ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ



ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΟΙ ΤΡΟΠΟΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΠΟΛΥΩΡΟΦΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ



ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΙΩΑΝΝΙΔΗΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ

ΒΑΔΑΛΟΥΚΑΣ ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ

ΑΘΗΝΑ ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2011

<u>ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ</u>

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Ιωαννίδη Γεώργιο, για τη συνεχή καθοδήγησή του και τις χρήσιμες συμβουλές που μου παρείχε κατά την εκπόνηση την παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες οφείλω στον κ. Σπηλιόπουλο Ανδρέα για τον χρόνο που αφιέρωσε και την καθοριστική βοήθεια που μου παρείχε σε όλα τα στάδια της εργασίας μου.

Τέλος, τη διπλωματική αυτή εργασία αφιερώνω στους γονείς μου, Ιωάννη και Ιωάννα, και στον αδερφό μου, Κυριάκο. Η συνεχής και απόλυτη στήριξή τους ήταν καταλυτική για την ολοκλήρωση των σπουδών μου.

<u>Πίνακας περιεχομένων</u>

Κεφάλαιο 1 – Συνοπτική περιγραφή της εργασίας	Σελ. 7
Κεφἁλαιο 2 – Παρουσίαση φορἑων	Σελ. 9
2.1 - Γενικές διαστάσεις	Σελ. 9
2.2 – Στατικά συστήματα	Σελ. 10
2.3 – Κύρια δομικά στοιχεία	Σελ. 12
2.3.1 – Σύμμικτες πλάκες	Σελ. 12
2.3.2 – Διαδοκίδες	Σελ. 14
2.3.3 – Κύριες δοκοί	Σελ. 14
2.3.4 – Υποστυλώματα	Σελ. 15
2.3.5 –Συστήματα εξασφάλισης πλευρικής ευστάθειας	Σελ. 15
2.3.5.1 – Κτίριο Α	Σελ. 16
2.3.5.2 – Κτίριο Β	Σελ. 18
2.3.5.3 – Κτίριο Γ	Σελ. 19
2.4 - Διατομές	Σελ. 20
2.4.1 – Κτίριο Α	Σελ. 20
2.4.2 – Κτίριο Β	Σελ. 21
2.4.3 – Κτίριο Γ	Σελ. 22
2.5 – Υλικά	Σελ. 23
2.5.1 – Δομικός χάλυβας	Σελ. 23
2.5.2 – Σκυρόδεμα	Σελ. 23
2.5.3 – Χαλυβδόφυλλα	Σελ. 24
2.5.4 – Ρἁβδοι οπλισμού	Σελ. 24
2.5.5 – Διατμητικοί ήλοι	Σελ. 25
Κεφάλαιο 3 – Φορτία – Συνδυασμοί δράσεων	Σελ. 27
3.1 - Κατηγορίες δράσεων	Σελ. 27
3.2 – Μόνιμες δράσεις (G)	Σελ. 27
3.3 – Μεταβλητἑς δρἁσεις (Q)	Σελ. 28
3.3.1 - Επιβαλλόμενα φορτία	Σελ. 28
3.3.2 – Θερμοκρασιακή μεταβολή	Σελ. 30
3.3.3 – Λοιπές δράσεις	Σελ. 31
3.4 – Σεισμικές δράσεις (Ε)	Σελ. 32
3.4.1 – Γενικά	Σελ. 32
3.4.2 – Επιλογή τύπου φάσματος απόκρισης	Σελ. 33
3.4.3 – Φάσμα σχεδιασμού για πλαστική ανάλυση	Σελ. 34
3.4.4 – Συντελεστής συμπεριφοράς	Σελ. 36

3.4.5 – Μέθοδος προσδιορισμού της σεισμικής απόκρισηςΣελ. 38
3.4.6 – Προσομοίωση μαζώνΣελ. 38
3.5 - Συντελεστές ασφαλείαςΣελ. 39
3.5.1 - Συντελεστές ασφαλείας των δράσεωνΣελ. 39
3.5.2 - Συντελεστές ασφαλείας των αντιστάσεωνΣελ. 39
3.6 - Συνδυασμοί δράσεωνΣελ. 40
3.6.1 - Συντελεστές συνδυασμού ψΣελ. 40
3.6.2 – Οριακές καταστάσεις αστοχίαςΣελ. 41
3.6.3 – Οριακές καταστάσεις λειτουργικότηταςΣελ. 41
3.6.4 - Συνδυασμοί που χρησιμοποιήθηκανΣελ. 42
Κεφάλαιο 4 – Ανάλυση των κατασκευώνΣελ. 43
4.1 - Μέσα ανάλυσηςΣελ. 43
4.2 - Προσομοίωμα ανάλυσηςΣελ. 44
4.3 – Μέθοδος ανάλυσηςΣελ. 45
4.4 - Στάδια προμελέτηςΣελ. 46
4.4.1 – Κτίριο ΑΣελ. 46
4.4.2 – Κτίριο ΒΣελ. 46
4.4.3 – Κτίριο ΓΣελ. 47
4.5 - Στατική ανάλυσηΣελ. 48
4.5.1 – Κτίριο ΑΣελ. 48
4.5.2 – Κτίριο ΒΣελ. 50
4.5.3 – Κτίριο ΓΣελ. 52
4.5.4 – Ενδεικτικός έλεγχος υποστυλώματοςΣελ. 53
4.6 - Δυναμική ανάλυσηΣελ. 54
4.6.1 - Λυναμική φασματική μέθοδοςΣελ. 54
4.6.2 – Έλεγχος μόρφωσης φορέαΣελ. 55
4.6.2 – Έλεγχος μόρφωσης φορέαΣελ. 55 4.6.3 – Τυχηματικές στρεπτικές επιδράσειςΣελ. 56
 4.6.2 - Έλεγχος μόρφωσης φορέαΣελ. 55 4.6.3 - Τυχηματικές στρεπτικές επιδράσειςΣελ. 56 4.6.4 - Έλεγχος περιορισμού βλαβώνΣελ. 57
 4.6.2 – Ἐλεγχος μόρφωσης φορἑαΣελ. 55 4.6.3 – Τυχηματικἑς στρεπτικἑς επιδράσειςΣελ. 56 4.6.4 – Ἐλεγχος περιορισμοὑ βλαβώνΣελ. 57 4.6.5 – Ἐλεγχος επιρροών 2^{ης} τάξηςΣελ. 57
 4.6.2 – Έλεγχος μόρφωσης φορέα
 4.6.2 - Ἐλεγχος μόρφωσης φορἑαΣελ. 55 4.6.3 - Τυχηματικἑς στρεπτικἑς επιδράσειςΣελ. 56 4.6.4 - Ἐλεγχος περιορισμοὑ βλαβώνΣελ. 57 4.6.5 - Ἐλεγχος επιρροών 2^{ης} τάξηςΣελ. 57 4.6.6 - Αποτελἑσματα ανάλυσης - Κτίριο ΑΣελ. 58 4.6.7 - Αποτελἑσματα ανάλυσης - Κτίριο ΒΣελ. 64
 4.6.2 - Έλεγχος μόρφωσης φορέα
 4.6.2 - Ἐλεγχος μόρφωσης φορἑαΣελ. 55 4.6.3 - Τυχηματικἑς στρεπτικἑς επιδράσειςΣελ. 56 4.6.4 - Ἐλεγχος περιορισμοὑ βλαβώνΣελ. 57 4.6.5 - Ἐλεγχος επιρροών 2^{ης} τάξηςΣελ. 57 4.6.6 - Αποτελἑσματα ανάλυσης - Κτίριο ΑΣελ. 58 4.6.7 - Αποτελἑσματα ανάλυσης - Κτίριο Β
 4.6.2 - Έλεγχος μόρφωσης φορέα
 4.6.2 - Έλεγχος μόρφωσης φορἑα
 4.6.2 - Έλεγχος μόρφωσης φορἑα
4.6.2 - Ἑλεγχος μόρφωσης φορἑα Σελ. 55 4.6.3 - Τυχηματικἑς στρεπτικἑς επιδράσεις Σελ. 56 4.6.4 - Ἐλεγχος περιορισμοὑ βλαβών Σελ. 57 4.6.5 - Ἐλεγχος επιρροών 2 ^{ης} τάξης Σελ. 57 4.6.6 - Αποτελἑσματα ανάλυσης - Κτίριο Α Σελ. 58 4.6.7 - Αποτελἑσματα ανάλυσης - Κτίριο Β Σελ. 70 Κεφάλαιο 5 - Σχεδιασμός σὑμμικτων πλακών Σελ. 79 5.1 - Γενικά Σελ. 79 5.2 - Αποιτήσεις κανονισμοὑ Σελ. 80 5.3 - Χαλυβδόφυλλα Σελ. 83

5.5.1 – Φάση κατασκευής	Σελ. 84
5.5.2 – Φάση λειτουργίας	Σελ. 85
5.5.2.1 – Έλεγχος οριακής κατάστασης αστοχίας	Σελ. 85
5.5.2.2 – Έλεγχος οριακής κατάστασης λειτουργικότητας	Σελ. 87
Κεφάλαιο 6 – Σνεδιασμός διαδοκίδων	Σελ 80
$61 - \Gamma_{\text{SVIRA}}$	Σελ 80
$6.2 - Γ_{5}$ ματαγκά γαρακτροιστικά	Ζελ. 05 Σελ 01
6 3 – Φοοτία	Σελ 93
6.4 – Κατάταξη διατομής	Σελ 94
6.4.1 – Κατάταξη σέλματος	Σελ 94
6.4.2 – Κατάταξη κορμού	Σελ. 96
6.5 - Έλεγγοι	Σελ. 97
6.5.1 – Φάση κατασκευής	Σελ. 97
6.5.1.1 - Οριακή κατάστασης αστοχίας	Σελ. 97
6.5.1.2 – Οριακή κατάστασης λειτουργικότητας	Σελ. 98
6.5.2 – Φάση λειτουργίας	Σελ. 98
6.5.2.1 - Οριακή κατάστασης αστοχίας	Σελ. 98
6.5.2.1.1 – Κάμψη	Σελ. 98
6.5.2.1.2 – Διάτμηση	. Σελ. 100
6.5.2.1.3 – Διατμητική σύνδεση	. Σελ. 100
6.5.2.1.4 – Ἐλεγχος ευστάθειας	. Σελ. 105
6.5.2.2 – Οριακή κατάστασης λειτουργικότητας	. Σελ. 105
Κεφάλαιο 7 – Σχεδιασμός κύριων δοκών	Σελ. 109
7.1 – Γενικά	. Σελ. 109
7.2 – Γεωμετρικά χαρακτηριστικά	. Σελ. 111
7.3 - Φορτία	. Σελ. 113
7.4 - Κατάταξη διατομής	. Σελ. 114
7.4.1 - Κατάταξη πέλματος	. Σελ. 114
7.4.2 - Κατάταξη κορμού	. Σελ. 115
7.5 – Έλεγχοι	. Σελ. 115
7.5.1 – Φάση κατασκευής	. Σελ. 116
7.5.1.1 - Οριακή κατάστασης αστοχίας	. Σελ. 116
7.5.1.2 – Οριακή κατάστασης λειτουργικότητας	. Σελ. 116
7.5.2 – Φάση λειτουργίας	. Σελ. 117
7.5.2.1 - Οριακή κατάστασης αστοχίας	. Σελ. 117
7.5.2.1.1 – Κἁμψη	. Σελ. 117
7.5.2.1.2 – Διἁτμηση	. Σελ. 118

7.5.2.1.3 – Διατμητική σύνδεση	Σελ.	119
7.5.2.1.4 – Έλεγχος ευστάθειας	Σελ.	121
7.5.2.2 – Οριακή κατάστασης λειτουργικότητας	Σελ.	121
7.6 – Σχεδιασμός των υπόλοιπων κύριων δοκών	Σελ.	124
Κεφάλαιο 8 – Αντισεισμικός σχεδιασμός	Σελ.	127
8.1 – Γενικά	Σελ.	127
8.1.1 – Βασικές αρχές του αντισεισμικού σχεδιασμού	Σελ.	127
8.1.2 – Συντελεστής υπεραντοχής	Σελ.	127
8.2 – Ктірю А	Σελ.	128
8.2.1 – Διαγώνια στοιχεία	Σελ.	128
8.2.2 – Δοκοί και υποστυλώματα	Σελ.	130
8.2.3 – Συνδἑσεις	Σελ.	130
8.3 – Ктірю В	Σελ.	131
8.3.1 – Δοκοί σύζευξης	Σελ.	131
8.3.2 – Διαγώνιοι, υποστυλώματα και δοκοί εκτός συνδέσμα	υν Σελ.	133
8.4 - Κτίριο Γ	Σελ.	134
8.4.1 – Докоі	Σελ.	135
8.4.2 - Υποστυλώματα	Σελ.	136
8.4.3 – Συνδέσεις	Σελ.	136
Κεφάλαιο 9 – Συμπεράσματα	Σελ.	137
91 – Γενικά	Σεγ	137

9.1 – Γενικά	Σελ.	137
9.2 – Παραμορφώσεις	Σελ.	137
9.2.1 – Μετακινήσεις ορόφων	Σελ.	137
9.2.2 – Γωνιακές παραμορφώσεις	Σελ.	138
9.3 – Επιρροές 2 ^{ης} τάξης	Σελ.	139
9.4 – Δυναμικά χαρακτηριστικά	Σελ.	140
9.4.1 – Ιδιοπερίοδοι βασικών ιδιομορφών	Σελ.	140
9.4.2 – Τἑμνουσα βἁσης	Σελ.	140
9.5 – Ίδιο βάρος κατασκευών	Σελ.	140
9.6 – Τελικά συμπεράσματα	Σελ.	141

Βιβλιογραφία.....Σελ. 143

Παρἀρτημα – Ἐλεγχοι μελών	Σελ. 145
10.1 – Έλεγχοι που χρησιμοποιήθηκαν	Σελ. 145
10.1.1 – Εφελκυσμός	Σελ. 145
10.1.2 – Θλίψη	Σελ. 145
10.1.3 – Ροπή κάμψης	Σελ. 146

10.1.4 - Τέμνουσα	Σελ. 146
10.1.5 – Κἁμψη και διἁτμηση	Σελ. 147
10.1.6 – Κἁμψη και αξονική θλίψη	Σελ. 148
10.1.7 - Μέλη σταθερής διατομής υπό θλίψη	Σελ. 148
10.1.7.1 – Αντοχή σε λυγισμό	Σελ. 148
10.1.7.2 - Καμπύλες λυγισμού	Σελ. 149
10.1.7.3 – Λυγηρότητα για καμπτικό λυγισμό	Σελ. 152
10.1.7.4 – Λυγηρότητα για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό	Σελ. 152
10.1.8 – Μέλη σταθερής διατομής υπό κάμψη	Σελ. 152
10.1.8.1 - Ροπή αντοχής σε λυγισμό	Σελ. 152
10.1.8.2 - Καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού	Σελ. 153
10.1.9 – Μέλη σταθερής διατομής υπό κάμψη και θλίψη	Σελ. 154
10.1.9.1 - Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού .	Σελ. 157
10.2 – Κτίριο Α	Σελ. 161
10.2.1 – Διαγώνιοι	Σελ. 161
10.2.1.1 – Διαγώνιοι κατά Χ	Σελ. 161
10.2.1.2 – Διαγώνιοι κατά Υ	Σελ. 164
10.2.2 – Κεφαλοδοκός	Σελ. 167
10.2.3 – Υποστύλωμα	Σελ. 173
10.3 – Ктірю В	Σελ. 178
10.3.1 – Δοκοί σύζευξης	Σελ. 178
10.3.1.1 – Οροφή ισογείου	Σελ. 178
10.3.1.2 – Οροφή 1 ^{ου} ορόφου	Σελ. 181
10.3.1.3 – Οροφή 2 ^{ου} ορόφου	Σελ. 182
10.3.1.4 – Οροφή 3 ^{ου} ορόφου	Σελ. 184
10.3.1.5 – Ικανοτικός συντελεστής Ω	Σελ. 185
10.3.2 – Διαγώνιοι	Σελ. 186
10.3.3 – Τμήματα δοκών εκτός των δοκών σύζευξης	Σελ. 189
10.3.4 – Υποστύλωμα	Σελ. 194
10.4 – Κτίριο Γ	Σελ. 199
10.4.1 – Δοκοί	Σελ. 199
10.4.1.1 – Οροφή ισογείου	Σελ. 199
10.4.1.2 – Οροφή 1 ^{ου} ορόφου	Σελ. 201
10.4.1.3 – Οροφή 2 ^{ου} ορόφου	Σελ. 203
10.4.1.4 – Οροφή 3 ^{ου} ορόφου	Σελ. 205
10.4.1.5 – Ικανοτικός συντελεστής Ω	Σελ. 206
10.4.2 – Υποστυλώματα	Σελ. 207
10.4.3 – Εξωτερικό πλαίσιο κατά Υ	Σελ. 209
10.4.3.1 – Δοκοί	Σελ. 209
10.4.3.2 – Υποστυλώματα	Σελ. 211

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

Συνοπτική περιγραφή της εργασίας

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η μελέτη μίας πολυώροφης κατασκευής με φέροντα οργανισμό από χάλυβα με τρείς εναλλακτικούς τρόπους. Η διαφοροποίηση των τριών προσεγγίσεων έγκειται στα συστήματα δυσκαμψίας με τα οποία παραλαμβάνονται οι σεισμικές δράσεις. Στο τέλος της εργασίας γίνεται μία σύγκριση των αποτελεσμάτων και εντοπίζονται οι βασικές διαφορές των τριών λύσεων,

Ο σχεδιασμός των τριών κτιρίων έγινε με χρήση των παρακάτω κανονιστικών προτύπων:

- Ευρωκώδικας 1 Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές
- Ευρωκώδικας 3 Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα
- Ευρωκώδικας 4 Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών
- Ευρωκώδικας 8 Αντισεισμικός σχεδιασμός

Στη συνέχεια δίνεται η περίληψη των κεφαλαίων της εργασίας:

Στο **Κεφάλαιο 2** περιγράφονται οι τρείς κατασκευές που μελετήθηκαν, αναφέρονται τα βασικά δομικά τους στοιχεία και παρουσιάζονται οι διατομές που τελικά επιλέχθηκαν. Ακόμα, δίνονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών υλικών.

Στο **Κεφάλαιο 3** αναλύονται τα φορτία που εφαρμόστηκαν στους τρείς φορείς (μόνιμα, μεταβλητά και σεισμικά) και παρουσιάζονται οι συντελεστές ασφαλείας και οι συνδυασμοί φόρτισης που χρησιμοποιήθηκαν.

Στο **Κεφάλαιο 4** παρουσιάζονται τα προγράμματα που συνέβαλαν στην ολοκλήρωση της εργασίας και περιγράφονται οι μέθοδοι ανάλυσης και τα στάδια του σχεδιασμού κάθε εναλλακτικής λύσης. Αναλύεται τόσο η στατική όσο και η δυναμική ανάλυση που εφαρμόστηκαν και τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν. Επιπλέον, γίνεται έλεγχος της μόρφωσης των κατασκευών με βάση τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης, ελέγχονται οι παραμορφώσεις και οι επιρροές 2^{ης} τάξης και υπολογίζονται οι τυχηματικές στρεπτικές δράσεις λόγω σεισμού.

Στο **Κεφάλαιο 5** αναλύεται η διαδικασία σχεδιασμού των σύμμικτων πλακών, οι οποίες είναι κοινές για τα τρία κτίρια, με τη βοήθεια ειδικού λογισμικού.

Στο **Κεφάλαιο 6** περιγράφεται ο σχεδιασμός των σύμμικτων διαδοκίδων που συμβάλλουν στη μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων από τις πλάκες στις κύριες δοκούς. Γίνεται έλεγχος τόσο στη φάση κατασκευής, όσο και στη φάση λειτουργίας.

Στο **Κεφάλαιο 7** γίνεται η διαστασιολόγηση των κύριων δοκών για τη μία διεύθυνση με τον ίδιο τρόπο που σχεδιάστηκαν οι διαδοκίδες. Επίσης, παρουσιάζονται οι διατομές που τέθηκαν στις υπόλοιπες κύριες δοκούς.

Στο **Κεφάλαιο 8** περιγράφονται τα εδάφια του Ευρωκώδικα 8 που χρησιμοποιήθηκαν στα πλαίσια της παρούσας εργασίας και δίνονται οι αρχές που θα πρέπει να ικανοποιούν τα μέλη των κατασκευών που συμμετέχουν στα συστήματα παραλαβής των σεισμικών δράσεων.

Στο **Κεφάλαιο 9** γίνεται μια σύνοψη των αποτελεσμάτων της εργασίας και εξάγονται ορισμένα χρήσιμα συμπεράσματα.

Τέλος, στο **Παράρτημα** περιγράφονται οι έλεγχοι διατομών και μελών που εφαρμόστηκαν, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3. Επιπροσθέτως, παρουσιάζονται αναλυτικά οι έλεγχοι συγκεκριμένων μελών των τριών κτιρίων σύμφωνα με τις απαιτήσεις του ικανοτικού σχεδιασμού.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΦΟΡΕΩΝ

<u>2.1 – Γενικές διαστάσεις</u>

Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας μελετήθηκαν τρεις μη υπάρχουσες πενταώροφες μεταλλικές κατασκευές, προορισμένες υποθετικά να στεγάσουν χώρους γραφείων. Και οι τρεις αυτοί φορείς έχουν πανομοιότυπη κάτοψη διαστάσεων 49x40m, με 7 ανοίγματα μήκους 7,00m στη διεύθυνση X και 5 ανοίγματα 8,00m στη διεύθυνση Y, τα οποία δημιουργούν τον κάνναβο που φαίνεται στο σχήμα Σ2.1. Τα μήκη των ανοιγμάτων επιλέχθηκαν έτσι ώστε να εξυπηρετούν λειτουργικούς και αρχιτεκτονικούς σκοπούς, όπως για παράδειγμα την ενδεχόμενη ύπαρξη υπογείου χώρου στάθμευσης, ο οποίος όμως δε συμπεριλήφθηκε στη μελέτη και δεν ελήφθη υπόψη στο σχεδιασμό των κατασκευών.

Το ύψος των ορόφων είναι επίσης κοινό και για τα 3 κτίρια και ίσο με 4,00m, ύψος που θεωρείται επαρκές για τη στέγαση και ανεμπόδιστη λειτουργία γραφείων, καθώς και για την εξυπηρέτηση μηχανολογικών απαιτήσεων (εξαερισμός, δίκτυα ηλεκτρομηχανολογικών εγκαταστάσεων, ψευδοροφές κ.λ.π). Το συνολικό ύψος των κτιρίων είναι συνεπώς ίσο με 20,00m (Σχήμα Σ2.2).





<u>2.2 – Στατικά συστήματα</u>

Η ειδοποιός διαφορά μεταξύ των 3 κτιρίων που μελετήθηκαν είναι ο τρόπος με τον οποίο παραλαμβάνονται οι οριζόντιες δράσεις, οι οποίες στα πολυώροφα κτίρια οφείλονται κυρίως στο σεισμό, στον άνεμο και στις κατασκευαστικές ατέλειες. Στον Ευρωκώδικα 8 (ΕΝ 1998, Μέρος 1) προτείνονται διάφοροι τύποι στατικών συστημάτων που εξυπηρετούν το σκοπό αυτό, εκ των οποίων επιλέχθηκαν οι 3 που φαίνονται παρακάτω:

- Κτίριο Α Πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (Σχήμα 2.3-(α))
- Κτίριο Β Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους (Σχήμα 2.3-(β))
- Κτίριο Γ Πλαίσια παραλαβής ροπών (Σχήμα 2.3-(γ))











Σχήμα Σ2.6 - Γενική άποψη Κτιρίου Γ

<u>2.3 – Κύρια δομικά στοιχεία</u>

Τα κύρια στοιχεία του φέροντος οργανισμού των κτιρίων αυτών είναι:

- Οι σύμμικτες πλάκες, αποτελούμενες από χαλυβδόφυλλο και έγχυτο σκυρόδεμα, με τις νευρώσεις του χαλυβδόφυλλου να είναι διατεταγμένες παράλληλα στη διεύθυνση Υ
- Οι δευτερεύουσες δοκοί ή διαδοκίδες, οι οποίες διατάσσονται εγκάρσια στις νευρώσεις των συμμίκτων πλακών.
- Οι κύριες δοκοί (τόσο κατά τη διεύθυνση Χ όσο και κατά τη διεύθυνση Υ)
- Τα υποστυλώματα
- Τα συστήματα εξασφάλισης της πλευρικής ευστάθειας

Στη συνέχεια παρουσιάζονται αναλυτικά τα βασικά χαρακτηριστικά των προαναφερθέντων δομικών στοιχείων.

<u>2.3.1 – Σὑμμικτες πλἀκες</u>

Γενικά οι πλάκες επιτελούν στις πολυώροφες μεταλλικές κατασκευές διπλό ρόλο. Αφ' ενός συμβάλλουν στη μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων στις διαδοκίδες με λειτουργία ως στοιχεία "πλάκας" και αφ' ετέρου επιτρέπουν τη μεταφορά των οριζόντιων δράσεων μέσω διαφραγματικής λειτουργίας.

Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Τα χαλυβδόφυλλα λειτουργούν ως ξυλότυπος στη φάση διάστρωσης του σκυροδέματος και ως οπλισμός της πλάκας στη φάση λειτουργίας. Συνήθως τοποθετείται πρόσθετος οπλισμός στο χαμηλότερο σημείο των νευρώσεων για προστασία της πλάκας από αστοχία σε περίπτωση απενεργοποίησης του χαλυβδόφυλλου λόγω πυρκαγιάς. Ακόμα, τοποθετείται πλέγμα πρόσθετου οπλισμού στο πάνω μέρος της πλάκας για την παραλαβή αρνητικών ροπών σε περιπτώσεις συνεχών πλακών 2 ή περισσοτέρων ανοιγμάτων.

Σημειώνεται ότι η συνεργασία χαλυβδόφυλλων-σκυροδέματος επιτυγχάνεται με ειδικά διαμορφωμένες νευρώσεις, εγκοπές ή προεξοχές στα φύλλα, ή με την πρόβλεψη διατμητικών συνδέσμων στις στηρίξεις των χαλυβδόφυλλων.

Στην περίπτωσή μας, έχουμε συνεχείς σύμμικτες πλάκες 4 ανοιγμάτων, με το μήκος κάθε ανοίγματος ίσο με $b_{\delta} = 2,00m$ και με τις νευρώσεις των φύλλων παράλληλες με τη διεύθυνση Y (Σχήμα Σ2.7).



Σχήμα Σ2.7 - Διάταξη διαδοκίδων και νευρώσεων χαλυβδόφυλλων

Βασικά πλεονεκτήματα των συνεχών χαλυβδοφύλλων είναι ότι λειτουργούν ως συνεχείς δοκοί στη φάση σκυροδέτησης και προσφέρουν καλύτερη πλευρική στήριξη έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού στη σιδηροδοκό κατά τη φάση κατασκευής. Αντίθετα, στην περίπτωση αυτή είναι απαραίτητη η συγκόλληση των διατμητικών συνδέσμων στις δοκούς διαμέσου των χαλυβδοφύλλων.

Είναι σημαντικό να τονίσουμε ότι οι σύμμικτες πλάκες δεν εισήχθησαν στο στατικό προσομοίωμα για λόγους απλότητας του μοντέλου. Οι ακριβείς διαστάσεις και λοιπά χαρακτηριστικά των φύλλων και των πλακών καθώς και η διαδικασία διαστασιολόγησής τους παρουσιάζεται αναλυτικά στο Κεφάλαιο 5.

<u>2.3.2 - Διαδοκίδες</u>

Οι διαδοκίδες αποτελούν βοηθητικά δομικά στοιχεία που συντελούν στη μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων από τη σύμμικτη πλάκα στις κύριες δοκούς. Η επιλογή της διάταξής τους (παράλληλα με τις κύριες δοκούς κατά Χ-Σχήμα Σ2.7) έγινε έτσι, ώστε οι διαδοκίδες να έχουν το ελάχιστο δυνατό μήκος, το οποίο στην περίπτωσή μας ισούται με 7,0m. Επιπλέον, επιλέχθηκε η τοποθέτηση 3 διαδοκίδων ανά φάτνωμα, συνεπώς το πλάτος επιρροής της κάθε διαδοκίδας ισούται με

 $b_{\delta} = \frac{8,00m}{4} = 2,00m$

Σημαντικό αποτέλεσμα της επιλογής αυτής είναι ότι το μεγαλύτερο μέρος των κατακόρυφων φορτίων μεταφέρονται στις κύριες δοκούς κατά Υ, αρχικά μέσω των συμμίκτων πλακών και στη συνέχεια μέσω των διαδοκίδων. Οι κύριες δοκοί κατά Χ παραλαμβάνουν, πέρα από το ίδιο βάρος τους, μόνο το τμήμα που κατακόρυφων φορτίων που αντιστοιχεί σε πλάτος 1m εκατέρωθεν του διαμήκους άξονά τους.

Όσον αφορά στην υψομετρική θέση των διαδοκίδων σε σχέση με τις κύριες δοκούς, επιλέχθηκε η λύση της ισοσταθμίας, κατά την οποία δημιουργείται ένα ενιαίο επίπεδο δοκών, πάνω στο οποίο επικάθεται η πλάκα. Με τον τρόπο αυτό καθίσταται εφικτή η σύμμικτη λειτουργία τόσο των κυρίων δοκών, όσο και των διαδοκίδων.

Τέλος, οι διαδοκίδες σχεδιάστηκαν ως σύμμικτες και αμφιέρειστες, με λειτουργία όμοια με αυτή των κυρίων δοκών, που αναλύεται αμέσως παρακάτω. Οι σιδηροκοκοί επιλέχθηκαν από την κατηγορία πρότυπων ελατών διατομών **IPE**. Η αναλυτική διαστασιολόγησή τους παρουσιάζεται στο Κεφάλαιο 6. Όπως και οι πλάκες, οι διαδοκίδες δεν εισήχθησαν στο στατικό προσομοίωμα.

<u>2.3.3 - Κὑριες δοκοἰ</u>

Και στις 2 διευθύνσεις (Χ και Υ) οι κύριες δοκοί έχουν σχεδιαστεί ως αμφιέρειστες και γι' αυτό το λόγο συνδέονται με τα υποστυλώματα με απλές συνδέσεις τέμνουσας. Τη μόνη εξαίρεση αποτελούν συγκεκριμένες δοκοί στο Κτίριο Γ (βλ. 2.3.5), στο οποίο η παραλαβή των οριζοντίων (σεισμικών) φορτίων γίνεται μέσω πλαισιακής λειτουργίας. Το γεγονός ότι οι δοκοί είναι αμφιέρειστες μας έδωσε τη δυνατότητα να τις σχεδιάσουμε ως σύμμικτες, με τη σύμμικτη λειτουργία να εξασφαλίζεται μέσω της συνεργασίας της πρότυπης σιδηροδοκού σχήματος Ι με τη ανώτερη μόνο ζώνη σκυροδέματος των σύμμικτων πλακών που λειτουργεί ως πέλμα της δοκού. Οι διατομές των σιδηροδοκών επιλέχθηκαν από τη σειρά **HEA**, με τις ακριβείς διατομές να προκύπτουν μετά από δοκιμές. Η ακριβής επίλυση και η τελική επιλογή διατομής παρουσιάζεται στο Κεφάλαιο 7. Η συνεργασία χαλύβδινης δοκού-πλάκας σκυροδέματος επιτυγχάνεται με την τοποθέτηση διατμητικών συνδέσμων (ήλων) στη μεταξύ τους διεπιφάνεια.

Το βασικό πλεονέκτημα του σχεδιασμού αυτού είναι η πλήρης εκμετάλλευση της αντοχής σε θλίψη του σκυροδέματος, καθώς στις αμφιέρειστες δοκούς το πάνω πέλμα θλίβεται σε ολόκληρο το μήκος της δοκού. Κατά συνέπεια δεν υπάρχουν ζώνες στις οποίες το σκυρόδεμα εφελκύεται (και άρα ουσιαστικά η συμβολή του στην αντοχή της δοκού εκμηδενίζεται), σε αντίθεση με ένα σχεδιασμό που θα περιελάμβανε συνεχείς δοκούς.

<u>2.3.4 - Υποστυλώματα</u>

Για τα υποστυλώματα των 3 κτιρίων έχουν χρησιμοποιηθεί πρότυπες διατομές σχήματος Ι και ειδικότερα διατομές **ΗΕΒ**. Ένας κεντρικός στόχος της μόρφωσης των κτιρίων ήταν ο **σαφής διαχωρισμός της λειτουργίας** ανά διεύθυνση. Για το λόγο αυτό, ακόμα και στο Κτίριο Γ, όπου απαιτούνται πλαίσια για την παραλαβή των σεισμικών δυνάμεων, τα πλαίσια έχουν τοποθετηθεί έτσι, ώστε κανένα υποστύλωμα να μη λειτουργεί καμπτικά και στις δύο διευθύνσεις. Κατά συνέπεια, δεν απαιτήθηκε η χρήση ειδικών διατομών με συμμετρικές ιδιότητες, οι οποίες είτε θα απαιτούσαν σημαντική προεργασία (σταυροειδείς διατομές), είτε θα παρουσίαζαν δυσχέρεια κατά τη σύνδεσή τους με τις δοκούς (κλειστές/κοίλες διατομές όπως οι σωλήνες CHS, οι τετραγωνικές SHS και οι ορθογωνικές RHS). Εντούτοις, για ομοιόμορφη κατανομή της δυσκαμψίας, τα μισά υποστυλώματα έχουν διαταχθεί με τον ισχυρό τους άξονα στη διεύθυνση Χ και τα υπόλοιπα με τον ισχυρό τους άξονα στην άλλη διεύθυνση (Σχήμα Σ2.8).



Σχήμα Σ2.8 - Προσανατολισμός υποστυλωμάτων

Οι βάσεις των υποστυλωμάτων διαμορφώνονται ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη που μεταφέρονται στη θεμελίωση. Στα Κτίρια Α και Β, όπου δεν απαιτείται η μεταφορά ροπής στη θεμελίωση, έχουν τοποθετηθεί αρθρώσεις. Αυτό δεν ισχύει στο Κτίριο Γ, όπου στις θέσεις έδρασης των υποστυλωμάτων έχουν διαμορφωθεί πακτώσεις.

2.3.5 – Συστήματα εξασφάλισης πλευρικής ευστάθειας

Όπως προαναφέρθηκε, στο σημείο αυτό έγκειται η διαφοροποίηση των 3 κατασκευών και στην ουσία το κεντρικό σημείο αυτής της εργασίας. Ανεξάρτητα πάντως από το στατικό σύστημα που επιλέγεται, υπάρχουν κριτήρια που καθορίζουν τη θέση των συστημάτων παραλαβής οριζοντίων δράσεων στην κάτοψη του κτιρίου, είτε αυτά είναι κατακόρυφοι σύνδεσμοι, είτε πλαίσια ροπής. Γενικώς, ισχύουν οι παρακάτω αρχές, που επιδιώχθηκε να ικανοποιηθούν στο μέγιστο δυνατό βαθμό:

- Η διάταξή των συνδέσμων πρέπει να είναι τέτοια, ώστε να επιτρέπει την παραλαβή των οριζοντίων δυνάμεων και στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου.
- Η ευνοϊκότερη θέση είναι στην περίμετρο του κτιρίου, ώστε να αυξάνεται η δυστρεψία.
- Σε κάθε διεύθυνση πρέπει να υπάρχουν ζεύγη συνδέσμων, στα οποία θα κατανέμεται η οριζόντια δύναμη, για την αποφυγή δημιουργίας εκκεντρότητας μεταξύ της θέσης εφαρμογής των σεισμικών δράσεων στο κέντρο μάζας του κάθε ορόφου και της θέσης παραλαβής τους από το σύνδεσμο.
- Η δυσκαμψία του ζεύγους των συνδέσμων πρέπει να είναι παρόμοια, ώστε να μην δημιουργούνται προβλήματα στρέψης.
- Επιδιώκεται η επίτευξη παρόμοιας δυσκαμψίας και στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου.
- Η καταλληλότητα μόρφωσης του φορέα μπορεί να ελεγχθεί και μέσω των ιδιομορφών ταλάντωσης του κτιρίου. Ο έλεγχος αυτός εκτελείται αναλυτικά για κάθε κτίριο στο Κεφάλαιο 4.

2.3.5.1 – Ктіріо А

Στον φορέα αυτό όλες οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων έχουν διαμορφωθεί ως απλές συνδέσεις τέμνουσας, καθώς η παραλαβή των οριζοντίων δράσεων γίνεται με τη χρήση κατακόρυφων συνδέσμων χωρίς εκκεντρότητα. Λόγω της μεγάλης αναλογίας του ανοίγματος των φατνωμάτων προς το ύψος των ορόφων (άνοιγμα προς ύψος μεγαλύτερο ή ίσο από 1,75), το κάθε τμήμα του συνδέσμου καλύπτει 2 ορόφους (Σχήμα Σ2.9). Σε διαφορετική περίπτωση, η γωνία με το οριζόντιο επίπεδο θα ήταν πολύ μικρή, επαυξάνοντας σημαντικά τα εντατικά μεγέθη που καλείται να παραλάβουν τα διαγώνια στοιχεία. Επιπλέον, λόγω του ζυγού αριθμού των ορόφων, στον τελευταίο όροφο έχουν τοποθετηθεί έκκεντροι σύνδεσμοι.



Σχήμα Σ2.9 - Σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά Χ στο Κτίριο Α

Σχετικά με τη θέση των συνδέσμων στην κάτοψη του κτιρίου, επιλέχθηκε η διάταξη του σχήματος Σ2.10, δεδομένου ότι η βέλτιστη θέση είναι στην περίμετρο του κτιρίου και συμμετρικώς ως προς τους 2 κύριους άξονες (X και Y). Σημειώνεται ότι η συγκεκριμένη επιλογή είναι μία εκ των πολλών που θα μπορούσαν να εφαρμοστούν. Σε μια πραγματική κατασκευή οι διαθέσιμες λύσεις ενδεχομένως να περιορίζονταν, λόγω αυξημένων αρχιτεκτονικών απαιτήσεων (πχ παρεμπόδιση των περιμετρικών παραθύρων από τους κατακόρυφους συνδέσμους).



Σχήμα Σ2.10 - Θέσεις συνδέσμων στην κάτοψη

Για τους συνδέσμους αυτούς επιλέχθηκαν κοίλες τετραγωνικές διατομές. Η ακριβής διαδικασία σχεδιασμού αναλύεται στο Κεφάλαιο 8 και το Παράρτημα.

Τέλος, σημειώνεται ότι τα διαγώνια μέλη συνδέονται μεταξύ τους στο μέσο τους, με τον τρόπο που φαίνεται στο Σχήμα Σ2.11, στο οποίο με κόκκινους κύκλους απεικονίζονται οι αρθρωτές συνδέσεις.





2.3.5.2 – Ктіріо В

Η μόρφωση των συνδέσμων δυσκαμψίας του κτιρίου και η τοποθέτησή τους στην κάτοψη έγινε ομοίως με το Κτίριο Α. Για τις δοκούς σύζευξης και τα υπόλοιπα τμήματα των δοκών επιλέχθηκαν διατομές της σειράς **HEA**, ενώ για τις ράβδους δικτύωσης χρησιμοποιήθηκαν **κοίλες τετραγωνικές διατομές**. Οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων μορφώνονται ως απλές συνδέσεις τέμνουσας, ενώ οι συνδέσεις στα άκρα των ράβδων δικτύωσης ως απλές αρθρωτές συνδέσεις.

Σημειώνεται ότι τα τμήματα των δοκών εκτός των συνδέσμων δυσκαμψίας σχεδιάζονται ως **καθαρές σιδηροδοκοί**, γιατί κατά την φάση ανακύκλισης, οι περιοχές θετικών και αρνητικών ροπών και άρα και η ρηγμάτωση του σκυροδέματος, εναλλάσονται συνέχεια, έτσι ώστε να μην κλείνουν οι ρωγμές και η πλάκα να μη συμβάλλει στην αντοχή.



Σχήμα Σ2.12 - Σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά Χ στο Κτίριο Β

2.3.5.3 – Κτίριο Γ

Η τελευταία εναλλακτική λύση που μελετήθηκε περιλαμβάνει την παραλαβή των οριζοντίων δράσεων μέσω πλαισιακής λειτουργίας. Τα πλαίσια λειτουργούν μέσω κάμψης των δοκών και των υποστυλωμάτων, ενώ κυρίαρχη σημασία έχει η διαμόρφωση των κόμβων δοκώνυποστυλωμάτων ως κόμβων ροπής.

Για την αποφυγή αφ' ενός μεγάλου αριθμού τέτοιων συνδέσεων και αφ' ετέρου ειδικών διατομών υποστυλωμάτων (όπως αναφέρθηκε στο 2.3.4), δεν επιλέχθηκε η λύση των χωρικών πλαισίων. Αντίθετα, η πλαισιακή λειτουργία και συνεπώς και οι κόμβοι ροπής περιορίστηκαν μόνο στις θέσεις που φαίνονται στο σχήμα Σ2.13. Με τον τρόπο αυτό επιτυγχάνεται πλήρης διαχωρισμός της λειτουργίας του κτιρίου για τις δύο διευθύνσεις σεισμού.

Τα πλαίσια αυτά είναι που εξασφαλίζουν την πλευρική ευστάθεια του κτιρίου, με τη μικρή συμβολή των υπολοίπων υποστυλωμάτων, τα οποία θεωρούνται πακτωμένα στη θεμελίωση και για το λόγο αυτό λειτουργούν σαν πρόβολοι. Στο υπόλοιπο κτίριο οι δοκοί είναι αμφιέρειστες και κατά συνέπεια συνδέονται με τα υποστυλώματα με απλές συνδέσεις τέμνουσας. Όσον αφορά στις διατομές στα πλαίσια παραλαβής ροπών, τοποθετήθηκαν δοκοί από τη σειρά **IPE** και υποστυλώματα **HEB**.



Σχήμα Σ2.13 - Θέσεις πλαισίων στην κάτοψη του Κτιρίου Γ

<u>2.4 – Διατομές</u>

<u>2.4.1 – Κτίριο Α</u>



Σχήμα Σ2.14 - Διατομές στο εξωτερικό πλαίσιο κατά Χ στο Κτίριο Α

Σχήμα Σ2.15 - Διατομές στο εξωτερικό πλαίσιο κατά Υ στο κτίριο Α



<u>2.4.2 – Κτίριο Β</u>



Σχήμα Σ2.16 - Διατομές στο εξωτερικό πλαίσιο κατά Χ στο κτίριο Β





<u>2.4.3 – Κτίριο Γ</u>



Σχήμα Σ2.18 - Διατομές στο εξωτερικό πλαίσιο κατά Χ στο κτίριο Γ





<u>2.5 – Υλικά</u>

<u>2.5.1 – Δομικός χάλυβας</u>

Σε όλα τα δομικά μέλη των κατασκευών (δοκοί, υποστυλώματα, ελάσματα κ.λ.π) χρησιμοποιήθηκε χάλυβας κατηγορίας S275, με ονομαστικές τιμές της αντοχής διαρροής f_y και της οριακής εφελκυστικής αντοχής f_i σύμφωνα με τον Πίνακα Π2.1.

Πίνακας Π2.1 -	-	Μηχανικά	χαρακτ	ηριστικά	δομικών	χαλύβων
----------------	---	----------	--------	----------	---------	---------

	Πάχος στοιχείου t				
Ποιότητα κατά	t ≤ 4() mm	$40 \text{ mm} < t \le 80 \text{ mm}$		
EN 10025-2	f _y (MPa)	f _u (MPa)	f _y (MPa)	f _u (MPa)	
S 235	235	360	215	340	
S 275	275	430	255	410	
S 355	355	510	335	490	
S 450	440	550	410	550	

Η τάση σχεδιασμού των δομικών χαλύβων δίνεται από τη σχέση

 $f_{vd} = f_{vk} / \gamma_{M} = f_{vk} / 1,0$

Οι συντελεστές υλικού που υιοθετούνται στους υπολογισμούς για δομικούς χάλυβες οι οποίοι καλύπτονται από τον Ευρωκώδικα 8, Μέρος 1.1 πρέπει να λαμβάνονται ως εξής:

•	Μέτρο ελαστικότητας	E = 210000MPa
•	Μέτρο διάτμησης	$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \simeq 81000MPa$
•	Ειδικό βάρος	$\gamma_{\rm a} = 78,5 \text{ kN} / \text{m}^3$
•	Λόγος Poisson	v = 0,3
•	Συντελεστής γραμμικής	$lpha$ = 12x10 ⁻⁶ avå °C (yıa T \leq 100 °C)

<u>2.5.2 – Σκυρόδεμα</u>

θερμικής διαστολής

Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιήθηκε στις σύμμικτες πλάκες είναι κατηγορίας C25/30 με τα παρακάτω χαρακτηριστικά (όπως προκύπτουν από τον Ευρωκώδικα 2, Μέρος 1.1, 3.1):

•	Θλιπτική αντοχή κυλίνδρου 28 ημερών	f _{ck} = 25,0MPa

Μέση τιμή επιβατικού μέτρου ελαστικότητας
 E_{cm} = 30500MPa

- Ειδικό βάρος $\gamma_c = 25 \text{ kN} / \text{m}^3$
- Λόγος Poisson (για ελαστικές παραμορφώσεις) ν = 0,2
- Λόγος Poisson (για σκυρόδεμα υπό εφελκυσμό) ν = 0
- Συντελεστής θερμικής διαστολής
 a₊ = 10⁻⁵ / °C

Η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος λαμβάνεται ίση με

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = f_{ck} / 1,5$$

Κατά τους υπολογισμούς των αντοχών χρησιμοποιείται συχνά ως οριακή αντοχή σκυροδέματος η τιμή 0,85 f_{cd}, ώστε να λαμβάνεται υπόψη η μείωση της θλιπτικής αντοχής λόγω μακροχρόνιων επιδράσεων της φόρτισης.

<u>2.5.3 – Χαλυβδόφυλλα</u>

Για τις σύμμικτες πλάκες χρησιμοποιήθηκαν χαλυβδόφυλλα SYMDECK 73 της εταιρείας ΕΛΑΣΤΡΟΝ. Ο χάλυβας των φύλλων αυτών είναι, σύμφωνα με τις προδιαγραφές, υψηλής ποιότητας S320, που, όπως φαίνεται και στον Πίνακα Π2.2, συνάδει με το πρότυπο ΕΝ 10 147.

Πίνακας Π2.2 - Χαρακτηριστικές αντοχές γαλβανισμένων χαλυβδοφύλλων

Πρότυπο	Ποιότητα	f _{yp} [MPa]	f _{up} [MPa]
	S 220 GD+Z	220	300
	S 250 GD+Z	250	330
EN 10 147	S 280 GD+Z	280	360
	S 320 GD+Z	320	390
	S 350 GD+Z	350	420

<u>2.5.4 – Ράβδοι οπλισμού</u>

Στις σύμμικτες πλάκες χρησιμοποιήθηκε, όπως ορίζεται από τον Κανονισμό πλέγμα οπλισμού Φ8/15 με ποιότητα χάλυβα S500, με όριο διαρροής που δίνεται από τον Πίνακα Π2.3.

Πίνακας Π2.3 - Χαρακτηριστικές τιμές ορίου διαρροής χαλύβων σκυροδέματος

Ποιότητα χάλυβα		Όριο διαρροής
ЕЛОТ 959	ЕЛОТ 971	f _{ys} (MPa)
S 400	S 400 s	400
S 500	S 500 s	500

<u>2.5.5 - Διατμητικοἱ ἡλοι</u>

Για την επίτευξη της διατμητικής σύνδεσης σιδηροδοκού-πλάκας σκυροδέματος χρησιμοποιήθηκαν διατμητικοί ήλοι με χαρακτηριστικά:

- Διάμετρος ήλου *d* = 19*mm*
- Υψος ήλου
 h = 125mm
- Τάση θραύσης $f_u = 500 MPa$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΦΟΡΤΙΑ – ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

<u>3.1 – Κατηγορίες δράσεων</u>

Ανάλογα με τις διακυμάνσεις τους στο χρόνο, οι δράσεις κατατάσσονται στις παρακάτω κατηγορίες:

- Μόνιμες δράσεις (G), п.χ. ίδια βάρη της κατασκευής, προσαρτήματα, σταθερός εξοπλισμός, έμμεσες δράσεις από συστολή ξήρανσης.
- Μεταβλητές δράσεις (Q), π.χ. επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα κτιρίων, δοκούς ή στέγες, φορτία χιονιού ή ανέμου, φορτία από γερανογέφυρες
- Τυχηματικές δράσεις (Α), π.χ. εκρήξεις, προσκρούσης οχημάτων, πυρκαγιά. Αυτή η κατηγορία δράσεων δεν υπολογίσθηκε.

