισμού όπως καθορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα ισούται με 1,00

c_o είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας

Για επίπεδο έδαφος όπου $c_o(z)=1$, ο συντελεστής έκθεσης $c_o(z)$ δίνεται σε διάγραμμα στο ακόλουθο σχήμα ως συνάρτηση του ύψους z πάνω από το έδαφος και της κατηγορίας εδάφους.



Σχήμα 2.1 — Διάγραμμα συντελεστή έκθεσης $c_e(z)$ για $c_0=1,0$, $k_1=1,0$

Γ. Συντελεστής τραχύτητας εδάφους $c_r(z)$

Ο συντελεστής τραχύτητας, $c_r(z)$, λαμβάνει υπόψη τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω:

- του ύψους πάνω από το έδαφος
- της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\begin{aligned}
 c_r(z) &= k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{for } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \\
 c_r(z) &= c_r(z_{\min}) & \text{for } z \leq z_{\min}
 \end{aligned}
 \tag{2.10}$$

όπου:

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας

k_r συντελεστής εδάφους εξαρτώμενος από το μήκος τραχύτητας z_0 και υπολογίζεται με βάση τη σχέση:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} \quad (2.11)$$

όπου:

$z_{0,II} = 0,05$ m (κατηγορία εδάφους II, Πίνακας 2.1)

z_{min} είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον Πίνακα 2.1

z_{max} λαμβάνεται ίσο με 200 m

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

Η κατηγορία εδάφους και οι παράμετροι z_0 και z_{min} δίνονται από τον παρακάτω πίνακα:

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

Πίνακας 2.1: Κατηγορίες εδάφους και παράμετροι εδάφους

Η κλιμάκωση μεταξύ των διαφορετικών κατηγοριών τραχύτητας πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό του q_p και του $c_s c_d$ ακολουθώντας την παρακάτω διαδικασία (Διαδικασία 1, Παράρτημα Α.2). Εάν η κατασκευή βρίσκεται κοντά σε αλλαγή τραχύτητας εδάφους και σε απόσταση μικρότερη από 2 km από την λιγότερο τραχεία κατηγορία 0 ή μικρότερη από 1 km από τις λιγότερο τραχείες κατηγορίες I έως III, θα χρησιμοποιείται η ηπιότερη κατηγορία εδάφους στη διεύθυνση του ανέμου. Μικροί θύλακες (μικρότεροι από 10 % της θεωρούμενης περιοχής) με αποκλίνουσα τραχύτητα μπορούν να αγνοούνται. Στην περίπτωση μας θεωρούμε κατηγορία εδάφους IV.

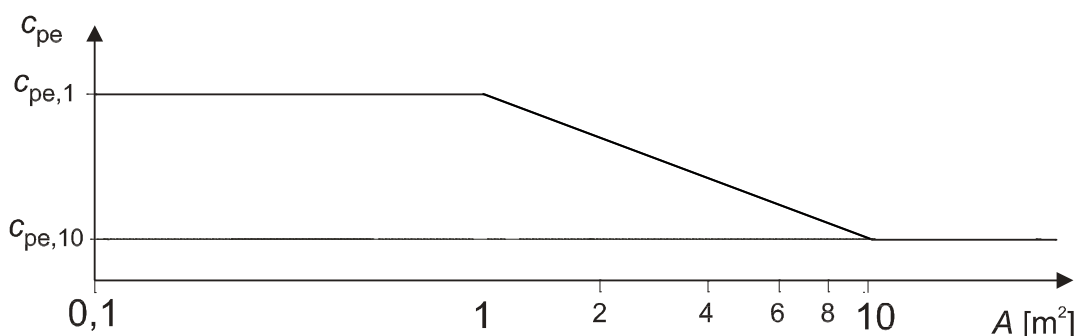
Δ. Συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης $c_o(z)$

Στην συγκεκριμένη μελέτη θεωρούμε ότι έχουμε επίπεδο έδαφος και σε αυτήν την περίπτωση η προτεινόμενη τιμή από τον Ευρωκώδικα είναι $c_o(z)=1,00$.

Ε. Αεροδυναμικός συντελεστής εξωτερικής πίεσης c_{pe}

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} για κτίρια και τμήματα κτιρίων εξαρτώνται από το μέγεθος της φορτιζόμενης επιφάνειας A , η οποία είναι η επιφάνεια της κατασκευής που δημιουργεί τη δράση του ανέμου στο υπολογιζόμενο τμήμα. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται για φορτιζόμενες επιφάνειες A του 1m^2 και 10m^2 στους πίνακες, ανάλογα με τη διαμόρφωση του κτιρίου, ως $c_{pe,1}$ για τους τοπικούς συντελεστές και $c_{pe,10}$ για τους καθολικούς συντελεστές αντίστοιχα. Τιμές για το $c_{pe,1}$ προορίζονται για το σχεδιασμό μικρών στοιχείων και στερεώσεων με επιφάνεια του στοιχείου 1m^2 ή μικρότερη, όπως στοιχεία επικάλυψης και στέγασης. Τιμές για το $c_{pe,10}$ μπορούν να χρησιμοποιούνται για το σχεδιασμό του συνολικού φέροντα οργανισμού των κτιρίων.

Στο σχήμα φαίνεται η γραφική απεικόνιση της μεταβολής της πίεσης συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας.



Το σχήμα βασίζεται στα ακόλουθα:

$$\text{για } 1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2 \quad c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \log_{10} A$$

Σχήμα 2.2: Μεταβολή της πίεσης συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας

Ως φορτιζόμενη θεωρείται η επιφάνεια, η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του. Οι τιμές των συντελεστών $c_{pe,1}$ και $c_{pe,10}$ δίνονται από σχετικούς πίνακες για διάφορες κατευθύνσεις του ανέμου.

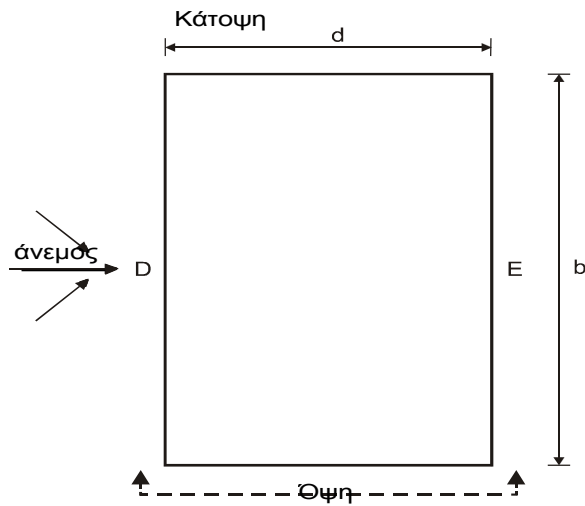
1) Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης $c_{pe,1}$ και $c_{pe,10}$ για ζώνες A, B, C, D και E ορίζονται στο σχήμα και δίνονται επίσης στον παρακάτω πίνακα ως συνάρτηση του λόγου h/d , όπου:

- h είναι το ύψος του κτιρίου

- d είναι το μήκος της πλευράς του κτιρίου, η διεύθυνση της οποίας είναι παράλληλη με τη διεύθυνση πνοής του ανέμου.

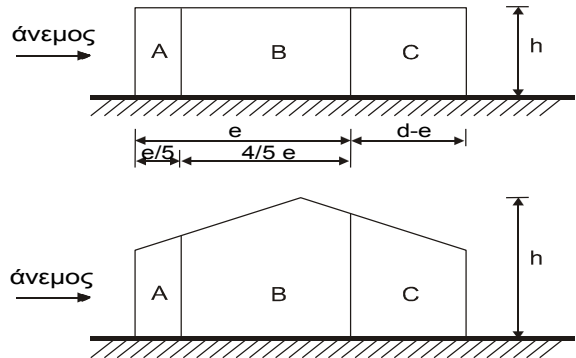
Ενδιάμεσες τιμές μπορούν να προκύψουν με γραμμική παρεμβολή.



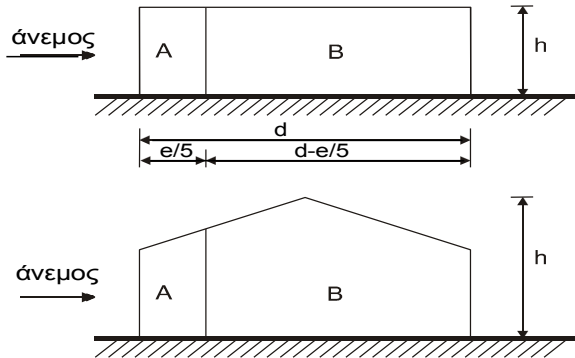
$e=b$ ή $2h$,
 όποιο είναι μικρότερο

b : διάσταση εγκάρσια στον άνεμο

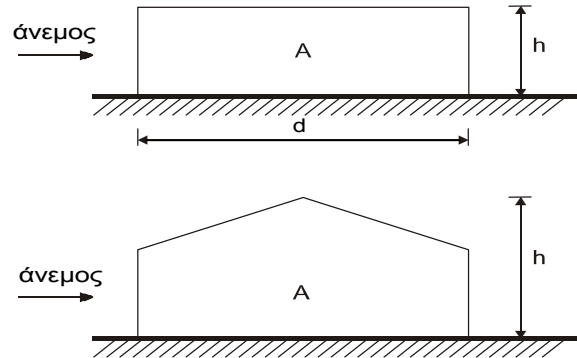
Όψη για $e < d$



Όψη για $e \geq d$



Όψη για $e \geq 5d$

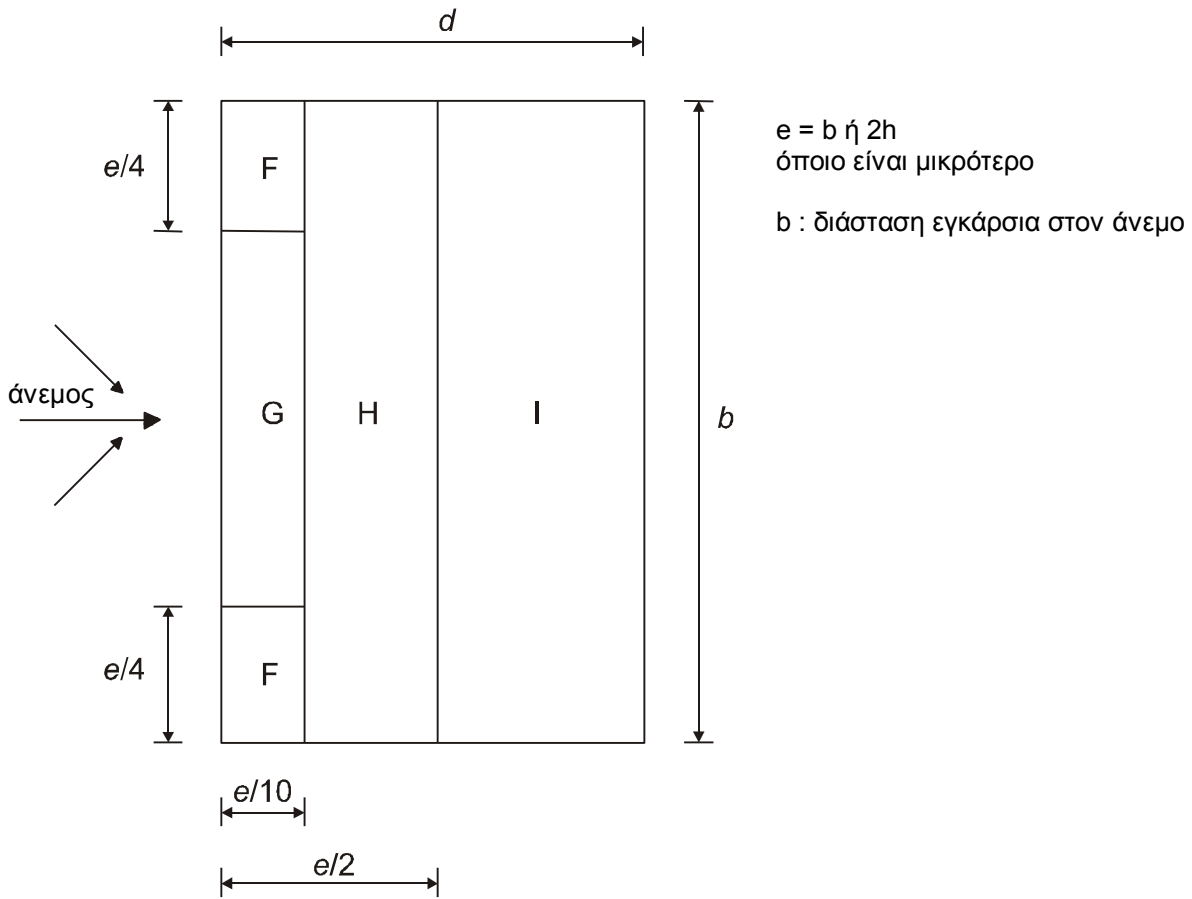
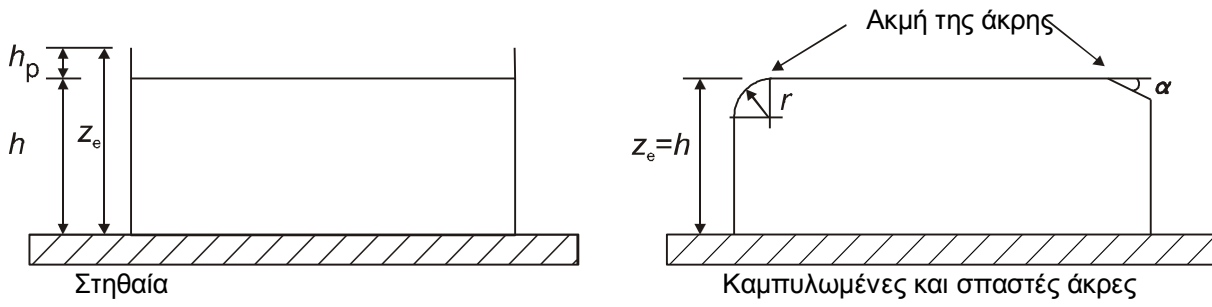


Σχήμα 2.3 Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

Ζώνη	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

2) Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες

Ως οριζόντιες στέγες είναι εκείνες που έχουν κλίση (α) με $-5^\circ < \alpha < 5^\circ$. Η στέγη θα πρέπει να διαιρείται σε ζώνες όπως φαίνεται στο σχήμα. Το ύψος αναφοράς για οριζόντιες στέγες και στέγες με καμπυλωμένες και σπαστές άκρες θα πρέπει να λαμβάνεται ως h . Το ύψος αναφοράς για οριζόντιες στέγες με στηθαία θα πρέπει να λαμβάνεται ως $h+h_p$, βλέπε σχήμα. Οι συντελεστές πίεσης για κάθε ζώνη δίνονται στον Πίνακα.



Σχήμα 2.4: Συμβολισμοί 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

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Για στέγες με στηθαία ή καμπυλωμένα άκρα, μπορεί να χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή για ενδιάμεσες τιμές του h_p/h και r/h .

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2 Για στέγες με σπαστά άκρα, γραμμική παρεμβολή μεταξύ $\alpha = 30^\circ$, 45° και $\alpha = 60^\circ$ μπορεί να χρησιμοποιείται. Για $\alpha > 60^\circ$ γραμμική παρεμβολή μεταξύ των τιμών για $\alpha = 60^\circ$ και των τιμών για επίπεδες στέγες με αιχμηρά άκρα μπορεί να χρησιμοποιείται.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 3 Στη Ζώνη I, όπου δίνονται θετικές και αρνητικές τιμές, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και οι δύο τιμές.

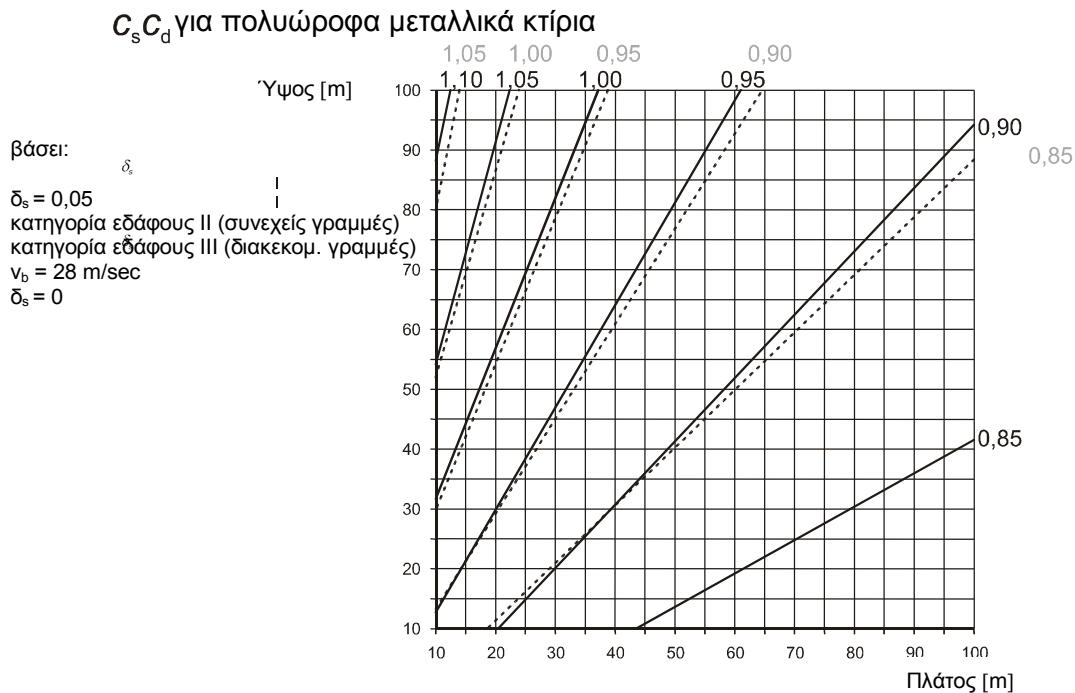
ΣΗΜΕΙΩΣΗ 4 Για το ίδιο το σπαστό άκρο, οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται στον Πίνακα 7.4 "Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες: διεύθυνση ανέμου 0° ", Ζώνη F και G, ανάλογα με την γωνία κλίσης του σπαστού άκρου.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 5 Για το ίδιο το καμπυλωμένο άκρο, οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται με γραμμική παρεμβολή κατά μήκος της καμπύλης, μεταξύ των τιμών στον τοίχο και στη στέγη.

Πίνακας 2.3: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για στέγες

Z. Συνδυασμένος συντελεστής $c_s c_d$

Ο συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$ πρέπει να λαμβάνει υπόψη την επίδραση στη δράση του ανέμου της μη ταυτόχρονης ύπαρξης αιχμών πίεσης στην επιφάνεια μαζί με την επίδραση των ταλαντώσεων της κατασκευής εξαιτίας του στροβιλισμού. Επιπλέον, το $c_s c_d$ για κτίρια με ύψος μικρότερο από 15 m μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 1,00. Για τις ανάγκες του συγκεκριμένου έργου θα χρησιμοποιήσουμε το παρακάτω σχήμα από το παράρτημα D του Ευρωκώδικα για πολυώροφα κτίρια από χάλυβα.



Σχήμα 2.5: $c_s c_d$ για πολυώροφα κτίρια από χάλυβα με ορθογωνική κάτοψη και κατακόρυφους εξωτερικούς τοίχους και με κανονική κατανομή μάζας και δυσκαμψίας.

Για την περίπτωση μας είναι ύψος κτιρίου $h = 21,5 \text{ m}$ και κατηγορία εδάφους IV επομένως:

- για διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$, πλάτος $d = 52,00 \text{ m}$ προκύπτει για κατηγορία εδάφους III $c_s c_d < 0,85$. Συνεπώς λαμβάνουμε την ελάχιστη τιμή $c_s c_d = 0,85$.
- για διεύθυνση ανέμου $\theta = 90^\circ$, πλάτος $d = 30,00 \text{ m}$ προκύπτει για κατηγορία εδάφους III $c_s c_d = 0,85$. Συνεπώς λαμβάνουμε την ελάχιστη τιμή $c_s c_d = 0,85$.

2.6.2 Υπολογισμός των φορτίων ανέμου στο έργο της παρούσας εργασίας

Γενικά στοιχεία που θα χρησιμοποιηθούν στους παρακάτω υπολογισμούς για το εν λόγω κτίριο και για την περιοχή που βρίσκεται, ισχύουν τα εξής:

- Βασική τιμή ταχύτητας αναφοράς του ανέμου, $v_{ref,0} = 33 \text{ m/s}$
- Κατηγορία εδάφους: IV
- Για ελαφριά κλίση ($\Phi < 0,05$) προκύπτει $c_o = 1,00$ σύμφωνα με τις ακόλουθες σχέσεις:
 $c_o = 1,00$, αν $\Phi < 0,05$
 $c_o = 1 + 2*s*\Phi$, αν $0,05 < \Phi < 0,3$
 $c_o = 1 + 0,6*s$, αν $\Phi > 0,3$

όπου s είναι ο συντελεστής τοπογραφικής θέσης, ο οποίος δε χρειάζεται να προσδιοριστεί για την περίπτωση μας.

- Πυκνότητα αέρα: $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$
- Συντελεστής αιχμής $g = 3,5$

- Για κατηγορία εδάφους IV, από τον πίνακα και τη σχέση 2.11, προκύπτουν συντελεστής εδάφους $k_r = 0,2343$, μήκος τραχύτητας $z_0 = 1,00$ m και ελάχιστο ύψος $z_{min} = 10,00$ m
 - Ο συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής $c_d = 0,85$, όπως βρέθηκε προηγουμένως
- Ο υπολογισμός των τελικών πιέσεων που ασκούνται στους κατακόρυφους τοίχους του έργου θα γίνει θεωρώντας διεύθυνση πνοής ανέμου $\theta = 0^\circ$ και $\theta = 90^\circ$.

A. Υπολογισμός εξωτερικών πιέσεων (w_e) κατακόρυφων τοίχων

Προσδιορισμός ταχύτητας αναφοράς v_b και πίεσης αναφοράς q_b

Σύμφωνα με τη σχέση 2.7, η ταχύτητα αναφοράς θα είναι:

$$v_b = 1,00 \times 1,00 \times 33 \text{ m/s} = 33 \text{ m/s}$$

και σύμφωνα με τη σχέση 2.6, η πίεση αναφοράς θα είναι:

$$q_b = 0,5 \times 1,25 \text{ (kg/m}^3\text{)} \times 33 \text{ (m/s)} = 20,625 \text{ kN/m}^2$$

Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$

Σύμφωνα με τη σχέση 2.10 είναι:

$$- c_r(z) = k_r * \ln(z/z_0) = 0,2343 * \ln(21,5/1,00) = 0,719, \text{ για } z_{min} < z=21,5 \text{ m} < z_{max}$$

επομένως από τις σχέσεις 2.8, 2.9 προκύπτει:

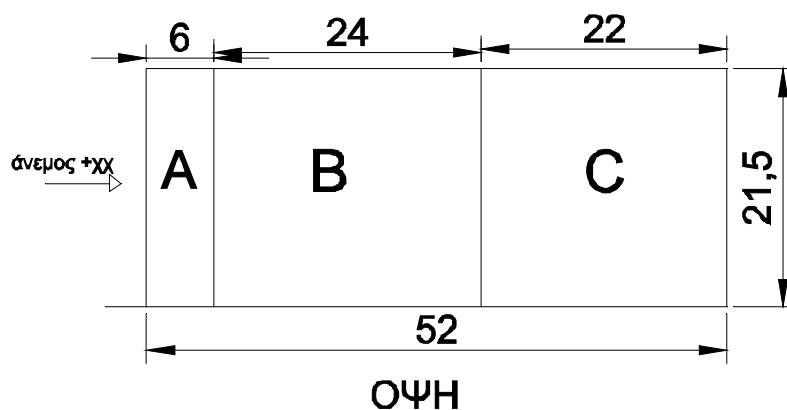
$$- v_m(z) = c_r(z) * c_o(z) * v_b = 0,719 * 1,00 * 33 \text{ m/s} = 23,73 \text{ m/s}$$

$$- I_v(z) = k_l / [c_o(z) * \ln(z/z_0)] = 0,326$$

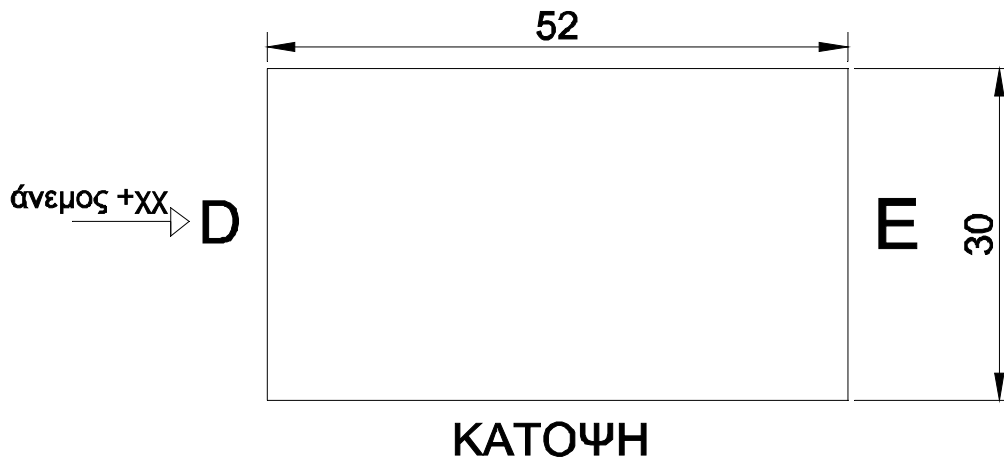
άρα σύμφωνα με τη σχέση 2.4, η πίεση ταχύτητας αιχμής θα είναι:

$$- q_p(z) = [1 + 7 * 0,326] * 0,5 * 0,125 \text{ (kg/m}^3\text{)} * 23,73 \text{ (m/s)} = 1,155 \text{ kN/m}^2$$

1η περίπτωση: Άνεμος κατά +xx



Σχήμα 2.6



Σχήμα 2.7

Με βάση τα παραπάνω σχήματα 2.6, 2.7 είναι:
 $b = 30,00 \text{ m}$, $e = \min\{b, 2h\} = \min\{30, 43\} = 30 \text{ m}$, $e/5 = 6,00 \text{ m}$
 $d = 52,00 \text{ m} > e = 30 \text{ m}$

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης προσδιορίστηκαν από τον πίνακα 2.2 για $h/d = 21,5/52 = 0,413 > 0,25$. Οι ενδιάμεσες τιμές προσδιορίζονται με γραμμική παρεμβολή. Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται συνοπτικά οι τιμές της εξωτερικής πίεσης σε κάθε περιοχή, με βάση τη σχέση 2.3 του Ευρωκώδικα.

Ζώνη	z(m)	$q_p(z)$	c_{pe}	$w_e \text{ (kn/m}^2\text{)}$
A	21,5	1,155	-1,2	-1,39
B	21,5	1,155	-0,8	-0,92
C	21,5	1,155	-0,5	-0,58
D	21,5	1,155	+0,722	0,83
E	21,5	1,155	-0,343	-0,4

Πίνακας 2.4: Εξωτερική πίεση τοίχων για διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$

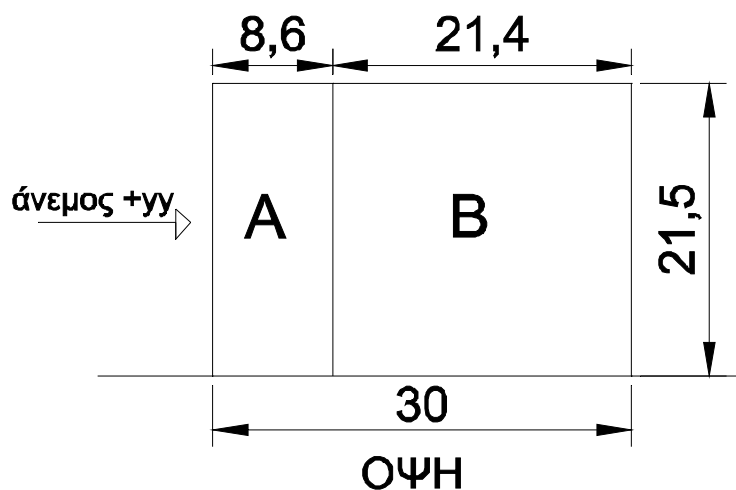
2η περίπτωση: Άνεμος κατά -xx

Για την περίπτωση πνοής ανέμου κατά -xx προκύπτουν οι ίδιες ακριβώς τιμές εξωτερικής πίεσης τοίχων με την 1η περίπτωση, λόγω συμμετρίας.

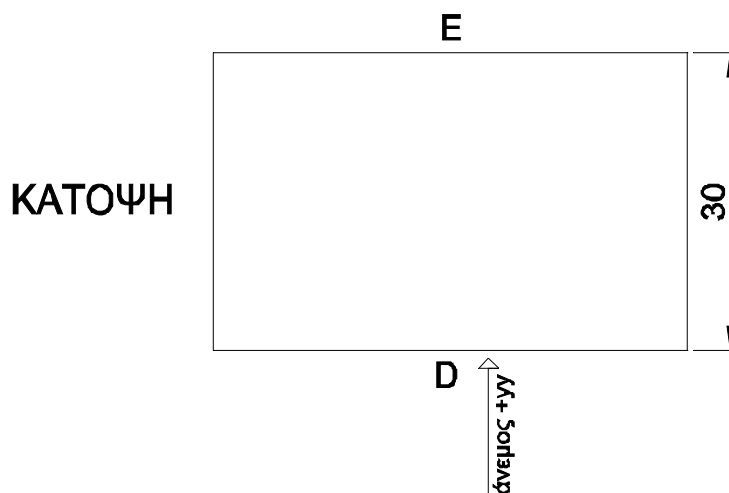
3η περίπτωση: Άνεμος κατά +yy

Με βάση τα παρακάτω σχήματα 2.8 και 2.9 είναι:
 $b = 52,00 \text{ m}$, $e = \min\{b, 2h\} = \min\{52, 43\} = 43,00 \text{ m}$, $e/5 = 8,6 \text{ m}$
 $d = 30,00 \text{ m} < e = 43,00 \text{ m}$

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} προσδιορίστηκαν από τον πίνακα 2.2 ξανά για $h/d = 0,716$, με τη διαφορά ότι για διεύθυνση πνοής ανέμου $\theta = 90^\circ$, δεν υπάρχει η ζώνη C. Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι τιμές της εξωτερικής πίεσης για κάθε περιοχή.



Σχήμα 2.8



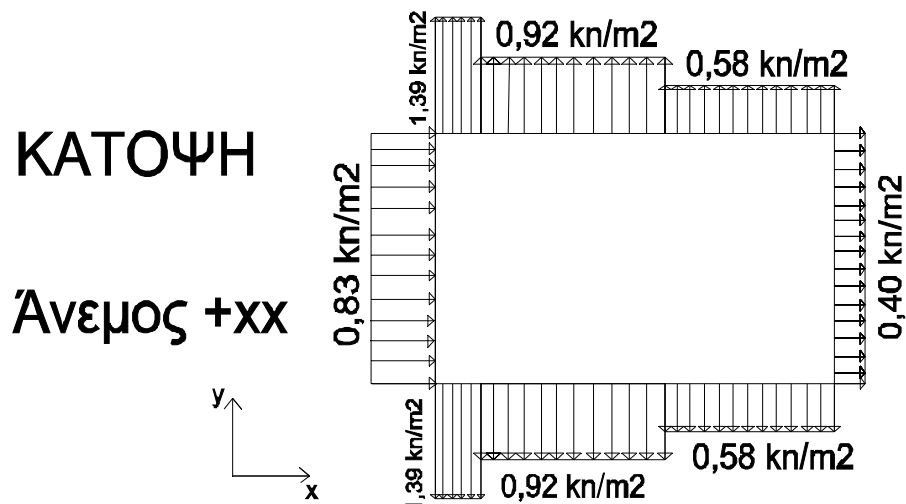
Σχήμα 2.9

Ζώνη	z(m)	$q_p(z)$	c_{pe}	w_e (kn/m ²)
A	21,5	1,155	-1,2	-1,39
B	21,5	1,155	-0,8	-0,92
D	21,5	1,155	+0,762	0,88
E	21,5	1,155	-0,424	-0,49

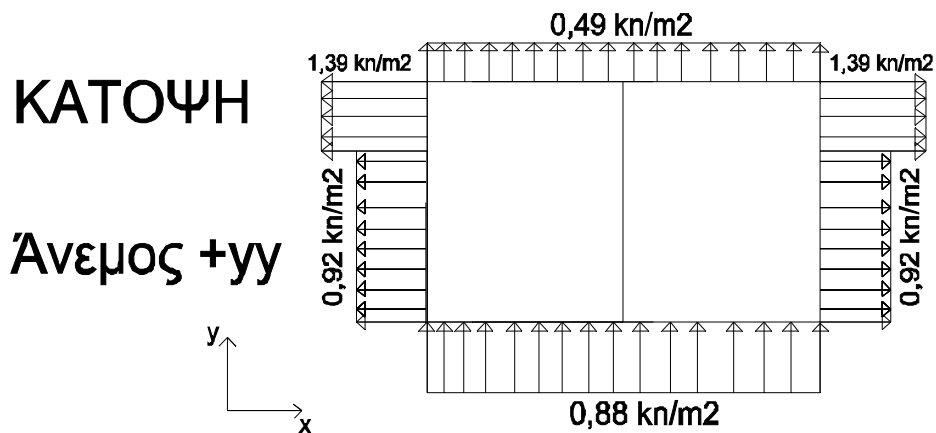
Πίνακας 2.5: Εξωτερική πίεση τοίχων για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$

4η περίπτωση: Άνεμος κατά – yy

Λόγω συμμετρίας, προκύπτουν οι ίδιες τιμές εξωτερικής πίεσης των κατακόρυφων τοίχων με την 3η περίπτωση, όπως παρουσιάζονται στον πίνακα 2.5



Σχήμα 2.10



Σχήμα 2.11

Στα παραπάνω σχήματα 2.10, 2.11 φαίνεται η πίεση στους εξωτερικούς κατακόρυφους τοίχους του κτιρίου για τις δύο κύριες διευθύνσεις πνοής του ανέμου. Τα φορτία ανέμου θεωρούμε ότι παραλαμβάνονται από τα περιμετρικά υποστυλώματα, λαμβάνοντας υπόψη την πίεση του ανέμου στη θέση του υποστυλώματος, καθώς και το πλάτος επιρροής του υποστυλώματος, το οποίο είναι ίσο με $w = 6,00$ m, για κάθε περίπτωση ανέμου ξεχωριστά. Έπειτα οι φορτίσεις αυτές θα εισαχθούν στο μοντέλο του κτιρίου στο SAP2000, ώστε να χρησιμοποιηθούν στην ανάλυση.

3. ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

3.1. Εισαγωγή

Ως σεισμός ορίζεται η βίαιη εδαφική δόνηση που γεννιέται κατά την παροδική διατάραξη της μηχανικής ισορροπίας των γήινων πετρωμάτων σε συγκεκριμένο μέρος της Γης, από φυσικά αίτια που λαμβάνουν χώρα στο εσωτερικό της. Σύμφωνα με τις ισχύουσες θεωρίες, το φαινόμενο του σεισμού προκαλείται από τη σχετική ολίσθηση των δύο πλευρών ενός σεισμογενούς ρήγματος και τα σεισμικά κύματα που παράγονται από την ολίσθηση αυτή. Τα σεισμικά κύματα διαδίδονται στο εσωτερικό της Γης και φθάνουν στην επιφάνειά της όπου καταγράφονται από τους σειсмоγράφους αλλά και προκαλούν διάφορες βλάβες.

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, το έδαφος και επομένως η θεμελίωση μιας κατασκευής, κινείται με εναλλασσόμενο πρόσημο, γύρω από μία αρχική θέση ηρεμίας. Τα κτίρια αποκρίνονται στις ανακυκλιζόμενες αυτές μετακινήσεις του εδάφους, αντιστρατεύοντας την ακαμψία τους και τις αντοχές τους σε κάμψη, διάτμηση, θλίψη κλπ. Συνεπώς, ο σεισμός δεν επιβάλλει δυνάμεις πάνω στην κατασκευή, αλλά μετακινήσεις εναλλασσόμενου προσήμου. Οι δυνάμεις που τελικά αναπτύσσονται είναι εσωτερικές δυνάμεις στις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω των εξωτερικά επιβαλλόμενων παραμορφώσεων. Αδρανειακές δυνάμεις, εννοούμε τις δυνάμεις εκείνες, οι οποίες τείνουν να διατηρήσουν την αρχική κατάσταση της κατασκευής ενάντια στην εναλλασσόμενη κίνηση του εδάφους που δημιουργείται λόγω του σεισμού.

Η χώρα μας βρίσκεται σε μία εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές αυτές κινήσεις, δηλαδή οι σεισμικές δράσεις, παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών. Ο Ευρωκώδικας 8 περιέχει τις βασικές απαιτήσεις, τα κριτήρια σχεδιασμού, το μέγεθος των σεισμικών δράσεων, και τους κανόνες συνδυασμού με άλλες δράσεις, καθώς και κανόνες εφαρμογής για κτιριακά κυρίως έργα.

Οι κύριοι στόχοι του κανονισμού είναι οι εξής:

- η προστασία της ανθρώπινης ζωής
- ο περιορισμός των βλαβών των κατασκευών
- η διασφάλιση της λειτουργίας έργων που είναι σημαντικά για την αστική προστασία

3.2. Μέθοδοι υπολογισμού σεισμικής απόκρισης

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, προβλέπεται η εφαρμογή δύο μεθόδων γραμμικού υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης:

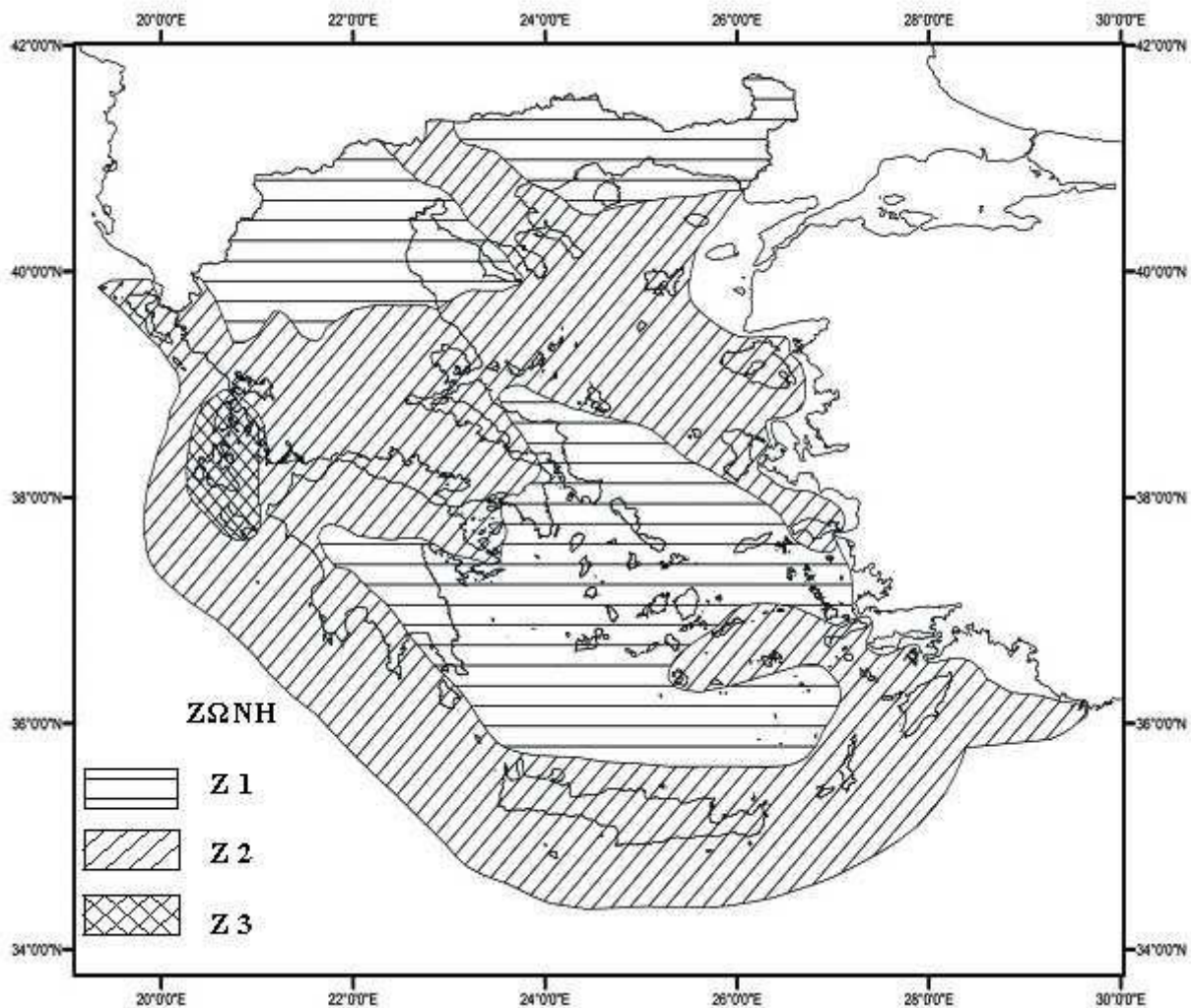
- **Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης**, η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο Ευρωκώδικας 8. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Κατά την εφαρμογή της αρκεί η θεώρηση ενός μόνον προσανατολισμού των δύο οριζόντιων (και κάθετων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού.
- **Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης**, η στηρίζεται σε προσεγγιστική μόνον θεώρηση της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού, χωρίς να απαιτεί ιδιομορφική ανάλυση. Η απλοποίηση αυτή επιτρέπει τον άμεσο υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης με τη βοήθεια "ισοδύναμων" σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες εφαρμόζονται σαν στατικά φορτία πάνω στην κατασκευή.

3.3. Προσδιορισμός δεδομένων φασματικής ανάλυσης

A. Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

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

Το κτίριο μας θα θεωρήσουμε ότι βρίσκεται στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II.



Σχήμα 3.1: Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας Ελλάδας και αντίστοιχες ζώνες

B. Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης A που έχει ληφθεί από τον χάρτη ζωνών στο Εθνικό Προσάρτημα, και σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια, (η περίοδος επαναφοράς είναι 475 χρόνια), με βάση την σχέση $A=a \times g$. Για την περίπτωση μας επιλέγουμε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II και η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους είναι $A=0,24 \times g$.

Ζώνη	a_{gR}/g
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36

Πίνακας 3.1: Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

Γ. Προσδιορισμός της κατηγορίας εδάφους

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε 5 κατηγορίες A, B, Γ, Δ, E, S₁ και S₂. Το κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας B (αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικιών, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος) σύμφωνα με τον πίνακα 3.2 του Ευρωκώδικα 8, ο οποίος καθορίζει την κατηγορία εδάφους από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται σε αυτόν.

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (κρούσεις/3 0cm)	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, χαλικιών, 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, χαλικιών 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			

Πίνακας 3.2: Κατηγορίες εδάφους

Δ. Συντελεστής σπουδαιότητας

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_1 .

Για κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.) ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι $\gamma_1=1,00$.

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.

Κατηγορία Σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής Σπουδαιότητας γ_1	0,80	1,00	1,20	1,40

Πίνακας 3.3: Κατηγορίες και συντελεστές σπουδαιότητας κτιρίων

Ε. Συντελεστής Συμπεριφοράς q

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

Στο συγκεκριμένο έργο επιλέγουμε περιορισμένη πλάστιμη συμπεριφορά του κτιρίου και επομένως η διαστασιολόγηση θα γίνει με συντελεστή συμπεριφοράς $q = 1,5$

3.4. Φάσμα σχεδιασμού

Σύμφωνα με την παράγραφο 4.3.3.5.2 του Ευρωκώδικα 8, σε περιπτώσεις έργων όπου η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους λαμβάνεται μικρότερη ή ίση με $0,25g$, τότε μπορεί να αμελείται η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού. Επομένως, στο έργο μας μπορούμε να αμελήσουμε τις κατακόρυφες συνιστώσες και να λάβουμε υπόψη μόνο τις οριζόντιες σεισμικές δράσεις.

Για την κατασκευή του φάσματος σχεδιασμού, για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης έγιναν οι ακόλουθες παραδοχές:

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II (επιτάχυνση $a_g=0,24g$)
- Κατηγορία εδάφους B
- Κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια), $\gamma_I=1,00$
- Συντελεστής συμπεριφοράς q 1,50
- Απόσβεση 5 %

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το φάσμα σχεδιασμού, $S_d(T)$, ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις του Ευρωκώδικα 8:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B \quad (3.1)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C \quad (3.2)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D \quad (3.3)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec} \quad (3.4)$$

όπου:

$S_d(T)$: είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

T : είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελεύθερης κίνησης

a_g : είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A

$$(a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR})$$

T_B : είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

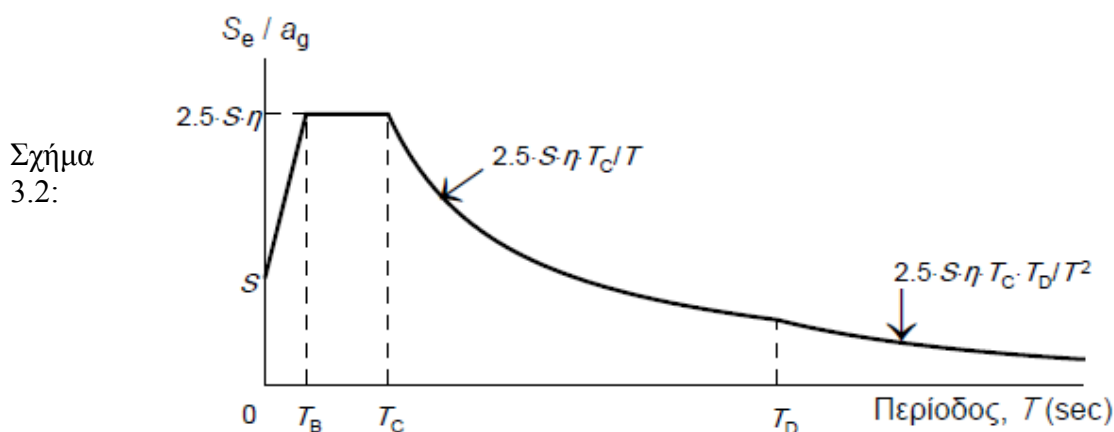
T_C : είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

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

S : είναι ο συντελεστής εδάφους

q : είναι συντελεστής συμπεριφοράς

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



Φασματική επιτάχυνση

Σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα 3.4 για έδαφος κατηγορίας B, έχουμε :
 $S=1,2$, $T_B=0,15s$, $T_C=0,5s$ και $T_D=2,0s$.

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

Πίνακας 3.4: Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης τύπου 1

Τα παραπάνω δεδομένα εισάγονται στο μοντέλο του κτιρίου στο SAP2000, το οποίο περιλαμβάνει τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 για τα φάσματα σχεδιασμού. Επομένως, εισάγουμε στο πρόγραμμα το κατάλληλο φάσμα σχεδιασμού, με βάση το οποίο προχωρούμε έπειτα στην ιδιομορφική ανάλυση του κτιρίου (MODAL ANALYSIS).

3.5. Σεισμική απόκριση κατασκευής – Ιδιομορφές

Στη δυναμική ανάλυση προσδιορίστηκαν οι ιδιομορφές του κτιρίου με αύξουσα σειρά τιμής ιδιοσυχνότητας. Έγινε η παραδοχή ότι οι ιδιομορφικές μάζες είναι συγκεντρωμένες σε κάθε κόμβο δοκού – υποστυλώματος του κτιρίου, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα 3.3. Οι ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες της φόρτισης και εξαρτώνται μόνο από το μητρώο μάζας [m] και το μητρώο ακαμψίας της κατασκευής [K].