Οι δράσεις κατηγοριοποιούνται επίσης βάσει:

- της προέλευσής τους, ως άμεσες ή έμμεσες
- της χωρικής τους μεταβολής, ως σταθερές ή ελεύθερες
- της φύσης τους, ως στατικές ή δυναμικές

<u>3.2 – Μόνιμες δράσεις (G)</u>

Στις μόνιμες δράσεις περιλαμβάνονται όλες οι δράσεις που αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας καθορισμένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα, γι' αυτό και κατατάσσονται στις σταθερές και στατικές δράσεις. Οι βασικότερες μόνιμες δράσεις είναι τα ίδια βάρη των στοιχείων της κατασκευής, δηλαδή των φερόντων στοιχείων, των τοίχων πληρώσεων, των επικαλύψεων και επιστρώσεων των δαπέδων, των ψευδοροφών και των ηλεκτρομηχανολογικών εγκαταστάσεων. Στην περίπτωσή μας χρησιμοποιήθηκαν οι ακόλουθες τιμές:

 'Ιδια βάρη: Υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα ανάλυσης για όσα στοιχεία εισήχθησαν στο στατικό προσομοίωμα, με ειδικό βάρος ίσο με την τιμή που δίνεται στο εδάφιο 2.4. Για τις σύμμικτες πλάκες το ίδιο βάρος δίνεται από πίνακες τους κατασκευαστή (ΕΛΑΣΤΡΟΝ).

•	Δάπεδα	$g_{\delta} = 1,2 \text{ kN} / \text{m}^2$
•	Εσωτερικά χωρίσματα	$g_{\chi\omega\rho} = 0,5 \text{ kN} / \text{m}^2$
•	Ψευδοροφές, Η/Μ εγκαταστάσεις	$g_{\epsilon\gamma\kappa} = 0,5 \text{ kN}/\text{m}^2$
•	Βάρος υαλοπινάκων στην περίμετρο των ι	κτιρίων

 $g_{\mu\alpha\lambda} = 2,0 \text{ kN} / \text{m}$

<u>3.3 – Μεταβλητές δράσεις (Q)</u>

<u>3.3.1 – Επιβαλλόμενα φορτία</u>

Τα επιβαλλόμενα φορτία οφείλονται είτε σε κανονική χρήση του κτιρίου από ανθρώπους, είτε σε έπιπλα, κινητά αντικείμενα, μηχανήματα και οχήματα. Μπορεί ακόμα να οφείλονται σε ασυνήθεις συγκεντρώσεις ανθρώπων ή επίπλων, καθώς και σε μετακίνηση ή στοίβαγμα εμπορευμάτων. Όπως και οι μόνιμες, οι μεταβλητές δράσεις είναι στατικές και δεν ασκούν καμία δυναμική επιρροή στην κατασκευή.

Προκειμένου να γίνει ο καθορισμός των επιβαλλόμενων φορτίων, οι επιφάνειες των κτιρίων κατατάσσονται σε κατηγορίες, αναλόγως με τη χρήση τους σύμφωνα με τον Πίνακα Π3.1, που δίνεται από το Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα 1.

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

Πίνακας Π3.1 - Κατηγορίες χρήσης επιφανειών κτιρίων

Τα επιβαλλόμενα φορτία είναι ομοιόμορφα διανεμημένα (q_k) ή συγκεντρωμένα (Q_k). Το συγκεντρωμένο φορτίο Q_k θεωρείται ότι δρα μεμονωμένα σε κάθε σημείο του δαπέδου, δε συνδυάζεται με άλλα φορτία και χρησιμεύει στην διένεξη τοπικών ελέγχων, που στην περίπτωσή μας δεν κρίθηκαν απαραίτητοι, ενώ το κατανεμημένο φορτίο Q_k

χρησιμοποιείται για γενικούς ελέγχους. Οι τιμές για τα επιβαλλόμενα φορτία δίνονται από το Εθνικό Προσάρτημα όπως φαίνεται στον Πίνακα Π3.2. Στην περίπτωσή μας έχουμε χρήση γραφείων που σημαίνει κατηγορία επιφάνειας Β, και άρα q_k = 2kN / m².

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q _k [kN/m²]	Q _k [kN]
Κατηγορία Α και Κατηγορία Β		10 Co.
- Δάπεδα	2,0	2,0
- Σκάλες	3,5	2,0
- Μπαλκόνια	5,0	3,0
Κατηγορία C		
- C1	3,0	3,0
- C2	5,0	4,0
- C3	5,0	4,0
- C4	5,0	4,0
- C5	7,5	4,5
Κατηγορία D		
- D1	5,0	4,0
- D2	5,0	4,0

Πίνακας Π3.2 - Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα κτιρίων

Όσον αφορά στις οροφές, αυτές υποδιαιρούνται σε τρεις κατηγορίες ανάλογα με την προσβασιμότητά τους όπως φαίνεται στον Πίνακα Π3.3. Στην περίπτωσή μας θεωρήθηκε ότι η οροφή είναι προσιτή μόνο για κανονική συντήρηση και συνεπώς ανήκει στην κατηγορία Η, για την οποία το Εθνικό Προσάρτημα προτείνει την τιμή q_k = 0,5 kN / m² για τα επιβαλλόμενα φορτία.

Πίνακας Π3.3	-	Κατηγοριοποίηση	στεγών
--------------	---	-----------------	--------

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

<u>3.3.2 – Θερμοκρασιακή μεταβολή</u>

Τα διάφορα δομικά στοιχεία των κτιρίων κατασκευάζονται σε μια θερμοκρασία, που συγκεκριμένη ταυτίζεται με τη θερμοκρασία περιβάλλοντος τη στιγμή της κατασκευής. Κατά τη διάρκεια ζωής του έργου όμως, η θερμοκρασία των στοιχείων αυτών μεταβάλλεται, λόγω μεταβολών μεταβολών θερμοκρασίας κλιματολογικών каі тои περιβάλλοντος. Η αυξομείωση της θερμοκρασίας έχει ως αποτέλεσμα τη συστολοδιαστολή των δομικών μελών, ή την ανάπτυξη έντασης σε περίπτωση που δεν έχουν τη δυνατότητα να κινηθούν ελεύθερα. Μεταβολές όγκου ή τάσεων λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών μπορούν επίσης να οφείλονται σε σκίαση από γειτονικά κτίρια, χρήση διαφόρων υλικών με διαφορετικούς συντελεστές θερμικής διαστολής και σταθερές διάδοσης θερμότητας και χρήση διατομών διαφόρων σχημάτων με διαφορετική ομοιόμορφη θερμοκρασία.

Οι θερμικές δράσεις σε κτίρια λόγω κλιματολογικών μεταβολών και μεταβολών θερμοκρασιών λειτουργίας λαμβάνονται υπόψη στο σχεδιασμό των κτιρίων όταν υπάρχει πιθανότητα υπέρβασης των οριακών καταστάσεων αστοχίας ή λειτουργικότητας εξ αιτίας των θερμοκρασιακών μετατοπίσεων ή των τάσεων. Στην περίπτωσή μας θεωρήθηκε ότι λόγω της διάταξης των κτιρίων, δεν υπάρχει περίπτωση να αποτελέσουν οι θερμικές δράσεις σημαντικό παράγοντα, διότι:

 Στα Κτίρια Α και Β το μέγιστο δεσμευμένο μήκος μεταξύ των θέσεων των συστημάτων δυσκαμψίας είναι 21,00m (βλ. Σχήμα Σ3.1), μήκος επαρκώς μικρό ώστε να θεωρηθεί ότι τυχόν θερμοκρασιακές μεταβολές δεν προκαλούν σημαντική ένταση. Επιπλέον, τα τμήματα που βρίσκονται εκτός των συστημάτων δυσκαμψίας δεν επηρεάζονται σημαντικά από τέτοιου είδους δράσεις, δεδομένου ότι μπορούν να παραμορφωθούν ελεύθερα από τη μια πλευρά.



Σχήμα Σ3.1 - Όψη Κτιρίου Α κατά Χ

 Το Κτίριο Γ, λόγω της πλαισιακής λειτουργίας του, έχει τη δυνατότητα να παραμορφώνεται ελεύθερα, μην επιτρέποντας στις θερμοκρασιακές μεταβολές να δημιουργήσουν ένταση που να οδηγεί στην υπέρβαση των οριακών καταστάσεων (αστοχίας ή λειτουργικότητας)

<u>3.3.3 – Λοιπἑς δρἀσεις</u>

<u>Φορτίο χιονιού</u>

Το φορτίο του χιονιού κατατάσσεται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις και προκαλείται από την εναπόθεση χιονιού στις οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες. Η ποσότητα του χιονιού που εναποτίθεται εξαρτάται κυρίως από την κλίση της στέγης και την τοποθεσία του έργου.

Στην παρούσα εργασία δεν ελήφθη υπόψη το φορτίο λόγω χιονιού καθώς η οροφή θεωρήθηκε προσιτή (Κατηγορία Η) και έγινε η παραδοχή ότι το επιβαλλόμενο φορτίο που ορίζει ο κανονισμός για την περίπτωση αυτή (βλ. 3.3.1) υπερκαλύπτει το φορτίο που θα προέκυπτε λόγω χιονόπτωσης. Επιπροσθέτως, η πιθανή συνύπαρξη και των δύο φορτίων κρίθηκε μη ρεαλιστική, καθώς αποκλείεται το ενδεχόμενο εκτέλεσης εργασιών συντήρησης τη στιγμή που υπάρχει χιόνι στην οροφή, για καθαρά πρακτικούς λόγους.

<u>Φορτίο ανέμου</u>

Οι δράσεις λόγω ανέμου γενικά επιτελούν πολύ σημαντικό ρόλο στις μεταλλικές κατασκευές και σε αρκετές περιπτώσεις αποτελούν τη βασική φόρτιση. Είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορούν να προκαλέσουν ταλαντώσεις, η δυναμική επίδραση των οποίων μπορεί να αμεληθεί σε δύσκαμπτες κατασκευές. Το μέγεθος των δράσεων αυτών μεταβάλλεται ανάλογα με την τοποθεσία, το ύψος της κατασκευής, το είδος του περιβάλλοντος χώρου, αλλά ο βαθμός στον οποίο επηρεάζουν την κατασκευή εξαρτάται από τη μορφή της τελευταίας.

Με βάση τα παραπάνω και με δεδομένο ότι οι κατασκευές που μελετήθηκαν σε αυτήν την εργασία είναι πολυώροφα κτίρια με μεγάλη μάζα ανά όροφο, θεωρήθηκε ότι η επίδραση του ανέμου είναι αμελητέα σε σχέση με τα εντατικά μεγέθη που αναμένεται να προκύψουν λόγω σεισμού. Συνεπώς, και τα φορτία ανέμου δε συμπεριλήφθησαν στην ανάλυσή μας.

3.4 – Σεισμικές δράσεις (Ε)

<u> 3.4.1 – Γενικά</u>

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, αναπτύσσονται εδαφικές επιταχύνσεις που προκαλούν αδρανειακές δυνάμεις στις κατασκευές. Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις. Αυτές κατατάσσονται στις τυχηματικές δράσεις και δε συνδυάζονται με άλλες δράσεις της ίδιας κατηγορίας.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, οι εθνικές περιοχές έχουν υποδιαιρεθεί από τις εθνικές αρχές σε σεισμικές ζώνες, ανάλογα με την τοπική επικινδυνότητα (Σχήμα Σ3.2). Για τις περισσότερες από τις εφαρμογές του Ευρωκώδικα 8, η ένταση των σεισμικών διεγέρσεων περιγράφεται από μια μοναδική παράμετρο, την τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} σε έδαφος κατηγορίας Α που αντιστοιχεί στη ζώνη επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο. Οι τιμές της παραμέτρου αυτής ανάλογα με τη ζώνη επικινδυνότητας φαίνονται στον Πίνακα Π3.4. Στην περίπτωσή μας έγινε η παραδοχή ό, τι το κτίριο ανήκει στη Ζώνη 2, και συνεπώς $a_{gR} = 0,24g$.



Σχήμα Σ3.2 - Σεισμικές ζώνες του Ελληνικού χώρου

Ζώνη	$a_{\rm gR}/g$		
Z1	0,16		
Z2	0,24		
Z3	0,36		

Πίνακας Π3.4 - Τιμές αναφοράς a_{gR}της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας Α

Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς που επιλέγεται από τις Εθνικές Αρχές για κάθε σεισμική ζώνη, αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς $T_{\rm NCR}$ της σεισμικής δράσης για την απαίτηση μη κατάρρευσης (ή, αντίστοιχα, την τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης σε 50 έτη, $P_{\rm NCR}$) που επιλέγεται από τις Εθνικές Αρχές. Γι' αυτήν την τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς ορίζεται συντελεστής σπουδαιότητας γ_I ίσος με 1.00. Για τιμή της περιόδου επαναφοράς διαφορετική από την τιμή αναφοράς, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος τύπου Α, $a_{\rm g}$, είναι ίση με $a_{\rm gR}$ επί τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_I ($a_{\rm g} = \gamma_{\rm I}.a_{\rm gR}$). Συνήθεις κατασκευές, όπως αυτές που μελετήθηκαν, θεωρούμε ότι ανήκουν στην κατήγορία σπουδαιότητας ΙΙ, και άρα, σύμφωνα με τον Πίνακα Π3.5 που παίρνουμε από το Εθνικό Προσάρτημα το Ευρωκώδικα 8, $\gamma_{\rm I} = 1,00$.

Πίνακας Π3.5 - Τιμές του συντελεστή σπουδαιότητας γ

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Ι	II	III	IV
Συντελεστής Σπουδαιότητας γ _Ι	0,80	1,00	1,20	1,40

<u>3.4.2 – Επιλογή τύπου φάσματος απόκρισης</u>

Οι σεισμικές διεγέρσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους ως δύο οριζόντιες (κάθετες μεταξύ τους) και μια κατακόρυφη συνιστώσα, ανεξάρτητες μεταξύ τους και καθορίζονται με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης (σε όρους επιτάχυνσης) ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή. Για τις τρεις συνιστώσες της σεισμικής δράσης, μπορούν να υιοθετηθούν μια ή περισσότερες εναλλακτικές μορφές φασμάτων απόκρισης, ανάλογα με τις σεισμογενείς πηγές και τα σεισμικά μεγέθη. Η επιλογή της μορφής του ελαστικού φάσματος απόκρισης που χρησιμοποιείται σε μια χώρα ή μέρος της χώρας μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα. Σε όλες τις σεισμικές ζώνες στην Ελλάδα εφαρμόζεται οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1 (βλ. Σχήμα Σ3.3).
Σχήμα Σ3.3 - Συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1 για κατηγορίες εδάφους Α έως Ε (5% απόσβεση)



<u>3.4.3 - Φάσμα σχεδιασμού για πλαστική ανάλυση</u>

Η ικανότητα των φορέων να παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στην μη-γραμμική περιοχή, επιτρέπει γενικά τον σχεδιασμό τους για ανάληψη σεισμικών δυνάμεων μικρότερων από εκείνες που αντιστοιχούν σε γραμμική ελαστική απόκριση.

Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στην μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται φάσμα σχεδιασμού. Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς *q*.

Ο συντελεστής συμπεριφοράς *q* είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα. Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς περιλαμβάνουν επίσης την επιρροή пои ιξώδους απόσβεσης q, διαφορετικής από 5%, δίνονται για διάφορα υλικά και στατικά συστήματα σε εξάρτηση από τις σχετικές κατηγορίες πλαστιμότητας στα διάφορα Μέρη του Ευρωκώδικα 8 (βλ. 3.4.5). Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς α μπορεί να είναι διαφορετική σε διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας θα είναι η ίδια σε όλες τις διευθύνσεις.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το **φάσμα σχεδιασμού,** *S*_d(*T*), ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \le T \le T_{\rm B}$$
: $S_{\rm d}(T) = a_{\rm g} \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_{\rm B}} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3}\right)\right]$

$$T_{\rm B} \leq T \leq T_{\rm C} : S_{\rm d}(T) = a_{\rm g} \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}$$

$$T_{\rm C} \leq T \leq T_{\rm D} : S_{\rm d}(T) \begin{cases} = a_{\rm g} \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_{\rm C}}{T}\right] \\ \ge \beta \cdot a_{\rm g} \end{cases}$$

$$T_{\rm D} \leq T : S_{\rm d}(T) \begin{cases} = a_{\rm g} \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_{\rm C}T_{\rm D}}{T^2}\right] \\ \ge \beta \cdot a_{\rm g} \end{cases}$$

'Опои:

Κεφάλαιο 3

S_d (T) είναι το φάσμα σχεδιασμού

- τ είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας
 ελευθερίας κίνησης
- a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A (a_g = γ_I.a_{gR})
- Τ_в είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- T_c είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- Τ_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος
- S είναι ο συντελεστής εδάφους
- η είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης, με τιμή αναφοράς η = 1 για 5% ιξώδη απόσβεση. Η τιμή του διορθωτικού συντελεστή απόσβεσης η μπορεί να ληφθεί από την έκφραση:

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \zeta)} \ge 0,55$$

όπου ζ είναι ο λόγος ιξώδους απόσβεσης του φορέα, εκπεφρασμένος σαν ποσοστό επί τις εκατό. Εάν για ειδικούς λόγους πρέπει να χρησιμοποιηθεί λόγος ιξώδους απόσβεσης διαφορετικός από 5%, η τιμή αυτή δίνεται στο σχετικό Μέρος του Ευρωκώδικα 8. Στην περίπτωσή μας θεωρούμε ότι ζ=5%.

- q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς
- β είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού. Η τιμή που αποδίδεται στον β για χρήση σε μια χώρα μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα και για την Ελλάδα ισούται με **0,2**.

Οι τιμές των περιόδων T_B, T_C και T_D καθώς και αυτή του συντελεστή εδάφους S, που περιγράφουν την μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης εξαρτώνται από την κατηγορία του εδάφους. Στην περίπτωσή μας θεωρήσαμε ότι έχουμε **έδαφος κατηγορίας B**, που αντιστοιχεί σε αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους

τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.

Κατηγορία Εδάφους	S	$T_{\rm B}(s)$	$T_{\rm C}(s)$	$T_{\rm D}(s)$
А	1,0	0,15	0,4	2,5
B	1,2	0,15	0,5	2,5
С	1,15	0,20	0,6	2,5
D	1,35	0,20	0,8	2,5
Е	1,4	0,15	0,5	2,5

Πίνακας Π3.6 Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1

<u>3.4.4 – Συντελεστής συμπεριφοράς</u>

Ο συντελεστής συμπεριφοράς *q*, λαμβάνει υπόψη την ικανότητα απόδοσης ενέργειας του φορέα. Για κανονικά συστήματα φορέων, όπως τα κτίριά μας, ο συντελεστής συμπεριφοράς *q* θα πρέπει να λαμβάνεται με βάση τις ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς οι οποίες δίδονται στον Πίνακα Π3.7. Για τις κατασκευές μας έχουμε επιλέξει **Μέση Κατηγορία Πλαστιμότητας (ΚΠΜ)**, συνεπώς είναι σαφές ότι και για τα 3 κτίρια ισχύει **q=4,00**.

Πίνακας Π3.7 - Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη

ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	Κατηγορία Πλαστιμ	ότητας
	КПМ	КПҮ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	5a _u /a ₁
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς		
εκκεντροτητα	4	4
Διαγώνιοι σύνδεσμοι	2	2,5
Σύνδεσμοι μορφής V		
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	5a _u /a ₁
δ) Αντεστραμμένο εκκρεμές	2	2 <i>a</i> _u / <i>a</i> ₁
ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή	Βλέπε Κεφάλαιο 5 (Ε	N 1998)
τοιχώματα από σκυρόδεμα		
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με	4	4a _u /a ₁
συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα		
ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με		
τοιχοπληρώσεις		
Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από		
σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το	2	2
πλαίσιο		
Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από	Βλέπε Κεφάλαιο 7 (Ε	N 1998)
οπλισμένο σκυρόδεμα		
Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του	1	
πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)	4	$5u_u/u_1$

Σημειώνεται στο σημείο αυτό ότι τα κριτήρια για στατική κανονικότητα ενός κτιρίου δίνονται στην παράγραφο 4.2.3 του Ευρωκώδικα 8. Εν γένει, ένα κτίριο θεωρείται κανονικό σε όψη αν η δυσκαμψία των ορόφων παραμένει σταθερή ή μειώνεται βαθμιαία, αν όλα τα συστήματα ανάληψης οριζοντίων φορτίων δεν διακόπτονται και αν δεν υπάρχουν έντονες ανωμαλίες και ασυμμετρίες σε όψη, τόσο ως προς τη γεωμετρία, όσο και ως προς τη δυσκαμψία. Παρόμοια κριτήρια καθορίζουν την κανονικότητα σε κάτοψη. Λόγω της γεωμετρικής απλότητας των κτιρίων μας θεωρούμε ότι είναι κανονικά σε κάτοψη και όψη.

Τελικώς, το φάσμα σχεδιασμού που χρησιμοποιήθηκε είναι το παρακάτω:

Function Name EC-B-q=4 Function Damping Ratio Parameters 0.05 Design Ground Accel in g, ag 0.24 Spectrum Type 1	Response Spectrum Eur
Parameters Define Function Design Ground Accel in g, ag 0,24 Spectrum Type 1	Function Name
Ground Type B 0,05 0,188 Modify Lower Bound Factor, Beta 0,2 0,15 0,18 0.184 Behavior Factor, q 4, 0,75 0,12 0,12 Convert to User Defined 1,25 0,06 0,072	Parameters Design Ground Accel in g, ag 0, Spectrum Type 1 Ground Type B Lower Bound Factor, Beta 0, Behavior Factor, q 4, Convert to User Defined
Function Graph	Function Graph

Σχήμα Σ3.4 - Φάσμα σχεδιασμού, όπως ορίζεται στο SAP2000

3.4.5 – Μέθοδος προσδιορισμού της σεισμικής απόκρισης

Τα σεισμικά αποτελέσματα και τα αποτελέσματα των άλλων δράσεων που περιλαμβάνονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού μπορούν να υπολογιστούν με βάση γραμμική-ελαστική συμπεριφορά του φορέα. Για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής προβλέπεται από τον Ευρωκώδικα 8 η εφαρμογή των 2 παρακάτω μεθόδων:

- Δυναμική φασματική μέθοδος. Πρόκειται για πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος, με υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης και πλήρη τετραγωνική επαλληλία των μεγίστων ιδιομορφικών αποκρίσεων. Η μέθοδος αυτή μπορεί να εφαρμοστεί σε όλες τις κατασκευές.
- Απλοποιημένη φασματική ή ισοδύναμη στατική μέθοδος. Στη μέθοδο αυτή δεν απαιτείται ιδιομορφική ανάλυση, αλλά στηρίζεται σε προσεγγιστική θεώρηση μόνο της θεμελιώδους ιδιομορφής ανάλυσης. Για την εφαρμογή της μεθόδου αυτής πρέπει η κατασκευή να ικανοποιεί ορισμένα κριτήρια κανονικότητας. Σε σύγκριση με τη δυναμική φασματική μέθοδο η απλοποιημένη φασματική είναι απλούστερη υπολογιστικά αλλά λιγότερο ακριβής.

Για την ανάλυση των κτιρίων της εργασίας αυτής επιλέχθηκε για λόγους ακρίβειας η πρώτη μέθοδος, η οποία παρουσιάζεται αναλυτικότερα στο Κεφάλαιο 4.

<u>3.4.6 – Προσομοίωση μαζών</u>

Στο πρόγραμμα στατικής ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκε (SAP 2000) δεν αρκεί να εισάγουμε μόνο το φάσμα απόκρισης, δηλαδή την επιτάχυνση, αλλά οφείλουμε να ορίσουμε και τη μάζα του κτιρίου που συμμετέχει στην ταλάντωση. Н μάζα κάθε ορόφου θεωρείται συγκεντρωμένη στο κέντρο βάρους του, το οποίο λόγω συμμετρίας ταυτίζεται με το γεωμετρικό του κέντρο, και αποτελείται από τα μόνιμα φορτία και το 30% των κινητών (μεταβλητών φορτίων). Στο SAP2000 η προσομοίωση των μαζών γίνεται με την εντολή Define/Mass source, όπου και ορίζονται τα φορτία που μόλις αναφέρθηκαν. Για τον υπολογισμό της μάζας που αντιστοιχεί σε κάθε όροφο επιλέγουμε τους κόμβους και από τους πίνακες της ανάλυσης που δίνει το πρόγραμμα βρίσκουμε τη μάζα που αντιστοιχεί σε κάθε κόμβο με την επιλογή Joint masses. Οι μάζες ανά όροφο για τα τρία κτίρια δίνονται στον Πίνακα Π3.8.

Όροφος	<i>z_i</i> (m)	т	$k_i (kN \cdot \frac{\sec^2}{m})$	2 -)
Όροφος 1 2 3		Κτίριο Α	Κτίριο Β	Κτίριο Γ
1	4	1221,96	1235,48	1170,64
2	8	1217,44	1229,32	1173,52
3	12	1213,40	1221,36	1166,04
4	16	1213,64	1220,48	1164,96
5	20	978,68	979,88	913,84
	Σύνολο	5845,12	5886,52	5589,00

Πίνακας Π3.8 - Μάζες ανά όροφο

3.5 - Συντελεστές ασφαλείας

<u>3.5.1 – Συντελεστές ασφαλείας των δράσεων</u>

Σε όλες τις δράσεις (μόνιμες G, μεταβλητές Q, τυχηματικές A, σεισμικές E) εφαρμόζονται συντελεστές ασφαλείας $\gamma_{\rm G}$, $\gamma_{\rm Q}$, $\gamma_{\rm A}$ και $\gamma_{\rm E}$, αντίστοιχα. Οι τιμές των συντελεστών αυτών εξαρτώνται από:

- την πιθανότητα εμφάνισης της υπόψη δράσης
- την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση
- τη μεταβλητότητα της συγκεκριμένης δράσης
- την ευμενή ή δυσμενή επιρροή της υπόψη δράσης στην τιμή του εξεταζόμενου μεγέθους

Για τους παραπάνω λόγους:

- οι συντελεστές γ_G είναι γενικώς μικρότεροι από τους γ_O
- οι συντελεστές στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι μεγαλύτεροι απ' ότι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας
- οι συντελεστές $\gamma_{\rm A}$ και $\gamma_{\rm E}$ είναι μικρότεροι από τους $\gamma_{\rm G}$, $\gamma_{\rm O}$

Οι Ευρωκώδικες προβλέπουν τις παρακάτω τιμές των συντελεστών ασφαλείας των δράσεων:

	Οριακἑς κ αστ	αταστάσεις οχίας	Οριακἑς κα λειτουργ	αταστάσεις νικότητας
	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση
$\gamma_{\rm G}$	1,35	1,0	1,0	1,0
γ _Q	1,5	0	1,0	1,0
γ_{A} , γ_{E}	1,0	0	-	-

Πίνακας Π3.9 - Συντελεστές ασφαλείας των δράσεων

<u>3.5.2 – Συντελεστές ασφαλείας των αντιστάσεων</u>

Όπως και στις δράσεις, ορίζονται συντελεστές ασφαλείας και για τις αντιστάσεις των διατομών και των δομικών στοιχείων, οι οποίες ομαδοποιούνται με κριτήριο τον τύπο αστοχίας. Έτσι, διακρίνονται οι ακόλουθοι τύποι αστοχίας και οι αντίστοιχοι συντελεστές ασφαλείας:

Οριακή κατάσταση αστοχίας

•	Διαρροή ή τοπικός λυγισμός (συνάρτηση του f _{ey})	$\gamma_{_{\rm M0}} = 1,00$
•	Απώλεια ευστάθειας	$\gamma_{_{\rm M1}} = 1,00$
•	Θραύση, μέσα σύνδεσης (συνἁρτηση του f _u)	$\gamma_{_{\rm M2}} = 1,25$
•	Σκυρόδεμα	$\gamma_{\rm c} = 1,50$
•	Χάλυβας οπλισμού	$\gamma_{\rm s} = 1, 15$

Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

- Γενικώς
- Ολίσθηση προεντεταμένων κοχλιών

$\gamma_{ m serv} = 1,00$ $\gamma_{ m s,serv} = 1,10$

<u>3.6 – Συνδυασμοί δράσεων</u>

<u>3.6.1 – Συντελεστές συνδυασμού ψ</u>

Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μέγιστων τιμών διαφόρων ανεξάρτητων μεταβλητών δράσεων έιναι μικρή. Για το λόγο αυτό κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται συντελεστές συνδυασμού ψ. Οι συντελεστές αυτοί εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο, για την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση, έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με άλλες δράσεις. Έτσι, οι μεταβλητές δράσεις αντιπροσωπεύονται στις διάφορες οριακές καταστάσεις από:

•	μια χαρακτηριστική τιμή	Q_k
•	μια τιμή συνδυασμού	$\psi_0 \cdot Q_k$
•	μια συχνή τιμή	$\psi_1 \cdot Q_k$
•	μια οιονεί μόνιμη τιμή	$\psi_2 \cdot Q_k$

Οι συντελεστές ψ για τα κτίρια, όπως προτείνονται από τον Ευρωκώδικα, δίνονται στον Πίνακα Π3.10:

Δράσεις	Ψο	Ψ1	Ψ2
Ωφέλιμα φορτία κτιρίων			
Κατηγορία Α: κατοικίες	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: γραφεία	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: σχολεία, θέατρα κλπ	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: καταστήματα	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία Ε: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Οχήματα σε κτίρια			
Κατηγορία F: βάρος <30 kN	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: 30 kN < βάρος < 160 kN	0,5	0,5	0,3
Κατηγορία Η: στέγες	0	0	0
Χιόνι	0,6	0,3	0
Άνεμος	0,6	0,5	0
Θερμοκρασία	0,6	0,5	0

Πίνακας Π3.10 - Συντελεστές ψ για κτίρια

3.6.2 – Οριακές καταστάσεις αστοχίας

• Βασικοί συνδυασμοί

$$\mathsf{E}_{\mathsf{d}} = \sum_{j \ge 1} \gamma_{\mathsf{G}j} \mathsf{G}_{\mathsf{k}j} + \gamma_{\mathsf{Q}1} \mathsf{Q}_{\mathsf{k}1} + \sum_{i>1} \gamma_{\mathsf{Q}i} \mathsf{Q}_{\mathsf{k}i} \tag{3.1}$$

Τυχηματικοί συνδυασμοί

$$E_{d} = \sum_{j \ge 1} G_{kj} + A + \Psi_{1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki}$$
(3.2)

Σεισμικοί συνδυασμοί

$$E_{d} = \sum_{j \ge 1} G_{kj} + E + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_{ki}$$
(3.3)

Στις παραπάνω εξισώσεις κάθε μεταβλητή δράση θεωρείται διαδοχικά ως κύρια, τύπου Q_{k1}. Παρατηρούμε ότι οι τυχηματικές δράσεις δε συνδυάζονται μεταξύ τους ή με σεισμό, όπως επίσης ότι ο σεισμός συνδυάζεται μόνο με τα οιονεί μόνιμα τμήματα των μεταβλητών δράσεων.

3.6.3 – Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

• Χαρακτηριστικοί συνδυασμοί

$$E_{d} = \sum_{j \ge 1} G_{kj} + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} Q_{ki}$$
(3.4)

Συχνοί συνδυασμοί

$$\mathsf{E}_{\mathsf{d}} = \sum_{j \ge 1} \mathsf{G}_{\mathsf{k}j} + \Psi_1 \mathsf{Q}_{\mathsf{k}1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \mathsf{Q}_{\mathsf{k}i} \tag{3.5}$$

• Οιονεί μόνιμοι συνδυασμοί

$$E_{d} = \sum_{j \ge 1} G_{kj} + \sum_{i \ge 1} \psi_{2i} Q_{ki}$$
(3.6)

Σεισμικοί συνδυασμοί

$$E_{d} = \sum_{j \ge 1} G_{kj} + A_{serv} + \sum_{i \ge 1} \psi_{2i} Q_{ki}$$
(3.7)

Παρατηρούμε ότι η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας δεν εξετάζεται για τυχηματικές δράσεις, εξετάζεται όμως για σεισμικές δράσεις, με μικρότερες τιμές σεισμικής δράσης.

3.6.4 – Συνδυασμοί που χρησιμοποιήθηκαν

Οριακές καταστάσεις αστοχίας

Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

(10.1)- $S_d = 1,00 \text{ G} + 1,00 \text{ Q}$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

<u>4.1 – Μἑσα ανἁλυσης</u>

<u>SAP2000 v.14</u>

Για τη στατική και δυναμική ανάλυση των τριών κτιρίων, καθώς και για τον έλεγχο επάρκειας συγκεκριμένων μελών χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα **SAP2000** της εταιρείας Computers and Structures. Το συγκεκριμένο πρόγραμμα είναι διεθνώς αναγνωρισμένο ως ένα εξελιγμένο λογισμικό στην τεχνολογία της τρισδιάστατης ανάλυσης και διαστασιολόγησης δομικών στοιχείων. Η επιλογή του στηρίχθηκε στις παρακάτω δυνατότητες που παρέχει:

- Διαθέτει ένα εύκολο στη χρήση γραφικό περιβάλλον.
- Προσφέρει εξελιγμένες υπολογιστικές τεχνικές με ισχυρές δυνατότητες δημιουργίας προσομοιωμάτων.
- Το γραφικό περιβάλλον δίνει τη δυνατότητα ταχύτατης παραγωγής προσομοιωμάτων με τη χρήση προτύπων (templates).
- Η δημιουργία και η τροποποίηση των προσομοιωμάτων, η εκτέλεση της ανάλυσης, η ανάγνωση των αποτελεσμάτων, και η βελτιστοποίηση της διαστασιολόγησης είναι όλα αλληλένδετα στο ίδιο περιβάλλον χρήσης.
- Δυνατότητα εξαγωγής αποτελεσμάτων απ' ευθείας στο EXCEL.
- Παρέχει ολοκληρωμένη δυνατότητα διαστασιολόγησης που συμπεριλαμβάνει επιλογές διαστασιολόγησης και βελτιστοποίησης χαλύβδινων διατομών με χρήση του Ευρωκώδικα 3.
- Διαθέτει βάση δεδομένων με όλες τις συνήθεις πρότυπες διατομές.
- Επιτρέπει την ελεύθερη σχεδίαση διατομών μέσω της εντολής "Section Designer"
- Είναι εφοδιασμένο με όλους τους Ευρωπαϊκούς, Διεθνείς και Αμερικάνικους κανονισμούς.
- Επιτρέπει τη Στατική και Δυναμική Φασματική Ανάλυση για ραβδωτούς και επιφανειακούς φορείς.
- Δυνατότητα διαστασιολόγησης ραβδωτών φορέων από οπλισμένο σκυρόδεμα και χάλυβα.
- Οι δυνατότητες στατικών φορτίσεων επιτρέπουν την εφαρμογή φορτίων βαρύτητας, θερμοκρασιακών φορτίων και φορτίσεων με προκαθορισμένες δυνάμεις ή μετακινήσεις στους κόμβους. Οι δυναμικές φορτίσεις μπορεί να είναι της μορφής φασματικής απόκρισης πολλαπλής βάσεως ή πολλαπλά χρονικά μεταβαλλόμενων φορτίων και διεγέρσεις βάσης. Το πρόγραμμα υποστηρίζει ανάλυση με ιδιομορφές και ανάλυση Ritz, καθώς και συνδυασμό ιδιομορφών με τις μεθόδους SRSS, CQC ή GMC.

EXCEL

Σημαντική βοήθεια στην εξέλιξη της παρούσας εργασίας αποτέλεσε η εφαρμογή EXCEL του λογισμικού πακέτου Microsoft Office. Χρησιμοποιήθηκε πρωτίστως για την οργάνωση και εποπτεία των δεδομένων και για την εκτέλεση των ελέγχων των μελών που παρουσιάζονται στα επόμενα κεφάλαια. Για παράδειγμα, η διαστασιολόγηση των διαδοκίδων και των κυρίων δοκών έγινε αποκλειστικά με τη χρήση του EXCEL (βλ. Κεφάλαια 6 και 7, αντίστοιχα). Σημαντικούς παράγοντες κατά τη χρήση του λογισμικού αυτού αποτέλεσαν:

- Η ευκολία στη χρήση
- Η δυνατότητα χρήσης ενός μεγάλου αριθμού συναρτήσεων
- Η αποφυγή λαθών και η εύκολη και γρήγορη διόρθωσή τους
- Η δυνατότητα εκτέλεσης δοκιμών και επαναληπτικών διαδικασιών σε σύντομο χρόνο

SYMDECK DESIGNER

Όπως παρουσιάζεται αναλυτικά στο Κεφάλαιο 5, η διαστασιολόγηση των σύμμικτων πλακών έγινε με τη χρήση του προγράμματος SYM DECK DESIGNER της εταιρείας ΕΛΑΣΤΡΟΝ ΧΑΛΥΒΟΥΡΓΙΚΑ ΠΡΟΪΟΝΤΑ. Το πρόγραμμα είναι διαθέσιμο στην ιστοσελίδα της εταιρείας και παρέχει τη δυνατότητα διαστασιολόγησης και ελέγχου σύμμικτων πλακών που κατασκευάζονται με χρήση του χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73 της ίδιας εταιρείας.

<u>SNAGIT</u>

Το πρόγραμμα SNAGIT βοήθησε σε μεγάλο βαθμό την εξαγωγή εικόνων από την επιφάνεια εργασίας του SAP2000, καθώς και την επεξεργασία αυτών.

<u>4.2 – Προσομοίωμα ανάλυσης</u>

Για τον έλεγχο επάρκειας των διατομών και των μελών του φορέα μορφώθηκε το κατάλληλο υπολογιστικό **προσομοίωμα**, προκειμένου να προσδιοριστούν τα πλέον δυσμενή αποτελέσματα λόγω των δράσεων, για όλα τα μέλη του φορέα.

Το προσομοίωμα το οποίο χρησιμοποιήθηκε στην ανάλυση, περιγράφει και απεικονίζει με ικανοποιητική ακρίβεια τη συμπεριφορά του πραγματικού φορέα ως συνόλου αλλά και των επιμέρους στοιχείων του (διατομές, μέλη, κόμβοι και εδράσεις. Περιλαμβάνει όλα τα κύρια φέροντα στοιχεία της κατασκευής (κύρια πλαίσια στο χώρο, σύνδεσμοι, συνδέσεις, θεμελιώσεις), μέσω των οποίων θα μεταφερθούν με ασφάλεια στο έδαφος όλες οι δράσεις (κατακόρυφες και οριζόντιες) που ασκούνται επί αυτής. Για λόγους απλοποίησης του προσομοιώματος οι δευτερεύουσες δοκοί και οι σύμμικτες πλάκες (δευτερεύντα φέροντα στοιχεία) παραλείφθηκαν, περιλήφθηκαν όμως τα φορτία τα οποία φέρονται από τα στοιχεία αυτά.

Η βασική γεωμετρία των πλαισίων απεικονίζεται μέσω των κεντροβαρικών αξόνων των μελών ενώ αμελείται η αλληλεπικάλυψη του πραγματικού πλάτους των μελών. Κατά τον έλεγχο ενός μεμονωμένου μέλους πλαισίου, απομονώνεται αυτό από το υπόλοιπο πλαίσιο, με όλες τις

εξωτερικές δράσεις και τα εντατικά μεγέθη. Η μέθοδος αυτή εφαρμόστηκε στο Κτίριο Γ, προκειμένου να γίνει μια προδιαστασιολόγηση των διατομών των πλαισίων.

Όσον αφορά στους κόμβους, αυτοί θεωρήθηκαν άκαμπτοι ή απλές αρθρώσεις, με κατάλληλη μόρφωσή τους.

<u>4.3 – Μἑθοδος ανἁλυσης</u>

Ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών μπορεί να γίνει με ελαστική ή πλαστική ανάλυση. Η ελαστική μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε όλες στις περιπτώσεις, ανεξαρτήτως του αν η αντοχή των διατομών προσδιορίζεται με βάση την ελαστική ή την πλαστική αντοχή τους, ενώ για την εφαρμογή της πλαστικής ανάλυσης απαιτείται να πληρούν οι χρησιμοποιούμενες διατομές καθώς και ο χάλυβας ορισμένες ειδικές απαιτήσεις. Στην περίπτωσή μας χρησιμοποιήθηκε **ελαστική ανάλυση**. Κατ' αυτήν υποτίθεται ελαστική συμπεριφορά του φορέα, η δε σχέση τάσηςπαραμόρφωσης του υλικού θεωρείται ότι έιναι γραμμική για οποιαδήποτε στάθμη των τάσεων. Συνεπώς, η παραμόρφωση θεωρείται ότι είναι ανάλογη της τάσης.

Επιπλέον, ανάλογα με το εάν η επίδραση των παραμορφώσεων στο φορέα μπορεί ή όχι, να θεωρηθεί αμελητέα, τα εντατικά μεγέθη είναι δυνατόν να προκύψουν με διαφορετικές προσεγγίσεις. Έτσι, κατά τη **θεωρία 1^{ης} τάξης**, οι υπολογισμοί γίνονται πάντοτε αναφορικά με την αρχική γεωμετρία, στην απαραμορφωτη κατάσταση. Στην περίπτωση αυτή οι προκύπτουσες μετακινήσεις δεν μεταβάλλουν σημαντικά τη γεωμετρία του φορέα και επομένως δεν διαφοροποιείται η εντατική κατάσταση των μελών. Η θεωρία 2^{ης} τάξης λαμβάνει υπόψη την επίδραση των παραμορφώσεων της κατασκευής και επομένως πρέπει να γίνεται χρήση της παραμορφωμένης γεωμετρίας της φορτισμένης κατασκευής. Η θεωρία 1^{ης} τάξης μπορεί, για παράδειγμα, να εφαρμοστεί σε περιπτώσεις όπου ο φορέας έχει ικανοποιητική δυσκαμψία, ώστε να θεωρείται αμετάθετος, ή όταν οι σχέσεις ελέγχου λαμβάνουν ήδη υπόψη επιρροές 2^{ης} τάξης (βλ. 4.6.5)

Όταν χρησιμοποιείται η θεωρία 1^{ης} τάξης, η συμπεριφορά της κατασκευής, που αποτελείται από ελαστικό υλικό, είναι επίσης γραμμική, οι μετακινήσεις (μετάθεση ή στροφή δηλαδή κάποιας διατομής) μεταβάλλονται γραμμικά σε σχέση με τα επιβαλλόμενα φορτία. Αυτό σημαίνει ότι κάθε αύξηση της μετακίνησης είναι ανάλογη της έντασης που την προκάλεσε. Υπό αυτές τις συνθήκες, οι τάσεις, οι παραμορφώσεις, τα εντατικά μεγέθη και οι μετακινήσεις που οφείλονται σε διάφορες δράσεις, μπορούν να προστεθούν χρησιμοποιώντας την αρχή της επαλληλίας. Η αρχή αυτή ορίζει ότι τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη που οφείλονται σε ένα πλήθος ταυτόχρονων δράσεων επί του φορέα, είναι ίσα με το άθροισμα των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών που προκύπτουν από κάθε δράση χωριστά. Η αρχή της επαλληλίας δεν ισχύει, όταν η σχέση τάσης-παραμόρφωσης του υλικού είναι μη γραμμική, ή εφόσον η κατασκευή (ακόμα και εάν το υλικό είναι ελαστικό) συμπεριφέρεται μη γραμμικά εξαιτίας μεταβολών της γεωμετρίας της που προκύπτουν από τα δρώντα φορτία.

Σημειώνεται ότι η επιρροή ενδεχομένων ατελειών στους φορείς αμελήθηκε, δηλαδή θεωρήσαμε ότι τα πλαίσια δεν έχουν αρχική κλίση.

<u>4.4 – Στάδια προμελέτης</u>

Στο σημείο αυτό παρουσιάζεται περιληπτικά η διαδικασία που ακολουθήθηκε για την πλήρη διαστασιολόγηση και τον τριών κτιρίων.

<u>4.4.1 – Κτίριο Α</u>

Για το Κτίριο Α έγιναν τα παρακάτω βήματα:

- Σχεδιασμός των σύμμικτων πλακών για τον βασικό συνδυασμό φόρτισης (1.1-1,35G+1,50Q).
- 2. Σχεδιασμός των διαδοκίδων για τον ίδιο συνδυασμό.
- Σχεδιασμός κύριων δοκών κατά Χ και κατά Υ στο EXCEL, πάλι για το συνδυασμό (1.1).
- 4. Προδιαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων (διατομές HEB) για τον βασικό συνδυασμό με βοήθεια της επιλογής "Design check" του SAP2000 (βλ. 4.5.4).
- **5.** Προδιαστασιολόγηση συνδέσμων δυσκαμψίας, με επιλογή κοίλων τετραγωνικών διατομών.
- **6.** Δυναμική ανάλυση κτιρίου, έλεγχος μόρφωσης με βάση της ιδιομορφές.
- 7. Τελική διαστασιολόγηση των συνδέσμων δυσκαμψίας, έτσι, ώστε να παραλαμβάνουν τα σεισμικά (οριζόντια) φορτία, να ικανοποιούν τους περιορισμούς λυγηρότητας και να ικανοποιούν τους ελέγχους παραμορφώσεων και επιρροών 2^{ης} τάξης. Η διαδικασία αυτή ήταν επαναληπτική και η τελική επιλογή έγινε μετά από αρκετές δοκιμές.
- 8. Προσδιορισμός ικανοτικού συντελεστή.
- 9. Ἐλεγχος κεφαλοδοκών στη θέση των συνδέσμων δυσκαμψίας. Για τον έλεγχο αυτό χρησιμοποιήθηκαν τα μεγέθη του ικανοτικού σχεδιασμού, όπως παρουσιάζεται στο Κεφάλαιο 8.
- **10.** Έλεγχος υποστυλωμάτων στη θέση των συνδέσμων δυσκαμψίας, επίσης για τα μεγέθη του ικανοτικού σχεδιασμού.

<u>4.4.2 – Κτίριο Β</u>

Για το Κτίριο Β έγιναν τα παρακάτω βήματα:

- **1.** Ομοίως με Κτίριο Α
- 2. Ομοίως με Κτίριο Α
- 3. Ομοίως με Κτίριο Α
- 4. Ομοίως με Κτίριο Α
- **5.** Προδιαστασιολόγηση δοκών σύζευξης με επιλογή διατομών ΗΕΑ.
- 6. Προδιαστασιολόγηση διαγωνίων ράβδων δικτύωσης (κοίλες τετραγωνικές διατομές) και τμημάτων δοκών εκτός των δοκών σύζευξης (διατομές HEA).
- **7.** Δυναμική ανάλυση κτιρίου, έλεγχος μόρφωσης με βάση της ιδιομορφές.
- 8. Τελική διαστασιολόγηση των δοκών σύζευξης, έτσι, ώστε να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις του Ευρωκώδικα. Η διαδικασία αυτή ήταν επαναληπτική και η τελική επιλογή έγινε μετά από αρκετές δοκιμές.
- 9. Προσδιορισμός ικανοτικού συντελεστή.

- 10. Ἐλεγχος ράβδων δικτύωσης στη θέση των συνδέσμων δυσκαμψίας. Για τον έλεγχο αυτό χρησιμοποιήθηκαν τα μεγέθη του ικανοτικού σχεδιασμού, όπως παρουσιάζεται στο Κεφάλαιο 8 και στο Παράρτημα.
- **11.** Έλεγχος υποστυλωμάτων στη θέση των συνδέσμων δυσκαμψίας, επίσης για τα μεγέθη του ικανοτικού σχεδιασμού.
- **12.** Έλεγχος τμημάτων δοκών εκτός των συνδέσμων δυσκαμψίας για τα ικανοτικά μεγέθη.