Με βάση τον Ευρωκώδικα 8, για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης θα λαμβάνεται υπόψη υποχρεωτικά ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών ΣM_i φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας M του συστήματος σε αυτή τη διεύθυνση. Αν σε ειδικές περιπτώσεις κατασκευών (π.χ. σε κτίρια με πολύ μεγάλη συμβολή στρεπτικών ιδιομορφών) η παραπάνω απαίτηση δεν ικανοποιείται, τότε ο ελάχιστος αριθμός ιδιομορφών k που λαμβάνεται υπόψη σε μια χωρική ανάλυση πρέπει να ικανοποιεί και τις δύο ακόλουθες συνθήκες:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n}$$

και

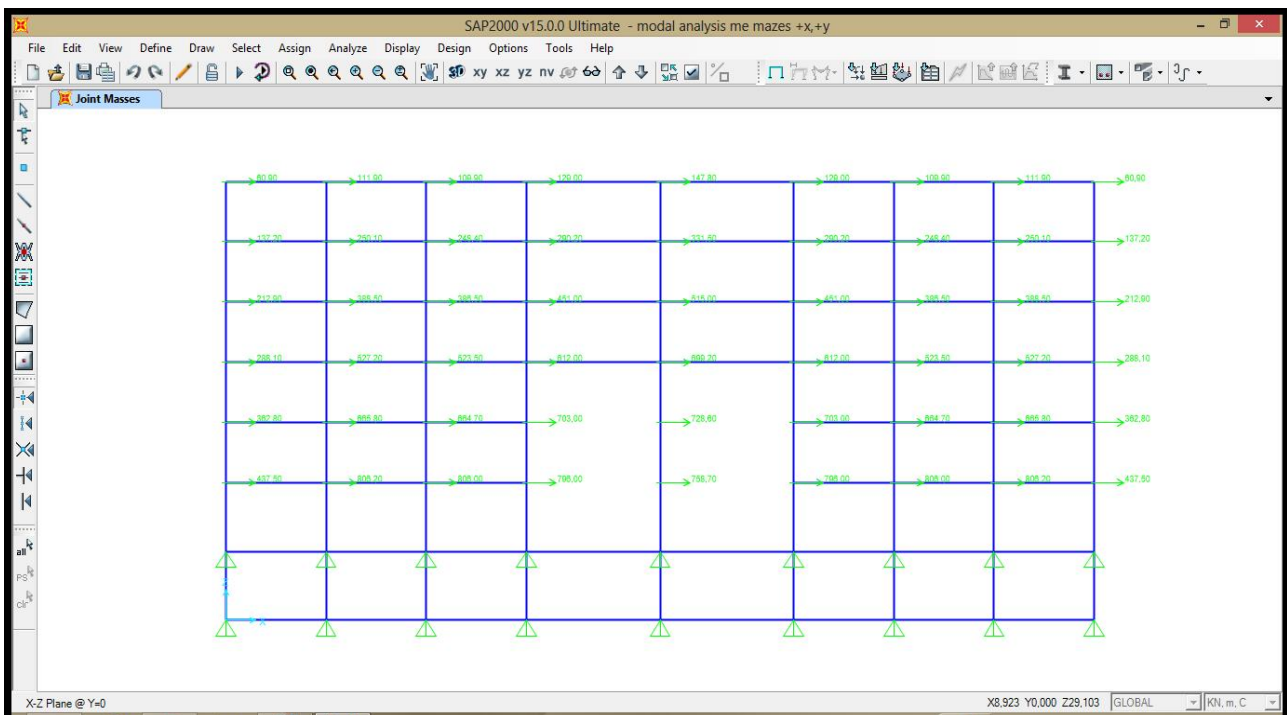
$$T_k \leq 0,20 \text{ s}$$

όπου:

k είναι το πλήθος των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη

n είναι το πλήθος των ορόφων πάνω από την θεμελίωση ή πάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογεύου

T_k είναι η περίοδος ταλάντωσης της ιδιομορφής k .



Σχήμα 3.3: Ιδιομορφικές μάζες στους κόμβους του κτιρίου

Επειδή η χρήση των φασμάτων δίνει μέγιστες τιμές, οι οποίες αφενός δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα και αφετέρου δεν έχουν κατ' ανάγκη το ίδιο πρόσημο, οι συμμετοχές των ιδιομορφών σε κάποιο μέγεθος X συνδυάζονται με έναν εκ των παρακάτω τρόπων:

- **SRSS: Square Root of the Sum of Squares**

$$X = \pm \sqrt{(X_1^2 + X_2^2 + \dots + X_k^2)}$$

όπου:

- k αριθμός των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη ($k \leq n$)
- X_i συμμετοχή της i ιδιομορφής στο μέγεθος X

- **CQC: Complete Quadratic Combination**

$$X = \pm \sqrt{\sum_i \sum_j X_i P_{ij} X_j}$$

όπου:

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

Η μέθοδος CQC δίνει καλύτερα αποτελέσματα από την SRSS όταν διαδοχικές ιδιοπερίοδοι έχουν μικρή διαφορά στην τιμή τους. Εάν αυτό δε συμβαίνει, η CQC συγκλίνει στην SRSS. Στη φασματική ανάλυση που έτρεξε το SAP2000 η σεισμική απόκριση της κατασκευής υπολογίστηκε χρησιμοποιώντας τη μέθοδο SRSS.

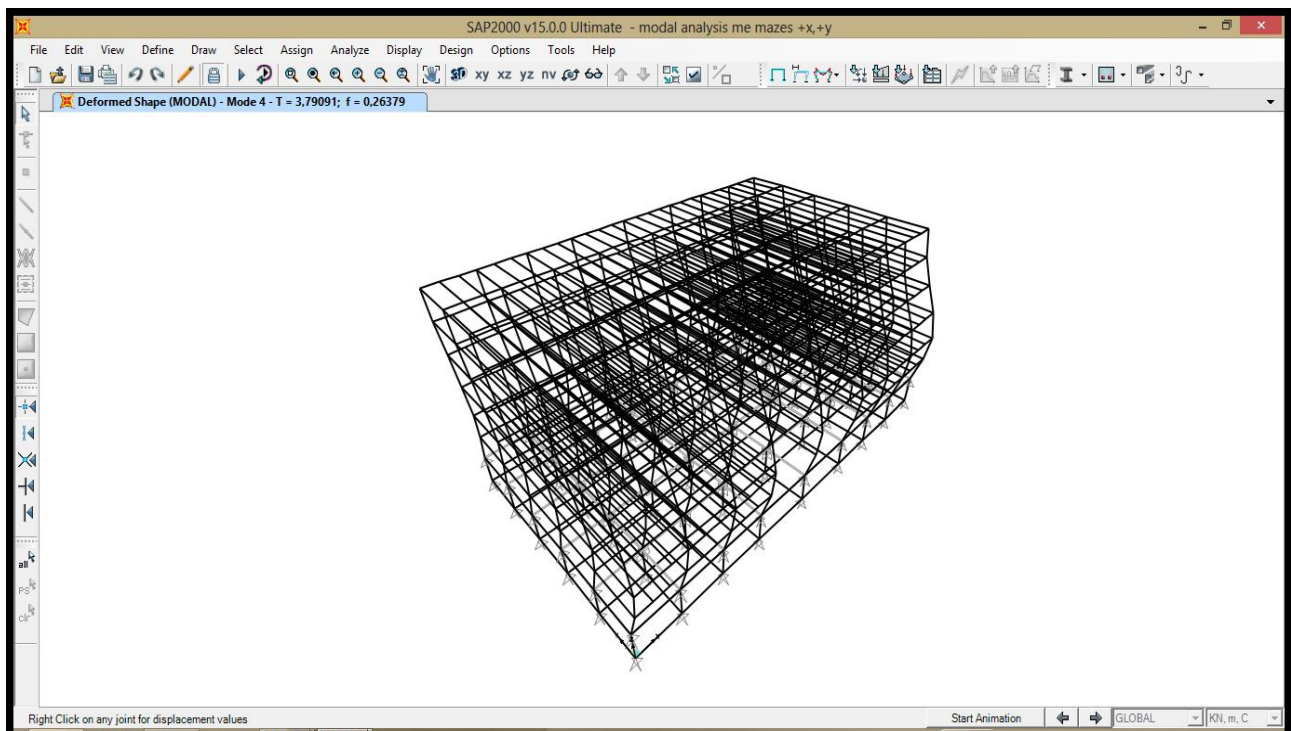
Στη συγκεκριμένη εργασία, για την ανάλυση του κτιρίου Α ελήφθησαν υπόψη οι πρώτες 18 ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο $T \geq 0,20$ sec, με συνολικό ποσοστό δρώσας μάζας $\Sigma M_x = 100\%$ και $\Sigma M_y = 100\%$, ενώ για το κτίριο Β ελήφθησαν υπόψη πάλι οι πρώτες 18 ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο $T \geq 0,20$ sec, με συνολικό ποσοστό δρώσας μάζας $\Sigma M_x = 99,99\%$ και $\Sigma M_y = 99,99\%$.

Ιδιομορφή	Περίοδος (sec)	Ιδιομορφή	Περίοδος (sec)
1	10,975	10	1,229
2	8,020	11	1,032
3	6,416	12	1,031
4	3,791	13	0,820
5	2,744	14	0,767
6	2,141	15	0,738
7	2,118	16	0,621
8	1,553	17	0,544
9	1,394	18	0,442

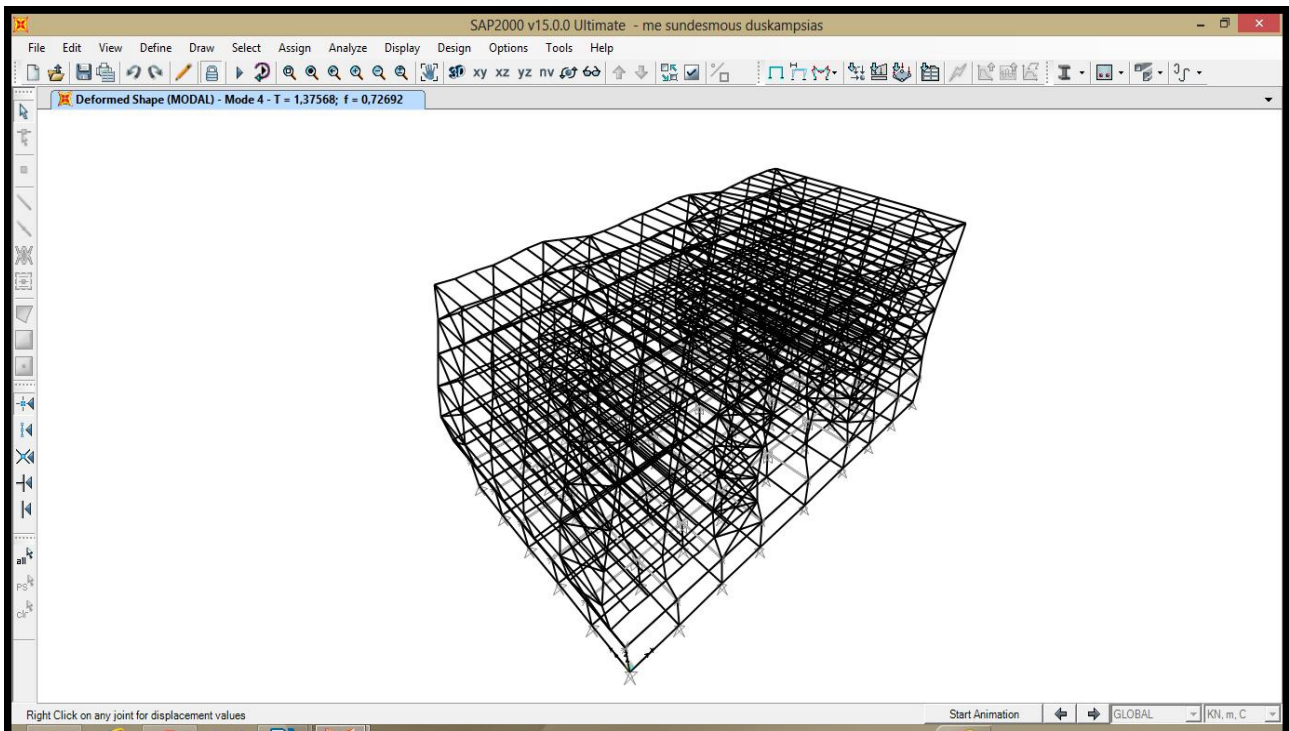
Πίνακας 3.5: Ιδιομορφές και ιδιοπερίοδοι στο κτίριο Α

Ιδιομορφή	Περίοδος (sec)	Ιδιομορφή	Περίοδος (sec)
1	4,003	10	0,539
2	3,513	11	0,477
3	2,984	12	0,443
4	1,376	13	0,392
5	1,190	14	0,386
6	0,992	15	0,316
7	0,778	16	0,313
8	0,652	17	0,275
9	0,558	18	0,222

Πίνακας 3.6: Ιδιομορφές και ιδιοπερίοδοι στο κτίριο Β



Σχήμα 3.4: 4η ιδιομορφή του κτιρίου Α



Σχήμα 3.5: 4η ιδιομορφή του κτιρίου Β

4. ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

Στο Μέρος 1 του Ευρωκώδικα 1 περιγράφονται οι αρχές και οι απαιτήσεις για την ασφάλεια, τη λειτουργικότητα και την ανθεκτικότητα της κατασκευής, με βάση τις οριακές καταστάσεις και τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας.

4.1 Οριακές καταστάσεις

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις, πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού, δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας: αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες, (απώλεια ισορροπίας, μετατροπή σε μηχανισμό, απώλεια ευστάθειας ολόκληρης της κατασκευής ή μέρους αυτής), που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές.
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας: αντιστοιχούν στην κατάσταση εκείνη, πέραν της οποίας δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής, λόγω φαινομένων σχετιζόμενων με μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης, ή έντονες ταλαντώσεις κλπ.

Ο σχεδιασμός θα πρέπει να βασίζεται στη χρήση κατάλληλων για τη συγκεκριμένη οριακή κατάσταση προσομοιωμάτων του φορέα και της φόρτισης και θα πρέπει να ελέγχεται ότι δεν υπάρχει υπέρβαση σε καμία οριακή κατάσταση.

Οι κατασκευές που σχεδιάζονται και εκτελούνται με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 πρέπει να ικανοποιούν τις εξής θεμελιώδεις απαιτήσεις:

- Να παραμένουν κατάλληλες για τη χρήση για την οποία προορίζονται.
- Να παραλαμβάνουν όλες τις δράσεις και τις διάφορες επιδράσεις που είναι πιθανόν να συμβούν κατά τη διάρκεια της ανέγερσης και της χρήσης της κατασκευής.
- Να μην κινδυνεύουν να υποστούν δυσανάλογα μεγάλες βλάβες από συμβάντα όπως εκρήξεις, σεισμοί ή συνέπειες ανθρώπινου σφάλματος. Η επιλογή κατάλληλων μέτρων και κατάλληλου δομικού συστήματος συμβάλλει σημαντικά στην αποφυγή αυτού του κινδύνου.

4.2 Καταστάσεις σχεδιασμού

Οι καταστάσεις σχεδιασμού ενός φορέα για τις οποίες γίνεται έλεγχος επάρκειας σε σχέση με τις προαναφερθείσες οριακές καταστάσεις, είναι οι εξής:

- Καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια, οι οποίες αναφέρονται στις συνθήκες κανονικής χρήσης.
- Παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού, οι οποίες αναφέρονται σε προσωρινές συνθήκες που επιβάλλονται στο φορέα, όπως π.χ. κατά τη διάρκεια της ανέγερσης ή της επισκευής του.
- Τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού, οι οποίες αναφέρονται σε εξαιρετικές συνθήκες που επιβάλλονται στο φορέα, όπως π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση οχήματος.
- Καταστάσεις σχεδιασμού έναντι σεισμού, οι οποίες αναφέρονται σε συνθήκες που επιβάλλονται στο φορέα, όταν αυτός εκτίθεται σε σεισμικά γεγονότα.

Οι δράσεις που καταπονούν την προς μελέτη κατασκευή με τη μορφή συνδυασμών και για τις παραπάνω καταστάσεις σχεδιασμού είναι οι εξής:

- Μόνιμα φορτία: α) ίδιο βάρος κατασκευής G
 β) βάρος επικαλύψεων
 γ) φορτία

- Κινητά φορτία: α) ωφέλιμο κινητό φορτίο
β) φορτίο χιονιού
γ) φορτία ανέμου W
- σεισμός α) φορτία σεισμού E

4.3 Συνδυασμοί δράσεων

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, χρησιμοποιούνται οι συνδυασμοί δράσεων, όπως ορίζει το Μέρος 1 του Ευρωκώδικα 1. Οι δράσεις που δεν μπορούν να συμβούν ταυτόχρονα, λόγω φυσικών αιτιών, δεν πρέπει να θεωρούνται στον ίδιο συνδυασμό.

Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας

- Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$
- Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ή } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$
- Για καταστάσεις σεισμού

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

Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

- Χαρακτηριστικός (σπάνιος) συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$
- Συχνός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$
- Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

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

Πρέπει να γίνει σαφές, ότι η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει αλγεβρικό ή γεωμετρικό άθροισμα, αλλά απλώς επαλληλία δράσεων (δηλαδή ταυτόχρονη συνύπαρξη των διαφόρων δράσεων).

Τα σύμβολα στους παραπάνω συνδυασμούς είναι τα εξής:

- "+" σημαίνει "επαλληλία με"
- $G_{k,j}$ η χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων
- P_k η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
- $Q_{k,1}$ η χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
- $Q_{k,i}$ η χαρακτηριστική τιμή των λοιπών ταυτόχρονων μεταβλητών δράσεων
- A_d η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
- A_{Ed} η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

- $\gamma_{G,j}$ ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
- γ_p ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την προέκταση
- $\gamma_{Q,i}$ ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i
- $\Psi_{0,i}, \Psi_{1,i}, \Psi_{2,i}$ συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας χρησιμοποιούνται, προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις κλπ.)

Οι τιμές των συντελεστών αυτών για την περίπτωση ελέγχου αστοχίας ενός κτιρίου ή ενός μέλους του είναι:

- α). Καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές
- Για μόνιμες δράσεις:
 - $\gamma_{G,sup} = 1,35$ (δυσμενής επιρροή)
 - $\gamma_{G,inf} = 1,00$ (ευμενής επιρροή)
 - Για μεταβλητές δράσεις:
 - $\gamma_{Q,sup} = 1,50$ (δυσμενής επιρροή)
 - $\gamma_{Q,inf} = 0,00$ (ευμενής επιρροή)
- β). Καταστάσεις τυχηματικές, γενικώς $\gamma_A = 1,00$

Ως δυσμενής επιρροή των μονίμων δράσεων χαρακτηρίζεται η περίπτωση κατά την οποία τα αποτελέσματα των μονίμων δράσεων προσαυξάνουν τα αντίστοιχα αποτελέσματα των μεταβλητών δράσεων. Οι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων Ψ_i , χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών των διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων. Στον παρακάτω πίνακα 4.1 δίνονται οι τιμές των συντελεστών Ψ_i , σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 0.

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			
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία H: στέγες	0,7	0,5	0,3
	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
---	-----	-----	---

Πίνακας 4.1: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ για κτήρια

4.4 Συνδυασμοί δράσεων στην παρούσα εργασία

Ακολουθούν οι συνδυασμοί φορτίσεων σε ΟΚΑ όπως έχουν ορισθεί στο πρόγραμμα:

DEAD: άθροισμα μόνιμων φορτίων

LIVE: άθροισμα κινητών φορτίων

WIND0: άνεμος κατά τη διεύθυνση +xx

WIND90: άνεμος κατά τη διεύθυνση +yy

SNOW: φορτίο χιονιού

EX: σεισμός κατά τη διεύθυνση +xx

EY: σεισμός κατά τη διεύθυνση +yy

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	DEAD	LIVE	WIND0	WIND90	SNOW	EX	EY
ΑΣΤΟΧΙΑ 1	1,35						
ΑΣΤΟΧΙΑ 2	1,35	1,50					
ΑΣΤΟΧΙΑ 3	1,35	1,50	0,90				
ΑΣΤΟΧΙΑ 4	1,35	1,50	-0,90				
ΑΣΤΟΧΙΑ 5	1,35	1,50		0,90			
ΑΣΤΟΧΙΑ 6	1,35	1,50		-0,90			
ΑΣΤΟΧΙΑ 7	1,35	1,05	1,50				
ΑΣΤΟΧΙΑ 8	1,35	1,05	-1,50				
ΑΣΤΟΧΙΑ 9	1,35	1,05		1,50			
ΑΣΤΟΧΙΑ 10	1,35	1,05		-1,50			
ΑΣΤΟΧΙΑ 11	1,00		1,50				
ΑΣΤΟΧΙΑ 12	1,00		-1,50				
ΑΣΤΟΧΙΑ 13	1,00			1,50			
ΑΣΤΟΧΙΑ 14	1,00			-1,50			
ΑΣΤΟΧΙΑ 15	1,35	1,50	0,90		0,75		
ΑΣΤΟΧΙΑ 16	1,35	1,50		0,90	0,75		
ΑΣΤΟΧΙΑ 17	1,35	1,05	1,50		0,75		
ΑΣΤΟΧΙΑ 18	1,35	1,05	1,50		0,75		
ΑΣΤΟΧΙΑ 19	1,35	1,05		1,50	0,75		
ΑΣΤΟΧΙΑ 20	1,35	1,05	0,90		1,50		
ΑΣΤΟΧΙΑ 21	1,35	1,05		0,90	1,50		
ΑΣΤΟΧΙΑ 22	1,00	0,30				1,00	0,30
ΑΣΤΟΧΙΑ 23	1,00	0,30				0,30	1,00

Πίνακας 4.2: Συνδυασμοί φορτίσεων κατασκευής στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Στον παραπάνω πίνακα φαίνονται όλοι οι συνδυασμοί φορτίσεων της κατασκευής μας, στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Προφανώς ορισμένοι μόνο από αυτούς τους συνδυασμούς είναι δυσμενέστεροι, όσον αφορά τα εντατικά μεγέθη που προκαλούν στο φορέα και συνεπώς είναι κρίσιμοι για τη διαστασιολόγηση. Συγκεκριμένα, οι δυσμενέστεροι συνδυασμοί φορτίσεων είναι οι βασικοί συνδυασμοί 15-19 και οι δύο σεισμικοί συνδυασμοί 22,23. Επίσης οι συνδυασμοί είναι ίδιοι και για τα δύο μοντέλα που μελετάμε, με και χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας.

Ακολουθούν οι συνδυασμοί φορτίσεων σε ΟΚΑ όπως έχουν οριστεί στο πρόγραμμα:

DEAD: άθροισμα μόνιμων φορτίων

LIVE: άθροισμα κινητών φορτίων

WIND0: άνεμος κατά τη διεύθυνση +xx

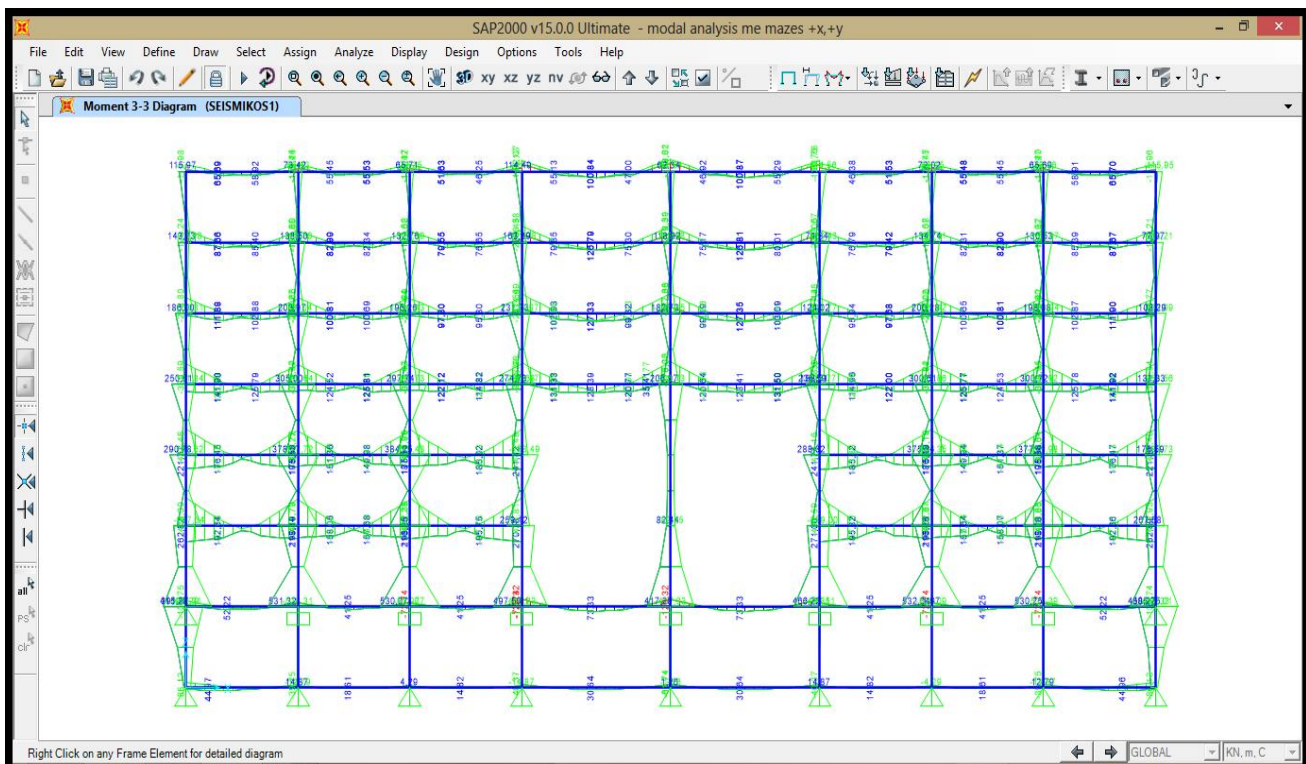
WIND90: άνεμος κατά τη διεύθυνση +yy

SNOW: φορτίο χιονιού

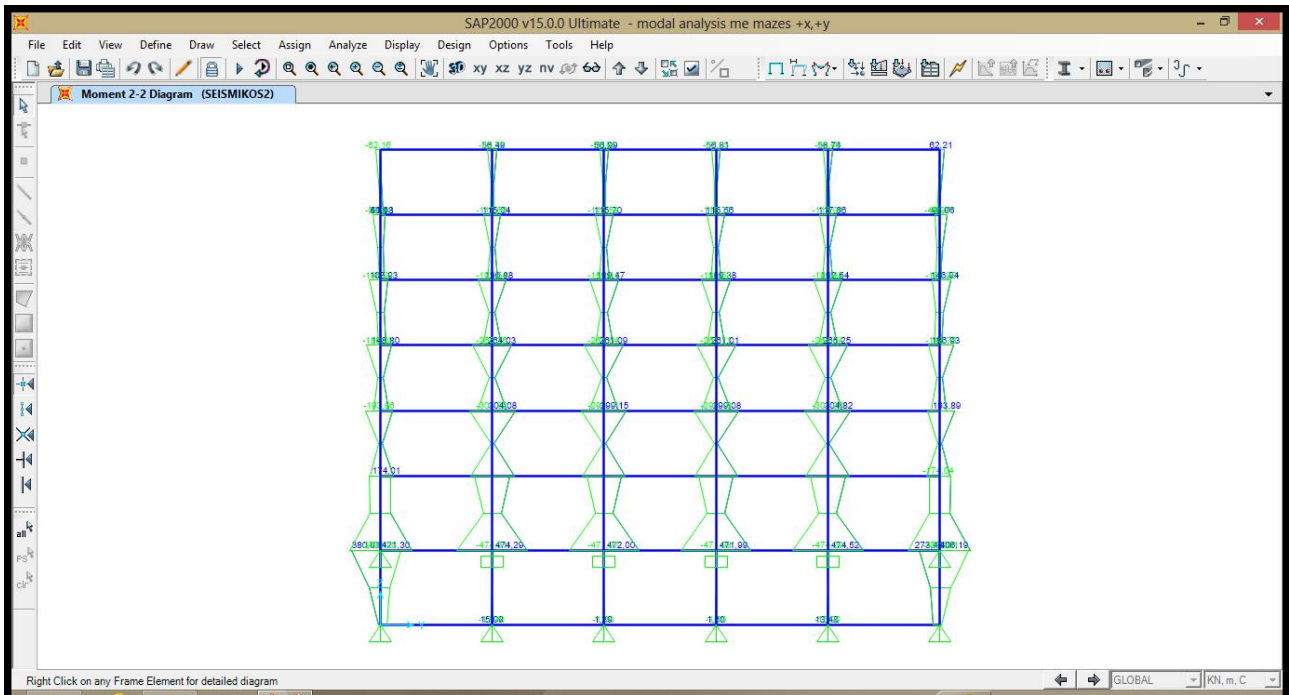
ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	DEAD	LIVE	WIND0	WIND90	SNOW
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 1	1,00	1,00	0,60		0,50
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 2	1,00	1,00		0,60	0,50
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 3	1,00	0,70	1,00		0,50
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 4	1,00	0,70		1,00	0,50
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 5	1,00	0,70	0,60		1,00
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 6	1,00	0,70		0,60	1,00

Πίνακας 4.3: Συνδυασμοί φορτίσεων κατασκευής στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

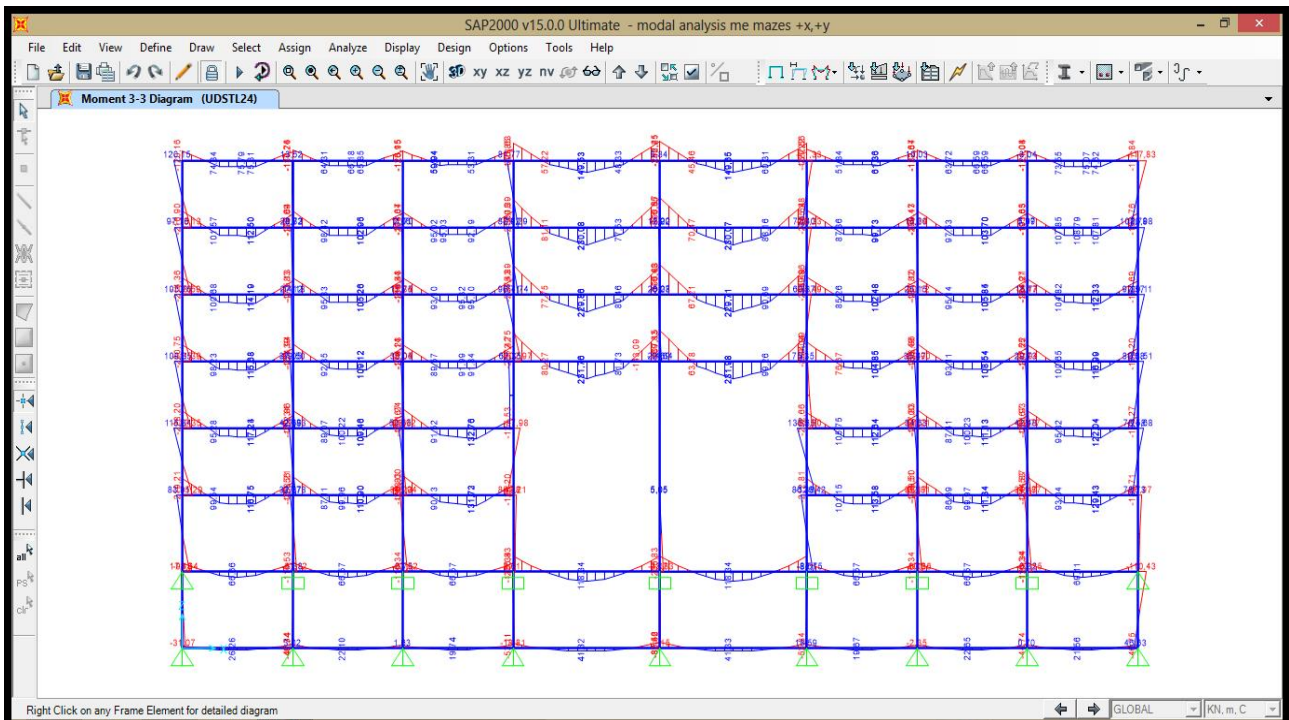
Παρακάτω παραθέτω ορισμένες ενδεικτικές εικόνες, όπως προκύπτουν από την ανάλυση του SAP2000 για τους διάφορους συνδυασμούς φορτίσεων:



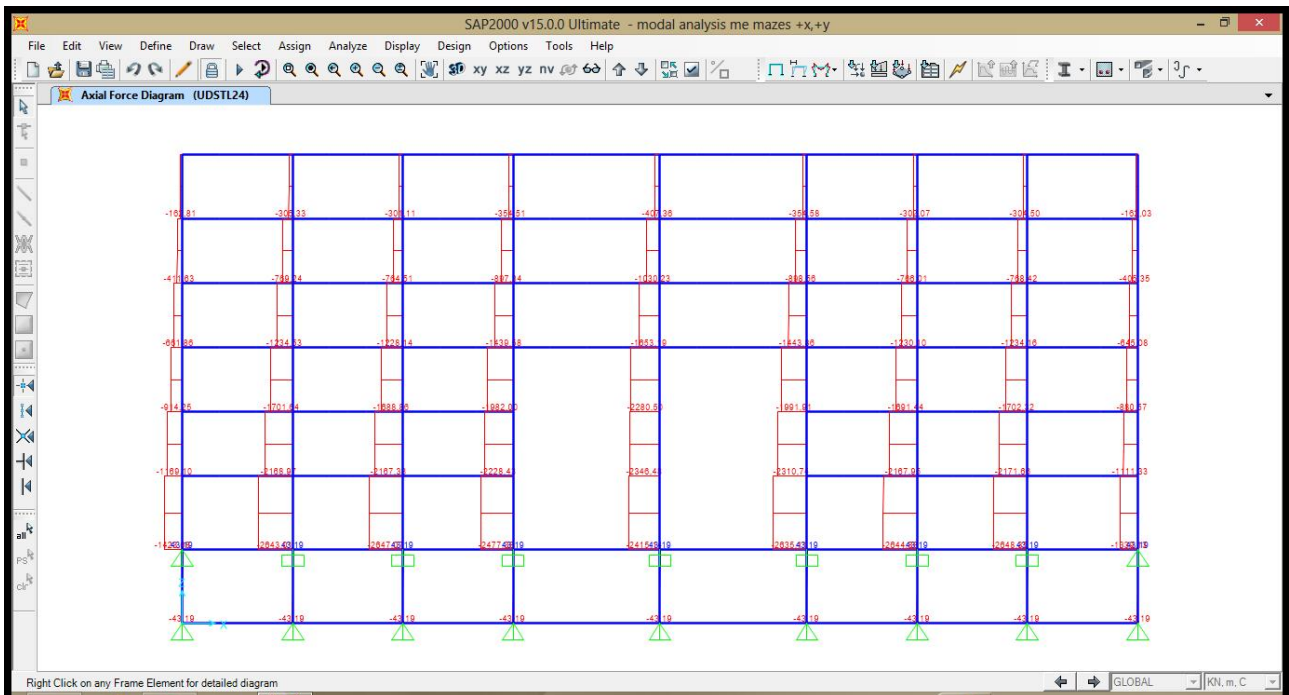
Καμπτικές ροπές περί τον ισχυρό άξονα ($M_{ed,y}$) κυρίων δοκών και υποστυλωμάτων για το σεισμικό συνδυασμό 1 (κύριος σεισμός κατά +xx) σε ΟΚΑ, στο μοντέλο χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας



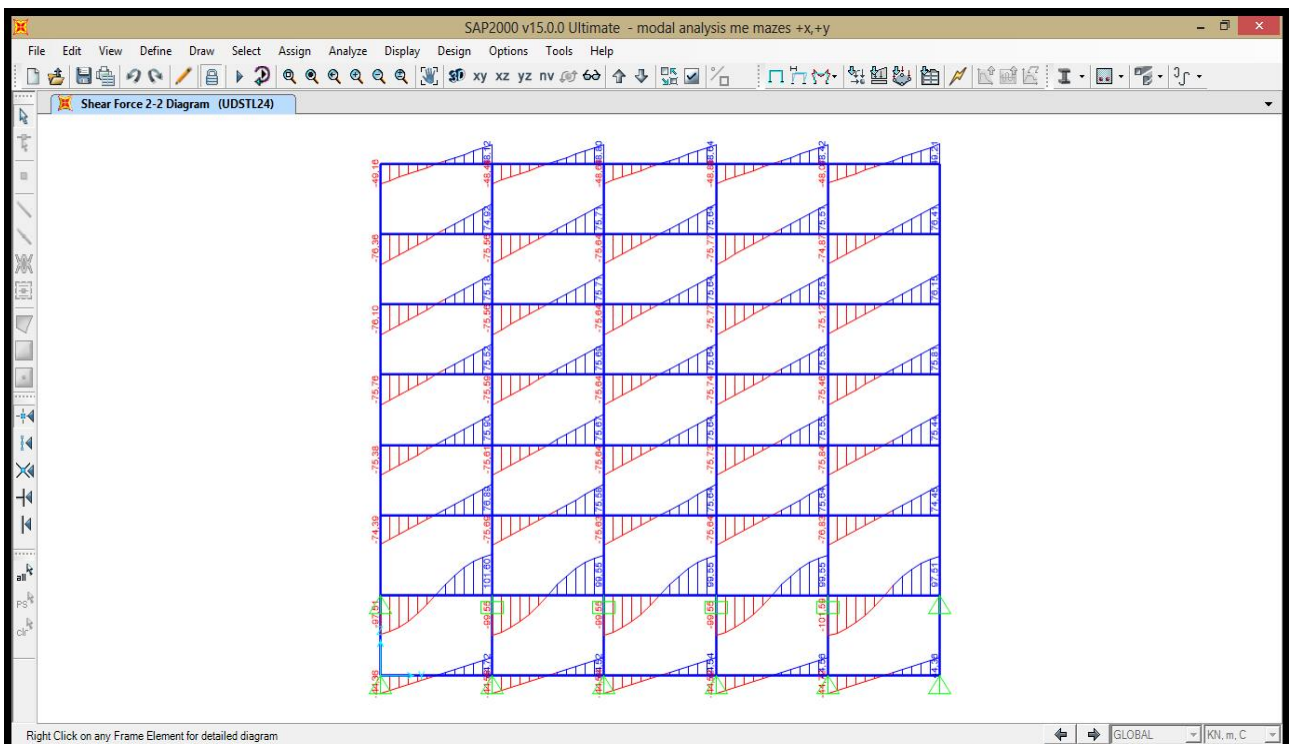
Καμπτικές ροπές περί τον ασθενή άξονα υποστρωμάτων ($M_{ed,z}$) για το σεισμικό συνδυασμό 2, στο μοντέλο χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας



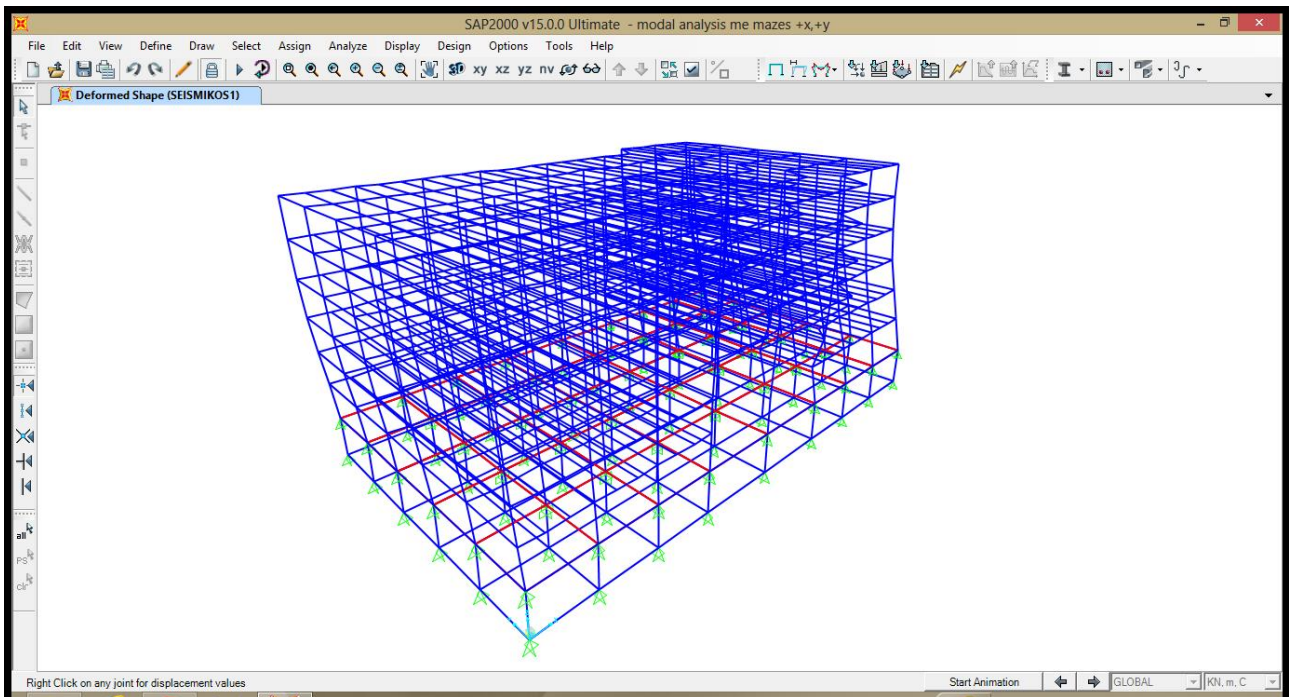
Καμπτικές ροπές περί τον ισχυρό άξονα ($M_{ed,y}$) κυρίων δοκών και υποστρωμάτων για το δυσμενέστερο βασικό συνδυασμό σε ΟΚΑ, στο μοντέλο χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας



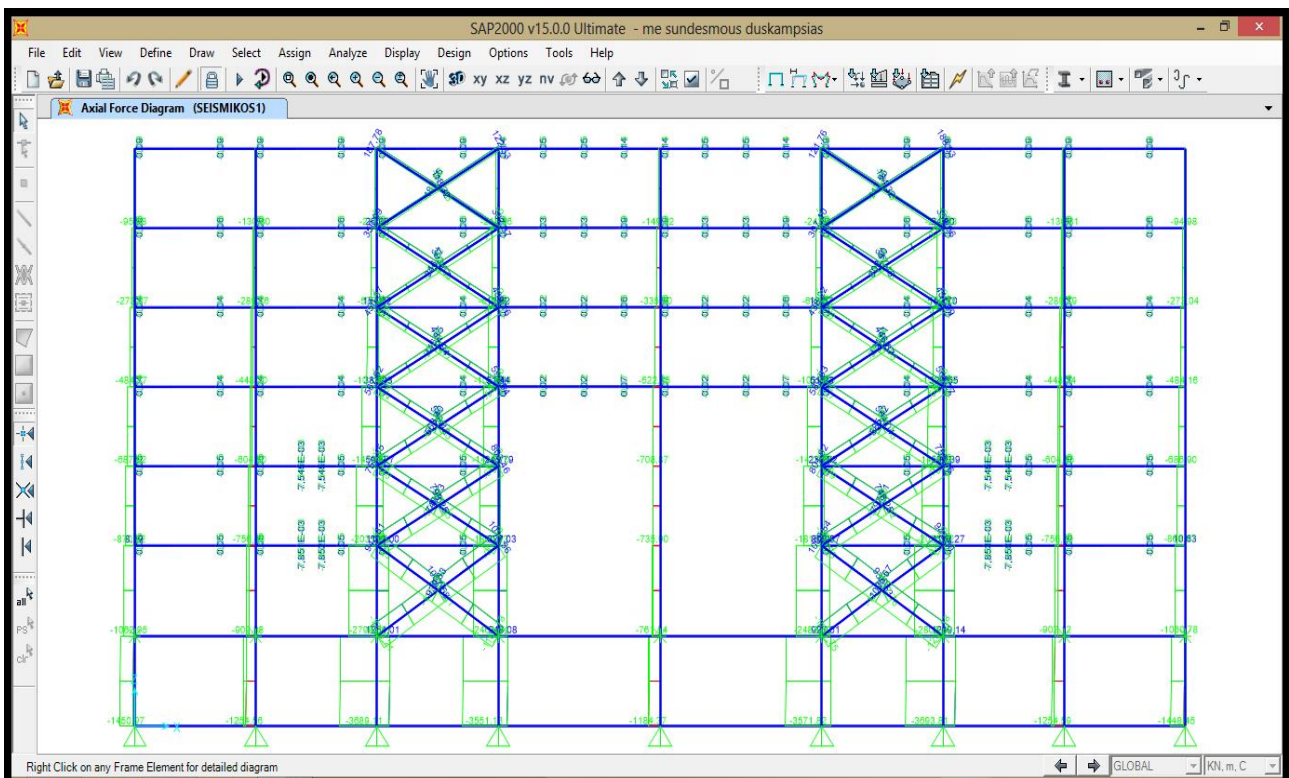
Θλίψη (N_{ed}) υποστρωμάτων για το δυσμενέστερο βασικό συνδυασμό σε ΟΚΑ, στο μοντέλο χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας



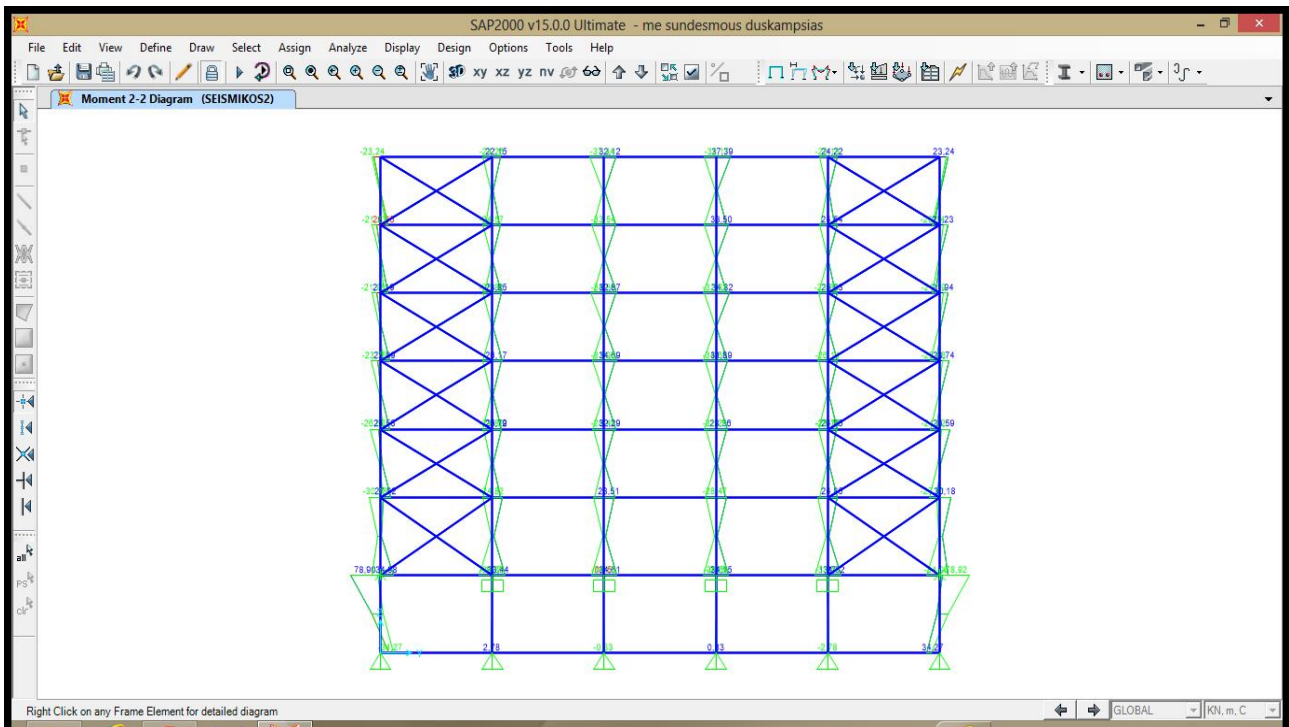
Τέμνουσες δυνάμεις ($V_{ed,z}$) δευτερευουσών δοκών για το δυσμενέστερο βασικό συνδυασμό σε ΟΚΑ, στο μοντέλο χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας



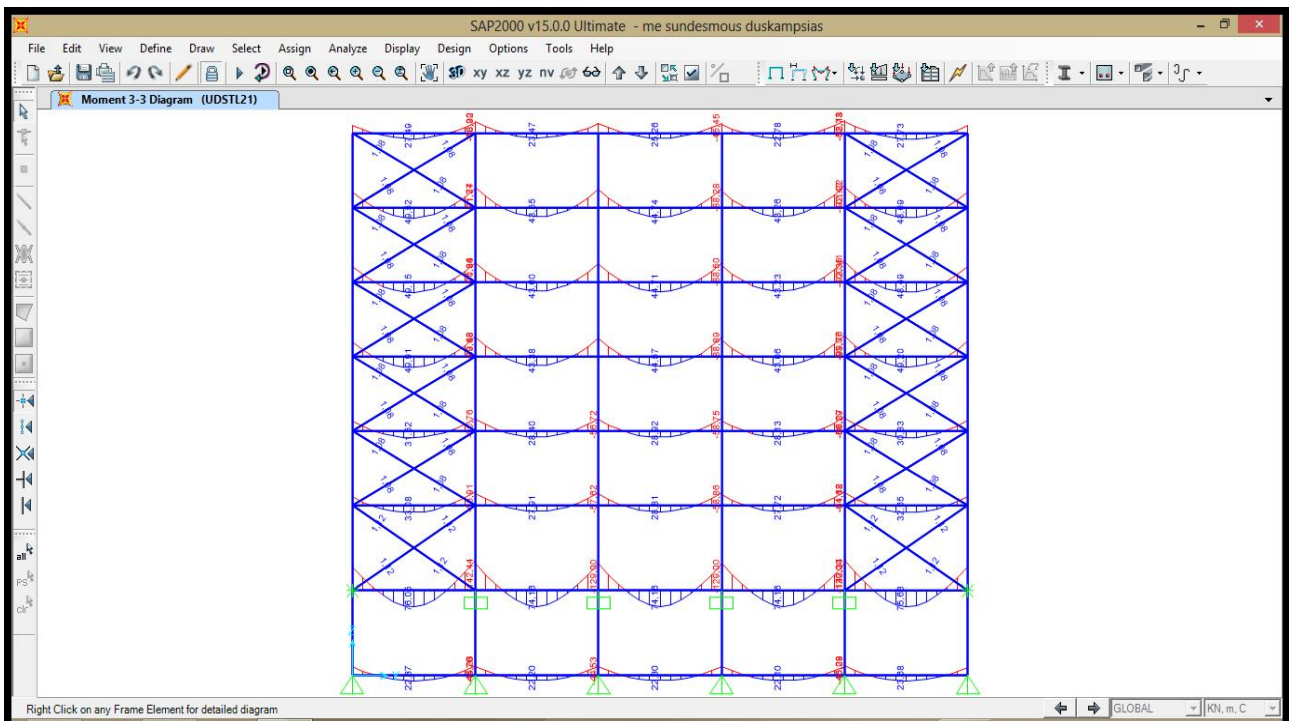
Παραμορφωμένη κατάσταση φορέα για το σεισμικό συνδυασμό 1, στο μοντέλο χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας



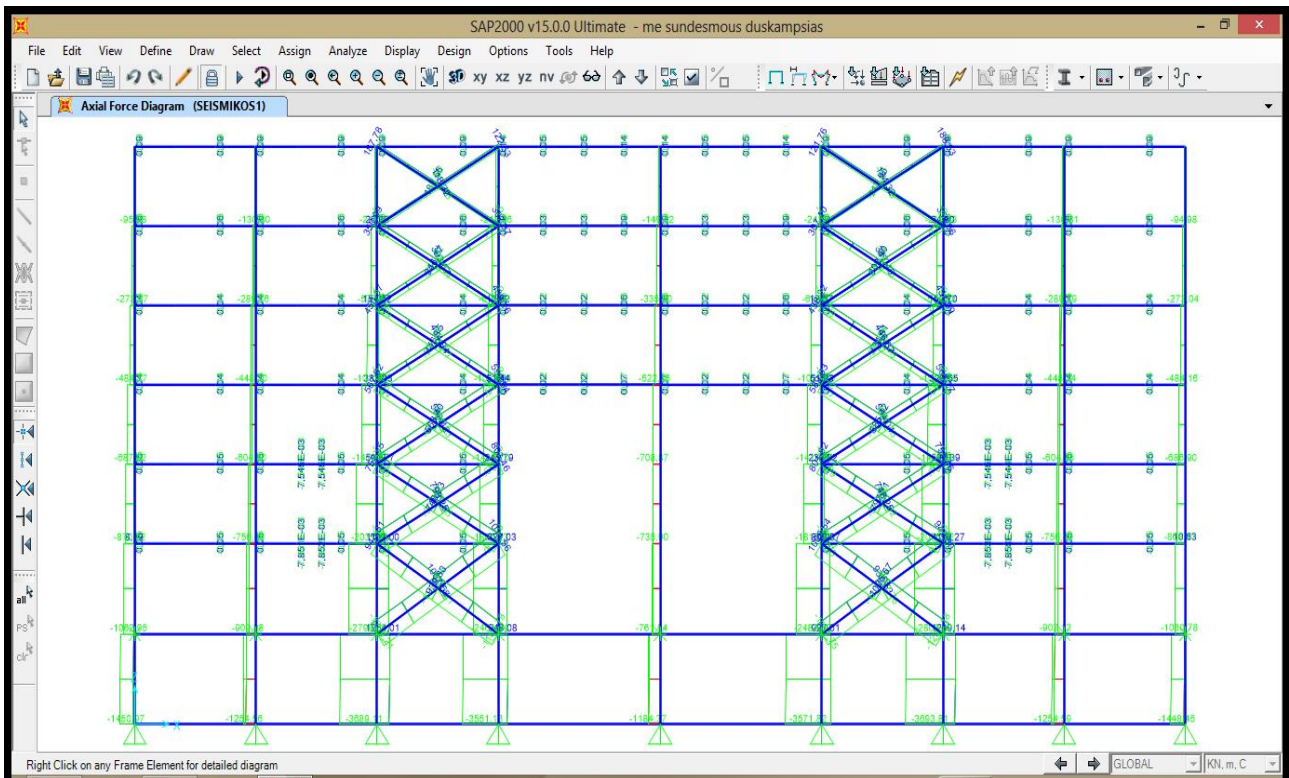
Αξονικές δυνάμεις (N_{ed}) υποστλωμάτων και χιαστί συνδέσμων για το σεισμικό συνδυασμό 1, στο μοντέλο με συνδέσμους δυσκαμψίας



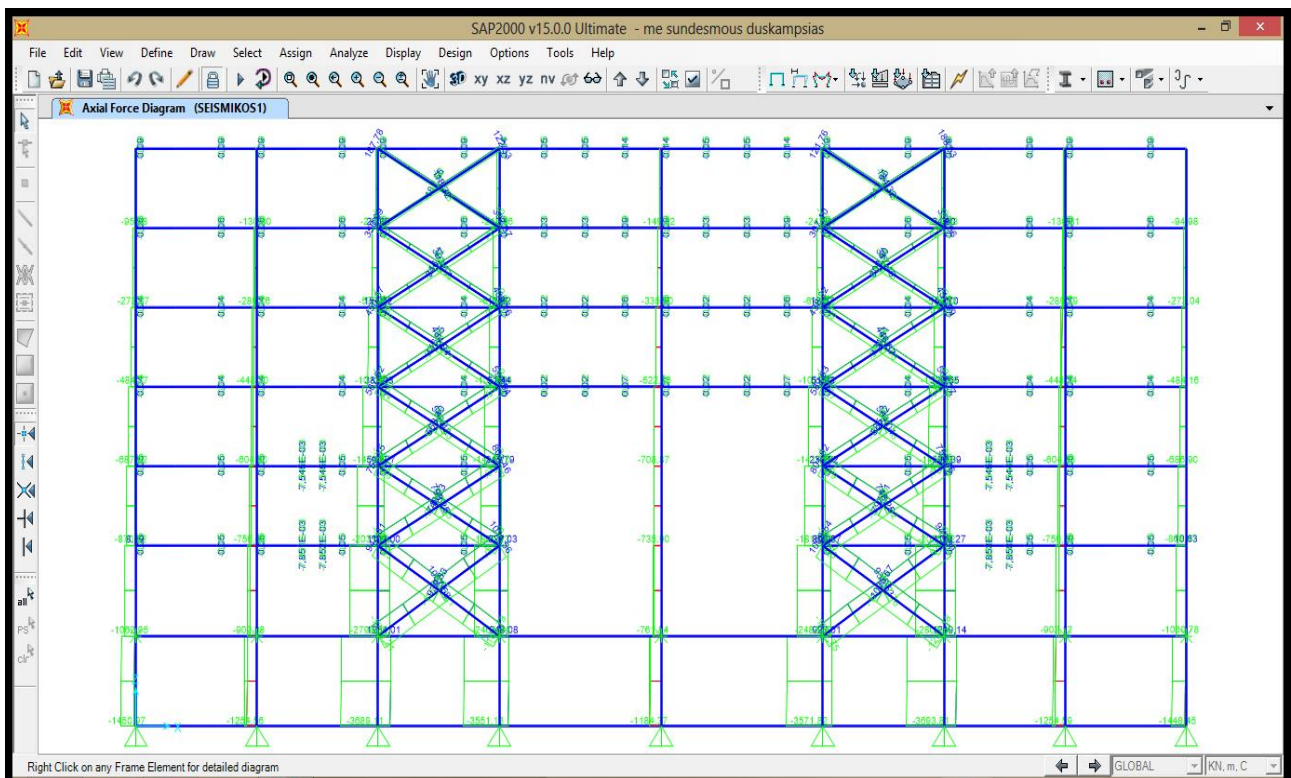
Καμπτικές ροπές περί τον ασθενή άξονα ($M_{ed,z}$) υποστυλωμάτων για το σεισμικό συνδυασμό 2, στο μοντέλο με συνδέσμους δυσκαμψίας



Καμπτικές ροπές περί τον ισχυρό άξονα ($M_{ed,y}$) δευτερευουσών δοκών για το δυσμενέστερο βασικό συνδυασμό σε ΟΚΑ, στο μοντέλο με συνδέσμους δυσκαμψίας



Αξονικές δυνάμεις (N_{ed}) υποστρωμάτων και χιαστί συνδέσμων για το σεισμικό συνδυασμό 1, στο μοντέλο με συνδέσμους δυσκαμψίας



Αξονικές δυνάμεις (N_{ed}) υποστρωμάτων και χιαστί συνδέσμων για το σεισμικό συνδυασμό 1, στο μοντέλο με συνδέσμους δυσκαμψίας

5. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΜΕΛΩΝ ΚΑΙ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

5.1. Κατάταξη διατομών

Με βάση τη μέθοδο ανάλυσης και υπολογισμού της αντοχής των διατομών για την οριακή κατάσταση αστοχίας, αλλά και με την έκταση στην οποία η αντοχή και η στρωφική ικανότητα των διατομών περιορίζεται από τον τοπικό λυγισμό, οι διατομές κατατάσσονται στις ακόλουθες τέσσερις κατηγορίες:

- **Διατομές κατηγορίας 1:** Είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση στρωφική ικανότητα, χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- **Διατομές κατηγορίας 2:** Είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη στρωφική ικανότητα 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 το όριο διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός εμποδίζει 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.

Στον Πίνακα 5.1 συνοψίζονται οι παραπάνω κατηγορίες σε σχέση με τη συμπεριφορά, τη φέρουσα ικανότητα και την ικανότητα στρωφής.

Οι ροπές αντοχής για τις τέσσερις κατηγορίες διατομών είναι:

Κατηγορίες 1 και 2:	η πλαστική ροπή	$(M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y)$
Κατηγορία 3:	η ελαστική ροπή	$(M_{el} = W_{el} \cdot f_y)$
Κατηγορία 4:	η ροπή τοπικού λυγισμού	$(M_0 < M_{el})$

Η κατάταξη μιας συγκεκριμένης διατομής εξαρτάται από το λόγο πλάτους προς πάχος c/t καθενός από τα (εν μέρει ή πλήρως) λόγω αξονικής δύναμης ή/και καμπτικής ροπής θλιβόμενα στοιχεία της. Επομένως, η κατηγορία στην οποία ανήκει μια διατομή εξαρτάται τόσο από την γεωμετρία της, όσο και από τον τύπο της φόρτισης που επιβάλλεται σε αυτή.

Η διατομή συντίθεται από διάφορα πλακοειδή στοιχεία, όπως ο κορμός και τα πέλματα, τα οποία, ανάλογα με τον τρόπο στήριξής τους διακρίνονται σε δύο κατηγορίες:

- **Εσωτερικά στοιχεία:** Είναι εκείνα τα οποία απολήγουν σε άλλα εγκάρσια στοιχεία της διατομής. Μπορεί να θεωρούνται αμφίεργα μεταξύ των γραμμών επαφής τους με τα εγκάρσια στοιχεία (π.χ. ο κορμός μιας διατομής διπλού ταυ είναι εσωτερικό στοιχείο μεταξύ των δύο πελμάτων).
- **Προεξέχοντα στοιχεία:** Τα στοιχεία αυτά θεωρούνται ότι στηρίζονται κατά μήκος μιας ακμής και είναι ελεύθερα κατά μήκος της άλλης ακμής, παράλληλα προς την κατεύθυνση της θλιπτικής τάσης.

Τα επιμέρους θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία μιας διατομής (π.χ. ο κορμός ή το πέγμα) μπορούν, γενικά, να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες, η δε διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία (λιγότερο ευμενή) των θλιβόμενων στοιχείων της. Εναλλακτικά, η κατάταξη μιας διατομής μπορεί να καθοριστεί λαμβάνοντας υπόψη τόσο την κατηγορία των πελμάτων όσο και την κατηγορία του κορμού.

Τα όρια για τα θλιβόμενα στοιχεία κατηγορίας 1, 2 και 3 λαμβάνονται από τον πίνακα 5.2. Αν ένα στοιχείο της διατομής δεν ικανοποιεί τα όρια της κατηγορίας 3, κατατάσσεται στην κατηγορία 4. Σε διατομές κατηγορίας 4, προκειμένου να ληφθούν υπόψη μειώσεις στην αντοχή λόγω των επιδράσεων του τοπικού λυγισμού, χρησιμοποιούνται τα ενεργά πλάτη σύμφωνα με το πρότυπο EN 1993-1-5.

Οι οριακές τιμές του λόγου c/t των πλακοειδών στοιχείων διατομών ισχύουν για μέλη από χάλυβα συγκεκριμένου ορίου διαρροής. Για να καλύπτονται οι περιπτώσεις χάλυβα διαφορετικής ποιότητας, ο Ευρωκώδικας 3 παρουσιάζει τα δεδομένα του τοπικού λυγισμού υπό αδιάστατη μορφή, με χρήση του μειωτικού συντελεστή ε , ο οποίος δίνεται από τη σχέση:

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$$

όπου:

- 235 συντελεστής που αντιστοιχεί στο όριο διαρροής αναφοράς
- f_y όριο διαρροής του υπόψη χάλυβα σε N/mm^2 .

Στον παρακάτω πίνακα 5.1 δίνονται οι χαρακτηριστικές τιμές του λόγου c/t που χρησιμοποιούνται για την κατάταξη μιας διατομής. Υπάρχουν επίσης πίνακες, οι οποίοι δίνουν την κατηγορία των τυποποιημένων διατομών, συναρτήσει του τρόπου με τον οποίο καταπονείται η διατομή και της ποιότητας του χάλυβα. Στο συγκεκριμένο έργο, χρησιμοποιήθηκαν αποκλειστικά διατομές κατηγορίας 1 σε όλα τα μέλη του φορέα.

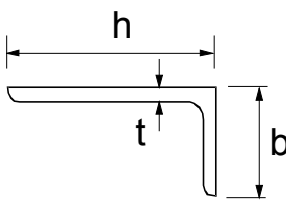
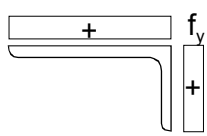
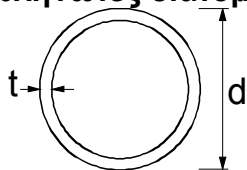
Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα			
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)			
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$

Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	$\text{όταν } \psi > -1: c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ $\text{όταν } \psi \leq -1^*): c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

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

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

<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	

Πίνακας 5.1: Χαρακτηριστικές τιμές λόγου πλάτους προς πάχος μέλους της διατομής

5.2. Αντοχή διατομών

5.2.1. Αντοχή διατομής σε μονοαξονικό εφελκυσμό

Για τα εφελκυσόμενα μέλη, η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή θα ικανοποιεί τη σχέση:

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

όπου:

- $N_{t,Rd}$ η εφελκυστική αντίσταση σχεδιασμού της διατομής, όπου σε διατομές με οπές λαμβάνεται ως η μικρότερη από:

α) την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής

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

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

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

όπου:

- A το εμβαδόν της πλήρους διατομής
- f_y το όριο διαρροής του χάλυβα
- f_u η εφελκυστική αντοχή του χάλυβα
- A_{net} το εμβαδόν της καθαρής διατομής
- γ_{M0} ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα
- γ_{M2} ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα σε θραύση

Επομένως, έχουμε:

$$N_{t,Rd} = \min \{N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd}\}$$

5.2.2. Αντοχή διατομής σε θλίψη

Για μέλη υπό αξονική θλίψη η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή θα πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

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

όπου:

- $N_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε ομοιόμορφα επιβεβλημένη θλίψη και είναι ίση με:

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

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

5.2.3. Αντοχή διατομής σε τέμνουσα

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

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

όπου:

- $V_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε τέμνουσα

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

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

όπου:

- A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης

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 $h_w t_w$

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 $2A/\pi$

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.).

5.2.4. Αντοχή διατομής σε κάμψη

Όταν η τέμνουσα δύναμη στη διατομή μπορεί να θεωρηθεί μικρή, τόσο ώστε η επίδρασή της επί της καμπτικής αντοχής να μπορεί να αμεληθεί, 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 οποία ισούται με:

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

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

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

5.2.5. Αντοχή διατομής σε κάμψη και τέμνουσας

Γενικά, όταν στην ίδια διατομή με την καμπτική ροπή συνυπάρχει σημαντική τέμνουσα δύναμη, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της επί της ροπής αντοχής, δεδομένου ότι μέρος της διατομής αναλύσκεται στην παραλαβή τέμνουσας. Όταν η τέμνουσα είναι σχετικά μικρή, η παραπάνω επιρροή μπορεί να αμελείται, όπως έχει ήδη αναφερθεί προηγουμένως.

Όπου η διατμητική δύναμη είναι μικρότερη από τη μισή πλαστική διατμητική αντοχή, τότε η επίδρασή της στη ροπή αντοχής μπορεί να αγνοείται. Σε διαφορετική περίπτωση, η μειωμένη ροπή αντοχής πρέπει να λαμβάνεται ως η ροπή σχεδιασμού της διατομής, υπολογισμένη χρησιμοποιώντας μειωμένη τάση διαρροής για την επιφάνεια διάτμησης A_v σύμφωνα με τη σχέση:

$$(1 - \rho) f_y$$

όπου:

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

Η μειωμένη πλαστική ροπή αντοχής που λαμβάνει υπόψη τη διάτμηση, μπορεί εναλλακτικά να λαμβάνεται για I-διατομές με ίσα πέλματα και κάμψη περί τον ισχυρό άξονα ως εξής:

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

όπου:

- $M_{y,V,Rd}$ υπολογίζεται όπως η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη
- $A_w = h_w \cdot t_w$
- h_w το ύψος του κορμού
- t_w το πάχος του κορμού

5.2.6. Αντοχή διατομής σε κάμψη και αξονική δύναμη

Για διατομές κατηγορίας 1 και 2, η επίδραση της αξονικής λαμβάνεται υπόψη με μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής. Το κριτήριο σχεδιασμού είναι:

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

όπου:

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

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:

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

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

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:

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

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

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

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

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

όπου:

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad \text{και} \quad a = (A-2bt_f)/A \quad \text{αλλά} \quad a \leq 0,5$$

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

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

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

όπου: $a_w = (A-2bt)/A$ αλλά $a_w \leq 0,5$ για κοίλες διατομές

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

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

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

Για διαξονική κάμψη, οι διατομές παρουσιάζουν πλαστικό ουδέτερο άξονα κεκλιμένο ως προς το ορθογωνικό σύστημα αξόνων της διατομής κατά γωνία, η οποία εξαρτάται από το λόγο των ροπών που δρουν ως προς τους δύο κύριους άξονες και από τη γεωμετρία της διατομής. Στην περίπτωση αυτή μπορεί να χρησιμοποιείται για τον έλεγχο επάρκειας της διατομής το παρακάτω κριτήριο αλληλεπίδρασης:

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

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

- I και H διατομές:

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

- Κοίλες κυκλικές διατομές:

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

- Κοίλες ορθογωνικές διατομές:

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

$$\text{όπου} \quad n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} .$$

5.3. Έλεγχος μελών σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Στο υποκεφάλαιο 5.2 παρουσιάστηκαν οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 που αφορούν την αντοχή των διατομών ανάλογα με την καταπόνηση στην οποία υπόκεινται. Σε πολλές περιπτώσεις η αντοχή της διατομής καθορίζει και την αντοχή ολόκληρου του μέλους, αλλά υπάρχουν περιπτώσεις στις οποίες 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. (φαινόμενο του λυγισμού). Αυτή η στάθμη φόρτισης εκφράζει πρακτικά, την εξάντληση της αντοχής του μέλους και παρατηρείται δε, συνήθως, χαμηλότερα ή πολύ χαμηλότερα από τη στάθμη της φόρτισης, η οποία εξαντλεί την αντοχή της διατομής του.

Στο παρόν υποκεφάλαιο 5.3 εξετάζονται 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.

5.3.1. Καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης

Αποτελεί τη συνηθέστερη μορφή αστάθειας θλιβόμενων μελών μεταλλικών κατασκευών. Η απώλεια της ευστάθειας του αρχικώς ευθύγραμμου μέλους εκδηλώνεται με μετάπτωσή του σε μια καμπλωμένη μορφή, με κάμψη περί τον ισχυρό ή τον ασθενή άξονα της διατομής του, χωρίς την ταυτόχρονη εμφάνιση σχετικής στροφής των διατομών. Όπως και στις άλλες μορφές αστοχίας λόγω λυγισμού, το φαινόμενο συμβαίνει πριν το μέλος αναπτύξει την πλαστική αντοχή της διατομής του.

Η επάρκεια ενός θλιβόμενου μέλους με σταθερή διατομή έναντι καμπτικού λυγισμού ελέγχεται με βάση την ακόλουθη σχέση:

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

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

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

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

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

όπου: χ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού και ο οποίος υπολογίζεται σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις:

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

όπου:

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

$$\text{για διατομές κατηγορίας 1, 2, 3} \quad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i \cdot \lambda_1} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$

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

- λ η ανηγμένη λυγηρότητα
- α συντελεστής ατελειών, που αντιστοιχεί σε κάθε καμπύλη λυγισμού και λαμβάνεται από τον Πίνακα 5.2, σε σχέση με τον Πίνακα 5.3
- $N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2}$ το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού, βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής
- $\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{A \cdot L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$ η κρίσιμη τάση Euler
- L_{cr} το ισοδύναμο μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού
- $i = \sqrt{I/A}$ η ακτίνα αδρανείας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής
- $\lambda = L_{cr}/i$ η λυγηρότητα για την ανάλογη μορφή λυγισμού
- $\lambda_1 = \pi \sqrt{E/f_y} = 93,9 \varepsilon$ η οριακή (χαρακτηριστική) λυγηρότητα, ως το σημείο P της οριζόντιας ευθείας για $\sigma=f_y$, με την καμπύλη Euler. Το σημείο τομής P αντιστοιχεί στη λυγηρότητα για την οποία η κρίσιμη τάση λυγισμού κατά Euler είναι ίση με το όριο διαρροής.
- $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$ (f_y σε N/mm²)

Ο συντελεστής ατελειών α εξαρτάται από τη μορφή της διατομής του μέλους που μελετάται, από τη διεύθυνση κατά την οποία λαμβάνει χώρα ο λυγισμός (άξονας y ή z) και τη διαδικασία κατασκευής που χρησιμοποιήθηκε για το θλιβόμενο μέλος (θερμή έλαση, ψυχρή έλαση, συγκόλληση). Οι τιμές του α , που αυξάνουν με τις ατέλειες, περιέχονται στον Πίνακα 5.2.

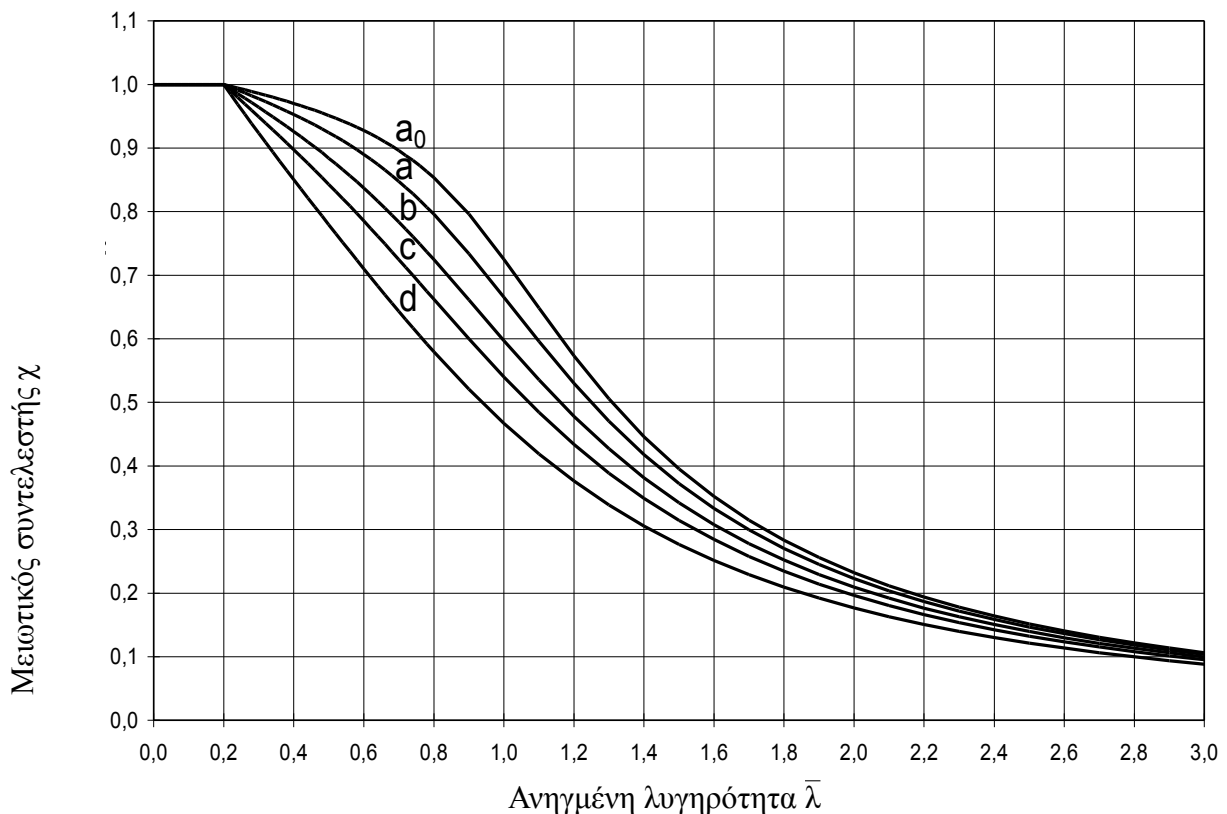
Καμπύλη λυγισμού	a_0	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Πίνακας 5.2: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού

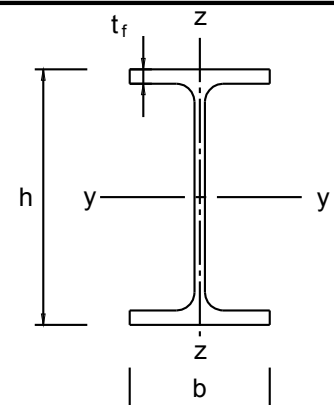
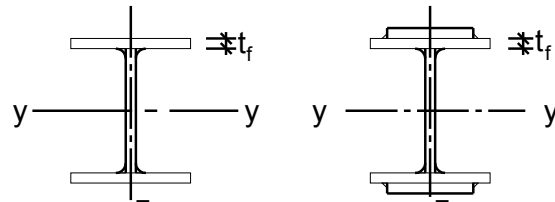
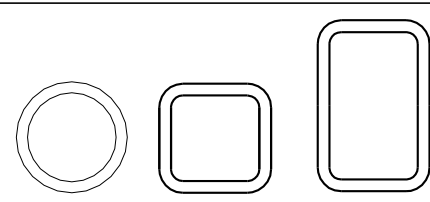
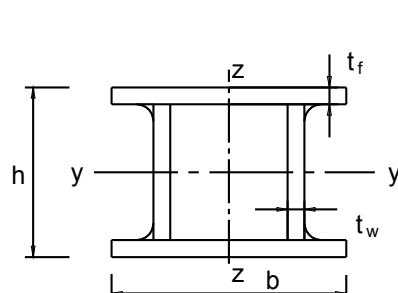
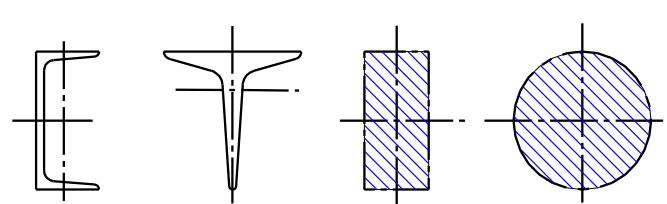
Τιμές του μειωτικού συντελεστή χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ μπορεί να λαμβάνονται από το Σχήμα 5.1.

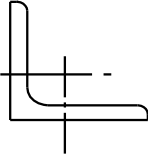
Η καμπύλη λυγισμού προκύπτει από τον Πίνακα 5.3. Διατομές που δεν περιλαμβάνονται στον πίνακα θα πρέπει να κατατάσσονται ανάλογα με τον τρόπο κατασκευής τους, τη γεωμετρία τους και τον άξονα λυγισμού.

Για λυγηρότητα $\bar{\lambda} \leq 2$ ή για $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ (μικρή λυγηρότητα), η αντοχή της διατομής εξαντλείται πριν εκδηλωθεί λυγισμός. Επομένως ο έλεγχος του μέλους ανάγεται στον έλεγχο της διατομής του.



Σχήμα 5.1: Καμπύλες λυγισμού

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού		
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
Ελαστές διατομές 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b	a ₀ a ₀
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y - y z - z	b c	a a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c	a a
		$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d	c c
Συγκολλητές I- διατομές 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c	b c	
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d	c d	
Κοίλες διατομές 	Εν θερμώ έλαση	Κάθε	a	a ₀	
	Ψυχρή έλαση	Κάθε	c	c	
Συγκολλητές κιβωτοειδείς διατομές 	Γενικά (εκτός των κατωτέρω)	Κάθε	b	b	
	Μεγάλα πάχη ραφής: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Κάθε	c	c	
U-, T- και συμπαγείς διατομές 		Κάθε	c	c	

L-διατομές		Κάθε	b	b
------------	---	------	---	---

Πίνακας 5.3: Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

5.3.2. Στρεπτοκαμπτικός (πλευρικός) λυγισμός

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα, μια μη προστατευμένη πλευρικά δοκός σταθερής διατομής που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα, πρέπει να ελέγχεται έναντι πλευρικού λυγισμού με βάση τη σχέση:

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

όπου:

- M_{Ed} η ροπή κάμψης σχεδιασμού (περί τον ισχυρό άξονα)
- $M_{b,Rd}$ η ροπή αντοχής έναντι πλευρικού λυγισμού, η οποία δίνεται από τη σχέση:

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

Ο μειωτικός συντελεστής χ_{LT} για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής είναι:

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

όπου:

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

- 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

Όταν η ανηγμένη λυγηρότητα είναι μικρότερη από:

$$\bar{\lambda}_{LT} < 0,2 \quad \text{ή για} \quad \frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,04$$

οι επιδράσεις του πλευρικού λυγισμού μπορούν να αμεληθούν και να γίνονται μόνο έλεγχοι διατομής.

Στην περίπτωση δοκού σταθερής διατομής, συμμετρικής ως προς τον ασθενή άξονα αδρανείας της και καμπτόμενες περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας της, η κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \right\}$$

όπου:

C_1, C_2 και C_3	συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και στρεπτικής στήριξης
I_t	η σταθερά στρέψης
I_w	η σταθερά στρέβλωσης
I_z	η ροπή αδράνειας ως προς τον ασθενή άξονα
L	το μήκος της δοκού μεταξύ σημείων πλευρικά εξασφαλισμένων
k και k_w	συντελεστές εξαρτώμενοι από το είδος των στηρίξεων ως προς την ελευθερία στροφής και στρέβλωσης των άκρων του εξεταζόμενου πλευρικά μη προστατευμένου τμήματος
$z_g = z_a - z_s$	η απόσταση του κέντρου διάτμησης από το σημείο εφαρμογής του φορτίου
z_a	η τεταγμένη του σημείου εφαρμογής του φορτίου ως προς τον κεντροβαρικό άξονα
z_s	η τεταγμένη του κέντρου διάτμησης ως προς τον κεντροβαρικό άξονα $y-y$

$$z_j = z_s - [0,5 \iint z (x^2 + y^2) dx dy] / I_y$$

Οι τεταγμένες z_a και z_s μετρώνται με αφετηρία το κέντρο βάρους της διατομής και είναι προσημασμένες με θετική φορά προς το θλιβόμενο πέλμα της διατομής.

Ο συντελεστής k λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα, όταν και τα δύο άκρα του πλευρικά μη προστατευμένου τμήματος, μπορούν να προσομοιωθούν με απλές στρεπτικές στηρίξεις. Εάν και τα δύο άκρα είναι πακτωμένα αντιστοιχεί τιμή $k = 0,50$, ενώ για περίπτωση ενός άκρου πακτωμένου και ενός με απλή στρεπτική στήριξη $k = 0,70$. Ο συντελεστής k αφορά τη στροφή του άκρου στο οριζόντιο επίπεδο, είναι δε ανάλογος του συντελεστή ισοδύναμου μήκους λυγισμού L_{cr}/L ενός θλιβόμενου στοιχείου, για λυγισμό περί τον ασθενή άξονα, σε συνδυασμό με την ελευθερία στροφών λόγω κάμψης στα άκρα.

Ο συντελεστής k_w αφορά τη στρέβλωση του άκρου και θα λαμβάνεται ίσος προς 1,00 για άκρα με ελεύθερη στρέβλωση. Συνίσταται, γενικά, και σε άλλες περιπτώσεις να λαμβάνεται η συντηρητική τιμή $k_w = 1,00$.

Οι τιμές των C_1, C_2, C_3 προκύπτουν για διάφορες περιπτώσεις φόρτισης και διάφορες τιμές του k , ανάλογα με τη μορφή των διαγραμμάτων καμπτικών ροπών στο μήκος L μεταξύ των πλευρικών στηρίξεων.

Για διατομές διπλής συμμετρίας ισχύει $z_j = 0$ και για περίπτωση φόρτισης μόνο με ακραίες ροπές και εγκάρσια φορτία που εφαρμόζονται στο κέντρο διάτμησης ισχύει $C_2 = 0$ και $z_g = 0$.

Κ κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού μίας δοκού σταθερής διατομής με ίσα πέλματα και συνήθεις στρεπτικές συνθήκες στήριξης στα άκρα της, στην οποία τα φορτία ασκούνται στο κέντρο διάτμησης της και υπόκειται σε ομοιόμορφη (καθαρή) κάμψη ($C_1 = 1,00$), δίνεται από τη σχέση:

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

όπου:

- E μέτρο ελαστικότητας χάλυβα
- ν ο λόγος Poisson για το υλικό
- $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$ μέτρο στρέψης

5.3.3. Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός υπό θλίψη και κάμψη

Μέλη για τα οποία ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός είναι πιθανή μορφή αστοχίας και τα οποία υπόκεινται σε συνδυασμένη θλίψη και κάμψη πρέπει να ικανοποιούν τη σχέση:

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

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

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
- $\square M_{y,Ed}$, $\square M_{z,Ed}$ είναι οι ροπές λόγω της μετατόπισης του κεντροβαρικού για διατομές κατηγορίας 4
- \square_y and \square_z είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού
- \square_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού
- k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης, ανάλογα με τη μέθοδο που έχει επιλεγεί

5.4. Ανάλυση και διαστασιολόγηση μελών

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται ο έλεγχος επάρκειας των μελών της κατασκευής. Λόγω του μεγάλου αριθμού των μελών από τα οποία αποτελείται το εν λόγω κτίριο, ο έλεγχος θα γίνει ενδεικτικά σε ένα περιορισμένο αριθμό, με βάση τα μέγιστα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από την ανάλυση του SAP2000, για κάθε είδος φέροντος στοιχείου (υποστυλώματα, κύριες δοκοί, δευτερεύουσες δοκοί και διαδοκίδες). Η διαστασιολόγηση των φερόντων στοιχείων έγινε με τη χρήση υπολογιστικών φύλλων EXCEL, με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 που παρουσιάστηκαν παραπάνω, καθώς το SAP2000 χρησιμοποιήθηκε μόνο για την εξαγωγή των αποτελεσμάτων της εκάστοτε ανάλυσης που μας αφορούσε. Η διαστασιολόγηση πραγματοποιήθηκε ξεχωριστά για τα δύο κτιριακά μοντέλα (με και χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας), ώστε να πραγματοποιηθεί και η απαραίτητη σύγκριση μεταξύ των δύο μοντέλων. Τέλος, τα υπολογιστικά φύλλα που χρησιμοποιήθηκαν για τη διαδικασία αυτή, θα παρατεθούν στο τέλος του κεφαλαίου.

Για τους ελέγχους που ακολουθούν στη συνέχεια, ισχύουν τα εξής:

Ποιότητες χάλυβα μελών		
Ποιότητα χάλυβα	S235	S355
Όριο διαρροής f_y	23,5 (kN/cm ²)	35,5 (kN/cm ²)
Όριο θραύσης f_u	36,0 (kN/cm ²)	49,0 (kN/cm ²)
Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας		
γ_{M0} (αντοχή διατομών τάξης 1,2,3)	1,00	
γ_{M1} (αντοχή λυγισμού μέλους)	1,00	
γ_{M2} (αντοχή καθαρής διατομής στη θέση των οπών)	1,25	

A. ΜΟΝΤΕΛΟ ΧΩΡΙΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ (κτίριο A)

5.4.A.1. Έλεγχος επιρροών φαινομένων 2ας τάξεως

Για τη σεισμική ανάλυση του κτιρίου A (χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας), αυτός ο έλεγχος είναι σημαντικός, καθώς κατά τη διάρκεια των σεισμικών φαινομένων δημιουργούνται μεγάλες μετακινήσεις και παραμορφώσεις στα κτίρια, ενώ στο συγκεκριμένο κτίριο ο σεισμός προκαλεί και τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη των μελών του φέροντος οργανισμού. Ο έλεγχος θα γίνει με βάση το κριτήριο του Ευρωκώδικα 8 (παρ. 4.4.2.2 (2)) για την επιρροή φαινομένων 2ας τάξεως σε κτίρια, που προκαλούνται από τις σεισμικές δράσεις. Συγκεκριμένα:

Αποτελέσματα δευτέρας τάξεως (αποτελέσματα P-D) δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη εάν η ακόλουθη συνθήκη ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους:

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

όπου:

q 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 σύμφωνα με την:

$$d_s = q_d d_e \quad \text{όπου:}$$

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

V_{tot} είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου, και

h είναι το ύψος του ορόφου.

Έλεγχος συντελεστή ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου θ για το κτίριο Α για τους δύο σεισμικούς συνδυασμούς ($E_x +0,3E_y$, $E_y +0,3E_x$):

ΟΡΟΦΟΣ	P_{tot} (kN)	V_{tot} (kN)	d_r (m)	h (m)	θ
1ος	61046,6	12069,6	0,0339	4,00	0,0428
2ος	52194,8	11785,95	0,03825	3,50	0,0482
3ος	43562	8343,4	0,03045	3,50	0,0454
4ος	34019,8	6273,2	0,01995	3,50	0,0206
5ος	20609	4476,6	0,01125	3,50	0,0164
6ος	9574,6	2559	0,0051	3,50	0,0036

Πίνακας 5.4: Συντελεστής σχετικής μετακίνησης ορόφου θ , για το σεισμικό συνδυασμό 1

ΟΡΟΦΟΣ	P_{tot} (kN)	V_{tot} (kN)	d_r (m)	h (m)	θ
1ος	61046,6	12096,2	0,07094	4,00	0,0895
2ος	52194,8	11465,4	0,07716	3,50	0,1003
3ος	43562	8276,2	0,06618	3,50	0,0995
4ος	34019,8	6311,3	0,05655	3,50	0,08709
5ος	20609	4307,8	0,02696	3,50	0,0368
6ος	9574,6	2326,6	0,0122	3,50	0,0143

Πίνακας 5.5: Συντελεστής σχετικής μετακίνησης ορόφου θ , για το σεισμικό συνδυασμό 2

Το κριτήριο $\theta \leq 0,10$ ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους και για τους δύο σεισμικούς συνδυασμούς και συνεπώς οι επιρροές 2ας τάξεως δε λαμβάνονται υπόψη για το κτίριο Α. Επίσης, το γεγονός ότι το κτίριο είναι αμετάθετο, μας επιτρέπει παρακάτω, στον υπολογισμό του ισοδύναμου μήκους λυγισμού των υποστυλωμάτων, να χρησιμοποιήσουμε τη σχέση εκείνη που δίνεται στους κανονισμούς, η οποία δίνει το ισοδύναμο μήκος λυγισμού για αμετάθετα πλαίσια.

5.4.A.2. Διαδοκίδα

Για τις διαδοκίδες χρησιμοποιήθηκε η τυποποιημένη διατομή IPE400 από χάλυβα ποιότητας S235. Η διατομή είναι κατηγορίας 1 για καταπόνηση σε καθαρή κάμψη. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη προέκυψαν από το βασικό συνδυασμό και είναι τα εξής:

$$M_{Ed,y} = 131,50 \text{ kNm}$$

$$V_{ed,z} = 87,58 \text{ kN}$$

(α) Απλή μονοαξονική κάμψη

πλαστική ροπή αντοχής διατομής:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1307 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 30714,5 \text{ kN/cm} > M_{Ed,y} = 13150 \text{ kN/cm}$$

(β) Διάτμηση

πλαστική διατμητική αντοχή διατομής:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{42,69 \text{ cm}^2 \cdot (23,5 \text{ kN/cm}^2 / \sqrt{3})}{1,00} = 579,21 \text{ kN} > V_{ed,z} = 87,58 \text{ kN}$$

ακόμα είναι,

$V_{ed,z} = 87,58 \text{ kN} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 289,61 \text{ kN}$, συνεπώς η επίδραση της τέμνουσας στην καμπτική αντοχή μπορεί να αγνοηθεί

(γ) Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

παραδοχές:

$$\begin{aligned} k = k_w = 1,00 \text{ (απλές στρεπτικές στηρίξεις)} & , E = 21000 \text{ kN/cm}^2 \\ L = 600 \text{ cm} & , G = 8077 \text{ kN/cm}^2 \text{ (το μέτρο διάτμησης)} \\ I_z = 1043 \text{ cm}^4 & , z_g = z_a = 18 \text{ cm} \\ & \text{(το φορτίο ασκείται στο άνω πέλμα)} \\ I_w = 313,6 \cdot 10^3 & , C1 = 1,132, C2 = 0,459, C3 = 0,525 \\ & \text{(για φόρτιση με εγκάρσια φορτία)} \end{aligned}$$

$$I_t = 37,32 \text{ cm}^4$$

η ελαστική κρίσιμη ροπή πλευρικού λυγισμού προκύπτει:

$$M_{cr} = 19844,57 \text{ kNcm} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1307 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{19844,57 \text{ kNcm}}} = 1,244 \Rightarrow$$

για $h/b = 400/180 = 2,22 > 2$ είναι καμπύλη λυγισμού b , άρα ο συντελεστής ατελειών α_{LT} είναι 0,34

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,244 - 0,2) + 1,244^2] = 1,45137 \Rightarrow$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,45137 + \sqrt{1,45137^2 - 1,244^2}} = 0,45478 \Rightarrow$$

$$M_{b,Rd,y} = \frac{0,45478 \cdot 1307 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 13968,43 \text{ kNcm} > M_{Ed,y} = 13150 \text{ kN/cm}$$

Επομένως η διατομή είναι επαρκής.

5.4.A.3. Κύρια δοκός

Για τις κύριες δοκούς χρησιμοποιήθηκε η τυποποιημένη διατομή HEB360 από χάλυβα ποιότητας S235 και είναι κατηγορίας 1 σε καθαρή κάμψη. Η διατομή καταπονείται από κάμψη και διάτμηση, όπως και η διαδοκίδα, με τη διαφορά ότι εδώ τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη προέκυψαν από το σεισμικό συνδυασμό 1 (κύρια διεύθυνση +xx) και τα οποία είναι:

$$M_{Ed,y} = 483,30 \text{ kNm}$$

$$V_{ed,z} = 226,1 \text{ kN}$$

(α) Απλή μονοαξονική κάμψη

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2683 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 63050,5 \text{ kNcm} > M_{Ed,y} = 48330 \text{ kNcm}$$

(β) Διάτμηση

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{60,6 \text{ cm}^2 \cdot (23,5 \text{ kN/cm}^2 / \sqrt{3})}{1,00} = 822,2 \text{ kN} > V_{ed,z} = 226,1 \text{ kN}$$

ακόμα είναι,

$V_{ed,z} = 226,1 \text{ kN} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 411,1 \text{ kN}$, συνεπώς η επίδραση της τέμνουσας στην καμπτική αντοχή μπορεί να αγνοηθεί

(γ) Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

παραδοχές:

$$k = k_w = 1,00 \text{ (απλές στρεπτικές στηρίξεις)}, \quad E = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

$$L = 800 \text{ cm}, \quad G = 8077 \text{ kN/cm}^2 \text{ (το μέτρο διάτμησης)}$$

$$I_z = 10140 \text{ cm}^4, \quad z_g = z_a = 0 \text{ cm}$$

(το φορτίο ασκείται στο κέντρο βάρους)

$$I_w = 2883 \cdot 10^3, \quad C1 = 2,752, \quad C2 = 0, \quad C3 = 0$$

(για φόρτιση με ακραίες ροπές)

$$I_t = 292,5 \text{ cm}^4$$

η ελαστική κρίσιμη ροπή πλευρικού λυγισμού προκύπτει:

$$M_{cr} = 286313,21 \text{ kNcm} \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{2683 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{286313,21 \text{ kNcm}}} = 0,46927 \quad \Rightarrow$$

για $h/b = 360/300 = 1,20 < 2$ είναι καμπύλη λυγισμού a, άρα ο συντελεστής ατελειών α_{LT} είναι 0,21
 άρα

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,46927 - 0,2) + 0,46927^2] = 0,63838 \quad \Rightarrow$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,63838 + \sqrt{0,63838^2 - 0,46927^2}} = 0,93355 \quad \Rightarrow$$

$$M_{b,Rd,y} = \frac{0,9335 \cdot 2683 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 58860,79 \text{ kNcm} > M_{Ed,y} = 48330 \text{ kN/cm}$$

Η διατομή ελέγχθηκε με τη βοήθεια του EXCEL και στον βασικό συνδυασμό (λιγότερο δυσμενής) όπου τα εντατικά μεγέθη είναι μικρότερα, αλλά αλλάζουν ορισμένες παραδοχές στον υπολογισμό της ελαστικής κρίσιμης ροπής πλευρικού λυγισμού και περνάει και εκεί τους ελέγχους.

Επομένως η διατομή είναι επαρκής.

5.4.A.4. Δευτερεύουσα δοκός

Για τις δευτερεύουσες δοκούς χρησιμοποιήθηκε η τυποποιημένη διατομή IPE450 από χάλυβα ποιότητας S235 και είναι κατηγορίας 1 σε καθαρή κάμψη. Ο σεισμικός συνδυασμός 2 (κύρια διεύθυνση +yy) είναι αυτός που προκαλεί τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη στη συγκεκριμένη διατομή και τα οποία είναι:

$$M_{Ed,y} = 324,30 \text{ kNm}$$

$$V_{ed,z} = 133,6 \text{ kN}$$

(α) Απλή μονοαξονική κάμψη

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1702 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 39997 \text{ kNcm} > M_{Ed,y} = 32430 \text{ kNcm}$$

(β) Διάτμηση

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{50,85 \text{ cm}^2 \cdot (23,5 \text{ kN/cm}^2 / \sqrt{3})}{1,00} = 689,92 \text{ kN} > V_{ed,z} = 133,6 \text{ kN}$$

ακόμα είναι,

$V_{ed,z} = 133,6 \text{ kN} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 344,96 \text{ kN}$, συνεπώς η επίδραση της τέμνουσας στην καμπτική αντοχή μπορεί να αγνοηθεί

(γ) Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

παραδοχές:

$k = 0,70$ (όχι απόλυτη ελευθερία στροφής στο οριζόντιο επίπεδο)

$k_w = 1,00$ (απλές στρεπτικές στηρίξεις) , $E = 21000 \text{ kN/cm}^2$

$L = 600 \text{ cm}$, $G = 8077 \text{ kN/cm}^2$ (το μέτρο διάτμησης)

$I_z = 1676 \text{ cm}^4$, $z_g = z_a = 0 \text{ cm}$

(το φορτίο ασκείται στο κέντρο βάρους)

$I_w = 791 \cdot 10^3$, $C1 = 3,063, C2 = 0, C3 = 0$

(για φόρτιση με ακραίες ροπές)

$I_t = 66,87 \text{ cm}^4$

η ελαστική κρίσιμη ροπή πλευρικού λυγισμού προκύπτει:

$$M_{cr} = 135617,67 \text{ kNcm} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1702 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{135617,67 \text{ kNcm}}} = 0,54307 \Rightarrow$$

για $h/b = 450/190 = 2,37 > 2$ είναι καμπύλη λυγισμού b, άρα ο συντελεστής ατελειών α_{LT} είναι 0,34 άρα

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,54397 - 0,2) + 0,54307^2] = 0,70578 \Rightarrow$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,70578 + \sqrt{0,70578^2 - 0,54307^2}} = 0,86463 \Rightarrow$$

$$M_{b,Rd,y} = \frac{0,86463 \cdot 1702 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 34582 \text{ kNcm} > M_{Ed,y} = 32430 \text{ kN/cm}$$

Η διατομή περνάει τους ελέγχους αντίστοιχα και για το δυσμενέστερο βασικό συνδυασμό.

Επομένως η διατομή είναι επαρκής.

5.4.A.5. Υποστύλωμα

Τα υποστυλώματα είναι τα στοιχεία εκείνα σε ένα φέροντα οργανισμό, τα οποία σχεδιάζονται ώστε να παραλάβουν και να μεταφέρουν με ασφάλεια στο έδαφος, όλα τα κατακόρυφα φορτία των ορόφων μιας κατασκευής. Αυτό σημαίνει ότι οι διατομές των υποστυλωμάτων καταπονούνται με μεγάλες θλιπτικές δυνάμεις, γεγονός που τα καθιστά ιδιαίτερα κρίσιμα όσον αφορά τους ελέγχους μελών σε λυγισμό σε μία μεταλλική κατασκευή. Πέραν αυτού όμως, σε μία σεισμογενή περιοχή, όπως η Ελλάδα, τα υποστυλώματα είναι επιφορτισμένα με το να παραλάβουν με ασφάλεια και τις οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις χωρίς να αστοχήσουν. Συνεπώς, αντιλαμβανόμαστε ότι τα υποστυλώματα είναι τα πλέον κρίσιμα μέλη όσον αφορά τους ελέγχους λυγισμού, λόγω της σύνθετης και συνδυασμένης καταπόνησης, στην οποία υπόκεινται.

Στη δική μας περίπτωση, ο έλεγχος πραγματοποιήθηκε για το δυσμενέστερο υποστύλωμα του 1ου ορόφου, όπως προέκυψε από την ανάλυση. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη προέκυψαν από το σεισμικό συνδυασμό 2 (κύρια διεύθυνση σεισμού +yy).

Σε αυτήν την περίπτωση χρησιμοποιήθηκε η τυποποιημένη διατομή HEM300 από χάλυβα S355, λόγω της μεγάλης καμπτικής ροπής περί τον ασθενή άξονα του υποστυλώματος. Βεβαίως, όσο μετακινούμαστε στους άνω ορόφους, τόσο τα εντατικά μεγέθη των υποστυλωμάτων γίνονται λιγότερο δυσμενή και επομένως θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν μικρότερες διατομές, για λόγους οικονομικότητας και βελτιστοποίησης. Ωστόσο, εδώ θα περιοριστούμε στον έλεγχο του δυσμενέστερου υποστυλώματος του 1ου ορόφου.