<u>4.4.3 – Κτίριο Γ</u>

- 1. Ομοίως με Κτίρια Α και Β
- 2. Ομοίως με Κτίρια Α και Β
- 3. Ομοίως με Κτίρια Α και Β
- 4. Ομοίως με Κτίρια Α και Β
- 5. Προδιαστασιολόγηση δοκών πλαισίων με επιλογή διατομών από τη σειρά IPE. Για την προδιαστασιολόγηση τόσο των δοκών, όσο και των υποστυλωμάτων που συμμετέχουν στα πλαίσια παραλαβής ροπών, δημιουργήθηκαν και για τις δύο διευθύνσεις επίπεδα πλαίσια. Καταπονώντας τα πλαίσια αυτά με τα <u>αναμενόμενα</u> σεισμικά φορτία προσδιορίστηκαν σταδιακά αφ' ενός ο αριθμός των απαιτούμενων πλαισίων ανά διεύθυνση και αφ' ετέρου οι απαιτούμενες διατομές. Το δισδιάστατο πλαίσιο κατά Χ που δημιουργήθηκε φαίνεται στο Σχήμα Σ4.1. Σημειώνεται ότι για την εξασφάλιση της δισδιάστατης λειτουργίας, οι κόμβοι του πλαισίου δεσμεύτηκαν στη διεύθυνση Υ με κατάλληλους μετακινησιακούς περιορισμούς.

Σχήμα Σ4.1 - Δισδιάστατο μοντέλο για υπολογισμό πλαισίων κτιρίου Γ



- 6. Προδιαστασιολόγηση υποστυλωμάτων πλαισίων.
- Δυναμική ανάλυση κτιρίου, έλεγχος μόρφωσης με βάση της ιδιομορφές.
- **8.** Τελική διαστασιολόγηση των δοκών και υποστυλωμάτων που συμμετέχουν στα πλαίσια.
- 9. Προσδιορισμός ικανοτικού συντελεστή.
- 10. Ἐλεγχος υποστυλωμάτων στα πλαίσια, με χρήση της επιλογής "Design check" του SAP2000. Για τον ἐλεγχο αυτό χρησιμοποιήθηκαν τα μεγέθη του ικανοτικού σχεδιασμού, ὁπως παρουσιάζεται στο Κεφάλαιο 8

<u>4.5 – Στατική ανἁλυση</u>

<u>4.5.1 – Κτίριο Α</u>

Αρχικά, τα μέλη του φορέα ελέγχθηκαν για τον βασικό συνδυασμό δράσεων (1.1), δηλαδή για μεγέθη από το συνδυασμό 1,35G+1,50Q. Επειδή οι πλάκες, οι διαδοκίδες και οι κύριες δοκοί σχεδιάστηκαν στο ΕΧCEL, μόνο τα υποστυλώματα ελέγχθηκαν με τη βοήθεια του SAP2000. Οι διατομές των υποστυλωμάτων επιλέχθηκαν έτσι, ώστε με βάση την εντολή **''Check of structure''** του SAP2000, να προκύπτουν ικανοποιητικοί συντελεστές εκμετάλλευσης (ratio) των διατομών (βλ. 4.5.4). Σημειώνεται ότι οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας σχεδιάστηκαν κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό του κτιρίου (βλ. Κεφάλαιο 8 και Παράρτημα). Τα **αποτελέσματα της ανάλυσης για τον βασικό συνδυασμό** δίνονται ενδεικτικά στα σχήματα Σ4.2 έως Σ4.7.

Σχήμα Σ4.2 - Ροπές κάμψης κατά Χ στο κτίριο Α (εξωτερικό πλαίσιο)





Σχήμα Σ4.3 - Τἑμνουσες κατά Χ στο κτίριο Α (εξωτερικό πλαίσιο)

Σχήμα Σ4.4 - Αξονικές κατά Χ στο κτίριο Α (εξωτερικό πλαίσιο)



Σχήμα Σ4.5 - Ροπές κἁμψης κατἁ Χ στο κτἰριο Α (εσωτερικὸ πλαίσιο)





Σχήμα Σ4.6 - Τέμνουσες κατά Χ στο κτίριο Α (εσωτερικό πλαίσιο)

Σχήμα Σ4.7 - Αξονικές κατά Χ στο κτίριο Α (εσωτερικό πλαίσιο)



<u>4.5.2 – Κτίριο Β</u>

Η διαδικασία που χρησιμοποιήθηκε εδώ είναι παρόμοια με το Κτίριο Α. Όσον αφορά στα μέλη των κατακόρυφων συνδέσμων, σχεδιάστηκαν με τον τρόπο που παρουσιάζεται στο Κεφάλαιο 8. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης για τον βασικό συνδυασμό δίνονται ενδεικτικά στα σχήματα Σ4.8 έως Σ4.10.



Σχήμα Σ4.9 - Τἑμνουσες κατά Υ στο κτίριο Β (εξωτερικό πλαίσιο)



Σχήμα Σ4.10 - Αξονικές κατά Υ στο κτίριο Β (εξωτερικό πλαίσιο)



<u>4.5.3 – Κτίριο Γ</u>

1 PE 360

IPE550

IPE550

d.

IE 608B

ф

HEA220, comp, out 1

HEA220, comp, out

HEA220, comp.out1

本

1 PE 360

] PE 550

JPE 550

IE 5026

Ċ.

Και σε αυτό το κτίριο οι πλάκες, οι διαδοκίδες, καθώς και οι κύριοι δοκοί και τα υποστυλώματα εκτός των πλαισίων σχεδιάστηκαν ομοίως με τα δύο προηγούμενα κτίρια. Για τα πλαίσια παραλαβής ροπών που εξασφαλίζουν την πλευρική ευστάθεια του κτιρίου βλ. Κεφάλαιο 8 και Παράρτημα. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης για τον βασικό συνδυασμό δίνονται ενδεικτικά στα σχήματα Σ4.11 έως Σ4.13.



1PE 360

]PE550

1PE 550

5038

ф.

1PE 360

1PE550

1PE 550

1PE 368

1PE 550

IPE550

ф.

€A220.(

HEA220.comp.out

ф

HE 6828

⚠

Σχήμα Σ4.11 - Ροπές κάμψης κατά Χ στο κτίριο Γ (εξωτερικό







Σχήμα Σ4.13 - Αξονικές κατά Χ στο κτίριο Γ (εξωτερικό πλαίσιο)

<u>4.5.4 – Ενδεικτικός έλεγχος υποστυλώματος</u>

Στο σημείο αυτό παρουσιάζεται ένας ενδεικτικός έλεγχος ενός υποστυλώματος του Κτιρίου Α, ο οποίος εκτελέστηκε με τη βοήθεια του SAP2000. Για τον έλεγχο χρησιμοποιήθηκε η εντολή "Check of structure", η οποία δίνει το συντελεστή εκμετάλλευσης για κάθε μέλος της κατασκευής, με βάση το δυσμενέστερο, για κάθε μέλος συνδυασμό φόρτισης. Ο έλεγχος έγινε με τον Ευρωκώδικα 3, θέτοντας στην επιλογή Design code του παραθύρου Steel design preferences τον Ευρωκώδικα 3-2005.

																TT						Un	its	KN,	m, C	•	-
uro	code	3-	2005	SIE	EL SE	CILUN	CHF	CK					_	-		_	-		_	_	_	-		-	-	1	-
nit	5	KN	. m.	c I																							
				-										1													t
																				-	E	÷			-	3	Ē.
ram		13	-			Dest	ın s	ect: HE	32.0	B	_	-		+			-	-	-	-							
ML	d	28	,000			Desi	IN T	upe: Co	1111	n																1.2	
ML	d :	16	,000			Fram	ту	pe : Br	ace	d Fram	e									-							A
(Mi)	u :	2,	000			Sect	Cla	SS : C1	455	1									-								Ē
eng		4,	000			PLIE	- HX	15 : 0,	000	ueyre	es	CDUII	tert	TU	CRMT	se fru	III I	ncar	3	-	C				-	•	E.
	-	.,				incer .		-						+						-		Ш,					Đ
irea	-	0,	610			SHaj	n :	0,002			rH	ajur	: 6	1, 1	38		1	AVHa	jur :	0,	004	+					
Ha ji	ur :	з,	682E-	04		SHim	n :	ð, 159E	- 04		rH	inur	: 6	, 0	76	. den a		AVIILI	iur:	0,	010	1					
Min	011 2	9,	239E-	05		ZMaj)r: :	0,002			E		: 2	10	0000	00,00	_					_	_		_		+
~9		.,	200			CHLIN		2,0700	04		. 9			1		000											
						-								1										-	-	-	t
TRE	SS C	HEC	K FOR	CES	G NO	DHENTS	8					_			_		_										
		tio	n		0414	P		MSS			H22				02		U.	3			T						
	e, ue	10	-		200	, 194		0,000		۰,	000		-	, .	00		, 01		-	0,0	00	-		-	-	-	+
MM I	DEHA	HD/	CAFAC	ITY	RATI	0																					
	Gove	rni	ng		1	otal				ММа	jor		HÞ	lin	01*	B	ati	0	5	itati	U 5						T
	Equa	tio	n			latio	-	Ratic		Ra	tio		B	at	io	L	imi	t	_	Che	ck	_	_	-	-	-	+
	(0.0	2)				9,778		0,000	1	,	000		•	, 0	96		, 42	8			UR						
XIO	L FO	RCE	DESI	CN										1										-	-	-	t
						Ned		Nc,Rc	1	Nt	,Rd		Nba	з,	Rd	Nb2	2,R	d				_				_	
					PL C	orce	C	apacity		Capac	ity		P. C. L	la j	DP	M	lino	ŗ									
	INTO	11			-200	, 194	3	455,047	-	4427,	500		4214	, 4	92	3455	,04	1	-	-	-	-		-	-	+	+
DME	NT D	ESI	CN																								
					1.00	Med		Mc,Rc	1	Mu	,Rd		P	lb,	Rd												T
		_			No	onent	C	apacity		Capac	ity		Capa	ci	ty		_			_					_		
	majo Mino		iomen t			1,000 1,000		258.220		590, 259	975 995		598	, 9	15												
			Sherry			.,000								+										-	1	+	t
						к		1			k			k	zy	11 14	ky:	z			C1						
			a line		Fa	actor		Factor		Fac	tor		Fa	ct	or	Fa	cto	1	F	act	or						1
	Mino	r h	ioment		_	,000	-	1,000		8,	050 00F			, 8	D6		E 9	1		٦,8	80	-	-	-	-	-	+
			onen			,		.,	1		000																
HEA	R DE	SIG	N																							-	t
						Ued	-	Uc,Re		Str	ess		St	at	us		Te	d		_					-	-	+
	Hain		boar			0rce	C	apacity	4	Ha	t10		C	ne	CK	Tor	510	n									
	Mino	r	hear			1, 611	1	627,486		7,000F	- 86		-	+	DK	6		ñ	-	-	+	-		-	-	+-	+
										-			_													_	
																											Τ

<u>4.6 – Δυναμική ανάλυση</u>

Κατά την Δυναμική Ανάλυση των κατασκευών θεωρούμε ότι η συμμετέχουσα στην ταλάντωση μάζα προσομοιώνεται σύμφωνα με την παράγραφο 3.4.7. Επίσης, η διαφραγματική λειτουργία των πλακών των ορόφων προσομοιώθηκε με την εισαγωγή κατάλληλων κινηματικών εξαρτήσεων για όλους τους κόμβους στο επίπεδο της κάθε πλάκας.

<u>4.6.1 – Δυναμική φασματική μέθοδος</u>

Η συνηθέστερη μέθοδος ανάλυσης για τα σεισμικά φορτία είναι η δυναμική φασματική μέθοδος, όπου η απόκριση του συστήματος προκύπτει από κατάλληλη επαλληλία των μεγίστων αποκρίσεων των επιμέρους ιδιομορφών, σύμφωνα με τις προβλέψεις του Ευρωκώδικα 8. Η μέθοδος αυτή περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό των πιθανών ακραίων τιμών ενός τυχόντος μεγέθους απόκρισης με πλήρη τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Το SAP2000 διαθέτει την επιλογή της μεθόδου αυτής για τον προσδιορισμό της απόκρισης της κατασκευής στο σεισμό σχεδιασμού.

<u>Βήματα της μεθόδου</u>

Η μέθοδος σε γενικές γραμμές περιλαμβάνει:

- Ιδιομορφική ανάλυση, κατά την οποία υπολογίζονται οι ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος και οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι και ιδιοσυχνότητες.
- 2. Ιδιομορφική απόκριση, κατά την οποία με τη χρήση του φάσματος σχεδιασμού υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η ακραία απόκριση (μετακίνηση, ένταση) που αντιστοιχεί σε κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης (με καθορισμένο πρόσημο).
- 3. Ιδιομορφική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης (με ακαθόριστο πρόσημο).
- 4. Χωρική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης για ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού (με ακαθόριστο πρόσημο).

Αριθμός σημαντικών ιδιομορφών

Κατά την παραπάνω διαδικασία λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Θεωρούμε ότι έχουμε λάβει υπόψη αρκετές ιδιομορφές αν ισχύουν (και για τις δύο κύριες διευθύνσεις) τα ακόλουθα:

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

Ιδιομορφική επαλληλία

Το SAP2000 παρέχει τη δυνατότητα επαλληλίας των ιδιομορφικών αποκρίσεων με χρήση της Μεθόδου Τετραγωνικής Επαλληλίας Ιδιομορφών (CQC). Η συγκεκριμένη μέθοδος προτιμήθηκε έναντι της τετραγωνικής επαλληλίας (SRSS) ως ακριβέστερη.

<u>Χωρική επαλληλία</u>

Στη συνήθη περίπτωση της διαξονικής κάμψης υποστυλωμάτων με ορθή δύναμη, έχουμε για τις δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού (κατά Χ, Υ) τις συμβολικές σχέσεις:

$$S_d = \pm E_x \pm 0,30 E_v$$

 $S_d = \pm 0,30 E_x \pm E_v$

από τις οποίες προκύπτουν οι συνδυασμοί (2.1) έως (9.1) που αναφέρθηκαν και στο Κεφάλαιο 3:

(2.1)- $S_d = 1,00 \text{ G} + 0,30 \text{ Q} + E_x + 0,30 \text{ E}_y$ (3.1)- $S_d = 1,00 \text{ G} + 0,30 \text{ Q} + E_x - 0,30 \text{ E}_y$ (4.1)- $S_d = 1,00 \text{ G} + 0,30 \text{ Q} - E_x + 0,30 \text{ E}_y$ (5.1)- $S_d = 1,00 \text{ G} + 0,30 \text{ Q} - E_x - 0,30 \text{ E}_y$ (6.1)- $S_d = 1,00 \text{ G} + 0,30 \text{ Q} + 0,30 \text{ E}_x + \text{E}_y$ (7.1)- $S_d = 1,00 \text{ G} + 0,30 \text{ Q} + 0,30 \text{ E}_x - \text{E}_y$ (8.1)- $S_d = 1,00 \text{ G} + 0,30 \text{ Q} - 0,30 \text{ E}_x + \text{E}_y$ (9.1)- $S_d = 1,00 \text{ G} + 0,30 \text{ Q} - 0,30 \text{ E}_x - \text{E}_y$

4.6.2 - Έλεγχος μόρφωσης φορέα

Η καταλληλότητα μόρφωσης του φορέα ελέγχεται μέσω των ιδιομορφών ταλάντωσης του κτιρίου που επιλέγονται σύμφωνα με τα παραπάνω κριτήρια.

Είναι επιθυμητό η κατασκευή να έχει:

- κατώτερες ιδιομορφές μεταφορικές.
- συγκέντρωση μεγάλου ποσοστού της ιδιομορφικής μάζας στις πρώτες ιδιομορφές.

Αντιθέτως, πρέπει να αποφεύγονται:

- κατώτερες ιδιομορφές στρεπτικές.
- μεγάλες παραμορφώσεις των διαφραγμάτων σε κάτοψη.
- κατώτερες ιδιομορφές με μικρή ιδιομορφική μάζα.

Η καταλληλότητα της μόρφωσης των τριών κτιρίων ελέγχεται με αυτόν τον τρόπο στις παραγράφους 4.6.6 έως 4.6.8.

<u>4.6.3 – Τυχηματικἑς στρεπτικἑς επιδρἀσεις</u>

<u>Τυχηματική εκκεντρότητα</u>

Προκειμένου να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες στη θέση των μαζών και στη χωρική μεταβολή της σεισμικής κίνησης, το υπολογιζόμενο κέντρο της μάζας σε κάθε όροφο θεωρείται ως μετατοπισμένο από την ονομαστική θέση του σε κάθε διεύθυνση κατά την ακόλουθη τυχηματική εκκεντρότητα:

 $\boldsymbol{e}_{ai}=\pm 0,05\cdot\boldsymbol{L}_{i}$

(4.1)

(4.2)

όпου

- e_{ai} είναι η τυχηματική εκκεντρότητα του κέντρου μάζας ορόφου i από την ονομαστική θέση του, εφαρμοζόμενη στην ίδια διεύθυνση σε όλους τους ορόφους
- L_i είναι η διάσταση του ορόφου, κάθετη προς την διεύθυνση της σεισμικής δράσης.

<u>Στρεπτικἑς επιδρἀσεις</u>

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

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_{i}$$

όπου

- M_{ai} είναι η στρεπτική ροπή που εφαρμόζεται στον όροφο i περί τον κατακόρυφο άξονά του
- e_{ai} είναι η τυχηματική εκκεντρότητα της μάζας του ορόφου i σύμφωνα με την έκφραση (4.1) στην αντίστοιχη απαιτούμενη διεύθυνση
- Fi είναι το οριζόντιο φορτίο που δρα στον όροφο i σε διεύθυνση κάθετη προς εκείνη της e_{ai}.

Τα εντατικά μεγέθη των φορτίσεων πρέπει να λαμβάνονται υπόψη με θετικά και αρνητικά πρόσημα (το ίδιο πρόσημο για όλους τους ορόφους).

Τις στρεπτικές ροπές περί τον κατακόρυφο άξονα κάθε ορόφου, μπορούμε να τις αντικαταστήσουμε με ένα ζεύγος δυνάμεων στα άκρα κάθε ορόφου (βλ. Σχήμα Σ4.14), με τις δυνάμεις να ισούνται με:

$$F_{i,\zeta \varepsilon \nu \gamma \circ \nu \varsigma} = M_{ai} / L_i$$
(4.3)

Η παραπάνω διαδικασία πραγματοποιείται και στις δύο διευθύνσεις (Χ και Υ) ενώ τα αποτελέσματα του ζεύγους δυνάμεων ορίζονται ως E_{ccx} και E_{ccy}, αντίστοιχα. Κατά συνέπεια, **κάθε σεισμικός συνδυασμός δράσεων ελέγχεται δύο φορές**, μια για θετικό πρόσημο και μια για αρνητικό πρόσημο του E_{ccx} ή του E_{ccy}, ανάλογα με την εξεταζόμενη διεύθυνση. Για παράδειγμα: (2.1)- $S_d = 1,00 \text{ G} + 0,30 \text{ Q} + E_x + 0,30 \text{ E}_y + \text{E}_{ccx}$ (2.2)- $S_d = 1,00 \text{ G} + 0,30 \text{ Q} + \text{E}_x + 0,30 \text{ E}_y - \text{E}_{ccx}$ (6.1)- $S_d = 1,00 \text{ G} + 0,30 \text{ Q} + 0,30 \text{ E}_x + \text{E}_y + \text{E}_{ccy}$ (6.2)- $S_d = 1,00 \text{ G} + 0,30 \text{ Q} + 0,30 \text{ E}_x + \text{E}_y - \text{E}_{ccy}$

Σχήμα Σ4.14 - Ισοδύναμες δυνάμεις λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας



<u>4.6.4 – Ἐλεγχος περιορισμοὑ βλαβών</u>

Ειδικά στα μεταλλικά πλαισιακά κτίρια έχει ιδιαίτερη σημασία (λόγω της αυξημένης πλευρικής ευκαμψίας τους) ο **έλεγχος περιορισμού των βλαβών,** σύμφωνα με τον οποίο η γωνιακή παραμόρφωση των ορόφων κατά το σεισμό σχεδιασμού πρέπει να περιορίζεται στο 0,5% ή 0,7%, ανάλογα με την ευαισθησία του οργανισμού πλήρωσης. Για μεταλλικά πετάσματα ή υαλοστάσια, ισχύει η δεύτερη, αυξημένη τιμή (0,7%). Δηλαδή υπολογίζουμε τις οριζόντιες παραμορφώσεις για κάθε όροφο και πρέπει τη γωνιακή παραμόρφωση (γ) κάθε ορόφου να ισχύει **γ<0,7%**, όπου

$$\gamma = \frac{\delta_0 - \delta_u}{h} \cdot \frac{q}{2,5}$$
(4.4)

όπου

- γ είναι η γωνιακή παραμόρφωση κάθε ορόφου
- δ_ο είναι η μετακίνηση της πλάκας του υπερκείμενου προς τον εξεταζόμενο ορόφου
- δ... είναι η μετακίνηση της πλάκας του εξεταζόμενου ορόφου
- h είναι το ύψος του εξεταζόμενου ορόφου
- q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς του κτιρίου στην εξεταζόμενη διεύθυνση

4.6.5 - Ἐλεγχος επιρροών 2^{ns} τάξης

Θα πρέπει να εξεταστεί αν απαιτείται ή όχι να ληφθούν υπόψη οι επιρροές 2^{ης} τάξης. Για ορθογωνικά πλαίσια, ο έλεγχος γίνεται ανά όροφο με τη βοήθεια της παρακάτω σχέσης, η ικανοποίηση της οποίας εκφράζει, ότι αρκεί, με βάση τους ισχύοντες κανονισμούς, η επίλυση με θεωρία 1^{ης} τάξης.

(4.5)

$$\theta = \frac{\mathsf{P}_{\mathsf{tot}} \cdot (\delta_o - \delta_{\mathsf{u}})}{\mathsf{V}_{\mathsf{tot}} \cdot \mathsf{h}} \leq 0,10$$

όπου:

- θ είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου
- Ptot είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων
- δ_o δ_u είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου,
 που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων
 μετακινήσεων δ_i των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου
- V_{tot} είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου, και
- h είναι το ύψος του ορόφου.

Συνίσταται οι φορείς να είναι επαρκώς δύσκαμπτοι, ώστε να ικανοποιείται η παραπάνω συνθήκη. Αν **0,1<θ<0,2** πολλαπλασιάζουμε τις σεισμικές δράσεις με **1/(1-θ)**. Η τιμή του συντελεστή θ δεν επιτρέπεται υπερβαίνει το 0,3.

<u>4.6.6 – Αποτελέσματα ανάλυσης - Κτίριο Α</u>

<u>Ιδιομορφική ανάλυση</u>

Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης για το Κτίριο Α συνοψίζονται στον Πίνακα Π4.1. Σημειώνεται ότι υπολογίσθηκαν 12 ιδιομορφές κατά την ανάλυση. Ο αριθμός αυτός επαρκεί, καθώς όπως φαίνεται στον Πίνακα Π4.1 και στις δύο διευθύνσεις το άθροισμα των συμμετεχουσών μαζών όλων των ιδιομορφών ξεπερνά το απαιτούμενο 90%.

Αριθμός ιδιομορφής	Ιδιοπερίοδος Τ (sec)	Συμμετέχουσα	μάζα % κατά					
		Χ μεταφορική	Υ μεταφορική					
1	1,424	0,780	~ 0					
2	1,328	~ 0	0,794					
3	0,951	~ 0	~ 0					
4	0,565	0,140	~ 0					
5	0,523	~ 0	0,131					
6	0,380	~ 0	~ 0					
7	0,322	~ 0	~ 0					
8	0,306	0,059	0,0543					
9	0,224	~ 0	~ 0					
10	0,209	~ 0	~ 0					
11	0,200	0,0154	0,015					
12	0,159	0,005 ~ 0						
Συνολική σ μάζ	υμμετέχουσα α (%)	0,999	0,995					

Πίνακας Π4.1	-	Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης για το
		Κτίριο Α



Σχήμα Σ4.15 - 1^η ιδιομορφή ταλάντωσης του κτιρίου Α

Σχήμα Σ4.16 - 2^η ιδιομορφή ταλάντωσης του Κτιρίου Α



<u>Έλεγχος μόρφωσης</u>

Όπως προαναφέρθηκε, η μόρφωση του φορέα μπορεί να ελεγχθεί και μέσω των ιδιομορφών ταλάντωσης. Για το Κτίριο Α προκύπτει από τον Πίνακα Π4.1 ότι οι πρώτες δύο ιδιομορφές, που συγκεντρώνουν και το μεγαλύτερο ποσοστό της μάζας ανά διεύθυνση, είναι μεταφορικές και όχι στροφικές. Σύμφωνα λοιπόν με όσα αναφέρονται στην παράγραφο 4.6.2, η μόρφωση του κτιρίου θεωρείται επιτυχής.

<u>Στρεπτικές επιδράσεις</u>

Κατά Χ:

Μήκος κατά την εγκάρσια διεύθυνση: $L_y = 40,00m$ Τυχηματική εκκεντρότητα: $e_{ai} = 0,05 \cdot L_y = 2,00m$ Τέμνουσα βάσης (από σεισμικό συνδυασμό 2.1): $V_{0x} = 3138,51kN$

Πίνακας Π4.2 -	-	Στρεπτικές	εпι	δράσεις	ката	Χ	στο Κτίρι	0 /	A
----------------	---	------------	-----	---------	------	---	-----------	-----	---

Όροφος	z _i (m)	m _i	m _i ⋅ z _i	F _i (kN)	M _{ai} (kNm)	F _{i,ζευγους} (kN)
Ισόγειο	4	1221,96	4887,8	225,00	450,00	11,25
1	8	1217,44	9739,5	448,34	896,67	22,42
2	12	1213,4	14560,8	670,27	1340,55	33,51
3	16	1213,64	19418,2	893,87	1787,75	44,69
4	20	978,68	19573,6	901,03	1802,05	45,05
			68180,0			

Σχήμα Σ4.16	-	Δυνάμεις λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας στα
		άκρα των ορόφων



Κατά Υ:

Μήκος κατά την εγκάρσια διεύθυνση: $L_x = 49,00m$ Τυχηματική εκκεντρότητα: $e_{ai} = 0,05 \cdot L_y = 2,45m$ Τέμνουσα βάσης (από σεισμικό συνδυασμό 6.1): $V_{ox} = 3423,57kN$

Πίνακας Π4.3 - Στρεπτικές επιδράσεις κατά Υ στο Κτίριο Α

Όροφος	z _i (m)	m _i	$\mathbf{m}_{i} \cdot \mathbf{z}_{i}$	F _i (kN)	M _{ai} (kNm)	F _{i,ζευγους} (kN)
Ισόγειο	4	1221,96	4887,8	245,44	601,31	12,27
1	8	1217,44	9739,5	489,06	1198,19	24,45
2	12	1213,4	14560,8	731,15	1791,32	36,56
3	16	1213,64	19418,2	975,06	2388,90	48,75
4	20	978,68	19573,6	982,86	2408,01	49,14
			68180,0			

<u>Έλεγχος περιορισμού βλαβών</u>

Κατά Χ:

Πίνακας Π4.4 - Έλεγχος παραμορφώσεων κατά Χ στο Κτίριο Α

Όροφος	δ_{X} (mm)	Παραμόρφωση $\delta_{_o}-\delta_{_{ m u}}$ (mm)	Ύψος ορόφου h (m)	Γωνιακή παραμόρφωση γ _x (%)
Ισόγειο	7,98	7,98	4,00	0,32 < 0,7
1 ^{oç}	17,13	9,15	4,00	0,37 < 0,7
2 ^{oç}	25,63	8,23	4,00	0,33 < 0,7
3 ^{0ς}	33,77	8,40	4,00	0,34 < 0,7
4 ^{ος}	49,30	15,53	4,00	0,62 < 0,7

όπου:

δ_x η μετατόπιση του διαφράγματος κάθε ορόφου λόγω σεισμού κατά Χ
 (π.χ. συνδυασμός 2.1).

γ_x η γωνιακή παραμόρφωση, όπως προκύπτει από τη σχέση (4.4).

Κατά Υ:

Πίνακας Π4.5 - Έλεγχος παραμορφώσεων κατά Υ στο Κτίριο Α

Όροφος	$\delta_{ m _{Y}}$ (mm)	Παραμόρφωση	Ύψος	Γωνιακή
	-	$\delta_{_{o}}$ – $\delta_{_{ m u}}$ (mm)	ορόφου (m)	παραμόρφωση $\gamma_{_{ m Y}}$ (%)
Ισόγειο	7,84	7,84	4,00	0,31 < 0,7
1 ^{oç}	16,54	8,70	4,00	0,35 < 0,7
2 ^{oç}	24,26	7,72	4,00	0,31 < 0,7
3 ^{oç}	31,77	7,51	4,00	0,30 < 0,7
4 ^{ος}	42,92	11,14	4,00	0,45 < 0,7

όπου:

- δ_γ η μετατόπιση του διαφράγματος κάθε ορόφου λόγω σεισμού κατά Υ (π.χ. συνδυασμός 6.1).
- γ_γ η γωνιακή παραμόρφωση, όπως προκύπτει από τη σχέση (4.4).

Παρατηρούμε ότι και στις δύο διευθύνσεις η απαίτηση του κανονισμού για γωνιακή παραμόρφωση γ<0,7% ικανοποιείται.

<u>Έλεγχος επιρροών 2^{ns} τάξης</u>

Κατά Χ:

Πίνακας Π4.6 -	Έλεγχος	επιρροών 2	2 ^{ης} τἁξης κ	ατά Χ σ τ	ο Κτίριο Α
----------------	---------	------------	-------------------------	------------------	------------

Όροφος	$\delta_{\!_1}$ (mm)	P _i (kN)	P _{i,tot} (kN)	$\delta_{\!_o}-\delta_{\!_{\rm U}}$	V _{i,tot}	θ
			αθροιστικά	(mm)	(kN)	
Ισόγειο	3,27	11987,4	57340,6	7,89	3138,5	0,146
1 ^{ος}	7,41	11943,k1	45353,2	17,13	2951,5	0,141
2 ^{oç}	11,27	11903,5	33410,1	25,36	2528,5	0,109
3 ^{oç}	15,32	11905,8	21506,7	33,77	1887,1	0,096
4 ^{ος}	22,13	9600,8	9600,8	49,30	1015,5	0,147

όπου:

- η μετακίνηση που αντιστοιχεί στην δεσπόζουσα ιδιομορφή (εδώ η 1^η
 ιδιομορφή είναι δεσπόζουσα)
- P_i το συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται (μάζα επί g = 9,81m / s²)
- P_{i,tot} το συνολικό φορτίο βαρύτητας του ορόφου και όλων των υπερκείμενων

 $\delta_{a} - \delta_{\mu}$ ομοίως με Έλεγχο περιορισμού βλαβών

$$V_{i,tot} \quad είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου = \frac{\delta_{1,i} \cdot P_i}{\sum \delta_{1,j} \cdot P_j} \cdot V_{0x}$$

Παρατηρούμε ότι η μέγιστη τιμή του συντελεστή θ βρίσκεται μεταξύ των τιμών 0,10 και 0,20. Κατά συνέπεια, οι επιρροές 2^{ης} τάξης για τη διεύθυνση Χ δε μπορούν να αγνοηθούν, αλλά θα πρέπει να πολλαπλασιαστούν οι σεισμικές δράσεις με τον συντελέστή $\frac{1}{1 - \max \theta} = 1,1722$, προκειμένου

να επιτρέπεται η ανάλυση 1^{ης} τάξης.

Κατά Υ:

Όροφος	$\delta_{ m 2}$ (mm)	P _i (kN)	$P_{i,tot}$ (kN)	$\delta_{\!_o}-\delta_{\!_{\rm U}}$	V _{i,tot}	θ
			αθροιστικά	(mm)	(kN)	
Ισόγειο	3,57	11987,4	57340,6	7,84	3423,6	0,131
1 ^{ος}	7,90	11943,5	45353,2	16,54	3204,1	0,123
2 ^{ος}	11,86	11903,5	33410,1	24,26	2720,8	0,095
3 ^{oç}	15,76	11905,8	21506,7	31,77	1997,2	0,081
4 ^{ος}	21,05	9600,8	9600,8	42,92	1035,7	0,103

Πίνακας Π4.7 -	Έλεγχος	επιρροών	2 ^{ης} τἁξης	κατά Υ	στο Κτίριο Α
----------------	---------	----------	-----------------------	--------	--------------

όπου:

δ2 η μετακίνηση που αντιστοιχεί στην δεσπόζουσα ιδιομορφή (εδώ η 2^η
 ιδιομορφή είναι δεσπόζουσα)

Παρατηρείται και εδώ ότι $0,10 < max \theta < 0,20$ και άρα τα σεισμικά μεγέθη

στη διεύθυνση Υ πρέπει να πολλαπλασιαστούν με $\left| \frac{1}{1 - \max \theta} \right| = 1,1511$

Εντατικά μεγέθη για τον σεισμικό συνδυασμό 2.1

Σημειώνεται στο σημείο αυτό ότι τα παρακάτω διαγράμματα έχουν τη μορφή που φαίνεται λόγω της ιδιομορφικής ανάλυσης που εκτέλεσε το πρόγραμμα. Δεν παρουσιάζονται δηλαδή τα μεγέθη μόνο για μια φορά (κατεύθυνση) του σεισμού αλλά τα μεγέθη που προκύπτουν από τη σεισμική περιβάλλουσα αυτών.

Σχήμα Σ4.17 - Αξονικές δυνάμεις κατά Χ λόγω σεισμικού συνδυασμού 2.1



Σχήμα Σ4.18 - Ρόπες κἁμψης κατἁ Χ λόγω σεισμικοὑ συνδυασμοὑ 2.1



Σχήμα Σ4.19 - Τἑμνουσες δυνἁμεις κατἁ Χ λὀγω σεισμικοὑ συνδυασμοὑ 2.1



<u>4.6.7 – Αποτελέσματα ανάλυσης - Κτίριο Β</u>

<u>Ιδιομορφική ανάλυση</u>

Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης για το Κτίριο Β συνοψίζονται στον Πίνακα Π4.8. Σημειώνεται ότι υπολογίσθηκαν 12 ιδιομορφές κατά την ανάλυση. Ο αριθμός αυτός επαρκεί, καθώς όπως φαίνεται στον Πίνακα Π4.8 και στις δύο διευθύνσεις το άθροισμα των συμμετεχουσών μαζών όλων των ιδιομορφών ξεπερνά το απαιτούμενο 90%.

Αριθμός ιδιομορφής	Ιδιοπερίοδος Τ (sec)	Συμμετἑχουσα μἀζα % κατὰ		
		Χ μεταφορική	Υ μεταφορική	
1	1,290	0,7727	~ 0	
2	1,182	~ 0	0,7759	
3	0,853	~ 0	~ 0	
4	0,498	0,1584	~ 0	
5	0,456	~ 0	0,1529	
6	0,330	~ 0	~ 0	
7	0,326	0,0195	~ 0	
8	0,315	~ 0	~ 0	
9	0,311	0,0089	~ 0	
10	0,305	~ 0	~ 0	
11	0,296	0,0051	~ 0	
12	0,288	~ 0	~ 0	
Συνολική σ μάζ	υμμετέχουσα α (%)	0,965	0,929	

Πίνακας Π4.8 - Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης για το Κτίριο Β







Σχήμα Σ4.21 - 2^η ιδιομορφή ταλάντωσης του Κτιρίου Β

<u>Έλεγχος μόρφωσης</u>

Όπως προαναφέρθηκε, η μόρφωση του φορέα μπορεί να ελεγχθεί και μέσω των ιδιομορφών ταλάντωσης. Για το Κτίριο Β προκύπτει από τον Πίνακα Π4.8 ότι οι πρώτες δύο ιδιομορφές, που συγκεντρώνουν και το μεγαλύτερο ποσοστό της μάζας ανά διεύθυνση, είναι μεταφορικές και όχι στροφικές. Σύμφωνα λοιπόν με όσα αναφέρονται στην παράγραφο 4.5.2, η μόρφωση του κτιρίου θεωρείται επιτυχής.

<u>Στρεπτικές επιδράσεις</u>

Κατά Χ:

Μήκος κατά την εγκάρσια διεύθυνση: $L_y = 40,00m$ Τυχηματική εκκεντρότητα: $e_{ai} = 0,05 \cdot L_y = 2,00m$ Τέμνουσα βάσης (από σεισμικό συνδυασμό 2.1): $V_{0x} = 4091,12kN$

Όροφος	z _i (m)	m _i	$\mathbf{m}_{i} \cdot \mathbf{z}_{i}$	F _i (kN)	M _{ai} (kNm)	F _{i,ζευγους} (kN)
Ισόγειο	4	1235,48	4941,92	294,9	589,8	14,7
1	8	1229,32	9834,56	586,9	1173,7	29,3
2	12	1221,36	14656,32	874,6	1749,2	43,7
3	16	1220,48	19527,68	1165,3	2330,6	58,3
4	20	979,88	19597,6	1169,5	2338,9	58,5
			68558,1			

Πίνακας Π4.9 - Στρεπτικές επιδράσεις κατά Χ στο Κτίριο Β

Κατά Υ:

Μήκος κατά την εγκάρσια διεύθυνση: $L_x = 49,00m$ Τυχηματική εκκεντρότητα: $e_{ai} = 0,05 \cdot L_y = 2,45m$ Τέμνουσα βάσης (από σεισμικό συνδυασμό 6.1): $V_{ox} = 4365,80kN$

Πίνακας Π4.10 - Στρεπτικές επιδράσεις κατά Υ στο Κτίριο Β

'Οροφος	z _i (m)	m _i	$\mathbf{m}_{i} \cdot \mathbf{z}_{i}$	F _i (kN)	M _{ai} (kNm)	F _{i,ζευγους} (kN)
Ισόγειο	4	1235,48	4941,92	314,7	771,0	15,7
1	8	1229,32	9834,56	626,3	1534,4	31,3
2	12	1221,36	14656,32	933,3	2286,6	46,7
3	16	1220,48	19527,68	1243,5	3046,6	62,2
4	20	979,88	19597,6	1248,0	3057,5	62,4
			68558 <i>.</i> 1			

<u>Έλεγχος περιορισμού βλαβών</u>

Κατά Χ:

Πίνακας Π4.11 - Έλεγχος παραμορφώσεων κατά Χ στο Κτίριο Β

Όροφος	$\delta_{_{\rm X}}$ (mm)	Παραμόρφωση	Ύψος ορόφου	Γωνιακή
		$o_o - o_u$ (mm)		παραμορφωση $\gamma_{\rm X}$ (%)
Ισόγειο	8,18	8,18	4,00	0,33 < 0,70
1 ^{ος}	16,60	8,43	4,00	0,34 < 0,70
2 ^{ος}	27,32	10,71	4,00	0,43 < 0,70
3 ^{0ς}	37,85	10,53	4,00	0,42 < 0,70
4 ^{ος}	47,03	9,18	4,00	0,37 < 0,70

όπου:

- δ_x η μετατόπιση του διαφράγματος κάθε ορόφου λόγω σεισμού κατά Χ
 (π.χ. συνδυασμός 2.1).
- γ_x η γωνιακή παραμόρφωση, όπως προκύπτει από τη σχέση (4.4).

Κατά Υ:

Πίνακας Π4.12 - Έλεγχος παραμορφώσεων κατά Υ στο Κτίριο Β

Όροφος	$\delta_{ m v}$ (mm)	Παραμόρφωση	Ύψος	Γωνιακή
	1	$\delta_{_{o}}$ – $\delta_{_{\sf u}}$ (mm)	ορόφου (m)	παραμόρφωση $\gamma_{_{ m Y}}$ (%)
Ισόγειο	7,38	7,38	4,00	0,30 <0,70
1 ^{oç}	15,07	7,69	4,00	0,31 <0,70
2 ^{oç}	24,97	9,90	4,00	0,40 <0,70
3 ^{oç}	34,18	9,20	4,00	0,37 <0,70
4 ^{ος}	42,55	8,38	4,00	0,34 <0,70

όπου:

δ_Y η μετατόπιση του διαφράγματος κάθε ορόφου λόγω σεισμού κατά Υ (π.χ. συνδυασμός 6.1).

Παρατηρούμε ότι και στις δύο διευθύνσεις η απαίτηση του κανονισμού για γωνιακή παραμόρφωση γ<0,7% ικανοποιείται.

<u>Έλεγχος επιρροών 2^{ns} τάξης</u>

Κατά Χ:

Όροφος	$\delta_{\! 1}$ (mm)	P _i (kN)	P _{i,tot} (kN)	$\delta_{_o} - \delta_{_{ m U}}$	V _{i,tot}	θ
			αθροιστικά	(mm)	(kN)	
Ισόγειο	3,18	12120,0	57746,7	8,18	4091,1	0,115
1 ^{oç}	6,83	12059,6	45626,7	16,60	3852,7	0,100
2 ^{oç}	11,86	11981,5	33567,0	27,32	3342,9	0,108
3 ^{ος}	16,74	11972,9	21585,5	37,85	2463,2	0,092
4 ^{ος}	20,55	9612,6	9612,6	47,03	1222,6	0,072

Πίνακας Π4.13 - Ἐλεγχος επιρροών 2^{ης} τάξης κατά Χ στο Κτίριο Β

όπου:

- δ₁ η μετακίνηση που αντιστοιχεί στην δεσπόζουσα ιδιομορφή (εδώ η 1^η
 ιδιομορφή είναι δεσπόζουσα)
- Pi το συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται
- P_{i,tot} το συνολικό φορτίο βαρύτητας του ορόφου και όλων των υπερκείμενων
- $\delta_o \delta_u$ ομοίως με Έλεγχο περιορισμού βλαβών

$$V_{i,tot} \quad είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου = \frac{\delta_{1,i} \cdot P_i}{\sum \delta_{1,j} \cdot P_j} \cdot V_{0x}$$

Παρατηρούμε ότι η μέγιστη τιμή του συντελεστή θ βρίσκεται μεταξύ των τιμών 0,10 και 0,20. Κατά συνέπεια, οι επιρροές 2^{ης} τάξης για τη διεύθυνση X δε μπορούν να αγνοηθούν, αλλά θα πρέπει να πολλαπλασιαστούν οι σεισμικές δράσεις με τον συντελέστη $\frac{1}{1 - \max \theta} = 1,1305$ στην περίπτωσή μας, προκειμένου να επιτρέπεται η ανάλυση 1^{ης} τάξης.

Κατά Υ:

Όροφος	$\delta_{ m 2}$ (mm)	P _i (kN)	P _{i,tot} (kN)	$\delta_o - \delta_{\rm u}$	V _{i,tot}	θ
			αθροιστικά	(mm)	(kN)	
Ισόγειο	3,26	12120,1	57746,7	7,38	4365,8	0,098
1 ^{oç}	6,94	12059,6	45626,7	15,07	4106,2	0,085
2 ^{ος}	11,99	11981,5	33567,0	24,97	3555,9	0,093
3 ^{oç}	16,66	11972,9	21585,5	34,18	2610,9	0,076
4 ^{ος}	20,54	9612,6	9612,6	42,55	1298,6	0,062

Πίνακας Π4.14 - Έλε	εγχος επιρροών 2'''	^ς τάξης κατά Υ	στο Κτίριο Β
---------------------	---------------------	---------------------------	--------------

όπου:

δ₂ η μετακίνηση που αντιστοιχεί στην δεσπόζουσα ιδιομορφή (εδώ η 2^η
 ιδιομορφή είναι δεσπόζουσα)

Παρατηρείται και εδώ ότι max θ < 0,10 και άρα τα σεισμικά μεγέθη στη διεύθυνση Y μένουν ως έχουν.

Εντατικά μεγέθη για το σεισμικό συνδυασμό 6.1



Σχήμα Σ4.22 - Αξονικές δυνάμεις κατά Υ λόγω σεισμικού συνδυασμού 6.1
Σχήμα Σ4.23 - Ρόπες κἁμψης κατἁ Υ λόγω σεισμικοὑ συνδυασμοὑ 6.1



Σχήμα Σ4.24 - Τἑμνουσες δυνἁμεις κατἁ Χ λὀγω σεισμικοὑ συνδυασμοὑ 2.1



<u>4.6.8 – Αποτελέσματα ανάλυσης - Κτίριο Γ</u>

<u>Ιδιομορφική ανάλυση</u>

Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης για το Κτίριο Γ συνοψίζονται στον Πίνακα Π4.15. Σημειώνεται ότι υπολογίσθηκαν 12 ιδιομορφές κατά την ανάλυση. Ο αριθμός αυτός επαρκεί, καθώς όπως φαίνεται στον Πίνακα Π4.15 και στις δύο διευθύνσεις το άθροισμα των συμμετεχουσών μαζών όλων των ιδιομορφών ξεπερνά το απαιτούμενο 90%.

Αριθμός ιδιομορφής	Ιδιοπερίοδος Τ (sec)	Συμμετέχουσα μάζα % κατά			
		Χ μεταφορική	Υ μεταφορική		
1	1,798	0,712	0		
2	1,763	~ 0	0,716		
3	1,215	~ 0	0		
4	0,578	0,186	0		
5	0,577	~ 0	0,182		
6	0,402	~ 0	0		
7	0,285	~ 0	0,061		
8	0,278	0,062	~ 0		
9	0,201	~ 0	~ 0		
10	0,172	~ 0	0,029		
11	0,164	0,027	~ 0		
12	0,131	~ 0	~ 0		
Συνολική συμμετέχουσα μάζα (%)		0,987	0,988		

Πίνακας Π4.15 - Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης για το Κτίριο Γ

Σχήμα Σ4.25 - 1^η ιδιομορφή ταλάντωσης του Κτιρίου Γ





Σχήμα Σ4.26 - 2^η ιδιομορφή ταλάντωσης του Κτιρίου Γ

<u>Έλεγχος μόρφωσης</u>

Όπως προαναφέρθηκε, η μόρφωση του φορέα μπορεί να ελεγχθεί και μέσω των ιδιομορφών ταλάντωσης. Για το Κτίριο Γ προκύπτει από τον Πίνακα Π4.15 ότι οι πρώτες δύο ιδιομορφές, που συγκεντρώνουν και το μεγαλύτερο ποσοστό της μάζας ανά διεύθυνση, είναι μεταφορικές και όχι στροφικές. Σύμφωνα λοιπόν με όσα αναφέρονται στην παράγραφο 4.5.2, η μόρφωση του κτιρίου θεωρείται επιτυχής.

<u>Στρεπτικἑς επιδρἀσεις</u>

Κατά Χ:

Μήκος κατά την εγκάρσια διεύθυνση: $L_y = 40,00m$ Τυχηματική εκκεντρότητα: $e_{ai} = 0,05 \cdot L_y = 2,00m$ Τέμνουσα βάσης (από σεισμικό συνδυασμό 2.1): $V_{ox} = 2649,8kN$

Όροφος	z _i (m)	m _i	$\mathbf{m}_{i} \cdot \mathbf{z}_{i}$	F _i (kN)	M _{ai} (kNm)	F _{i,ζευγους} (kN)
Ισόγειο	4	1170,64	4682,56	190,95	381,90	9,54
1	8	1173,52	9388,16	382,84	765,68	19,14
2	12	1166,04	13992,48	570,60	1141,20	28,53
3	16	1164,96	18639,36	760,10	1520,19	38,00
4	20	913,84	18276,8	745,31	1490,62	37,27
			64979,36			

Κατά Υ:

Μήκος κατά την εγκάρσια διεύθυνση: $L_x = 49,00m$ Τυχηματική εκκεντρότητα: $e_{ai} = 0,05 \cdot L_y = 2,45m$ Τέμνουσα βάσης (από σεισμικό συνδυασμό 6.1): $V_{ox} = 2619,8kN$

Πίνακας Π4.17 - Στρεπτικές επιδράσεις κατά Υ στο Κτίριο Γ

'Οροφος	z _i (m)	m _i	$\mathbf{m}_{i} \cdot \mathbf{z}_{i}$	F _i (kN)	M _{ai} (kNm)	F _{i,ζευγους} (kN)
Ισόγειο	4	1170,64	4682,56	188,79	462,53	9,44
1	8	1173,52	9388,16	378,51	927,34	18,93
2	12	1166,04	13992,48	564,14	1382,14	28,21
3	16	1164,96	18639,36	751,49	1841,15	37,57
4	20	913,84	18276,8	736,87	1805,34	36,84
			64979,36			

<u>Έλεγχος περιορισμού βλαβών</u>

Κατά Χ:

Πίνακας Π4.18 - Έλεγχος παραμορφώσεων κατά Χ στο Κτίριο Γ

Όροφος	δ_{X} (mm)	Παραμόρφωση $\delta_a - \delta_{\mu}$ (mm)	Ύψος ορόφου h (m)	Γωνιακή παραμόρφωση γ _x (%)
Ισόγειο	6,62	6,62	4,00	0,26 < 0,70
1 ^{0ς}	17,18	10,55	4,00	0,42 < 0,70
2 ^{oç}	30,03	12,86	4,00	0,51 < 0,70
3 ^{oç}	45,63	15,60	4,00	0,62 < 0,70
4 ^{ος}	59,42	13,80	4,00	0,55 < 0,70

όπου:

- δ_x η μετατόπιση του διαφράγματος κάθε ορόφου λόγω σεισμού κατά Χ
 (π.χ. συνδυασμός 2.1).
- γ_x η γωνιακή παραμόρφωση, όπως προκύπτει από τη σχέση (4.4).

Κατά Υ:

Πίνακας Π4.19 - Ἐλεγχος παραμορφώσεων κατά Υ στο Κτίριο Γ

Όροφος	$\delta_{_{ m Y}}$ (mm)	Παραμόρφωση	Ύψος	Γωνιακή
		$\delta_{_{o}}$ – $\delta_{_{ m u}}$ (mm)	ορόφου (m)	παραμόρφωση $\gamma_{_{ m Y}}$ (%)
Ισόγειο	7,06	7,06	4,00	0,28 < 0,70
1 ^{oç}	17,63	10,57	4,00	0,42 < 0,70
2 ^{oç}	30,11	12,49	4,00	0,50 < 0,70
3 ^{oç}	44,40	14,29	4,00	0,57 < 0,70
4 ^{ος}	56,88	12,48	4,00	0,50 < 0,70

όπου:

 δ_Y η μετατόπιση του διαφράγματος κάθε ορόφου λόγω σεισμού κατά Υ (π.χ. συνδυασμός 6.1).

Παρατηρούμε ότι και στις δύο διευθύνσεις η απαίτηση του κανονισμού για γωνιακή παραμόρφωση γ<0,7% ικανοποιείται.

<u>Έλεγχος επιρροών 2^{ης} τάξης</u>

Κατά Χ:

Όροφος	$\delta_{\!_1}$ (mm)	P _i (kN)	$P_{i,tot}$ (kN)	$\delta_o - \delta_{\rm u}$	V _{i,tot}	θ
			αθροιστικά	(mm)	(kN)	
Ισόγειο	2,13	11483,98	54828,09	6,62	2649,8	0,144
1 ^{oç}	5,97	11512,23	43344,11	17,18	2545,3	0,186
2 ^{oç}	11,17	11438,85	31831,88	30,03	2251,7	0,182
3 ^{oç}	17,29	11428,26	20393,03	45,63	1705,5	0,180
4 ^{ος}	22,48	8964,77	8964,77	59,43	861,1	0,137

Πίνακας Π4.20 - Ἐλεγχος επιρροών 2^{ης} τάξης κατά Χ στο Κτίριο Γ

όπου:

- δ₁ η μετακίνηση που αντιστοιχεί στην δεσπόζουσα ιδιομορφή (εδώ η 1^η
 ιδιομορφή είναι δεσπόζουσα)
- Pi το συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται
- P_{i,tot} το συνολικό φορτίο βαρύτητας του ορόφου και όλων των υπερκείμενων
- $\delta_o \delta_u$ ομοίως με Έλεγχο περιορισμού βλαβών

$$V_{i,tot} \quad είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου = \frac{\delta_{1,i} \cdot P_i}{\sum \delta_{1,j} \cdot P_j} \cdot V_{0x}$$

Παρατηρούμε ότι η μέγιστη τιμή του συντελεστή θ βρίσκεται μεταξύ των τιμών 0,10 και 0,20. Κατά συνέπεια, οι επιρροές 2^{ης} τάξης για τη διεύθυνση X δε μπορούν να αγνοηθούν, αλλά θα πρέπει να πολλαπλασιαστούν οι σεισμικές δράσεις με τον συντελέστη $\frac{1}{1-\max\theta} = 1,2292$ στην περίπτωσή μας, προκειμένου να επιτρέπεται η ανάλυση 1^{ης} τάξης.

Κατά Υ:

Όροφος	$\delta_{ m 2}$ (mm)	P _i (kN)	P _{i,tot} (kN)	$\delta_o - \delta_{\rm u}$	V _{i,tot}	θ
			αθροιστικά	(mm)	(kN)	
Ισόγειο	2,35	11483,98	54828,09	7,06	2619,80	0,148
1 ^{oç}	6,31	11512,23	43344,11	17,63	2507,32	0,183
2 ^{ος}	11,53	11438,85	31831,88	30,11	2204,74	0,180
3 ^{oç}	17,43	11428,26	20393,03	44,40	1655,19	0,176
4 ^{ος}	22,09	8964,77	8964,77	56,88	825,15	0,136

Πίνακας Π4.21 -	-	Έλεγχος επιρροών	2^{ղς}	τάξης κατά `	ί στο	Κτίριο Γ
-----------------	---	------------------	-----------------------	--------------	-------	----------

όπου:

δ₂ η μετακίνηση που αντιστοιχεί στην δεσπόζουσα ιδιομορφή (εδώ η 2^η
 ιδιομορφή είναι δεσπόζουσα)

Παρατηρείται και εδώ ότι 0,10 < max θ < 0,20 και άρα τα σεισμικά μεγέθη

στη διεύθυνση Y πρέπει να πολλαπλασιαστούν με $\frac{1}{1 - \max \theta} = 1,2236$.

Εντατικά μεγέθη για το σεισμικό συνδυασμό 2.1

Σχήμα Σ4.27 - Ρόπες κάμψης κατά Χ λόγω σεισμικού συνδυασμού 2.1 (εξωτερικό πλαίσιο)





Σχήμα Σ4.28 - Τἑμνουσες δυνἁμεις κατά Χ λόγω σεισμικού συνδυασμού 2.1 (εξωτερικό πλαίσιο)





Σχήμα Σ4.30 - Ρόπες κάμψης κατά Χ λόγω σεισμικού συνδυασμού 2.1 (εσωτερικό πλαίσιο)





Σχήμα Σ4.31 - Τἑμνουσες δυνἁμεις κατά Χ λόγω σεισμικού συνδυασμού 2.1 (εσωτερικό πλαίσιο)





ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΠΛΑΚΩΝ

<u>5.1 – Γενικά</u>

Στα τρία κτίρια έχουμε συνεχείς σύμμικτες πλάκες 4 ανοιγμάτων, με το μήκος κάθε ανοίγματος ίσο με $b_s = 2,00m$ και με τις νευρώσεις των φύλλων παράλληλες με τη διεύθυνση Y, εγκάρσια στις διαδοκίδες (Σχήματα Σ5.1 και Σ5.2) Οι πλάκες σχεδιάστηκαν με συνολικό ύψος h=150mm και με χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 πάχους 0,75mm της εταιρείας ΕΛΑΣΤΡΟΝ. Θεωρείται ότι μόνο το καθαρό πάχος του σκυροδέματος συνεισφέρει στην αντοχή της πλάκας σε κάμψη.

Επίσης, ως οπλισμός στην πάνω πλευρά της πλάκας τοποθετήθηκε πλέγμα οπλισμού Φ8/15 με ποιότητα χάλυβα S500 και καθαρή επικάλυψη c=30mm(Σχήμα Σ5.3). Τέλος, όπως έχει αναφερθεί και στο Κεφάλαιο 2, το σκυρόδεμα είναι ποιότητας C25/30.



Σχήμα Σ5.1 - Διάταξη σύμμικτης πλάκας στην κάτοψη

Η συμπεριφορά των πλακών για φορτία εντός του επιπέδου τους λαμβάνεται υπόψη μέσω διαφραγματικής λειτουργίας, με επιβολή κινηματικών εξαρτήσεων μεταξύ των κόμβων του διαφράγματος.



Σχήμα Σ5.2 - Τυπική διάταξη σύμμικτης πλάκας

Σχήμα Σ5.3 - Διαμόρφωση σύμμικτης πλάκας



<u>5.2 – Απαιτήσεις κανονισμού</u>

Ο Ευρωκώδικας 4 ορίζει τις παρακάτω απαιτήσεις για το σχεδιασμό των σύμμικτων πλακών:

- Συνολικό ελάχιστο πάχος πλάκας (Σχήμα Σ 5.4): min h = 80mm
- Ελάχιστο πάχος σκυροδέματος πάνω από το χαλυβδόφυλλο (Σχήμα Σ5.4): min h_c = 40mm
- Επειδή όμως η πλάκα πρέπει να εξασφαλίζει διαφραγματική λειτουργία, ισχύουν τα ακόλουθα ελάχιστα μεγέθη

min h = 90mmκαι min $h_c = 50mm$. Στην περίπτωσή μας έχουμε h = 150mm και $h_c = 150 - 73 = 77mm$.

Σχήμα Σ5.4 - Χαρακτηριστικά πάχη σύμμικτης πλάκας



- Ποιότητα σκυροδέματος μεταξύ C20/25 και C60/75, συνεπώς η ποιότητα C25/30 που χρησιμοποιήθηκε είναι δεκτή.
- Ελάχιστο πλάτος ἑδρασης σε χάλυβα: 50mm για το χαλυβδόφυλλο (Σχήμα Σ5.5) και 75mm για το σκυρόδεμα της σύμμικτης πλάκας (Σχήμα Σ5.6)

Σχήμα Σ5.5 - Ελάχιστο πλάτος ἑδρασης χαλυβδόφυλλου σε χαλύβδινη δοκό



Σχήμα Σ5.6 - Ελάχιστο πάχος ἑδρασης για το σκυρόδεμα της σὑμμικτης πλάκας



- Προς περιορισμό της ρηγμάτωσης, προβλέπεται ελάχιστος οπλισμός ρηγμάτωσης στη στήριξη με επιφάνεια ίση με 0,2% της επιφάνειας της πλάκας πάνω από το χαλυβδόφυλλο, θεωρώντας ότι δεν προβλέπεται υποστήριξη. Το πλέγμα οπλισμού Φ8/15 επαρκεί.
- Πρέπει το πάχος του χαλυβδόφυλλου να έχει πάχος μικρότερο από 1,25mm για συγκόλληση των ήλων διαμέσω αυτού. Έχει επιλεγεί πάχος χαλυβδόφυλλου ίσο με 0,75mm.

<u>5.3 - Χαλυβδόφυλλα</u>

Το χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 είναι ένα γαλβανισμένο προφίλ τραπεζοειδούς σχήματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή σύμμικτων πλακών μεγάλων ανοιγμάτων. Το άνω πέλμα του χαλυβδόφυλλου είναι ενισχυμένο έναντι τοπικού λυγισμού με μια ενδιάμεση ενίσχυση στο μέσο του. Στον κορμό υπάρχουν ειδικές νευρώσεις (εντυπώματα) μήκους 40 mm, τα οποία προσδίδουν την επιπλέον συνάφεια που απαιτείται μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος ούτως ώστε να μεταφέρονται οι δυνάμεις διαμήκους διάτμησης που αναπτύσσονται μεταξύ των δύο υλικών.

Για την περίπτωσή μας επιλέχθηκε πάχος χαλυβδόφυλλου t_{χαλ} = 0,75mm. Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται είναι υψηλής ποιότητας S320 σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 και γαλβανισμένος. Τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά του προφίλ για κάθε πάχος φαίνονται στο Σχήμα Σ5.7 και στον Πίνακα Π5.1 που ακολουθεί.

Σχήμα Σ5.7 - Γεωμετρικά χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου Symdeck 73



Πίνακας Π5.1 - Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά του χαλυβδόφυλλου Symdeck 73 ανά m πλάτους

Πάχος	t (mm)	0,75	0,80	1,00	1,25
Βάρος	G (kg/m)	9.81	10.47	13.08	16.36
Επιφάνεια	A (cm ²)	12.76	13.533	16.96	21.31
Ροπή αδράνειας	L _y (cm ⁴)	110.01	117.33	147.22	184.43
Ροπή αντίστασης	W _v (cm ³)	27.57	29.48	36.99	42.23

Σημειώνεται ότι η έδραση του χαλυβδόφυλλου και κατ' επέκταση της σύμμικτης πλάκας στις ακραίες δοκούς γίνεται με τον τρόπο που φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα Σ5.8 - Λεπτομέρεια έδρασης σε ακραία δοκό

<u>5.4 - Φορτία</u>

Τα φορτία που καλούνται να αναλάβουν οι σύμμικτες πλάκες στη φάση λειτουργίας είναι τα παρακάτω:

<u>Μόνιμα φορτία</u>

 Ίδιο βάρος: Για τις σύμμικτες πλάκες το ίδιο βάρος δίνεται από το πρόγραμμα Sym Deck Designer (βλ. 5.4) και είναι ίσο με g_{πλακον} = 2,70 kN / m²

<u>Πρόσθετα μόνιμα φορτία</u>

•	Δάπεδα	$g_{\delta} = 1,2 \text{ kN} / \text{m}^2$
•	Εσωτερικά χωρίσματα	$g_{\chi\omega\rho} = 0,5 \text{ kN} / \text{m}^2$
•	Ψευδοροφές, Η/Μ εγκαταστάσεις	$g_{\epsilon\gamma\kappa} = 0,5 \text{ kN}/\text{m}^2$
•	Σύνολο	$g_{\pi\rho\sigma\sigma\theta.} = 2,2 \text{ kN}/\text{m}^2$

<u>Κινητά φορτία</u>

• Ωφέλιμο φορτίο $q = 2,0 \text{ kN} / m^2$

Σημειώνεται στο σημείο αυτό ότι στην οροφή των κτιρίων το ωφέλιμο φορτίο ισούται με 0,5 kN / m², ενώ δεν υπολογίζεται και το φορτίο που αντιστοιχεί στα εσωτερικά χωρίσματα. Εντούτοις, ο σχεδιασμός των πλακών στην οροφή είναι ίδιος με τους υπόλοιπους ορόφους.

<u>5.5 - Έλεγχοι</u>

Η μελέτη και ο σχεδιασμός των σύμμικτων πλακών σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4 περιλαμβάνει δύο στάδια, τη **φάση** κατασκευής και τη **φάση λειτουργίας**. Κατά τη φάση κατασκευής, δηλαδή πριν τη σκλήρυνση του σκυροδέματος, επιδιώκεται το προβλεπόμενο στατικό σύστημα να έχει την ικανότητα παραλαβής της έντασης που δημιουργεί το νωπό σκυρόδεμα και τα λοιπά φορτία διάστρωσης. Ο φορέας παραλαβής της προκαλούμενης έντασης είναι το γυμνό χαλυβδόφυλλο με τις στηρίξεις, που στην ουσία είναι ο μεταλλότυπος της πλάκας. Μετά την πήξη του σκυροδέματος, ο σχεδιασμός αφορά στη φάση λειτουργίας, όπου χαλυβδόφυλλο και σκυρόδεμα δρουν σύμμικτα ως ενιαία πλάκα. Η ένταση που προκαλούν τα φορτία που επιβάλλονται στην πλάκα κατά την διάρκεια ζωής του έργου παραλαμβάνονται σ' αυτή τη φάση από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών.

Για την πραγματοποίηση των ελέγχων των σύμμικτων πλακών χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα **SYM DECK DESIGNER** που διατίθεται στην ιστοσελίδα της εταιρείας ΕΛΑΣΤΡΟΝ ΧΑΛΥΒΟΥΡΓΙΚΑ ΠΡΟΪΟΝΤΑ. Στο Σχήμα Σ5.9 απεικονίζεται η σελίδα του προγράμματος που αντιστοιχεί στην εισαγωγή των δεδομένων και τον ορισμό του στατικού μοντέλου της πλάκας. Επιπλέον, δίνονται οι τιμές (ανά μέτρο πλάτους) για την ροπή αντοχής σε θετικές (M⁺_{pl,Rd}) και αρνητικές (M⁻_{pl,Rd}) ροπές, την αντοχή σε τέμνουσα (V_{V,Rd}) καθώς και την αντοχή σε διαμήκη διάτμηση (V_{I,Rd})όπως υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα.

<u>5.5.1 – Φάση κατασκευής</u>

Στη φάση κατασκευής ο σχεδιασμός γίνεται με βάση τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Ειδικότερα, ελέγχεται η δυνατότητα παραλαβής της ροπής κάμψης που προκαλούν τα δρώντα φορτία από το χαλυβδόφυλλο με το δεδομένο στατικό σύστημα. Η οριακή κατάσταση αντοχής διεξάγεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 που αφορούν τις λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης. Επίσης θα πρέπει τα βέλη κάμψης που δημιουργούνται να είναι εντός των ορίων που καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 4. Όπως φαίνεται στο Σχήμα Σ5.10, οι έλεγχοι αυτοί ικανοποιούνται.



Σχήμα Σ5.9 - Sym Deck Designer/Γενικά στοιχεία



Σχήμα Σ5.10 - Sym Deck Designer/Φάση κατασκευής

<u>5.5.2 – Φάση λειτουργίας</u>

Στη φάση λειτουργίας διεξάγονται έλεγχοι που αφορούν την ικανότητα παραλαβής της έντασης της πλάκας έναντι αρνητικής και θετικής ροπής κάμψης καθώς και έναντι κατακόρυφης και διαμήκους διάτμησης. Επίσης ελέγχονται οι παραμορφώσεις της σύμμικτης πλάκας οι οποίες θα πρέπει να είναι συμβατές με προκαθορισμένα όρια.

5.5.2.1 - Έλεγχος οριακής κατάστασης αστοχίας

Γίνεται με βάση το συνδυασμό φόρτισης 1.1 (1,35 G + 1,50 Q) από τον οποίο προκύπτουν τα εντατικά μεγέθη E_{sd}. Οι αντίστοιχες σελίδες του προγράμματος παρουσιάζονται στα Σχήματα Σ5.11 και Σ5.12.

Σχήμα Σ5.11 - Sym Deck Designer/Φάση λειτουργίας/ Έλεγχος ροπών



Σχήμα Σ5.12 - Sym Deck Designer/Φάση λειτουργίας/ Ἐλεγχος τεμνουσών



5.5.2.2 - Έλεγχος οριακής κατάστασης λειτουργικότητας

Γίνεται με βάση τη φόρτιση 1,00G + 1,00Q με βάση την οποία υπολογίζεται η ελαστική γραμμή του φορέα. Για τον υπολογισμό των μετακινήσεων χρησιμοποιείται δυσκαμψία που αντιστοιχεί στον μέσο όρο των δυσκαμψιών της ρηγματωμένης και της αρηγμάτωτης διατομής. Η ελαστική γραμμή του φορέα και ο αντίστοιχος έλεγχος φαίνονται στο Σχήμα Σ5.13.

Σχήμα Σ5.1 3	-	Sym Deck Designer/Φάση λειτουργίας/Ελαστική
		γραμμή

== Sym Deck Designer	
Αρχείο Βοήθεια	
🖻 🖹 🛷 🧯 Πληροφορίες	
2.0 kN/m 2.0 kN/m 2.0 kN/m 2.0 kN/m	a/a L (m) q (kN/m²) 1 2 2 2 2 2 3 2 2 4 2 2 Tõio βàpoc = 2,70 kN/m²
$\begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	Πρόσθετα μόνιμα = 2,2 kN/m²
Πρόβολος αριστερά L = q = Πρόβολος δεξιά L = q =	
Γενικά στοιχεία Φάση κατασκευής Φάση λειτουργίας	
U(x) (mm)	Ο έλεγχος των ροπών: 0.27 < 1.00 - Ικανοποιείται! Ο έλεγχος σε διάτμηση: 0.39 < 1.00 - Ικανοποιείται!
0.06 0.06 0.20	 Ο έλεγχος σε διαμήκη διάτμηση: 0.52 < 1.00 - Ικανοποιείται! Ο έλεγχος των βελών κάμιγης: 0.02 < 1.00 - Ικανοποιείται!
Διάγραμμα ροπών g + g _{πρ. μόνιμα} + q _i Διάγραμμα τεμνουσών Όριο για τον έλεγχο βελών κάμψης: L / 250 Αλλαγή Ελαστική γραμμή EJ = 3436.4 KNm²/m ΕJ	-

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΙΑΔΟΚΙΔΩΝ

<u>6.1 - Γενικά</u>

Οι διαδοκίδες, οι οποίες είναι ίδιες και στα τρία κτίρια, έχουν σχεδιαστεί ως αμφιέρειστες σύμμικτες δοκοί μήκους L=7,0m, καθώς έχουν διαταχθεί παράλληλα με τη διεύθυνση Χ (Σχήμα Σ6.1). Επειδή έχουν τοποθετηθεί 3 διαδοκίδες ανά φάτνωμα το πλάτος επιρροής της κάθε διαδοκίδας ισούται με b_s = 2,00m.



Σχήμα Σ6.1 - Διάταξη διαδοκίδων στην κάτοψη

Η σιδηροδοκός που λειτουργεί ως κάτω πέλμα της σύμμικτης δοκού είναι πρότυπη ελατή διατομή **IPE 220**. Η διατομή αυτή έχει πλάτος πέλματος b = 110mm, συνεπώς ικανοποιείται η απαίτηση του ελάχιστου πλάτους για το σκυρόδεμα (βλ. Σχήμα Σ5.6).

Σχετικά με την πλάκα από σκυρόδεμα που επιτελεί το ρόλο του άνω πέλματος, σημειώνεται ότι αμελείται η επιφάνεια του σκυροδέματος στην περιοχή των νευρώσεων του χαλυβδόφυλλου, και συνεπώς θεωρείται ότι η πλάκα έχει πάχος d=77mm και απέχει από το άνω πέλμα της σιδηροδοκού ύψος με το ύψος του χαλυβδόφυλλου (Σχήμα Σ6.2). Η συνεργασία των δύο υλικών γίνεται με τη χρήση διατμητικών ήλων συγκολλημένων στο άνω πέλμα της σιδηροδοκού διαμέσου του χαλυβδόφυλλου. Ο έλεγχος διατμητικής σύνδεσης παρουσιάζεται αναλυτικά στην παράγραφο 6.5.2.1.3.

Σχήμα Σ6.2 - Ενεργό πάχος σκυροδέματος



Όσον αφορά στην υψομετρική θέση των διαδοκίδων σε σχέση με τις κύριες δοκούς, επιλέχθηκε η λύση της ισοσταθμίας, κατά την οποία δημιουργείται ένα ενιαίο επίπεδο δοκών, πάνω στο οποίο επικάθεται η πλάκα. Με τον τρόπο αυτό καθίσταται εφικτή η σύμμικτη λειτουργία τόσο των κυρίων δοκών, όσο και των διαδοκίδων αλλά απαιτείται απότμηση του άνω πέλματος των διαδοκίδων στις θέσεις στήριξης με τις κύριες δοκούς (Σχήμα Σ6.3).

Σχήμα Σ6.3 - Ισοσταθμία διαδοκίδων-κυρίων δοκών



Λόγω της αμφιέρειστης λειτουργίας των διαδοκίδων οι συνδέσεις διαδοκίδων-δοκών μορφώνονται ως απλές συνδέσεις τέμνουσας. Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν παρουσιάστηκαν στο Κεφάλαιο 2. Τέλος, όπως έχει προαναφερθεί, οι διαδοκίδες δε συμπεριλήφθησαν στο στατικό προσομοίωμα, αλλά σχεδιάστηκαν με τη βοήθεια του ΕΧCEL.

<u>6.2 – Γεωμετρικά χαρακτηριστικά</u>

Τα χαρακτηριστικά της διατομής IPE 220 παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα:

IPE

h	220	mm	Ι _γ	2772,0	cm⁴
b	110	mm	Iz	204,9	cm⁴
t _f	9,2	mm	i _y	9,11	cm
t _w	5,9	mm	i _z	2,48	cm
S _s	38,4	mm	$W_{el,y}$	252,0	cm ³
c=(b-Ss)/2	35,8	mm	$W_{el,z}$	37,3	cm ³
d	177,6	mm	W _{pl,y}	285,4	cm ³
А	33,37	cm ²	$W_{pl,z}$	58,1	cm ³
A _v	15,88	cm ²	Iw	22670	cm⁵
g	0,262	kN/m	Ι _t	9,07	cm⁴

Πίνακας Π6.1 - Χαρακτηριστικά σιδηροδοκού

220

h	220	mm	ι _γ	2772,0	cm⁴
b	110	mm	I _z	204,9	cm⁴
t _f	9,2	mm	i _y	9,11	cm
t _w	5,9	mm	i _z	2,48	cm
S _s	38,4	mm	$W_{el,y}$	252,0	cm ³
c=(b-Ss)/2	35,8	mm	$W_{el,z}$	37,3	cm ³
d	177,6	mm	W _{pl,y}	285,4	cm ³
А	33,37	cm ²	$W_{\rm pl,z}$	58,1	cm ³
A _v	15,88	cm ²	I _w	22670	cm⁵
g	0,262	kN/m	\mathbf{I}_{t}	9,07	cm⁴

Σύμφωνα με την παράγραφο 5.4.1.2 του Ευρωκώδικα 4 (βλ. και Σχήμα Σ6.4), το **συνεργαζόμενο πλάτος** του πέλματος πλακοδοκού εκατέρωθεν του κορμού δίνεται από τη σχέση (i=1,2):

$$\mathbf{b}_{\mathsf{eff}} = \mathbf{b}_0 + \sum \mathbf{b}_{\mathsf{ei}} \tag{6.1}$$

$$b_{ei} = L_{e} / 8 \le b_{i}$$
 (6.2)

όπου:

b₀ = 0 για κτιριακά έργα

$L_e =$	προσεγγιστική	απόσταση	διαδοχικών	σημείων	μηδενισμού	тои
	διαγράμματος τ	ων ροπών				

απόσταση από το μέσο της πλάκας έως το μέσον μεταξύ $b_i =$ παραλλήλων κορμών

Στην περίπτωσή μας, έχουμε:

 $b_0 = 0$ $L_{e} = L = 7,00m$ (λόγω αμφιέρειστης λειτουργίας) (πλάτος επιρροής διαδοκίδας δια 2) $b_{i} = 1,00m$ $b_{ei} = 7 / 8 = 0,875m < b_i = 1,00m$

και συνεπώς:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} = 0 + 2 \cdot 0,875m = 1,75m$$



Σχήμα Σ6.4 - Προσδιορισμός συνεργαζόμενου πλάτους πλάκας σκυροδέματος

Όπως προαναφέρθηκε, η πλάκα σκυροδέματος έχει πάχος d=77mm και η θέση της σε σχέση με τη σιδηροδοκό φαίνεται στο Σχήμα Σ6.5.



Σχήμα Σ6.5 - Διατομή σύμμικτης διαδοκίδας

<u>6.3 - Φορτία</u>

Τα φορτία που καλούνται να αναλάβουν οι διαδοκίδες στη φάση λειτουργίας είναι τα παρακάτω:

Μόνιμα φορτία

•	Ίδιο βάρος πλακών	$g_{\pi\lambda\alpha\kappa\omega\nu} = 2,70 \text{ kN} / \text{m}^2$
•	Ίδιο βάρος διαδοκίδας	$g_{sus} = 0,262 \text{ kN} / \text{m}$

Πρόσθετα μόνιμα φορτία

٠	Δάπεδα	$g_{\delta} = 1,2 \text{ kN} / \text{m}^2$
•	Εσωτερικά χωρίσματα	$g_{\chi\omega\rho} = 0,5 \text{ kN}/\text{m}^2$
•	Ψευδοροφές, Η/Μ εγκαταστάσεις	$g_{\epsilon\gamma\kappa} = 0,5 \text{ kN}/\text{m}^2$
•	Σύνολο	$g_{\pi\rho\sigma\sigma\theta} = 2,2 \text{ kN}/\text{m}^2$

Επειδή το πλάτος επιρροής των διαδοκίδων είναι 2,00m, το μόνιμο κατανεμημένο φορτίο τους είναι:

 $g = 2,0 \cdot (2,2+2,7) + 0,26 = 10,06 \text{ kN} / \text{m}$

Κινητά φορτία

Ωφέλιμο φορτίο

 $q = 2,0 \text{ kN} / \text{m}^2$

Ομοίως με τα μόνιμα φορτία, το κινητό κατανεμημένο φορτίο των διαδοκίδων ισούται με:

 $q = 2, 0 \cdot 2, 0 = 4, 00 \text{ kN} / \text{m}.$

<u>Φορτίο σχεδιασμού</u>

 $q_{sd} = 1,35g + 1,50q = 19,58 \text{ kN} / \text{m}$

<u>Φορτίο λειτουργίας</u>

 $q_{serv} = 1,00g + 1,00q = 14,06 \text{ kN / m}$

Σημειώνεται στο σημείο αυτό ότι στην οροφή των κτιρίων το ωφέλιμο φορτίο ισούται με 0,5 kN / m², ενώ δεν υπολογίζεται και το φορτίο που αντιστοιχεί στα εσωτερικά χωρίσματα. Εντούτοις, ο σχεδιασμός των διαδοκίδων στην οροφή είναι ίδιος με τους υπόλοιπους ορόφους.

<u>6.4 – Κατάταξη διατομής</u>

Η δυνατότητα εφαρμογής πλαστικής ανάλυσης συνδέεται με ορισμένες προϋποθέσεις σε ότι αφορά τις διατομές, στις οποίες αναμένεται πλαστικοποίηση. Αναλόγως των δυνατοτήτων τους, οι διατομές κατατάσσονται σε κατηγορίες ως εξής:

Κατηγορία 1: Είναι διατομές με αντοχή σε ροπή μεγαλύτερη της πλαστικής ροπής και στροφική ικανότητα επαρκή, ώστε να συμπεριφερθούν ως πλαστικές αρθρώσεις σε περίπτωση πλαστικής ανακατανομής της έντασης. Σε αυτές τις διατομές επιτρέπεται η εφαρμογή της πλαστικής-πλαστικής μεθόδου.

Κατηγογία 2: Είναι διατομές με αντοχή τουλάχιστον ίση με την πλαστική ροπή, αλλά χωρίς στροφική ικανότητα λόγω τοπικού λυγισμού των πελμάτων ή των κορμών τους. Για το λόγο αυτό επιτρέπεται το πολύ η ελαστική-πλαστική μέθοδος.

Κατηγορία 3: Είναι διατομές με αντοχή τουλάχιστον ίση με την ελαστική ροπή, τη ροπή δηλαδή στην οποία για γραμμική ελαστική συμπεριφορά των επιμέρους στοιχείων η πλέον εντεινόμενη ίνα μόλις εισέρχεται στη διαρροή. Στις διατομές κατηγορίας 3 είναι δυνατή μόνο η εφαρμογή της ελαστικής-ελαστικής μεθόδου.

Κατηγορία 4: Είναι διατομές με αντοχή μικρότερη, λόγω τοπικού λυγισμού, της ελαστικής ροπής. Στην περίπτωση αυτή, είναι επιτρεπτή μόνο η ελαστική-ελαστική μέθοδος και απαιτούνται πρόσθετοι έλεγχοι σε κύρτωση έναντι κινδύνου τοπικού λυγισμού.

Για την ταξινόμηση των διατομών, εξετάζονται χωριστά ο κορμός και το θλιβόμενο πέλμα και η διατομή ταξινομείται τελικώς με βάση τη δυσμενέστερη κατηγορία του κορμού ή του πέλματος.

<u>6.4.1 – Κατάταξη πἑλματος</u>

Λόγω της σύνδεσης του άνω πέλματος της σιδηροδοκού με την πλάκα, το πέλμα θα μπορούσε να θεωρηθεί κατηγορίας 1. Σύμφωνα όμως με τον Ευρωκώδικα 4, αν η κατάταξη του πέλματος της σιδηροδοκού όπως θα βρισκόταν από τον Πίνακα Π6.2 (για μη εγκιβωτισμένο κορμό), αγνοώντας την πλάκα σκυροδέματος αντιστοιχούσε σε κατηγορία 3 ή 4, τίθενται οι πρόσθετοι περιορισμοί του Πίνακα Π6.3 στις αποστάσεις των διατμητικών ήλων ώστε το πέλμα να μπορεί να καταταχθεί στις κατηγορίες 1 ή 2. Στην περίπτωσή μας έχουμε:

- c = 35,8 mm
- t_f = 9,2 mm
- $\varepsilon = 0,92 \Rightarrow 9\varepsilon = 8,28$

Επειδή c / $t_f = 3,89 < 9\varepsilon$, το πέλμα είναι **κατηγορίας 1** σύμφωνα με τον Πίνακα Π6.2.

Πίνακας Π6.2 - Κατάταξη θλιβόμενων πελμάτων σε κατηγορίες

			$\frac{1}{\frac{c}{b^{c}}} = \frac{1}{\frac{c}{b^{c}}}$			
Κατηγορία	Μη εγκιβα κορ	οτισμένος μός	Εγκιβωτισμένος κορμός		Κοίλη διατομή	
1	c/t	≤ 9ε	$c/t \le 9\varepsilon$		c/t	≤ 33ε
2	c/t ≤	10ε	$c/t \le 14\epsilon$		c/1	t ≤ 38ε
3	$c/t \le 14\epsilon$ $c/t \le 20\epsilon$			c/1	$t \le 42\varepsilon$	
f _y MPa	235	275	355		420	460
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	1,00	0,92	0,81	0,75		0,71
Παρατήρηση: διαρροής τότε οπότε είναι: ε	Σημειώνεται ε γίνεται αντικ $s = \sqrt{235/\sigma}$, σ	ότι αν η τάσ ατάσταση τα σε [MPa]	η σ στο πέλμα είν ου ορίου διαρροή	ναι μιι ς f _y αι	κρότερη α πό την τάς	πό το όριο 5η αυτή,

Πίνακας Π6.3 - Μἑγιστες αποστάσεις ἡλων για κατάταξη των θλιβόμενων πελμάτων στην κατηγορία 1 ἡ 2



<u>6.4.2 – Κατάταξη κορμού</u>

Η ταξινόμηση των κορμών σε κατηγορίες γίνεται κατ' αναλογία της ταξινόμησης των πελμάτων, συναρτήσει του λόγου του ύψους προς πάχους d / t_w . Σημειώνεται ότι στον Πίνακα Π6.4. d=c. Έχουμε:

- c = d = 177,6 mm
- t_w = 5,9 mm
- $\varepsilon = 0,92 \Rightarrow 72\varepsilon = 66,24$

Επειδή $c / t_w = 30,10 < 72\varepsilon$, ο κορμός (τμήμα που υπόκειται σε κάμψη)είναι **κατηγορίας 1** σύμφωνα με τον Πίνακα Π6.4. Συνεπώς, και όλη η διατομή κατατάσσεται στην κατηγορία 1 και μπορεί να εφαρμοστεί είτε πλαστική είτε ελαστική ανάλυση.

Πίνακας Π6.4 - Κατάταξη κορμών σε κατηγορίες



*) $\psi \leq$ -1 eqarmózetai ópou η θliptiký tásh σ $< f_v$ eíte η eqelkustiký paramórqwsh $\epsilon_v > f_v/E$

<u>6.5 – Έλεγχοι</u>

Στον Πίνακα Π6.5 Παρουσιάζονται οι ἑλεγχοι σὑμμικτων δοκών κτιρίων που απαιτούνται από τον Ευρωκώδικα.

Πίνακας Π6.5 - Απαιτούμενοι έλεγχοι σύμμικτων δοκών κτιρίων

Φάσεις ἑργου	Διατομή	Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	Οριακή κατάσταση αστοχίας
Φάση κατασκευής	Σιδηροδοκός	- Παραμορφώσεις	- Αντοχή - Ευστάθεια
Φάση λειτουργίας	Σὑμμικτη δοκός	- Παραμορφώσεις - Ρηγμάτωση - Ταλαντώσεις	 Αντοχή Ευστάθεια Διατμητική σύνδεση Αντοχή σε πυρκαγιά

6.5.1-Φάση κατασκευής

Στη φάση αυτή λειτουργεί μόνο η σιδηροδοκός, καθώς το νωπό σκυρόδεμα δεν έχει τη θλιπτική αντοχή που απαιτείται για τη σύμμικτη λειτουργία της δοκού. Τα φορτία που καλείται να παραλάβει η σιδηροδοκός είναι το ίδιο βάρος της πλάκας σκυροδέματος και το ίδιο βάρος της ίδιας της σιδηροδοκού.

<u>6.5.1.1 – Οριακή κατάσταση αστοχίας</u>

<u>Έλεγχος αντοχής</u>

Η σιδηροδοκός ελέγχεται έναντι κάμψης και διάτμησης για τα φορτία που μόλις αναφέρθηκαν.

Κάμψη

- Κατανεμημένο φορτίο κατά την κατασκευή: $q_{con} = 1,35 \cdot (g_{\pi\lambda\alpha\kappa\omega\nu} \cdot b_{\delta} + g_{\delta\iota\alpha\delta}) = 7,64 \text{ kN / m}$
- Ροπή κάμψης: $M_{sd,con} = (q_{con} \cdot L^2) / 8 = 46,8 \text{ kNm}$
- Ponή αντοχής: $M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{285,4 \text{cm}^3 \cdot 27,5 \text{kN} / \text{cm}^2}{1,00} = 78,5 \text{kNm} > M_{sd,con}$

Διἁτμηση

• Τέμνουσα δράσης: $V_{sd,con} = q_{con} \cdot L / 2 = 7,64kN / m^2 \cdot 7,00m / 2 = 26,75kN$ Αντοχή σε τέμνουσα:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{15,88 \text{cm}^2 \cdot 27,5 \text{kN} / \text{cm}^2}{1,00 \cdot \sqrt{3}} = 252,13 \text{kN} > V_{sd}$$

<u>Έλεγχος ευστἁθειας</u>

Επειδή τα χαλυβδόφυλλα είναι συνδεδεμένα με το άνω πέλμα των διαδοκίδων (η συγκόλληση των διατμητικών ήλων γίνεται διαμέσου των χαλυβδόφυλλων), προσφέρουν πλευρική στήριξη στο πάνω πέλμα της σιδηροδοκού, πράγμα που έχει ευεργετικές συνέπειες στον έλεγχο στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (Ευρωκώδικας 3,μέρος 1.3). Επιπλέον, λόγω της αμφιέρειστης λειτουργίας των διαδοκίδων, το κάτω πέλμα της σιδηροδοκού εφελκύεται και προφανώς δεν κινδυνεύει από στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Συνεπώς, δε απαιτείται έλεγχος ευστάθειας σε αυτή τη φάση.

6.5.1.2 – Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Ο έλεγχος βελών πραγματοποιείται συνολικά τόσο για τη φάση κατασκευής, όσο και για τη φάση λειτουργίας, στην παράγραφο 6.4.2.2.

6.5.2 - Φάση λειτουργίας

Στη φάση αυτή υπάρχει σύμμικτη λειτουργία της δοκού. Τα φορτία που καλείται να παραλάβει η δοκός είναι όλα τα φορτία που παρουσιάστηκαν στην παράγραφο 6.3. Η δοκός ελέγχεται έναντι κάμψης και διάτμησης για τα φορτία σχεδιασμού. Επίσης, ελέγχεται η διατμητική σύνδεση σιδηροδοκού-πλάκας σκυροδέματος και τα συνολικά βέλη που προκύπτουν από τις φάσης κατασκευής και λειτουργίας.

<u>6.5.2.1 – Οριακή κατάσταση αστοχίας</u>

<u>6.5.2.1.1 – Κἁμψη</u>

Φορτίο σχεδιασμού: $q_{sd} = 1,35g + 1,50q = 19,58 \text{ kN} / \text{m}$

Ροπή κάμψης: $M_{sd} = (q_{sd} \cdot L^2) / 8 = 119,95 \text{ kNm}$

Υπολογισμός της ροπής αντοχής (με την ελαστική μέθοδο)

Σημειώνεται στο σημείο αυτό ότι, επειδή χρησιμοποιείται η ελαστική μέθοδος, το μέτρο ελαστικότητας Ε_{cm} του σκυροδέματος επηρεάζει τους υπολογισμούς. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4, είναι επιτρεπτό να αμεληθεί η επίδραση του **ερπυσμού** και της **συστολής ξήρανσης**, αρκεί να θεωρηθεί ότι το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος ισούται με το μισό της ονομαστικής του τιμής, δηλαδή:

 $E_{cm} = \frac{30500}{2} = 15250MPa$

Υπολογίστηκαν τα ακόλουθα μεγέθη:

Λόγος μέτρων ελαστικότητας:
$$\eta = \frac{E_{\alpha}}{E_{cm}} = \frac{210000}{15250} = 13,77$$

Γεωμετρικά στοιχεία

Πάχος σκυροδέματος: d = 77mm Πάχος πλάκας: $h_{o\lambda} = 150mm$ $A_c = d \cdot b_{eff} = 1347,50cm^2$

$$A_{a} = 33,37 \text{cm}^{2}$$

 $A_{ca} = \frac{A_{c}}{\eta} = 97,85 \text{cm}^{2}$
 $A_{e} = A_{a} + A_{ca} = 131,22 \text{cm}^{2}$

Σχετικά με τον οπλισμό της πλάκας, πρόκειται για πλέγμα Φ8/15 με επικάλυψη (προσεγγιστικά) c = 40mm. Σε πλάτος 1,75m η συνολική επιφάνεια του οπλισμού ισούται με:

$$A_{s} = \frac{1,75m}{15cm} \cdot 0,5cm^{2} = 5,83cm^{2}$$

$$z_{a} = h_{ol} + h = 15cm + \frac{22cm}{2} = 26,00cm$$

$$z_{c} = \frac{d}{2} = 3,85cm$$

$$z_{e} = \frac{A_{a} \cdot z_{a} + A_{ca} \cdot z_{c} + A_{s} \cdot z_{s}}{A_{e}} = 9,48cm$$

$$z_{s} = c = 4,00cm$$

Ισοδύναμη ροπή αδρανείας

$$I_{c} = \frac{b_{eff} \cdot d^{3}}{12} = 6657,8cm^{4}$$
$$I_{e} = I_{a,y} + A_{a} \cdot (z_{a} - z_{e})^{2} + \frac{I_{c}}{\eta} + A_{c} \cdot (z_{c} - z_{e})^{2} + A_{s} \cdot (z_{s} - z_{e})^{2} = 15639,52cm^{4}$$

Ροπές αντίστασης

Σιδηροδοκός κάτω πέλμα: $W_{au} = \frac{I_e}{h_{o\lambda} + h - z_e} = 568,35 cm^3$

Σιδηροδοκός άνω πέλμα:
$$W_{ao} = \frac{I_e}{z_e - h_{o\lambda}} = 2834,63 \text{ cm}^3$$

Σκυρόδεμα κάτω πέλμα:
$$W_{cu} = \frac{\eta \cdot I_{e}}{z_{e} - d} = 120808, 17 cm^{3}$$

Βαδαλούκας Δημήτριος

Σκυρόδεμα άνω πέλμα: W_{co} =
$$rac{\eta \cdot I_{
m e}}{
m z_{
m e}}$$
 = 22711,62cm³

Τἁσεις

Σιδηροδοκός κάτω πέλμα: $\sigma_{au} = \frac{M_{sd}}{W_{au}} = 21,11 \frac{kN}{cm^2} < f_{yd} = \frac{27,5}{1,00} = 27,5 \frac{kN}{cm^2}$ Σιδηροδοκός άνω πέλμα: $\sigma_{ao} = \frac{M_{sd}}{W_{ao}} = 4,23 \frac{kN}{cm^2} < f_y = 27,5 \frac{kN}{cm^2}$ Σκυρόδεμα κάτω πέλμα: $\sigma_{cu} = \frac{M_{sd}}{W_{cu}} = 0,10 \frac{kN}{cm^2} < f_{cd} = \frac{0,85 \cdot 2,5}{1,50} = 1,42 \frac{kN}{cm^2}$ Σκυρόδεμα άνω πέλμα:

$$\sigma_{co} = \frac{M_{sd}}{W_{co}} = 0,53 \frac{kN}{cm^2} < f_{cd} = 1,42 \frac{kN}{cm^2}$$

Ροπή αντοχής

$$M_{\text{el,Rd}} = min\left\{W_{\text{au}}\cdot f_{\text{yd}}, W_{\text{co}}\cdot f_{\text{cd}}\right\} = 156, 30 kNm > M_{\text{sd}}$$

Τελικώς, έχουμε:

$$M_{el,Rd} = 156, 30 kNm > M_{sd} = 119, 95 kNm$$

<u>6.5.2.1.2 - Διἁτμηση</u>

- Τέμνουσα δράσης: $V_{sd} = q_{sd} \cdot L / 2 = 19,58 kN / m^2 \cdot 7,00 m / 2 = 68,54 kN$
- Αντοχή σε τέμνουσα: $V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_v}{v_{rac} \cdot \sqrt{3}} = \frac{15,88 \text{cm}^2 \cdot 27,5 \text{kN} / \text{cm}^2}{1,00 \cdot \sqrt{3}} = 252,13 \text{kN} > V_{sd}$

<u>6.5.2.1.3 - Διατμητική σύνδεση</u>

Προϋπόθεση της σύμμικτης λειτουργίας αποτελεί η παραλαβή της διάτμησης που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια μεταξύ χαλύβδινης διατομής και σκυροδέματος. Αυτό γίνεται με μηχανικά μέσα, τα οποία ονομάζονται διατμητικοί σύνδεσμοι (ήλοι). Αν οι διατμητικοί σύνδεσμοι παραλαμβάνουν όλη τη διαμήκη διάτμηση, τότε εμποδίζεται πλήρως η ολίσθηση μεταξύ σιδηροδοκού και πλάκας σκυροδέματος. Η κατάσταση αυτή ονομάζεται **πλήρης διατμητική σύνδεση**. Αν όμως τοποθετούνται λιγότεροι από τους απαιτούμενους συνδέσμους, τότε εμφανίζεται σχετική ολίσθηση στη διεπιφάνεια και η κατάσταση αυτή ονομάζεται μερική διατμητική σύνδεση.

Για δοκούς κατηγορίας 1, όπως στην περίπτωσή μας, επιτρέπεται να εφαρμοστεί είτε η πλαστική είτε η ελαστική θεωρία για τον προσδιορισμό της διαμήκους διάτμησης. Στην περίπτωση των διαδοκίδων, επιλέχθηκε η ελαστική ανάλυση.

Διατμητικοί σύνδεσμοι

Οι συνήθεις διάμετροι των διατμητικών ήλων είναι 16,19 και 22mm, η δε εφελκυστική αντοχή του υλικού τους είναι 450-500MPa. Η επιλεγόμενη διάμετρος των ήλων δεν επιτρέπεται να είναι μεγαλύτερη από 2,5 φορές το πάχος του ελάσματος στο οποίο συγκολλώνται, δηλαδή του άνω πέλματος της σιδηροδοκού. Το ύψος επιλέγεται με βάση τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της πλάκας σκυροδέματος και σύμφωνα με τη σύσταση του Σχήματος Σ6.6.