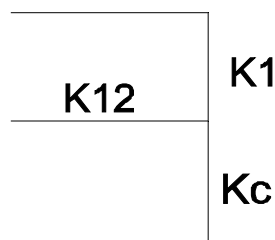
Τα εντατικά μεγέθη του υποστυλώματος, με βάση τα οποία θα γίνει ο έλεγχος είναι τα εξής:

$$\begin{aligned} M_{Ed,y} &= 160,13 \text{ kNm} & V_{Ed,z} &= 63,64 \text{ kN} & N_{Ed} &= 1765,65 \text{ kN} \\ M_{Ed,z} &= 474,60 \text{ kNm} & V_{Ed,y} &= 178,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

(α) Ισοδύναμο μήκος λυγισμού θλιβόμενων μελών

Θα χρησιμοποιήσουμε τη μέθοδο των συντελεστών κατανομής δυσκαμψίας n_1 , n_2 στα άκρα του υποστυλώματος

Ισοδύναμο μήκος λυγισμού υποστυλώματος κατά τη διεύθυνση +xx (λυγισμός περί τον ισχυρό άξονα)



Σχήμα 5.2: Κατανομή δυσκαμψίας υποστυλώματος για λυγισμό περί τον ισχυρό του άξονα

είναι:

$$L_c = L_{HEM300} = 400 \text{ cm} \quad , \quad L_1 = L_{HEM300} = 350 \text{ cm} \quad , \quad L_{12} = L_{HEB360} = 600 \text{ cm}$$

οι συντελεστές κατανομής δυσκαμψίας n_1, n_2 υπολογίζονται από τις σχέσεις:

$$n_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{12}} \quad ,$$

$$n_2 = 0 \quad (\text{η έδραση του υποστυλώματος μορφοποιείται ως πάκτωση στη διεύθυνση +xx})$$

όπου:

$$K_c = I_c / L_c \quad , \quad \text{ο συντελεστής δυσκαμψίας του υποστυλώματος}$$

$$K_1, K_2 \quad , \quad \text{οι συντελεστές δυσκαμψίας για τα γειτονικά τμήματα του υποστυλώματος (άνω και κάτω)}$$

$$K_{ij} = I_{ij} / L_{ij} \quad , \quad \text{ο συντελεστής ενεργού δυσκαμψίας των δοκών που απολήγουν στο υποστυλώμα}$$

Το ισοδύναμο μήκος λυγισμού του υποστυλώματος προκύπτει από την παρακάτω εξίσωση, για υποστυλώματα με αμετάθετα άκρα:

$$L_{cr} / L = 0,5 + 0,14 \cdot (n_1 + n_2) + 0,055 \cdot (n_1 + n_2)^2$$

επομένως για τη συγκεκριμένη περίπτωση στο μοντέλο χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας έχουμε:

$$K_{cy} = I_{cy} / L_c = 59200 / 400 = 148$$

$$K_{1y} = I_{1y} / L_1 = 59200 / 350 = 169,143$$

$K_{12} = (I_{12y} / L_{12}) \cdot 0,75 = 0,75 \cdot 43190 / 600 = 53,988$, όπου το 0,75 είναι συντελεστής που δίνεται στους κανονισμούς και αφορά δοκούς με άμεσα φορτία σε κτίρια με δάπεδα από σκυρόδεμα.

Άρα,

$$n_1 = (148 + 163,143) / (148 + 163,43 + 53,988) = 0,85214$$

$$n_2 = 0,5 \quad (\text{συντηρητική τιμή υπέρ της ασφαλείας}) \quad \Rightarrow$$

$$L_{cr} / L = 0,5 + 0,14 \cdot (0,85214 + 0,5) + 0,055 \cdot (0,85214 + 0,5)^2 = 0,6193 \quad \Rightarrow$$

$$L_{cry} = 0,6193 \cdot 400 = 247,72 \text{ cm}$$

Ισοδύναμο μήκος λυγισμού υποστυλώματος κατά τη διεύθυνση +yy (λυγισμός περί τον ασθενή άξονα)

K11	K1	K12
	Kc	

Σχήμα 5.3: Κατανομή δυσκαμψίας υποστυλώματος για λυγισμό περί τον ασθενή του άξονα

είναι:

$$L_c = L_{HEM300} = 400 \text{ cm} , \quad L_1 = L_{HEM300} = 350 \text{ cm} , \quad L_{11} = L_{12} = L_{IPE450} = 600 \text{ cm}$$

οι συντελεστές κατανομής δυσκαμψιάς n_1, n_2 υπολογίζονται από τις σχέσεις:

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

$$n_2 = 0 \quad (\text{η έδραση του υποστυλώματος μορφοποιείται ως πάκτωση στη διεύθυνση +xx})$$

έχουμε:

$$K_{cz} = I_{cz} / L_c = 19400 / 400 = 48,5$$

$$K_{1z} = I_{1z} / L_1 = 19400 / 350 = 55,43$$

$K_{12} = (I_{12y} / L_{12}) \cdot 0,75 = 0,75 \cdot 33740 / 600 = 42,175$, όπου το 0,75 είναι συντελεστής που δίνεται στους κανονισμούς και αφορά δοκούς με άμεσα φορτία σε κτίρια με δάπεδα από σκυρόδεμα.

Άρα,

$$n_1 = (48,5 + 55,43) / (48,5 + 55,43 + 2 \cdot 42,175) = 0,552$$

$$n_2 = 0,5 \quad (\text{συντηρητική τιμή υπέρ της ασφαλείας}) \quad \Rightarrow$$

$$L_{cr} / L = 0,5 + 0,14 \cdot (0,552 + 0,5) + 0,055 \cdot (0,552 + 0,5)^2 = 0,65148 \quad \Rightarrow$$

$$L_{crz} = 0,65148 \cdot 400 = 260,59 \text{ cm}$$

Τα L_{cry} και L_{crz} θα χρησιμοποιήσουμε παρακάτω στους ελέγχους λυγισμού του μέλους.

(β) Θλίψη

αντοχή διατομής σε ομοιόμορφη θλίψη:

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{303,1 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 10760,05 \text{ kN} > N_{Ed} = 1765,65 \text{ kN}$$

(γ) Απλή μονοαξονική κάμψη

περί τον ισχυρό άξονα:

$$M_{plRdy} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4078 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 144769 \text{ kNcm} > M_{Ed,y} = 16013 \text{ kNcm}$$

περί τον ασθενή άξονα:

$$M_{plRdz} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1913 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 67911,5 \text{ kNcm} > M_{Ed,y} = 47460 \text{ kNcm}$$

(δ) Διάτμηση

$$V_{pl,Rdz} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{90,53 \text{ cm}^2 \cdot (35,5 \text{ kN/cm}^2 / \sqrt{3})}{1,00} = 1855,5 \text{ kN} > V_{ed,z} = 63,64 \text{ kN}$$

ακόμα είναι,

$V_{ed,z} = 63,64 \text{ kN} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 927,75 \text{ kN}$, συνεπώς η επίδραση της τέμνουσας στην καμπτική αντοχή μπορεί να αγνοηθεί

$$V_{pl,Rd,y} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{241,8 \text{ cm}^2 \cdot (35,5 \text{ kN/cm}^2 / \sqrt{3})}{1,00} = 4955,92 \text{ kN} > V_{ed,y} = 178,25 \text{ kN}$$

ακόμα είναι,

$V_{ed,y} = 178,25 \text{ kN} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 4955,92 \text{ kN}$, συνεπώς η επίδραση της τέμνουσας στην καμπτική αντοχή μπορεί να αγνοηθεί

(ε) Κάμψη και αξονική δύναμη

περί τον ισχυρό άξονα είναι:

- $N_{Ed} = 1765,65 \text{ kN} < 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 10760,05 = 2690,01 \text{ kN}$, ισχύει και επίσης πρέπει
- $N_{Ed} = 1765,65 \text{ kN} < 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0,5 \cdot 26,2 \text{ cm} \cdot 2,1 \text{ cm} \cdot 35,5 (\text{kN/cm}^2) / 1,00 = 976,61 \text{ kN}$,

το οποίο είναι λάθος και επομένως απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον ισχυρό άξονα του υποστυλώματος

περί τον ασθενή άξονα είναι:

- $N_{Ed} = 1765,65 \text{ kN} < h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 26,2 \text{ cm} \cdot 2,1 \text{ cm} \cdot 35,5 (\text{kN/cm}^2) / 1,00 = 1953,21 \text{ kN}$,

το οποίο είναι σωστό και συνεπώς δεν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον ασθενή άξονα του υποστυλώματος.

Οι απομειωμένες πλαστικές ροπές αντοχής του υποστυλώματος θα είναι οι εξής:

- $M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n) / (1-0,5^a)$

όπου:

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad \text{και} \quad a = (A - 2bt_f) / A \quad \text{αλλά} \quad a \leq 0,5$$

άρα,

$$n = 1765,65 / 10760,05 = 0,16409$$

$$a = (303,1 - 2 \cdot 31 \cdot 3,9) / 303,1 = 0,20224 < 0,5$$

και $n < a$

τελικώς,

- $M_{NyRd} = 144769 \cdot (1 - 0,16409) \cdot (1 - 0,10112) = 108776,32 \text{ kNcm}$ και

- $M_{NzRd} = M_{plzRd} = 67911,5 \text{ kNcm}$

(στ) Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη

ο έλεγχος θα πραγματοποιηθεί σύμφωνα με το παρακάτω κριτήριο:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad \text{όπου,} \quad \alpha = 2 ; \beta = 5n \quad \text{αλλά} \quad \beta \geq 1$$

άρα,

$$\alpha = 2,00$$

$$\beta = 5n = 5 \cdot 0,16409 = 0,82 < 1,00 \Rightarrow \beta = 1,00 \text{ επομένως:}$$

$$(16013 / 108776,32)^2 + (47460 / 67911,5)^1 = 0,021671 + 0,69886 = 0,7205$$

η διατομή επαρκεί έναντι διαξονικής κάμψης

Έλεγχος λυγισμού υποστυλώματος

(ζ) Καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης

περί τον ισχυρό άξονα:

$$\varepsilon = \sqrt{235/355} = 0,81362$$

οριακή χαρακτηριστική λυγηρότητα:

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{E/f_y} = \lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{(21000 \text{ kN/cm}^2)/(35,5 \text{ kN/cm}^2)} = 76,3986$$

λυγηρότητα για το λυγισμό περί τον ισχυρό άξονα (y-y) του υποστυλώματος:

$$\lambda_y = L_{cr,y}/i_y = 279,713 \text{ cm}/13,98 \text{ cm} = 20,00787$$

ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y/\lambda_1 = 20,00787/76,3986 = 0,26194$$

είναι ακόμα $h/b=340/310=1,097 < 2$ και $t_f < 100 \text{ mm}$ άρα για χάλυβα S355 έχουμε καμπύλη λυγισμού b περί τον y-y άξονα και ο συντελεστής ατελειών είναι $\alpha=0,34$.

Άρα,

$$\Phi_y = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,26194 - 0,2) + 0,26194^2] = 0,544834 \Rightarrow$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,544834 + \sqrt{0,544834^2 - 0,26194^2}} = 0,97793 \Rightarrow$$

$$N_{b,Rd,y} = \frac{0,97793 \cdot 303,1 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 10522,5 \text{ kN} > N_{Ed} = 1765,65 \text{ kN}$$

περί τον ασθενή άξονα είναι:

$$\varepsilon = 0,813617$$

$$\lambda_1 = 76,3986$$

λυγηρότητα για το λυγισμό περί τον ασθενή άξονα (z-z) του υποστυλώματος:

$$\lambda_z = L_{cr,z}/i_z = 260,59 \text{ cm}/8,00 \text{ cm} = 32,575$$

ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\bar{\lambda}_z = \lambda_z/\lambda_1 = 32,575/76,3986 = 0,42631$$

είναι ακόμα $h/b=340/310=1,097 < 2$ και $t_f < 100 \text{ mm}$ άρα για χάλυβα S355 έχουμε καμπύλη λυγισμού c περί τον z-z άξονα και ο συντελεστής ατελειών είναι $\alpha=0,49$.

Άρα,

$$\Phi_z = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (0,42631 - 0,2) + 0,42631^2] = 0,646431 \Rightarrow$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,646431 + \sqrt{0,646431^2 - 0,42631^2}} = 0,88332 \Rightarrow$$

$$N_{b,Rd,z} = \frac{0,88332 \cdot 303,1 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 9505,4 \text{ kN} > N_{Ed} = 1765,65 \text{ kN}$$

Το υποστύλωμα περνάει τον έλεγχο σε καμπτικό λυγισμό λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης.

(η) Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός μέλους υπό θλίψη και κάμψη

παραδοχές:

$$k = 1,00 \text{ (συντηρητική τιμή)}$$

$$k_w = 1,00 \text{ (απλές στρεπτικές στηρίξεις)}$$

$$L = 400 \text{ cm}$$

$$I_z = 19400 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 4386 \cdot 10^3$$

$$I_t = 1408 \text{ cm}^4$$

$$, E = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

$$, G = 8077 \text{ kN/cm}^2 \text{ (το μέτρο διάτμησης)}$$

$$, z_g = z_a = 0 \text{ cm}$$

(το φορτίο ασκείται στο κέντρο βάρους)

$$, C1 = 1,323 \text{ (συντηρητική τιμή)}, C2 = 0, C3 = 0$$

(για φόρτιση με ακραίες ροπές)

η ελαστική κρίσιμη ροπή πλευρικού λυγισμού προκύπτει:

$$M_{cr} = 654655,38 \text{ kNcm} \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{4078 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2}{654655,38 \text{ kNcm}}} = 0,470253 \quad \Rightarrow$$

για $h/b = 340/310 = 1,097 < 2$ είναι καμπύλη λυγισμού a , άρα ο συντελεστής ατελειών α_{LT} είναι 0,21
άρα

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,470253 - 0,2) + 0,470253^2] = 0,638945 \quad \Rightarrow$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,638945 + \sqrt{0,638945^2 - 0,470253^2}} = 0,93326 \quad \Rightarrow$$

$$M_{b,Rd,y} = \frac{0,93326 \cdot 4078 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 135107,26 \text{ kNcm} > M_{Ed,y} = 16013 \text{ kNcm}$$

Το υποστόλωμα περνάει και τον έλεγχο στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

(θ) Έλεγχος σε θλίψη και διαξονική κάμψη

Ο έλεγχος θα γίνει σύμφωνα με τις σχέσεις:

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

$$2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$


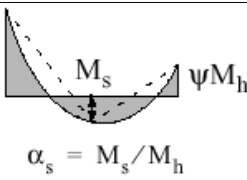
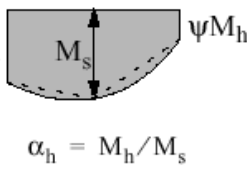
Ο υπολογισμός των συντελεστών αλληλεπίδρασης έγινε με τη μέθοδο 2 του παραρτήματος Β του Ευρωκώδικα 3, η οποία παρατίθεται παρακάτω:

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Τύπος διατομών	Παραδοχή σχεδιασμού	
		ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
k_{yy}	διατομές I διατομές RHS	$C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{yz}	διατομές I διατομές RHS	k_{zz}	$0,6 k_{zz}$
k_{zy}	διατομές I διατομές RHS	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
k_{zz}	διατομές I	$C_{mz} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	διατομές RHS		$C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
Για διατομές I και H και ορθογωνικές κοίλες διατομές με αξονική θλίψη και μονοαξονική κάμψη $M_{y,Ed}$ ο συντελεστής k_{zy} μπορεί να είναι $k_{zy} = 0$.			

Πίνακας 5.6: Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij} για μέλη που δεν υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Παραδοχές σχεδιασμού	
	ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
k_{yy}	k_{yy} από τον Πίνακα Β.1	k_{yy} από τον Πίνακα Β.1
k_{yz}	k_{yz} από τον Πίνακα Β.1	k_{yz} από τον Πίνακα Β.1
k_{zy}	$\left[1 - \frac{0,05 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$	$\left[1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ για $\bar{\lambda}_z < 0,4$: $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}$
k_{zz}	k_{zz} από τον Πίνακα Β.1	k_{zz} από τον Πίνακα Β.1

Πίνακας 5.7: Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij} για μέλη που υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις

Διάγραμμα ροπής	Περιοχή		C _{my} και C _{mz} και C _{mLT}	
			Ομοιόμορφο φορτίο	Συγκεντρωμένο φορτίο
	-1 ≤ ψ ≤ 1		0,6 + 0,4ψ ≥ 0,4	
 α _s = M _s /M _h	0 ≤ α _s ≤ 1	-1 ≤ ψ ≤ 1	0,2 + 0,8α _s ≥ 0,4	0,2 + 0,8α _s ≥ 0,4
	-1 ≤ α _s < 0	0 ≤ ψ ≤ 1	0,1 - 0,8α _s ≥ 0,4	-0,8α _s ≥ 0,4
		-1 ≤ ψ < 0	0,1(1-ψ) - 0,8α _s ≥ 0,4	0,2(-ψ) - 0,8α _s ≥ 0,4
 α _h = M _h /M _s	0 ≤ α _h ≤ 1	-1 ≤ ψ ≤ 1	0,95 + 0,05α _h	0,90 + 0,10α _h
	-1 ≤ α _h < 0	0 ≤ ψ ≤ 1	0,95 + 0,05α _h	0,90 + 0,10α _h
		-1 ≤ ψ < 0	0,95 + 0,05α _h (1+2ψ)	0,90 - 0,10α _h (1+2ψ)
Για μέλη με λυγισμό από μετάθεση ο συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής πρέπει να λαμβάνεται C _{my} = 0,9 ή C _{Mz} = 0,9 αντίστοιχα.				
Τα C _{my} , C _{mz} και C _{mLT} πρέπει να λαμβάνονται σύμφωνα με το διάγραμμα ροπών μεταξύ των αντίστοιχων πλευρικά στηριζόμενων σημείων ως εξής:				
συντελεστής ροπής	άξονας κάμψης	σημεία εξασφαλιζόμενα κατά τη διεύθυνση		
C _{my}	y-y	z-z		
C _{mz}	z-z	y-y		
C _{mLT}	y-y	y-y		

Πίνακας 5.8: Συντελεστές C_m ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής για τους πίνακες 5.4 και 5.5

Σύμφωνα με τον Πίνακα 5.6 έχουμε:

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \Rightarrow 0,8 \cdot (1 + (0,26194 - 0,2) \cdot \frac{1765,65}{0,97793 \cdot 10760,05}) = 0,808314 \leq 0,8 \cdot (1 + 0,8 \cdot \frac{1765,65}{0,97793 \cdot 10760,05}) = 0,90739 \Rightarrow k_{yy} = 0,808314$$

$$0,808314 \leq 0,8 \cdot (1 + 0,8 \cdot \frac{1765,65}{0,97793 \cdot 10760,05}) = 0,90739 \Rightarrow k_{yy} = 0,808314$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,6 \cdot 0,808314 = 0,48499$$

$$\bullet \quad k_{zz} = \begin{matrix} C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \\ \downarrow C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \end{matrix} \Rightarrow 0,8 \cdot \left(1 + (2 \cdot 0,42631 - 0,6) \cdot \frac{1765,65}{0,88332 \cdot 10760,05} \right) =$$

$$0,83754 \leq 0,8 \cdot \left(1 + 1,4 \cdot \frac{1765,65}{0,88332 \cdot 10760,05} \right) = 1,0081 \Rightarrow k_{zz} = 0,83754$$

$$\bullet \quad k_{yz} = 0,6 \cdot k_{zz} = 0,6 \cdot 0,83754 = 0,502525$$

όπου τα C_{my} και C_{mz} βρέθηκαν από τη σχέση $0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$ του Πίνακα 5.8, για $\psi = 0,5$ (συντηρητική τιμή υπέρ της ασφαλείας)

Επομένως προκύπτει:

$$1) \quad \frac{1765,65}{0,97793 \cdot 10760,05} + 0,808314 \cdot \frac{16013}{0,93326 \cdot 144769} + 0,502525 \cdot \frac{47460}{67911,5} \leq 1,00 \quad \Rightarrow$$

$$0,167796 + 0,095802 + 0,3511899 = 0,61479 < 1,00$$

$$2) \quad \frac{1765,65}{0,88332 \cdot 10760,05} + 0,48499 \cdot \frac{16013}{0,93326 \cdot 144769} + 0,83754 \cdot \frac{47460}{67911,5} \leq 1,00 \quad \Rightarrow$$

$$0,18577 + 0,05748 + 0,58531 = 0,82857 < 1,00$$

Το υποστύλωμα περνάει και τον τελευταίο και βασικό έλεγχο σε θλίψη και διαξονική κάμψη και επομένως το μέλος είναι ευσταθές.

Ο έλεγχος σε στρεπτικό λυγισμό παραλήφθηκε εδώ, καθώς δεν είναι ιδιαίτερα ακριβής, ενώ ο έλεγχος σε καμπτικό λυγισμό είναι πιο σημαντικό και κρίσιμο φαινόμενο, όσον αφορά την ευστάθεια ενός μέλους.

Επίσης, οι υπόλοιποι συνδυασμοί φόρτισης είναι αρκετά λιγότερα δυσμενείς, ακόμα και ο σεισμικός συνδυασμός 1, καθώς οι μεγάλες καμπτικές ροπές αναπτύσσονται πλέον περί τον ισχυρό άξονα του υποστυλώματος, ενώ και για το δυσμενέστερο βασικό συνδυασμό κρίσιμο εντατικό μέγεθος είναι η θλίψη του υποστυλώματος, καθώς οι καμπτικές ροπές σε αυτήν την περίπτωση χαρακτηρίζονται ως αμελητέες συγκριτικά με τις θλιπτικές δυνάμεις.

B. ΜΟΝΤΕΛΟ ΜΕ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ (κτίριο B)

Το εναλλακτικό μοντέλο του κτιρίου (κτίριο B) σχεδιάζεται περιλαμβάνοντας στο φέροντα οργανισμό του, συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου X. Τα μέλη αυτά χρησιμεύουν στην παραλαβή του μεγαλύτερου μέρους των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων, γεγονός το οποίο έχει σαν αποτέλεσμα τη μείωση των εντατικών μεγεθών, συνολικά στα υπόλοιπα μέλη του φορέα, καθώς και την αύξηση της ευστάθειας της κατασκευής στην οποία προσθέτουν δυσκαμψία.

5.4.B.1. Έλεγχος επιρροών φαινομένων 2ας τάξεως

Όπως και στην περίπτωση του κτιρίου A, θα προσδιορίσουμε και για το κτίριο B το συντελεστή ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου θ , για τους δύο διαφορετικούς σεισμικούς συνδυασμούς 1 και 2.

ΟΡΟΦΟΣ	P_{tot} (kN)	V_{tot} (kN)	d_r (m)	h (m)	θ
1ος	58672	4541,7	0,01062	4,00	0,034
2ος	50441	3505,3	0,009619	3,50	0,03955
3ος	41725,2	3180,4	0,008477	3,50	0,03177
4ος	30700	3487,2	0,007422	3,50	0,018667
5ος	19687,2	3026,8	0,006452	3,50	0,01198
6ος	8675,2	2670,8	0,0051264	3,50	0,0047575

Πίνακας 5.9: Συντελεστής σχετικής μετακίνησης ορόφου θ , για το σεισμικό συνδυασμό 1

ΟΡΟΦΟΣ	P_{tot} (kN)	V_{tot} (kN)	d_r (m)	h (m)	θ
1ος	58672	4569,89	0,008412	4,00	0,027
2ος	50441	2311,16	0,006914	3,50	0,043
3ος	41725,2	2068,4	0,006601	3,50	0,03804
4ος	30700	2398,8	0,00669	3,50	0,0244
5ος	19687,2	2157	0,006552	3,50	0,01708
6ος	8675,2	2255,2	0,006039	3,50	0,006637

Πίνακας 5.10: Συντελεστής σχετικής μετακίνησης ορόφου θ , για το σεισμικό συνδυασμό 2

Παρατηρούμε πόσο μικρότερες προκύπτουν οι μετακινήσεις από τη ανάλυση του κτιρίου B για τη σεισμική φόρτιση, σε σχέση με τις μετακινήσεις του κτιρίου A, που παρουσιάζονται στους πίνακες 5.4 και 5.5. Οι επιρροές 2ας τάξεως δεν λαμβάνονται υπόψη στο κτίριο B.

5.4.B.2. Διαδοκίδα

Για τις διαδοκίδες χρησιμοποιήθηκε η τυποποιημένη διατομή IPE400 από χάλυβα ποιότητας S235. Η διατομή είναι κατηγορίας 1 για καταπόνηση σε καθαρή κάμψη. Τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη προέκυψαν από το βασικό συνδυασμό, ίδια με αυτά του κτιρίου Α και είναι τα εξής:

$$M_{Ed,y} = 131,50 \text{ kNm}$$

$$V_{ed,z} = 87,58 \text{ kN}$$

(α) Απλή μονοαξονική κάμψη

πλαστική ροπή αντοχής διατομής:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1307 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 30714,5 \text{ kN/cm} > M_{Ed,y} = 13150 \text{ kN/cm}$$

(β) Διάτμηση

πλαστική διατμητική αντοχή διατομής:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{42,69 \text{ cm}^2 \cdot (23,5 \text{ kN/cm}^2 / \sqrt{3})}{1,00} = 579,21 \text{ kN} > V_{ed,z} = 87,58 \text{ kN}$$

ακόμα είναι,

$V_{ed,z} = 87,58 \text{ kN} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 289,61 \text{ kN}$, συνεπώς η επίδραση της τέμνουσας στην καμπτική αντοχή μπορεί να αγνοηθεί

(γ) Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

παραδοχές:

$$k = k_w = 1,00 \text{ (απλές στρεπτικές στηρίξεις)}, E = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

$$L = 600 \text{ cm}, G = 8077 \text{ kN/cm}^2 \text{ (το μέτρο διάτμησης)}$$

$$I_z = 1043 \text{ cm}^4, z_g = z_a = 18 \text{ cm}$$

(το φορτίο ασκείται στο άνω πέλμα)

$$I_w = 313,6 \cdot 10^3, C1 = 1,132, C2 = 0,459, C3 = 0,525$$

(για φόρτιση με εγκάρσια φορτία)

$$I_t = 37,32 \text{ cm}^4$$

η ελαστική κρίσιμη ροπή πλευρικού λυγισμού προκύπτει:

$$M_{cr} = 19844,57 \text{ kNcm} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1307 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{19844,57 \text{ kNcm}}} = 1,244 \Rightarrow$$

για $h/b = 400/180 = 2,22 > 2$ είναι καμπύλη λυγισμού b, άρα ο συντελεστής ατελειών α_{LT} είναι 0,34
άρα

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,244 - 0,2) + 1,244^2] = 1,45137 \Rightarrow$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,45137 + \sqrt{1,45137^2 - 1,244^2}} = 0,45478 \Rightarrow$$

$$M_{b,Rd,y} = \frac{0,45478 \cdot 1307 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 13968,43 \text{ kNcm} > M_{Ed,y} = 13150 \text{ kN/cm}$$

Επομένως η διατομή είναι επαρκής.

5.4.A.3. Κύρια δοκός

Για τις κύριες δοκούς χρησιμοποιήθηκε η τυποποιημένη διατομή HEB400 από χάλυβα ποιότητας S235 και είναι κατηγορίας 1 σε καθαρή κάμψη. Η διατομή καταπονείται από κάμψη και διάτμηση, όπως και η διαδοκίδα και τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη προέκυψαν από το βασικό συνδυασμό και είναι:

$$M_{Ed,y} = 457,10 \text{ kNm}$$

$$V_{ed,z} = 273 \text{ kN}$$

(α) Απλή μονοαξονική κάμψη

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3232 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 75962 \text{ kNcm} > M_{Ed,y} = 45710 \text{ kNcm}$$

(β) Διάτμηση

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{69,98 \text{ cm}^2 \cdot (23,5 \text{ kN/cm}^2 / \sqrt{3})}{1,00} = 949,47 \text{ kN} > V_{ed,z} = 273 \text{ kN}$$

ακόμα είναι,

$V_{ed,z} = 273 \text{ kN} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 474,7 \text{ kN}$, συνεπώς η επίδραση της τέμνουσας στην καμπτική αντοχή μπορεί να αγνοηθεί

(γ) Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

παραδοχές:

$$k = k_w = 1,00 \text{ (απλές στρεπτικές στηρίξεις)}, E = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

$$L = 800 \text{ cm}, G = 8077 \text{ kN/cm}^2 \text{ (το μέτρο διάτμησης)}$$

$$I_z = 10820 \text{ cm}^4, z_g = z_a = 20 \text{ cm}$$

(το φορτίο ασκείται στο άνω πέλμα)

$$I_w = 3817 \cdot 10^3, C1 = 0,712, C2 = 0,652, C3 = 1,070$$

(για φόρτιση με εγκάρσια φορτία)

$$I_t = 440,5 \text{ cm}^4$$

η ελαστική κρίσιμη ροπή πλευρικού λυγισμού προκύπτει:

$$M_{cr} = 67534,95 \text{ kNcm} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{3232 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{67534,95 \text{ kNcm}}} = 1,0605 \Rightarrow$$

για $h/b = 400/300 = 1,33 < 2$ είναι καμπύλη λυγισμού a, άρα ο συντελεστής ατελειών α_{LT} είναι 0,21 άρα

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (1,0605 - 0,2) + 1,0605^2] = 1,1527 \Rightarrow$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,1527 + \sqrt{1,1527^2 - 1,0605^2}} = 0,6888 \Rightarrow$$

$$M_{b,Rd,y} = \frac{0,6888 \cdot 3232 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 52315,7 \text{ kNcm} > M_{Ed,y} = 45710 \text{ kN/cm}$$

Επομένως η διατομή είναι επαρκής.

5.4.B.4. Δευτερεύουσα δοκός

Για τις δευτερεύουσες δοκούς χρησιμοποιήθηκε η τυποποιημένη διατομή IPE400 από χάλυβα ποιότητας S235 και είναι κατηγορίας 1 σε καθαρή κάμψη. Ο δυσμενέστερος βασικός συνδυασμός είναι αυτός που προκαλεί τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη στη συγκεκριμένη διατομή και τα οποία είναι:

$$M_{Ed,y} = 100,1 \text{ kNm}$$

$$V_{ed,z} = 91,3 \text{ kN}$$

(α) Απλή μονοαξονική κάμψη

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1307 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 30714,5 \text{ kNcm} > M_{Ed,y} = 10010 \text{ kNcm}$$

(β) Διάτμηση

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{42,69 \text{ cm}^2 \cdot (23,5 \text{ kN/cm}^2 / \sqrt{3})}{1,00} = 579,21 \text{ kN} > V_{ed,z} = 91,3 \text{ kN}$$

ακόμα είναι,

$V_{ed,z} = 91,3 \text{ kN} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 289,6 \text{ kN}$, συνεπώς η επίδραση της τέμνουσας στην καμπτική αντοχή μπορεί να αγνοηθεί

(γ) Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

παραδοχές:

$k = 1,00$ (όχι απόλυτη ελευθερία στροφής στο οριζόντιο επίπεδο)

$k_w = 1,00$ (απλές στρεπτικές στηρίξεις), $E = 21000 \text{ kN/cm}^2$

$L = 600 \text{ cm}$, $G = 8077 \text{ kN/cm}^2$ (το μέτρο διάτμησης)

$I_z = 1318 \text{ cm}^4$, $z_g = z_a = 20 \text{ cm}$

(το φορτίο ασκείται στο κέντρο βάρους)

$I_w = 490 \cdot 10^3$, $C1 = 0,712$, $C2 = 0,652$, $C3 = 1,070$

(για φόρτιση με εγκάρσια φορτία)

$I_t = 51,08 \text{ cm}^4$

η ελαστική κρίσιμη ροπή πλευρικού λυγισμού προκύπτει:

$$M_{cr} = 10590,63 \text{ kNcm} \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1307 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{10590,63 \text{ kNcm}}} = 1,703 \Rightarrow$$

για $h/b = 400/180 = 2,22 > 2$ είναι καμπύλη λυγισμού b, άρα ο συντελεστής ατελειών α_{LT} είναι 0,34
άρα

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,703 - 0,2) + 1,703^2] = 2,2056 \Rightarrow$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2,2056 + \sqrt{2,2056^2 - 1,703^2}} = 0,4164 \Rightarrow$$

$$M_{b,Rd,y} = \frac{0,4164 \cdot 1307 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 12789,5 \text{ kNcm} > M_{Ed,y} = 10010 \text{ kNcm}$$

Επομένως η διατομή είναι επαρκής.

5.4.B.5. Υποστύλωμα

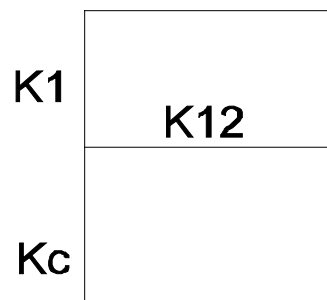
Για το δυσμενέστερο υποστύλωμα του 1ου ορόφου χρησιμοποιήθηκε διατομή HEB360 από χάλυβα ποιότητας S355. Τα εντατικά μεγέθη του υποστυλώματος, με βάση τα οποία θα γίνει ο έλεγχος είναι τα εξής:

$$\begin{aligned} M_{Ed,y} &= 62,45 \text{ kNm} & V_{Ed,z} &= 15,59 \text{ kN} & N_{Ed} &= 2856,85 \text{ kN} \\ M_{Ed,z} &= 34,35 \text{ kNm} & V_{Ed,y} &= 30,72 \text{ kN} \end{aligned}$$

(α) Ισοδύναμο μήκος λυγισμού θλιβόμενων μελών

Θα χρησιμοποιήσουμε τη μέθοδο των συντελεστών κατανομής δυσκαμψίας n_1, n_2 στα άκρα του υποστυλώματος

Ισοδύναμο μήκος λυγισμού υποστυλώματος κατά τη διεύθυνση +xx (λυγισμός περί τον ισχυρό άξονα)



Σχήμα 5.4: Κατανομή δυσκαμψίας υποστυλώματος στο κτίριο Β, για λυγισμό περί τον ισχυρό του άξονα

είναι:

$$L_c = L_{HEB360} = 400 \text{ cm} \quad , \quad L_1 = L_{HEB360} = 350 \text{ cm} \quad , \quad L_{12} = L_{HEB400} = 600 \text{ cm}$$

οι συντελεστές κατανομής δυσκαμψίας n_1, n_2 υπολογίζονται από τις σχέσεις:

$$n_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{12}} \quad ,$$

$$n_2 = 0 \quad (\text{η έδραση του υποστυλώματος μορφοποιείται ως πάκτωση στη διεύθυνση +yy)}$$

Το ισοδύναμο μήκος λυγισμού του υποστυλώματος προκύπτει από την παρακάτω εξίσωση, για υποστυλώματα με αμετάθετα άκρα:

$$L_{cr}/L = 0,5 + 0,14 \cdot (n_1 + n_2) + 0,055 \cdot (n_1 + n_2)^2$$

επομένως για τη συγκεκριμένη περίπτωση στο μοντέλο χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας έχουμε:

$$K_{cy} = I_{cy}/L_c = 43190/400 = 107,975$$

$$K_{1y} = I_{1y}/L_1 = 43190/350 = 123,4$$

$K_{12} = (I_{12y}/L_{12}) \cdot 0,75 = 0,75 \cdot 57680/600 = 72,1$, όπου το 0,75 είναι συντελεστής που δίνεται στους κανονισμούς και αφορά δοκούς με άμεσα φορτία σε κτίρια με δάπεδα από σκυρόδεμα.

Άρα,

$$n_1 = (107,975 + 123,4) / (107,975 + 123,4 + 72,1) = 0,762$$

$$n_2 = 0,5 \quad (\text{συντηρητική τιμή υπέρ της ασφαλείας}) \quad \Rightarrow$$

$$L_{cr}/L = 0,5 + 0,14 \cdot (0,762 + 0,5) + 0,055 \cdot (0,762 + 0,5)^2 = 0,7643 \quad \Rightarrow$$

$$L_{cry} = 0,762 \cdot 400 = 305,72 \text{ cm}$$

Ισοδύναμο μήκος λυγισμού υποστυλώματος κατά τη διεύθυνση +yy (λυγισμός περί τον ασθενή άξονα)

	K1	K12
K11		
	Kc	

Σχήμα 5.5: Κατανομή δυσκαμψίας υποστυλώματος στο κτίριο Β, για λυγισμό περί τον ασθενή του άξονα

είναι:

$$L_c = L_{HEB360} = 400 \text{ cm} \quad , \quad L_1 = L_{HEB360} = 350 \text{ cm} \quad , \quad L_{11} = L_{12} = L_{IPE400} = 600 \text{ cm}$$

οι συντελεστές κατανομής δυσκαμψίας n_1, n_2 υπολογίζονται από τις σχέσεις:

$$n_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} \quad ,$$

$$n_2 = 0 \quad (\text{η έδραση του υποστυλώματος μορφοποιείται ως πάκτωση στη διεύθυνση +xx)}$$

έχουμε:

$$K_{cz} = I_{cz}/L_c = 10140/400 = 25,35$$

$$K_{1z} = I_{1z} / L_1 = 10140 / 350 = 28,97$$

$K_{12} = (I_{12y} / L_{12}) \cdot 0,75 = 0,75 \cdot 23130 / 600 = 28,91$, όπου το 0,75 είναι συντελεστής που δίνεται στους κανονισμούς και αφορά δοκούς με άμεσα φορτία σε κτίρια με δάπεδα από σκυρόδεμα.

Άρα,

$$n_1 = (25,35 + 28,97) / (25,35 + 28,97 + 28,91) = 0,4844$$

$$n_2 = 0,5 \quad (\text{συντηρητική τιμή υπέρ της ασφαλείας}) \quad \Rightarrow$$

$$L_{cr} / L = 0,5 + 0,14 \cdot (0,4844 + 0,5) + 0,055 \cdot (0,4844 + 0,5)^2 = 0,6911 \quad \Rightarrow$$

$$L_{crz} = 0,6911 \cdot 400 = 276,45 \text{ cm}$$

(β) Θλίψη

αντοχή διατομής σε ομοιόμορφη θλίψη:

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{180,6 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 6411,3 \text{ kN} > N_{Ed} = 2856,85 \text{ kN}$$

(γ) Απλή μονοαξονική κάμψη

περί τον ισχυρό άξονα:

$$M_{plRdy} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2683 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 95246,5 \text{ kNcm} > M_{Ed,y} = 6245 \text{ kNcm}$$

περί τον ασθενή άξονα:

$$M_{plRdz} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1032 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 36636 \text{ kNcm} > M_{Ed,y} = 3435 \text{ kNcm}$$

(δ) Διάτμηση

$$V_{pl,Rdz} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{60,6 \text{ cm}^2 \cdot (35,5 \text{ kN/cm}^2 / \sqrt{3})}{1,00} = 1242,05 \text{ kN} > V_{ed,z} = 15,59 \text{ kN}$$

ακόμα είναι,

$V_{ed,z} = 15,59 \text{ kN} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 621,03 \text{ kN}$, συνεπώς η επίδραση της τέμνουσας στην καμπτική αντοχή μπορεί να αγνοηθεί

$$V_{pl,Rdy} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{135 \text{ cm}^2 \cdot (35,5 \text{ kN/cm}^2 / \sqrt{3})}{1,00} = 2766,95 \text{ kN} > V_{ed,y} = 30,72 \text{ kN}$$

ακόμα είναι,

$V_{ed,y} = 30,72 \text{ kN} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 1383,48 \text{ kN}$, συνεπώς η επίδραση της τέμνουσας στην καμπτική αντοχή μπορεί να αγνοηθεί.

(ε) Κάμψη και αξονική δύναμη

περί τον ισχυρό άξονα είναι:

- $N_{Ed} = 2856,85 \text{ kN} < 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 6411,32 = 1602,83 \text{ kN}$, το οποίο δεν ισχύει και επίσης
- $N_{Ed} = 2856,85 \text{ kN} < 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0,5 \cdot 31,5 \text{ cm} \cdot 1,25 \text{ cm} \cdot 35,5 (\text{kN/cm}^2) / 1,00 = 698,9 \text{ kN}$,

το οποίο είναι επίσης λάθος και επομένως απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον ισχυρό άξονα του υποστυλώματος

περί τον ασθενή άξονα είναι:

- $N_{Ed} = 2856,85 \text{ kN} < h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 31,5 \text{ cm} \cdot 1,25 \text{ cm} \cdot 35,5 (\text{kN/cm}^2) / 1,00 = 1397,8 \text{ kN}$,

το οποίο είναι λάθος και συνεπώς απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον ασθενή άξονα του υποστυλώματος.

Οι απομειωμένες πλαστικές ροπές αντοχής του υποστυλώματος θα είναι οι εξής:

$$\bullet M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n) / (1-0,5^a)$$

όπου:

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad \text{και} \quad a = (A - 2bt_f) / A \quad \text{αλλά} \quad a \leq 0,5$$

άρα,

$$n = 2856,85 / 6411,32 = 0,4456$$

$$a = (180,6 - 135) / 180,6 = 0,2525 < 0,5$$

και $n > a$

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

τελικώς:

τελικώς,

$$\bullet M_{NyRd} = 95246,5 \cdot (1 - 0,4456) \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,2525) = 46138,1 \text{ kNcm} \quad \text{και}$$

$$\bullet M_{NzRd} = 36636 \cdot \left(1 - \left(\frac{0,4456 - 0,2525}{1 - 0,2525} \right)^2 \right) = 34191,2 \text{ kNcm}$$

(στ) Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη

ο έλεγχος θα πραγματοποιηθεί σύμφωνα με το παρακάτω κριτήριο:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad \text{όπου,} \quad \alpha = 2 ; \beta = 5n \quad \text{αλλά} \quad \beta \geq 1$$

άρα,

$$\alpha = 2,00$$

$$\beta = 5n = 5 \cdot 0,4456 = 2,228 > 1,00 \quad \Rightarrow$$

$$(6245 / 46138,1)^2 + (3435 / 34191,2)^1 = 0,01832 + 0,00595 = 0,024 < 1,00$$

η διατομή επαρκεί έναντι διαξονικής κάμψης

Έλεγχος λυγισμού υποστυλώματος

(ζ) Καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης

περί τον ισχυρό άξονα:

$$\varepsilon = \sqrt{235/355} = 0,81362$$

οριακή χαρακτηριστική λυγηρότητα:

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{E/f_y} = \lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{(21000 \text{ kN/cm}^2)/(35,5 \text{ kN/cm}^2)} = 76,3986$$

λυγηρότητα για το λυγισμό περί τον ισχυρό άξονα (y-y) του υποστυλώματος:

$$\lambda_y = L_{cr,y}/i_y = 305,72 \text{ cm}/15,46 \text{ cm} = 19,775$$

ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y/\lambda_1 = 19,775/76,3986 = 0,25884$$

είναι ακόμα $h/b=360/300=1,2 < 2$ και $t_f < 100$ mm άρα για χάλυβα S355 έχουμε καμπύλη λυγισμού b περί τον y-y άξονα και ο συντελεστής ατελειών είναι $\alpha=0,34$.

Άρα,

$$\Phi_y = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,25884 - 0,2) + 0,25884^2] = 0,5435 \Rightarrow$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,5435 + \sqrt{0,5435^2 - 0,25884^2}} = 0,67663 \Rightarrow$$

$$N_{b,Rd,y} = \frac{0,67663 \cdot 180,6 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 4338,08 \text{ kN} > N_{Ed} = 2856,85 \text{ kN}$$

περί τον ασθενή άξονα είναι:

$$\varepsilon = 0,813617$$

$$\lambda_1 = 76,3986$$

λυγηρότητα για το λυγισμό περί τον ασθενή άξονα (z-z) του υποστυλώματος:

$$\lambda_z = L_{cr,z}/i_z = 276,45 \text{ cm}/7,49 \text{ cm} = 36,909$$

ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\bar{\lambda}_z = \lambda_z/\lambda_1 = 36,909/76,3986 = 0,48311$$

είναι ακόμα $h/b=360/300=1,2 < 2$ και $t_f < 100$ mm άρα για χάλυβα S355 έχουμε καμπύλη λυγισμού c περί τον z-z άξονα και ο συντελεστής ατελειών είναι $\alpha=0,49$.

Άρα,

$$\Phi_z = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (0,48311 - 0,2) + 0,48311^2] = 0,6861 \Rightarrow$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,6861 + \sqrt{0,6861^2 - 0,48311^2}} = 0,6724 \Rightarrow$$

$$N_{b,Rd,z} = \frac{0,6724 \cdot 180,6 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 4310,96 \text{ kN} > N_{Ed} = 2856,85 \text{ kN}$$

Το υποστυλώμα περνάει τον έλεγχο σε καμπτικό λυγισμό λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης.

(η) Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός μέλους υπό θλίψη και κάμψη
 παραδοχές:

$k = 1,00$ (συντηρητική τιμή)

$k_w = 1,00$ (απλές στρεπτικές στηρίξεις)

$L = 400 \text{ cm}$

$I_z = 10140 \text{ cm}^4$

$I_w = 2883 \cdot 10^3$

$I_t = 292,5 \text{ cm}^4$

, $E = 21000 \text{ kN/cm}^2$

, $G = 8077 \text{ kN/cm}^2$ (το μέτρο διάτμησης)

, $z_g = z_a = 0 \text{ cm}$

(το φορτίο ασκείται στο κέντρο βάρους)

, $C1 = 1,323$ (συντηρητική τιμή), $C2 = 0$, $C3 = 0$

(για φόρτιση με ακραίες ροπές)

η ελαστική κρίσιμη ροπή πλευρικού λυγισμού προκύπτει:

$$M_{cr} = 374402,95 \text{ kNcm} \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{2683 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2}{374402,95 \text{ kNcm}}} = 0,50438 \quad \Rightarrow$$

για $h/b = 360/300 = 1,2 < 2$ είναι καμπύλη λυγισμού a , άρα ο συντελεστής ατελειών α_{LT} είναι 0,21 άρα

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,50438 - 0,2) + 0,50438^2] = 0,65916 \quad \Rightarrow$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,65916 + \sqrt{0,65916^2 - 0,50438^2}} = 0,9229 \quad \Rightarrow$$

$$M_{b,Rd,y} = \frac{0,9229 \cdot 2683 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 87902,99 \text{ kNcm} > M_{Ed,y} = 6245 \text{ kNcm}$$

Το υποστέλωμα περνάει και τον έλεγχο στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

(θ) Έλεγχος σε θλίψη και διαξονική κάμψη

Σύμφωνα με τον Πίνακα 5.6 έχουμε:

$$\bullet \quad k_{yy} = C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \Rightarrow 0,8 \cdot (1 + (0,25884 - 0,2) \cdot \frac{2856,85}{0,67663 \cdot 6411,3}) =$$

$$0,831 \leq 0,8 \cdot (1 + 0,8 \cdot \frac{2856,85}{0,67663 \cdot 6411,3}) = 1,221 \Rightarrow k_{yy} = 0,831$$

$$\bullet \quad k_{zy} = 0,6 \cdot k_{yy} = 0,6 \cdot 0,831 = 0,4986$$

$$\bullet \quad k_{zz} = \frac{C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)}{\leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)} \Rightarrow 0,8 \cdot \left(1 + (2 \cdot 0,48311 - 0,6) \cdot \frac{2856,85}{0,6724 \cdot 6411,3} \right) =$$

$$0,9942 \leq 0,8 \cdot \left(1 + 1,4 \cdot \frac{2856,85}{0,6724 \cdot 6411,3} \right) = 1,542 \Rightarrow k_{zz} = 0,9942$$

$$\bullet \quad k_{yz} = 0,6 \cdot k_{zz} = 0,6 \cdot 0,9942 = 0,59652$$

όπου τα C_{my} και C_{mz} βρέθηκαν από τη σχέση $0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$ του Πίνακα 5.8, για $\psi = 0,5$ (συντηρητική τιμή υπέρ της ασφαλείας)

Επομένως προκύπτει:

$$1) \quad \frac{2856,85}{0,67663 \cdot 6411,3} + 0,831 \cdot \frac{6245}{0,68753 \cdot 95246,5} + 0,59652 \cdot \frac{3435}{36636} \leq 1,00 \square \Rightarrow$$

$$0,65855 + 0,07925 + 0,05593 = 0,79373 < 1,00$$

$$2) \quad \frac{2856,85}{0,6724 \cdot 6411,3} + 0,4986 \cdot \frac{6245}{0,68753 \cdot 95246,5} + 0,9942 \cdot \frac{3435}{36636} \leq 1,00 \Rightarrow$$

$$0,6625 + 0,0476 + 0,09322 = 0,80332 < 1,00$$

Το υποστύλωμα περνάει και τον τελευταίο και βασικό έλεγχο σε θλίψη και διαξονική κάμψη και επομένως το μέλος είναι ευσταθές

5.4.B.6. Ικανοτικός έλεγχος κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας

Η διατομή που χρησιμοποιήθηκε για τους κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας είναι η τυποποιημένη HEB200, από χάλυβα ποιότητας S235.