Σχήμα Σ6.6 - Συνήθεις διαστάσεις διατμητικών ήλων σε mm



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

Επιλέγουμε:

- Διάμετρος ήλων: $d = 19mm < 2, 5 \cdot t_f = 2, 5 \cdot 9, 2 = 23mm$
- Υψος ήλων:

h = 125 mm

• Εφελκυστική αντοχή: f_u = 500MPa

Η αντοχή των συνδέσμων ισούται με την ελάχιστη εκ των δύο ακόλουθων ποσοτήτων:

Αντοχή ήλου σε διάτμηση:

$$P_{Rd} = 0.8 \cdot f_{u} \left(\frac{\pi \cdot d^{2}}{4}\right) / \gamma_{v} = 90.73 \text{kN}$$

Αντοχή σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυγας:

 $P_{Rd} = 0,29 \cdot a \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v = 73,13 kN$

όπου:

γ_ν =1,25 επιμέρους συντελεστής ασφαλείας

a=1 για ήλους στους οποίους ισχύει
$$4 < \frac{h}{d}$$
 (έχουμε $\frac{h}{d} = \frac{125}{22} = 5,68$)

Η τιμή που προέκυψε ελέγχεται και με τον Πίνακα Π6.6:

Διάμετρος ήλου	Κρίσιμη τμηση το για <i>f_u</i> [ΜΙ	η διά- ου ήλου Pa]	Κρίσιμη η αντοχή του σκυροδέματος για α = 1 (h/d > 4) και ποιότητα σκυροδέματος				
<i>d</i> [mm]	450	500	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55
16	57,9	64,3	51,9	58,2	64,3	*	*
19	81,6	90,7	73,1	82,1	90,7	*	*
22	109,4	64,3	98,1	110,0	121,6	*	*
* κρίσιμη η	διάτμηση τ	ι ου ήλου	1	L	L	1	L

Πίνακας Π6.6 - Αντοχές ήλων κεφαλής [kN]

Μειωτικός συντελεστής k_t

Σύμφωνα όμως με τον Ευρωκώδικα 4, επειδή οι νευρώσεις του χαλυβδόφυλλου είναι κάθετες στη σιδηροδοκό, η αντοχή των ήλων πρέπει να απομειωθεί με το συντελεστή k_t:

$$k_{t} = \frac{0.7}{\sqrt{n_{r}}} \cdot \frac{b_{o}}{h_{p}} \cdot \left(\frac{h}{h_{p}} - 1\right) \le k_{t,max}$$
(6.2)

υπό τις γεωμετρικές προϋποθέσεις:

- $h_p \le 85 mm$ (έχουμε $h_p = 73 mm$)
- $b_0 = \frac{95,50+50,00}{2} = 72,75 \ge h_p = 73mm$

<u>Σημείωση:</u>

Το b₀ ορίζεται ως το μέσο πλάτος των νευρώσεων των χαλυβδόφυλλων (βλ. Σχήμα Σ6.7) και υπολογίζεται με τη βοήθεια του Σχήματος Σ5.7.

Σχήμα Σ6.7 - Δοκοί με χαλυβδόφυλλα κάθετα στη δοκό



- $d \leq 20mm$ για συγκόλληση των ήλων διαμέσου των φύλλων
- $n_r = a \rho_r \theta_r \delta_r$ ήλων σε κάθε νεύρωση του φύλλου, λαμβανόμενος στους υπολογισμούς ≤ 2
- h = το συνολικό πάχος της πλάκας=150mm

Τελικώς, ἑχουμε k_t = 0,74.

Η μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή του k_t δίνεται στον Πίνακα Π6.7 που ακολουθεί. Για πάχος φύλλου 0,75mm, συγκόλληση διαμέσου των φύλλων και $n_r = 1$ (τοποθετούμε 1 ήλο ανά νεύρωση), έχουμε $k_{t,max} = 0,85$.

Αριθμός ήλων σε κάθε νεύρωση	Πάχος φύλλου σε mm	Συγκόλληση διαμέ- σου των φύλλων	Συγκόλληση απευθείας στη δοκό
n = 1	≤ 1,0	0,85	0,75
$n_r = 1$	> 1,0	1,0	0,75
	≤ 1,0	0,70	0,60

Πίνακας Π6.7 - Τιμές του k_{t.max}

Συνοψίζοντας, η αντοχή κάθε ήλου ισούται με:

> 1.0

 $P_{Rd} = 73,13 \cdot 0,74 = 54,12 k N$

0.80

0,60

Διαμήκης διάτμηση

 $n_r = 2$

Στην ελαστική θεωρία προσδιορίζεται η διατμητική ροή κατά μήκος της δοκού με τη βοήθεια της σχέσης:

$$V_{I,Ed} = \frac{V_{Sd} \cdot S}{I_e}$$
(6.3)

όπου:

- V_{sd} =τέμνουσα δύναμη της δοκού
- S =στατική ροπή της επιφάνειας του σκυροδέματος ως προς τον ελαστικό ουδέτερο άξονα της σύμμικτης διατομής
- Ι_e =ροπή αδρανείας της σύμμικτης διατομής

Η στατική ροπή δίνεται από τις παρακάτω σχέσεις:

-Ουδέτερος άξονας στην πλάκα σκυροδέματος:

$$S = A_a \cdot (Z_e - Z_a) \tag{6.4}$$

-Ουδέτερος άξονας στη σιδηροδοκό:

$$S = A_c \cdot (z_e - z_c) / \eta$$
(6.5)

όπου:

- Α_a = εμβαδόν σιδηροδοκού
- Α_c = εμβαδόν πλάκας σκυροδέματος
- z_e z_a =απόσταση κέντρων βάρους σύμμικτης δοκού-σιδηροδοκού
- Z_e Z_c = απόσταση κέντρων βάρους σύμμικτης δοκού-πλάκας σκυροδέματος

Έχουμε:

 $S = A_{c} \cdot (z_{e} - z_{c}) / \eta = 551,18 \text{cm}^{3}$ $V_{\text{Sd}} = 68,54 \text{kN}$ $I_{e} = 15464,17 \text{cm}^{4}$ L = 7,00 m = 700 cm

και άρα η διατμητική ροή ισούται με: $v_{I,Ed} = \frac{V_{Sd} \cdot S}{I_e} = 2,44$ kN / cm Τέλος, η διαμήκης διάτμηση στη μισή δοκό ισούται με:

$$V_{l} = V_{l,Sd} \cdot \frac{L}{2} = 855,07kN$$

Αριθμός ήλων που απαιτούνται: $n_{_{\dot{\eta}\lambda\omega\nu}} = \frac{V_{_{I}}}{P_{_{Rd}}} = 16$ ήλοι, που στη μισή δοκό

μπορούν να τοποθετηθούν ανά ίσες αποστάσεις: $e_L = \frac{L/2}{n_{\dot{\eta}\lambda\omega\nu}} = 21,9cm$

Τοποθετώντας λοιπόν <u>1 ήλο ανά 18,75cm</u>, που είναι και η απόσταση των αξόνων δύο διαδοχικών νευρώσεων του χαλυβδόφυλλου, υπερκαλύπτουμε την δρώσα διαμήκη διάτμηση. Οι αποστάσεις μεταξύ των διατμητικών συνδέσμων ελέγχονται σύμφωνα με τον Πίνακα Π6.8:

-Διαμήκης διεύθυνση:

- min $e_{L} = 5d = 95mm$
- max $e_L = \min\{6 \cdot (h_c + h_p), 800 \text{ mm}\} = \min\{900, 800\} = 800 \text{ mm}$

-Εγκάρσια διεύθυνση:

Αφού τοποθετήθηκε μόνο ένας ήλος ανά νεύρωση, οι απαιτήσεις του Πίνακα Π6.8 προφανώς ικανοποιούνται.

	min e _L	max e _L	min e ₇	min c (όπου απαιτεί- ται για ανθε- κτικότητα)	min h _{sc} – h _p	min b _o	min <i>h</i> 1
Ολοσωμες πλάκες	10	$\leq 6 \cdot h_c$ $\leq 800 \text{ mm}$	2,5d	20 mm	_	-	
Σύμμικτες πλάκες (χαλυ- βδόφυλλο ⊥ σιδηροδοκό)	5d	$\leq 6 \cdot (h_c + h_p)$ $\leq 800 \text{ mm}$	4d	ότι ισχύει για οπλισμό μείον 5 mm	2d	50 mm	30 mm
			≥ 30 mm	[≥ 20 mm	h	0	
- - -		_ήλος ≥ 20 mm		$ \ge 5 \cdot d \\ \le 6 \cdot h_c \\ \le 800 \text{ mm} $			
<u> </u>	(= = =	=======	$2 \ge 2, 5 \cdot d$ = = = =	Ο σιδηροδοκός	0		
	C) ≥ 20 mm	Į	0	0		

Πίνακας Π6.8 - Περιορισμοί ως προς τη διάταξη των ήλων

6.5.2.1.4 – Έλεγχος ευστάθειας

Ομοίως με τη φάση κατασκευής, δεν απαιτείται έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για τα άνω (θλιβόμενα) πέλματα των αμφιερείστων διαδοκίδων, καθώς παρέχεται πλευρική στήριξη από τα χαλυβδόφυλλα.

6.5.2.2 – Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

<u>Έλεγχος βελών</u>

Τα βέλη της δοκού υπολογίστηκαν τόσο για τη φάση κατασκευής, όσο και για τη φάση λειτουργίας. Το συνολικό βέλος δ_{max} προκύπτει από το άθροισμα των δύο αυτών ποσοτήτων και συγκρίνεται με τα επιτρεπτά όρια του Πίνακα Π6.9. Στην περίπτωσή μας το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος για πατώματα ισούται με:

$$\delta_{\epsilon\pi\pi\tau\rho.} = \frac{L}{250} = \frac{700 \text{cm}}{250} = 2,80 \text{cm}$$
	δ _{max}	δ2
Στέγες γενικώς	1/200	1/250
Πατώματα γενικώς	1/250	1/300
Πατώματα που φέρουν ευαίσθητα διαχωριστικά	1/250	1/350
δ _{max} = τελικό βέλος από την οριζόντιο δ ₂ = πρόσθετο βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων και χρον Για προβόλους το μήκος 1 είναι ίσο με το μισό του μήκου	ίων παραμορφώ ς του προβόλου	σεων

Πίνακας Π6.9 - Συνιστώμενα επιτρεπόμενα βέλη

Ο έλεγχος των παραμορφώσεων γίνεται για φορτία λειτουργικότητας (1,00G+1,00Q), τα οποία διαχωρίζονται ως εξής:

• Ίδιο βάρος πλακών και διαδοκίδας:

 $g_0 = 2,70 \cdot 2,00 + 0,262 = 5,66 \frac{kN}{m}$

- Πρόσθετα μόνιμα: g₁ = (1, 2 + 0, 5 + 0, 5) · 2, 00 = 4, 40 kN/m
- Κινητό: q = 2,00 · 2,00 = 4,00 kN/m

Όσον αφορά στην υποστήριξη της δοκού, εξετάστηκαν δύο ενδεχόμενα χωριστά:

- 1. Κατασκευή της διαδοκίδας με υποστήριξη
- 2. Κατασκευή της διαδοκίδας χωρίς υποστήριξη

Σημειώνεται εδώ ότι και στις δύο περιπτώσεις, ελέγχεται η ισοδύναμη χαλύβδινη διατομή, με E_a = 210000MPa. Το βέλος στο μέσο αμφιέρειστης δοκού δίνεται από τη σχέση:

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{\mathbf{q} \cdot \mathbf{L}^4}{\mathbf{E}_{\mathbf{a}} \cdot \mathbf{I}}$$
(6.3)

1.Χωρίς υποστήριξη

Στην περίπτωση αυτή, κατά τη φάση της κατασκευής (όπου δρα μόνο το φορτίο g_0) λειτουργεί μόνο η σιδηροδοκός και συνεπώς το βέλος της φάσης αυτής υπολογίζεται με τα αδρανειακά χαρακτηριστικά αυτής ($I_{a,y} = 2772,0 \text{cm}^4$). Μετά την κατασκευή προστίθενται και τα υπόλοιπα φορτία και τα πρόσθετα βέλη υπολογίζονται με τα χαρακτηριστικά της σύμμικτης πια διατομής ($I_e = 15464,2 \text{cm}^4$). Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα Π6.10.

Διατομή	Φορτίο	kN/m	I (cm ⁴)	δ (cm)	Σδ (cm)
Χαλύβδινη	g ₀	5,66	2772,0	3,00	3,00
Σύμμικτη	9 ₁	4,40	15464,2	0,40	3,40
Σύμμικτη	q	4,00	15464,2	0,40	3,80>δ _{επιτρ.}

Πίνακας Π6.10 - Έλεγχος βελών για δοκό χωρίς υποστήριξη

2.Με υποστήριξη

Αν η δοκός υποστηρίζεται κατά την κατασκευή, το σύνολο των φορτίων εφαρμόζεται απ' ευθείας στη σύμμικτη διατομή με την απομάκρυνση του μηχανισμού υποστήριξης. Για το λόγο αυτό όλα τα βέλη υπολογίζονται με I_e = 15464,2cm⁴. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα Π6.11.

Πίνακας Π6.11 - Έλεγχος βελών για δοκό με υποστήριξη

Διατομή	Φορτίο	kN/m	I (cm ⁴)	δ (cm)	Σδ (cm)
Χαλύβδινη	g ₀	5,66	15464,2	0,60	0,60
Σύμμικτη	g ₁	4,40	15464,2	0,40	1,00
Σύμμικτη	q	4,00	15464,2	0,40	1,40< <i>δ</i> _{επιτρ.}

Όπως φαίνεται στους παραπάνω πίνακες, για την κατασκευή των διαδοκίδων **απαιτείται υποστήριξη** κατά τη φάση σκλήρυνσης του σκυροδέματος, προκειμένου να μην ξεπερνούν οι παραμορφώσεις τα επιτρεπόμενα όρια.

<u>Έλεγχος ρηγμάτωσης, ταλαντώσεων, πυρκαγιάς</u>

Οι έλεγχοι αυτοί δεν πραγματοποιήθηκαν, καθώς δεν αποτελούν σημαντικό τμήμα της παρούσας εργασίας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΥΡΙΩΝ ΔΟΚΩΝ

<u>7.1 - Γενικά</u>

Ο βασικός ρόλος των κύριων δοκών και στις δύο διευθύνσεις είναι η παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων από τις δευτερεύουσες δοκούς και η μεταφορά τους στα υποστυλώματα. Με μόνη εξαίρεση τις δοκούς των πλαισίων στο Κτίριο Γ, οι κύριες δοκοί δε συμμετέχουν στο κύριο σύστημα παραλαβής των σεισμικών δράσεων του φορέα.

Σε αυτό το κεφάλαιο παρουσιάζεται αναλυτικά ο σχεδιασμός μιας τυχαίας εσωτερικής δοκού κατά τη διεύθυνση Υ. Με τον όρο εσωτερική δοκός, εννοούμε ότι η δοκός βρίσκεται σε έναν εκ των αξόνων B,C,D,E,F,G. του Σχήματος Σ7.1.



Σχήμα Σ7.1 - Κύριες δοκοί κατά Υ

Επιλέχθηκαν οι συγκεκριμένες δοκοί καθώς αφ' ενός αυτές έχουν μεγαλύτερο μήκος (L = 8,00m), και αφ' ετέρου παραλαμβάνουν το μεγαλύτερο μέρος των κατακόρυφων φορτίων, λόγω της διάταξης των διαδοκίδων. Ο σχεδιασμός των υπόλοιπων δοκών (εξωτερικές δοκοί κατά Υ, εσωτερικές και εξωτερικές κατά Χ) πραγματοποιήθηκε με τον ίδιο τρόπο αλλά επιλέχθηκε να μην παρουσιαστεί αναλυτικά. Εντούτοις, οι διατομές των παραπάνω δοκών δίνονται στην παράγραφο 7.6.

Οι κύριες δοκοί κατά Υ, λοιπόν, έχουν σχεδιαστεί ως αμφιέρειστες σύμμικτες δοκοί μήκους 8,00m, και για το λόγο αυτό η σύνδεσή τους με τα υποστυλώματα γίνεται με απλές συνδέσεις τέμνουσας. Η σύμμικτη λειτουργία εξασφαλίζεται με τρόπο παρόμοιο με τις διαδοκίδες, δηλαδή αγνοείται η περιοχή της πλάκας με τις νευρώσεις και η πλάκα σκυροδέματος θεωρείται σταθερού πάχους με τιμή d = 77mm, ενώ το συνολικό πάχος της πλάκας είναι h_{ol} = 150mm (βλ. Σχήμα Σ6.2). Η συνεργασία των δύο υλικών γίνεται με τη χρήση διατμητικών ήλων συγκολλημένων απ' ευθείας στο άνω πέλμα της σιδηροδοκού, καθώς οι δοκοί κατά Υ είναι παράλληλες στις νευρώσεις του χαλυβδόφυλλου (Σχήμα Σ7.2). Ο έλεγχος διατμητικής σύνδεσης παρουσιάζεται αναλυτικά στην παράγραφο 7.5.2.1.3.

Σχήμα Σ7.2 - Σχέση δοκού-νευρώσεων χαλυβδόφυλλου



Η σιδηροδοκός που λειτουργεί ως κάτω πέλμα της σύμμικτης δοκού επιλέχθηκε από τη σειρά προτύπων ελατών διατομών ΗΕΑ. Η τελική διατομή προέκυψε μετά από δοκιμές που οδήγησαν στην επιλογή της διατομής **HEA 280**. Η διατομή αυτή έχει πλάτος πέλματος b = 280mm, συνεπώς ικανοποιείται η απαίτηση του ελάχιστου πλάτους για το σκυρόδεμα (βλ. Σχήμα Σ5.6).

7.2 – Γεωμετρικά χαρακτηριστικά

Τα χαρακτηριστικά της διατομής ΗΕΑ 280 παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα:

HEA

h	270	mm	I _y	13670,0	cm⁴
b	280	mm	Iz	4763,0	cm⁴
t _f	13,0	mm	i _y	11,86	cm
t _w	8,0	mm	i _z	7,00	cm
S _s	62,12	mm	W _{el,y}	1013,0	cm³
c=(b-Ss)/2	108,94	mm	$W_{el,z}$	340,2	cm³
d	196,0	mm	W _{pl,y}	1112,0	cm³
А	97,26	cm ²	W _{pl,z}	518,1	cm³
A _v	31,74	cm ²	I _w	785400	cm⁵
g	0,764	kN/m	It	62,10	cm⁴

Πίνακας Π7.1 - Χαρακτηριστικά σιδηροδοκού

280

h	270	mm	\mathbf{I}_{y}	13670,0	cm⁴
b	280	mm	Iz	4763,0	cm⁴
t _f	13,0	mm	i _y	11,86	cm
t _w	8,0	mm	i _z	7,00	cm
S _s	62,12	mm	$W_{el,y}$	1013,0	cm³
c=(b-Ss)/2	108,94	mm	$W_{el,z}$	340,2	cm ³
d	196,0	mm	W _{pl,y}	1112,0	cm ³
А	97,26	cm ²	$W_{\rm pl,z}$	518,1	cm ³
A _v	31,74	cm ²	I _w	785400	cm⁵
g	0,764	kN/m	\mathbf{I}_{t}	62,10	cm⁴

Σύμφωνα με την παράγραφο 5.4.1.2 του Ευρωκώδικα 4 (βλ. και Σχήμα Σ6.4), το **συνεργαζόμενο πλάτος** του πέλματος πλακοδοκού εκατέρωθεν του κορμού δίνεται από τη σχέση (i=1,2):

 $b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}$

 $b_{ei} = L_{e} / 8 \le b_{i}$

όπου:

 $b_0 = 0$ για κτιριακά έργα

L_ = προσεγγιστική απόσταση διαδοχικών σημείων μηδενισμού του διαγράμματος των ροπών

απόσταση από το μέσο της πλάκας έως το μέσον μεταξύ $b_i =$ παραλλήλων κορμών

Στην περίπτωσή μας, έχουμε:

 $b_0 = 0$ L_a = L = 8,00m (λόγω αμφιέρειστης λειτουργίας) (πλάτος επιρροής διαδοκίδας δια 2) $b_{i} = 1,00m$ $b_{ei} = 8,00 / 8 = 1,00m \le b_i = 1,00m$

και συνεπώς:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} = 0 + 2 \cdot 1,00m = 2,00m$$

Όπως προαναφέρθηκε, η πλάκα σκυροδέματος έχει πάχος d=77mm και η θέση της σε σχέση με τη σιδηροδοκό φαίνεται στο Σχήμα Σ7.3.





Αξίζει να σημειωθεί στο σημείο αυτό ότι όλες οι κύριες δοκοί σχεδιάστηκαν χωρίς τη βοήθεια του SAP2000, λόγω της πολυπλοκότητας που χαρακτηρίζει τη διαστασιολόγησή τους. Εντούτοις, η σύμμικτη λειτουργία των δοκών αυτών προσομοιώθηκε στο πρόγραμμα με δοκούς της μορφής του Σχήματος Σ7.3, με τη βοήθεια της επιλογής σχεδιασμού διατομών που παρέχει το πρόγραμμα (Section designer). Για την προσομοίωση της πλάκας σκυροδέματος, εισήχθη ένα υλικό με μηχανικές ιδιότητες ίδιες με του σκυροδέματος, αλλά με μηδενικό βάρος(βλ. Σχήμα Σ7.4), καθώς το ίδιο βάρος της πλάκας έχει ήδη υπολογισθεί σύμφωνα με το Κεφάλαιο 3. Με τον τρόπο αυτό, τυχόν επιρροές της σύμμικτης λειτουργίας των δοκών σε μεγέθη, όπως για παράδειγμα οι παραμορφώσεις των κτιρίων, έχουν ληφθεί υπόψη.

Σχήμα Σ7.4 - Ορισμός υλικού προσομοίωσης αβαρούς σκυροδέματος

Material Name and Display Color	
	C25/30
Material Type	Concrete
Material Notes	Modify/Show Notes
Weight and Mass	
Weight per Unit Volume 0,	KN, m, C 💌
Mass per Unit Volume 0,	
Isotropic Property Data	
Modulus of Elasticity, E	30500000
Poisson's Ratio, U	0,3
Coefficient of Thermal Expansion, A	1,170E-05
Shear Modulus, G	11730769
Other Properties for Concrete Materials-	
Specified Concrete Compressive Streng	th, f'c 25000,
🔲 Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduction Factor	

<u>7.3 - Φορτία</u>

Τα φορτία που καλούνται να αναλάβουν οι κύριες δοκοί κατά Υ στη φάση λειτουργίας είναι τα παρακάτω:

Μόνιμα φορτία

•	Ίδιο βάρος πλακών	$g_{\pi\lambda\alpha\kappa\omega\nu} = 2,70 \text{ kN} / \text{m}^2$
•	Ίδιο βάρος διαδοκίδων (αναγωγή σε kN /	m ² kN)
		$g_{\delta\iota\alpha\delta} = 0,10 \text{ kN} / \text{m}^2$
•	Ίδιο βάρος δοκών	g _{δοκών} = 0,764kN / m

Πρόσθετα μόνιμα φορτία

•	Δάπεδα	$g_{\delta} = 1,2 \text{ kN} / \text{m}^2$
•	Εσωτερικά χωρίσματα	$g_{\chi\omega ho} = 0,5 \text{ kN} / \text{m}^2$
•	Ψευδοροφές, Η/Μ εγκαταστάσεις	$g_{_{e\gamma\kappa}} = 0,5 \text{ kN}/\text{m}^2$
•	Σύνολο	$g_{\pi\rho\sigma\sigma\theta} = 2,2 \text{ kN}/\text{m}^2$

Για την κατανομή των φορτίων μεταξύ των κύριων δοκών, έγινε η παραδοχή που απεικονίζεται στο Σχήμα Σ7.5. Οι κύριες δοκοί κατά Υ παραλαμβάνουν τα φορτία που αντιστοιχούν στην επιφάνεια Ε₁, οι κύριες δοκοί κατά Χ τα φορτία της επιφάνειας Ε₂, και οι εξωτερικές δοκοί κατά Υ και κατά Χ τα φορτία των επιφανειών Ε₃ και Ε₄, αντίστοιχα.

Σχήμα Σ7.5 - Κατανομή των κατακόρυφων φορτίων στις κύριες δοκούς



Από τη γεωμετρία του φορέα προκύπτουν:

- $E_1 = 2 \cdot \frac{7,00}{2} \cdot (8,00 2 \cdot \frac{2,00}{2}) = 42,00m^2$
- $E_2 = 7,00 \cdot 2,00 = 14,00m^2$

•
$$E_3 = \frac{E_1}{2} = 21,00m^2$$

• $E_4 = \frac{E_2}{2} = 7,00m^2$

Τελικώς, το κατανεμημένο μόνιμο φορτίο που παραλαμβάνουν οι κύριες δοκοί κατά Y ισούται με:

$$g = E_{1} \cdot (g_{\text{plaker}} + g_{\text{diad}} + g_{\text{pood}}) / L + g_{\text{doker}} = 27,00 \text{ kN / m}.$$

Κινητά φορτία

Ωφέλιμο φορτίο
 q = 2,0 kN / m²

Ομοίως με τα μόνιμα φορτία, το κινητό κατανεμημένο φορτίο των διαδοκίδων ισούται με:

$$q = E_1 \cdot q / L = 10,50 \text{ kN} / m$$
.

<u>Φορτίο σχεδιασμού</u>

 $q_{sd} = 1,35g + 1,50q = 52,2 \text{ kN} / \text{m}$

<u>Φορτίο λειτουργίας</u>

 $q_{serv} = 1,00g + 1,00q = 37,5 \text{ kN} / \text{m}$

Σημειώνεται στο σημείο αυτό ότι στην οροφή των κτιρίων το ωφέλιμο φορτίο ισούται με 0,5 kN / m², ενώ δεν υπολογίζεται και το φορτίο που αντιστοιχεί στα εσωτερικά χωρίσματα. Εντούτοις, ο σχεδιασμός των κύριων δοκών στην οροφή είναι ίδιος με τους υπόλοιπους ορόφους.

<u>7.4 – Κατάταξη διατομής</u>

Η κατάταξη των διατομών γίνεται ομοίως με το κεφάλαιο 6, δηλαδή εξετάζονται χωριστά ο κορμός και το θλιβόμενο πέλμα και η διατομή ταξινομείται τελικώς με βάση τη δυσμενέστερη κατηγορία του κορμού ή του πέλματος.

<u>7.4.1 – Κατάταξη πἑλματος</u>

Λόγω της σύνδεσης του άνω πέλματος της σιδηροδοκού με την πλάκα, το πέλμα θα μπορούσε να θεωρηθεί κατηγορίας 1. Σύμφωνα όμως με τον Ευρωκώδικα 4, αν η κατάταξη του πέλματος της σιδηροδοκού όπως θα βρισκόταν από τον Πίνακα Π6.2 (για μη εγκιβωτισμένο κορμό), αγνοώντας την πλάκα σκυροδέματος αντιστοιχούσε σε κατηγορία 3 ή 4, τίθενται οι πρόσθετοι περιορισμοί του Πίνακα Π6.3 στις αποστάσεις των διατμητικών ήλων ώστε το πέλμα να μπορεί να καταταχθεί στις κατηγορίες 1 ή 2. Στην περίπτωσή μας έχουμε:

- c = 108,94 mm
- t_f = 13,0 mm
- $\varepsilon = 0,92 \Rightarrow 10\varepsilon = 9,20$

Επειδή c / $t_f = 8,38 < 10\varepsilon$, αλλά $> 9\varepsilon = 8,28$ το πέλμα είναι **κατηγορίας 2** σύμφωνα με τον Πίνακα Π6.2.

<u>7.4.2 – Κατάταξη κορμού</u>

Η ταξινόμηση των κορμών σε κατηγορίες γίνεται κατ' αναλογία της ταξινόμησης των πελμάτων, συναρτήσει του λόγου του ύψους προς πάχους d / t_w. Σημειώνεται ότι στον Πίνακα Π6.4. d=c. Έχουμε:

- c = d = 196,0 mm
- $t_w = 8,0 \text{ mm}$
- $\varepsilon = 0,92 \Rightarrow 72\varepsilon = 66,24$

Επειδή c / t_w = 24,50 < 72 ε , ο κορμός (τμήμα που υπόκειται σε κάμψη) είναι **κατηγορίας 1** σύμφωνα με τον Πίνακα Π6.4. Συνεπώς, και όλη η διατομή κατατάσσεται στην κατηγορία 2 και μπορεί να εφαρμοστεί είτε πλαστική είτε ελαστική ανάλυση.

<u>7.5 – Έλεγχοι</u>

Στον Πίνακα Π7.2 Παρουσιάζονται οι έλεγχοι σύμμικτων δοκών κτιρίων που απαιτούνται από τον Ευρωκώδικα.

Φάσεις ἑργου	Διατομή	Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	Οριακή κατάσταση αστοχίας
Φάση κατασκευής	Σιδηροδοκός	- Παραμορφώσεις	- Αντοχή - Ευστάθεια
Φάση λειτουργίας	Σὑμμικτη δοκός	- Παραμορφώσεις - Ρηγμάτωση - Ταλαντώσεις	 Αντοχή Ευστάθεια Διατμητική σύνδεση Αντοχή σε πυρκαγιά

Πίνακας Π7.2 - Απαιτούμενοι έλεγχοι σύμμικτων δοκών κτιρίων

7.5.1-Φάση κατασκευής

Στη φάση αυτή λειτουργεί μόνο η σιδηροδοκός, καθώς το νωπό σκυρόδεμα δεν έχει τη θλιπτική αντοχή που απαιτείται για τη σύμμικτη λειτουργία της δοκού. Τα φορτία που καλείται να παραλάβει η σιδηροδοκός είναι το ίδιο βάρος της πλάκας σκυροδέματος και το ίδιο βάρος της ίδιας της σιδηροδοκού.

7.5.1.1 – Οριακή κατάσταση αστοχίας

<u>Έλεγχος αντοχής</u>

Η σιδηροδοκός ελέγχεται έναντι κάμψης και διάτμησης για τα φορτία που μόλις αναφέρθηκαν.

Κάμψη

- Κατανεμημένο φορτίο κατά την κατασκευή: $q_{con} = 1,35 \cdot (g_{\pi\lambda\alpha\kappa\omega\nu} \cdot b_{\delta} + g_{\delta\iota\alpha\delta} + g_{\delta\kappa\omega\nu}) = 20,60 \text{ kN / m}$
- Ροπή κάμψης: M_{sd,con} = (q_{con} · L²) / 8 = 164,77 kNm

• Ponή αντοχής:

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_{y}}{\gamma_{M0}} = \frac{1112,0 \text{cm}^{3} \cdot 27,5 \text{kN} \text{ / cm}^{2}}{1,00} = 305,8 \text{kNm} > M_{sd,con}$$

Διἁτμηση

• Τέμνουσα δράσης: $V_{sd,con} = q_{con} \cdot L / 2 = 20,60 kN / m^2 \cdot 8,00 m / 2 = 82,40 kN$

• Αντοχή σε τέμνουσα:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_v}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{31,74 cm^2 \cdot 27,5 kN / cm^2}{1,00 \cdot \sqrt{3}} = 503,94 kN > V_{sd}$$

<u>Έλεγχος ευστάθειας</u>

Επειδή οι διαδοκίδες είναι κάθετες στον άξονα των κύριων δοκών κατά Υ, προσφέρουν πλευρική στήριξη στο πάνω πέλμα της σιδηροδοκού, πράγμα που έχει ευεργετικές συνέπειες στον έλεγχο στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (Ευρωκώδικας 3,μέρος 1.3). Επιπλέον, λόγω της αμφιέρειστης λειτουργίας των δοκών, το κάτω πέλμα της σιδηροδοκού εφελκύεται και προφανώς δεν κινδυνεύει από στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Συνεπώς, δε απαιτείται έλεγχος ευστάθειας σε αυτή τη φάση.

7.5.1.2 – Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Ο έλεγχος βελών πραγματοποιείται συνολικά τόσο για τη φάση κατασκευής, όσο και για τη φάση λειτουργίας, στην παράγραφο 7.5.2.2.

<u>7.5.2 - Φάση λειτουργίας</u>

Στη φάση αυτή υπάρχει σύμμικτη λειτουργία της δοκού. Τα φορτία που καλείται να παραλάβει η δοκός είναι όλα τα φορτία που παρουσιάστηκαν στην παράγραφο 7.3. Η δοκός ελέγχεται έναντι κάμψης και διάτμησης για τα φορτία σχεδιασμού. Επίσης, ελέγχεται η διατμητική σύνδεση σιδηροδοκού-πλάκας σκυροδέματος και τα συνολικά βέλη που προκύπτουν από τις φάσης κατασκευής και λειτουργίας.

<u>7.5.2.1 – Οριακή κατάσταση αστοχίας</u>

<u>7.5.2.1.1 – Κάμψη</u>

Φορτίο σχεδιασμού: $q_{sd} = 1,35g + 1,50q = 52,20 \text{ kN} / m$

Ροπή κάμψης: $M_{sd} = (q_{sd} \cdot L^2) / 8 = 417,70 \text{ kNm}$

Υπολογισμός της ροπής αντοχής (με την πλαστική μέθοδο)

Η εφαρμογή πλαστικής ανάλυσης προϋποθέτει:

- Διατομές με αντοχή μεγαλύτερη από την πλαστική ροπή και στροφική ικανότητα επαρκή ώστε να ``λειτουργήσει'', δηλαδή να στραφεί, χωρίς μείωση της αντοχής της η πλαστική άρθρωση. Οι διατομές κατηγορίας 1 και 2 ικανοποιούν τη συνθήκη αυτή.
- Τα μήκη διαδοχικών ανοιγμάτων να μην διαφέρουν περισσότερο από 50% του βραχύτερου ανοίγματος.
- Τα ακραία ανοίγματα να μην ξεπερνούν το μήκος του γειτονικού τους ανοίγματος περισσότερο από 15%. Οι δύο τελευταίοι περιορισμοί θέτονται διότι μεγάλες διαφορές μηκών οδηγούν σε πρώιμη πλαστικοποίηση των βραχύτερων δοκών στις στηρίξεις.

Υπολογίστηκαν τα ακόλουθα μεγέθη:

Γεωμετρικά στοιχεία

Πάχος σκυροδέματος: d = 77mm Πάχος πλάκας: $h_{o\lambda} = 150mm$ $A_c = d \cdot b_{eff} = 1540,0cm^2$

 $A_{2} = 97,26 \text{ cm}^{2}$

Σχετικά με τον οπλισμό της πλάκας, πρόκειται για πλέγμα Φ8/15 με επικάλυψη (προσεγγιστικά) c = 40mm. Σε πλάτος 2,00m η συνολική επιφάνεια του οπλισμού ισούται με:

$$A_{s} = \frac{2,00m}{15cm} \cdot 0,5cm^{2} = 6,67cm^{2}$$
$$z_{a} = h_{o\lambda} + h = 15cm + \frac{27cm}{2} = 28,50cm$$

Ισορροπία εσωτερικών δυνάμεων

Δύναμη πλάκας σκυροδέματος: $P_{cd} = A_c \cdot \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 2181,67 \text{kN}$ Δύναμη οπλισμού πλάκας: $P_{sd} = A_s \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 289,86 \text{kN}$ Άθροισμα: $P_{cd} + P_{sd} = 2471,5 \text{kN}$ Δύναμη σιδηροδοκού: $P_{ad} = A_a \cdot \frac{f_{ak}}{\gamma_M} = 2674,70 \text{kN}$

Επειδή $P_{cd} + P_{sd} < P_{ad}$, προκειμένου να υπάρχει ισορροπία εσωτερικών δυνάμεων υπάρχει ζώνη της χαλύβδινης δοκού που θλίβεται με επιφάνεια:

$$A_{a,com} = \frac{P_{ad} - (P_{cd} + P_{sd})}{\frac{f_{ak}}{\gamma_{M}}} = 7,39cm^{2}$$

Ύψος θλιβόμενης ζώνης: $t_{a,com} = \frac{A_{a,com}}{b} = 0,26mm < t_f = 1,3mm$ Συνεπώς ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του άνω πέλματος της σιδηροδοκού.

Ροπή αντοχής

$$M_{pl,Rd} = \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \cdot (h + h_p + \frac{d}{2}) + A_s \cdot \frac{f_{\gamma k}}{\gamma_s} \cdot (h + h_{o\lambda} + c) + 2 \cdot \frac{f_{ak}}{\gamma_M} \cdot A_{a,com} \cdot (h - \frac{t_f}{2}) - A_a \cdot \frac{f_{ak}}{\gamma_M} \cdot \frac{h}{2} = 688,42 \text{kNm}$$

Τελικώς, έχουμε:

$$M_{pl,Rd} = 688,42kNm > M_{sd} = 417,65kNm$$

<u>7.5.2.1.2 - Διἁτμηση</u>

- Τέμνουσα δράσης: $V_{sd} = q_{sd} \cdot L / 2 = 52,20 kN / m^2 \cdot 8,00 m / 2 = 208,8 kN$
- Avroxn σε τέμνουσα: $V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{31,74 \text{cm}^2 \cdot 27,5 \text{kN} \text{ / cm}^2}{1,00 \cdot \sqrt{3}} = 458,13 \text{kN} > V_{sd}$

<u>7.5.2.1.3 - Διατμητική σύνδεση</u>

Για δοκούς κατηγορίας 2, όπως στην περίπτωσή μας, επιτρέπεται να εφαρμοστεί είτε η πλαστική είτε η ελαστική θεωρία για τον προσδιορισμό της διαμήκους διάτμησης. Στην περίπτωση των διαδοκίδων, επιλέχθηκε η πλαστική ανάλυση.

Διατμητικοί σύνδεσμοι

Χρησιμοποιήθηκαν διατμητικοί σύνδεσμοι ίδιοι με αυτούς που περιγράφονται στο κεφάλαιο 6.

Συνεπώς, έχουμε:

- Διάμετρος ήλων: $d=19mm<2,5\cdot t_{_f}=2,5\cdot 13,0=32,5mm$
- Ύψος ήλων: h = 125mm
- Εφελκυστική αντοχή: f_u = 500MPa

Η αντοχή των συνδέσμων ισούται με την ελάχιστη εκ των δύο ακόλουθων ποσοτήτων:

Αντοχή ήλου σε διάτμηση:

$$P_{Rd} = 0,8 \cdot f_{u}\left(\frac{\pi \cdot d^{2}}{4}\right) / \gamma_{v} = 90,73 \text{kN}$$

Αντοχή σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυγας:

 $P_{Rd} = 0,29 \cdot a \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v = 73,13 kN$

όπου:

 $\gamma_v = 1,25$ επιμέρους συντελεστής ασφαλείας

a=1 για ήλους στους οποίους ισχύει $4 < \frac{h}{d}$ (έχουμε $\frac{h}{d} = \frac{125}{22} = 5,68$)

Η τιμή που προέκυψε ελέγχεται και με τον Πίνακα Π6.6.

Μειωτικός συντελεστής k_t

Σύμφωνα όμως με τον Ευρωκώδικα 4, επειδή οι νευρώσεις του χαλυβδόφυλλου είναι παράλληλες στη σιδηροδοκό, η αντοχή των ήλων πρέπει να απομειωθεί με το συντελεστή k₁:

$$k_{I} = 0, 6 \cdot \frac{b_{o}}{h_{p}} \cdot \left(\frac{h}{h_{p}} - 1\right) \leq 1, 0$$

όπου:

- h_p = 73mm (ὑψος χαλυβδόφυλλου)
- $h = 125mm \le h_{p} + 75mm = 148mm$ (ὑψος ἡλων)
- $b_0 = b + 2 \cdot \frac{47,75 50,00 / 2}{2} = 302,75mm$

<u>Σημείωση:</u>

Το b₀ υπολογίζεται με τη βοήθεια των Σχημάτων Σ5.7 και Σ7.6. Θεωρήσαμε ότι το πλάτος έδρασης των χαλυβδόφυλλων στο άνω πέλμα της σιδηροδοκού ισούται με το ελάχιστο απαιτούμενο (50mm).

Σχήμα Σ7.6 - Δοκοί με χαλυβδόφυλλα παράλληλα στη δοκό



Τελικώς, έχουμε $k_{|} = 1,77 > 1,00$ και συνεπώς $k_{|} = 1,00$.

Συνοψίζοντας, η αντοχή κάθε ήλου ισούται με:

$$P_{Rd} = 73, 13 \cdot 1, 00 = 73, 13 \text{kN}$$

Διαμἡκης διἁτμηση

Στην πλαστική θεωρία θεωρούμε ότι η διαμήκης διάτμηση ισούται με τη συνολική θλιπτική δύναμη που παραλαμβάνουν η πλάκα σκυροδέματος και ο οπλισμός αυτής $P_{cd} + P_{sd} = 2471,5kN$, όπως υπολογίστηκαν στην παράγραφο 7.5.2.1.1. Συνεπώς, η διαμήκης διάτμηση στη διεπιφάνεια δοκού-πλάκας ισούται με:

$$V_{I} = 2471, 5kN$$

Αριθμός ήλων που απαιτούνται: $n_{\dot{\eta}\lambda\omega\nu} = \frac{V_l}{P_{Rd}} = 34$ ήλοι, που μπορούν να

Τοποθετώντας λοιπόν <u>1 ήλο ανά 15,00cm</u>, υπερκαλύπτουμε την δρώσα διαμήκη διάτμηση. Οι αποστάσεις μεταξύ των διατμητικών συνδέσμων ελέγχονται σύμφωνα με τον Πίνακα Π6.8:

-Διαμήκης διεύθυνση:

- min $e_{L} = 5d = 95mm$
- max $e_{L} = min\{6 \cdot (h_{c} + h_{p}), 800mm\} = min\{900, 800\} = 800mm$

-Εγκάρσια διεύθυνση:

Αφού τοποθετήθηκε μονή σειρά ήλων, οι απαιτήσεις του Πίνακα Π6.8 προφανώς ικανοποιούνται.

7.5.2.1.4 – Έλεγχος ευστάθειας

Ομοίως με τη φάση κατασκευής, δεν απαιτείται έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για τα άνω (θλιβόμενα) πέλματα των αμφιερείστων διαδοκίδων, καθώς παρέχεται πλευρική στήριξη από τις διαδοκίδες.

7.5.2.2 – Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

<u>Έλεγχος βελών</u>

Τα βέλη της δοκού υπολογίστηκαν τόσο για τη φάση κατασκευής, όσο και για τη φάση λειτουργίας. Το συνολικό βέλος δ_{max} προκύπτει από το άθροισμα των δύο αυτών ποσοτήτων και συγκρίνεται με τα επιτρεπτά όρια του Πίνακα Π6.9. Στην περίπτωσή μας το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος για πατώματα ισούται με:

$$\delta_{\varepsilon\pi\tau\rho.} = \frac{L}{250} = \frac{800 \text{cm}}{250} = 3,20 \text{cm}$$

Ο έλεγχος των παραμορφώσεων γίνεται για φορτία λειτουργικότητας (1,00G+1,00Q), τα οποία διαχωρίζονται ως εξής:

- Ίδιο βάρος πλακών $g_{_{\pi\lambda\alpha\kappa\omega\nu}} = 2,70 \text{ kN} / \text{m}^2$
- Ιδιο βάρος διαδοκίδων (αναγωγή σε kN / m² kN)
 - $g_{\delta \iota \alpha \delta} = 0,10 \text{ kN} / \text{m}^2$ $g_{\delta \alpha \kappa 0 \nu} = 0,764 \text{kN} / \text{m}$

Συνολικά, το κατανεμημένο φορτίο λόγω των ιδίων βαρών των παραπάνω στοιχείων ισούται με:

$$g_{0} = \mathsf{E}_{1} \cdot (\mathsf{g}_{\text{xlakov}} + \mathsf{g}_{\text{liab}}) / \mathsf{L} + \mathsf{g}_{\text{liab}} = 15,45 \text{ kN} / \text{m}$$

• Πρόσθετα μόνιμα:

Ίδιο βάρος δοκών

$$g_1 = E_1 \cdot g_{\pi\rho\sigma\sigma\theta} / L = 11,55 \text{kN} / \text{m}$$

Κινητό:

$$q = E_1 \cdot q / L = 10,50 \text{ kN} / \text{m}$$

Όσον αφορά στην υποστήριξη της δοκού, εξετάστηκαν δύο ενδεχόμενα χωριστά:

- 1. Κατασκευή της διαδοκίδας με υποστήριξη
- 2. Κατασκευή της διαδοκίδας χωρίς υποστήριξη

Σημειώνεται εδώ ότι και στις δύο περιπτώσεις, ελέγχεται η ισοδύναμη χαλύβδινη διατομή, με E_a = 210000MPa. Το βέλος στο μέσο αμφιέρειστης δοκού δίνεται από τη σχέση:

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{\mathbf{q} \cdot \mathbf{L}^4}{\mathbf{E}_2 \cdot \mathbf{I}}$$

1.Χωρίς υποστήριξη

Στην περίπτωση αυτή, κατά τη φάση της κατασκευής (όπου δρα μόνο το φορτίο g_0) λειτουργεί μόνο η σιδηροδοκός και συνεπώς το βέλος της φάσης αυτής υπολογίζεται με τα αδρανειακά χαρακτηριστικά αυτής ($I_{a,y} = 13670,0 \text{cm}^4$). Μετά την κατασκευή προστίθενται και τα υπόλοιπα φορτία και τα πρόσθετα βέλη υπολογίζονται με τα χαρακτηριστικά της σύμμικτης πια διατομής (βλ. παρακάτω). Για τον υπολογισμό των βελών στη φάση λειτουργίας απαιτείται ο προσδιορισμός της ισοδύναμης χαλύβδινης διατομής, όπως έγινε και στην παράγραφο 6.5.2.1.1.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4, είναι επιτρεπτό να αμεληθεί η επίδραση του **ερπυσμού** και της **συστολής ξήρανσης**, αρκεί να θεωρηθεί ότι το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος Ε_{cm} ισούται με το μισό της ονομαστικής του τιμής, δηλαδή:

$$E_{cm} = \frac{30500}{2} = 15250 MPa$$

Υπολογίστηκαν τα ακόλουθα μεγέθη:

Λόγος μέτρων ελαστικότητας:
$$\eta = \frac{E_{\alpha}}{E_{cm}} = \frac{210000}{15250} = 13,77$$

Πάχος σκυροδέματος: d = 77mm Πάχος πλάκας: $h_{o\lambda} = 150mm$ $A_c = d \cdot b_{eff} = 1540,00cm^2$

 $A_a = 97,26 \text{ cm}^2$

$$A_{ca} = \frac{A_c}{\eta} = 111,83 \text{cm}^2$$

 $A_{e} = A_{a} + A_{ca} = 209,09 \text{cm}^{2}$

Σχετικά με τον οπλισμό της πλάκας, πρόκειται για πλέγμα Φ8/15 με επικάλυψη (προσεγγιστικά) c = 40mm. Σε πλάτος 2,00m η συνολική επιφάνεια του οπλισμού ισούται με:

$$A_{s} = \frac{2,00m}{15cm} \cdot 0,5cm^{2} = 6,67cm^{2}$$

$$z_{a} = h_{o\lambda} + h = 15cm + \frac{27cm}{2} = 28,50cm$$

$$z_{c} = \frac{d}{2} = 3,85cm$$

$$z_{e} = \frac{A_{a} \cdot z_{a} + A_{ca} \cdot z_{c} + A_{s} \cdot z_{s}}{A_{e}} = 15,32cm$$

$$z_{s} = c = 4,00cm$$

Ισοδύναμη ροπή αδρανείας

$$I_{c} = \frac{b_{eff} \cdot d^{3}}{12} = 7608,8cm^{4}$$
$$I_{e} = I_{a,y} + A_{a} \cdot (z_{a} - z_{e})^{2} + \frac{I_{c}}{\eta} + A_{c} \cdot (z_{c} - z_{e})^{2} + A_{s} \cdot (z_{s} - z_{e})^{2} = 45830,71cm^{4}$$

Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα Π7.3.

Διατομή	Φορτίο	kN/m	I (cm ⁴)	δ (cm)	Σδ (cm)
Χαλύβδινη	g ₀	15,45	13670,0	2,87	2,87
Σύμμικτη	g ₁	11,55	45830,7	0,64	3,51
Σύμμικτη	q	10,50	45830,7	0,58	4,09>δ _{επιτρ.}

Πίνακας Π7.3 - Έλεγχος βελών για δοκό χωρίς υποστήριξη

2.Με υποστἡριξη

Αν η δοκός υποστηρίζεται κατά την κατασκευή, το σύνολο των φορτίων εφαρμόζεται απ' ευθείας στη σύμμικτη διατομή με την απομάκρυνση του μηχανισμού υποστήριξης. Για το λόγο αυτό όλα τα βέλη υπολογίζονται με $I_e = 45830,7 \text{cm}^4$. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα Π7.4.

Πίνακας Π7.4 - Έλεγχος βελών για δοκό με υποστήριξη

Διατομή	Φορτίο	kN/m	I (cm ⁴)	δ (cm)	Σδ (cm)
Χαλύβδινη	g ₀	15,45	45830,7	0,86	0,86
Σύμμικτη	g_1	11,55	45830,7	0,64	1,50
Σύμμικτη	q	10,50	45830,7	0,58	2,08 <δ _{επιτρ.}

Όπως φαίνεται στους παραπάνω πίνακες, για την κατασκευή των κύριων δοκών κατά Υ απαιτείται υποστήριξη κατά τη φάση σκλήρυνσης του σκυροδέματος, προκειμένου να μην ξεπερνούν οι παραμορφώσεις τα επιτρεπόμενα όρια.