• Περιορισμός λυγηρότητας:

Τα χαρακτηριστικά της διατομής είναι

$$A = 78,08 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 5696 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2003 \text{ cm}^4$$

• Μήκος λυγισμού:

θεωρούμε το μήκος λυγισμού ίσο με το μισό του μήκους του μέλους, άρα

$$L_{cr} = 0,5 \cdot (\sqrt{4,00^2 + 6,00^2}) = 3,606 \text{ m}$$

• Λυγηρότητες

$$-\lambda_y = \frac{L_{cr}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{A}{I_y}} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{360,6}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{78,08}{5696}} \cdot \sqrt{\frac{23,5}{21000}} = 0,4496 < 1,50$$

$$-\lambda_z = \frac{L_{cr}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{A}{I_z}} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{360,6}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{78,08}{2003}} \cdot \sqrt{\frac{23,5}{21000}} = 0,7581 < 1,50$$

• Μειωτικοί συντελεστές

περί τον ισχυρό άξονα:

είναι $h/b = 1,00$ και $t_f < 100 \text{ mm} \Rightarrow$ καμπύλη λυγισμού $b \Rightarrow \alpha = 0,34$

$$\Rightarrow \Phi_y = 0,643508$$

$$\Rightarrow \chi_y = 0,90588$$

περί τον ασθενή άξονα:

είναι $h/b = 1,00$ και $t_f < 100 \text{ mm} \Rightarrow$ καμπύλη λυγισμού $c \Rightarrow \alpha = 0,49$

$$\Rightarrow \Phi_y = 0,92409$$

$$\Rightarrow \chi_y = 0,688462$$

• Θλιβόμενη διαγώνιος

Δρώσα αξονική δύναμη

$$N_{sd} = N_{Ed} + N_{Vd}$$

όπου: $N_{Ed} = 1120,40 \text{ KN}$ αξονική δύναμη λόγω σεισμού

$N_{Vd} = 112,43 \text{ KN}$ αξονική δύναμη λόγω μη σεισμικών δράσεων το σεισμικού συνδυασμού (συνδυασμός DEAD+0,3LIVE)

Οπότε $N_{sd} = 1232,83 \text{ KN}$

$$- N_{bRdy} = \chi_y \cdot f_y \cdot A / \gamma_{M0} = 0,90588 \cdot 23,5 \text{ (kN/cm}^2) \cdot 78,08 \text{ (cm}^2) / 1,00 = 1662,2 \text{ kN} > N_{sd} = 1232,8 \text{ kN}$$

$$- N_{bRdz} = \chi_z \cdot f_y \cdot A / \gamma_{M0} = 0,68846 \cdot 23,5 \text{ (kN/cm}^2) \cdot 78,08 \text{ (cm}^2) / 1,00 = 1263,3 \text{ kN} > N_{sd} = 1232,8 \text{ kN}$$

• Εφελκυσόμενη διαγώνιος

είναι:

$$N_{Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 78,08 \text{ (cm}^2) \cdot 23,5 \text{ (kN/cm}^2) / 1,00 = 1851,8 \text{ kN} > N_{sd} = 1232,83 \text{ KN}$$

• Συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης

$$\alpha_{cd} = \frac{1,2 N_{pd} - N_{vd}}{N_{Ed}} = \frac{1,2 \cdot 1851,8 - 112,43}{1120,4} = 1,883 > q = 1,50$$

ο συντελεστής προέκυψε μεγαλύτερος του q , συνεπώς δεν έχει νόημα καθώς με $\alpha_{cd} = q$, μεταπίπτουμε σε ελαστική ανάλυση, άρα:

$$\alpha_{cd} = 1,50$$

• Έλεγχος υποστυλώματος HEB360

είναι:

$$N_{sd} = N_{vd} + \alpha_{cd} \cdot N_{Ed} = 843,3 + 1,5 \cdot 1958,1 = 3780,45 \text{ kN}$$

Για το υποστύλωμα αυτό ισχύουν,

$$L_{cry} = 289,90 \text{ cm}$$

$$L_{crz} = 293,81 \text{ cm}$$

Όπως προκύπτει από το υπολογιστικό φύλλο EXCEL που χρησιμοποιήσαμε για τη διαστασιολόγηση, το υποστύλωμα περνάει όλους τους ελέγχους, τους οποίους δε θα παραθέσουμε ξανά για λόγους συντομίας.

Αρα η διατομή είναι επαρκής.

5.5. Σύμμικτη πλάκα

Ως σύμμικτη πλάκα ονομάζεται η πλάκα στην οποία πτυχωτό χαλυβδόφυλλο έχει αρχικά χρησιμοποιηθεί ως μόνιμος σιδηρότυπος και το οποίο στη συνέχεια συνεργάζεται στατικά με το σκυρόδεμα, αποτελώντας έτσι τον εφελκόμενο οπλισμό του τελικού δαπέδου.

Η ενότητα αυτό πραγματεύεται σύμμικτες πλάκες δαπέδων που το άνοιγμά τους είναι μόνο κατά τη διεύθυνση των νευρώσεων. Περιλαμβάνονται πλάκες υπό μορφήν προβόλου. Ισχύει για το σχεδιασμό κτιριακών κατασκευών στις οποίες τα επιβαλλόμενα φορτία είναι κατά κύριο λόγο στατικά, και περιλαμβάνει και βιομηχανικά κτίρια των οποίων τα δάπεδα μπορεί να υπόκεινται σε κινητά φορτία. Το πεδίο εφαρμογής περιορίζεται σε χαλυβδόφυλλα με πυκνές νευρώσεις. Πυκνές νευρώσεις ορίζονται από ένα άνω όριο του λόγου b_t / b_s (Σχήμα 5.7), με συνιστώμενη τιμή 0,6.

Σε κατασκευές όπου το επιβαλλόμενο φορτίο είναι σε μεγάλο βαθμό επαναλαμβανόμενο ή επιβάλλεται απότομα κατά τρόπο που να δημιουργεί δυναμικές επιδράσεις, επιτρέπονται σύμμικτες πλάκες, αλλά με την προϋπόθεση ότι λαμβάνεται ιδιαίτερη μέριμνα ώστε η σύμμικτη δράση να μην αποδιοργανωθεί με την πάροδο του χρόνου.

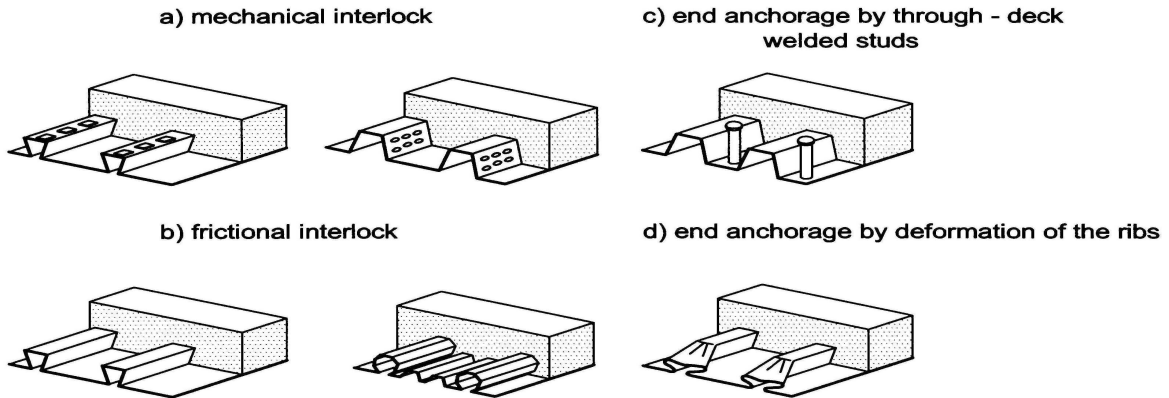
Πλάκες υποκείμενες σε σεισμική φόρτιση δεν αποκλείονται, με την προϋπόθεση ότι έχει καθορισθεί για το συγκεκριμένο έργο η κατάλληλη μέθοδος σχεδιασμού για τις σεισμικές συνθήκες. Οι σύμμικτες πλάκες μπορούν να χρησιμοποιούνται ώστε να προσδίδουν εγκάρσια εξασφάλιση στις χαλύβδινες δοκούς και να λειτουργούν ως διαφράγματα που ανθίστανται σε οριζόντιες δράσεις.

5.5.1. Τύποι διατμητικής σύνδεσης

Το αυλακωτό χαλυβδόφυλλο πρέπει να είναι ικανό να μεταβιβάζει την οριζόντια διάτμηση στη διεπιφάνεια μεταξύ του χαλυβδόφυλλου και του σκυροδέματος. Μόνο η συνάφεια μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος δεν θεωρείται επαρκής για την ανάπτυξη σύμμικτης δράσης. Η σύμμικτη συμπεριφορά μεταξύ του χαλυβδόφυλλου και του σκυροδέματος θα εξασφαλίζεται με ένα ή περισσότερους από τους επόμενους τρόπους (Σχήμα 5.6):

- Μηχανική σύμπλεξη που δημιουργείται από παραμορφώσεις στο χαλυβδόφυλλο (οδοντώσεις ή εξογκώματα)
- Σύμπλεξη λόγω τριβής για χαλυβδόφυλλα με αυλακώσεις τύπου Holorib

- γ) Αγκυρώσεις στα άκρα μέσω συγκολλημένων διατμητικών ήλων ή άλλου τύπου τοπικής σύνδεσης μεταξύ του χαλυβδόφυλλου και του σκυροδέματος, μόνο σε συνδυασμό με τα παραπάνω
 δ) Αγκύρωση άκρων με παραμόρφωση των νευρώσεων στο τέλος του χαλυβδόφυλλου, μόνον σε συνδυασμό με το (β)

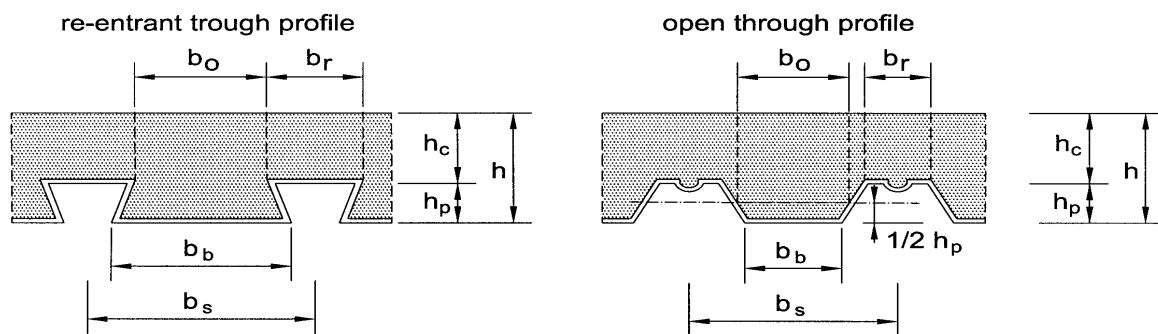


Σχήμα 5.6: Τυπικές μορφές σύμπλεξης σε σύμμικτες πλάκες

5.5.2. Διατάξεις λεπτομερειών

5.5.2.1. Πάχος πλάκας και οπλισμός

Το ολικό ύψος της σύμμικτης πλάκας h δεν πρέπει να είναι μικρότερο από 80 mm. Το πάχος του σκυροδέματος h_c επάνω από την επίπεδη επιφάνεια της κορυφής των νευρώσεων δεν πρέπει να είναι μικρότερο από 40 mm. Επιπλέον, εάν η πλάκα λειτουργεί σύμμικτα με τη δοκό ή χρησιμοποιείται ως διάφραγμα, το ολικό ύψος δεν πρέπει να είναι μικρότερο από 90 mm, και το h_c όχι μικρότερο από 50 mm. Σε κάθε περίπτωση, θα προβλέπεται εγκάρσιος και διαμήκης οπλισμός εντός του ύψους h_c του σκυροδέματος, το ποσόν του οποίου και στις δύο κατευθύνσεις δεν πρέπει να είναι μικρότερο από 80 mm²/m. Οι αποστάσεις των ράβδων οπλισμού δεν πρέπει να υπερβαίνει το $2h$ και τα 350 mm, όποιο από τα δύο είναι μικρότερο.



Σχήμα 5.7: Διαστάσεις χαλυβδόφυλλου και πλάκας

5.5.2.2. Αδρανή

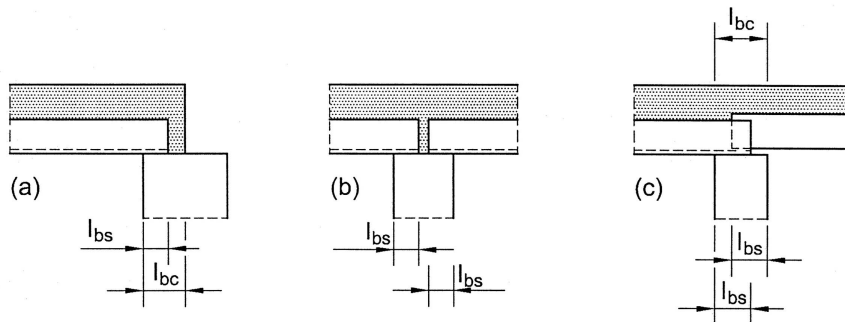
Το ονομαστικό μέγεθος των αδρανών εξαρτάται από την μικρότερη διάσταση του δομικού στοιχείου μέσα στο οποίο διαστρώνεται το σκυρόδεμα, και δεν πρέπει να υπερβαίνει τις ελάχιστες τιμών $0,40 h_c$, $b_0/3$ και 31,5 mm (κόσκινο C 31,5), όπου b_0 είναι το μέσο πλάτος των νευρώσεων (ελάχιστο πλάτος στην περίπτωση χαλυβδόφυλλων τύπου Holorib).

5.5.2.3. Απαιτήσεις έδρασης

Το μήκος έδρασης θα είναι τόσο ώστε να αποφεύγεται βλάβη στην πλάκα και στην έδραση, ώστε η στερέωση του χαλυβδόφυλλου στην έδραση να μπορεί να επιτευχθεί χωρίς βλάβη της έδρασης και ώστε να μην μπορεί να συμβεί κατάρρευση ως αποτέλεσμα τυχαϊκής μετατόπισης κατά τη διάρκεια της ανέγερσης.

Τα μήκη έδρασης l_{bc} και l_{bs} όπως φαίνονται στο Σχήμα 5.8 δεν πρέπει να είναι μικρότερα από τις ακόλουθες οριακές τιμές :

- Για σύμμικτες πλάκες έδραση σε χάλυβα ή σκυροδέμα : $l_{bc} = 75 \text{ mm}$ και $l_{bs} = 50 \text{ mm}$;
- Για σύμμικτες πλάκες έδραση σε άλλα υλικά : $l_{bc} = 100 \text{ mm}$ και $l_{bs} = 70 \text{ mm}$.



Σχήμα 5.8: Ελάχιστα μήκη έδρασης

5.5.3. Δράσεις και αποτελέσματα δράσεων

5.5.3.1. Καταστάσεις σχεδιασμού

Κατά τον σχεδιασμό θα λαμβάνονται υπόψη όλες οι σχετικές καταστάσεις σχεδιασμού και οριακές καταστάσεις έτσι ώστε να εξασφαλίζεται ένας επαρκής βαθμός ασφαλείας και λειτουργικότητας. Για τον λόγο θα λαμβάνονται υπόψη οι ακόλουθες καταστάσεις:

- Αυλακωτό χαλυβδόφυλλο ως σιδηρότυπος:** Απαιτείται έλεγχος της συμπεριφοράς του αυλακωτού χαλυβδόφυλλου κατά τη λειτουργία του ως σιδηρότυπου του υγρού σκυροδέματος. Θα λαμβάνεται υπόψη η επίδραση των υποστηριγμάτων, εάν υπάρχουν.
- Σύμμικτη πλάκα:** Απαιτείται έλεγχος της πλάκας δαπέδου μετά την έναρξη της σύμμικτης συμπεριφοράς και την τυχόν αφαίρεση των υποστηριγμάτων.

5.5.3.2 Δράσεις για το αυλακωτό χαλυβδόφυλλο ως σιδηρότυπος

Τα ακόλουθα φορτία θα λαμβάνονται υπόψη στους υπολογισμούς του χαλυβδόφυλλου ως σιδηρότυπου :

- Βάρος του σκυροδέματος και του χαλυβδόφυλλου
- Κατασκευαστικά φορτία που περιλαμβάνουν τοπική συσσώρευση σκυροδέματος κατά τη διάρκεια της διάστρωσης
- Αποθηκευμένα φορτία, εφόσον υπάρχουν
- Επιρροή αυξημένου ύψους σκυροδέματος λόγω βέλους του χαλυβδόφυλλου

Εάν το μεσαίο βέλος δ του χαλυβδόφυλλου λόγω του ίδιου του βάρους και του βάρους του νεπού σκυροδέματος, υπολογιζόμενο για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, είναι μικρότερο του $1/10$ του ύψους της πλάκας, η επιρροή του αυξημένου πάχους του σκυροδέματος μπορεί να αγνοηθεί κατά τον σχεδιασμό του χαλυβδόφυλλου. Εάν το όριο αυτό υπερβαίνεται, τότε η ως άνω επιρροή πρέπει να ληφθεί υπόψη. Μπορεί να υποθεθεί ότι το ονομαστικό πάχος του σκυροδέματος αυξάνεται σε ολόκληρο το άνοιγμα κατά $0,7\delta$.

5.5.3.3 Δράσεις για τη σύμμικτη πλάκα

Τα φορτία και η διάταξη των φορτίων θα είναι σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 (Μέρος 1-1). Κατά τους ελέγχους στην οριακή κατάσταση αστοχίας, μπορεί να υποτεθεί ότι ολόκληρο το φορτίο ενεργεί στη σύμμικτη πλάκα, με την προϋπόθεση ότι η παραδοχή αυτή γίνεται επίσης για τη διαμήκη διάτμηση.

5.5.4. Ανάλυση για τα εντατικά μεγέθη

5.5.4.1. Αυλακωτό χαλυβδόφυλλο ως σιδηρότυπος

Ο σχεδιασμός του αυλακωτού χαλυβδόφυλλου ως σιδηρότυπου θα γίνεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 (Μέρος 1-3). Πλαστική ανακατανομή των ροπών δεν επιτρέπεται όταν χρησιμοποιούνται προσωρινά υποστηρίγματα.

5.5.4.2. Ανάλυση της σύμμικτης πλάκας

Για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας μπορούν να χρησιμοποιείται η γραμμική ελαστική ανάλυση, με ή χωρίς ανακατανομή, η στερεοπλαστική γενική ανάλυση με την προϋπόθεση ότι αποδεικνύεται ότι οι διατομές στις οποίες απαιτούνται πλαστικές στροφές έχουν επαρκή ικανότητα στροφής και η ελαστική-πλαστική ανάλυση, λαμβάνοντας υπόψη τις μή-γραμμικές ιδιότητες του υλικού.

Εάν κατά την ανάλυση στις οριακές καταστάσεις αγνοούνται οι επιδράσεις της ρηγμάτωσης του σκυροδέματος, τότε οι καμπτικές ροπές στις εσωτερικές στηρίξεις μπορούν προαιρετικά να μειωθούν μέχρι 30%, και αντίστοιχα να αυξηθούν οι θετικές ροπές στα γειτονικά ανοίγματα.

Πλαστική ανάλυση χωρίς κανένα άμεσο έλεγχο της στροφικής ικανότητας μπορεί να εφαρμόζεται για την οριακή κατάσταση αστοχίας, εφόσον χρησιμοποιείται χάλυβας οπλισμού κατηγορίας C και το άνοιγμα δεν είναι μεγαλύτερο από 3,0 μ.

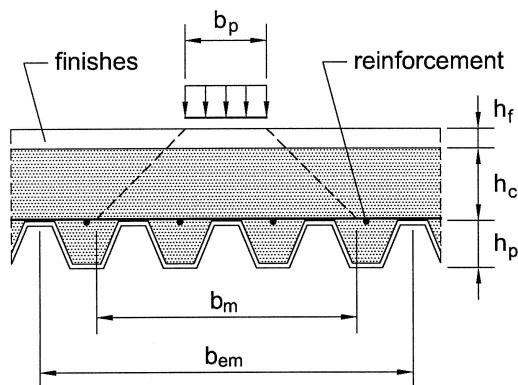
Μία συνεχής πλάκα μπορεί να υπολογίζεται ως σειρά αμφοτερότερων ανοιγμάτων. Στα ενδιάμεσα στηρίγματα θα προβλέπεται ονομαστικός οπλισμός.

5.5.4.3. Ενεργό πλάτος σύμμικτης πλάκας για συγκεντρωμένα σημειακά και γραμμικά φορτία

Στην περίπτωση που η πλάκα πρέπει να αναλάβει συγκεντρωμένα σημειακά ή γραμμικά φορτία, τα τελευταία μπορεί να θεωρηθούν ότι κατανέμονται σε ένα ενεργό πλάτος, εκτός εάν γίνει ακριβέστερη ανάλυση.

Συγκεντρωμένα σημειακά ή γραμμικά φορτία παράλληλα προς το άνοιγμα της πλάκας, θα θεωρούνται ότι κατανέμονται σε ένα πλάτος b_m , μετρούμενο ακριβώς επάνω από τις νευρώσεις του χαλυβδόφυλλου, βλέπε Σχήμα 5.9, και δίδόμενο από τη σχέση:

$$b_m = b_p + 2(h_c + h_f)$$



Σχήμα 5.9 : Κατανομή συγκεντρωμένου φορτίου

Για συγκεντρωμένα γραμμικά φορτία κάθετα προς το άνοιγμα της πλάκας, η σχέση θα χρησιμοποιείται για το b_m , με το b_p που θα λαμβάνεται ίσο με το μήκος του συγκεντρωμένου γραμμικού φορτίου.

Εάν ο λόγος h_p/h δεν υπερβαίνει το 0,6 του πλάτους της πλάκας, το πλάτος της πλάκας που θεωρείται ενεργό για καθολική ανάλυση και για αντοχή μπορεί για λόγους απλούστευσης να προσδιορίζεται από τις παρακάτω σχέσεις:

(α) Για κάμψη και διαμήκη διάτμηση :

– Για αμφιέριστα ανοίγματα και εξωτερικά ανοίγματα συνεχών πλακών

$$b_{em} = b_m + 2L_p \left(1 - \frac{L_p}{L}\right) \leq \text{slab width} \quad (9.2)$$

– Για εσωτερικά ανοίγματα συνεχών πλακών

$$b_{em} = b_m + 1,33L_p \left(1 - \frac{L_p}{L}\right) \leq \text{slab width}$$

(β) για κατακόρυφη διάτμηση :

$$b_{ev} = b_m + L_p \left(1 - \frac{L_p}{L}\right) \leq \text{slab width}$$

όπου:

- L_p είναι η απόσταση του κέντρου του φορτίου προς την εγγύτερη στήριξη i
- L είναι το μήκος του ανοίγματος

Εάν τα χαρακτηριστικά επιβαλλόμενα φορτία δεν υπερβαίνουν τις παρακάτω τιμές, μπορεί να χρησιμοποιείται ένας ονομαστικός οπλισμός χωρίς υπολογισμό :

- Συγκεντρωμένο φορτίο : 7,5 kN;
- Κατανεμημένο φορτίο : 5,0 kN/m².

Αυτός ο ονομαστικός εγκάρσιος οπλισμός πρέπει να έχει επιφάνεια διατομής όχι μικρότερη από 0,2% της επιφάνειας του σκυροδέματος επάνω από τις νευρώσεις, και θα πρέπει να εκτείνεται σε πλάτος όχι μικρότερο του b_{em} .

5.5.5. Έλεγχος του αυλακωτού χαλυβδόφυλλου ως σιδηρότυπου για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας

Ο έλεγχος του αυλακωτού χαλυβδόφυλλου στις οριακές καταστάσεις θα πρέπει να είναι σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 (μέρος 1-3). Προσοχή πρέπει να δίνεται στην επιρροή των εξογκωμάτων ή οδοντώσεων στις αντοχές σχεδιασμού.

5.5.6. Έλεγχος του αυλακωτού χαλυβδόφυλλου ως σιδηρότυπου για τις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

Το βέλος δ_s του χαλυβδόφυλλου λόγω του ίδιου του βάρους και του υγρού σκυροδέματος, εξαιρουμένου φορτίου κατασκευής, δεν πρέπει να υπερβαίνει το $\delta_{s,max}$. Η συνιστώμενη τιμή είναι $L/180$ όπου L είναι το ενεργό άνοιγμα μεταξύ στηρίξεων, είτε αυτά είναι προσωρινά υποστηρίγματα είτε μόνιμα.

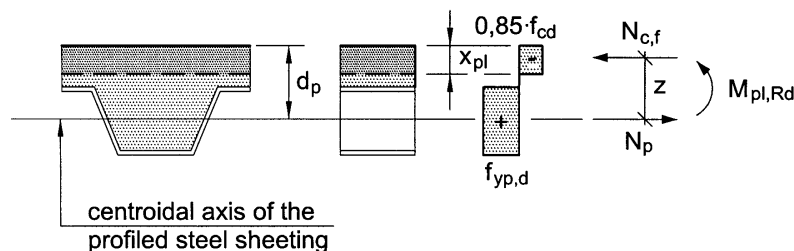
5.5.7. Έλεγχος σύμμικτων πλακών στις οριακές καταστάσεις αστοχίας

5.5.7.1. Κάμψη

Στην περίπτωση πλήρους διατμητικής σύνδεσης η καμπτική αντοχή M_{Rd} τυχούσης διατομής θα υπολογίζεται με πλαστική θεωρία, αλλά με το όριο διαρροής σχεδιασμού του χαλύβδινου μέλους (χαλυβδόφυλλο) να λαμβάνεται ως εκείνο του χαλυβδόφυλλου, $f_{yp,d}$. Για αρνητική κάμψη η συμβολή του χαλυβδόφυλλου θα λαμβάνεται τότε μόνο υπόψη, όταν αυτό είναι συνεχές και όταν κατά τη φάση κατασκευής έχει χρησιμοποιηθεί ανακατανομή των ροπών λόγω πλαστικοποίησης των διατομών επάνω στις στηρίξεις.

Για την ενεργό διατομή A_{pe} του χαλυβδόφυλλου, το πλάτος των εξογκωμάτων και των οδοντώσεων θα αγνοείται, εκτός εάν έχει αποδειχθεί πειραματικά ότι η ενεργός διατομή είναι μεγαλύτερη. Η επίδραση του τοπικού λυγισμού στα θλιβόμενα μέρη του χαλυβδόφυλλου θα λαμβάνεται υπόψη με τη χρησιμοποίηση ενεργών πλατών που δεν υπερβαίνουν το διπλάσιο των οριακών τιμών που δίνονται στον Ευρωκώδικα 3 (Μέρος 1-1) Πίνακας 5.1, για Κατηγορία 1 κορμού χάλυβα.

Η θετική αντοχή σε κάμψη μιας διατομής με τον ουδέτερο άξονα επάνω από το χαλυβδόφυλλο, θα υπολογίζεται με βάση την κατανομή τάσεων του Σχήματος 5.10.



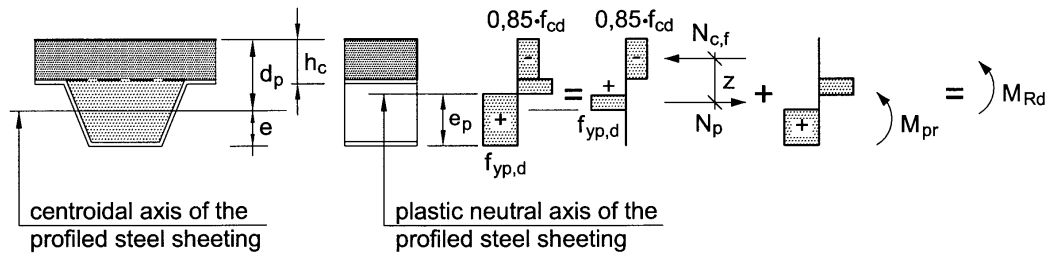
Σχήμα 5.10 : Κατανομή τάσεων για θετική κάμψη εάν ο ουδέτερος άξονας είναι επάνω από το χαλυβδόφυλλο

Η θετική αντοχή σε κάμψη μιας διατομής με τον ουδέτερο άξονα μέσα στο χαλυβδόφυλλο θα υπολογίζεται με βάση την κατανομή τάσεων του Σχήματος 5.11:

Για απλούστευση το z και η M_{pr} μπορούν να υπολογίζονται με τις ακόλουθες σχέσεις αντίστοιχα:

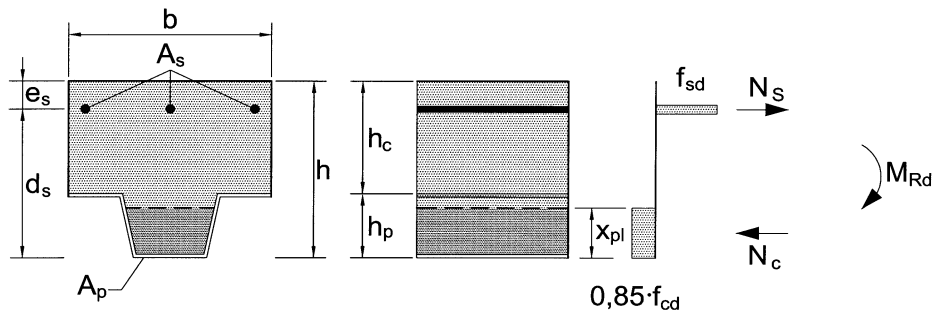
$$z = h - 0,5 h_c - e_p + (e_p - e) \frac{N_{cf}}{A_{pe} f_{yp,d}}$$

$$M_{pr} = 1,25 M_{pa} \left(1 - \frac{N_{cf}}{A_{pe} f_{yp,d}} \right) \leq M_{pa}$$



Σχήμα 9.6 : Κατανομή τάσεων για θετική κάμψη εάν ο ουδέτερος άξονας ευρίσκεται μέσα στο χαλυβδόφυλλο

Εάν η συμβολή του χαλυβδόφυλλου αγνοείται, τότε η αντοχή για αρνητική κάμψη μιας διατομής θα υπολογίζεται με βάση την κατανομή τάσεων του Σχήματος 5.12.



Σχήμα 5.12: Κατανομή τάσεων για αρνητική κάμψη

5.5.7.2. Διαμήκης διάτμηση σε πλάκες χωρίς ακραία αγκύρωση

Οι διατάξεις αυτής της παραγράφου ισχύουν για σύμμικτες πλάκες με μηχανική σύμπλεξη ή σύμπλεξη τριβής (τύποι (α) και (β) όπως ορίστηκαν παραπάνω.

Η αντοχή σχεδιασμού σε διαμήκη διάτμηση θα υπολογίζεται με την μέθοδο $m-k$, ή με την μέθοδο μερικής σύνδεσης. Η μέθοδος της μερικής σύνδεσης θα χρησιμοποιείται μόνο σε σύμμικτες πλάκες με όλκιμη συμπεριφορά σε διαμήκη διάτμηση. Η συμπεριφορά σε διαμήκη διάτμηση μπορεί να θεωρηθεί όλκιμη εάν το φορτίο αστοχίας υπερβαίνει πέραν του 10% το φορτίο που προκαλεί καταγεγραμμένη ακραία ολίσθηση 0,1 mm. Εάν το μέγιστο φορτίο επιτυγχάνεται με βέλος στο μέσον του ανοίγματος που υπερβαίνει το $L/50$, τότε το φορτίο αστοχίας θα λαμβάνεται ως εκείνο που αντιστοιχεί σε βέλος στο μέσον ίσο με $0,1 L/50$.

Εάν χρησιμοποιείται η μέθοδος $m-k$ θα πρέπει να αποδεικνύεται 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 (συνιστώμενη τιμή 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 και 0,9L για εξωτερικά ανοίγματα.

Εάν χρησιμοποιείται η μέθοδος της μερικής σύνδεσης, θα πρέπει να αποδεικνύεται ότι σε κάθε διατομή η καμπτική ροπή σχεδιασμού M_{Ed} δεν υπερβαίνει την αντοχή σχεδιασμού M_{Rd} . Η αντοχή σχεδιασμού M_{Rd} θα προσδιορίζεται όπως παραπάνω αλλά με την N_{cf} να αντικαθίσταται με την:

$$N_c = \tau_{u,Rd} b L_x \leq N_{cf}$$

και:

$$z = h - 0,5 x_{pl} - e_p + (e_p - e) \frac{N_c}{A_{pe} f_{yp,d}}$$

Όπου :

$\tau_{u,Rd}$ είναι η διατμητική αντοχή σχεδιασμού ($\tau_{u,Rk}/\gamma_{Vs}$) η οποία λαμβάνεται από δοκιμές πλακών που ικανοποιούν τις βασικές απαιτήσεις της μεθόδου μερικής αλληλεπίδρασης

L_x είναι η απόσταση της θεωρούμενης διατομής από την πλησιέστερη στήριξη

Στην παραπάνω σχέση η N_c μπορεί να αυξάνεται κατά μR_{Ed} με την προϋπόθεση ότι η $\tau_{u,Rd}$ καθορίζεται λαμβάνοντας υπόψη την πρόσθετη διαμήκη διατμητική αντοχή που προκαλείται από την αντίδραση στήριξης, όπου R_{Ed} είναι η αντίδραση στήριξης και μ είναι ένας ονομαστικός συντελεστής με συνιστώμενη τιμή 0,5. Στη μέθοδο μερικής σύνδεσης μπορεί να λαμβάνεται υπόψη πρόσθετος κάτω οπλισμός.

5.5.7.3. Διαμήκης διάτμηση για πλάκες με ακραία αγκύρωση

Πλην της περίπτωσης όπου η συμβολή στη διαμήκη διάτμηση από άλλα διατμητικά μέσα αποδεικνύεται μέσω δοκιμών, η ακραία αγκύρωση τύπου (γ), θα πρέπει να υπολογίζεται για την εφελκυστική δύναμη στο χαλυβδόφυλλο στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Η αντοχή σχεδιασμού σε διαμήκη διάτμηση πλακών με ακραίες αγκυρώσεις τύπου (γ) και (δ), μπορεί να υπολογίζεται με τη μέθοδο της μερικής σύνδεσης, με την N_c αυξημένη κατά την αντοχή σχεδιασμού της ακραίας αγκύρωσης.

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 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 κολάρου 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 $1,5 d_{do}$

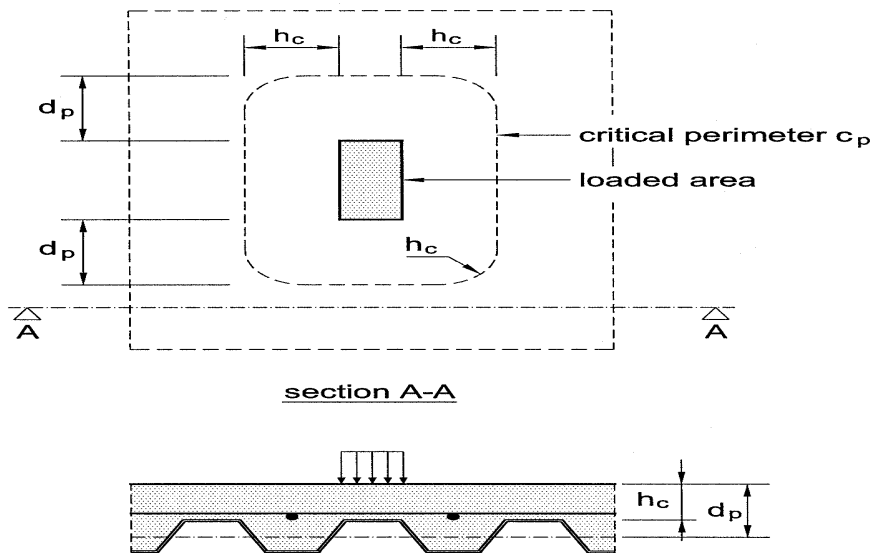
t είναι το πάχος του χαλυβδόφυλλου

5.5.7.4. Κατακόρυφη διάτμηση

Η κατακόρυφη αντοχή σε διάτμηση $V_{v,Rd}$ μιας σύμμικτης πλάκας σε πλάτος ίσο με την απόσταση μεταξύ των κέντρων των νευρώσεων, θα υπολογίζεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2 (Μέρος 1-1), παράγραφος 6.2.2.

5.5.7.5. Διάτρηση

Η αντοχή σε διάτρηση $V_{p,Rd}$ μιας σύμμικτης πλάκας για συγκεντρωμένο φορτίο θα υπολογίζεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2 (Μέρος 1-1), παράγραφος 6.4.4, όπου η κρίσιμη περίμετρος θα υπολογίζεται όπως δείχνει το Σχήμα 5.13.



Σχήμα 5.13: Κρίσιμη περίμετρος για έλεγχο σε διάτρηση

5.5.8. Έλεγχος σύμμικτων πλακών σε οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

5.5.8.1. Έλεγχος ρηγμάτωσης του σκυροδέματος

Το άνοιγμα ρωγμής στην περιοχή αρνητικών ροπών συνεχών πλακών θα ελέγχεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2 (Μέρος 1-1), παράγραφος 7. Όπου συνεχείς πλάκες υπολογίζονται ως αμφιέριστες, το εμβαδόν του κατά της ρηγμάτωσης οπλισμού επάνω από τις νευρώσεις δεν πρέπει να είναι , στην περίπτωση κατασκευής χωρίς υποστύλωση μικρότερη του 0,2% του εμβαδού του σκυροδέματος επάνω από τις νευρώσεις, και στην περίπτωση κατασκευής με υποστύλωση του 0,4% του ως άνω εμβαδού.

5.5.8.2. Παραμόρφωση

Παραμορφώσεις οφειλόμενες σε φόρτιση μόνο του χαλυβδόφυλλου , θα υπολογίζονται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 (Μέρος 1-3), παράγραφος 7. Παραμορφώσεις οφειλόμενες σε φόρτιση του σύμμικτου στοιχείου θα υπολογίζονται με ελαστική ανάλυση, αγνοώντας την επίδραση της συστολής ξήρανσης.

Υπολογισμοί παραμορφώσεων μπορούν να παραλείπονται εάν ταυτόχρονα:

- Ο λόγος ανοίγματος προς ύψος δεν υπερβαίνει τα όρια που δίνονται στον Ευρωκώδικα 2 (Μέρος 1-1), παράγραφος 7.4, για ελαφρά εντεινόμενο σκυρόδεμα
- Για εξωτερικά ανοίγματα , δεν χρειάζεται να λαμβάνεται υπόψη η ακραία ολίσθηση εάν το αρχικό φορτίο ολίσθησης κατά τις δοκιμές (οριζόμενο ως το φορτίο που προκαλεί μία ακραία ολίσθηση 0,5 mm) υπερβαίνει 1,2 φορές το φορτίο λειτουργίας σχεδιασμού.

Για ένα εσωτερικό άνοιγμα συνεχούς πλάκας όπου η διατμητική σύνδεση είναι τύπου (α), (β) ή (γ), η παραμόρφωση μπορεί να υπολογίζεται χρησιμοποιώντας τις ακόλουθες προσεγγίσεις :

- Η ροπή αδρανείας μπορεί να λαμβάνεται ως η μέση τιμή της ρηγματωμένης και μή-ρηγματωμένης διατομής

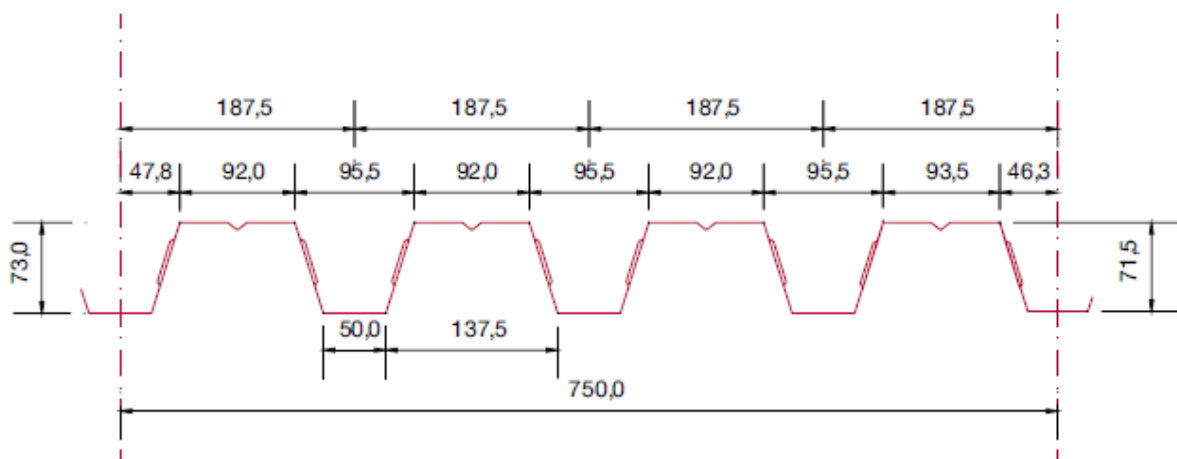
- Για το σκυρόδεμα , μπορεί να χρησιμοποιείται μία μέση τιμή του συντελεστή ισοδυναμίας για μακροπρόθεσμες και βραχυπρόθεσμες επιδράσεις.

Όπου λαμβάνει χώρα ακραία ολίσθηση μεγαλύτερη από 0,5 mm για φορτίο 1,2 φορές μικρότερο του φορτίου λειτουργίας σχεδιασμού, τότε πρέπει να προβλεφθούν ακραίες αγκυρώσεις. Εναλλακτικά, οι παραμορφώσεις θα υπολογίζονται λαμβανομένης υπόψη της επίδρασης της ακραίας ολίσθησης.

Εάν σε ένα σύμμικτο δάπεδο με ακραία αγκύρωση η επίδραση της διατμητικής σύνδεσης μεταξύ του χαλυβδόφυλλου και του σκυροδέματος δεν είναι γνωστή από πειραματική διαδικασία, ο σχεδιασμός θα απλοποιείται με προσομοίωμα ενός τόξου με ελκυστήρα. Η επιμήκυνση και βράχυνση αυτού του προσομοιώματος δίνει την παραμόρφωση που πρέπει να ληφθεί υπόψη.

5.5.9. Ανάλυση και έλεγχος σύμμικτης πλάκας

Η σύμμικτη πλάκα έχει επιλεγθεί να αποτελείται από τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο Symdeck 73 πάχους $t = 1,00$ mm της εταιρείας ΕΛΑΣΤΡΟΝ ΑΕΒΕ, ενώ το συνολικό πάχος της πλάκας είναι $h_c = 0,16$ m. Τα γεωμετρικά και τα αδρανειακά χαρακτηριστικά του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου, φαίνονται στο Σχήμα 5.14 και τον Πίνακα 5.11 που ακολουθούν, αντίστοιχα:



Σχήμα 5.14: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου Symdeck 73

Πάχος	t (mm)	0,75	0,80	1,00	1,25
Βάρος	G (kg/m ²)	9,81	10,47	13,08	16,36
Επιφάνεια	A (cm ² /m)	12,76	13,533	16,96	21,31
Ροπή αδράνειας	L _y (cm ⁴ /m)	110,01	117,33	147,22	184,43
Ροπή αντίστασης	W _y (cm ³ /m)	27,57	29,48	36,99	42,23

Πίνακας 5.11: Αδρανειακά χαρακτηριστικά του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου ανά μέτρο πλάτους της διατομής.

Τα χαλυβδόφυλλα τοποθετούνται εγκάρσια προς τις υποστηρίζουσες δοκούς, δηλαδή εγκάρσια ως προς τις διαδοκίδες και τις δευτερεύουσες δοκούς, επομένως το άνοιγμα μεταξύ τους είναι 2,00 m. Ο υπολογισμός και ο έλεγχος, τόσο στην φάση κατασκευής, όσο και στη φάση λειτουργίας της σύμμικτης πλάκας, πραγματοποιήθηκε με τους Πίνακες Διαστασιολόγησης που παρέχει η εταιρεία για τις σύμμικτες πλάκες από τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο Symdeck 73.



Πάχος χαλυβδόφυλλου: $t=1,00$ mm
 Σκυρόδεμα: C20/25
 Χάλυβας οπλισμού: S500

Οπλισμοί στις θέσεις των αρνητικών ροπών								
h_c (m)	0,13	0,14	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19	0,20
Οπλισμός	Φ8/20	Φ8/20	Φ8/15	Φ8/15	Φ10/20	Φ10/20	Φ10/15	Φ10/15

Πάχος πλάκας h_c (m)	Άνοιγμα L(m)																		
	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50
0,13	23,65	18,51	15,09	12,65	10,82	8,41	6,48	5,04	3,95	3,09	2,41	1,86	1,41	1,04	0,72				
0,14	25,19	19,71	16,05	13,44	11,48	9,38	7,22	5,62	4,40	3,45	2,69	2,08	1,58	1,16	0,81	0,51			
0,15	26,71	20,88	16,99	14,21	12,13	10,34	7,97	6,20	4,86	3,81	2,97	2,30	1,74	1,28	0,90	0,57			
0,16	28,21	22,03	17,91	14,97	12,76	11,05	8,71	6,78	5,31	4,17	3,25	2,51	1,91	1,41	0,98	0,62			
0,17	29,68	23,16	18,82	15,72	13,39	11,58	9,46	7,36	5,77	4,52	3,53	2,73	2,07	1,53	1,07	0,68			
0,18	31,13	24,28	19,71	16,44	14,00	12,09	10,20	7,94	6,22	4,88	3,81	2,95	2,24	1,65	1,16	0,74			
0,19	32,55	25,37	20,58	17,16	14,59	12,60	10,94	8,52	6,68	5,24	4,09	3,17	2,41	1,77	1,24	0,79			
0,20	33,94	26,44	21,43	17,86	15,18	13,09	11,43	9,10	7,13	5,60	4,37	3,38	2,57	1,90	1,33	0,85			

Μέγιστες τιμές του ωφέλιμου φορτίου (kN/m^2)

Στην περίπτωση μας είναι $h_c = 0,087$

- Έλεγχος στην οριακά κατάσταση αστοχίας:
 $\max \text{ load} = 1,35 \cdot 0,1235 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 + 1,50 \cdot 5,00 \text{ kN/m}^2 = 11,67 \text{ kN/m}^2$
- Έλεγχος στην οριακά κατάσταση λειτουργικότητας:
 $\max \text{ load} = 1,00 \cdot 0,1235 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 + 1,00 \cdot 5,00 \text{ kN/m}^2 = 9,17 \text{ kN/m}^2$

Από τον Πίνακα Διαστασιολόγησης παρατηρούμε ότι για $h_c = 0,087$ m, το μέγιστο ωφέλιμο φορτίο που μπορεί να παραλάβει η σύμμικτη πλάκα είναι περίπου $18,5 \text{ kN/m}^2$ κάνοντας μια γραμμική παρεμβολή.

5.6. Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

- ΚΤΙΡΙΟ Α

max deflection = 0,009311 m (στην κύρια δοκό με άνοιγμα L = 8,00 m)
 επιτρεπόμενο όριο: $\delta_{\max} = L/200 = 8,00/200 = 0,04 \text{ m} > 0,009311 \text{ m}$

- ΚΤΙΡΙΟ Β

max deflection = 0,009194 m (στην κύρια δοκό με άνοιγμα L = 8,00 m)
 επιτρεπόμενο όριο: $\delta_{\max} = L/200 = 8,00/200 = 0,04 \text{ m} > 0,009194 \text{ m}$

5.7. Παρακάτω παρουσιάζεται το υπολογιστικό φύλλο EXCEL που χρησιμοποιήθηκε για την διευκόλυνση και περαιώση των υπολογισμών της διαστασιολόγησης και ελέγχου των μελών στις οριακές καταστάσεις, με τα οποία ασχοληθήκαμε στο παρόν κεφάλαιο.

ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΓΙΑ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	
ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΧΑΛΥΒΑ: (Mpa)	355
ΤΥΠΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:	HEM300
ΑΞΟΝΙΚΗ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ Ned : (kN)	1765,65
ΑΞΟΝΙΚΗ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ Ned : (kN)	
ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ Med,y: (kNcm)	16013
ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ Med,z: (kNcm)	47460
ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΔΥΝΑΜΗ Ved: (kN)	36
ΤΕΜΝΟΥΣΑ ΔΥΝΑΜΗ Ved,y (kN) :	178,12
γM0	1
γM1	1
γM2	1,25
ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΟΥΜΕΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ(ΣΕΙΡΑ Η)	
ΕΜΒΑΔΟΝ A (cm ²):	303,1
G (kg/m):	238
h (mm) :	340
b (mm) :	310
tw (mm):	21
tf (mm):	39
r (mm):	27
hi (mm):	262
d (mm):	208
Iy (cm ⁴) :	59200
Wel,y (cm ³) :	3482
Wpl,y (cm ³) :	4078
iy (cm) :	13,98
Avz (cm ²) :	90,53
Iz (cm ⁴) :	19400
Wel,z (cm ³) :	1252
Wpl,z (cm ³) :	1913
iz (cm) :	8
It (cm ⁴) :	1408
Iw*10 ⁽⁻³⁾ (cm ⁶) :	4386

ΘΛΙΨΗ:	
αντοχη σχεδιασμου διατομης σε ομοιομορφη θλιψη	
NcRd: (kN)	10760,05 TRUE

ΑΠΛΗ ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ:			
καμπτική αντοχη σχεδιασμου διατομης περι τον yy αξονα		McRd,y (kNcm)	144769 TRUE
περι τον zz αξονα		McRd,z (kNcm)	67911,5 TRUE

ΔΙΑΤΜΗΣΗ:			
πλαστική διατμητική αντοχη:			
Vpl,Rd (kN)	1855,4969553757	Vpl,rd,y (kN)	4955,9169757
Av (cm ²)	90,53	Aw (cm ²)	241,8

ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΤΕΜΝΟΥΣΑ :
ΑΜΕΛΕΙΤΑΙ

ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ :			
απομείωση πλαστικής ροπής αντοχής περι τον y-y αξονα δεν απαιτείται			
ΛΑΘΟΣ		α	0,202243484
απομείωση πλαστικής ροπής αντοχής περι τον z-z αξονα δεν απαιτείται			
TRUE			
αν απαιτείται απομείωση πλαστικής ροπής αντοχής τότε			
Mn,Rd,y (kNcm)	108776,31910966		TRUE
Mn,Rd,z (kNcm)	67911,5		TRUE

ΕΛΕΓΧΟΣ ΓΙΑ ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ	
αν δεν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής	
n	0,1640931037
0,0122347263	TRUE
0,745285677	
αν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής	
0,0216708871	TRUE
0,745285677	

ΣΤΡΕΠΤΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ :			
ΥΜ(απόσταση κεντρου βαρους και κεντρου διατμησης διατομης επι του αξονα y-y) (cm)		ελαστικο κρισιμο φορτιο στρεπτικου λυγισμου	
		0 Ncr, T (kN)	89601,989519
μηκος λυγισμου εναντι στρεψης Lt (cm)		αηγμενη λυγηροτητα	
	350 λτ		0,3465359682
πολικη ακτινα αδρανειας διατομης ως προς το κεντρο διατμησης I _m ²		Φλτ μειωτικος συντελεστης για στρεπτικο λυγισμο χλτ	
	259,4404		0,9252593845
αντοχη μελους σε στρεπτικο λυγισμο			
Nb,rd (kN)	9955,8372402472	TRUE	

ΚΑΜΠΤΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ ΛΟΓΩ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ:

καμπυλη λυγισμού διατομής περι τον y-y αξονα	b	ισοδυναμο μηκος λυγισμού	279,71
καμπυλη λυγισμού διατομής περι τον z-z αξονα	c	περι τον y-y αξονα (Lcr,y)	(cm)
συντελεστής ατελειων για λυγισμό περι y-y		0,34 ισοδυναμο μηκος λυγισμού	260,6
συντελεστής ατελειων για λυγισμό περι z-z		0,49 περι τον z-z αξονα (Lcr,z)	(cm)

ε	0,8136165135		
οριακη χαρακτηριστικη λυγηροτητα	76,3985906145	λ1	
λυγηροτητα για λυγισμό περι y-y	20,0078683834	λ,y	
λυγηροτητα για λυγισμό περι z-z	32,575	λ,z	
ελαστικο κρισιμο λυγισμού :			
Ncr,y (kN)	156828,15263155		
Ncr,z (kN)	59206,748821981		
ανηγμενη λυγηροτητα περι τον y-y	0,2619359639	λ	
ανηγμενη λυγηροτητα περι τον z-z	0,4263060911	λ	
Φy	0,5448343385		
Φz	0,646313434		
μειωτικος συντελεστής χ για λυγισμό περι τον y-y		0,9779255141	
μειωτικος συντελεστής χ για λυγισμό περι τον z-z		0,8833177414	
αντοχη θλιβομενου μελους σε λυγισμό	Nb,Rd,y (kN)	10522,52742821	TRUE
	Nb,Rd,z (kN)	9504,543062948	TRUE

ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ ΜΕΛΟΥΣ ΥΠΟ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ:

k	1
kw	1
zg (cm)	0
za (cm)	0
zj (cm)	0
C1	1
C2	0
C3	0
L (μηκος μελους σε cm)	400
ελαστικη κρισιμη ροπη πλευρικου λυγισμού (kNcm):	
A	25130,437753
B	226,08247423
Γ	452,53553129
Δ	0
E	0
Mcr (kNcm) :	654655,3825
ανηγμενη λυγηροτητα στρεπτοκαμπτικου λυγισμού λLt	0,4702528278
Φ	0,6389454079
συντελεστής ατελειων αLt	0,21
χLt	0,93326101
ροπη αντοχης εναντι πλευρικου λυγισμού Mb,Rd (kNcm) :	135107,26316
	TRUE

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ:

συντελεστες ισοδυναμης ομοιομορφης ροπης Cmy :	0,8	>=0,4
Cmz	0,8	
συντελεστες αλληλεπιδρασης :		
kyy	0,8083141421	0,9073901691
kyz	0,5025252129	
kzy	0,4849884852	
kzz	0,8375420214	1,0080613436
ελεγχος σε θλιψη κ διαξονικη καμψη :		
A	0,6147891547	TRUE
B	0,8285670414	TRUE

0,8083141421
0,8375420214

6. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ

Το παρόν κεφάλαιο ασχολείται με το σχεδιασμό των κόμβων της κατασκευής της εν λόγω εργασίας. Ο σχεδιασμός πραγματοποιήθηκε με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 (Μέρος 1-8). Συγκεκριμένα, θα παρουσιάσουμε τις συνδέσεις διαδοκίδας σε κύρια δοκό, κύριας δοκού σε υποστύλωμα και δευτερεύουσας δοκού σε υποστύλωμα, για τα δύο μοντέλα του κτιρίου, κτίριο Α και κτίριο Β (με και χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας αντίστοιχα). Η σύνδεση της διαδοκίδας στην κύρια δοκό μορφώθηκε ως απλή σύνδεση τέμνουσας, ενώ οι συνδέσεις των δοκών στα υποστυλώματα μορφώθηκαν ώστε να μπορούν να παραλάβουν τις καμπτικές ροπές που αναπτύσσονται στους κόμβους. Στο σχεδιασμό των κόμβων χρησιμοποιήθηκαν προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας C, ποιότητας χάλυβα 8.8. Για τη διευκόλυνση των υπολογισμών, δημιουργήθηκε ένα υπολογιστικό φύλλο EXCEL, το οποίο θα παραθέσουμε στο τέλος του κεφαλαίου.

Διατάξεις που θα χρησιμοποιηθούν στο παρόν κεφάλαιο:

Κατηγορία κοχλία	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

Πίνακας 6.1: Ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής f_{yb} και της εφελκυστικής f_{ub} αντοχής για κοχλίες

διατίθενται και για μεταφορά τέμνουσας, ή διαφορετικά τα 900 N/mm².

6.1. Κατηγορίες κοχλιωτών συνδέσεων

6.1.1. Συνδέσεις διάτμησης

- (1) Οι κοχλιωτές συνδέσεις που υπόκεινται σε διάτμηση πρέπει να σχεδιάζονται σύμφωνα με μία από τις ακόλουθες κατηγορίες:

α) Κατηγορία Α: Συνδέσεις άντυγας

Σε αυτή την κατηγορία μπορούν να χρησιμοποιηθούν κοχλίες κατηγορίας 4.6 μέχρι και 10.9. Δεν απαιτείται προένταση ούτε ειδική επεξεργασία των επιφανειών επαφής. Η μέγιστη διατμητική δύναμη σχεδιασμού δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση, ούτε την αντοχή σχεδιασμού σε σύνθλιψη άντυγας.

β) Κατηγορία Β: Συνδέσεις ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Σε αυτήν την κατηγορία πρέπει να χρησιμοποιούνται προεντεταμένοι κοχλίες. Δεν επιτρέπεται η εμφάνιση ολίσθησης στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Η διατμητική δύναμη σχεδιασμού στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σε ολίσθηση. Η μέγιστη διατμητική δύναμη σχεδιασμού δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση, ούτε την αντοχή σχεδιασμού σε σύνθλιψη άντυγας.

γ) **Κατηγορία C: Συνδέσεις ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας**
 Σε αυτήν την κατηγορία πρέπει να χρησιμοποιούνται προεντεταμένοι κοχλίες. Δεν επιτρέπεται η εμφάνιση ολίσθησης στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Η μέγιστη διατμητική δύναμη σχεδιασμού δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σε ολίσθηση, ούτε την αντοχή σχεδιασμού σε σύνθλιψη άντυγας. Επιπλέον, για συνδέσεις καταπονούμενες σε εφελκυσμό πρέπει να ελέγχεται η πλαστική αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στην περιοχή των οπών κοχλιών $N_{net,Rd}$ στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

Οι απαιτούμενοι έλεγχοι σχεδιασμού για τις συνδέσεις αυτές συνοψίζονται στον Πίνακα 6.2.

6.1.2. Συνδέσεις εφελκυσμού

- (1) Οι κοχλιωτές συνδέσεις που υπόκεινται σε εφελκυσμό πρέπει να σχεδιάζονται σύμφωνα με μία από τις ακόλουθες κατηγορίες:

α) Κατηγορία D: χωρίς προένταση

Σε αυτή την κατηγορία μπορούν να χρησιμοποιηθούν κοχλίες κατηγορίας 4.6 μέχρι και 10.9. Δεν απαιτείται προένταση. Αυτή η κατηγορία δεν πρέπει να χρησιμοποιείται σε συνδέσεις που υπόκεινται σε συχνές μεταβολές του εφελκυστικού φορτίου. Μπορεί όμως να χρησιμοποιηθεί σε συνδέσεις που σχεδιάζονται για συνήθη φορτία ανέμου.

β) Κατηγορία E: με προένταση

Σε αυτή την κατηγορία μπορούν να χρησιμοποιηθούν προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 και 10.9 με ελεγχόμενη σύσφιξη.

Οι απαιτούμενοι έλεγχοι σχεδιασμού για τις συνδέσεις αυτές συνοψίζονται στον Πίνακα 6.2.

Κατηγορία	Κριτήρια	Παρατηρήσεις
Συνδέσεις διάτμησης		
A άντυγας	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Δεν απαιτείται προένταση. Κατηγορίες κοχλιών από 4.6 μέχρι και 10.9.
B ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9.
C ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9. $N_{net,Rd}$ βλέπε EN 1993-1-1
Συνδέσεις εφελκυσμού		
D χωρίς προένταση	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Δεν απαιτείται προένταση. Κατηγορίες κοχλιών από 4.6 μέχρι και 10.9.
E με προένταση	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9.
Η εφελκυστική δύναμη σχεδιασμού $F_{t,Ed}$ πρέπει να περιλαμβάνει κάθε δύναμη οφειλόμενη σε δράσεις επαφής. Οι κοχλίες που υπόκεινται σε ταυτόχρονη διάτμηση και εφελκυσμό πρέπει να		

ικανοποιούν και τα κριτήρια που δίνονται στον Πίνακα 3.4.

Πίνακας 6.2: Κατηγορίες κοχλιωτών συνδέσεων

6.2. Διατάξεις οπών για κοχλίες και ήλους

Αποστάσεις, βλέπε	Ελάχιστη	Μέγιστη ^{1) 2) 3)}		
		Κατασκευές από χάλυβες που συμφωνούν με το EN 10025 εκτός εκείνων που συμφωνούν με το EN 10025-5		Κατασκευές από χάλυβες που συμφωνούν με το EN 10025-5
		Χάλυβας εκτεθειμένος σε καιρικές συνθήκες ή άλλα διαβρωτικά περιβάλλοντα	Χάλυβας μη εκτεθειμένος	Χάλυβας χωρίς προστασία
Απόσταση από άκρο e_1	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$		Η μεγαλύτερη από $8t$ ή 125 mm
Απόσταση από άκρο e_2	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$		Η μεγαλύτερη από $8t$ ή 125 mm
Απόσταση e_3 σε επιμήκεις οπές	$1,5d_0$ ⁴⁾			
Απόσταση e_4 σε επιμήκεις οπές	$1,5d_0$ ⁴⁾			
Βήμα p_1	$2,2d_0$	Η μικρότερη από $14t$ ή 200 mm	Η μικρότερη από $14t$ ή 200 mm	Η μικρότερη από $14t_{\min}$ ή 175 mm
Βήμα $p_{1,0}$		Η μικρότερη από $14t$ ή 200 mm		
Βήμα $p_{1,i}$		Η μικρότερη από $28t$ ή 400 mm		
Βήμα p_2 ⁵⁾	$2,4d_0$	Η μικρότερη από $14t$ ή 200 mm	Η μικρότερη από $14t$ ή 200 mm	Η μικρότερη από $14t_{\min}$ ή 175 mm

1) Η μέγιστη τιμή για τις αποστάσεις μεταξύ κοχλιών και ήλων και τις αποστάσεις από τα άκρα δεν έχει περιορισμό, εκτός από τις ακόλουθες περιπτώσεις:

- σε θλιβόμενα μέλη προκειμένου να αποφευχθεί ο τοπικός λυγισμός και η διάβρωση των εκτεθειμένων μελών και
- σε εφελκύόμενα εκτεθειμένα μέλη προκειμένου να αποφευχθεί η διάβρωση.

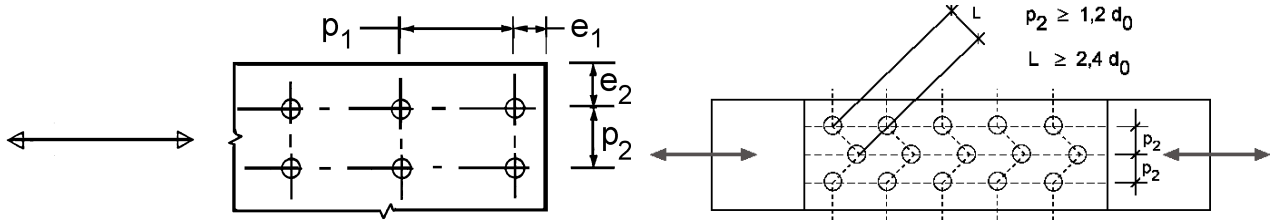
2) Η αντοχή σε τοπικό λυγισμό του θλιβόμενου ελάσματος μεταξύ των μέσων σύνδεσης πρέπει να υπολογίζεται σύμφωνα με το EN 1993-1-1 χρησιμοποιώντας $0,6 p_i$ ως μήκος λυγισμού. Ο τοπικός λυγισμός μεταξύ των μέσων σύνδεσης δεν χρειάζεται να ελεγχθεί αν ο λόγος p_i/t είναι μικρότερος από 9ε . Η απόσταση από τα πλευρικά άκρα δεν πρέπει να υπερβαίνει τα όρια που τίθενται από τις απαιτήσεις τοπικού λυγισμού σε ένα προεξέχον στοιχείο των θλιβόμενων μελών, βλέπε EN 1993-1-1. Η απόσταση από τα άλλα άκρα δεν περιορίζεται από την τελευταία απαίτηση.

3) t είναι το πάχος του λεπτότερου εξωτερικά συνδεόμενου μέρους.

4) Περιορισμοί στις διαστάσεις των επιμήκων οπών δίνονται στην 2.8 Πρότυπα Αναφοράς: Ομάδα 7.

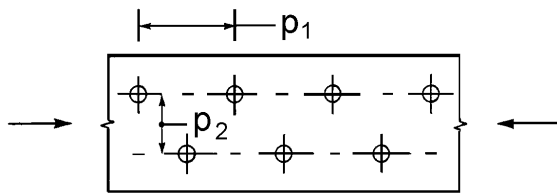
5) Σε μέσα σύνδεσης τοποθετημένα σε λοξή διάταξη η ελάχιστη απόσταση μεταξύ των γραμμών κοιλίωσης που πρέπει να χρησιμοποιείται είναι $p_2 = 1,2d_0$ με την προϋπόθεση ότι η απόσταση L μεταξύ δύο οποιωνδήποτε μέσων σύνδεσης είναι μεγαλύτερη από $2,4d_0$

Πίνακας 6.3: Μέγιστες και ελάχιστες αποστάσεις μεταξύ κοχλιών και ήλων από τα άκρα

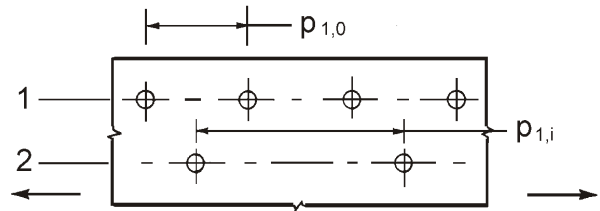


Μέσα σύνδεσης σε λοξή διάταξη

α) Σύμβολα για τις αποστάσεις των μέσων σύνδεσης



β) Σύμβολα για τις αποστάσεις σε λοξή διάταξη

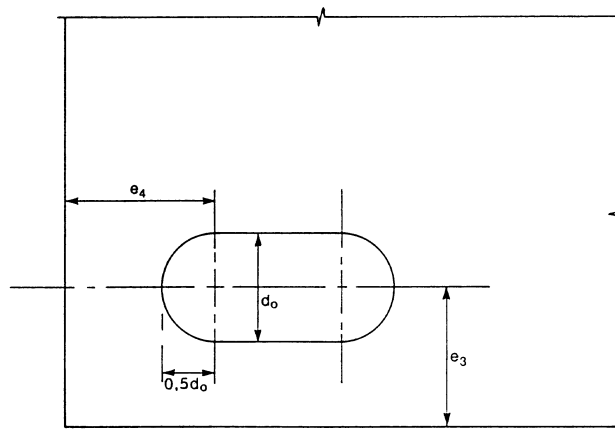


$$p_1 \leq 14t \text{ και } \leq 200 \text{ mm} \quad p_2 \leq 14t \text{ και } \leq 200 \text{ mm} \quad p_{1,0} \leq 14t \text{ και } \leq 200 \text{ mm} \quad p_{1,i} \leq 28t \text{ και } \leq 400 \text{ mm}$$

1 εξωτερική γραμμή 2 εσωτερική γραμμή

γ) Αποστάσεις σε λοξή διάταξη – θλίψη

δ) Αποστάσεις σε εφελκύζόμενα στοιχεία



ε) Αποστάσεις από τα άκρα για επιμήκεις οπές

Σχήμα 6.4: Σύμβολα για τις αποστάσεις από τα άκρα και τις αποστάσεις μεταξύ των μέσων σύνδεσης

6.3. Αντοχή σχεδιασμού μεμονωμένων μέσων σύνδεσης

Μηχανισμός αστοχίας	Κοχλίες	Ήλοι
Αντοχή σε διάτμηση ανά επίπεδο διάτμησης	$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$ <p>- όταν το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλία (A είναι η επιφάνεια ενεργού διατομής του κοχλία, A_s):</p> <ul style="list-style-type: none"> - για κατηγορίες 4.6, 5.6 και 8.8: $\alpha_v = 0,6$ - για κατηγορίες 4.8, 5.8, 6.8 και 10.9: $\alpha_v = 0,5$ <p>- όταν το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από την πλήρη διατομή του κοχλία (A είναι η καθαρή επιφάνεια κοχλία): $\alpha_v = 0,6$</p>	$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας ^{1), 2), 3)}	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 a_b f_u d t}{\gamma_{M3}}$, όπου a_b το μικρότερο από a_d ή $\frac{f_{ub}}{f_u}$ ή 1,0 Κατά τη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου: <ul style="list-style-type: none"> - για τελευταία σειρά κοχλιών: $a_d = \frac{e_1}{3d_0}$, για εσωτερικούς κοχλίες: $a_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}$ - για πλευρικά ακραίους κοχλίες: k_1 το μικρότερο από $2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7$ ή 2,5 - για εσωτερικούς κοχλίες: k_1 το μικρότερο από $1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7$ ή 2,5 	
Αντοχή σε εφελκυσμό ²⁾	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$ <p>όπου $k_2 = 0,63$ για κοχλία βυθισμένης κεφαλής, $k_2 = 0,9$ αλλιώς.</p>	$F_{t,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Αντοχή σε διάτρηση	$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2}$	Δεν απαιτείται έλεγχος
Ταυτόχρονη διάτμηση και εφελκυσμός	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$	
¹⁾ Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας $F_{b,Rd}$ κοχλιών <ul style="list-style-type: none"> - σε υπερμεγέθεις οπές είναι το 80% της αντοχής σε σύνθλιψη άντυγας κοχλιών σε κανονικές οπές. - σε επιμήκειες οπές, όπου ο διαμήκης άξονας της οπής είναι κάθετος στη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου, είναι το 60% της αντοχής σε σύνθλιψη άντυγας κοχλιών σε κανονικές οπές. ²⁾ Για κοχλίες βυθισμένης κεφαλής: <ul style="list-style-type: none"> - η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας $F_{b,Rd}$ πρέπει να υπολογίζεται με βάση πάχος ελάσματος t ίσο με το πλάτος του συνδεόμενου ελάσματος μείον το μισό της βύθισης. - για τον προσδιορισμό της αντοχής σε εφελκυσμό $F_{t,Rd}$ η γωνία και το ύψος της βύθισης, 		

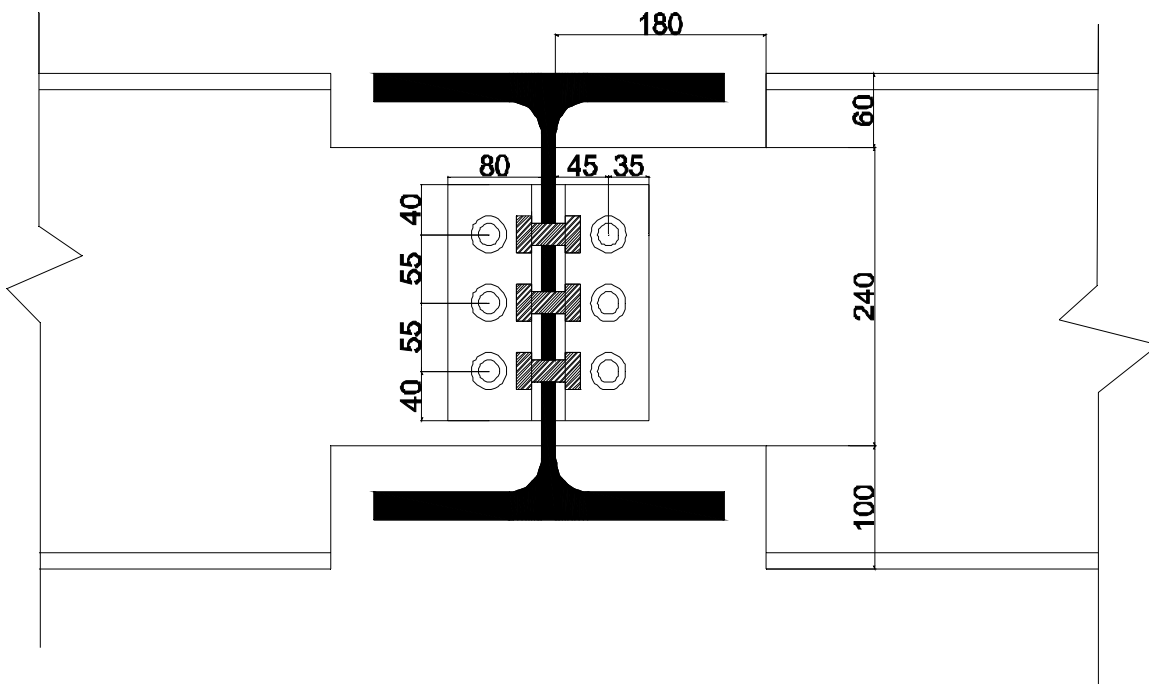
διαφορετικά η αντοχή σε εφελκυσμό πρέπει να προσαρμόζεται ανάλογα.

- ³⁾ Όταν το φορτίο σε έναν κοχλία δεν είναι παράλληλο προς την ακμή του μέλους, η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας μπορεί να ελέγχεται χωριστά για τις συνιστώσες του φορτίου που είναι παράλληλες και κάθετες προς την ακμή.

Πίνακας 6.5: Αντοχή σχεδιασμού μεμονωμένων μέσων σύνδεσης

6.4. Σύνδεση διαδοκίδας σε κύρια δοκό

6.4.A. ΚΤΙΡΙΟ Α



Σχήμα 6.1: Όψη σύνδεσης διαδοκίδας IPE400 σε κύρια δοκό HEB360

Σύμφωνα με το Σχήμα 6.1 έχουμε:

Διαδοκίδα: IPE400 (Χάλυβας S235)

Κύρια δοκός: HEB360 (Χάλυβας S235)

Η τέμνουσα δύναμη που πρέπει να μεταφέρει η σύνδεση είναι:

$$V_{Ed} = 87,58 \text{ kN (στον κορμό της διαδοκίδας)}$$

$$V_{Ed} = 2 \cdot 87,58 \text{ kN} = 175,15 \text{ kN}$$

(στον κορμό της κύριας δοκού, όπου η σύνδεση διαμορφώνεται αμφίπλευρα)

(α) Κοχλίες επί του κορμού της κύριας δοκού-δοκού

- επιλέγουμε 6 δίτητους κοχλίες M16 ποιότητας 8.8
- Η διατμητική δύναμη που πρέπει να παραλάβει ο κάθε κοχλίας είναι:
$$F_{v,Ed} = V_{Ed}/6 = 175,15/6 = 29,2 \text{ kN}$$

(β) Κοχλίες επί του κορμού της διαδοκίδας

- επιλέγουμε 3 δίτητους κοχλίες M16 ποιότητας 8.8

ανάγουμε τη δύναμη $V_{Ed} = 87,58 \text{ kN}$ στο κέντρο βάρους των κοχλιών και προκαλείται μια ροπή:

$-M_{Ed} = V_{Ed} \cdot 4,5 \text{ cm} = 394,11 \text{ kNcm}$, η οποία παραλαμβάνεται από τους δύο ακραίους κοχλίες ως:

$$-F_{h,Ed} = \frac{M_{Ed}}{2 p_1} = \frac{394,11 \text{ kNcm}}{2 \cdot 4 \text{ cm}} = 49,26 \text{ kN}$$

επίσης,

$$-F_{v,Ed} = V_{Ed}/3 = 87,58/3 = 29,19 \text{ kN}$$

επομένως η συνολική δύναμη στους ακραίους κοχλίες είναι:

$$- F_{Ed} = \sqrt{F_{vEd}^2 + F_{hEd}^2} = \sqrt{29,19^2 + 49,26^2} = 57,26 \text{ kN}$$

(γ) Αντοχή κοχλιών τριβής και έλεγχος

- Έλεγχος αποστάσεων (Σύμφωνα με τον Πίνακα 6.1)

$$- e_{1min} = 1,2 d_o = 21,6 \text{ mm} \leq e_1 = 40 \text{ mm} \leq e_{1max} = 4 t + 40 = 72 \text{ mm}$$

$$- e_{2min} = 1,2 d_o = 21,6 \text{ mm} \leq e_2 = 35 \text{ mm} \leq e_{2max} = 4 t + 40 = 72 \text{ mm}$$

$$- p_{1min} = 2,2 d_o = 39,6 \text{ mm} \leq p_1 = 55 \text{ mm} \leq p_{1max} = \min(14 t, 200) = 112 \text{ mm}$$

- Αντοχή σε ολίσθηση

Η αντοχή σχεδιασμού σε ολίσθηση ενός προεντεταμένου κοχλία κατηγορίας 8.8 ή 10.9 πρέπει να λαμβάνεται ίση με:

$$• F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M3}} F_{p,C}$$

όπου:

k_s δίνεται στον Πίνακα 3.6

n είναι ο αριθμός των επιφανειών τριβής

μ είναι ο συντελεστής ολίσθησης,

η δύναμη προέντασης $F_{p,C}$ στην παραπάνω εξίσωση πρέπει να λαμβάνεται ίση με:

$$• F_{p,C} = 0,7 f_{ub} A_s$$

τιμές του k_s και μ δίνονται στους παρακάτω πίνακες:

Περιγραφή	k_s
Κοχλίες σε κανονικές οπές	1,0
Κοχλίες σε υπερμεγέθεις οπές ή σε βραχείες επιμήκειες οπές με το διαμήκη άξονα κάθετο στη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου	0,85
Κοχλίες σε μακρές επιμήκειες οπές με το διαμήκη άξονα κάθετο στη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου	0,7
Κοχλίες σε βραχείες επιμήκειες οπές με το διαμήκη άξονα παράλληλο στη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου	0,76
Κοχλίες σε μακρές επιμήκειες οπές με το διαμήκη άξονα παράλληλο στη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου	0,63

Πίνακας 6.2: Τιμές του k_s

Κατηγορία επιφανειών τριβής	Συντελεστής ολίσθησης μ
A	0,5
B	0,4
C	0,3
D	0,2

Πίνακας 6.3: Τιμές του συντελεστή ολίσθησης μ

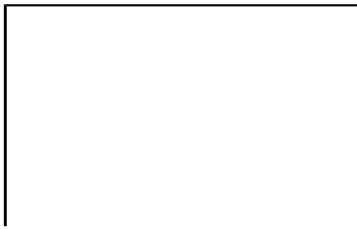
άρα είναι (για $\mu = 0,50$, $k_s = 1,00$, $n = 2$):

$$- F_{p,C} = 0,7 f_{ub} A_s = 0,7 \cdot 80 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1,57 \text{ cm}^2 = 87,92 \text{ kN}$$

$$- F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu}{\gamma_{M3}} F_{p,C} = \frac{2 \cdot 1,00 \cdot 0,5 \cdot 87,92 \text{ kN}}{1,10} = 79,93 \text{ kN} > F_{Ed} = 57,26 \text{ kN}$$

• Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 a_b f_u d t}{\gamma_{M2}}$, όπου a_b το μικρότερο από a_d ή $\frac{f_{ub}}{f_c}$ ή 1,0 Κατά τη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου: - για τελευταία σειρά κοχλιών: $a_b = \frac{e_1}{3d_0}$, για εσωτερικούς κοχλίες: $a_b = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}$ - για πλευρικά ακραίους κοχλίες: k_1 το μικρότερο από $2,8 \frac{e_2}{d_n} - 1,7$ ή 2,5
----------------------------	---



- για
εσωτερικούς
κοχλίες:

k_1 το μικρότερο από $1,4 \frac{p_2}{d_o} - 1,7$ ή $2,5$

Πίνακας 6.4: Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

Σύμφωνα με τον Πίνακα 6.4 είναι:

$$- \alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_o}, \frac{p_1}{3d_o} - \frac{1}{1}, \frac{F_{ub}}{f_u}, 1,00\right) = \min(0,741; 0,769; 2,22; 1,00) = 0,741$$

$$- k_1 = \min\left(\frac{2,8e_2}{d_o} - 1,7, \frac{1,4p_2}{d_o} - 1,7, 2,5\right) = \min(3,744; 2,5) = 2,5$$

$$- F_{bRd} = \frac{2,5 \cdot 0,741 \cdot 36 \text{ (kN/cm}^2\text{)} \cdot 1,6 \text{ (cm}^2\text{)} \cdot 0,8 \text{ cm}}{1,25} = 68,27 \text{ kN} > F_{Ed} = 57,26 \text{ kN}$$

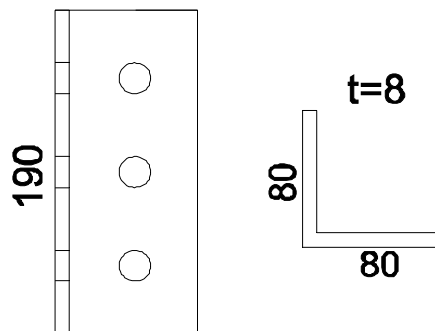
•(δ) Έλεγχος γωνιακού ελάσματος

Διαστάσεις: 80X80X8 και ύψος 190 mm

Εντατικά μεγέθη:

$$V_{Ed} = 87,58 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 394,11 \text{ kNcm}$$



Έλεγχος αν πρέπει να ληφθεί υπόψη η οπή που βρίσκεται στο εφελκυόμενο τμήμα του ελάσματος κατά τον υπολογισμό της αντοχής σε κάμψη:

$$\bullet \quad 0,9 \frac{A_{net}}{A} \geq \frac{f_y \gamma_{M2}}{f_u \gamma_{M0}} \Rightarrow \frac{0,9 \cdot 5,44}{7,6} = 0,6442 \geq \frac{23,5}{36} \frac{1,25}{1,00} = 0,8159 \quad ,$$

που είναι λάθος άρα πρέπει να αφαιρεθεί η κάτω οπή

$$A_{net} = \frac{19 \cdot 0,8}{2} - (1,5 \cdot 1,8 \cdot 0,8) = 5,44 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{19 \cdot 0,8}{2} = 7,6 \text{ cm}^2$$

επομένως:

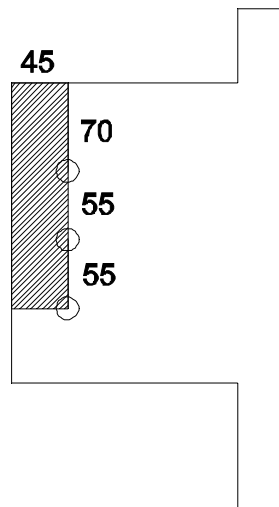
$$- W_{pl} = \frac{0,8 \cdot 19^2}{4} - (1,8 \cdot 0,8 \cdot 5,5) = 64,28 \text{ cm}^3 \text{ και}$$

$$- M_{plRd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{64,28 \cdot 23,5}{1,00} = 1510,58 \text{ kNcm} > M_{Ed} = 394,11 \text{ kNcm}$$

$$- V_{plRd} = A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 0,8 \cdot 19 \cdot 23,5 / \sqrt{3} = 206,23 \text{ kN} > V_{Ed} = 87,58 \text{ kN}$$

και $V_{Ed} = 87,58 \text{ kN} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 103,11 \text{ kN}$ οπότε αμελείται η επίδραση της τέμνουσας στη ροπή αντοχής

(ε) Έλεγχος απόσχισης κορμού διαδοκίδας



$$- A_{nt} = \left(4,5 - \frac{1,8}{2}\right) \cdot 0,8 = 2,88 \text{ cm}^2 \quad (\text{επιφάνεια σε εφελκυσμό})$$

$$- A_{nv} = (1,8 - 2,5 \cdot 1,8) \cdot 0,8 = 10,8 \text{ cm}^2 \quad (\text{επιφάνεια σε διάτμηση})$$

$$V_{effzRd} = (0,5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2}) + \frac{f_y \cdot A_{nv}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = (0,5 \cdot 36 \cdot 2,88 / 1,25) + \frac{23,5 \cdot 10,8}{\sqrt{3} \cdot 1,00} = 188,27 \text{ kN} \Rightarrow$$

$$V_{eff,z,Rd} > V_{Ed} = 87,58 \text{ kN}$$

6.4.B. ΚΤΙΡΙΟ Β

Σύμφωνα με το Σχήμα 6.2 έχουμε:

Διαδοκίδα: IPE400 (Χάλυβας S235)

Κύρια δοκός: HEB400 (Χάλυβας S235)

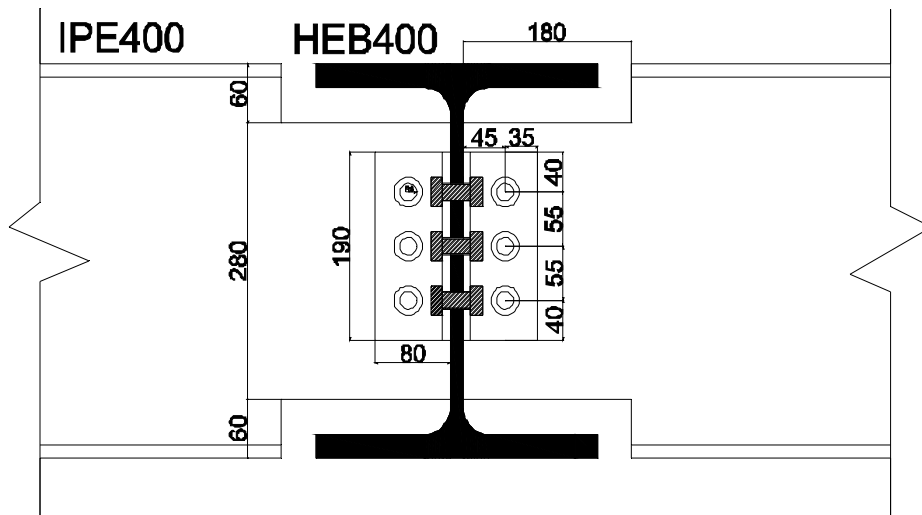
Η τέμνουσα δύναμη που πρέπει να μεταφέρει η σύνδεση είναι:

$$V_{Ed} = 87,58 \text{ kN (στον κορμό της διαδοκίδας)}$$

$$V_{Ed} = 2 \cdot 87,58 \text{ kN} = 175,15 \text{ kN}$$

(στον κορμό της κύριας δοκού, όπου η σύνδεση διαμορφώνεται αμφίπλευρα)

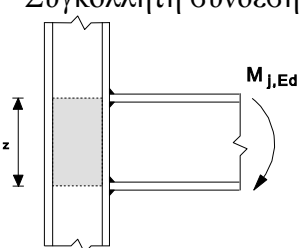
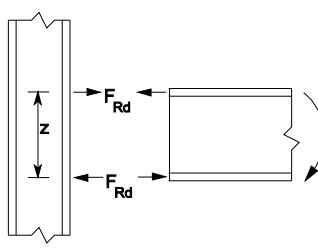
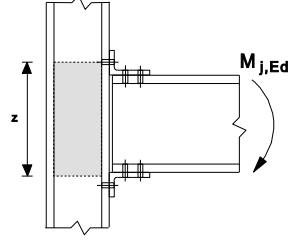
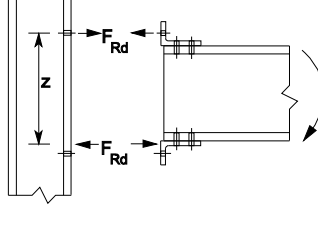
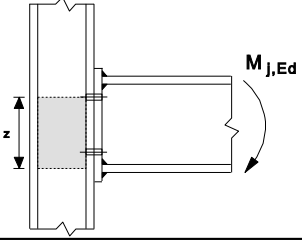
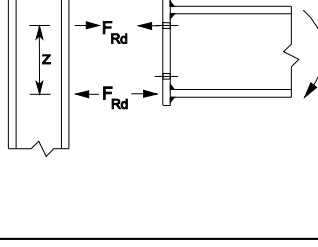
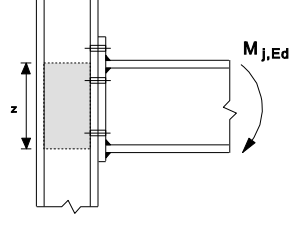
Στο κτίριο Β, το μόνο που αλλάζει είναι η διατομή της κύριας δοκού. Τα εντατικά μεγέθη είναι ακριβώς ίδια και επομένως επιλέγοντας την κατάλληλη διάταξη της σύνδεσης και την ίδια, όπως στο κτίριο Α, διάταξη κοχλιών, όλοι οι υπολογισμοί και οι έλεγχοι προκύπτουν ίδιοι με αυτούς που πραγματοποιήθηκαν παραπάνω για το κτίριο Α. Συνεπώς, χάριν συντομίας, θα τους παραλείψουμε.

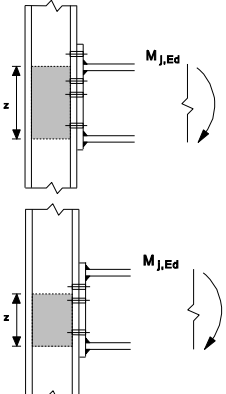


Σχήμα 6.2: Όψη σύνδεσης διαδοκίδας IPE400 σε κύρια δοκό HEB400

6.5. Συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων

Οι κόμβοι δοκού – υποστυλώματος διαμορφώνονται με κοχλιώσεις και μετωπικές πλάκες που συγκολλούνται στις δοκούς, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:

Τύπος σύνδεσης	Κέντρο θλίψης	Μοχλοβραχίονας	Κατανομή δυνάμεων
α) Συγκολλητή σύνδεση 	Στο μέσο του πάχους του θλιβόμενου πέλματος	$z = h - t_{fb}$ h το ύψος της συνδεόμενης δοκού t_{fb} το πάχος του πέλματος της δοκού	
β) Κοχλιωτή σύνδεση με γωνιακά πελμάτων 	Στο μέσο του πάχους του σκέλους του γωνιακού στο θλιβόμενο πέλμα	Η απόσταση από το κέντρο θλίψης μέχρι την εφελκύομενη σειρά κοχλιών	
γ) Κοχλιωτή σύνδεση με μετωπική πλάκα και μία μόνο ενεργοποιημένη εφελκύομενη σειρά κοχλιών 	Στο μέσο του πάχους του θλιβόμενου πέλματος	Η απόσταση από το κέντρο θλίψης μέχρι την εφελκύομενη σειρά κοχλιών	
δ) Κοχλιωτή σύνδεση με προεξέχουσα μετωπική πλάκα και δύο μόνο ενεργοποιημένες εφελκύομενες σειρές κοχλιών 	Στο μέσο του πάχους του θλιβόμενου πέλματος	Συντηρητικά, το z μπορεί να λαμβάνεται ως η απόσταση από το κέντρο θλίψης μέχρι το σημείο στο μέσο των δύο εφελκύομενων σειρών κοχλιών	

<p>ε) Άλλη κοχλιωτή σύνδεση με μετωπική πλάκα και με δύο ή περισσότερες εφελκόμενες σειρές κοχλιών</p> 	<p>Στο μέσο του πάχους του θλιβόμενου πέλματος</p>	<p>Μία προσεγγιστική τιμή μπορεί να προκύψει θεωρώντας την απόσταση από το κέντρο θλίψης μέχρι το σημείο στο μέσο των δύο πιο απομακρυσμένων εφελκόμενων σειρών κοχλιών</p>	<p>Μια πιο ακριβής τιμή μπορεί να προσδιοριστεί θεωρώντας το μοχλοβραχίονα z ίσο με z_{eq}</p>
--	--	---	--

Σχήμα 6.3: Κέντρο θλίψης, μοχλοβραχίονας z και κατανομή δυνάμεων για τον προσδιορισμό της αντοχής σχεδιασμού σε ροπή $M_{j,Rd}$

Η πορεία προσδιορισμού της ροπής σχεδιασμού της κοχλιωτής σύνδεσης σύμφωνα με το Μέρος 1-8 του Ευρωκώδικα 3 είναι η εξής:

Προσδιορισμός της αντοχής των βασικών συνιστωσών της σύνδεσης, δηλαδή:

- του κορμού του υποστυλώματος σε διάτμηση
- του κορμού του υποστυλώματος σε θλίψη
- του πέλματος και του κορμού της δοκού σε θλίψη

Προσδιορισμός των δυνάμεων των κοχλιών, οι οποίες υπολογίζονται με βάση:

- την αντοχή του πέλματος του υποστυλώματος σε κάμψη
- την αντοχή της μετωπικής πλάκας σε κάμψη
- την εφελκυστική αντοχή των κοχλιών.

6.5.1. Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση

Οι μέθοδοι σχεδιασμού που δίνονται παρακάτω ισχύουν με την προϋπόθεση ότι η λυγηρότητα του κορμού του υποστυλώματος ικανοποιεί τον περιορισμό: $d/t_w \leq 69\epsilon$.

Για ένα μονόπλευρο κόμβο ή για έναν αμφίπλευρο στον οποίο τα ύψη των δοκών είναι παραπλήσια, η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση $V_{wp,Rd}$ του μη ενισχυμένου κορμού του υποστυλώματος, που υπόκειται σε διατμητική δύναμη σχεδιασμού $V_{wp,Ed}$, πρέπει να προσδιορίζεται από τη σχέση:

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

όπου:

A_{vc} είναι η επιφάνεια διάτμησης του υποστυλώματος

6.5.2. Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη

Η αντοχή σχεδιασμού ενός μη ενισχυμένου κορμού υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη, πρέπει να προσδιορίζεται από τη σχέση:

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

όπου:

ω είναι ένας μειωτικός συντελεστής, με τον οποίο λαμβάνεται υπόψη η πιθανή αλληλεπίδραση με τη διάτμηση στον κορμό του υποστυλώματος, σύμφωνα με τον Πίνακα 6.5

$b_{eff,c,wc}$ είναι το ενεργό πλάτος του κορμού του υποστυλώματος σε θλίψη

- για συγκολλητή σύνδεση:

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_b + 5(t_{fc} + s)$$

a_c , r_c και a_b όπως φαίνονται στο Σχήμα 6.4.

- για κοχλιωτή σύνδεση με μετωπική πλάκα:

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_p + 5(t_{fc} + s) + s_p$$

s_p είναι το μήκος που προκύπτει από προβολή 45° μέσω της μετωπικής πλάκας (τουλάχιστον t_p και μέχρι $2t_p$, με την προϋπόθεση ότι το τμήμα της μετωπικής πλάκας πλησίον του πέλματος είναι επαρκές).

- για κοχλιωτή σύνδεση με γωνιακά πελμάτων:

$$b_{eff,c,wc} = 2t_a + 0,6r_a + 5(t_{fc} + s)$$

- για υποστύλωμα ελατής διατομής I ή H:

$$s = r_c$$

- για υποστύλωμα συγκολλητής διατομής I ή H:

$$s = \sqrt{2} a_c$$

ρ είναι μειωτικός συντελεστής για το λυγισμό του ελάσματος:

- για $\bar{\lambda}_p \leq 0,72$: $\rho = 1,0$

- για $\bar{\lambda}_p > 0,72$: $\rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2$

- $\bar{\lambda}_p$ είναι η λυγηρότητα του ελάσματος:

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} d_{wc} f_{y,wc}}{E t_{wc}^2}}$$

- για υποστύλωμα ελατής διατομής I ή H: $d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + r_c)$

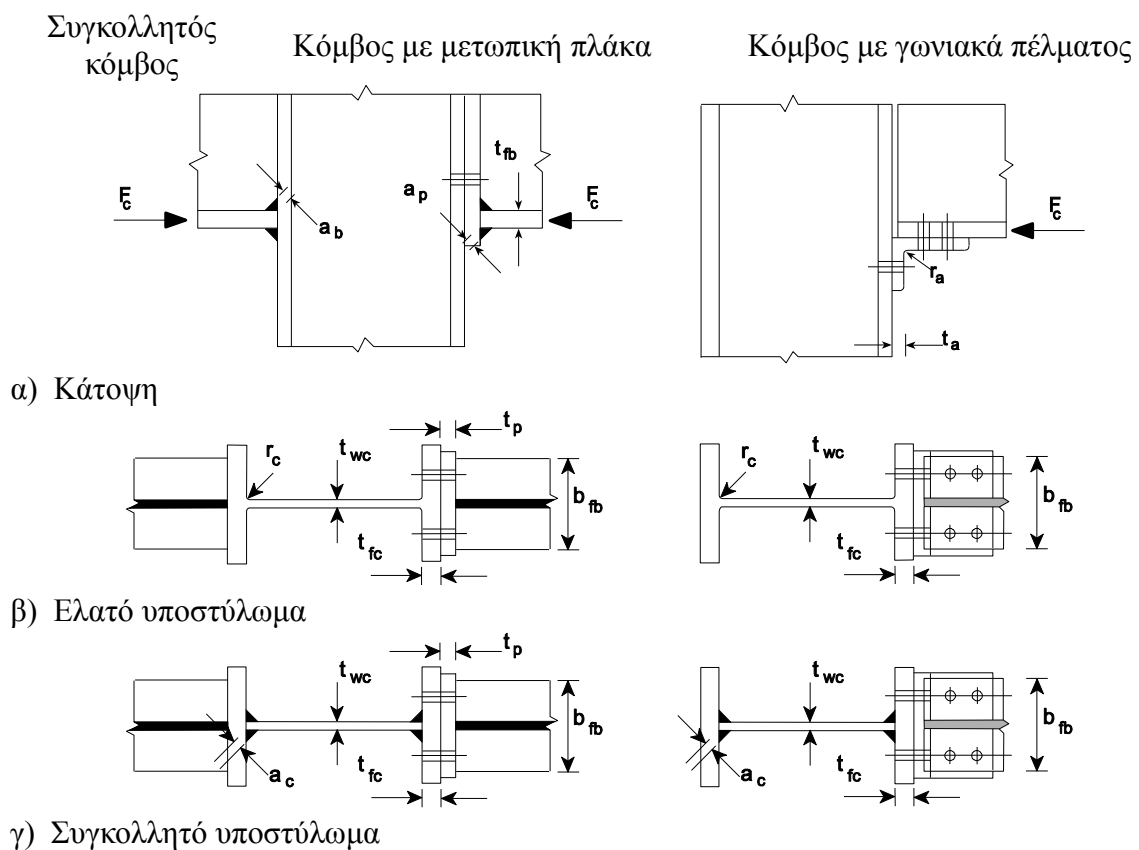
- για υποστύλωμα συγκολλητής διατομής I ή H: $d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + \sqrt{2} a_c)$

- k_{wc} είναι μειωτικός συντελεστής και δίνεται παρακάτω

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

Πίνακας 6.5: Μειωτικός συντελεστής ω για την αλληλεπίδραση με διάτμηση

- Όταν η μέγιστη διαμήκης θλιπτική τάση $\sigma_{com,Ed}$ λόγω αξονικής δύναμης και καμπτικής ροπής στο υποστύλωμα υπερβαίνει το $0,7f_{y,wc}$ στον κορμό (δίπλα στην ακτίνα συναρμογής για ελατή διατομή ή στη ρίζα της ραφής για συγκολλητή), η επιρροή της στην αντοχή σχεδιασμού του κορμού του υποστυλώματος σε θλίψη πρέπει να λαμβάνεται υπόψη πολλαπλασιάζοντας την τιμή της $F_{c,wc,Rd}$ που δίνεται παραπάνω με ένα μειωτικό συντελεστή k_{wc} , ο οποίος ορίζεται ως εξής:
 - όταν $\sigma_{com,Ed} \leq 0,7f_{y,wc}$: $k_{wc} = 1$
 - όταν $\sigma_{com,Ed} > 0,7f_{y,wc}$: $k_{wc} = 1,7 - \sigma_{com,Ed} / f_{y,wc}$

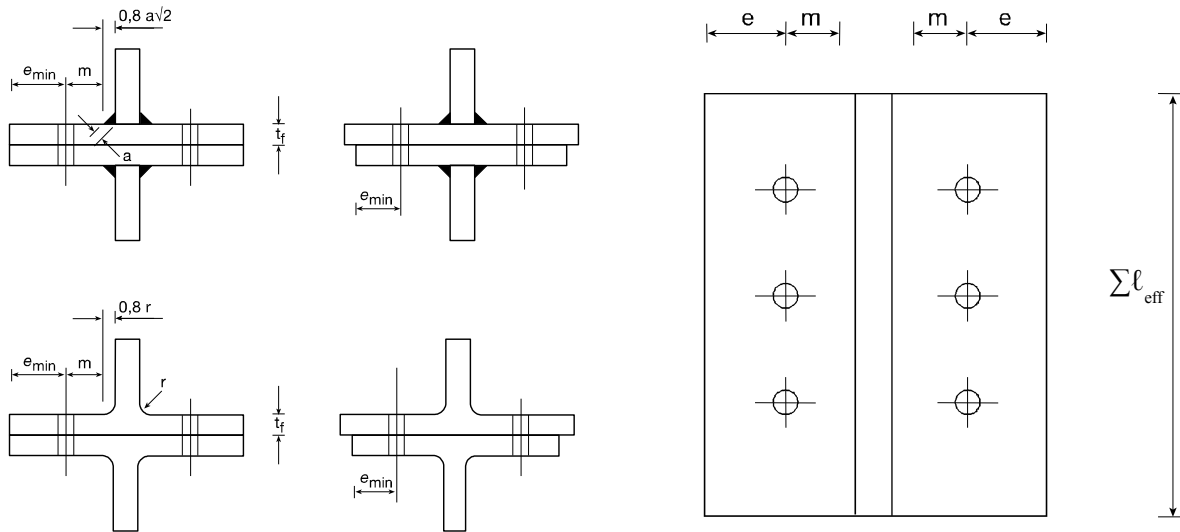


Σχήμα 6.4: Εγκάρσια θλίψη μη ενισχυμένου υποστυλώματος

6.5.3. Ισοδύναμο βραχύ ταυ σε εφελκυσμό

Σε κοχλιωτές συνδέσεις, μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένα ισοδύναμο βραχύ ταυ σε εφελκυσμό για την προσομοίωση της αντοχής σχεδιασμού των ακόλουθων βασικών συστατικών μερών:

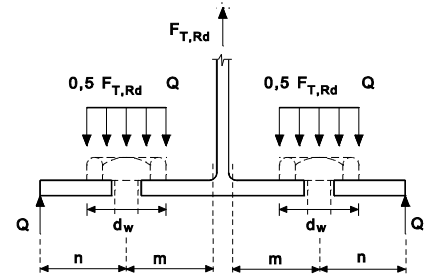
- πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη
- μετωπική πλάκα σε κάμψη



Σχήμα 6.5: Διαστάσεις ενός πέλματος ισοδύναμου βραχέος ταυ

	Μπορεί να εμφανιστούν δυνάμεις επαφής, δηλ. $L_b \leq L_b^*$		Χωρίς δυνάμεις επαφής
Μηχανισμός 1	Μέθοδος 1	Μέθοδος 2 (εναλλακτική μέθοδος)	$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2M_{p(1,Rd)}}{m}$
χωρίς ενισχυτικά ελάσματα	$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{p(1,Rd)}}{m}$	$F_{T,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_w) M_{p(1,Rd)}}{2mn - e_w(m + n)}$	
με ενισχυτικά ελάσματα	$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{p(1,Rd)} + 2M_{bp,Rd}}{m}$	$F_{T,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_w) M_{p(1,Rd)} + 4nM_{bp,Rd}}{2mn - e_w(m + n)}$	
Μηχανισμός 2	$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{p(2,Rd)} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n}$		
Μηχανισμός 3	$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd}$		
<p>Μηχανισμός 1: Πλήρης διαρροή του πέλματος Μηχανισμός 2: Αστοχία κοχλία με διαρροή του πέλματος Μηχανισμός 3: Αστοχία κοχλία</p> <p>L_b είναι - το παραμορφώσιμο μήκος του κοχλία, το οποίο λαμβάνεται ίσο με το μήκος συγκράτησης (συνολικό πάχος πέλματος και δακτυλίων) συν το μισό του αθροίσματος του πάχους της κεφαλής κοχλία και του πάχους περικοχλίου ή - το παραμορφώσιμο μήκος του αγκυρίου, το οποίο λαμβάνεται ίσο με το άθροισμα 8 φορές της ονομαστικής διαμέτρου του αγκυρίου, της τσιμεντοκονίας, του πάχους της πλάκας, του πάχους του δακτυλίου και του μισού πάχους του περικοχλίου</p> <p>$L_b^* = \frac{8,8m^3 A_s}{\sum \ell_{eff,1} t_f^3}$</p>			

$F_{T,Rd}$	είναι	η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό του πέλματος του βραχέος του
Q	είναι	η δύναμη επαφής
$M_{pl,1,Rd}$	=	$0,25 \Sigma \ell_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0}$
$M_{pl,2,Rd}$	=	$0,25 \Sigma \ell_{eff,2} t_f^2 f_y / \gamma_{M0}$
$M_{bp,Rd}$	=	$0,25 \Sigma \ell_{eff,1} t_{bp}^2 f_{y,bp} / \gamma_{M0}$
n	=	e_{min} αλλά $n \leq 1,25m$
$F_{t,Rd}$	είναι	η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό του κοχλία, βλέπε Πίνακα 3.4
$\Sigma F_{t,Rd}$	είναι	η συνολική τιμή του $F_{t,Rd}$ για όλους τους κοχλίες στο βραχύ του
$\Sigma \ell_{eff,1}$	είναι	η τιμή του $\Sigma \ell_{eff}$ για το μηχανισμό 1
$\Sigma \ell_{eff,2}$	είναι	η τιμή του $\Sigma \ell_{eff}$ για το μηχανισμό 2
e_{min} , m και t_f	είναι	αυτά που φαίνονται στο Σχήμα 6.5
$f_{y,bp}$	είναι	το όριο διαρροής των ενισχυτικών ελασμάτων
t_{bp}	είναι	το πάχος των ενισχυτικών ελασμάτων
e_w	=	$d_w / 4$
d_w	είναι	η διάμετρος του δακτυλίου ή η απόσταση μεταξύ αντιδιαμετρικών σημείων της κεφαλής του κοχλία ή του περικοχλίου, ανάλογα με την περίπτωση.



ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1: Σε κοχλιωτούς κόμβους δοκού υποστυλώματος ή σε κόμβους αποκατάστασης συνέχειας δοκού μπορεί να θεωρηθεί ότι θα εμφανιστούν δυνάμεις επαφής.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2: Στη δεύτερη μέθοδο, η δύναμη που ασκείται στο πέλμα του βραχέος του από τον κοχλία θεωρείται ότι κατανέμεται ομοιόμορφα κάτω από το δακτύλιο ή την κεφαλή του κοχλία ή το περικόχλιο, ανάλογα με την περίπτωση, βλέπε σχήμα, αντί να εφαρμόζεται συγκεντρωμένη στον άξονα του κοχλία. Αυτή η θεώρηση οδηγεί σε αυξημένη τιμή για το μηχανισμό 1, αλλά δεν επηρεάζει την τιμή της $F_{T,1-2,Rd}$ και τους μηχανισμούς 2 και 3.

Πίνακας 6.6: Αντοχή σχεδιασμού ενός πέλματος βραχέος του

6.5.4. Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό

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

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

όπου:

ω είναι ένας μειωτικός συντελεστής με τον οποίο λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση με τη διάτμηση στον κορμό του υποστυλώματος

Σε μία συγκολλητή σύνδεση, το ενεργό πλάτος $b_{eff,t,wc}$ του κορμού του υποστυλώματος σε εφελκυσμό πρέπει να υπολογίζεται από τη σχέση:

$$b_{eff,t,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_b + 5(t_{fc} + s)$$

όπου:

- για υποστυλώμα ελατής διατομής I ή H:

$$s = r_c$$

- για υποστυλώμα συγκολλητής διατομής I ή H: $s = \sqrt{2} a_c$

όπου:

a_c και r_c όπως φαίνονται στο Σχήμα 6.4

Σε μία κοχλιωτή σύνδεση το ενεργό πλάτος $b_{\text{eff,t,wc}}$ του κορμού του υποστυλώματος σε εφελκυσμό πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το ενεργό μήκος ενός ισοδύναμου βραχέος ταυ που αντιστοιχεί στο πέλμα του υποστυλώματος.

6.5.5. Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη

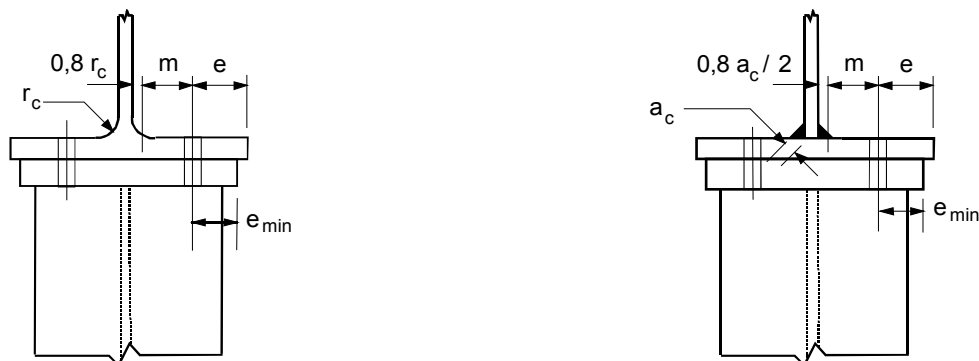
Μη ενισχυμένο πέλμα υποστυλώματος, κοχλιωτή σύνδεση

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

- για κάθε μεμονωμένη σειρά κοχλιών που απαιτείται να παραλάβει εφελκυσμό
- για κάθε ομάδα σειρών κοχλιών που απαιτείται να παραλάβουν εφελκυσμό

(2) Οι διαστάσεις e_{min} και m που χρησιμοποιούνται στην 6.5.3. πρέπει να προσδιορίζονται από το Σχήμα 6.6

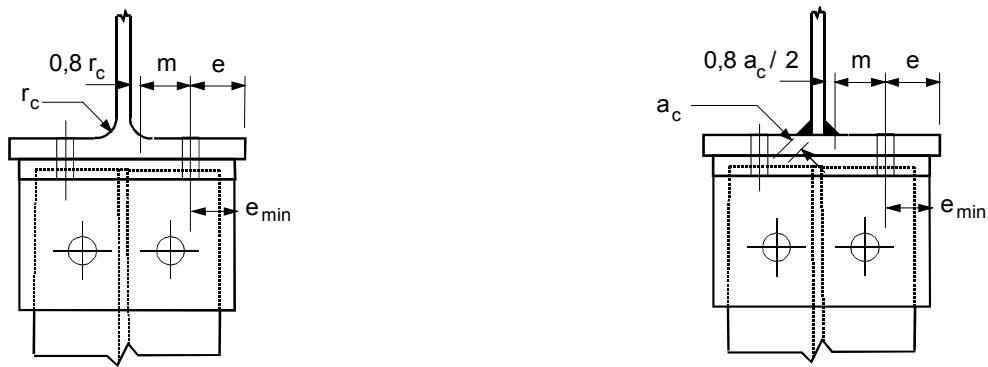
(3) Το ενεργό μήκος του ισοδύναμου βραχέος ταυ πρέπει να προσδιορίζεται για μεμονωμένες σειρές κοχλιών και για ομάδες κοχλιών, σύμφωνα με τον Πίνακα 6.7, που δίνεται παρακάτω.



α) Συγκολλητή μετωπική πλάκα στενότερη από το πέλμα του υποστυλώματος.



β) Συγκολλητή μετωπική πλάκα πλατύτερη από το πέλμα του υποστυλώματος.



γ) Γωνιακά πέλματος.

Σχήμα 6.6: Ορισμοί των e , e_{min} , r_c και m

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

Πίνακας 6.7: Ενεργά μήκη μη ενισχυμένου πέλματος υποστυλώματος

6.5.6. Μετωπική πλάκα σε κάμψη

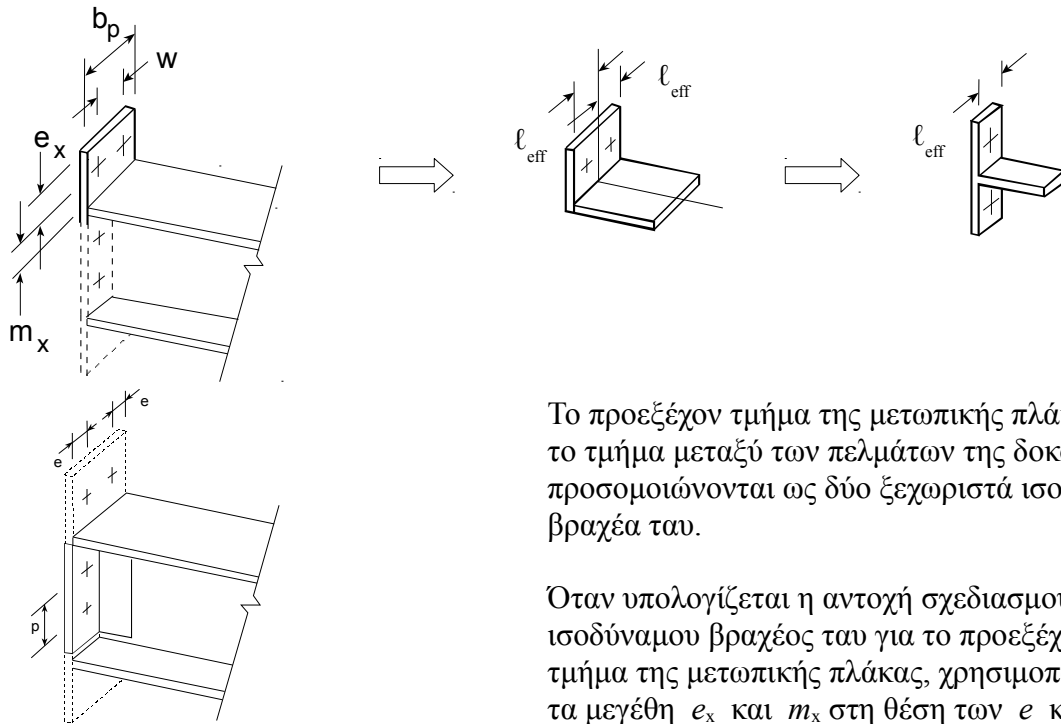
(1) Η αντοχή σχεδιασμού και ο μηχανισμός αστοχίας μετωπικής πλάκας σε κάμψη, σε συνδυασμό με τους κοχλίες σε εφελκυσμό, πρέπει να προσδιορίζεται με βάση ένα ισοδύναμο βραχύ ταυ, βλέπε 6.5.4., και για τις δύο περιπτώσεις:

- για κάθε μεμονωμένη σειρά κοχλιών που απαιτείται να παραλάβει εφελκυσμό
- για κάθε ομάδα σειρών κοχλιών που απαιτείται να παραλάβουν εφελκυσμό

(3) Οι διαστάσεις e_{min} και m που χρησιμοποιούνται στην 6.5.4. πρέπει να προσδιορίζονται από το Σχήμα 6.5 για το τμήμα της μετωπικής πλάκας μεταξύ των πελμάτων της δοκού. Για το προεξέχον τμήμα η e_{min} πρέπει να λαμβάνεται ίση με e_x , βλέπε Σχήμα 6.7 παρακάτω.

(4) Το ενεργό μήκος l_{eff} του ισοδύναμου βραχέος ταυ πρέπει να προσδιορίζεται σύμφωνα με τον Πίνακα 6.8 που δίνεται παρακάτω.

(5) Οι τιμές των m και m_x που χρησιμοποιούνται στον Πίνακα 6.6, πρέπει να προσδιορίζονται από το Σχήμα 6.7.



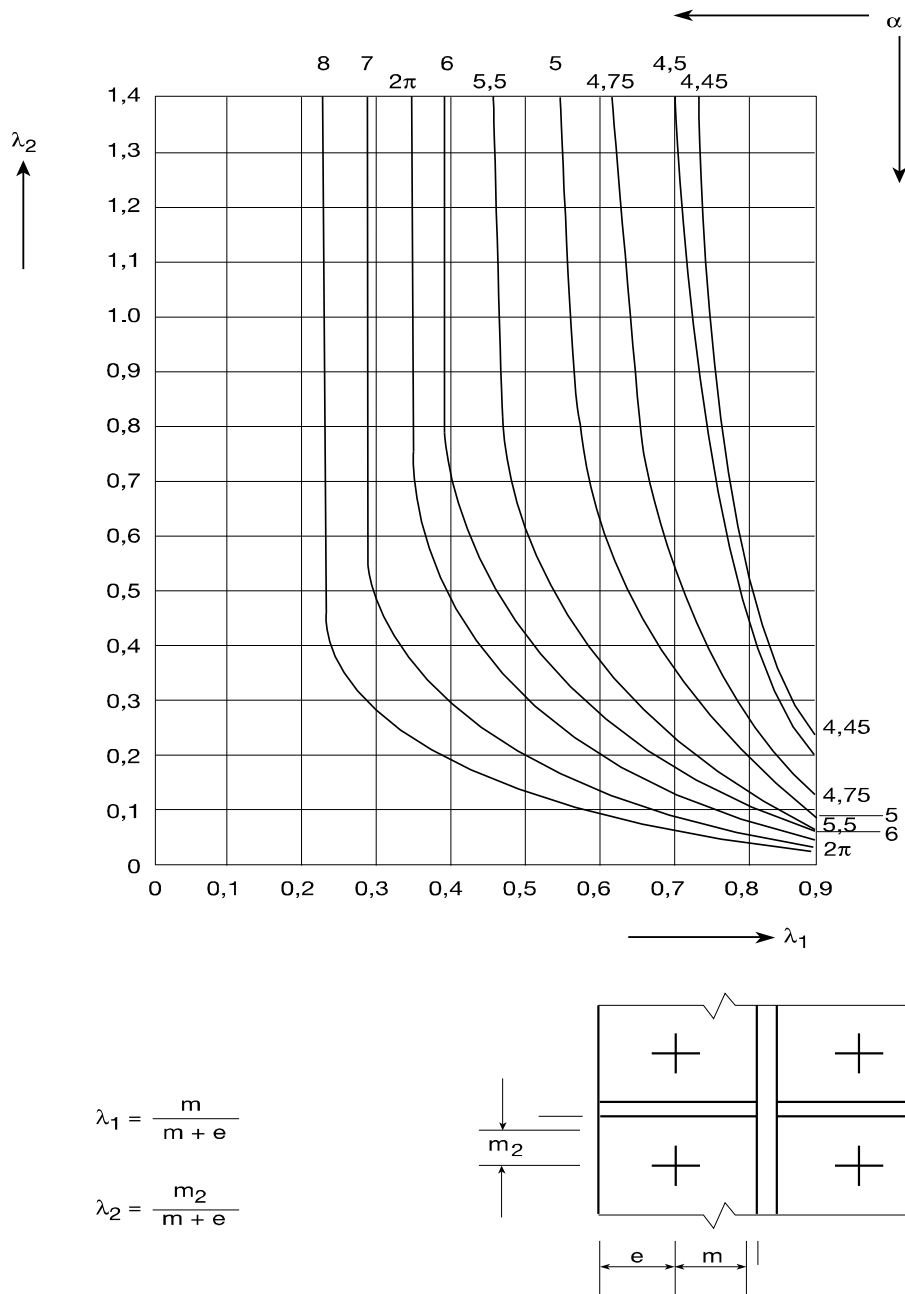
Το προεξέχον τμήμα της μετωπικής πλάκας και το τμήμα μεταξύ των πελμάτων της δοκού προσομοιώνονται ως δύο ξεχωριστά ισοδύναμα βραχέα ταυ.

Όταν υπολογίζεται η αντοχή σχεδιασμού του ισοδύναμου βραχέος ταυ για το προεξέχον τμήμα της μετωπικής πλάκας, χρησιμοποιούνται τα μεγέθη e_x και m_x στη θέση των e και m

Σχήμα 6.7: Προσομοίωση προεξέχουσας μετωπικής πλάκας με βραχέα ταυ

Θέση σειράς κοχλιών	Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μεμονωμένη		Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μέλος ομάδας σειρών κοχλιών	
	Κυκλικές μορφές $\ell_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $\ell_{eff,nc}$	Κυκλικές μορφές $\ell_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $\ell_{eff,nc}$
Σειρά κοχλιών εκτός εφελκυσμένου πέλματος δοκού	Το μικρότερο από: $2\pi m_x$ $\pi m_x + w$ $\pi m_x + 2e$	Το μικρότερο από: $4m_x + 1,25e_x$ $e + 2m_x + 0,625e_x$ $0,5b_p$ $0,5w + 2m_x + 0,625e_x$	—	—
Πρώτη σειρά κοχλιών κάτω από το εφελκυσμένο πέλμα της δοκού	$2\pi m$	am	$\pi m + p$	$0,5p + am - (2m + 0,625e)$
Άλλη εσωτερική σειρά κοχλιών	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Άλλη ακραία σειρά κοχλιών	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$\pi m + p$	$2m + 0,625e + 0,5p$
Μηχανισμός 1:	$\ell_{eff,1} = \ell_{eff,nc}$ αλλά $\ell_{eff,1} \leq \ell_{eff,cp}$		$\sum \ell_{eff,1} = \sum \ell_{eff,nc}$ αλλά $\sum \ell_{eff,1} \leq \sum \ell_{eff,cp}$	
Μηχανισμός 2:	$\ell_{eff,2} = \ell_{eff,nc}$		$\sum \ell_{eff,2} = \sum \ell_{eff,nc}$	
Το a λαμβάνεται από το Σχήμα 6.9				

Πίνακας 6.8: Ενεργά μήκη μετωπικής πλάκας



Σχήμα 6.9: Τιμές του α για ενισχυμένα πέλματα υποστυλώματος και μετωπικές πλάκες

6.5.7. Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη

Η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη ενός πέλματος δοκού και της παρακείμενης θλιβόμενης ζώνης του κορμού της, μπορεί να θεωρηθεί ότι εφαρμόζεται στη στάθμη του κέντρου θλίψης. Η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη του πέλματος και του κορμού της δοκού δίνεται από την επόμενη σχέση:

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

όπου:

- h είναι το ύψος της συνδεόμενης δοκού.
- $M_{c,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε ροπή της διατομής της δοκού, απομειωμένη αν απαιτείται λόγω αλληλεπίδρασης με τέμνουσα. Για δοκό με ακραία λοξή ενίσχυση, η $M_{c,Rd}$ μπορεί να υπολογιστεί αγνοώντας το ενδιάμεσο πέλμα.

- t_{fb} είναι το πάχος πέλματος της συνδεόμενης δοκού

6.5.8. Κορμός δοκού σε εφελκυσμό

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

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

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

6.5.9. Ροπή αντοχής σχεδιασμού

Η αντοχή σχεδιασμού σε ροπή $M_{j,Rd}$ ενός κόμβου δοκού-υποστυλώματος με μία κοχλιωτή σύνδεση με μετωπική πλάκα μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση:

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r F_{tr,Rd}$$

όπου:

$F_{tr,Rd}$ είναι η ενεργός αντοχή σε εφελκυσμό της σειράς κοχλιών r
 h_r είναι η απόσταση της σειράς κοχλιών r από το κέντρο θλίψης
 r είναι ο αριθμός των σειρών κοχλιών

Σε κοχλιωτές συνδέσεις με μετωπική πλάκα, το κέντρο θλίψης πρέπει να θεωρείται στο μέσο του θλιβόμενου πέλματος του συνδεόμενου μέλους.

6.6. Σύνδεση κύριας δοκού με υποστύλωμα

6.6.A. ΚΤΙΡΙΟ Α

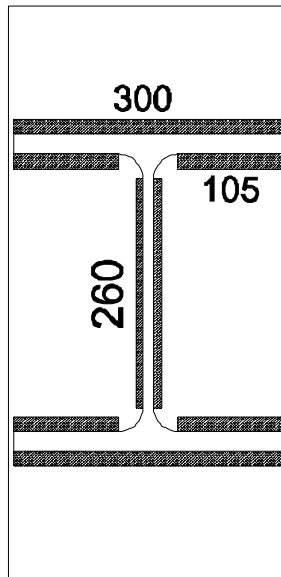
Η τέμνουσα δύναμη που πρέπει να μεταφέρει η σύνδεση είναι:

$$V_{Ed} = 226,10 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 483,83 \text{ kNm}$$

(α) Έλεγχος συγκόλλησης μετωπικής πλάκας με δοκό

$$t_p = 41 \text{ mm}$$



- Πάχος συγκόλλησης στον κορμό:

$$t_{\min} = \min(12,5 ; 41) = 12,5 \text{ mm} \Rightarrow a_w < 0,7t_{\min} = 8,75 \text{ mm} \Rightarrow a_w = 8 \text{ mm}$$

- Πάχος συγκόλλησης στα πέλματα:

$$t_{\min} = \min(22,5 ; 41) = 22,5 \text{ mm} \Rightarrow a_w < 0,7t_{\min} = 15,75 \text{ mm} \Rightarrow a_w = 15 \text{ mm}$$

- Ροπές αδράνειας συγκόλλησης:

$$I_y = \frac{2 \cdot 0,8 \cdot 26^3}{12} + 2 \cdot 30 \cdot 1,5 \cdot 18^2 + 4 \cdot 10,5 \cdot 1,5 \cdot 15,75^2 \Rightarrow$$

$$I_y = 2343,47 + 29160 + 15627,94 = 47131,41 \text{ cm}^4$$

- Διατμητική τάση στη συγκόλληση:

$$\tau_{Edz} = \frac{V_{Ed}}{A_w} = \frac{226,1 \text{ kN}}{2 \cdot 0,8 \text{ cm} \cdot 26 \text{ cm}} = 5,44 \text{ kN/cm}^2$$

- Ορθή τάση στη συγκόλληση λόγω ροπής:

$$\sigma = \frac{M_{Edy}}{I_y} z_{\max} = \frac{48330}{47131,41} 18 = 18,46 \text{ kN/cm}^2$$

- Αντοχή συγκόλλησης:

συνισταμένη τάση:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{Ed}^2} = \sqrt{18,46^2 + 5,44^2} = 19,24 \text{ kN/cm}^2 < \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{36 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,25} = 20,78 \text{ kN/cm}^2$$

Άρα η συγκόλληση έχει επαρκή αντοχή.

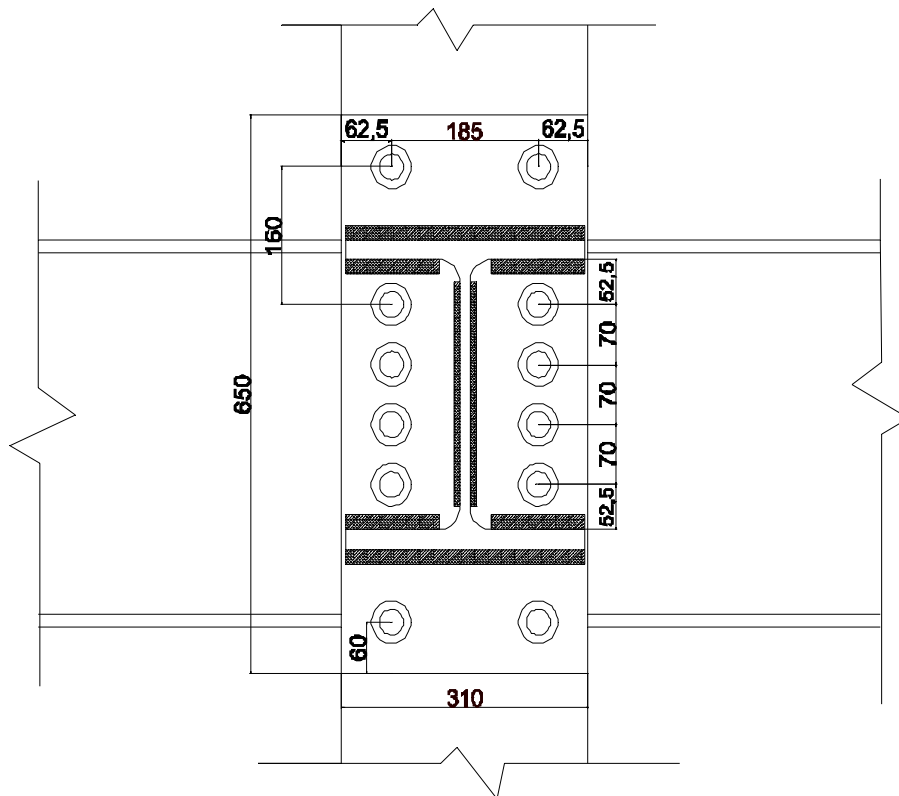
(β) Σχεδιασμός κόμβου

Υποστυλώμα: HEM300 (Χάλυβας S355)

Κύρια δοκός: HEB360 (Χάλυβας S235)

Κοχλίες M27 ποιότητας 8.8

Μετωπική πλάκα πάχους $t_p = 41$ mm και ύψους $h = 650$ mm



Σχήμα 6.10: Όψη σύνδεσης κύριας δοκού HEB360 σε υποστυλώμα HEM300

Βασικές συνιστώσες κόμβου	Συμβολισμός	Αντοχή (kN)
Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση	$V_{wp,Rd}$	1670,32
Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη	$F_{c,wc,Rd}$	2190,87
Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη	$F_{c,fb,Rd}$	1868,16
Κορμός δοκού υπό εφελκυσμό	$F_{t2,wb,Rd}$	1331,17
Κορμός υποστυλώματος υπό εφελκυσμό (μεμονωμένη σειρά κοχλιών)	$F_{t2,wc,Rd}$	2005,37
Κορμός υποστυλώματος υπό εφελκυσμό (ομάδα κοχλιών)	$F_{t,wc,Rd}$	2095,14

Πίνακας 6.9: Αντοχή βασικών συνιστωσών του κόμβου

Δυνάμεις κοχλιών	Αντοχή (kN)	Μοχλοβραχίονας z από θλιβόμενο πέλμα (cm)
1η σειρά κοχλιών	528,77	43,375
2η σειρά κοχλιών	528,77	27,375
3η σειρά κοχλιών	460	20,375
4η σειρά κοχλιών	98,97	13,375
5η σειρά κοχλιών	78,18	6,375

Πίνακας 6.10: Εφελκυστική δύναμη κάθε σειράς κοχλιών του κόμβου

Επομένως η ροπή αντοχής σχεδιασμού του κόμβου θα είναι:

$$M_{jRd} = 528,77 \cdot (43,375 + 27,375) + 460 \cdot 20,375 + 98,97 \cdot 13,375 + 78,18 \cdot 6,375 \Rightarrow$$

$$M_{jRd} = 48605,1 \text{ kNcm} > M_{Ed} = 48383 \text{ kNcm}$$

Η τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού του κόμβου θα προσδιοριστεί με βάση την παρακάτω σχέση, η οποία μας δίνει την αντοχή σχεδιασμού σε ολίσθηση του κάθε κοχλία, για προεντεταμένους κοχλίες κατηγορίας C και αλληλεπίδραση διάτμησης και εφελκυσμού:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu (F_{p,C} - 0,8 F_{t,Ed})}{\gamma_{M3}}$$

όπου:

$$F_{p,C} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \cdot 80 (\text{kN/cm}^2) \cdot 4,59 (\text{cm}^2) = 257,04 \text{ kN}$$

$$F_{t,Ed} = V_{Ed} = 226,10 \text{ kN}$$

$$k_s = 1,00$$

$$\mu = 0,5$$

$$\gamma_{M3} = 1,10$$

$$n = 1 \text{ (επίπεδο διάτμησης)}$$

άρα, για 12 συνολικά κοχλίες έχουμε:

$$F_{sRd} = 12 \cdot 1,00 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot (257,04 - 0,8 \cdot 226,1) / 1,10 = 415,44 \text{ kN} > V_{Ed} = 226,10 \text{ kN}$$

6.6.B. ΚΤΙΡΙΟ Β

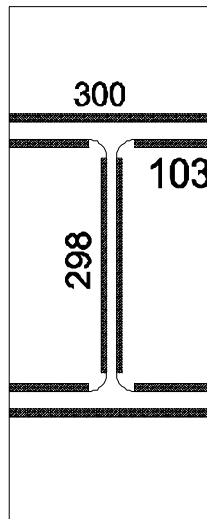
Η τέμνουσα δύναμη που πρέπει να μεταφέρει η σύνδεση είναι:

$$V_{Ed} = 273,00 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 457,10 \text{ kNm}$$

(α) Έλεγχος συγκόλλησης μετωπικής πλάκας με δοκό

$$t_p = 35 \text{ mm}$$



- Πάχος συγκόλλησης στον κορμό:

$$t_{\min} = \min(13,5 ; 35) = 13,5 \text{ mm} \Rightarrow a_w < 0,7t_{\min} = 9,45 \text{ mm} \Rightarrow a_w = 9 \text{ mm}$$

- Πάχος συγκόλλησης στα πέλματα:

$$t_{\min} = \min(24 ; 35) = 24 \text{ mm} \Rightarrow a_w < 0,7t_{\min} = 16,8 \text{ mm} \Rightarrow a_w = 12 \text{ mm}$$

- Ροπές αδράνειας συγκόλλησης:

$$I_y = \frac{2 \cdot 0,9 \cdot 29,8^3}{12} + 2 \cdot 30 \cdot 1,2 \cdot 20^2 + 4 \cdot 10,3 \cdot 1,2 \cdot 17,6^2 \Rightarrow$$

$$I_y = 3969,54 + 28800 + 15314,53 = 48084,07 \text{ cm}^4$$

- Διατμητική τάση στη συγκόλληση:

$$\tau_{Edz} = \frac{V_{Ed}}{A_w} = \frac{273 \text{ kN}}{2 \cdot 0,9 \text{ cm} \cdot 29,8 \text{ cm}} = 5,09 \text{ kN/cm}^2$$

- Ορθή τάση στη συγκόλληση λόγω ροπής:

$$\sigma = \frac{M_{Edy}}{I_y} z_{\max} = \frac{45710}{48084,07} 20 = 19,01 \text{ kN/cm}^2$$

- Αντοχή συγκόλλησης:
συνισταμένη τάση:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{Ed}^2} = \sqrt{19,01^2 + 5,09^2} = 19,68 \text{ kN/cm}^2 < \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_{\omega} \cdot \gamma_{M2}} = \frac{36 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,25} = 20,78 \text{ kN/cm}^2$$

Άρα η συγκόλληση έχει επαρκή αντοχή.

(β) Σχεδιασμός κόμβου

Υποστώλωμα: HEB360 (Χάλυβας S355)

Κύρια δοκός: HEB400 (Χάλυβας S235)

Κοχλίες M27 ποιότητας 8.8

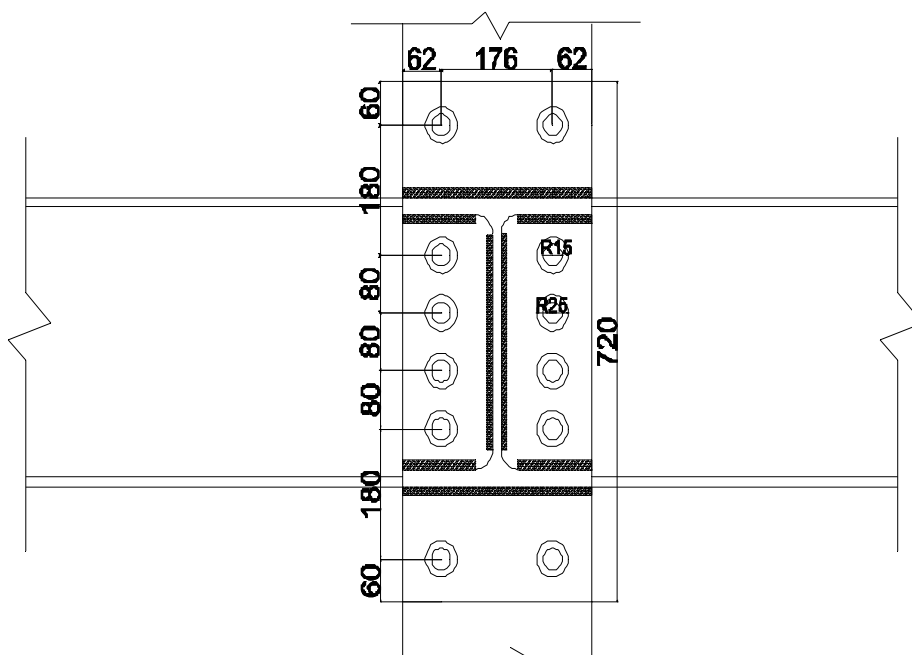
Μετωπική πλάκα πάχους $t_p = 32 \text{ mm}$ και ύψους $h = 720 \text{ mm}$

ενισχυτικά ελάσματα πέλματος υποστυλώματος πάχους $t_{bp} = 10 \text{ mm}$

Τα ενεργά μήκη για ενισχυμένα πέλατα δίνονται στον παρακάτω πίνακα 6.11.

Θέση σειράς κοχλιών	Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μεμονωμένη		Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μέλος ομάδας σειρών κοχλιών	
	Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $l_{eff,nc}$	Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $l_{eff,nc}$
Σειρά κοχλιών πλησίον νεύρωσης	$2\pi m$	am	$\pi m + p$	$0,5p + am - (2m + 0,625e)$
Άλλη εσωτερική σειρά κοχλιών	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Άλλη ακραία σειρά κοχλιών	Το μικρότερο από: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	Το μικρότερο από: $4m + 1,25e$ $2m + 0,625e + e_1$	Το μικρότερο από: $\pi m + p$ $2e_1 + p$	Το μικρότερο από: $2m + 0,625e + 0,5p$ $e_1 + 0,5p$
Ακραία σειρά κοχλιών πλησίον νεύρωσης	Το μικρότερο από: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	$e_1 + am - (2m + 0,625e)$	δεν υπάρχει	δεν υπάρχει
Μηχανισμός 1:	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ αλλά $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$ αλλά $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$	
Μηχανισμός 2:	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$	

Πίνακας 6.11: Ενεργά μήκη ενισχυμένων πελμάτων υποστυλώματος



Σχήμα 6.11: Όψη σύνδεσης κύριας δοκού HEB400 σε υποστύλωμα HEB360

Βασικές συνιστώσες κόμβου	Συμβολισμός	Αντοχή (kN)
Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση	$V_{wp,Rd}$	1117,16
Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη	$F_{c,wc,Rd}$	976,34
Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη	$F_{c,fb,Rd}$	1676,88
Κορμός δοκού υπό εφελκυσμό	$F_{t2,wb,Rd}$	1161,36
Κορμός υποστυλώματος υπό εφελκυσμό (μεμονωμένη σειρά κοχλιών)	$F_{t2,wc,Rd}$	806,78
Κορμός υποστυλώματος υπό εφελκυσμό (ομάδα κοχλιών)	$F_{t,wc,Rd}$	996,29

Πίνακας 6.11: Αντοχή βασικών συνιστωσών του κόμβου

Δυνάμεις κοχλιών	Αντοχή (kN)	Μοχλοβραχίονας z από θλιβόμενο πέλμα (cm)
1η σειρά κοχλιών	499,67	48,8
2η σειρά κοχλιών	428,98	30,8
3η σειρά κοχλιών	348,85	22,8
4η σειρά κοχλιών	149,82	14,8
5η σειρά κοχλιών	87,86	6,8

Πίνακας 6.12: Εφελκυστική δύναμη κάθε σειράς κοχλιών του κόμβου

Επομένως η ροπή αντοχής σχεδιασμού του κόμβου θα είναι:

$$M_{jRd} = 499,67 \cdot 48,8 + 428,98 \cdot 30,8 + 348,85 \cdot 22,8 + 149,82 \cdot 14,8 + 87,86 \cdot 6,8 \Rightarrow$$

$$M_{jRd} = 44367,7 \text{ kNcm} > M_{Ed} = 45710 \text{ kNcm}$$

Η τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού του κόμβου θα προσδιοριστεί με βάση την παρακάτω σχέση, η οποία μας δίνει την αντοχή σχεδιασμού σε ολίσθηση του κάθε κοχλία, για προεντεταμένους κοχλίες κατηγορίας C και αλληλεπίδραση διάτμησης και εφελκυσμού:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu (F_{p,C} - 0,8 F_{t,Ed})}{\gamma_{M3}}$$

όπου:

$$F_{p,C} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \cdot 80 (\text{kN/cm}^2) \cdot 4,59 (\text{cm}^2) = 257,04 \text{ kN}$$

$$F_{t,Ed} = V_{Ed} = 273 \text{ kN}$$

$$k_s = 1,00$$

$$\mu = 0,5$$

$$\gamma_{M3} = 1,10$$

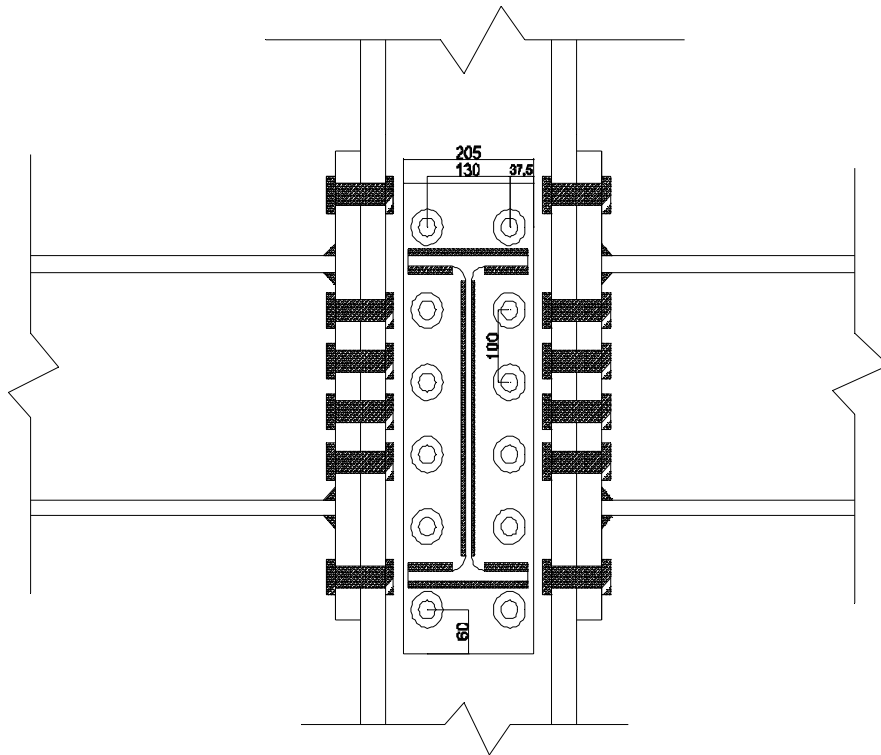
$$n = 2 \text{ (επίπεδο διάτμησης)}$$

άρα, για 12 συνολικά κοχλίες έχουμε:

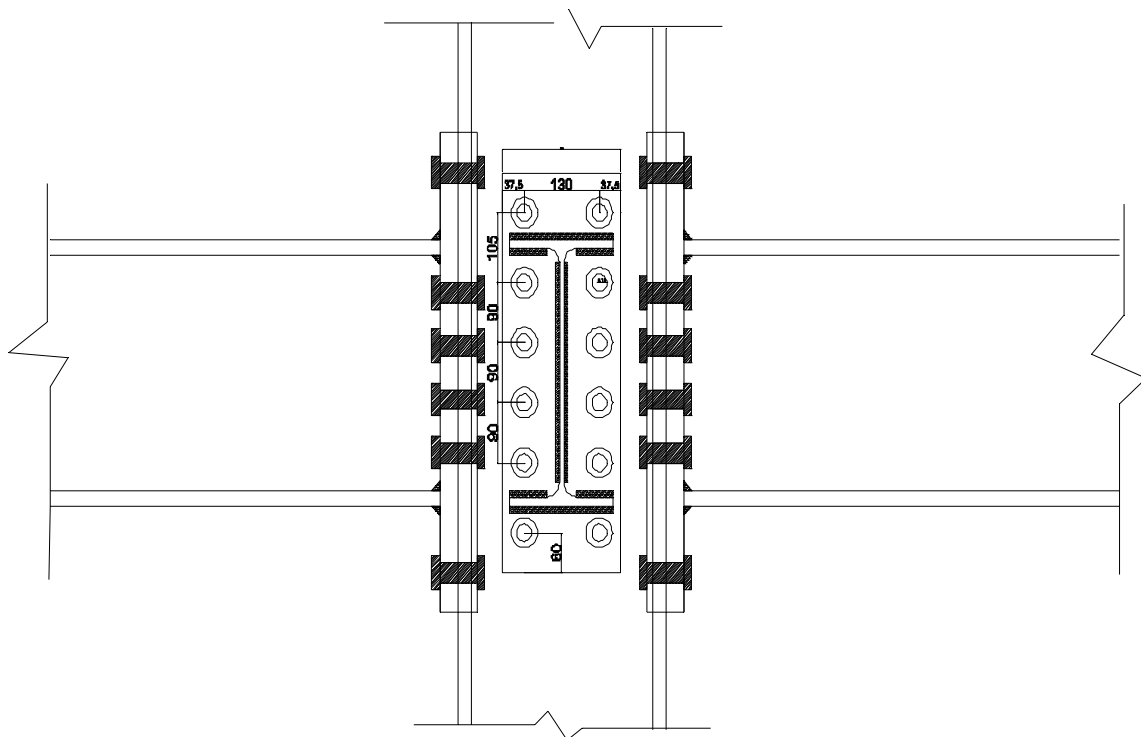
$$F_{sRd} = 12 \cdot 1,00 \cdot 2 \cdot 0,5 \cdot (257,04 - 0,8 \cdot 273) / 1,10 = 421,09 \text{ kN} > V_{Ed} = 273 \text{ kN}$$

6.7. Συνδέσεις δευτερευουσών δοκών με υποστυλώματα

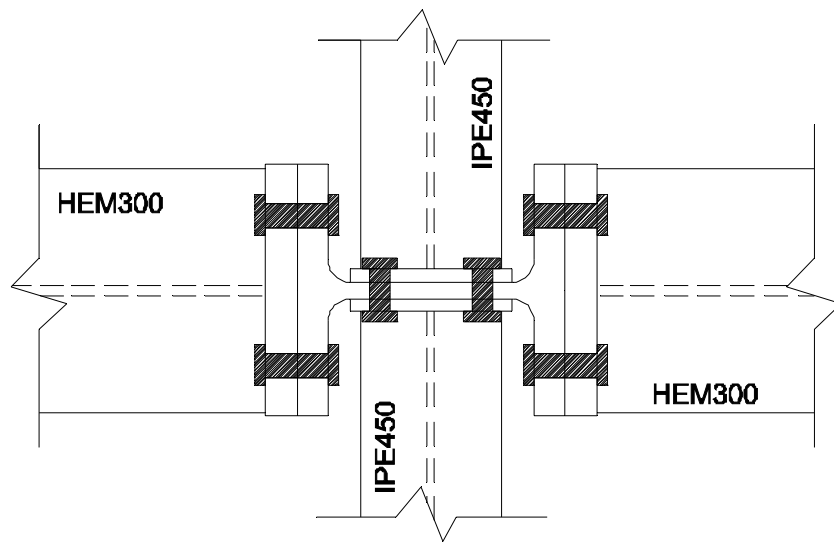
Οι συνδέσεις των δευτερευουσών δοκών με τα υποστυλώματα διαμορφώνονται με ανάλογη διαδικασία σαν αυτή που είδαμε προηγουμένως, δηλαδή με μετωπικές πλάκες και κοχλιώσεις. Παρακάτω παρατίθενται χαρακτηριστικά σχέδια των κόμβων του κτιρίου, όπου φαίνονται επίσης και οι συνδέσεις των δευτερευουσών δοκών με τα υποστυλώματα.