<u>Έλεγχος ρηγμάτωσης, ταλαντώσεων, πυρκαγιάς</u>

Οι έλεγχοι αυτοί δεν πραγματοποιήθηκαν, καθώς δεν αποτελούν σημαντικό τμήμα της παρούσας εργασίας.

7.6 – Σχεδιασμός των υπολοίπων κύριων δοκών

<u>Εξωτερικές δοκοί κατά Υ</u>

Οι εξωτερικές δοκοί κατά Υ (δηλαδή αυτές που βρίσκονται στους άξονες Α και Η) σχεδιάστηκαν επίσης ως σύμμικτες και αμφιέρειστες, με το συνεργαζόμενο πλάτος σκυροδέματος να είναι προφανώς το μισό από αυτό των εσωτερικών δοκών (Σχήμα Σ7.7). Η διαδικασία σχεδιασμού είναι πανομοιότυπη με αυτή που μόλις παρουσιάστηκε και δεν αναλύεται καθώς θεωρείται μη αναγκαίο. Η σιδηροδοκός στην περίπτωση αυτή είναι κατηγορίας **HEA 280**.

METABAHTO ΠΑΧΟΣ ΠΛΑΚΑΣ 50min HOMIN HILLON TEMAXIO AKPOY ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ ΠΛΑΚΑ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Σχήμα Σ 7.7 - Λεπτομέρεια εξωτερικής κύριας δοκού

Όπως και στις εσωτερικές κύριες δοκούς κατά Υ, η σύμμικτη λειτουργία προσομοιώθηκε με μια διατομή της μορφής που φαίνεται στο Σχήμα Σ7.8.



Σχήμα 7.8 - Διατομή εξωτερικών κύριων δοκών κατά Υ

Εσωτερικές δοκοί κατά Χ

Ομοίως με εσωτερικές κύριες δοκούς κατά Υ. Για τη σιδηροδοκό επιλέχθηκε διατομή **ΗΕΑ 220**. Η διατομή απεικονίζεται στο Σχήμα 7.9.

Σχήμα 7.9 - Διατομή εσωτερικών κύριων δοκών κατά Χ



<u>Εξωτερικές δοκοί κατά Χ</u>

Ομοίως με εξωτερικές κύριες δοκούς κατά Υ. Για τη σιδηροδοκό επιλέχθηκε διατομή ΗΕΑ 220. Η διατομή απεικονίζεται στο Σχήμα 7.8.





ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

<u>8.1 – Γενικά</u>

<u>8.1.1 – Βασικές αρχές του αντισεισμικού σχεδιασμού</u>

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των τριών κτιρίων περιλαμβάνει τη διαστασιολόγηση των μελών που συμμετέχουν στους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας, οι οποίοι και καλούνται να αναλάβουν τα σεισμικά φορτία που δρουν σε κάθε κατασκευή. Τα σεισμικά φορτία αναλύθηκαν στο Κεφάλαιο 3.

Όπως αναφέρθηκε και στο Κεφάλαιο 3 (βλ. 3.4.5), για τα κτίρια της παρούσας εργασίας επιλέχθηκε Μέση Κατηγορία Πλαστιμότητας (ΚΠΜ). Φορείς οι οποίοι σχεδιάζονται με αυτήν την αρχή έχουν αυξημένη ικανότητα να αποδίδουν ενέργεια με πλαστικούς μηχανισμούς. Ο σχεδιασμός σύμφωνα με την αρχή Χαμηλής Πλαστιμότητας, όπου και ο συντελεστής συμπεριφοράς q δεν ξεπερνά το 1,50, προτείνεται μόνο για περιπτώσεις χαμηλής σεισμικότητας.

Σε κάθε μία από τις τρεις εναλλακτικές λύσεις που μελετήθηκαν υπάρχουν συγκεκριμένα δομικά στοιχεία στα οποία εμφανίζονται ζώνες απόδοσης ενέργειας, με την έννοια ότι ανθίστανται σε δράσεις σεισμού μέσω ανελαστικής συμπεριφοράς. Οι ζώνες απόδοσης ενέργειας αναμένεται να διαρρέουν πριν άλλες ζώνες εγκαταλείψουν την ελαστική περιοχή κατά τη διάρκεια του σεισμού. Αυτά τα στοιχεία διαστασιολογούνται με βάση τα μεγέθη του σεισμικού συνδυασμού, ενώ τα υπόλοιπα μέλη των συνδέσμων δυσκαμψίας σχεδιάζονται για τα ικανοτικά μεγέθη, όπως αναλύεται στη συνέχεια. Για τις συνδέσεις, οι οποίες πρέπει να έχουν υπεραντοχή έναντι των πλάστιμων μελών, ισχύουν οι διατάξεις του Ευρωκώδικα που αντιστοιχούν σε κάθε δομικό σύστημα.

Σημειώνεται ότι ο Ευρωκώδικας δεν απαιτεί τον ικανοτικό έλεγχο των μελών του τελευταίου ορόφου. Για το λόγο αυτό, τα μέλη αυτά διαστασιολογήθηκαν για τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από το σεισμικό συνδυασμό φόρτισης.

8.1.2 - Συντελεστής υπεραντοχής

Στους ελέγχους ικανοτικού σχεδιασμού που καθορίζονται στη συνέχεια, η πιθανότητα το πραγματικό όριο διαρροής να είναι μεγαλύτερο από το ονομαστικό διαρροής, θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη μέσω ενός συντελεστή υπεραντοχής υλικού γ_{ov} . Αυτό το ενδεχόμενο μας ενδιαφέρει στον ικανοτικό σχεδιασμό καθώς πρέπει να εξασφαλισθεί ότι δεν θα υπάρξει αστοχία μη πλάστιμου μέλους πριν από τη διαρροή των πλάστιμων μελών. Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα, ο συντελεστής υπεραντοχής για τον ικανοτικό σε κτίρια από χάλυβα ισούται με $\gamma_{ov} = 1,25$.

<u>8.2 – Κτίριο Α</u>

Σε κατασκευές στις οποίες η παραλαβή των οριζοντίων δυνάμεων γίνεται με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα, όπως το Κτίριο Α, οι ζώνες απόδοσης ενέργειας θα πρέπει να βρίσκονται κυρίως στις εφελκυόμενες διαγώνιους. Συνεπώς, οι οριζόντιες δυνάμεις πρέπει να μπορούν να παραληφθούν από τις εφελκυόμενες διαγωνίους, αγνοώντας τις διαγωνίους σε θλίψη. Η διαρροή των εφελκυόμενων διαγωνίων πρέπει να πραγματοποιείται πριν από στην αστοχία των συνδέσεων και πριν από την διαρροή ή τον λυγισμό των δοκών ή των υποστυλωμάτων.

<u>8.2.1 – Διαγώνια στοιχεία</u>

Τα διαγώνια στοιχεία διαστασιολογούνται στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας για την αξονική που προκύπτει από το σεισμικό συνδυασμό (2.1) για τη διεύθυνση X και το συνδυασμό (6.1) για τη διεύθυνση Y. Λόγω της συμμετρίας του φορέα, οι υπόλοιποι σεισμικοί συνδυασμοί με κύριο, για παράδειγμα, το σεισμό κατά X ((3.1), (4.1) και (5.1)), δίνουν παρόμοια αποτελέσματα.

Όπως προαναφέρθηκε, στην περίπτωση πλαισίων με διαγώνιους συνδέσμους, λαμβάνονται υπόψη μόνο οι εφελκυόμενοι διαγώνιοι. Για το λόγο αυτό ακολουθήθηκε η ακόλουθη διαδικασία για τη διαστασιολόγηση των εφελκυόμενων διαγωνίων:

- Προδιαστασιολόγηση των διαγωνίων με μια τυχαία αλλά ρεαλιστική διατομή (κοίλη τετραγωνική διατομή 100x100x16).
- Έλεγχος της διατομής σε εφελκυσμό.
- Έλεγχος της λυγηρότητας της διαγωνίου, όπως περιγράφεται παρακάτω.
- Αν η διατομή που επιλέξαμε ικανοποιεί τους παραπάνω ελέγχους, θέτουμε στο μοντέλο στις διαγωνίους διατομή με τη μισή (κατά προσέγγιση) δυσκαμψία (π.χ. 100x100x8). Η κίνηση αυτή έγινε προκειμένου να διορθωθεί η αδυναμία του προγράμματος να αγνοήσει την ύπαρξη της θλιβόμενης διαγωνίου. Στη συνέχεια λάβαμε την αξονική δύναμη της εφελκυόμενης διαγωνίου που προκύπτει από το πρόγραμμα για το σεισμικό συνδυασμό και την πολλαπλασιάσαμε επί 2 για να λάβουμε την τελική εφελκυστική δύναμη Ν_{Ed} που δρα στο μέλος αυτό. Η αντοχή διαρροής Ν_{pl,Rd} της συνολικής διατομής των διαγωνίων θα πρέπει να είναι τέτοια ώστε Ν_{pl,Rd} > Ν_{Ed}.
- Σημειώνεται ότι η διαδικασία αυτή απαίτησε αρκετές δοκιμές και επαναλήψεις μέχρι το τελικό αποτέλεσμα.

Εκτός από την αντοχή σε εφελκυσμό, οι εφελκυόμενες διαγώνιοι πρέπει, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, να ικανοποιούν τους παρακάτω περιορισμούς που σχετίζονται με τη λυγηρότητα των διαγωνίων. Σε πλαίσια με Χ διαγώνιους συνδέσμους, η αδιάστατη λυγηρότητα $\overline{\lambda}$, όπως ορίζεται στον Ευρωκώδικα 3, Μέρος 1.1, πρέπει να περιορίζεται σε:

1,3 <
$$\overline{\lambda}$$
 < **2,0**

'Опои:

$$\begin{aligned} \overline{\lambda} &= \frac{\mathsf{L}_{cr}}{\pi} \sqrt{\frac{\mathsf{A} \cdot \mathsf{f}_{\mathsf{v}}}{\mathsf{I} \cdot \mathsf{E}}} \\ \mathsf{L}_{cr} & \text{ το μήκος λυγισμού του μέλους} \end{aligned}$$

Το όριο του 1,3 ορίζεται για να αποφεύγεται η προ του λυγισμού (όταν τόσο οι θλιβόμενοι όσο και οι εγελκυόμενοι διαγώνιοι είναι ενεργές) υπερφόρτωση των υποστυλωμάτων πέρα από τα εντατικά μεγέθη που λαμβάνονται από μια ανάλυση στο οριακό στάδιο αστοχίας, όπου λαμβάνεται ως ενεργή μόνο η εφελκυόμενη διαγώνιος.

Προκειμένου να ικανοποιείται μια ομοιογενής πλάστιμη συμπεριφορά των διαγωνίων, θα πρέπει να ελέγχεται ότι η μέγιστη υπεραντοχή Ω_i η οποία ορίζεται στο 8.2.3 δεν διαφέρει από την ελάχιστη τιμή Ω κατά περισσότερο από 25%

Όσον αφορά στη διάταξη των διαγωνίων, πρέπει να τοποθετούνται κατά τέτοιο τρόπο ώστε ο φορέας να επιδεικνύει παρεμφερή χαρακτηριστικά καμπτικής παραμόρφωσης σε κάθε όροφο κάτω από τις εναλλασσόμενες κατευθύνσεις καταπόνησης. Για το λόγο αυτό, θα πρέπει να ικανοποιείται ο ακόλουθος κανόνας για κάθε όροφο:

$$\frac{\left|A^{+} - A^{-}\right|}{A^{+} + A^{-}} \le 0,05$$
(8.2)

όπου A⁺ και A⁻ είναι οι περιοχές των οριζόντιων προβολών των διατομών των εφελκυόμενων διαγωνίων, όταν οι οριζόντιες σεισμικές δράσεις έχουν θετική ή αρνητική κατεύθυνση αντίστοιχα (βλ. Σχήμα 8.1). Στην περίπτωσή μας, επειδή έχουμε τις ίδιες διατομές στις διαγωνίους, ο έλεγχος προφανώς ικανοποιείται (A⁺ = A⁻)



Σχήμα Σ8.1 - Παράδειγμα εφαρμογής του παραπάνω ελέγχου

(8.1)

8.2.2 – Δοκοί και υποστυλώματα

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα έχουν σχεδιαστεί σύμμικτες και διαστασιολογηθεί με τον βασικό συνδυασμό (1.1) κατά τη Στατική Ανάλυση του κτιρίου. Κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό, απαιτείται να ελεγχθούν οι επιλεγμένες διατομές έναντι των μεγεθών του ικανοτικού σχεδιασμού. Οι δοκοί και τα υποστυλώματα με αξονικές δυνάμεις θα πρέπει να πληρούν την ακόλουθη απαίτηση ελάχιστης αντοχής:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \ge N_{Ed,G} + 1, 1\gamma_{ov} \Omega \cdot N_{Ed,E}$$
(8.3)

όπου:

- N_{pl,Rd}(M_{Ed}) είναι η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό της δοκού ή του υποστυλώματος σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, η οποία λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση της αντοχής σε λυγισμό με την ροπή κάμψης M_{Ed}, τη ροπή σχεδιασμού στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.
- N_{Ed,G} είναι η αξονική δύναμη στην δοκό ή το υποστύλωμα που οφείλεται σε μη-σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό των δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.
- N_{Ed,E} είναι η αξονική δύναμη στη δοκό ή το υποστύλωμα που οφείλεται στην σεισμική δράση σχεδιασμού.
- γ_{ον} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής =1,25.
- Ω είναι η ελάχιστη τιμή του Ω_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i} για όλες τις διαγώνιους του πλαισιακού συστήματος συνδέσμων, όπου

Ν_{pl.Rd.i} είναι η αντοχή σχεδιασμού της διαγωνίου *i*,

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

<u>8.2.3 - Συνδἑσεις</u>

Οι συνδέσεις των διαγωνίων με τις δοκούς και τα υποστυλώματα πρέπει να μορφώνονται έτς, ωστέ να ικανοποιούν τις απαιτήσεις του Κανονισμού. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι, πέρα από τις συνήθεις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 3 (Μέρος 1-8), οι συνδέσεις πρέπει να έχουν υπεραντοχή σε σχέση με τα πλάστιμα μέλη (διαγώνιοι), προκειμένου να αποτρέπεται η αστοχία των συνδέσεων πριν από τη διαρροή των μελών αυτών.

Σημειώνεται εδώ ότι στα πλαίσια αυτής της εργασίας δε σχεδιάστηκαν οι συνδέσεις. Έγινε η παραδοχή ότι όλες οι συνδέσεις είναι πλήρους αντοχής και δύστρεπτες, ούτως ώστε η μελέτη μας να επικεντρωθεί στους ελέγχους των μελών. Η θεώρηση αυτή ισχύει και για τα τρία κτίρια.

(8.4)

(8.5)

<u> 8.3 – Ктіріо В</u>

Το στατικό σύστημα του κτιρίου αυτού είναι πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας. Та πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους σχεδιάζονται έτσι ώστε συγκεκριμένα στοιχεία ή μέρη στοιχείων, τα οποία ονομάζονται δοκοί σύζευξης, να είναι σε θέση να αποσβαίνουν ενέργεια μέσω του σχηματισμού πλαστικών μηχανισμών κάμψης ή τέμνουσας. Το δομικό σύστημα πρέπει να σχεδιάζεται έτσι ώστε να πραγματοποιείται μια πλάστιμη συμπεριφορά του συνόλου των ομοιογενής σεισμικών συνδεσμών. Οι κανόνες οι οποίοι δίδονται παρακάτω έχουν στόχο να εξασφαλίσουν ότι διαρροή, συμπεριλαμβανομένων των φαινομένων κράτυνσης στις πλαστικές αρθρώσεις ή τα ελάσματα, θα λαμβάνει χώρα στους σεισμικούς συνδέσμους πριν από οποιαδήποτε διαρροή ή αστοχία οπουδήποτε αλλού.

<u>8.3.1 – Δοκοί σύζευξης</u>

Οι δοκοί σύζευξης κατηγοριοποιούνται σε 3 κατηγορίες σύμφωνα με τον τύπο του πλαστικού μηχανισμού που αναπτύσσεται:

- Σύνδεσμοι μικρού μήκους, οι οποίοι αποσβένουν ενέργεια κυρίως μέσω διατμητικής διαρροής,
- Σύνδεσμοι μεγάλου μήκους, οι οποίοι αποσβένουν ενέργεια κυρίως μέσω καμπτικής διαρροής,
- 3. Ενδιάμεσοι σύνδεσμοι, στους οποίους ο πλαστικός μηχανισμός σχετίζεται τόσο με την κάμψη όσο και με την τέμνουσα.

Οι διατομές των δοκών σύζευξης επιλέχθηκαν από τη σειρά πρότυπων ελατών διατομών ΗΕΑ. Για διατομές μορφής Ι, χρησιμοποιούνται οι ακόλουθες παράμετροι για να ορίζουν τις αντοχές σχεδιασμού και τα όρια των κατηγοριών:

Ροπή αντοχής:

 $M_{p,link} = f_v \cdot b \cdot t_f \cdot (d - t_f)$

Αντοχή σε τἑμνουσα:

 $V_{p,link} = (f_v / \sqrt{3}) \cdot t_w \cdot (d - t_f)$





(8.7)

Εάν Ν_{Ed} / Ν_{pl,Rd} < 0,15, η αντοχή σχεδιασμού του σεισμικού συνδέσμου θα πρέπει να ικανοποιεί και τις δύο σχέσεις που ακολουθούν, στα δύο άκρα του συνδέσμου:

$$V_{Ed} < V_{p,link}$$
(8.6)

 $M_{\rm Ed} < M_{\rm p,link}$

όπου:

N_{Ed}, M_{Ed}, V_{Ed} είναι τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού, και δηλαδή η αξονική δύναμη σχεδιασμού, η ροπή κάμψης σχεδιασμού και η τέμνουσα σχεδιασμού, στα δύο άκρα του συνδέσμου.

Στις περιπτώσεις σχεδιασμού στις οποίες ίσες ροπές αναπτύσσονται ταυτόχρονα και στα δύο άκρα του σεισμικού συνδέσμου (βλ. Σχήμα Σ8.3 (a)), οι σύνδεσμοι μπορούν να κατηγοριοποιούνται σύμφωνα με το μήκος e. Για διατομές μορφής I, οι κατηγορίες είναι:

-	Σύνδεσμοι μικρού μήκους	$e < e_{\rm s} = 1.6 M_{\rm p,link}/V_{\rm p,link}$
_	Σύνδεσμοι μεγάλου μήκους	$e > e_{\rm L} = 3,0 M_{\rm p,link}/V_{\rm p,link}$
_	Ενδιάμεσοι σύνδεσμοι	$e_{\rm s} < e < e_{\rm L}$

Σχήμα Σ8.3 (α) - Ίσες ροπές στα άκρα των συνδέσμων δυσκαμψίας







<u>Έλεγχος γωνίας στροφής συνδέσμου</u>

Η γωνία στροφής του σεισμικού συνδέσμου θ_p ανάμεσα στο σύνδεσμο και στο στοιχείο έξω από το σύνδεσμο, όπως ορίζεται παρακάτω, θα πρέπει να είναι συμβατή με τις συνολικές παραμορφώσεις. Δεν θα πρέπει να υπερβαίνει τις ακόλουθες τιμές:

- Σύνδεσμοι μικρού μήκους
 θ_p < θ_{pR} = 0,08 ακτίνια
- Σύνδεσμοι μεγάλου μήκους
- $\theta_{\rm p} < \theta_{\rm pR} = 0,02$ aktivia
- Ενδιάμεσοι σύνδεσμοι
 θ_p < θ_{pR} = η τιμή η οποία προσδιορίζεται από γραμμική παρεμβολή ανάμεσα στις παραπάνω

<u>Νευρώσεις</u>

τιμές.

Πρέπει να υπάρχουν ενισχύσεις κορμού σε όλο το ύψος της δοκού σύζευξης και στις δύο πλευρές του κορμού της στα άκρα των διαγωνίων. Οι ενισχύσεις αυτές θα πρέπει να διαθέτουν συνολικό πλάτος όχι μικρότερο από $(b_f - 2t_w)$ και πάχος όχι μικρότερο από $0,75 \cdot t_w$ ούτε 10mm, οποιοδήποτε είναι μεγαλύτερο.

Οι σεισμικοί σύνδεσμοι θα πρέπει να διαθέτουν ενδιάμεσες ενισχύσεις κορμού, ως εξής:

- οι σύνδεσμοι μικρού μήκος θα πρέπει να διαθέτουν ενδιάμεσες ενισχύσεις κορμού τοποθετημένες σε απόσταση μεταξύ τους που να μην υπερβαίνει τα (30t_w d/5) για γωνία στροφής συνδέσμου θ_p της τάξεως των 0,08 ακτινίων ή (52t_w d/5) για γωνίες στροφής συνδέσμού θ_p της τάξεως των 0,02 ακτινίων ή λιγότερο. Γραμμική παρεμβολή θα πρέπει να χρησιμοποιείται για τιμές του θ_p μεταξύ 0,08 και 0,02 ακτινίων,
- οι σύνδεσμοι μεγάλου μήκους θα πρέπει να διαθέτουν μια ενδιάμεση ενίσχυση κορμού τοποθετημένη σε απόσταση 1,5 φορά το b από κάθε άκρο σεισμικού συνδέσμού όπου θα προβλέπεται να αναπτυχθεί πλαστική άρθρωση,
- οι ενδιάμεσοι σύνδεσμοί θα πρέπει να διαθέτουν ενδιάμεσες ενισχύσεις κορμού οι οποίες να πληρούν τις απαιτήσεις των προαναφερθέντων α) και β),
- οι ενδιάμεσες ενισχύσεις κορμού δεν απαιτούνται σε σεισμικούς συνδέσμους μήκους *e* μεγαλύτερου από 5 M_p/V_p,
- οι ενδιάμεσες ενισχύσεις κορμού θα πρέπει να καλύπτουν όλο το ύψος της διατομής. Για συνδέσμους οι οποίοι έχουν ύψος d μικρότερο από 600 mm, απαιτούνται ενισχύσεις μόνο σε μία πλευρά του κορμού του συνδέσμου. Το πάχος των μονόπλευρων ενισχύσεων θα πρέπει να μην είναι μικρότερο από t_w ή 10 mm, οποιοδήποτε είναι μεγαλύτερο, και το πλάτος δεν θα πρέπει να είναι μικρότερο από (b/2) t_w). Για συνδέσμούς οι οποίοι έχουν ύψος 600 mm ή μεγαλύτερο, θα πρέπει να διατίθενται παρεμφερείς ενδιάμεσες ενισχύσεις και στις δύο πλευρές του κορμού.

<u>8.3.2 – Διαγώνιοι, υποστυλώματα και δοκοί εκτός συνδέσμων</u>

Τα μέλη τα οποία δεν περιλαμβάνουν σεισμικούς συνδέσμους, όπως για παράδειγμα τα υποστυλώματα και τα διαγώνια μέλη, θα πρέπει να ελέγχονται όσον αφορά στην θλίψη, θεωρώντας τον πιο δυσμενή συνδυασμό της αξονικής δύναμης και των ροπών κάμψης: $N_{\rm Rd} (M_{\rm Ed}, V_{\rm Ed}) \ge N_{\rm Ed,G} + 1,1 \gamma_{\rm ov} \Omega N_{\rm Ed,E}$

Σελίδα | 134

(8.8)

όπου:

- N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) είναι η αξονική αντοχή σχεδιασμού του υποστυλώματος ή του διαγωνίου μέλους σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση με την ροπή κάμψης M_{Ed} και την διάτμηση V_{Ed} που λαμβάνονται με την τιμή σχεδιασμού τους στη σεισμική κατάσταση.
- N_{ed,G} είναι η θλιπτική δύναμη στο υποστύλωμα ή το διαγώνιο μέλος η οποία οφείλεται σε μη-σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό των δράσεων της σεισμικής κατάστασης σχεδιασμού.
- N_{Ed,E} είναι η θλιπτική δύναμη στο υποστύλωμα ή το διαγώνιο μέλος που οφείλεται στην σεισμική δράση σχεδιασμού,

γ_{ov} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής

- Ω είναι ο πολλαπλασιαστικός (ικανοτικός) συντελεστής, ο οποίος είναι ο ελάχιστος ανάμεσα στις ακόλουθες τιμές:
 - την ελάχιστη τιμή του Ω_i = 1,5 V_{p,link,i} /V_{Ed,i} για όλους τους συνδέσμους μικρού μήκους
 - την ελάχιστη τιμή του Ω_i = 1,5 M_{p,link,i}/M_{Ed,i} για όλους τους ενδιάμεσους συνδέσμους και τους συνδέσμους μεγάλου μήκους

όπου

V_{Ed,i}, M_{Ed,i} είναι οι τιμές σχεδιασμού της τέμνουσας και της ροπής κάμψης στον σύνδεσμο i στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

V_{p,link,i}, M_{p,link,i} είναι οι πλαστικές διατμητικές και καμπτικές αντοχές σχεδιασμού του συνδέσμου i.

Προκειμένου να επιτευχθεί συνολική πλάστιμη συμπεριφορά του φορέα, θα πρέπει να ελέγχεται ότι οι μεμονωμένες τιμές των λόγων Ω_i δεν υπερβαίνουν την ελάχιστη τιμή Ω περισσότερο από 25% της ελάχιστης αυτής τιμής.

<u>8.4 – Κτίριο Γ</u>

Σε πλαίσια παραλαβής ροπών οι ζώνες απόδοσης ενέργειας πρέπει κυρίως να βρίσκονται σε πλαστικές αρθρώσεις στις **δοκούς** ή σε **συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων** έτσι ώστε η ενέργεια να αποσβένεται μέσω ανακυκλικής κάμψης. Οι ζώνες απόδοσης ενέργειας μπορούν επίσης να βρίσκονται και σε υποστυλώματα:

- στη βάση του πλαισίου,
- στην κορυφή των υποστυλωμάτων στον πάνω όροφο πολυώροφων κτιρίων,

 στην κορυφή και τη βάση υποστυλωμάτων σε μονώροφα κτήρια στα οποία το N_{Ed} στα υποστυλώματα, συμμορφώνεται με την ανισότητα: N_{Ed} / N_{pl,Rd} < 0,3.

Τα μη πλάστιμα μέλη και οι συνδέσεις των πλάστιμων μελών με τον υπόλοιπο φορέα πρέπει να διαθέτουν επαρκή υπεραντοχή έτσι ώστε να επιτρέπουν την ανάπτυξη της ανακυκλικής διαρροής στα πλάστιμα μέλη. Όταν οι ζώνες απόδοσης ενέργειας βρίσκονται στις συνδέσεις, τα συνδεδεμένα μέλη θα διαθέτουν επαρκή υπεραντοχή έτσι ώστε να επιτρέπουν την ανάπτυξη ανακυκλικής διαρροής στις συνδέσεις.

<u> 8.4.1 - Δокоі</u>

Οι δοκοί πρέπει να ελέγχονται ως προς την επαρκή τους αντοχή έναντι πλευρικού και στρεπτικού λυγισμού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, υποθέτοντας ότι σχηματίζεται μια πλαστική άρθρωση στο ένα άκρο της δοκού. Το άκρο της δοκού το οποίο θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη είναι το άκρο που δέχεται τη μεγαλύτερη καταπόνηση κατά την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού. Για τις πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς θα πρέπει να ελέγχεται ότι η πλήρης πλαστική ροπή αντοχής και η ικανότητα στροφής δεν μειώνονται από δυνάμεις θλίψης και τέμνουσας. Προς τούτο, σε διατομές οι οποίες ανήκουν στις κατηγορίες διατομής 1 και 2, θα πρέπει να ελέγχονται οι ακόλουθες ανισότητες στην θέση στην οποία αναμένεται ο σχηματισμός αρθρώσεων:

$$\frac{M_{\rm Ed}}{M_{\rm pl,Rd}} \le 1.0 \tag{8.9}$$

$$\frac{N_{\rm Ed}}{N_{\rm pl,Rd}} \le 0.15$$
 (8.10)

$$\frac{V_{\rm Ed}}{V_{\rm pl,Rd}} \le 0.5 \tag{8.11}$$

όπου:

- $V_{\rm Ed} = V_{\rm Ed,G} + V_{\rm Ed,M}$ (8.12)
- N_{Ed} είναι η αξονική δύναμη σχεδιασμού,
- *M*_{Ed} είναι η ροπή κάμψης σχεδιασμού,
- V_{Ed} είναι η τέμνουσα σχεδιασμού,
- N_{pl, Rd}, M_{pl}, _{Rd}, V_{pl, Rd} είναι αντοχές σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3,
- V_{Ed,G} είναι η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας η οποία οφείλεται σε μη-σεισμικές δράσεις,
- V_{Ed,M} είναι η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας η οποία οφείλεται στην εφαρμογή των πλαστικών ροπών M_{pl,Rd,A} και M_{pl,Rd,B} με αντίθετα πρόσημα στις διατομές των άκρων Α και Β της δοκού.
 V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A}+M_{pl,Rd,B})/L είναι η πιο δυσμενής συνθήκη, η οποία αντιστοιχεί σε μια δοκό με άνοιγμα L και πλάστιμες ζώνες και στα δύο άκρα.

<u>8.4.2 – Υποστυλώματα</u>

Τα υποστυλώματα ελέγχονται σε θλίψη λαμβάνοντας υπόψη τον πιο δυσμενή συνδυασμό αξονικής δύναμης και ροπών κάμψης. Στους ελέγχους τα N_{Ed}, N_{Ed}, V_{Ed} θα υπολογίζονται ως:

$$\begin{split} N_{\rm Ed} &= N_{\rm Ed,G} + 1.1 \gamma_{\rm ov} \, \varOmega N_{\rm Ed,E} \\ M_{\rm Ed} &= M_{\rm Ed,G} + 1.1 \gamma_{\rm ov} \, \varOmega M_{\rm Ed,E} \\ V_{\rm Ed} &= V_{\rm Ed,G} + 1.1 \gamma_{\rm ov} \, \varOmega V_{\rm Ed,E} \\ \end{split}$$

όπου:

- N_{Ed,G} (M_{Ed,G}, V_{Ed,G}) είναι η θλιπτική δύναμη (αντίστοιχα η ροπή κάμψης και η τέμνουσα) στο υποστύλωμα, οφειλόμενη στις μη-σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,
- N_{Ed,E} (M_{Ed,E}, V_{Ed,E}) είναι η θλιπτική δύναμη (αντίστοιχα η ροπή κάμψης και η τέμνουσα) στο υποστύλωμα, οφειλόμενη στη σεισμική δράση σχεδιασμού
- γ_{ov} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής
- Ω είναι η ελάχιστη τιμή του Ω_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i} για όλες τις δοκούς στις οποίες υπάρχουν πλάστιμες ζώνες. M_{Ed,i} είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης στη δοκό *i* στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και M_{pl,Rd,i}. είναι η αντίστοιχη πλαστική ροπή.

<u>8.4.3 – Συνδἑσεις</u>

Τα κτίρια αυτά είναι πολύ εύκαμπτα, με αποτέλεσμα να είναι συνήθως κρίσιμος ο έλεγχος των σχετικών παραμορφώσεων των ορόφων. Η διαμόρφωση ημιάκαμπτων συνδέσεων προσαυξάνει τις παραμορφώσεις και εξανεμίζει οποιαδήποτε ωφέλεια λόγω ανακατανομής στα ανοίγματα. Επομένως, συνίσταται η διαμόρφωση άκαμπτων συνδέσεων, ώστε οι κόμβοι να συμπεριφέρονται ως στερεοί (πακτώσεις).

Τα πλαίσια λειτουργούν μέσω κάμψης των υποστυλωμάτων και των δοκών, γι' αυτό οι κόμβοι διαμορφώνονται ως **κόμβοι ροπής**. Εάν ο φορέας είναι σχεδιασμένος για να αποσβαίνει ενέργεια στις δοκούς, οι συνδέσεις των δοκών στα υποστυλώματα θα πρέπει να σχεδιάζονται για τον απαιτούμενο βαθμό υπεραντοχής λαμβάνοντας υπόψη την ροπή αντοχής *M*_{pl,Rd} και την τέμνουσα (*V*_{Ed,G} + *V*_{Ed,M}) που υπολογίζονται στο 8.4.1.

Η εξασφάλιση του σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στην ίδια τη διατομή της δοκού και όχι στη σύνδεση με τα υποστυλώματα επιτυγχάνεται με 2 τρόπους:

1)Ενίσχυση της διατομής της δοκού στις θέσεις των κόμβων

2)Εξασθένιση της διατομής της δοκού σε μικρή απόσταση από τον κόμβο (dogbone)

Με την προτεινόμενη διαμόρφωση των συνδέσεων εξασφαλίζεται η πλαστικοποίηση της διατομής της δοκού.

Τέλος, ο σχεδιασμός των συνδέσεων για φορείς της κατηγορίας πλαστιμότητας ΚΠΜ με *q* > 2 θα πρέπει να είναι τέτοιος ώστε η ικανότητα στροφής της περιοχής της πλαστικής άρθρωσης *θ*_p να μην είναι μικρότερη από 25 mrad. Σύμφωνα με την παραδοχή που αναφέρθηκε στο 8.2.3, θεωρούμε ότι οι παραπάνω απαιτήσεις ικανοποιούνται.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

<u>9.1 – Γενικά</u>

Στο Κεφάλαιο αυτό γίνεται μια σύγκριση μεταξύ ορισμένων χαρακτηριστικών μεγεθών και για τις δύο κύριες διευθύνσεις των τριών κτιρίων, προκειμένου να γίνει μια εκτίμηση της αποτελεσματικότητας κάθε εναλλακτικής λύσης. Τα μεγέθη που εξετάζονται είναι τα ακόλουθα:

- Μετακίνηση κάθε ορόφου για το σεισμό σχεδιασμού.
- Γωνιακή παραμόρφωση ανά όροφο για το σεισμό σχεδιασμού.
- Συντελεστής θ (από έλεγχο επιρροών 2^{ης} τάξης.
- Ιδιοπερίοδοι.
- Τέμνουσα βάσης.
- Ίδιο βάρος του φέροντα οργανισμού των κτιρίων.

<u>9.2 – Παραμορφώσεις</u>

9.2.1 - Μετακινήσεις ορόφων

Στους Πίνακες Π9.1 και Π9.2 παρουσιάζονται συνοπτικά οι μετακινήσεις των ορόφων των τριών κτιρίων για τις δύο διευθύνσεις. Οι συγκεκριμένες τιμές έχουν προκύψει από τον κύριο σεισμικό συνδυασμό ανά διεύθυνση.

	δ_{x} (mm)			
Όροφος	Κτίριο Α	Κτίριο Β	Κτίριο Γ	
Ισόγειο	7,9	8,2	6,6	
1 ^{oç}	17,1	16,6	17,2	
2 ^{ος}	25,6	27,3	30,0	
3 ^{oç}	33,7	37,8	45,6	
4 ^{ος}	49.3	47.0	59.4	

Πίνακας Π9.1 - Μετακινήσεις ορόφων κατά τη διεύθυνση Χ

Πίνακας Π9.2 -	Μετακινήσεις	ορόφων κατά τη	διεύθυνση Υ
----------------	--------------	----------------	-------------

	δ_{x} (mm)		
'Οροφος	Κτίριο Α	Κτίριο Β	Κτίριο Γ
Ισόγειο	7,8	7,4	7,1
1 ^{oç}	16,5	15,1	17,6
2 ^{ος}	24,3	25,0	30,1
3 ^{ος}	31,8	34,2	44,4
4 ^{ος}	42,9	42,6	56,9

Παρατηρούμε ότι τα Κτίρια Α και Β παρουσιάζουν το ίδιο επίπεδο μετακινήσεων, ενώ το Κτίριο Γ χαρακτηρίζεται, όπως αναμενόταν, από αυξημένες παραμορφώσεις.

9.2.2 - Γωνιακες παραμορφώσεις

Εντούτοις, η ποσότητα που κυρίως εξετάζεται και καθορίζει την αποτελεσματικότητα της μόρφωσης του φορέα δεν είναι η απόλυτη μετακίνηση, αλλά η γωνιακή παραμόρφωση κάθε ορόφου, οι τιμές της οποίας για κάθε κτίριο, όροφο και διεύθυνση φαίνονται στους Πίνακες Π9.3 και Π9.4.

		γ _x (%)		
Όροφος	Κτίριο Α	Κτίριο Β	Κτίριο Γ	
Ισόγειο	0,32	0,30	0,26	
1 ^{oç}	0,37	0,34	0,42	
2 ^{oç}	0,33	0,43	0,51	
3 ^{oç}	0,34	0,42	0,62	
4 ^{ος}	0,62	0,37	0,55	

Πίνακας Π9.3 - Γωνιακές παραμορφώσεις ορόφων κατά τη διεύθυνση Χ

Πίνακας Π9.4	-	Γωνιακές παραμορφώσεις	ορόφων	κατά	тη
		διεὑθυνση Υ			

	γ _Y (%)		
Όροφος	Κτίριο Α	Κτίριο Β	Κτίριο Γ
Ισόγειο	0,31	0,30	0,28
1 ^{oç}	0,35	0,3	0,42
2 ^{ος}	0,31	0,40	0,50
3 ^{ος}	0,30	0,37	0,57
4 ^{ος}	0,45	0,34	0,50

Σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Κανονισμού, η γωνιακή παραμόρφωση κάθε ορόφου δεν επιτρέπεται να ξεπερνά το 0,70%. Είναι σαφές ότι στο εύκαμπτο λόγω πλαισιακής λειτουργίας Κτίριο Γ έχουμε μεγαλύτερες, αν και εντός των επιτρεπτών ορίων, γωνιακές παραμορφώσεις σε σύγκριση με τα δύο άλλα κτίρια. Σημειώνεται ότι η απότομη αύξηση των τιμών στον τελευταίο όροφο του Κτιρίου Α πιθανόν οφείλεται στην επιλογή συνδέσμων με εκκεντρότητα για την παραλαβή των σεισμικών φορτίων. Παρουσιάζεται δηλαδή αυξημένη γωνιακή παραμόρφωση στον τελευταίο όροφο του Κτιρίου Α λόγω μεταβολής του κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας. Το Κτίριο Γ παρουσιάζει πιο ομοιογενή εικόνα γωνιακών παραμορφώσεων.

<u>9.3 – Επιρροές 2^{nc} ταξης</u>

Πολύ σημαντική παράμετρο αποτελεί, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου (θ), όπως ορίστηκε στην παράγραφο 4.6.5, ο οποίος σχετίζεται με τις επιρροές 2^{ης} τάξης. Η μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή του θ είναι το 0,2.

		θ_{x}	
Όροφος	Κτίριο Α	Κτίριο Β	Κτίριο Γ
Ισόγειο	0,146	0,115	0,144
1 ^{oç}	0,141	0,100	0,186
2 ^{ος}	0,109	0,108	0,182
3 ^{ος}	0,096	0,092	0,180
4 ^{oç}	0,147	0,072	0,137

Πίνακας Π9.5 - Συντελεστής θ για κάθε όροφο κατά τη διεύθυνση Χ

Πίνακας Π9.6 ·	- Συντελεστἡς θ γ	για κἁθε ὀροφο	κατά τη	διεὑθυνση	Y
----------------	-------------------	----------------	---------	-----------	---

		$ heta_{ m Y}$	
Όροφος	Κτίριο Α	Κτίριο Β	Κτίριο Γ
Ισόγειο	0,131	0,098	0,148
1 ^{oç}	0,123	0,085	0,183
2 ^{oç}	0,095	0,093	0,180
3 ^{ος}	0,081	0,076	0,176
4 ^{ος}	0,103	0,062	0,136

Είναι σαφές από τους Πίνακες Π9.5 και Π9.6 ότι το Κτίριο Γ παρουσιάζει την πιο δυσμενή κατάσταση, σε σχέση πάντα με το συντελεστή θ. Σημειώνεται εδώ αφ' ενός ότι τα συγκεκριμένα αποτελέσματα επιτεύχθηκαν μετά από πολλές δοκιμές διατομών για τις δοκούς και τα υποστυλώματα των πλαισίων, και αφ' ετέρου ότι ο συγκεκριμένος έλεγχος (θ<0,20) αποτέλεσε κρίσιμο παράγοντα του τελικού σχεδιασμού του Κτιρίου Γ.

Αντίθετα, το Κτίριο Β παρουσιάζει μια μέγιστη τιμή για την παράμετρο θ ίση με 0,115 στη διεύθυνση Χ και 0,098 στη διεύθυνση Υ. Εξάγεται, λοιπόν, το συμπέρασμα ότι στα συστήματα παραλαβής των σεισμικών δράσεων για το συγκεκριμένο κτίριο ενδεχομένως να μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν μικρότερες διατομές.

Όσον αφορά στο Κτίριο Α, ισχύει μια ενδιάμεση κατάσταση με τιμές του θ ούτε κοντά στο μέγιστο όριο, ούτε όμως και κοντά στις χαμηλές τιμές του Κτιρίου Β.

9.4 – Δυναμικά χαρακτηριστικά

9.4.1 – Ιδιοπερίοδοι βασικών ιδιομορφών

Στον Πίνακα Π9.7 δίνονται οι ιδιοπερίοδοι των δύο πρώτων ιδιομορφών για κάθε κτίριο, οι οποίες, όπως αναφέρθηκε και στο Κεφάλαιο 4, είναι μεταφορικές, αποτελούν τις κύριες ιδιομορφές και συγκεντρώνουν μεγάλο ποσοστό της συνολικής ταλαντούμενης μάζας. Σημειώνεται ότι στα Κτίρια Α και Β οι δύο πρώτες ιδιομορφές συνεισφέρουν (η κάθε μια στην αντίστοιχη διεύθυνση φυσικά) στη συνολική ταλαντούμενη μάζα με ποσοστό ~ 78%, ενώ στο Κτίριο Γ το ποσοστό αυτό πέφτει στο 71% περίπου.

		Ιδιοπερίοδος (se	c)
Ιδιομορφή	Κτίριο Α	Κτίριο Β	Κτίριο Γ
1	1,424	1,290	1,798
2	1,328	1,182	1,763

Πίνακας Π9.7 – Ιδιοπερίοδοι των πρώτων δύο ιδιομορφών

Ο παραπάνω πίνακας παρουσιάζει ιδιαίτερο ενδιαφέρον, καθώς αντικατοπτρίζει το βαθμό δυσκαμψίας κάθε κτιρίου. Είναι σαφές ότι λιγότερο δύσκαμπτο είναι το κτίριο με τη μεγαλύτερη ιδιοπερίοδο, δηλαδή το Κτίριο Γ, ένα αποτέλεσμα μάλλον αναμενόμενο. Μεταξύ των δύο άλλων κτιρίων, το Β είναι το πιο δύσκαμπτο, γεγονός που πιθανόν σχετίζεται με την ενδεχόμενη ελαφριά υπερδιαστασιολόγηση των συστημάτων δυσκαμψίας του, που αναφέρθηκε και στο 9.3.

<u>9.4.2 – Τἑμνουσα βἀσης</u>

Η τέμνουσα βάσης σχετίζεται άμεσα με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής. Λόγω της μορφής του σεισμικού φάσματος σχεδιασμού (φθίνων κλάδος για μεγάλες παραμορφώσεις), αύξηση της ιδιοπεριόδου μεταφράζεται σε μείωση της σεισμικής επιτάχυνσης και συνεπώς και της συνολικής τέμνουσας βάσης. Παρατηρούμε λοιπόν μια ξεκάθαρη σύνδεση μεταξύ των αποτελεσμάτων των Πινάκων Π9.7 και Π9.8

Πίνακας Π9.8 – Τέμνουσες βάσης στις δύο διευθύνσεις

		Τἑμνουσα βἁσης (kN)
Διεύθυνση	Κτίριο Α	Κτίριο Β	Κτίριο Γ
Х	3138,5	4091,1	2649,8
Y	3423,6	4365,8	2619,8

<u>9.5 – Ίδιο βάρος κατασκευών</u>

Μία σημαντική παράμετρος, που συνδέεται άμεσα και με το κόστος της κατασκευής, είναι φυσικά το βάρος του σκελετού ή φέροντα οργανισμού. Στην περίπτωσή μας έχει παραλειφθεί το βάρος των πλακών και διαδοκίδων, το οποίο άλλωστε έιναι κοινό και για τα τρία κτίρια, καθώς και τυχόν πρόσθετα βάρη λόγω συνδέσεων. Στον Πίνακα Π9.9 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα, όπως προέκυψαν από την ανάλυση στο SAP2000.

	Συνολικό βάρος μεταλλικής
Κτίριο	κατασκευής (τν
А	258,4
В	303,3
Г	375,4

Πίνακας Π9.9 - Ίδιο βάρος σκελετού από χάλυβα

Είναι σαφές ότι το Κτίριο Α απαιτεί τη μικρότερη ποσότητα χάλυβα και συνεπώς είναι και πιο οικονομικό. Εντούτοις, υπενθυμίζουμε ότι ο σχεδιασμός του Κτιρίου Β πιθανόν να επιδέχεται βελτίωσεων, δηλαδή μείωση των διατομών ορισμένων μελών των σεισμικών συνδέσμων. Δηλαδή, η μεγάλη διαφορά βάρους των δύο πρώτων κτιρίων είναι βέβαιο ότι μπορεί να μειωθεί.

Αντίθετα, το μεγάλο βάρος του Κτιρίου Γ οφείλεται στις μεγάλες διατομές που αναγκαστικά χρησιμοποιήθηκαν στα πλαίσια παραλαβής ροπών. Μικρότερες διατομές οδηγούσαν σε μεγάλες παραμορφώσεις ή (όσον αφορά στα υποστυλώματα) δεν μπορούσαν να παραλάβουν τα ικανοτικά μεγέθη.

<u>9.6 – Τελικά συμπέρασμα</u>

Συνοψίζοντας, με την περαίωση της παρούσας εργασίας, καταλήξαμε στα εξής συμπεράσματα:

- Οι σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα (Κτίριο Α) φαίνεται να παρουσιάζουν την καλύτερη συμπεριφορά και να προσφέρουν την καλύτερη σχέση βάρους κατασκευής-δυσκαμψίας. Ο σχεδιασμός του Κτιρίου Α αποδείχθηκε λιγότερο σύνθετος από τα άλλα δύο κτίρια, ενώ και κατασκευαστικά αποτελεί μια "καθαρή" λύση. Μειονεκτήματα αποτελούν μόνο ο περιορισμός της καθαρής επιφάνειας στην περίμετρο του κτιρίου και το γεγονός ότι υπάρχουν περιορισμοί στη γωνία των διαγωνίων, που στην περίπτωση μας δεν επέτρεψαν τη χρήση ενός ζεύγους διαγωνίων ανά όροφο.
- Οι σύνδεσμοι με εκκεντρότητα του Κτιρίου Β έδωσαν τη δυνατότητα σχεδιασμού μιας αρκετά δύσκαμπτης κατασκευής, η οποία δεν παρουσιάζει προβλήματα σχετικά με τις παραμορφώσεις. Εντούτοις, ο τελικός φορέας φαίνεται να είναι σημαντικά βαρύτερος από αυτόν του Κτιρίου Α, έστω και με τη δυνατότητα βελτίωσης των διατομών. Η διαμόρφωση των συνδέσμων με εκκεντρότητα περιλαμβάνει όμως και μεγάλο αριθμό άκαμπτων συνδέσεων και αρκετές διαφορετικές διατομές, γεγονός που καθιστά την κατασκευή σύνθετη.
- Η επιλογή πλαισίων ροπής για την παραλαβή των σεισμικών δυνάμεων (Κτίριο Γ) οδηγεί σε εύκαμπτες κατασκευές, που αντιμετωπίζουν προβλήματα παραμορφωσεων και χαρακτηρίζονται από μεγάλες διατομές στις θέσεις των πλαισίων. Εναλλακτικά θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν χωρικά πλαίσια, τα οποία όμως θα απαιτούσαν μεγάλο αριθμό άκαμπτων συνδέσεων δοκώνυποστυλωμάτων. Επιπλέον, οι συνδέσεις αυτές χαρακτηρίζονται από αυξημένη δυσκολία, τόσο στο σχεδιασμό, όσο και στην κατασκευή. Τέλος, η διαστασιολόγηση του Κτιρίου Γ αποδείχθηκε ιδιαίτερα δύσκολη και σύνθετη, με τον έλεγχο των παραμορφώσεων και τον ικανοτικό έλεγχο των υποστυλωμάτων να αποτελούν τους καθορίστικους παράγοντες.
<u>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ</u>

- Ι. Βάγια, Ι. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005.
- Ι. Βάγια, Ι. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, «Σιδηρές κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3», Τόμος ΙΙ, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2004, 2ⁿ έκδοση.
- Ι. Βάγια, «Σιδηρές κατασκευές, ανάλυση και διαστασιολόγηση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2003.
- Ι. Βάγια, «Σὑμμικτες Κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2010, 3ⁿ ἐκδοση.
- Ι. Ερμόπουλου, «Ευρωκώδικας 1, Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005, 2^η έκδοση.
- «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός», Εκδόσεις Ο.Α.Σ.Π., Αθήνα 2001.
- ΕΝ 1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002.
- ΕΝ 1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004 και Μέρος 1-8: Σχεδιασμός κόμβων, CEN, Μάιος 2003.
- ΕΝ 1994-1-1, Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων φορέων από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Σεπτέμβριος 2004.
- ΕΝ 1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.
- ESDEP (European Steel Design Education Programme) Courses: http://www.fgg.uni-lj.si/kmk/esdep/master/toc.htm
- Ιστοσελίδα της εταιρείας ΕΛΑΣΤΡΟΝ Χαλυβουργικά προϊόντα: http://www.elastron.gr

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΛΩΝ

<u>10.1 – Ἐλεγχοι που χρησιμοποιἡθηκαν</u>

<u>10.1.1 - Εφελκυσμός</u>

Η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης NEd σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \le 1,0 \tag{10.1}$$

- Για διατομές με οπές η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό Nt,Rd πρέπει να λαμβάνεται ως η μικρότερη από:
 - 1. την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{y}}{\gamma_{M0}}$$
(10.2)

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

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u}}{\gamma_{M2}}$$
(10.3)

- Όπου απαιτείται ικανοτικός σχεδιασμός, η πλαστική αντοχή σχεδιασμού Npl,Rd πρέπει να είναι μικρότερη από την οριακή αντοχή της καθαρής διατομής στις οπές κοχλιών Nu,Rd.
- Σε συνδέσεις κατηγορίας C (βλ. Ευρωκώδικα 3-Μέρος 1.8, εδάφιο 3.4.2(1)), η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό Νt,Rd της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλιών πρέπει να λαμβάνεται ως Nnet,Rd, όπου:

$$N_{\text{net,Rd}} = \frac{A_{\text{net}} \cdot f_{y}}{\gamma_{\text{M0}}}$$
(10.4)

<u>10.1.2 – Θλίψη</u>

Η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης Νεα σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \le 1,0 \tag{10.5}$$

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

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_{y}}{\gamma_{M0}}$$
για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3 (10.6a)
$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_{y}}{\gamma_{M0}}$$
για διατομές κατηγορίας 4 (10.6β)

<u>10.1.3 – Ροπή κάμψης</u>

Η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης Μεd σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \le 1,0 \tag{10.7}$$

όπου Μ_{c,Rd} καθορίζεται λαμβάνοντας υπόψη τις οπές κοχλιών.

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

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{y}}{\gamma_{M0}}$$
 για διατομές κατηγορίας 1 ή 2 (10.8a)

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$
για διατομές κατηγορίας 3 (10.8β)

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_{y}}{\gamma_{M0}}$$
για διατομές κατηγορίας 4 (10.8γ)

όπου W_{el,min} και W_{eff,min} αντιστοιχούν στην ίνα με τη μεγαλύτερη ελαστική τάση.

Οπές κοχλιών στο εφελκυόμενο πέλμα μπορούν να αγνοούνται υπό την προϋπόθεση ότι για το εφελκυόμενο πέλμα:

$$\frac{A_{f,\text{net}} \cdot \mathbf{0}, 9 \cdot f_{u}}{\gamma_{M2}} \ge \frac{A_{f} \cdot f_{y}}{\gamma_{M0}}$$
(10.9)

όπου A_f είναι η επιφάνεια του εφελκυόμενου πέλματος.

<u>10.1.4 - Τἑμνουσα</u>

Η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης Ved σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \le 1,0$$
 (10.10)

όπου $V_{c,Rd}$ είναι η διατμητική αντοχή σχεδιασμού. Για πλαστικό σχεδιασμό $V_{c,Rd}$ είναι η πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$ όπως δίνεται στην (10.10).

Για απουσία στρέψης, η πλαστική διατμητική αντοχή δίνεται από:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{v} \cdot (f_{y} / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$
(10.11)

όπου Αν είναι η επιφάνεια διάτμησης.

Η επιφάνεια διάτμησης Α_ν μπορεί να λαμβάνεται ως εξής:

- 1. ελατές διατομές Ι και Η, με φορτίο παράλληλο στον κορμό: $A_v = 1,04 \cdot h_w \cdot t_w$ αλλά όχι μικρότερη από $h_w \cdot t_w$, οπού t_w το πάχος του κορμού.
- 2. συγκολλητές διατομές Ι, Η και κιβωτιοειδείς, με φορτίο παράλληλο στον κορμό: $A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f$

10.1.5 - Κάμψη και διάτμηση

- Όταν υπάρχει διατμητική δύναμη πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την επίδρασή της στη ροπή αντοχής.
- Όπου η διατμητική δύναμη είναι μικρότερη από τη μισή πλαστική διατμητική αντοχή, η επίδρασή της στη ροπή αντοχής μπορεί να αγνοείται εκτός από εκεί όπου ο λυγισμός λόγω τέμνουσας μειώνει την αντοχή της διατομής.
- Διαφορετικά, η μειωμένη ροπή αντοχής πρέπει να λαμβάνεται ως η αντοχή σχεδιασμού της διατομής, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας μειωμένη αντοχή διαρροής

$$(1-\rho) \cdot f_y$$

για την επιφάνεια διάτμησης, όπου

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

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

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_{w}^{2}}{4 \cdot t_{w}} \right]}{\gamma_{M0}} \quad a\lambda\lambda \dot{a} \ M_{y,V,Rd} \le M_{y,c,Rd}$$
(10.12)

όπου:

$$A_{w} = h_{w} \cdot t_{w}$$

<u>10.1.6 - Κάμψη και αξονική θλίψη</u>

- Όπου υπάρχει αξονική δύναμη, πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την επίδρασή της στην πλαστική ροπή αντοχής.
- Για διατομές διπλής συμμετρίας Ι- και Η- 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:

$$\begin{split} N_{Ed} &\leq 0,25 \cdot N_{\text{pl,Rd}} \eqno(10.13) \\ \kappa \alpha i \\ N_{Ed} &\leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \end{split} \tag{10.14}$$

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

$$M_{_{N,y,Rd}} = M_{_{pl,y,Rd}} \cdot (1-n) \ / \ (1-0,5a) \ a\lambda\lambda \dot{a} \ M_{_{N,y,Rd}} \le M_{_{pl,y,Rd}} \ (10.15)$$

για
$$n \le a: M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$$
 (10.16)

$$\gamma_{IG} n > a: M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$
 (10.17)

όπου
$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

και $a = (A - 2 \cdot b \cdot t_{f}) / A αλλά a ≤ 0,5$

10.1.7 – Μέλη σταθερής διατομής υπό θλίψη

<u>10.1.7.1 - Αντοχή σε λυγισμό</u>

Ένα θλιβόμενο μέλος πρέπει να ελέγχεται έναντι λυγισμού ως εξής:

 $rac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \le 1,0$ (10.18) όπου N_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και $N_{b,Rd}$ είναι η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό.

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

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{y}}{\gamma_{M1}}$$
(10.19)

για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3, όπου χ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού.

Στον καθορισμό των Α και Α_{eff}, δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη οπές για κοχλίες στα άκρα υποστυλώματος.

10.1.7.2 - Καμπύλες λυγισμού

Σε μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή του χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα λ πρέπει να καθορίζεται από την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού σύμφωνα με τη σχέση:

$$\begin{split} \chi &= \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \ a\lambda\lambda \dot{a} \ \chi \leq 1,0, \end{split} \tag{10.20} \\ \dot{o} \text{nou:} \\ \Phi &= 0,5 \cdot \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2\right] \\ \bar{\lambda} &= \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \ \gamma \text{ia δiatoμές κathyopiac } 1,2 \text{ kai } 3 \\ \bar{\lambda} &= \sqrt{\frac{A_{\text{eff}} \cdot f_y}{N_{cr}}} \ \gamma \text{ia δiatoμές κathyopiac } 4 \end{split}$$

όπου:

- α είναι ένας συντελεστής ατελειών
- Ν_{cr} είναι το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής.
- Ο συντελεστής ατελειών α που αντιστοιχεί σε κάθε καμπύλη λυγισμού πρέπει να λαμβάνεται από τον Πίνακα Π10.1 και Πίνακα Π10.2.

Πίνακας Π10.1: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού

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

- Τιμές του μειωτικού συντελεστή χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα λ μπορεί να λαμβάνονται από το Σχήμα Σ10.1.
- Για λυγηρότητα λ ≤ 0,2 ή για $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \le 0,04$ οι επιδράσεις του λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να εφαρμόζονται μόνο έλεγχοι διατομών.





Πίνακας Π10.2: Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

					Καμ λυγι	πύλη σμού
2	Διατομή	Όρια		Λυγισμος περί τον άζονα	\$ 235 \$ 275 \$ 355 \$ 420	S 460
		> 1,2	$t_{\rm f} \le 40~\rm{mm}$	y - y z - z	a b	a ₀ a ₀
ζάμοτι	h v	; q/µ	$40 \text{ mm} {}^{<} t_f {}^{\leq} 100$	y - y z - z	b c	a a
λατές διο	h y y	1,2	$t_{\rm f}{\leq}100\;{\rm mm}$	y-y z-z	b c	a a
E		≥ d\/h	$t_{\rm f} > 100 \ {\rm mm}$	y - y z - z	d d	c c
λητές λιητές	→ +t _f +t _f		$t_f \leq 40 \ \mathrm{mm}$	y - y z - z	b c	b c
Συγκολί Ι-διατο	y y y y y y y y y y y y y y y y y y y	$t_f\!>\!40~mm$		y-y z-z	c d	c d
λες ομές			Εν θερμώ έλαση	Κάθε	a	a ₀
Κοί Διατ		Ψυχρή έλαση		Κάθε	с	с
ukiteç Jelőelç Miér		Γ	ενικά (εκτός των κατωτέρω)	Κάθε	Ъ	Ъ
хоүкол киротис билте		Ma	εγάλα πάχη ραφής: α > 0,5t _f b/t _f < 30 h/t _w <30	Κάθε	с	с
U-, Ι- και συμπαγείς διατομές				Κάθε	с	c
L-διατομές				Κάθε	b	b

<u>10.1.7.3 - Λυγηρότητα για καμπτικό λυγισμό</u>

Η ανηγμένη λυγηρότητα λ δίνεται από:

$$\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{y}}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_{1}} \quad \text{yia } \delta \text{iatoµėc katqyopiac } 1,2 \text{ kai } 3 \qquad (10.21a)$$
$$\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{y}}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{\sqrt{\frac{A_{eff}}{A}}}{\lambda_{1}} \quad \text{yia } \delta \text{iatoµėc katqyopiac } 4 \qquad (10.21\beta)$$

όπου:

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

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

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} (f_y \sigma \epsilon N / mm^2)$$

Για καμητικό λυγισμό η κατάλληλη καμπύλη λυγισμού πρέπει να καθορίζεται από τον Πίνακα 6.2.

10.1.7.4 - Λυγηρότητα για στρεπτικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

- Για μέλη με ανοιχτές διατομές πρέπει να εξετάζεται το ενδεχόμενο η αντοχή του μέλους σε στρεπτικό ή στρεπτοκαμπτικό λυγισμό να είναι μικρότερη από την αντοχή του σε καμπτικό λυγισμό.
- Η ανηγμένη λυγηρότητα λτ για στρεπτικό ή στρεπτοκαμπτικό λυγισμό πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$\bar{\lambda}_{T} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{y}}{N_{cr}}}$$
για διατομές κατηγορίας 1,2 και 3 (10.22a)

$$\bar{\lambda}_{\rm T} = \sqrt{\frac{{\sf A}_{\rm eff} \cdot {\sf f}_{\rm y}}{{\sf N}_{\rm cr}}}$$
 για διατομές κατηγορίας 4 (10.22β)

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

Ν_{cr.τε}είναι η ελαστική δύναμη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού,

Ν_{cr,Τ} είναι η ελαστική δύναμη στρεπτικού λυγισμού.

Για στρεπτικό ή στρεπτοκαμπτικό λυγισμό η κατάλληλη καμπύλη λυγισμού μπορεί να καθορίζεται από τον Πίνακα Π10.2 θεωρώντας αυτήν που σχετίζεται με τον άξονα z.

<u>10.1.8 – Μέλη σταθερής διατομής υπό κάμψη</u>

<u>10.1.8.1 – Ροπή αντοχής σε λυγισμό</u>

Μία πλευρικά μη προστατευμένη δοκός που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα πρέπει να ολάψεται άναντα στρατογοματικού (πλαμοικού) λυμισμού (μα σξάσι)

ελέγχεται έναντι στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού ως εξής:

$$\frac{|\mathsf{M}_{\mathsf{Ed}}|}{\mathsf{M}_{\mathsf{b},\mathsf{Rd}}} \le 1,0$$

(10.23)

όπου:

Μ_{εd} είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής

Μ_{ь.Rd}είναι η ροπή αντοχής σε στρεπτοκαμπτικό (πλευρικό) λυγισμό.

- Δοκοί με ικανοποιητική πλευρική στήριξη στα θλιβόμενα πέλματα δεν είναι ευαίσθητες σε στρεπτοκαμπτικό (πλευρικό) λυγισμό. Επιπρόσθετα, δοκοί με κάποιους τύπους διατομών, όπως τετραγωνικές ή κυκλικές κοίλες διατομές, κατασκευασμένοι κυκλικοί σωλήνες ή τετραγωνικές κιβωτιοειδείς διατομές δεν είναι ευαίσθητες σε στρεπτοκαμπτικό (πλευρικό) λυγισμό.
- Η ροπή αντοχής σε λυγισμό μιας πλευρικά μη προστατευμένης δοκού πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{y} \frac{f_{y}}{\gamma_{M1}}$$
(10.24)

όπου:

Wy είναι η κατάλληλη ροπή αντίστασης της διατομής ως εξής:

 $W_y = W_{pl,y}$ για διατομές κατηγορίας 1 ή 2

W_v = W_{el,v} για διατομές κατηγορίας 3

- W_v = W_{eff,v}για διατομές κατηγορίας 4
- χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής για στρεπτοκαμπτικό (πλευρικό) λυγισμό.

10.1.8.2 - Καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού – Γενική <u>περίπτωση</u>

Εκτός εάν ορίζεται διαφορετικά, για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής, η τιμή του χ_{LT} για την αντίστοιχη ανηγμένη λυγηρότητα λ_{LT}, πρέπει να καθορίζεται από:

$$\begin{split} \chi_{\text{LT}} &= \frac{1}{\Phi_{\text{LT}} + \sqrt{\Phi_{\text{LT}}^2 - \overline{\lambda_{\text{LT}}}^2}} \ a\lambda\lambda \dot{a} \ \chi_{\text{LT}} \leq 1,0 \end{split} \tag{10.25} \\ \dot{o}\text{nou:} \\ \Phi_{\text{LT}} &= 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{\text{LT}}(\overline{\lambda}_{\text{LT}} - 0,2) + \overline{\lambda}_{\text{LT}}^2\right] \end{split}$$

α_{LT} είναι ένας συντελεστής ατελειών

$$\overline{\lambda}_{\text{LT}} = \sqrt{\frac{W_{y} \cdot f_{y}}{M_{\text{cr}}}}$$

Το M_{cr} είναι η ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού. Βασίζεται στις ιδιότητες της πλήρους διατομής και λαμβάνει υπόψη τις συνθήκες φορτίσεως, την πραγματική κατανομή της ροπής και τις πλευρικές δεσμεύσεις. Για τη μέθοδο υπολογισμού του M_{cr} βλ. 10.1.8.1. Ο συντελεστής ατελειών α_{LT} που αντιστοιχεί στην κατάλληλη καμπύλη λυγισμού μπορεί να λαμβάνεται από το Εθνικό Προσάρτημα. Οι προτεινόμενες τιμές του α_{LT} δίνονται στον Πίνακα Π10.3.

Πίνακας Π10.3: - Συνιστώμενες τιμές των συντελεστών ατελειών για καμπύλες στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού

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

Οι συστάσεις για τις καμπύλες λυγισμού που πρέπει να χρησιμοποιούνται δίνονται στον Πίνακα Π10.4.

Πίνακας Π10.4: - Επιλογή καμπύλης στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού

Διατομή	Όρια	Καμπύλη λυγισμού
Ελατές διατομές Ι	$\begin{array}{l} h/b \leq 2 \\ h/b > 2 \end{array}$	a b
Συγκολλητές διατομές Ι	$\begin{array}{c} h/b \leq 2 \\ h/b > 2 \end{array}$	c d
Άλλες διατομές		d

- Οι τιμές του μειωτικού συντελεστή χ_{LT} για την αντίστοιχη ανηγμένη λυγηρότητα λ_{LT} λαμβάνονται από το Σχήμα Σ10.1.
- Fia λυγηρότητα $\overline{\lambda}_{LT} \leq 0,2$ ή για $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,04$ ($\overline{\lambda}_{LT} \leq 0,4$ και

 $\frac{M_{_{Ed}}}{M_{_{cr}}} \le 0,16$ για ελατές διατομές) οι επιδράσεις στρεπτοκαμπτικού

(πλευρικού) λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να γίνονται μόνο έλεγχοι διατομής.

10.1.9 - Μέλη σταθερής διατομής υπό κάμψη και αξονική θλίψη

Εκτός εάν εκτελείται ανάλυση δεύτερης τάξης, η ευστάθεια μελών σταθερής διατομής διπλής συμμετρίας, που δεν είναι ευαίσθητη σε στρεπτικές παραμορφώσεις, πρέπει να ελέγχεται σύμφωνα με τις παρακάτω παραγράφους, όπου διάκριση γίνεται μεταξύ:
 μελών που δεν είναι ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις, π.χ. κοίλες κυκλικές διατομές ή διατομές όπου η στρέψη παρεμποδίζεται
 μελών που είναι ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις, π.χ. μέλη με ανοιχτές διατομές, στα οποία δεν παρεμποδίζεται η στρέψη

- Για μέλη δομικών συστημάτων ο έλεγχος αντοχής μπορεί να γίνεται βασιζόμενος στα μεμονωμένα μέλη ενός ανοίγματος, θεωρούμενα αποκομμένα από το σύστημα.
- Μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη πρέπει να ικανοποιούν:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{y} \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{-}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{2}} \le 1$$
(10.27a)

$$\frac{\gamma_{M1}}{\frac{N_{Ed}}{\chi_{z} \cdot N_{Rk}}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT}}}{\chi_{LT}} + k_{zz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$
(10.27β)

όπου:

- Ν_{Ed}, Μ_{y,Ed} και Μ_{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.

- ΔM_{y,Ed}, ΔM_{z,Ed} είναι οι ροπές λόγω της μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα για διατομές κατηγορίας 4

- χ_ν και χ_z είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού

 χιτ είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού

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

Κατηγορία	1	2	3	4
A _i	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
Wz	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	W _{el,z}	W _{eff,z}
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	e _{N,z} N _{Ed}

Πίνακας Π10.5	: Τιμἑς για	$\mathbf{N}_{\mathrm{Rk}} = \mathbf{f}_{\mathrm{y}} \mathbf{A}_{\mathrm{i}}$	$\mathbf{M}_{i,Rk} = \mathbf{f}$	fy Wi και	ΔM i,Ed
---------------	-------------	--	----------------------------------	-----------	----------------

Για μέλη που δεν υπόκεινται σε στρεπτική παραμόρφωση το χιτ θα είναι χιτ = 1,0.

Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz} εξαρτώνται από τη μέθοδο που έχει επιλεγεί. Τιμές για αυτούς τους συντελεστές μπορεί να λαμβάνονται από δύο εναλλακτικές μεθόδους, με το Εθνικό Προσάρτημα να επιτρέπει τη χρήση και των δύο. Στην περίπτωσή μας επιλέχθηκε η 2^η μέθοδος, σύμφωνα με την οποία οι τιμές των kyy, kyz, kzy, kzz υπολογίζονται με βάση τους παρακάτω πίνακες.

Πίνακας Π10.6 - Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij} για τις σχέσεις (10.27α) και (10.27β)

Συντελεστές	Túzoc	Παραδοχές	σχεδιασμού
αλληλεπί-	Τυπος	ελαστικές ιδιότητες διατομών	πλαστικές ιδιότητες διατομών
δρασης	σιατομων	κατηγορία 3, κατηγορία 4	κατηγορία 1, κατηγορία 2
k _{yy}	διατομές Ι διατομές RHS	$\begin{split} & C_{my} \! \left(1\! + \! 0,\! 6\overline{\lambda}_y \frac{N_{\text{Ed}}}{\chi_y N_{\text{Rk}} / \gamma_{\text{M1}}} \right) \\ & \leq & C_{my} \! \left(1\! + \! 0,\! 6 \frac{N_{\text{Ed}}}{\chi_y N_{\text{Rk}} / \gamma_{\text{M1}}} \right) \end{split}$	$\begin{split} & C_{my} \! \left(1 \! + \! \left(\! \widetilde{\lambda}_y - \! 0, \! 2 \right) \! \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \\ & \leq C_{my} \! \left(1 \! + \! 0, \! 8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \end{split} \label{eq:cms}$
k _{yz}	διατομές Ι διατομές RHS	k _{zz}	0,6 k _{zz}
k _{zy}	διατομές Ι διατομές RHS	0,8 k _{yy}	0,6 k _{yy}
1-	διατομές Ι	$C_{mz} \left(1 + 0.6\overline{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}\right)$	$\begin{split} & C_{mz} \Biggl(1 + \Bigl(2 \overline{\lambda}_z - 0, 6 \Bigr) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \Biggr) \\ & \leq C_{mz} \Biggl(1 + 1, 4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \Biggr) \end{split}$
K _{ZZ}	διατομές RHS	$\leq C_{mz} \left(1 + 0.6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (\overline{\lambda}_{z} - 0, 2) \frac{N_{Ed}}{\chi_{z} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0.8 \frac{N_{Ed}}{\chi_{z} N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
Για διατομές	Ι και Η και ορθ	ογωνικές κοίλες διατομές με αξονική θλί war le 0	ίψη και μονοαξονική κάμψη $\mathrm{M}_{y, Ed}$ ο
00012420110	Azv muoper va et	$VUI \Lambda_{ZV} = 0.$	

Πίνακας Π10.7 - Συντελεστές αλληλεπίδρασης kij για μέλη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις

Συντελεστές	Παραδοχές σχεδιασμού					
αλληλεπί-	ελαστικές ιδιότητες διατομών	πλαστικές ιδιότητες διατομών				
δρασης	κατηγορία 3, κατηγορία 4	κατηγορία 1, κατηγορία 2				
k _{vv}	k _{vy} 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}	$ \begin{bmatrix} 1 - \frac{0,05\overline{\lambda}_{z}}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_{z}N_{Rk}/\gamma_{M1}} \end{bmatrix} \\ \geq \begin{bmatrix} 1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_{z}N_{Rk}/\gamma_{M1}} \end{bmatrix} $	$\begin{bmatrix} 1 - \frac{0, l\overline{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0, 25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \end{bmatrix}$ $\geq \begin{bmatrix} 1 - \frac{0, l}{(C_{mLT} - 0, 25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \end{bmatrix}$ $\gamma \iota \alpha \ \overline{\lambda}_z < 0, 4:$				
		$k_{zy} = 0.6 + \overline{\lambda}_{z} \leq 1 - \frac{0.1\lambda_{z}}{\left(C_{mLT} - 0.25\right)} \frac{N_{Ed}}{\chi_{z} N_{Rk} / \gamma_{M1}}$				
k _{zz}	kzz από τον Πίνακα Β.1	k _{zz} από τον Πίνακα Β.1				

Πίνακας Π10.8 - Συντελεστές Cm ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής στους Πίνακες Π και Π

Διάνοσμμα οοπής	C _{my} και C _{mz}		nz και C _{mLT}		
Διαγραμμα ρολης	dal1	ιοχη	Ομοιόμορφο φορτίο	Συγκεντρωμένο φορτίο	
Μ	- 1 ≤ 1	$\psi \leq 1$	0,6+0,-	$4\psi \ge 0,4$	
M	$0 \leq \alpha_{s} \leq 1$	$\textbf{-1} \leq \psi \leq 1$	$0,2+0,8\alpha_{s}\geq0,4$	$0,2+0,8\alpha_s\geq 0,4$	
ψM_h	1 < 2 < 0	$0 \leq \psi \leq 1$	$0{,}1$ - $0{,}8\alpha_{\text{s}}{\geq}0{,}4$	-0,8 $\alpha_s \ge 0,4$	
$\alpha_{s} = M_{s} / M_{h}$	$-1 \leq \alpha_{\rm s} < 0$	$-1 \le \psi < 0$	$0{,}1(1{\text{-}}\psi)$ - $0{,}8\alpha_{s}{\geq}0{,}4$	$0,2(\textbf{-}\psi)$ - $0,8\alpha_{s}\geq0,4$	
M _h W ^h	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$\textbf{-1} \leq \psi \leq 1$	$0.95 \pm 0.05 \alpha_h$	$0{,}90\pm0{,}10\alpha_h$	
" site	1 < 2 < 0	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95\pm0,05\alpha_h$	$0{,}90 \pm 0{,}10\alpha_h$	
$\alpha_h = M_h / M_s$	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$\textbf{-1} \leq \psi < 0$	$0.95 + 0.05 \alpha_{h}(1+2\psi)$	$0,90 - 0,10\alpha_{h}(1+2\psi)$	
Για μέλη με λυγισμό από μ	ιετάθεση ο συ	ντελεστής ισο	δύναμης ομοιόμορφης ροπή	ις πρέπει να λαμβάνεται	
$C_{my} = 0.9 \ \eta \ C_{Mz} = 0.9 \ \alpha v \tau i$	στοιχα.				
Tα C_{my} , C_{mz} και C_{mLT} πρέ	πει να λαμβάν	ονται σύμφων	α με το διάγραμμα ροπών μ	εταξύ των αντίστοιχων	
πλευρικά στηριζόμενων σι	ημείων ως εξή	ç:			
συντελεστής άξονας σημεία εξασφαλιζόμενα					
ροπής κάμψ	ροπής κάμψης κατά τη διεύθυν				
C _{my} y-y		Z-Z			
C _{mz} Z-Z		у-у			
C _{mLT} y-y		у-у			

<u>10.1.9.1 – Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού</u>

Στην περίπτωση δοκού σταθερής διατομής, με συνήθεις στρεπτικές συνθήκες στήριξης στα άκρα της, συμμετρικής ως προς τον ασθενή άξονα αδρανείας και υποκείμενης σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας, η κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού, όπως προβλέπεται στο Παράρτημα F του Ευρωκώδικα 3-Μέρος 1.1, δίνεται από τον γενικό τύπο:

$$M_{cr} = C_{1} \frac{\pi^{2} \cdot E \cdot I_{z}}{k \cdot L^{2}} \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_{w}} \right)^{2} \frac{I_{w}}{I_{z}} + \frac{(k \cdot L)^{2} \cdot G \cdot I_{t}}{\pi^{2} \cdot E \cdot I_{z}} + (C_{2} \cdot z_{g} - C_{3} \cdot z_{j})^{2} \right]^{0,5} - (C_{2} \cdot z_{g} - C_{3} \cdot z_{j})^{2} \right\}$$
(10.28)

όπου:

C₁, C₂ και C₃ συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και στρεπτικής στήριξης

- Ι, η σταθερά στρέψης
- I_w η σταθερά στρέβλωσης
- Iz η ροπή αδρανείας ως προς τον ασθενή άξονα
- L το μήκος της δοκού μεταξύ σημείων πλευρικά
 - εξασφαλισμένων
- k και k, συντελεστές εξαρτώμενοι από το είδος των στηρίξεων ως

προς την ελευθερία στροφής και στρέβλωσης των άκρων
του εξεταζόμενου πλευρικά μη προστατευμένου τμήματος
η απόσταση του κέντρου διάτυησης από το σημείο

- 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
- Z_a η τεταγμενη του σημειου εφαρμογης του φορτιου ως προς τον κεντροβαρικό άξονα y-y
- z_j η τεταγμένη του κέντρου διάτμησης ως προς τον κεντροβαρικό άξονα y-y

$$z_{j} = z_{s} - \left[0, 5 \int_{A} z(y^{2} + z^{2}) dA\right] / I_{y}$$

- 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.
- Για δοκούς διπλής συμμετρίας είναι z_j = 0, ενώ όταν τα εξωτερικά φορτία ασκούνται στο κέντρο διάτμησης της διατομής είναι z_a = 0.
- 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=0,5, ενώ για περίπτωση ενός άκρου πακτωμένου και ενός με απλή στρεπτική στήριξη, k=0,7. Ο συντελεστής 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 λαμβάνεται ίσος προς 1,0 για άκρα με ελεύθερη στρέβλωση. Συνίσταται, γενικά, και σε άλλες περιπτώσεις να χρησιμοποιείται η συντηρητική τιμή k_w = 1.
- Οι συντελεστές C₁, C₂ και C₃ δίνονται στους Πίνακες Π10.10 και Π10.11 για διάφορες περιπτώσεις φόρτισης και διάφορες τιμές του k, ανάλοηγα με τη μορφή του διαγράμματος καμπτικών ροπών στο μήκος L μεταξύ πλευρικών στηρίξεων.

Πίνακας Π10.9 - Συντελεστές C1, C2 και C3 για διάφορες τιμές του k σε περίπτωση φόρτισης μόνο με ακραίες ροπές

Φόρτιση		Διάγραμμα	Tiuń	Συ	ντελεστ	ές
και συνθήκες στήριξης	Ψ	καμπτικών ροπών	тоџ k	C ₁	C ₂	C ₃
6.72			1,0	1,000	0	1,000
	+1		0,7	1,000	0	1,113
			0,5	1,000	0	1,114
			1,0	1,323	0	0,992
	+1/2		0,7	1,473	0	1,556
			0,5	1,514	0	2,271
			1,0	1,563	0	0,977
	+1/4		0,7	1,739	0	1,531
			0,5	1,788	0	2,235
M yM			1,0	1,879	0	0,939
	0		0,7	2,092	0	1,473
• •			0,5	2,150	0	2,150
		~	1,0	2,281	0	0,855
	-1/4		0,7	2,538	0	1,340
			0,5	2,609	0	1,957
		~	1,0	2,704	0	0,676
	-1/2		0,7	3,009	0	1,059
		H	0,5	3,093	0	1,546
		•	1,0	2,927	0	0,366
	-3/4		0,7	3,258	0	0,575
			0,5	3,348	0	0,837
		7	1,0	2,752	0	0,000
	-1		0,7	3,063	0	0,000
			0,5	3,149	0	0,000

Πίνακας Π10.10 - Συντελεστές C1, C2 και C3 για διάφορες τιμές του k σε περίπτωση εγκαρσίων φορτίων

Φόρτιση και	Διάγραμμα	Τιμές του	Συντελεσ	τές	6
συνθήκες στήριξης	καμπτικών ροπών	συντελεστή		Г	
		k	C ₁	C ₂	C ₃
		1.0	1.132	0.459	0.525
		0.5	0.972	0.304	0.980
		1.0	1.285	1.562	0.753
		0.5	0.712	0.652	1.070
		1.0	1.365	0.553	1.730
	Ť	0.5	1.070	0.432	3.050
F ∎		1.0	1.565	1.267	2.640
		0.5	0.938	0.715	4.800
		1.0	1.046	0.430	1.120
-+-		0.5	1.010	0.410	1.890

<u>10.2 – Κτίριο Α</u>

Στο σημείο αυτό παρουσιάζεται αναλυτικά η διαδικασία σχεδιασμόού του κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας που φαίνεται στο Σχήμα Σ10.2. Η διαδικασία είναι ενδεικτική της πορείας που ακολουθήθηκε και στους υπόλοιπους συνδέσμους. Λόγω συμμετρίας, όμως, όλοι οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι κατά τη διεύθυνση Χ είναι όμοιοι. Το ίδιο ισχύει και κατά τη διεύθυνση Υ.



Σχήμα Σ10.2 - Κατακόρυφος σύνδεσμος που ελέγχθηκε

<u>10.2.1 – Διαγώνιοι</u>

<u>10.2.1.1 – Διαγώνιοι κατά Χ</u>

Οι διαγώνιοι ελέγχονται με βάση όσα έχουν αναφερθεί στις ενότητες 8.2.1 και 10.1.1.

Διαγώνιοι ισογείου και 1^{ου} ορόφου:

• Στοιχεία μέλους

Μήκος:	L = 10,63m
Μήκος λυγισμού:	L _{cr} = 5,32m (θεωρούμε σύνδεση των διαγωνίων
	στο μέσο τους)
Εφαπτομένη γωνίας:	tana = $rac{2\cdot 4,00 m}{7,00 m}$ = 1,1429
Γωνία κλίσης:	a = 48,81°

Διατομή: Κοίλη τετραγωνική 100x100x16

(Στο στατικό προσομοίωμα θέσαμε διατομή 100x100x8)

Επιφάνεια διατομής:	$A = 53,76 \text{cm}^2$
Ύψος :	h = 100mm

Πλάτος:b = 100mmΠάχος:t = 16mmΡοπή αδρανείας (y-y): $I_y = 655, 2cm^4$ Ροπή αδρανείας (z-z): $I_z = 655, 2cm^4$

• Κατάταξη διατομής

Η διατομή βρίσκεται σε εφελκυσμό και συνεπώς δεν απαιτείται να ελεγχθεί η κατηγορία στην οποία ανήκει.

• Αντοχές διατομής

Αντοχή σε εφελκυσμό: Ν_p

$$r_{\text{DI,Rd}} = \frac{\mathbf{A} \cdot \mathbf{f}_{y}}{\gamma_{\text{M0}}} = 1478, 4 \text{kN}$$

Σημείωση: Η σύνδεση διαγωνίου-κεφαλοδοκού γίνεται όπως φαίνεται στο Σχήμα Σ10.3. Έτσι, δεν είναι αναγκαίο να εξετάσουμε το ενδεχόμενο η απομειωμένη λόγω οπών διατομή να έχει μικρότερο φορτίο θραύσης από το φορτίο διαρροής της διαγωνίου.

Σχήμα Σ10.3 - Σύνδεση διαγωνίου-κόμβου



Εντατικά μεγέθη

Από την ανάλυση του φορέα, και για το σεισμικό συνδυασμό (2.1) προκύπτει η δρώσα αξονική εφελκυστική δύναμη της διαγωνίου (ως το διπλάσιο της δύναμης που προκύπτει από το πρόγραμμα):

 $N_{Ed} = 2 \cdot 678, 6 = 1357, 4kN$

Τελικώς, έχουμε :

 $N_{\rm pl,Rd} = 1478, 4kN > N_{\rm Ed} = 1357, 4kN$

Άρα, η διατομή που επιλέξαμε επαρκεί.

Έλεγχος λυγηρότητας

Ανηγμένη λυγηρότητα (όπως ορίστηκε στο 8.2.1):

Ως προς γ:

$$\overline{\lambda}_{y} = \frac{L_{cr}}{\pi} \sqrt{\frac{A \cdot f_{y}}{I_{y} \cdot E}} = 1,754$$
$$\overline{\lambda}_{z} = \frac{L_{cr}}{\pi} \sqrt{\frac{A \cdot f_{y}}{I_{z} \cdot E}} = 1,754$$

Ως προς z:

Συνεπώς η απαίτηση του Ευρωκώδικα 8 για **1,3 <** $\overline{\lambda}$ **< 2,0,** ικανοποιείται.

Διαγώνιοι 2^{ου} και 3^{ου} ορόφου:

• Στοιχεία μέλους

Διατομή: Κοίλη τετραγωνική 120x120x10

Επιφάνεια διατομής:	$A = 44,00 \text{ cm}^2$
Ύψος :	h = 120mm
Πλάτος:	b = 120mm
Πάχος:	t = 10mm
Ροπή αδρανείας (y-y):	$I_y = 894,7 cm^4$
Ροπή αδρανείας (z-z):	$I_{2} = 894,7 \text{ cm}^{4}$

• Κατάταξη διατομής

Η διατομή βρίσκεται σε εφελκυσμό και συνεπώς δεν απαιτείται να ελεγχθεί η κατηγορία στην οποία ανήκει.

• Αντοχές διατομής

Αντοχή σε εφελκυσμό:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{y}}{\gamma_{M0}} = 1210,0kN$$

Εντατικά μεγέθη

Από την ανάλυση του φορέα, και για το σεισμικό συνδυασμό (2.1) προκύπτει η δρώσα αξονική εφελκυστική δύναμη της διαγωνίου (ως το διπλάσιο της δύναμης που προκύπτει από το πρόγραμμα):

 $N_{Ed} = 2 \cdot 445, 3 = 890, 6kN$

Τελικώς, ἑχουμε :

$$N_{pl,Rd} = 1210, 0kN > N_{Ed} = 890, 6kN$$

Άρα, η διατομή που επιλέξαμε επαρκεί.

Έλεγχος λυγηρότητας

Ανηγμένη λυγηρότητα (όπως ορίστηκε στο 8.2.1):

$$\overline{\lambda}_{y} = \frac{L_{cr}}{\pi} \sqrt{\frac{A \cdot f_{y}}{I_{y} \cdot E}} = 1,358$$
$$\overline{\lambda}_{z} = \frac{L_{cr}}{\pi} \sqrt{\frac{A \cdot f_{y}}{I_{z} \cdot E}} = 1,358$$

Ως προς z:

Συνεπώς η απαίτηση του Ευρωκώδικα 8 για **1,3 <** $\overline{\lambda}$ **< 2,0,** ικανοποιείται.

• Ικανοτικός συντελεστής Ω

Ο ικανοτικός συντελεστής **Ω** είναι η ελάχιστη τιμή του Ω_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i} για όλες τις διαγώνιους του πλαισιακού συστήματος συνδέσμων.

Διαγώνιοι ισογείου και 1^{ου} : $\Omega_{\chi,1} = \frac{N_{pl,Rd}}{N_{Ed}} = \frac{1478,4}{1357,4} = 1,089$

Διαγώνιοι 2^{ου} και 3^{ου}: $\Omega_{x,2} = \frac{N_{pl,Rd}}{N_{Ed}} = \frac{1210,0}{890,6} = 1,359$

Συνεπώς,

$$\Omega_{\rm X} = \min\{\Omega_{{\rm X},1},\Omega_{{\rm X},2}\} = 1,089$$

Προκειμένου να επιτευχθεί συνολική πλάστιμη συμπεριφορά του φορέα, θα πρέπει να ελέγχεται ότι οι μεμονωμένες τιμές των λόγων Ω_i δεν υπερβαίνουν την ελάχιστη τιμή Ω περισσότερο από 25% της ελάχιστης αυτής τιμής. Στην περίπτωσή μας, η απαίτηση αυτή ικανοποιείται, καθώς:

$$\Omega_{x,2} = 1,359 < 1,25 \cdot \Omega_{x,1} = 1,361$$

<u>10.2.1.2 – Διαγώνιοι κατά Υ</u>

Στο σημείο αυτό αναλύεται ο σχεδιασμός των διαγωνίων που αντιστοιχούν στο ισόγειο και στον 1° όροφο, για την Υ διεύθυνση, αν και προφανώς δεν αποτελεί μέρος του συνδέσμου που εξετάζεται συνολικά. Οι διαγώνιοι ελέγχονται με βάση όσα έχουν αναφερθεί στις ενότητες 8.2.1 και 10.1.1.

Διαγώνιοι ισογείου και 1^{ου} ορόφου:

• Στοιχεία μέλους

Μήκος:	L = 11, 31m
Μήκος λυγισμού:	L _{cr} = 5,66m (θεωρούμε σύνδεση των διαγωνίων
	στο μέσο τους)

Εφαπτομένη γωνίας:	$\tan a = \frac{2 \cdot 4,00m}{8,00m} = 1$
Γωνία κλίσης:	a = 45,00°

Διατομή: Κοίλη τετραγωνική 100x100x16

(Στο στατικό προσομοίωμα θέσαμε διατομή 100x100x8)

Επιφάνεια διατομής:	$A = 53,76 \text{ cm}^2$
Ύψος :	h = 100mm
Πλάτος:	b = 100mm
Πάχος:	t = 16mm
Ροπή αδρανείας (y-y):	$I_y = 655, 2cm^4$
Ροπή αδρανείας (z-z):	$I_z = 655, 2cm^4$

• Κατάταξη διατομής

Η διατομή βρίσκεται σε εφελκυσμό και συνεπώς δεν απαιτείται να ελεγχθεί η κατηγορία στην οποία ανήκει.

• Αντοχές διατομής

Αντοχή σε εφελκυσμό:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{y}}{\gamma_{M0}} = 1478, 4kN$$

Εντατικά μεγέθη

Από την ανάλυση του φορέα, και για το σεισμικό συνδυασμό (6.1) προκύπτει η δρώσα αξονική εφελκυστική δύναμη της διαγωνίου (ως το διπλάσιο της δύναμης που προκύπτει από το πρόγραμμα):

 $N_{Ed} = 2 \cdot 690, 0 = 1380, 0 kN$

Τελικώς, έχουμε :

 $N_{pl,Rd} = 1478, 4kN > N_{Ed} = 1380, 0kN$

Άρα, η διατομή που επιλέξαμε επαρκεί.

Έλεγχος λυγηρότητας

Ανηγμένη λυγηρότητα (όπως ορίστηκε στο 8.2.1):

Ως προς γ:

$$\overline{\lambda}_{y} = \frac{L_{cr}}{\pi} \sqrt{\frac{A \cdot f_{y}}{I_{y} \cdot E}} = 1,866$$
$$\overline{\lambda}_{z} = \frac{L_{cr}}{\pi} \sqrt{\frac{A \cdot f_{y}}{I_{z} \cdot E}} = 1,866$$

Ως προς z:

Συνεπώς η απαίτηση του Ευρωκώδικα 8 για **1,3 <** $\overline{\lambda}$ **< 2,0,** ικανοποιείται.

Διαγώνιοι 2^{ου} και 3^{ου} ορόφου:

Στοιχεία μέλους

Διατομή: Κοίλη τετραγωνική 90x90x10

Επιφάνεια διατομής:	$A = 32,00 \text{ cm}^2$
Ύψος :	h = 90mm
Πλάτος:	b = 90mm
Πάχος:	t = 10mm
Ροπή αδρανείας (y-y):	$I_y = 346,7 cm^4$
Ροπή αδρανείας (z-z):	$I_{_{7}} = 346,7 \text{cm}^4$

• Κατάταξη διατομής

Η διατομή βρίσκεται σε εφελκυσμό και συνεπώς δεν απαιτείται να ελεγχθεί η κατηγορία στην οποία ανήκει.

• Αντοχές διατομής

Αντοχή σε εφελκυσμό:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot r_{y}}{\gamma_{M0}} = 880,0kN$$

• Εντατικά μεγέθη

Από την ανάλυση του φορέα, και για το σεισμικό συνδυασμό (6.1) προκύπτει η δρώσα αξονική εφελκυστική δύναμη της διαγωνίου (ως το διπλάσιο της δύναμης που προκύπτει από το πρόγραμμα):

 $N_{_{Ed}}=2\cdot 405, 3=810, 6kN$

Τελικώς, έχουμε :

$$N_{pl,Rd} = 880, 0 \text{kN} > N_{Ed} = 810, 6 \text{kN}$$

Άρα, η διατομή που επιλέξαμε επαρκεί.

Έλεγχος λυγηρότητας

Ανηγμένη λυγηρότητα (όπως ορίστηκε στο 8.2.1):

Ως προς γ:

$$\overline{\lambda_{y}} = \frac{L_{cr}}{\pi} \sqrt{\frac{A \cdot f_{y}}{I_{y} \cdot E}} = 1,980$$

Ως προς z:

 $\overline{\lambda}_{z} = \frac{\mathsf{L}_{cr}}{\pi} \sqrt{\frac{\mathsf{A} \cdot \mathsf{f}_{y}}{\mathsf{I}_{z} \cdot \mathsf{E}}} = 1,980$

Συνεπώς η απαίτηση του Ευρωκώδικα 8 για **1,3** < $\overline{\lambda}$ < **2,0**, ικανοποιείται.

Ικανοτικός συντελεστής Ω

Ο ικανοτικός συντελεστής **Ω** είναι η ελάχιστη τιμή του $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$ για όλες τις διαγώνιους του πλαισιακού συστήματος συνδέσμων.

Διαγώνιοι ισογείου και 1^{ου}:
$$\Omega_{X,1} = \frac{N_{pl,Rd}}{N_{Ed}} = \frac{1478,4}{1380,0} = 1,071$$

Διαγώνιοι 2^{ου} και 3^{ου}:
$$\Omega_{X,2} = \frac{N_{pl,Rd}}{N_{Ed}} = \frac{880,0}{810,6} = 1,085$$

Συνεπώς,

$$\Omega_{X} = \min{\{\Omega_{X,1}, \Omega_{X,2}\}} = 1,071$$

Προκειμένου να επιτευχθεί συνολική πλάστιμη συμπεριφορά του φορέα, θα πρέπει να ελέγχεται ότι οι μεμονωμένες τιμές των λόγων Ω_i δεν υπερβαίνουν την ελάχιστη τιμή Ω περισσότερο από 25% της ελάχιστης αυτής τιμής. Στην περίπτωσή μας, η απαίτηση αυτή ικανοποιείται, καθώς:

$$\Omega_{\rm X,2} = 1,085 < 1,25 \cdot \Omega_{\rm X,1} = 1,339$$

<u>10.2.2 – Κεφαλοδοκός</u>

Οι κεφαλοδοκοί ελέγχονται με βάση όσα έχουν αναφερθεί στις ενότητες 8.2.3 και 10.1.9. Στη συνέχεια αναλύεται ο έλεγχος της κεφαλοδοκού που σημειώνεται στο Σχήμα Σ10.4.



Σχήμα Σ10.4 - Κεφαλοδοκός που ελέγχθηκε

Στοιχεία μέλους

<u> Σημείωση:</u>

Στο σημείο αυτό πρέπει να σημειωθεί ότι για τον έλεγχο της κεφαλοδοκού έγινε η ακόλουθη παραδοχή: Η <u>σύμμικτη</u> κεφαλοδοκός καταπονείται σε κάμψη (λόγω των μη σεισμικών φορτίων του σεισμικού συνδυασμού-G+0,3Q) και σε θλίψη, λόγω της οριζόντιας συνιστώσας της εφελκυστικής δύναμης που παραλαμβάνει η διαγώνιος. Θεωρήσαμε, για λόγους απλότητας, ότι η πλάκα σκυροδέματος παραλαμβάνει όση θλιπτική δύναμη αντέχει, ενώ η κάμψη και το υπόλοιπο της θλίψης παραλαμβάνονται από τη σιδηροδοκό. Με την παραδοχή αυτή αμελούμε τυχόν φαινόμενα υστέρησης κατά τη μεταφορά της θλίψης από τη σιδηροδοκό στην πλάκα σκυροδέματος μέσω των διατμητικών συνδέσμων.