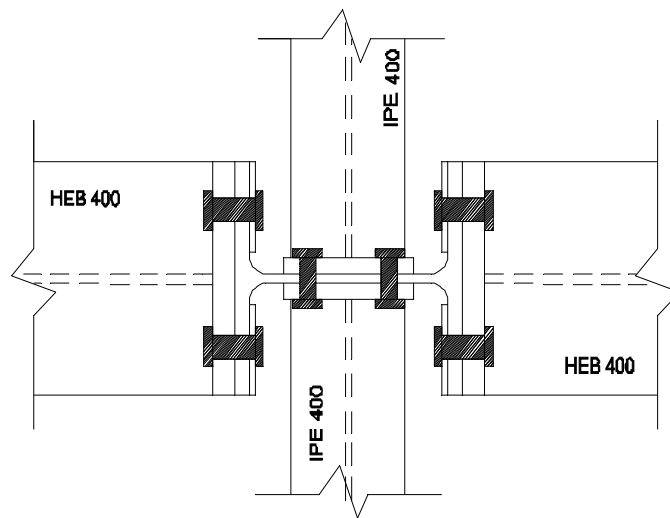
Σχήμα 6.12: Κόμβος δοκών HEB360, IPE450 με υποστύλωμα HEM300 στο κτίριο A



Σχήμα 6.13: Κόμβος δοκών HEB400, IPE400 με υποστύλωμα HEB360 με ενισχυτικά ελάσματα πελμάτων

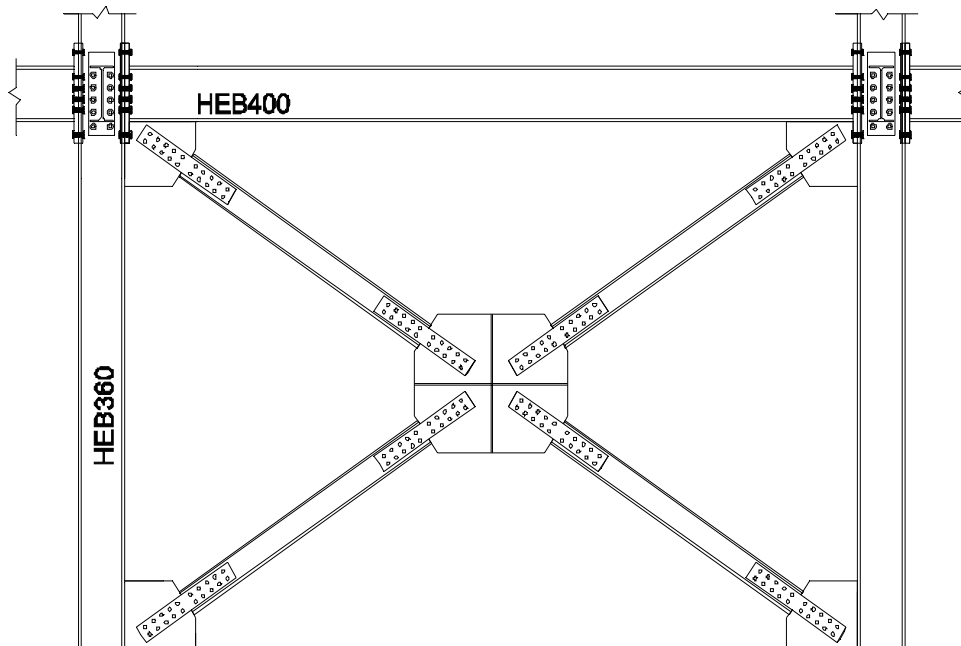


Σχήμα 6.14: Οριζόντια τομή κόμβου δοκών – υποστυλωμάτων στο κτίριο

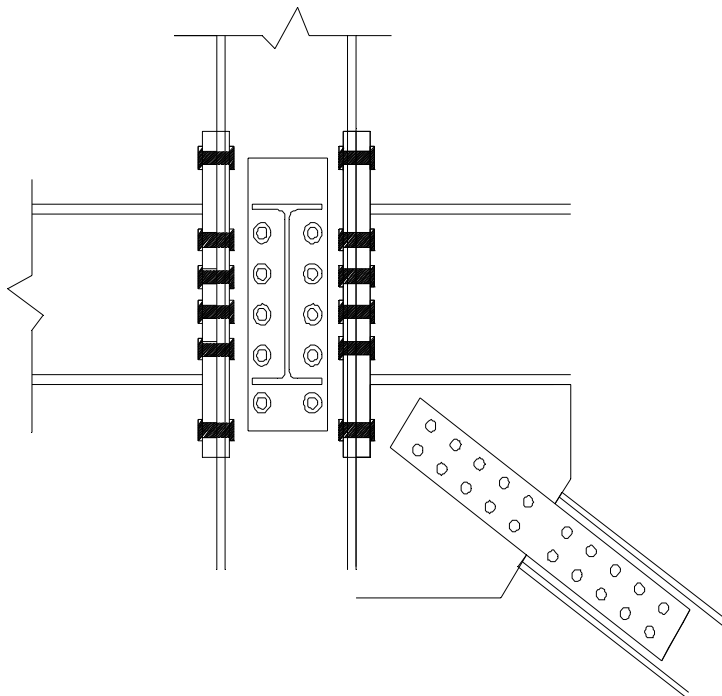


Σχήμα 6.15: Οριζόντια τομή κόμβου δοκών υποστυλωμάτων στο κτίριο Β

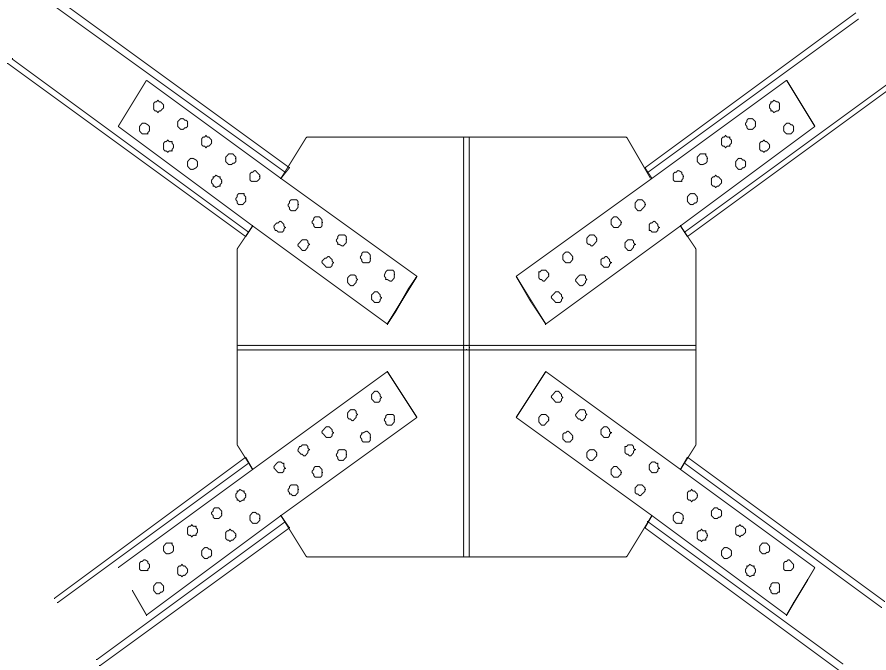
6.8. Συνδέσεις κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας στο κτίριο Β



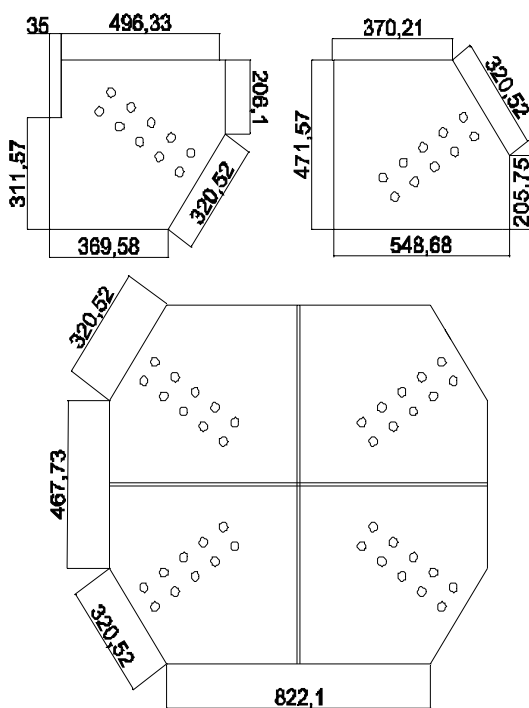
Σχήμα 6.16: Συνδεσμολογία κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας



Σχήμα 6.17: Λεπτομέρεια σύνδεσης 1



Σχήμα 6.18: Λεπτομέρεια σύνδεσης 2



Σχήμα 6.19: Τα ελάσματα που χρησιμοποιήθηκαν στη σύνδεση

Έλεγχος ελασμάτων και κοιλίωσης

$$N_{Ed} = 1232,83 \text{ kN}$$

Για την μεταφορά της αξονικής δύναμης επιλέχθηκαν 10 κοιλίες M24 ποιότητας 8.8 δίτητοι, προεντεταμένοι κατηγορίας C και ελάσματα πάχους $t = 22 \text{ mm}$ και $t = 9 \text{ mm}$ ποιότητας χάλυβα S355.

Η αντοχή σχεδιασμού σε ολίσθηση των κοιλιών είναι:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} F_{p,C} \cdot 10 = 1,00 \cdot 2 \cdot 0,5 \cdot 179,09 \cdot 10 / 1,10 = 1797,09 \text{ kN} > N_{Ed} = 1232,83 \text{ kN}$$

όπου,

$$F_{p,C} = 0,7 f_{ub} A_s = 0,7 \cdot 80 \text{ kN/cm}^2 \cdot 3,53 \text{ cm}^2 = 179,09 \text{ kN}$$

$$\mu = 0,5$$

$$n = 2 \text{ (επίπεδα διάτμησης)}$$

$$k_s = 1,00$$

$$\gamma_{M3} = 1,10$$

Έλεγχος αποστάσεων (Σύμφωνα με τον Πίνακα 6.1)

- $e_{1min} = 1,2 d_o = 31,2 \text{ mm} \leq e_1 = 60 \text{ mm} \leq e_{1max} = 4t + 40 = 76 \text{ mm}$
- $e_{2min} = 1,2 d_o = 31,2 \text{ mm} \leq e_2 = 35 \text{ mm} \leq e_{2max} = 4t + 40 = 76 \text{ mm}$
- $p_{1min} = 2,2 d_o = 57,2 \text{ mm} \leq p_1 = 75 \text{ mm} \leq p_{1max} = \min(14t, 200) = 126 \text{ mm}$
- $p_{2min} = 2,4 d_o = 62,4 \text{ mm} \leq p_2 = 64 \text{ mm} \leq p_{2max} = \min(14t, 200) = 126 \text{ mm}$

Έλεγχος ελασμάτων κοιλίωσης

- Ελάσματα που μεταφέρουν τη δύναμη από τη διατομή HEB200 στα ακραία και στο κεντρικό έλασμα

Η δύναμη που πρέπει να παραλάβει το κάθε έλασμα είναι:

$$F_{Ed} = 1232,83 / 2 = 616,42 \text{ kN}$$

$$A_{net} = [13,4 - (2 \cdot 2,6)] \cdot 2,2 = 18,04 \text{ cm}^2$$

$$A = 13,4 \cdot 2,2 = 29,48 \text{ cm}^2$$

Η αντοχή του ελάσματος σε εφελκυσμό είναι:

$$N_{t,Rd} = \min \{ N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd} \} = \min \left[\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} ; \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \right] = \min \left[\frac{29,48 \cdot 35,5}{1,00} ; \frac{0,9 \cdot 18,04 \cdot 51}{1,25} \right] \Rightarrow$$

$$N_{t,Rd} = \min [1046,54 \text{ kN} ; 662,43 \text{ kN}] = 662,43 \text{ kN} > F_{Ed} = 1232,83 / 2 = 616,42 \text{ kN}$$

- Κεντρικό και ακραία ελάσματα

Τα ελάσματα επιλέχθηκαν ώστε στη δυσμενέστερη τομή στη θέση των οπών, το μήκος του ελάσματος να είναι 450 mm και συνεπώς είναι:

$$A = 45,0 \cdot 0,9 = 40,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{net}} = [45,0 - (2 \cdot 2,6)] \cdot 0,9 = 35,82 \text{ cm}^2$$

άρα,

$$N_{t,Rd} = \min \left[\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}; \frac{0,9 \cdot A_{\text{net}} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \right] = \min \left[\frac{40,5 \cdot 35,5}{1,00}; \frac{0,9 \cdot 35,82 \cdot 51}{1,25} \right] \Rightarrow$$

$$N_{t,Rd} = \min [1437,75 \text{ kN}; 1315,31 \text{ kN}] = 1315,31 \text{ kN} > N_{Ed} = 1232,83 \text{ kN}$$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας οπής

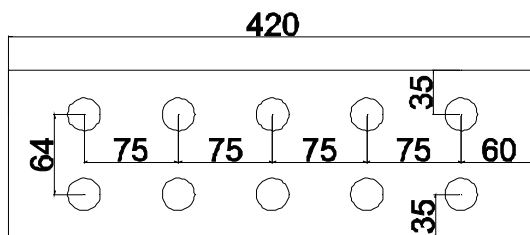
$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 a_b f_u d t}{\gamma_{M2}}$$

είναι:

$$a_b = \min \left[\frac{e_1}{3 d_0}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,00 \right] = \min [0,7692; 1,568; 1,00] = 0,7692 \quad , \text{ για ακραία σειρά κοχλιών}$$

$$k_1 = \min \left[\frac{2,8 e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right] = \min [2,0692; 2,5] = 2,0692 \quad , \text{ για πλευρικούς κοχλίες}$$

$$a_b = \min \left[\frac{p_1}{3 d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,00 \right] = \min [0,7115; 1,568; 1,00] = 0,7115 \quad , \text{ για εσωτερικούς κοχλίες}$$



επομένως η αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας οπής είναι σύμφωνα με την παραπάνω σχέση:

$$F_{b,Rd} = 2,0692 \cdot 0,7115 \cdot 51 (kN/cm^2) \cdot 2,4 cm \cdot 0,9 cm / 1,25 = 129,75 kN >$$

$$F_{Ed} = 1232,83/10 = 123,28 kN$$

6.10 Παρουσίαση του υπολογιστικού φύλλου (EXCEL)

Παρακάτω παρατίθεται το υπολογιστικό φύλλο που χρησιμοποιήθηκε για τη διευκόλυνση των υπολογισμών του παρόντος κεφαλαίου.

ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΔΙΑΤΟΜΩΝ							
ΔΟΚΟΣ							
HEB360							
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ							
HEM300							
bf	tf	tw	r	h	A	d	fy
30	2,25	1,25	2,7	36	180,6	26,2	23,5
31	3,9	2,1	2,7	34	303,1	20,8	35,5
1.ΑΝΤΟΧΗ ΒΑΣΙΚΩΝ ΣΥΝΙΣΤΩΣΩΝ							
1.1ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ							
d/tw				9,9047619048	69ε	84,806538287	
Avc				90,55	ηhwtw	55,02	
-Vwp,rd				1670,3161867			
1.2ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ							
αp				1,5			
sp				8,2			
tp				4,1			
-beff,c,wc				47,692640687			
β				1			
-ω1				0,6213211726			
kwc				1			
dwc				20,8			
λp				0,5747228959	0,72		
ρ				1			
-Fc,wc,rd				2209,0989562			
1.3 ΠΕΛΜΑ Κ ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΟΥ ΣΕ ΘΛΙΨΗ							
Mc,rd				63050,5			
Wpl,y,b				2683			
-Fc,fb,rd				1868,162963			
2.ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ							
ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΔΙΑΤΟΜΩΝ	ελασμα	tp	4,1				
ΔΟΚΟΣ	bf	tf	tw				
HEB360	30	2,25	1,25				
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ							
HEM300	31	3,9	2,1				
r	h	A	d	fy			
2,7	36	180,6	26,2	23,5			
2,7	34	303,1	20,8	35,5			

ΣΕΙΡΕΣ ΚΟΧΛΙΩΣΗΣ ΣΥΝΟΛΙΚΑ		5	
ΔΕΔΟΜΕΝΑ 1ης ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΣΗΣ			
ΚΟΧΛΙΕΣ	M27	ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ	8.8
e1	6	ενεργο μήκος για σειρά κοχλιών	
e	6,25	-leff,cp	28,16348055
p	16	-leff,nc	20,19625
m	5,145	-leff,1	20,19625
w	18,5	-leff,2	20,19625
		fu	80 As 4,59
		ενεργο μήκος για ομάδα κοχλιών	
		-Σleff,cp	28
		-Σleff,nc	14,25
		-Σleff,1	14,25
		-Σleff,2	14,25
Mpl,1,rd	2726,2665422	-Ft,rd	264,384
emin	6,25	-ΣFt,rd	528,768
1,25m	6,43125		
M24			
υψος κεφαλής	1,3	Lb	10,25
υψος περικοχλίου	1,6	Lb*	4,5918419983
παχος δακτυλίου	0,8	-Ft1,rd	2119,5463885
μήκος κοχλία	8	-Ft2,rd	768,52418468
(=παχος ελασμάτων)		-Ft3,rd	528,768
		Ft12,rd	1059,7731942
		-Mpl,2,rd	2726,2665422
ΔΕΔΟΜΕΝΑ 2ης ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΣΗΣ			
ΚΟΧΛΙΕΣ	M27	ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ	8.8
e1	6	ενεργο μήκος για σειρά κοχλιών	
e	6,25	-leff,cp	32,3269611
p	16	-leff,nc	28,3925
m	5,145	-leff,1	28,3925
w	18,5	-leff,2	28,3925
		fu	80 As 4,59
		ενεργο μήκος για ομάδα κοχλιών	
		-Σleff,cp	32
		-Σleff,nc	16
		-Σleff,1	16
		-Σleff,2	16
Mpl,1,rd	3832,6680844	-Ft,rd	264,384
n	6,25	-ΣFt,rd	528,768
1,25m	6,43125		
M24			
υψος κεφαλής	1,3	Lb	10,25
υψος περικοχλίου	1,6	Lb*	3,2662847216
παχος δακτυλίου	0,8	-Ft1,rd	2979,7225146
μήκος κοχλία	8	-Ft2,rd	962,71488975
(=παχος ελασμάτων)		-Ft3,rd	528,768
		Ft12,rd	1489,8612573
		-Mpl,2,rd	3832,6680844
ΟΜΑΔΑ ΚΟΧΛΙΩΝ			
leff,cp	60	Mpl,1,rd	4319,64
leff,nc	32	Mpl,2,rd	4319,64
Σleff,1	32		
Σleff,2	32		
		-Ft,1,rd	3358,3206997
		-Ft,2,rd	1338,207986
		-Ft,3,rd	1057,536
		Ft12rd	1679,1603499
		Σft,rd	1057,536

3. ΜΕΤΩΠΙΚΗ ΠΛΑΚΑ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

3.1 ΑΝΩ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΙΩΝ ΕΞΩ ΑΠΟ ΤΟ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΟ ΠΕΛΜΑ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ

ex	6w	18,5	As	4,59	
mx	6,803	bp	31	fub	80
emin	6	tp	4,1		
e	6,25	fy, tp	23,5		
ενεργο μήκος για μεμονωμένους					
leff, cp	33,87223677		leff, 1	15,5	
leff, nc	15,5		leff, 2	15,5	
μεμονωμένη σειρά κοχλιών					
-Mpl, 1, rd	1530,760625	-Ft, rd	264,384		
-Mpl, 2, rd	1530,760625	-ΣFt, rd	528,768		
n=	6,25	<			
-Ft, 1, rd	900,05034544				
-Ft, 2, rd	3314,7044263				
-Ft, 3, rd	528,768				
οι υπολογισμοί είναι παρόμοιοι για οποιαδήποτε σειρά κοχλιών εκτός του εφελκυσμένου πελματος της δοκού					

3.2 ΠΡΩΤΗ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΤΩ ΑΠΟ ΤΟ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΟ ΠΕΛΜΑ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ

m1	7,72	p	7	ac	0,6
α	5,87	tp	4,1	twb	1,25
e	6,25	fub	23,5	λ1	0,5526127416
m2	3,553	w	18,5	λ2	0,3624400694
ενεργο μήκος για μεμονωμένους					
leff, cp	48,5061496		leff, 1	45,3164	
leff, nc	45,3164		leff, 2	45,3164	
ενεργο μήκος για ομάδα κοχλιών					
leff, cp	31,2530748		Σleff, 1	29,47015	
leff, nc	29,47015		Σleff, 2	29,47015	
n=	6,25	<	9,65		
-Mpl, 1, rd	4475,3910185	-Ft, 1, rd	2318,85545		
-Mpl, 2, rd	4475,3910185	-Ft, 2, rd	9187,3461029		
-ΣFt, rd	528,768	-Ft, 3, rd	528,768		

3.3 ΑΛΛΗ ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

3.4 ΑΛΛΗ ΑΚΡΑΙΑ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

m	7,72			m	7,72		
e	6,25			e	6,25		
p	7			p	7		
μεμονωμένα				μεμονωμένα			
leff, cp	48,5061496	Leff, 1	38,6925	leff, cp	48,5061496	Leff, 1	38,6925
leff, nc	38,6925	Leff, 2	38,6925	leff, nc	38,6925	Leff, 2	38,6925
ομάδα				ομάδα			
leff, cp	14	Σleff, 1	7	leff, cp	31,2530748	Σleff, 1	22,84625
leff, nc	7	Σleff, 2	7	leff, nc	22,84625	Σleff, 2	22,84625
για μεμονωμένη σειρά				για μεμονωμένη σειρά			
-Mpl, 1, rd	3821,2229344	Ft, 1, rd	1979,9082562	-Mpl, 1, rd	3821,2229344	Ft, 1, rd	1979,9082562
-Mpl, 2, rd	3821,2229344	Ft, 2, rd	7879,0099346	-Mpl, 2, rd	3821,2229344	Ft, 2, rd	7879,0099346
n=	6,25	Ft, 3, rd	528,768	n=	6,25	Ft, 3, rd	528,768
Σft, rd	528,768			Σft, rd	528,768		

ΟΜΑΔΑ ΚΟΧΛΙΩΝ			
Σleff,cp	49	Σleff,1	49
Σleff,nc	50,47	Σleff,2	49
-Mpl,1,rd	4839,17875	-Ft,1,rd	2507,3465026
-Mpl,2,rd	4839,17875	-Ft,2,rd	1165,9239442
Σft,rd	1057,536	-Ft,3,rd	1057,536
m	7,72		
n=	6,25		

4.ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΟΥ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΤΟΙΧΗ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

-Ft2,wb,rd	1331,16925
b _{eff,t,wb}	45,3164
f _{y,wb}	23,5

5.ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ(ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΙΩΝ)

b _{eff,t,wc}	38,27	ω	0,702892939	f _{y,wc}	35,5
t _{wc}	2,1	A _{vc}	90,55		
-Ft2,wc,rd	2005,3735873				

6.ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ(ΟΜΑΔΑ ΚΟΧΛΙΩΝ)

b _{eff,t,wc}	42	ω	0,6691397588	f _{y,wc}	35,5
t _{wc}	2,1	A _{vc}	90,55		
-Ft2,wc,rd	2095,1434987				

2.ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΜΕ ΕΝΙΣΧΥΤΙΚΑ ΕΛΑΣΜΑΤΑ ΠΕΛΜΑΤΟΣ

ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΔΙΑΤΟΜΩΝ	ελασμα	tp		3,2
ΔΟΚΟΣ	bf	tf		tw
HEB400	30		2,4	1,35
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ				
HEB360	30		2,25	1,25

r	h	A	d	f _y	
2,7	40	197,8	29,8	23,5	
2,7	36	180,6	26,2	35,5	

ΣΕΙΡΕΣ ΚΟΧΛΙΩΣΗΣ ΣΥΝΟΛΙΚΑ 5

ΔΕΔΟΜΕΝΑ 1ης ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΣΗΣ		
ΚΟΧΛΙΕΣ	M27	ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ
e1	6	ενεργο μήκος για σειρά κοχλιων
e	6,2	-leff,cp
p	18	-leff,nc
m	5,12	-leff,1
w	17,6	-leff,2

8.8	fu	80	As	4,59
			ενεργο μήκος για ομάδα κοχλίων	
28,0849408		-Σleff,cp	30	
20,115		-Σleff,nc	15,2	
20,115		-Σleff,1	15,2	
20,115		-Σleff,2	15,2	
Mpl,1,rd	903,76066406	-Ft,rd	264,384	Mpl,2,rd 903,76066406
emin	6	-ΣFt,rd	528,768	
1,25m	6,4			
M24				
υψος κεφαλής	1,3	Lb	7,7	
υψος περικοχλίου	1,6	Lb*	23,661248101	
παχος δακτυλίου	0,8	-Ft1,rd	706,0630188	
μήκος κοχλίου	5,45	-Ft2,rd	447,85335685	
(=παχος ελασμάτων)		-Ft3,rd	528,768	

ΔΕΔΟΜΕΝΑ 2ης ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΣΗΣ

ΚΟΧΛΙΕΣ	M27	ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ
e1	6	ενεργο μήκος για σειρά κοχλίων
e	6,2	-leff,cp
p	8	-leff,nc
m	5,12	-leff,1
w	17,6	-leff,2

	fu	80	As	4,59
			ενεργο μήκος για ομάδα κοχλίων	
32,1698816		-Σleff,cp	16	
28,23		-Σleff,nc	8	
28,23		-Σleff,1	8	
28,23		-Σleff,2	8	

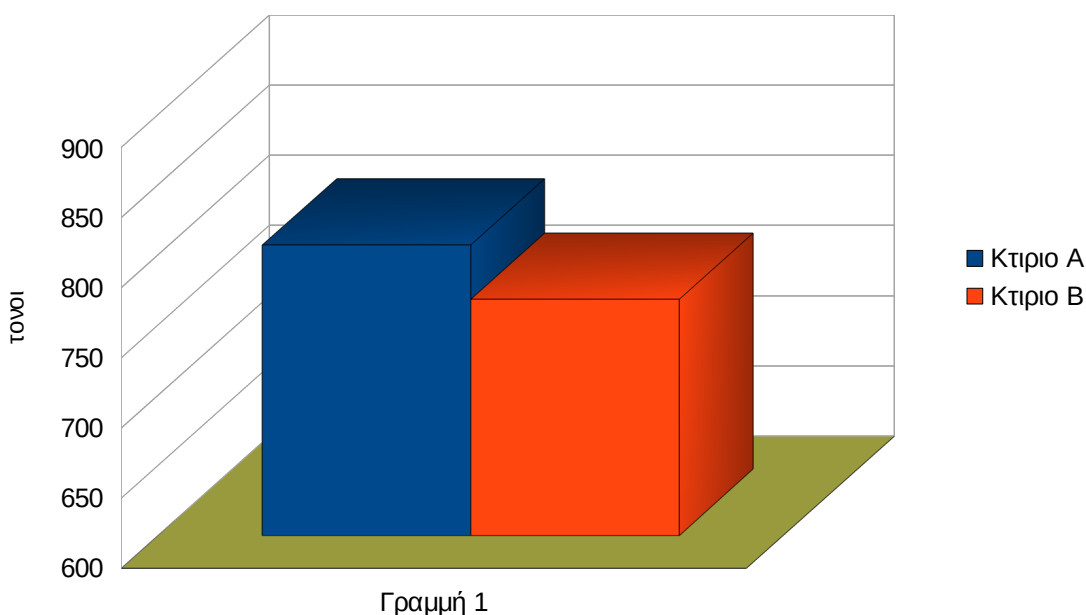
Mpl,1,rd	1268,3650781	-Ft,rd	264,384	Mpl,2,rd
n	6,2	-ΣFt,rd	528,768	
1,25m	6,4			
M24				
υψος κεφαλής	1,3	Lb	7,7	
υψος περικοχλίου	1,6	Lb*	16,859582201	
παχος δακτυλίου	0,8	-Ft1,rd	990,91021729	
μήκος κοχλίου	5,45	-Ft2,rd	#VALUE!	
(=παχος ελασμάτων)		-Ft3,rd	528,768	

ΟΜΑΔΑ ΚΟΧΛΙΩΝ		Mpl,1,rd	718,875	-Ft,1,rd	561,62109375
leff,cp	56	Mpl,2,rd	718,875	-Ft,2,rd	706,2255477
leff,nc	16			-Ft,3,rd	1057,536
Σleff,1	16				
Σleff,2	16	Σft,rd	1057,536		

7. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

7.1. Σύγκριση ιδίου βάρους κατασκευής

Τα ίδια βάρη υπολογίσθηκαν λεπτομερώς για κάθε μία από τις παραλλαγές της κατασκευής μας (κτίριο A και κτίριο B) με σκοπό να γίνει η σύγκριση της οικονομικότητας μεταξύ των δύο. Στον υπολογισμό συμπεριλήφθηκαν όλα τα μεταλλικά στοιχεία που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή του φέροντα οργανισμού. Συνεπώς, ελήφθησαν υπόψη τα ακριβή μήκη των μελών, καθώς και τα ελάσματα και οι κοχλίες που χρησιμοποιήθηκαν στα δύο μοντέλα του κτιρίου, με και χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας.



Σχήμα 7.1: Σύγκριση ιδίου βάρους μεταξύ των μοντέλων του κτιρίου

Όπως προέκυψε από τους υπολογισμούς, αλλά φαίνεται και από το παραπάνω διάγραμμα, το κτίριο B (με συνδέσμους δυσκαμψίας) προκύπτει από άποψη ποσότητας χάλυβα οικονομικότερο από το κτίριο A. Αυτό είναι λογικό, λόγω της χρησιμοποίησης αρκετά ελαφρύτερων διατομών για τα υποστυλώματα σε σχέση με το κτίριο A. Συγκεκριμένα:

	ΚΤΙΡΙΟ A (tn)	ΚΤΙΡΙΟ B (tn)
Υποστυλώματα	234,55	139,94
Κύριες δοκοί	209,83	228,72
Δευτερεύουσες δοκοί	124,43	106,47
Διαδοκίδες	190,55	190,51
Ελάσματα	47,465	63,691
Συνολικό βάρος	806,82	768,36

Πίνακας 7.1: Ίδια βάρη επιμέρους μελών και συνολικά για τις δύο παραλλαγές της κατασκευής

	ΚΤΙΡΙΟ Α (tn)	ΚΤΙΡΙΟ Β (tn)
Υποστυλώματα	HEM300	HEB360
Κύριες δοκοί	HEB360	HEB400
Δευτερεύουσες δοκοί	IPE450	IPE400
Διαδοκίδες	IPE400	IPE400

Πίνακας 7.2: Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν στα κτίρια Α και Β

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ 8.8	ΚΤΙΡΙΟ Α (N)	ΚΤΙΡΙΟ Β (N)
M16	6336	6336
M24	-	11520
M27	12528	12528

Πίνακας 7.3: Κοχλίες που χρησιμοποιήθηκαν στα δύο κτίρια

Όπως προκύπτει από τους παραπάνω πίνακες, το κτίριο Β έχει μικρότερο βάρος μεταλλικών στοιχείων σε σχέση με το κτίριο Α. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι οι κατακόρυφοι διαγώνιοι σύνδεσμοι προσφέρουν δυσκαμψία στην κατασκευή, άρα μειώνουν τις παραμορφώσεις και ανακουφίζουν τα υπόλοιπα μέλη από ένα μέρος των εντάσεων που αναπτύσσονται. Παρατηρούμε συγκεκριμένα, ότι χρησιμοποιήθηκαν εκτός από τις κύριες δοκούς μικρότερες διατομές στο κτίριο Β, ειδικά στα υποστυλώματα, λόγω της ύπαρξης των συνδέσμων δυσκαμψίας. Ακόμα, παρατηρούμε ότι στο κτίριο Β έχουν χρησιμοποιηθεί επιπλέον κοχλίες, οι οποίοι χρησιμοποιούνται στη συνδεσμολογία των διαγώνιων συνδέσμων.

7.2. Σύγκριση εντατικών μεγεθών

7.2.1. Μέγιστα εντατικά μεγέθη υποστυλωμάτων στα κτίρια Α και Β

Αξονική δύναμη

Η σύγκριση θα γίνει στο υποστύλωμα 1ου ορόφου, στο εμφανίζεται η μεγαλύτερη θλίψη και στις δύο παραλλαγές του κτιρίου.

	Μέλος	Διατομή	Συνδυασμός φόρτισης	Axial force N_{Ed} (kN)	Ποσοστιαία μεταβολή (%)
ΚΤΙΡΙΟ Α	1808	HEM300	UDSTL21	3071,84	
ΚΤΙΡΙΟ Β	1808	HEB360	UDSTL21	3011,3	- 1,971

Παρατηρούμε ότι μειώθηκε ελαφρώς η αξονική θλίψη του υποστυλώματος στο Κτίριο Β. Το συγκεκριμένο υποστύλωμα δε συνδέεται με κατακόρυφο σύνδεσμο δυσκαμψίας. Εκείνα τα υποστυλώματα που συνδέονται με τους διαγώνιους συνδέσμους, εμφανίζουν μεγαλύτερη μείωση στην αξονική δύναμη, που τα καταπονεί.

Ροπή κάμψης υποστυλώματος $M_{Ed,z}$

	Μέλος	Διατομή	Συνδυασμός φόρτισης	Moment 2-2 (kNm)	Ποσοστιαία μεταβολή (%)
ΚΤΙΡΙΟ Α	1775	HEM300	SEISMIKOS2	474,60	
ΚΤΙΡΙΟ Β	1775	HEB360	SEISMIKOS2	34,35	- 92,76

Εδώ παρατηρούμε τη συντριπτική μείωση της ροπής κάμψης περί τον ασθενή άξονα του υποστυλώματος, που προκύπτει στο κτίριο Β με τους συνδέσμους δυσκαμψίας. Αυτό ήταν ιδιαίτερα ευνοϊκό καθώς μας επέτρεψε να χρησιμοποιήσουμε εν τέλει διατομή HEB360 σε σχέση με την αρχική βαριά διατομή HEM300 του κτιρίου Α.

7.2.2. Μέγιστα εντατικά μεγέθη κυρίων δοκών στα κτίρια Α και Β

Ροπή κάμψης κυρίων δοκών $M_{Ed,y}$

	Μέλος	Διατομή	Συνδυασμός φόρτισης	Moment 3-3 (kNm)	Ποσοστιαία μεταβολή (%)
ΚΤΙΡΙΟ Α	1255	HEB360	SEISMIKOS1	483,30	
ΚΤΙΡΙΟ Β	1146	HEB400	UDSTL19	457,10	-5,42

Τέμνουσα δύναμη κυρίων δοκών

	Μέλος	Διατομή	Συνδυασμός φόρτισης	Moment 3-3 (kNm)	Ποσοστιαία μεταβολή (%)
ΚΤΙΡΙΟ Α	1255	HEB360	SEISMIKOS1	226,10	
ΚΤΙΡΙΟ Β	1146	HEB400	UDSTL19	273,00	+20,74

Παρατηρούμε εδώ, ότι στο κτίριο Β είναι κρίσιμος συνδυασμός ο βασικός, ενώ στο κτίριο Α είναι ο σεισμικός για τις κύριες δοκούς. Αυτό συμβαίνει, καθώς οι διαγώνιοι σύνδεσμοι ανακουφίζουν από τα έντονα σεισμικά εντατικά μεγέθη, αφού τότε ενεργοποιούνται ώστε να παραλάβουν σημαντική ένταση, ενώ στο βασικό συνδυασμό οι κατακόρυφοι διαγώνιοι σύνδεσμοι δε συμμετέχουν ιδιαίτερα στην παραλαβή των κατακόρυφων δυνάμεων.

7.3. Σύγκριση ιδιομορφών

Μπορούμε να συγκρίνουμε τα δεδομένα από τη σεισμική και ιδομορφική ανάλυση των δύο κτιρίων.

StepType	StepNum	Period Sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Mode	1	10,97534	1,42E-017	0,82263	0	1,42E-017	0,82263
Mode	2	8,020233	1,49E-008	1,18E-008	5,70E-015	1,49E-008	0,82263
Mode	3	6,416109	0,84006	1,54E-017	2,09E-014	0,84006	0,82263
Mode	4	3,790913	1,81E-015	0,11819	0	0,84006	0,94083
Mode	5	2,744382	8,67E-008	6,46E-008	7,19E-014	0,84006	0,94083
Mode	6	2,141131	0,10794	1,13E-013	2,95E-013	0,948	0,94083
Mode	7	2,11761	7,50E-013	0,04209	4,28E-020	0,948	0,98291
Mode	8	1,552889	2,41E-008	3,55E-008	1,71E-014	0,948	0,98291
Mode	9	1,393996	1,10E-012	0,01454	4,18E-019	0,948	0,99745
Mode	10	1,229106	0,03849	3,16E-014	5,89E-014	0,9865	0,99745
Mode	11	1,032337	2,81E-012	0,00252	5,84E-017	0,9865	0,99998
Mode	12	1,030952	1,31E-008	7,24E-007	2,41E-013	0,9865	0,99998
Mode	13	0,819842	0,01176	1,01E-014	9,93E-013	0,99826	0,99998
Mode	14	0,766641	1,67E-008	1,98E-010	1,46E-015	0,99826	0,99998
Mode	15	0,737943	9,52E-018	2,40E-005	0	0,99826	1
Mode	16	0,62055	0,00173	4,95E-016	2,25E-015	0,99999	1
Mode	17	0,544265	1,13E-011	1,74E-013	7,85E-014	0,99999	1
Mode	18	0,442405	9,34E-006	7,25E-019	2,95E-013	1	1
StepType	StepNum	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY
Mode	1	0	0,97946	2,24E-018	0,45253	0,97946	2,24E-018
Mode	2	5,70E-015	6,70E-009	4,87E-009	0,22164	0,97946	4,87E-009
Mode	3	2,66E-014	2,19E-017	0,96932	0,15382	0,97946	0,96932
Mode	4	2,66E-014	0,00084	4,61E-020	0,06496	0,98031	0,96932
Mode	5	9,85E-014	1,45E-008	1,92E-009	0,03068	0,98031	0,96932
Mode	6	3,93E-013	4,66E-014	3,96E-005	0,01977	0,98031	0,96936
Mode	7	3,93E-013	0,01256	3,69E-016	0,02313	0,99286	0,96936
Mode	8	4,11E-013	6,78E-011	1,72E-008	0,01066	0,99286	0,96936
Mode	9	4,11E-013	0,00061	4,17E-013	0,00804	0,99347	0,96936
Mode	10	4,69E-013	4,96E-016	0,01273	0,00705	0,99347	0,98209
Mode	11	4,69E-013	0,00075	1,49E-012	0,00133	0,99422	0,98209
Mode	12	7,10E-013	1,99E-007	7,16E-009	0,00343	0,99422	0,98209
Mode	13	1,70E-012	2,61E-016	0,00037	0,00215	0,99422	0,98246
Mode	14	1,71E-012	5,65E-012	9,24E-010	0,00048	0,99422	0,98246
Mode	15	1,71E-012	3,55E-005	3,59E-018	1,32E-005	0,99426	0,98246
Mode	16	1,71E-012	4,37E-017	0,00065	0,00032	0,99426	0,98311
Mode	17	1,79E-012	3,31E-014	7,74E-013	3,58E-006	0,99426	0,98311
Mode	18	2,08E-012	2,05E-016	7,06E-005	1,71E-006	0,99426	0,98319

Πίνακας 7.4: Ιδιομορφές, ιδιοπερίοδοι και δρώσες ιδιομορφικές μάζες στο κτίριο A

StepType	StepNum	Period Sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Mode	1	4,003395	0,80497	1,71E-017	2,03E-014	0,80497	1,71E-017
Mode	2	3,513491	1,67E-017	0,76531	4,07E-015	0,80497	0,76531
Mode	3	2,983686	2,71E-009	1,74E-008	4,43E-015	0,80497	0,76531
Mode	4	1,375677	0,15442	4,77E-014	1,53E-013	0,95939	0,76531
Mode	5	1,189796	7,62E-015	0,19577	1,46E-014	0,95939	0,96108
Mode	6	0,992293	1,22E-008	2,11E-008	2,27E-014	0,95939	0,96108
Mode	7	0,777811	0,03282	6,21E-014	1,27E-014	0,99221	0,96108
Mode	8	0,651872	2,24E-014	0,0328	6,53E-016	0,99221	0,99388
Mode	9	0,555725	0,00735	2,94E-012	5,41E-013	0,99956	0,99388
Mode	10	0,539261	6,65E-007	1,45E-008	2,76E-015	0,99956	0,99388
Mode	11	0,476654	2,68E-013	0,00593	3,06E-016	0,99956	0,99982
Mode	12	0,442929	0,00043	3,69E-014	1,84E-014	0,99999	0,99982
Mode	13	0,391705	6,41E-009	1,43E-008	1,33E-013	0,99999	0,99982
Mode	14	0,385962	4,40E-014	0,00017	1,22E-015	0,99999	0,99999
Mode	15	0,315672	1,81E-006	7,87E-019	1,51E-013	0,99999	0,99999
Mode	16	0,312717	1,23E-010	6,08E-011	1,15E-014	0,99999	0,99999
Mode	17	0,275153	4,50E-019	1,36E-006	1,34E-014	0,99999	0,99999
Mode	18	0,222454	3,57E-017	1,01E-014	3,28E-014	0,99999	0,99999

StepType	StepNum	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY
Mode	1	2,03E-014	1,58E-016	0,96011	0,14706	1,58E-016	0,96011
Mode	2	2,43E-014	0,96736	3,13E-017	0,41992	0,96736	0,96011
Mode	3	2,88E-014	1,70E-008	6,40E-010	0,20338	0,96736	0,96011
Mode	4	1,81E-013	6,36E-015	0,00552	0,02827	0,96736	0,96563
Mode	5	1,96E-013	0,01744	8,14E-017	0,10731	0,9848	0,96563
Mode	6	2,19E-013	3,08E-009	5,72E-009	0,05457	0,9848	0,96563
Mode	7	2,31E-013	6,60E-015	0,00677	0,00599	0,9848	0,9724
Mode	8	2,32E-013	0,00501	8,56E-015	0,01796	0,9898	0,9724
Mode	9	7,73E-013	6,50E-013	0,00031	0,0014	0,9898	0,9727
Mode	10	7,76E-013	4,56E-009	3,63E-008	0,00904	0,9898	0,9727
Mode	11	7,76E-013	0,00033	1,64E-014	0,00328	0,99014	0,9727
Mode	12	7,95E-013	2,55E-015	0,00018	7,86E-005	0,99014	0,97289
Mode	13	9,28E-013	3,20E-009	7,98E-010	0,00158	0,99014	0,97289
Mode	14	9,29E-013	6,21E-005	6,05E-015	9,25E-005	0,9902	0,97289
Mode	15	1,08E-012	1,55E-016	3,68E-005	3,30E-007	0,9902	0,97292
Mode	16	1,09E-012	1,09E-011	1,23E-011	4,13E-005	0,9902	0,97292
Mode	17	1,11E-012	9,84E-006	1,94E-016	7,46E-007	0,99021	0,97292
Mode	18	1,14E-012	1,33E-019	5,42E-016	3,84E-007	0,99021	0,97292

Πίνακας 7.5: Ιδιομορφές, ιδιοπερίοδοι και δρώσες ιδιομορφικές μάζες στο κτίριο Β

7.4. Σύγκριση τεμνουσών βάσης

Παρακάτω μπορούμε να συγκρίνουμε τις τέμνουσες βάσης των κτιρίων Α και Β, όπως προκύπτουν από την σεισμική ανάλυση.

OutputCase	CaseType	StepType	StepNum	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN
MODAL	LinModal	Mode	1	-5,78E-007	139,263	1,06E-010
MODAL	LinModal	Mode	2	0,035	0,031	-1,36E-006
MODAL	LinModal	Mode	3	-411,795	-1,76E-006	-4,07E-006
MODAL	LinModal	Mode	4	5,48E-005	442,46	-3,27E-009
MODAL	LinModal	Mode	5	-0,723	-0,624	-4,13E-005
MODAL	LinModal	Mode	6	-1325,5	-1,36E-003	1,38E-004
MODAL	LinModal	Mode	7	-3,57E-003	846,178	-2,90E-007
MODAL	LinModal	Mode	8	-1,191	-1,446	-6,35E-005
MODAL	LinModal	Mode	9	9,99E-003	-1147,631	-2,63E-006
MODAL	LinModal	Mode	10	2402,053	2,18E-003	-1,82E-004
MODAL	LinModal	Mode	11	-0,029	871,625	9,33E-006
MODAL	LinModal	Mode	12	1,991	14,802	5,32E-004
MODAL	LinModal	Mode	13	2984,097	2,76E-003	1,64E-003
MODAL	LinModal	Mode	14	4,061	0,442	1,60E-004
MODAL	LinModal	Mode	15	-1,05E-004	166,367	2,41E-005
MODAL	LinModal	Mode	16	1999,147	1,07E-003	3,41E-004
MODAL	LinModal	Mode	17	0,21	0,026	-2,07E-003
MODAL	LinModal	Mode	18	-288,871	-8,05E-005	3,84E-003
SEISMIKOS1	Combination	Max		9422,218	2651,112	92154,519
SEISMIKOS1	Combination	Min		-9422,218	-2651,112	92154,518
SEISMIKOS2	Combination	Max		2826,674	8837,008	92154,518
SEISMIKOS2	Combination	Min		-2826,674	-8837,008	92154,518

Πίνακας 7.6: Τέμνουσες βάσης στο κτίριο Α

OutputCase	CaseType	StepType	StepNum	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN
MODAL	LinModal	Mode	1	187,171	-3,59E-006	1,26E-005
MODAL	LinModal	Mode	2	-7,05E-007	-976,274	-7,38E-006
MODAL	LinModal	Mode	3	0,024	0,204	-1,06E-005
MODAL	LinModal	Mode	4	680,671	1,57E-003	-2,86E-004
MODAL	LinModal	Mode	5	1,47E-004	-4243,018	9,40E-005
MODAL	LinModal	Mode	6	0,665	2,014	2,23E-004
MODAL	LinModal	Mode	7	1247,064	-5,61E-003	-5,05E-004
MODAL	LinModal	Mode	8	-1,04E-003	5805,118	-7,80E-004
MODAL	LinModal	Mode	9	-1411,164	0,075	-5,88E-003
MODAL	LinModal	Mode	10	13,636	5,63	-1,93E-004
MODAL	LinModal	Mode	11	-9,79E-003	-4619,945	2,10E-004
MODAL	LinModal	Mode	12	-678,596	-0,013	1,02E-003
MODAL	LinModal	Mode	13	-2,408	-10,656	-3,44E-003
MODAL	LinModal	Mode	14	6,47E-003	-1214,851	-1,67E-003
MODAL	LinModal	Mode	15	-53,281	-1,26E-004	5,58E-003
MODAL	LinModal	Mode	16	-0,504	-1,08	2,16E-003
MODAL	LinModal	Mode	17	-2,47E-004	200,262	-0,039
MODAL	LinModal	Mode	18	-4,65E-004	-0,028	-6,11E-003
SEISMIKOS1	Combination	Max		1895,075	2647,053	90918,368
SEISMIKOS1	Combination	Min		-1894,845	-2649,521	90918,366
SEISMIKOS2	Combination	Max		568,608	8826,348	90918,367
SEISMIKOS2	Combination	Min		-568,377	-8828,816	90918,366

Πίνακας 7.7: Τέμνουσες βάσης στο κτίριο Β

7.5. Σύγκριση σεισμικών μετακινήσεων ορόφων

Θα παραθέσουμε ξανά τους πίνακες που παρουσιάσαμε αρχικά στο κεφάλαιο 5, με τους οποίους εξετάσαμε τη μεταθετότητα των πλαισίων, κατά τη διάρκεια του σεισμού, οπότε και αναπτύσσονται οι μέγιστες μετακινήσεις στους κόμβους, μόνο που τώρα θα χρησιμοποιήσουμε την τιμή d_e της σχετικής μετακίνησης ορόφου, όπως ακριβώς προκύπτει από την ανάλυση του SAP2000 και όχι τη σχεδιαστική τιμή d_r .

ΟΡΟΦΟΣ	ΚΤΙΡΙΟ Α (d_e σε m)	ΚΤΙΡΙΟ Β (d_e σε m)
1ος	0,0226	0,00708
2ος	0,0255	0,006413
3ος	0,0203	0,0056515
4ος	0,0133	0,004948
5ος	0,0075	0,004301
6ος	0,00339	0,003418

Πίνακας 7.8: Απόλυτες μετακινήσεις ορόφων των κτιρίων, για κύριο σεισμό κατά τη διεύθυνση + xx

ΟΡΟΦΟΣ	ΚΤΙΡΙΟ Α (d_e σε m)	ΚΤΙΡΙΟ Β (d_e σε m)
1ος	0,04729	0,005608
2ος	0,05144	0,00461
3ος	0,04419	0,004401
4ος	0,0377	0,004459
5ος	0,01797	0,004368
6ος	0,00813	0,004026

Πίνακας 7.9: Απόλυτες μετακινήσεις ορόφων των κτιρίων, για κύριο σεισμό κατά τη διεύθυνση + yy

Είναι προφανές πόσο ελαττωμένες είναι οι μετακινήσεις των ορόφων στο κτίριο Β με τους συνδέσμους δυσκαμψίας. Επομένως, σε μία πιθανή σεισμική διέγερση οι βλάβες των στοιχείων του κτιρίου λόγω παραμορφώσεων, καθώς και τα εντατικά μεγέθη των μελών του φορέα.

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Ο σχεδιασμός του εξαώροφου μεταλλικού κτιρίου έγινε σύμφωνα με τις απαιτήσεις που ορίζουν τα κείμενα των Ευρωκωδίκων, σχετικά με την ασφάλεια και τη λειτουργικότητα των κτιριακών κατασκευών. Για την εξασφάλιση των παραπάνω απαιτήσεων, χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό πρόγραμμα SAP2000 για την ανάλυση του κτιρίου, ενώ ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση πραγματοποιήθηκε στη συνέχεια από το μελετητή, με τη βοήθεια υπολογιστικών φύλλων και με την ακριβή τήρηση των κανονισμών και διατάξεων του Ευρωκώδικα.

Για τις δύο παραλλαγές του κτιρίου που μελετήθηκαν, έγινε ξεχωριστά διαστασιολόγηση και έλεγχος των διατομών και μελών, με σκοπό τη βελτιστοποίηση της οικονομικότητας και της λειτουργικότητας του κτιρίου.

Από τις συγκρίσεις των κτιρίων Α και Β στο προηγούμενο κεφάλαιο, καταλήγουμε στο ότι η χρήση των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας έχει ως αποτέλεσμα την μείωση του συνολικού βάρους της κατασκευής, ενώ ταυτόχρονα αυξάνει σημαντικά την δυσκαμψία της. Σε γενικές γραμμές, έχουμε αυξημένα εντατικά μεγέθη στο κτίριο χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας (κτίριο Α), ενώ παρατηρείται σημαντική ανακούφιση των εντατικών μεγεθών, ιδιαίτερα των υποστυλωμάτων, στο κτίριο Β. Επίσης το κτίριο Β εμφανίζει καλύτερη σεισμική συμπεριφορά, όπως φαίνεται και από τη σύγκριση των ιδιομορφικών αναλύσεων των δύο μοντέλων, καθώς επίσης και μικρότερες παραμορφώσεις και μετακινήσεις ορόφων. Από κάθε εξεταζόμενη πλευρά, οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, τοποθετούμενοι στις κατάλληλες θέσεις κατά τις οριζόντιες διευθύνσεις x,y, προσφέρουν σε ένα κτίριο καλύτερη κατανομή των εντατικών μεγεθών στα μέλη της κατασκευής, μεγαλύτερη οικονομικότητα και καλύτερη αντισεισμική συμπεριφορά.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΠΗΓΕΣ

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2004). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι. (2003). «Σιδηρές κατασκευές, ανάλυση και διαστασιολόγηση, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Αναστασιάδης Κ. (1989). «Αντισεισμικές κατασκευές Ι», Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη.
7. Chopra K.Anil (2007). «Δυναμική των κατασκευών, θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική, 2η Ελληνική επανέκδοση», Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα.
8. EN1990, Eurocode 0: «Basis of structural design», CEN, 2002
9. EN1991-1-1, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-1: General actions», CEN, 2004
10. EN1991-1-3, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-3: Snow loads», CEN, 2004
11. EN1991-1-4, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-4: Wind actions», CEN, 2004
12. EN1993-1-1, Eurocode 3: «Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings», CEN, 2005
13. EN1993-1-8, Eurocode 3: «Design of steel structures, Part 1-8: Design of joints», CEN, 2005
14. EN1998-1, Eurocode 8: «Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings», CEN, 2004
15. EN1994-1-1, Eurocode 4: «Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings», CEN, 2004
16. Καρύδη Π. Γ. «Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας», Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, Αθήνα 1996.
17. Παπασταματίου Δ., Ψυχάρης Ι. «Βοηθητικές σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας», Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, Αθήνα 2001.