Μήκος: L = 7,00m
 Μήκος λυγισμού: L_{cr} = 7,00m (αμφιέρειστη)

		HEA	320	Į	
h	210	mm	I _y	5410,0	cm⁴
b	220	mm	Iz	1955,0	cm⁴
t _f	11,0	mm	i _y	9,17	cm
t _w	7,0	mm	i _z	5,51	cm
S _s	50,10	mm	$W_{el,y}$	515,2	cm ³
c=(b-Ss)/2	85,0	mm	$W_{\rm el,z}$	177,7	cm³
d	152	mm	$W_{pl,y}$	568,5	cm³
А	64,34	cm ²	W _{pl,z}	270,6	cm³
A _v	20,67	cm ²	Iw	193300	cm⁵
g	0,505	kN/m	Ι _t	28,46	cm⁴

Διατομή (σιδηροδοκός): **ΗΕΑ 320**

Εντατικά μεγέθη



Σχήμα Σ10.5 - Ανάλυση της δύναμης της διαγωνίου

 $\gamma_{ov} = 1,25$

$$\Omega = 1,089$$

(σημειώνουμε ότι πρέπει να ισχύει: 1,1 · γ_{ov} · $\Omega < q = 4$. Στην περίπτωσή μας, έχουμε 1,1 · γ_{ov} · $\Omega = 1,498$)

Θλίψη που παραλαμβάνει η πλάκα σκυροδέματος:

Συνεργαζόμενο πλάτος (βλ. 7.6): $b_{eff} = \frac{L}{8} + \frac{b}{2} = 98,5 cm$ Πάχος πλάκας: d = 7,7cm

Θλίψη που παίρνει η πλάκα: $N_c = d \cdot b_{eff} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1264, 1kN$ Θλίψη που παίρνει η σιδηροδοκός: $N_{sd,a} = 1338, 6 - 1264, 1 = 74, 5kN$

<u>Ροπή κάμψης:</u> M_{sd} = 49,3kNm (από σεισμικό συνδυασμό 2.1) <u>Τέμνουσα:</u> V_{sd} = 28,2kN (από σεισμικό συνδυασμό 2.1)

(Επειδή $N_{sd,a} = 74,5kN < 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 1769,4kN = 442,4kN$ (για $N_{pl,Rd}$ βλ. παρακάτω), δεν απαιτείται μείωση της ροπής κάμψης λόγω θλίψης, και άρα η διατομή προφανώς θα επαρκεί)

Κατάταξη διατομής

Η κατάταξη του κορμού και των πελμάτων της διατομής γίνεται με τη βοήθεια των πινάκων Π6.4 και Π10.11.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,9244$$

<u>Κορμός:</u> *d / t_w* = 21,71 < 33ε = 30,51

Άρα ο κορμός είναι κατηγορίας 1.

<u>Πέλματα:</u> $c / t_f = 7,72 < 9ε = 8,32$ Άρα ο κορμός είναι κατηγορίας 1.



Πίνακας Π10.11 - Κατάταξη πελμάτων σε κατηγορίες

Συντελεστές Χγ και Χχ

Λυγηρότητες (βλ. 10.1.7.2):
$$\lambda_y = \frac{L_{cr}}{i_y} = 76,336$$

 $\lambda_z = \frac{L_{cr}}{i_z} = 127,042$
 $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 86,815$
Ανηγμένες λυγηρότητες: $\overline{\lambda}_y = 0,879$
 $\overline{\lambda}_z = 1,463$

ŀ

Καμπύλες λυγισμού: Έχουμε ελατή διατομή, χάλυβα S275,
$$h / b = 0,955 < 1,2$$
 και $t_f = 11,0 < 100 mm$ και

άρα, από τους Πίνακες Π10.2 και Π10.1 λαμβάνουμε:

Άξονας y-y: Καμπύλη λυγισμού b → a=0,34
 Άξονας z-z: Καμπύλη λυγισμού c → a=0,49

Συντελεστές Φ_y, Φ_z: Φ_y = 0, 5 ·
$$\left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0, 2) + \bar{\lambda}_y^2\right] = 1,002$$

Φ_z = 0, 5 · $\left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0, 2) + \bar{\lambda}_z^2\right] = 1,880$
Συντελεστές χ_y , χ_z : $\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,6745$
 $\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,3267$
 $\chi_{min} = min\{\chi_y, \chi_z\} = 0,3267$

Έλεγχος σε κάμψη και θλίψη (βλ. 10.1.9)

Η κεφαλοδοκός πρέπει να ικανοποιεί τις παρακάτω σχέσεις:

$$A = \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_{y} \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$
(10.27a)
$$B = \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_{z} \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$
(10.27β)

έχουμε:

- $N_{Ed} = 74,5kN$
- $M_{v.Ed} = 49,3kN$
- M_{z,Ed} = 0 (κάμψη μόνο ως προς τον ισχυρό άξονα y-y)
- $\Delta M_{v,Ed} = \Delta M_{z,Ed} = 0$ (έχουμε διατομή κατηγορίας 1)
- χ_v = 0,6745 каι χ_z = 0,3267
- χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμητικού (πλευρικού) λυγισμού. Στην περίπτωση της κεφαλοδοκού, η σύνδεση του άνω πέλματος με την πλάκα σκυροδέματος παρέχει προστασία έναντι λυγισμού και άρα χ_{LT} = 1,00

- N_{Rk} =
$$\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$
 = 1769, 4kN
- M_{y,Rk} = $\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ και M_{z,Rk} αδιάφορο

- $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,00$
- k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz} είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης, οι οποίοι υπολογίζονται με τη βοήθεια των Πινάκων Π10.8 έως Π10.10, ως εξής:

Υπολογισμός k_{yy}, k_{zy}

(τα k_{yz}, k_{zz} δεν χρειάζονται λόγω απλοποιήσεων στις σχέσεις (10.27a) και (10.27β))

Από Πίνακες Π10.7 και Π10.8:

$$\begin{split} & k_{yy} = C_{my} \left(1 + \left(\overline{\lambda_y} - 0, 2 \right) \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \left(1 + 0, 8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \\ & k_{zy} = \left[1 - \frac{0, 1 \cdot \overline{\lambda_z}}{(C_{mLT} - 0, 25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] \geq \left[1 - \frac{0, 1}{(C_{mLT} - 0, 25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] \end{split}$$

Апо Піvака П10.9:

Λόγω της μορφής του διαγράμματος των ροπών έχουμε:

$$a_h = \frac{M_h}{M_s} = 0$$
 και $\psi = 0$ και άρα
 $C_{my} = C_{mLT} = 0,95 + 0,05a_s = 0,95$

Τελικώς, έχουμε:

 $k_{_{yy}} = 0,990 \le 0,997$ kai $k_{_{zy}} = 0,973 < 0,982 \Longrightarrow k_{_{zy}} = 0,982$

Μειωτικός συντελεστής χιτ: $\chi_{LT} = 1,00$

Τελικώς, από τις σχέσεις (10.27α) και (10.27β), έχουμε:

<u>10.2.3 – Υποστύλωμα</u>

Τα υποστυλώματα ελέγχονται με βάση όσα έχουν αναφερθεί στις ενότητες 8.2.3 και 10.1.9. Στη συνέχεια αναλύεται ο έλεγχος του υποστυλώματος που σημειώνεται στο Σχήμα Σ10.6.



Σχήμα Σ10.6 - Υποστύλωμα που ελέγχθηκε

Στοιχεία μέλους

Μήκος:	L = 4,00m
Μήκος λυγισμού:	$L_{cr} = 4,00m$

<u>Σημείωση</u>: Θεωρούμε ότι λόγω της σύνδεσης των διαγωνίων με την κεφαλοδοκό στην οροφή του ισογείου, το υποστύλωμα προστατεύεται έναντι λυγισμού στο ύψος της πλάκας και άρα το μήκος λυγισμού του ισούται με το ύψος του ενός ορόφου. Επίσης, λόγω του υπολογισμού των επιρροών 2^{ης} τάξης μέσω του πολλαπλασιαστικού συντελεστή των σεισμικών δράσεων 1

 $\frac{1}{1- heta}$, τα πλαίσια θεωρούνται αμετάθετα.

		HEB	320]	
1			1		
h	320	mm	Ι _γ	30820,0	cm⁴
b	300	mm	Iz	9239,0	cm⁴
t _f	20,5	mm	i _y	13,82	cm
t _w	11,5	mm	i _z	7,57	cm
S _s	84,10	mm	W _{el,y}	1926,0	cm ³
c=(b-Ss)/2	107,90	mm	W _{el,z}	615,9	cm ³

Διατομή: **ΗΕΒ 320**

d	225	mm	W _{pl,y}	2149,0	cm ³
А	161,30	cm ²	$W_{\rm pl,z}$	939,1	cm ³
A_v	51,77	cm ²	I _w	2069000	cm⁵
g	1,270	kN/m	It	225,1	cm⁴

Εντατικά μεγέθη

Αξονική:
$$N_{IKAV.} = N_{Ed,G} + 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} = 2342, 2kN$$

onou:
 $N_{Ed,G} = 812, 3kN$ (ano G+0,3Q)
 $N_{Ed,E} = 1021, 5kN$ (ano σεισμικό συνδυασμό, Σχήμα Σ10.5)
 $\gamma_{ov} = 1, 25$
 $\Omega = 1,089$
(σημειώνουμε ότι πρέπει να ισχύει: $1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega < q = 4$. Στην
περίπτωσή μας, έχουμε $1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega = 1,498$)

<u>Ροπή κάμψης:</u>	<i>M_{sd}</i> = 19,0 <i>kNm</i> (από σεισμικό συνδυασμό 2.1)
<u>Τἑμνουσα:</u>	V _{sd} = 5,1kN (από σεισμικό συνδυασμό 2.1)

(Λόγω πολύ μικρής ροπής κάμψης δεν εκτελείται έλεγχος απομείωσης της ροπής κάμψης λόγω θλίψης).

Κατάταξη διατομής

Η κατάταξη του κορμού και των πελμάτων της διατομής γίνεται με τη βοήθεια των πινάκων Π6.4 και Π10.12.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,9244$$

<u>Κορμός:</u> $d / t_w = 19,56 < 33\varepsilon = 30,51$ Άρα ο κορμός είναι **κατηγορίας 1**.

<u>Πέλματα:</u> *c / t_f* = 5,27 < 9ε = 8,32 Άρα ο κορμός είναι **κατηγορίας 1**.

• Συντελεστές Χ_γ και Χ_×

Λυγηρότητες (βλ. 10.1.7.2): $\lambda_{\gamma} = \frac{L_{cr}}{i_{\gamma}} 28,944$ $\lambda_{z} = \frac{L_{cr}}{i_{z}} 52,840$ $\lambda_{1} = \pi \sqrt{\frac{E}{f_{\gamma}}} = 86,815$ Ανηγμένες λυγηρότητες: $\overline{\lambda}_{\gamma} = 0,333$

Βαδαλούκας Δημήτριος

 $\overline{\lambda}_{z} = 0,609$

Καμπύλες λυγισμού:Έχουμε
ελατήελατή
διατομή,
χάλυβαS275,
λ/b = 1,07 < 1,2 και
t_f = 20,5 < 100mm
και
άρα,
από
τους
Πίνακες
Π10.2
Αξονας γ-γ:
Καμπύλη λυγισμού b
-> a=0,34
-> α=0,34
-> α=0,34
-> α=0,49Συντελεστές Φ_y, Φ_z:Φ_y = 0,5 · $\left[1 + \alpha(\overline{\lambda}_y - 0, 2) + \overline{\lambda}_y^2\right] = 0,5783$
Φ_z = 0,5 · $\left[1 + \alpha(\overline{\lambda}_z - 0, 2) + \overline{\lambda}_z^2\right] = 0,7854$
Συντελεστές χ_y , χ_z : $\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \overline{\lambda}_y^2}} = 0,9517$
 $\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \overline{\lambda}_z^2}} = 0,7802$
 $\chi_{min} = min \{\chi_y, \chi_z\} = 0,7802$

Έλεγχος σε κάμψη και θλίψη (βλ. 10.1.9)

Το υποστύλωμα πρέπει να ικανοποιεί τις παρακάτω σχέσεις:

$$A = \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_{y} \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$
(10.27a)
$$B = \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_{z} \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$
(10.27β)

έχουμε:

- $N_{Ed} = 2342, 2kN$
- $M_{y,Ed} = 19,0kN$
- M_{z,Ed} = 0 (κάμψη μόνο ως προς τον ισχυρό άξονα y-y)
- $\Delta M_{v,Ed} = \Delta M_{z,Ed} = 0$ (έχουμε διατομή κατηγορίας 1)

- _{χ_v} = 0,9517 ка χ_z = 0,7802

 - χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού (βλ. παρακάτω)

-
$$N_{Rk} = \frac{A \cdot f_{\gamma}}{\gamma_{M0}}$$

- M_{y,Rk} =
$$\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$
 και M_{z,Rk} αδιάφορο
- $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,00$

k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz} είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης, οι οποίοι υπολογίζονται με τη βοήθεια των Πινάκων Π10.8 έως Π10.10, ως εξής:

Υπολογισμός k_{yy}, k_{zy}

(τα k_{yz}, k_{zz} δεν χρειάζονται λόγω απλοποιήσεων στις σχέσεις (10.27a) και (10.27β))

Από Πίνακες Π10.7 και Π10.8:

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + (\overline{\lambda_y} - 0, 2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \le C_{my} \left(1 + 0, 8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$k_{zy} = \left[1 - \frac{0, 1 \cdot \overline{\lambda_{z}}}{(C_{mLT} - 0, 25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_{z} \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}}\right] \ge \left[1 - \frac{0, 1}{(C_{mLT} - 0, 25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_{z} \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}}\right]$$

Από Πίνακα Π10.9:

Λόγω της μορφής του διαγράμματος των ροπών έχουμε

 $C_{_{mv}} = C_{_{mLT}} = 0,6+0,4\psi \ge 0,4$

Fia ψ =0, $C_{mv} = C_{mLT} = 0, 6 \ge 0, 4$

Τελικώς, έχουμε: $k_{yy} = 0,644 \le 0,866$ και $k_{zy} = 0,882 \ge 0,807$

Υπολογισμός χιτ:

(σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στο 10.1.8.2)

Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:

$$\mathsf{M}_{cr} = \mathsf{C}_{1} \frac{\pi^{2} \cdot \mathsf{E} \cdot \mathsf{I}_{z}}{\mathsf{k} \cdot \mathsf{L}^{2}} \left\{ \left[\left(\frac{\mathsf{k}}{\mathsf{k}_{w}} \right)^{2} \frac{\mathsf{I}_{w}}{\mathsf{I}_{z}} + \frac{(\mathsf{k} \cdot \mathsf{L})^{2} \cdot \mathsf{G} \cdot \mathsf{I}_{t}}{\pi^{2} \cdot \mathsf{E} \cdot \mathsf{I}_{z}} + (\mathsf{C}_{2} \cdot \mathsf{z}_{g} - \mathsf{C}_{3} \cdot \mathsf{z}_{j})^{2} \right]^{0,5} - (\mathsf{C}_{2} \cdot \mathsf{z}_{g} - \mathsf{C}_{3} \cdot \mathsf{z}_{j}) \right\}$$

- Ι_t η σταθερά στρέψης
- Ι_w η σταθερά στρέβλωσης

$$I_z$$
η ροπή αδρανείας ως προς τον ασθενή άξοναL = 4,00mτο μήκος της δοκού μεταξύ σημείων πλευρικά
εξασφαλισμένωνk = 0,7(πάκτωση στον ένα άκρο)
k_w = 1,0 $K_w = 1,0$ (συντηρητική τιμή)C₁ = 2,092(από Πίνακα Π10.10)
C₂ = 0C₂ = 0(ομοίως)
(σμοίως)C₃ = 1,473(ομοίως) $Z_a = 0$ (εφαρμογή φορτίο στον κεντροβαρικό άξονα)
 $Z_j = 0$ $Z_g = 0$ (συμμετρική διατομή και προς τους δύο άξονες) $Z_g = 0$ (συμμετρική διατομή και προς τους δύο άξονες)

Ανηγμένη λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:

Από τα παραπάνω προκύπτει: $M_{cr} = 4856,76 kNm$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_{y}}{M_{cr}}} = 0,349 > 0,2$$

Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:

Για ελατή διατομή και h/b = 1,067 < 2, από τον Πίνακα Π10.4 βρίσκουμε ότι η σωστή καμπύλη είναι η <u>Καμπύλη a</u>.

Κατά συνέπεια, ο συντελεστής ατελειών ισούται με: $\alpha_{LT} = 0,21$

Μειωτικός συντελεστής χιτ:

$$\begin{split} \chi_{\text{LT}} &= \frac{1}{\Phi_{\text{LT}} + \sqrt{\Phi_{\text{LT}}^2 - \overline{\lambda}_{\text{LT}}^2}} = 0,9658 < 1,0 \\ \dot{\sigma}_{\text{nou:}} \\ \Phi_{\text{LT}} &= 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{\text{LT}}(\overline{\lambda}_{\text{LT}} - 0,2) + \overline{\lambda}_{\text{LT}}^2\right] = 0,5765 \end{split}$$

Τελικώς, από τις σχέσεις (10.27α) και (10.27β), έχουμε:

A=0,6982<1,0 και B=0,7061<1,0
<u> 10.3 – Ктіріо В</u>

Στο σημείο αυτό παρουσιάζεται αναλυτικά η διαδικασία σχεδιασμού του κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας που φαίνεται στο Σχήμα Σ10.7. Η διαδικασία είναι ενδεικτική της πορείας που ακολουθήθηκε και στους υπόλοιπους συνδέσμους. Λόγω συμμετρίας, όμως, όλοι οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι κατά τη διεύθυνση Χ είναι όμοιοι. Το ίδιο ισχύει και κατά τη διεύθυνση Υ.

<u>10.3.1 – Δοκοί σύζευξης</u>

Οι δοκοί σύζευξης ελέγχονται σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στο εδάφιο 8.3.1.

Σχήμα Σ10.7 - Δοκός σύζευξης στην οροφή του ισογείου που ελέγχθηκε



<u>10.3.1.1 – Οροφή ισογείου</u>

• Στοιχεία μέλους

Μήκος:	e = 1,50m
Διατομή:	HEA 400

Επιφάνεια διατομής:	$A = 159,0 cm^2$
Ύψος :	h = 390mm
Πλάτος:	b = 300mm
Πάχος πελμάτων:	t _f = 19,0mm
Πάχος κορμού:	$t_w = 11,0mm$
Ύψος d:	d = 298mm
Πλάτος S _s :	S _s = 80,63mm

Πλάτος c:

$$c = \frac{b - S_s}{2} = 109,69mm$$

Κατάταξη διατομής

Η κατάταξη του κορμού και των πελμάτων της διατομής γίνεται με τη βοήθεια των πινάκων Π6.4 και Π10.12.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,9244$$

<u>Κορμός:</u> *d / t_w* = 27,09 < 33ε = 30,51 Άρα ο κορμός είναι **κατηγορίας 1**.

<u>Πέλματα:</u> *c / t_f* = 5,77 < 9ε = 8,32 Άρα ο κορμός είναι **κατηγορίας 1**.

Αντοχές διατομής

Αξονική:	$N_{p,link} = \frac{A \cdot f_{y}}{\gamma_{M0}} = 4372,5kN$
Ροπή αντοχής:	$M_{p,link} = f_{y} \cdot b \cdot t_{f} \cdot (d - t_{f}) = 581,5kNm$
Αντοχή σε τἑμνουσα:	$V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) \cdot t_w \cdot (d - t_f) = 647,9kN$

Εντατικά μεγέθη

Από την ανάλυση του φορέα, και για το σεισμικό συνδυασμό (2.1) προκύπτουν τα ακόλουθα εντατικά μεγέθη:

Αξονική:	$N_{Ed} = -15,6kN$
Ροπή κάμψης:	$M_{\scriptscriptstyle Ed}=458,3kNm$
Τἑμνουσα:	$V_{Ed} = 588, 2kN$

Επειδή $\frac{N_{Ed}}{N_{p,link}} = 0,004 < 0,15$, πρέπει να ισχύουν: $V_{Ed} < V_{p,link}$ και $M_{Ed} < M_{p,link}$

'Εχουμε: $V_{Ed} = 588, 2kN < V_{p,link} = 647, 9kN$ $M_{Ed} = 458, 3kN < M_{p,link} = 581, 5kN$

Άρα, και οι δύο συνθήκες ικανοποιούνται.

Κατάταξη δοκού σύζευξης

Θεωρούμε ότι θα υπάρξει άρθρωση και στα δύο άκρα της δοκού σύζευξης. Έχουμε:

$$e_{s} = 1, 6 \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}} = 1,44$$
 kai $e_{l} = 3, 0 \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}} = 2,69$

Αφού ισχύει $e_s < e = 1,50 < e_l$, πρόκειται για ενδιάμεσο σύνδεσμο.

• Ικανοτικός συντελεστής $Ω_{i\sigma\sigma\gamma}$

Επειδή πρόκειται για ενδιάμεσο σύνδεσμο, $\Omega_{i\sigma\sigma\gamma} = \frac{M_{p,link}}{M_{Ed}} = 1,903$

Έλεγχος γωνίας στροφής συνδέσμου θ_n

Όπως αναφέρθηκε στο 8.3.1, η γωνία στροφής του σεισμικού συνδέσμου θ_p ανάμεσα στο σύνδεσμο και στο στοιχείο έξω από το σύνδεσμο θα πρέπει να υπερβαίνει την τιμή 0,075 ακτίνια (προσέγγιση της τιμής με γραμμική παρεμβολή μεταξύ των τιμών 0,08 ακτίνια για συνδέσμους μικρού μήκους και 0,02 ακτίνια για συνδέσμους μεγάλου μήκους). Όπως φαίνεται στο Σχήμα Σ10.8, για τη δοκό σύζευξης που εξετάζεται η γωνία στροφής στο αριστερό άκρο ισούται με -0,0019 ακτίνια, και άρα ο έλεγχος ικανοποιείται. Σημειώνεται ότι επειδή η δοκός αυτή είναι η δυσμενέστερη, ο έλεγχος στροφής στις υπόλοιπες δοκούς σύζευξης παραλείπεται.

Σχήμα Σ10.8 - Στροφές άκρων της υπό εξέταση δοκού σύζευξης



Νευρώσεις

Σύμφωνα την παράγραφο 8.3.1, απαιτούνται ενισχύσεις στον κορμό των δοκών σύζευξης με συνολικό πλάτος όχι μικρότερο από $(b_f - 2t_w = 278 mm)$ και πάχος όχι μικρότερο από ούτε 10mm (διότι 0,75 · $t_w = 8,25 mm$). Επειδή πρόκειται για σύνδεσμο ενδιάμεσου μήκους

με e = 1,50m < $\frac{5M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}}$ = 4,49, απαιτούνται νευρώσεις στη συγκεκριμένη δοκό. Καθώς η γωνία στροφής είναι πολύ μικρή (0,00194 ακτίνια), οι νευρώσεις πρέπει να είναι τοποθετημένες σε απόσταση ($52t_w - d / 5$) = 512mm. Τέλος, οι σύνδεσμοι θα πρέπει να διαθέτουν μια ενδιάμεση ενίσχυση κορμού τοποθετημένη σε απόσταση 1,5·b = 450mm από κάθε άκρο της δοκού όπου θα προβλέπεται να αναπτυχθεί πλαστική άρθρωση. Η ίδια διαδικασία πρέπει να επαναληφθεί και στις υπόλοιπες στάθμες.

<u>10.3.1.2 – Οροφή 1^{ου} ορόφου</u>

• Στοιχεία μέλους

Μήκος: e = 1,50m Διατομή: **ΗΕΑ 400**

Επιφάνεια διατομής:	$A = 159,0 cm^2$
Ύψος :	h = 390mm
Πλάτος:	b = 300mm
Πάχος πελμάτων:	t _f = 19,0mm
Πάχος κορμού:	t _w = 11,0mm
Ύψος d:	d = 298mm
Πλάτος S _s :	S _s = 80,63mm
Πλάτος c:	$c = \frac{b - S_s}{2} = 109,69mm$

Κατάταξη διατομής

Η κατάταξη του κορμού και των πελμάτων της διατομής γίνεται με τη βοήθεια των πινάκων Π6.4 και Π10.12.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,9244$$

<u>Κορμός:</u> *d / t_w* = 27,09 < 33ε = 30,51 Άρα ο κορμός είναι **κατηγορίας 1**.

<u>Πέλματα:</u> *c / t_f* = 5,77 < 9ε = 8,32 Άρα ο κορμός είναι **κατηγορίας 1**.

Αντοχές διατομής

Αξονική: $N_{p,link} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 4372,5kN$ Ροπή αντοχής: $M_{p,link} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (d - t_f) = 581,5kNm$ Αντοχή σε τέμνουσα: $V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) \cdot t_w \cdot (d - t_f) = 647,9kN$

Εντατικά μεγέθη

Από την ανάλυση του φορέα, και για το σεισμικό συνδυασμό (2.1) προκύπτουν τα ακόλουθα εντατικά μεγέθη:

Αξονική: $N_{Ed} = -14, 8kN$ Ροπή κάμψης: $M_{Ed} = 405, 4kNm$ Τέμνουσα: $V_{Ed} = 523, 4kN$

Επειδή $\frac{N_{Ed}}{N_{p,link}} = 0,003 < 0,15$, πρέπει να ισχύουν:

 $V_{\text{Ed}} < V_{\text{p,link}} \quad \text{kai} \quad M_{\text{Ed}} < M_{\text{p,link}}$

<code>'Exoupe: V_{Ed} = 523, 4kN < V_{p,link} = 647, 9kN $M_{Ed} = 405, 4kN < M_{p,link} = 581, 5kN$ </code>

Άρα, και οι δύο συνθήκες ικανοποιούνται.

Κατάταξη δοκού σύζευξης

Θεωρούμε ότι θα υπάρξει άρθρωση και στα δύο άκρα της δοκού σύζευξης. Έχουμε:

$$e_{s} = 1,6 \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}} = 1,44$$
 kai $e_{l} = 3,0 \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}} = 2,69$

Αφού ισχύει $e_s < e = 1,50 < e_l$, πρόκειται για ενδιάμεσο σύνδεσμο.

• Ικανοτικός συντελεστής Ω_1

Επειδή πρόκειται για ενδιάμεσο σύνδεσμο, $\overline{\Omega_1 = \frac{M_{p,link}}{M_{Ed}}} = 2,152$

<u>10.3.1.3 – Οροφή 2^{ου} ορόφου</u>

• Στοιχεία μέλους

Μήκος: e = 1,50m Διατομή: **HEA 340**

Επιφάνεια διατομής:	$A = 133,5 cm^2$
Ύψος :	h = 330mm
Πλάτος:	b = 300mm
Πάχος πελμάτων:	t _f = 16, 5mm
Πάχος κορμού:	t _w = 9,5mm

Ύψος d:d = 243mmΠλάτος S_s:S_s = 74,13mmΠλάτος c: $c = \frac{b - S_s}{2} = 112,9mm$

• Κατάταξη διατομής

Η κατάταξη του κορμού και των πελμάτων της διατομής γίνεται με τη βοήθεια των πινάκων Π6.4 και Π10.12.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,9244$$

<u>Κορμός:</u> $d / t_w = 25,57 < 33\varepsilon = 30,51$ Άρα ο κορμός είναι **κατηγορίας 1**.

<u>Πέλματα:</u> *c / t_f* = 6,84 < 9ε = 8,32 Άρα ο κορμός είναι **κατηγορίας 1**.

Αντοχές διατομής

Αξονική:	$N_{p,link} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 3671,3kN$
Ροπή αντοχής:	$M_{p,link} = f_{y} \cdot b \cdot t_{f} \cdot (d - t_{f}) = 426,8kNm$
Αντοχή σε τέμνουσα:	$V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) \cdot t_w \cdot (d - t_f) = 472,9kN$

Εντατικά μεγέθη

Από την ανάλυση του φορέα, και για το σεισμικό συνδυασμό (2.1) προκύπτουν τα ακόλουθα εντατικά μεγέθη:

Αξονική:	$N_{Ed} = -13,7kN$
Ροπή κάμψης:	$M_{Ed} = 321,8kNm$
Τἑμνουσα:	$V_{Ed} = 415, 5kN$

Επειδή
$$\frac{N_{Ed}}{N_{p,link}} = 0,004 < 0,15$$
, πρέπει να ισχύουν:

 $V_{\text{Ed}} < V_{\text{p,link}} \quad \text{kai} \quad M_{\text{Ed}} < M_{\text{p,link}}$

Έχουμε:	$V_{\text{Ed}} = 415,5 \text{kN} < V_{\text{p,link}} = 472,9 \text{kN}$
	$M_{Ed} = 321,8kN < M_{p,link} = 426,8kN$

Άρα, και οι δύο συνθήκες ικανοποιούνται.

Κατάταξη δοκού σύζευξης

Θεωρούμε ότι θα υπάρξει άρθρωση και στα δύο άκρα της δοκού σύζευξης. Έχουμε:

$$e_{s} = 1, 6 \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}} = 1,44$$
 kai $e_{l} = 3, 0 \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}} = 2,70$

Αφού ισχύει $e_s < e = 1,50 < e_l$, πρόκειται για ενδιάμεσο σύνδεσμο.

• Ικανοτικός συντελεστής Ω₂

Επειδή πρόκειται για ενδιάμεσο σύνδεσμο, $\Omega_2 = \frac{M_{p,link}}{M_{Ed}} = 1,989$

<u>10.3.1.4 – Οροφή 3^{ου} ορόφου</u>

• Στοιχεία μέλους

Μήκος: Διατομή:	e = 1,50m HEA 300	
Επιφάνεια δ	διατομής:	$A = 112, 5 cm^2$
Ύψος :		h = 290mm
Πλἁτος:		b = 300mm
Πάχος πελμ	ιάτων:	t _f = 14,0mm
Πάχος κορμ	ເວບ:	t _w = 8, 5mm
Ύψος d:		d = 208mm
Πλάτος S_s :		S _s = 68,13mm
Πλἁτος c:		$c = \frac{b - S_s}{2} = 115,9mm$

Κατάταξη διατομής

Η κατάταξη του κορμού και των πελμάτων της διατομής γίνεται με τη βοήθεια των πινάκων Π6.4 και Π10.12.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{\gamma}}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,9244$$

<u>Κορμός:</u> *d / t_w* = 24,47 < 33ε = 30,51 Άρα ο κορμός είναι **κατηγορίας 1**.

<u>Πέλματα:</u> *c / t_f* = 8,27 < 9ε = 8,32 Άρα ο κορμός είναι **κατηγορίας 1**.

Αντοχές διατομής

Αξονική: $N_{p,link} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 3093,8kN$ Ροπή αντοχής: $M_{p,link} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (d - t_f) = 318,8kNm$ Αντοχή σε τέμνουσα: $V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) \cdot t_w \cdot (d - t_f) = 372,5kN$

Εντατικά μεγέθη

Από την ανάλυση του φορέα, και για το σεισμικό συνδυασμό (2.1) προκύπτουν τα ακόλουθα εντατικά μεγέθη:

Αξονική: N_{Ed} = -11,8kN Ροπή κάμψης: M_{Ed} = 267,3kNm Τέμνουσα: V_{Ed} = 351,0kN

Επειδή $\frac{N_{Ed}}{N_{p,link}} = 0,004 < 0,15$, πρέπει να ισχύουν:

 $V_{\text{Ed}} < V_{\text{p,link}} \quad \text{kai} \quad M_{\text{Ed}} < M_{\text{p,link}}$

Έχουμε:

$$\begin{split} V_{Ed} &= 351,0kN < V_{p,link} = 372,5kN \\ M_{Ed} &= 267,3kN < M_{p,link} = 318,8kN \end{split}$$

Άρα, και οι δύο συνθήκες ικανοποιούνται.

Κατάταξη δοκού σύζευξης

Θεωρούμε ότι θα υπάρξει άρθρωση και στα δύο άκρα της δοκού σύζευξης. Έχουμε:

$$e_s = 1,6 \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}} = 1,37$$
 kai $e_l = 3,0 \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}} = 2,57$

Αφού ισχύει $e_s < e = 1,50 < e_l$, πρόκειται για ενδιάμεσο σύνδεσμο.

• Ικανοτικός συντελεστής Ω₃

Επειδή πρόκειται για ενδιάμεσο σύνδεσμο, $\Omega_3 = \frac{M_{p,link}}{M_{Ed}} = 1,789$

<u>10.3.1.5 – Ικανοτικός συντελεστής Ω</u>

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 ο πολλαπλασιαστικός (ικανοτικός) συντελεστής Ω ισούται με το ελάχιστο Ω για όλες τις δοκούς σύζευξης σε ένα κατακόρυφο σύνδεσμο δυσκαμψίας. Στην περίπτωσή μας έχουμε:

Όροφος	Ωi	
Ισόγειο	1,903	$< 1,25 \cdot \Omega_{min} = 2,236$
1 ^{oç}	2,152	$<$ 1, 25 $\cdot \Omega_{min} =$ 2, 236
2 ^{ος}	1,989	$<$ 1, 25 $\cdot \Omega_{min} =$ 2, 236
3 ^{oç}	1,789	$<$ 1, 25 $\cdot \Omega_{min} =$ 2, 236
	$\Omega_{\rm min} = 1,789$	

Πίνακας Π10.12 - Ικανοτικοί συντελεστές όλων των ορόφων

Η τρίτη στήλη του Πίνακα Π10.12 Εξυπηρετεί τον εξής σκοπό: Προκειμένου να επιτευχθεί συνολική πλάστιμη συμπεριφορά του φορέα, πρέπει να ελέγχεται ότι οι μεμονωμένες τιμές των λόγων Ω, δεν υπερβαίνουν την ελάχιστη τιμή Ω περισσότερο από 25% της ελάχιστης αυτής τιμής.

<u>10.3.2 – Διαγώνιοι</u>

Οι διαγώνιοι ελέγχονται με βάση όσα έχουν αναφερθεί στις ενότητες 8.3.2 каі 10.1.7.



Σχήμα Σ10.9 - Διαγώνιοι που ελέγχθηκαν

Στοιχεία μέλους

Μήκος: Μήκος λυγισμού: L_{cr} = 4,854m (αμφιαρθρωτές)

Διατομή: Κοίλη τετραγωνική 160x160x25

Επιφάνεια διατομής: $A = 135,00 \text{ cm}^2$ h = 160 mmΎψος :

b = 160 mmΠλάτος: t = 25mmΠάχος: Ponή αδρανείας (y-y): $I_y = 4241,0 \text{ cm}^4$ Ponή αδρανείας (z-z): $I_z = 4241,0 \text{ cm}^4$ Ακτίνα αδρανείας (y-y): $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{\Delta}} = 5,60$ Ακτίνα αδρανείας (z-z): $i_z = \sqrt{\frac{I_z}{\Lambda}} = 5,60$

Κατάταξη διατομής

Σύμφωνα με τον Πίνακα Π6.4, έχουμε:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,9244$$
$$\frac{c}{t} = \frac{160 - 2 \cdot 25}{25} = 4,4 < 33\varepsilon = 30,51$$

Άρα πρόκειται για διατομή κατηγορίας 1.

Αντοχές διατομής

Συντελεστές Χγ και Χχ

Λυγηρότητες (βλ. 10.1.7.2):
$$\lambda_y = \frac{L_{cr}}{i_y} = 86,60$$

 $\lambda_z = \frac{L_{cr}}{i_z} = 86,60$
 $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 86,815$
Ανηγμένες λυγηρότητες: $\overline{\lambda}_y = 0,998$
 $\overline{\lambda}_z = 0,998$
Καμπύλες λυγισμού: Έχουμε κοίλη διατομή θερμής έλασης

Καμ , και άρα, από τους Πίνακες Π10.2 και Π10.1 λαμβάνουμε:

- Άξονας y-y: Καμπύλη λυγισμού a
$$→$$
 a=0,21
- Άξονας z-z: Καμπύλη λυγισμού a $→$ a=0,21

Συντελεστές Φ_y , Φ_z : $\Phi_y = 0, 5 \cdot \left[1 + \alpha(\overline{\lambda}_y - 0, 2) + \overline{\lambda}_y^2\right] = 1,081$ $\Phi_{z} = \mathbf{0}, \mathbf{5} \cdot \left[\mathbf{1} + \alpha (\overline{\lambda}_{z} - \mathbf{0}, \mathbf{2}) + \overline{\lambda}_{z}^{2}\right] = \mathbf{1}, \mathbf{081}$ $\chi_{y} = \frac{1}{\Phi_{y} + \sqrt{\Phi_{y}^{2} - \bar{\lambda}_{y}^{2}}} = 0,667$ Συντελεστές χ_y , χ_z :

$$\chi_{z} = \frac{1}{\Phi_{z} + \sqrt{\Phi_{z}^{2} - \bar{\lambda}_{z}^{2}}} = 0,667$$
$$\chi_{\min} = \min\{\chi_{y},\chi_{z}\} = 0,667$$

Αντοχή μέλους σε λυγισμό: $N_{b,Rd} = \chi_{min} \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 2477,4kN$

Εντατικά μεγέθη

Αξονική: $N_{IKAV.} = N_{Ed,G} + 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} = -2246, 0kN$ όπου: $N_{Ed,G} = -38, 2kN$ (anò G+0,3Q) $N_{Ed,E} = -897, 6kN$ (anò σεισμικό συνδυασμό) $\gamma_{ov} = 1, 25$ $\Omega = 1, 789$ (σημειώνουμε ότι πρέπει να ισχύει: $1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega < q = 4.$ Στηνπερίπτωσή μας, έχουμε $1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega = 2, 460$)

<u>Ροπή κάμψης:</u>	$M_{sd} = 0$ (από σεισμικό συνδυασμό 2.1)
<u>Τἑμνουσα:</u>	$V_{sd}=0$ (από σεισμικό συνδυασμό 2.1)

Τελικώς, ἑχουμε :

 $N_{b,Rd} = 2477, 4kN > N_{Ed} = 2246, 1kN$

Άρα, η διατομή που επιλέξαμε επαρκεί.

10.3.3 – Τμήματα δοκών εκτός των δοκών σύζευξης

Τα τμήματα της δοκού τα οποία βρίσκονται εκτός των δοκών σύζευξης ελέγχονται με βάση όσα έχουν αναφερθεί στις ενότητες 8.3.2 και 10.1.9. Στη συνέχεια αναλύεται ο έλεγχος του τμήματος δοκού που σημειώνεται στο Σχήμα Σ10.10.



Σχήμα Σ10.10 - Κεφαλοδοκός που ελέγχθηκε

Στοιχεία μέλους

Μήκος:	L = 2,75m
Μήκος λυγισμού:	L _{cr} = 2,75m

Διατομή: **ΗΕΑ 450**

				_	
h	440	mm	Iy	63720,0	cm⁴
b	300	mm	Iz	9465,0	cm⁴
t _f	21,0	mm	i _y	18,9	cm
t _w	11,5	mm	i _z	7,3	cm
S _s	89,6	mm	$W_{\rm el,y}$	2896,0	cm ³
c=(b-Ss)/2	105,2	mm	$W_{\rm el,z}$	631,0	cm ³
d	344	mm	$W_{\rm pl,y}$	3216,0	cm ³
А	178,0	cm ²	$W_{\rm pl,z}$	965,5	cm ³
A_v	51,77	cm ²	\mathbf{I}_{w}	4148000	cm ⁶
g	1,40	kN/m	It	243,8	cm⁴

HEA

450

• Φορτία

Ροπή κάμψης: $M_{sd} = 458, 3kNm$ (από σεισμικό συνδυασμό 2.1)Τέμνουσα: $V_{sd} = 179, 1kN$ (από σεισμικό συνδυασμό 2.1)

Επειδή $N_{sd,a} = 1209, 8kN < 0, 25 \cdot N_{pl,Rd} = 0, 25 \cdot 4895, 0kN = 1223, 8kN$ (για $N_{pl,Rd}$ βλ. παρακάτω), δεν απαιτείται μείωση της ροπής κάμψης λόγω θλίψης. Ισχύει ότι $M_{sd} = 458, 3kNm < M_{pl,Rd} = 884, 4kNm$, για $M_{pl,Rd}$ βλ. παρακάτω)

• Κατάταξη διατομής

Η κατάταξη του κορμού και των πελμάτων της διατομής γίνεται με τη βοήθεια των πινάκων Π6.4 και Π10.12.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,9244$$

<u>Κορμός:</u> *d / t_w* = 29,91 < 33ε = 30,51 Άρα ο κορμός είναι **κατηγορίας 1**.

<u>Πἑλματα:</u> *c / t_f* = 5,01 < 9ε = 8,32 Άρα ο κορμός είναι **κατηγορίας 1**.

Συντελεστές Χ_y και Χ_x

Λυγηρότητες (βλ. 10.1.7.2):
$$\lambda_y = \frac{L_{cr}}{i_y} = 14,535$$

 $\lambda_z = \frac{L_{cr}}{i_z} = 37,723$
 $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 86,815$
Ανηγμένες λυγηρότητες: $\overline{\lambda}_y = 0,167$
 $\overline{\lambda}_z = 0,435$

Καμπύλες λυγισμού: Έχουμε ελατή διατομή, χάλυβα S275, h / b = 1,47 > 1,2 και $t_f = 21,0 < 40mm$ και άρα, από τους Πίνακες Π10.2 και Π10.1 λαμβάνουμε:

- 'Aξονας y-y: Καμπύλη λυγισμού a
$$\rightarrow a=0,21$$

- 'Aξονας z-z: Καμπύλη λυγισμού b $\rightarrow a=0,34$
Συντελεστές Φ_y, Φ_z : $\Phi_y = 0, 5 \cdot \left[1 + \alpha(\overline{\lambda}_y - 0, 2) + \overline{\lambda}_y^2\right] = 0,511$
 $\Phi_z = 0, 5 \cdot \left[1 + \alpha(\overline{\lambda}_z - 0, 2) + \overline{\lambda}_z^2\right] = 0,634$
Συντελεστές χ_y, χ_z : $\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \overline{\lambda}_y^2}} = 0,987$
 $\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \overline{\lambda}_z^2}} = 0,912$
 $\overline{\chi_{min}} = \min\{\chi_y, \chi_z\} = 0,912$

Έλεγχος σε κάμψη και θλίψη (βλ. 10.1.9)

Το τμήμα της δοκού που εξετάζουμε πρέπει να ικανοποιεί τις παρακάτω σχέσεις:

$$A = \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_{y} \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$
(10.27a)

$$B = \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$
(10.27β)

έχουμε:

-
$$N_{Ed} = 1209,8kN$$

-
$$M_{y,Ed} = 458,3kN$$

- M_{z,Ed} = 0 (κάμψη μόνο ως προς τον ισχυρό άξονα y-y)
- $\Delta M_{y,Ed} = \Delta M_{z,Ed} = 0$ (έχουμε διατομή κατηγορίας 1)

 - χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού (βλ. παρακάτω)

- N_{Rk} =
$$\frac{A \cdot f_{\gamma}}{\gamma_{M0}}$$
 = 4985,0kN
- M_{γ,Rk} = $\frac{W_{pl,y} \cdot f_{\gamma}}{\gamma_{M0}}$ = 884,4kNm και M_{z,Rk} αδιάφορο
- $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,00$

- k_{yy},k_{yz},k_{zy},k_{zz} είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης, οι οποίοι υπολογίζονται με τη βοήθεια των Πινάκων Π10.8 έως Π10.10, ως εξής:

Υπολογισμός k_{yy}, k_{zy}

(τα k_{yz}, k_{zz} δεν χρειάζονται λόγω απλοποιήσεων στις σχέσεις (10.27a) και (10.27β))

Από Πίνακες Π10.7 και Π10.8:

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + (\overline{\lambda_y} - 0, 2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \le C_{my} \left(1 + 0, 8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$k_{zy} = \left[1 - \frac{0, 1 \cdot \overline{\lambda_z}}{(C_{mLT} - 0, 25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}}\right] \ge \left[1 - \frac{0, 1}{(C_{mLT} - 0, 25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}}\right]$$

Από Πίνακα Π10.9:

Λόγω της μορφής του διαγράμματος των ροπών έχουμε

$$C_{mv} = C_{mLT} = 0,6 + 0,4\psi \ge 0,4$$

Για ψ=0,
$$C_{mv} = C_{mLT} = 0, 6 ≥ 0, 4$$

Τελικώς, έχουμε: $k_{vv} = 0,595 \le 0,718$ και $k_{zv} = 0,966 \ge 0,923$

Υπολογισμός χιτ:

(σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στο 10.1.8.2)

Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:

$$\mathsf{M}_{cr} = \mathsf{C}_{1} \frac{\pi^{2} \cdot \mathsf{E} \cdot \mathsf{I}_{z}}{\mathsf{k} \cdot \mathsf{L}^{2}} \left\{ \left[\left(\frac{\mathsf{k}}{\mathsf{k}_{w}} \right)^{2} \frac{\mathsf{I}_{w}}{\mathsf{I}_{z}} + \frac{(\mathsf{k} \cdot \mathsf{L})^{2} \cdot \mathsf{G} \cdot \mathsf{I}_{t}}{\pi^{2} \cdot \mathsf{E} \cdot \mathsf{I}_{z}} + (\mathsf{C}_{2} \cdot \mathsf{z}_{g} - \mathsf{C}_{3} \cdot \mathsf{z}_{j})^{2} \right]^{0,5} - (\mathsf{C}_{2} \cdot \mathsf{z}_{g} - \mathsf{C}_{3} \cdot \mathsf{z}_{j}) \right\}$$

- Ι_t η σταθερά στρέψης
- I_w η σταθερά στρέβλωσης
- Iz η ροπή αδρανείας ως προς τον ασθενή άξονα
- L = 4,00m το μήκος της δοκού μεταξύ σημείων πλευρικά εξασφαλισμένων

k = 0,7 (πάκτωση στον ένα άκρο)

k_w = 1,0 (συντηρητική τιμή) C₁ = 1,879 (από Πίνακα Π10.10) C₂ = 0 (ομοίως) C₃ = 0,939 (ομοίως) z_a = 220mm (εφαρμογή φορτίο στο άνω πέλμα) z_j = 0 (συμμετρική διατομή και προς τους δύο άξονες) z_g = 220mm Από τα παραπάνω προκύπτει: M_{cr} = 11054,53kNm

Ανηγμένη λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_{y}}{M_{cr}}} = 0,283 > 0,2$$

Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:

Για ελατή διατομή και h/b = 1,467 < 2, από τον Πίνακα Π10.4 βρίσκουμε ότι η σωστή καμπύλη είναι η <u>Καμπύλη a</u>.

Κατά συνέπεια, ο συντελεστής ατελειών ισούται με: $\alpha_{LT} = 0,21$

Μειωτικός συντελεστής χιτ:

$$\begin{split} \chi_{\text{LT}} &= \frac{1}{\Phi_{\text{LT}} + \sqrt{\Phi_{\text{LT}}^2 - \overline{\lambda}_{\text{LT}}^2}} = 0,982 < 1,0 \\ \dot{\sigma}_{\text{nou:}} \\ \Phi_{\text{LT}} &= 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{\text{LT}}(\overline{\lambda}_{\text{LT}} - 0,2) + \overline{\lambda}_{\text{LT}}^2\right] = 0,549 \end{split}$$

Τελικώς, από τις σχέσεις (10.27α) και (10.27β), έχουμε:

<u>10.3.4 – Υποστύλωμα</u>

Τα υποστυλώματα ελέγχονται με βάση όσα έχουν αναφερθεί στις ενότητες 8.2.3 και 10.1.9. Στη συνέχεια αναλύεται ο έλεγχος του υποστυλώματος που σημειώνεται στο Σχήμα Σ10.11.



Στοιχεία μέλους

Μήκος: L = 4,00m Μήκος λυγισμού: L_{cr} = 4,00m

Σημείωση: Λόγω του υπολογισμού των επιρροών 2^{ης} τάξης μέσω του πολλαπλασιαστικού συντελεστή των σεισμικών δράσεων $\frac{1}{1- heta}$, τα πλαίσια θεωρούνται αμετάθετα.

Διατομή: **ΗΕΒ 400**

HEB	400

h	400	mm	Ι _γ	57680,0	cm⁴
b	300	mm	Iz	10820,0	cm⁴
t _f	24,0	mm	i _y	17,1	cm
t _w	13,5	mm	i _z	7,4	cm
S _s	93,10	mm	W _{el,y}	2884,0	cm ³

c=(b-Ss)/2	103,40	mm	$W_{\rm el,z}$	721,3	cm ³
d	298	mm	$W_{\rm pl,y}$	3232,0	cm ³
А	197,8	cm ²	$W_{\rm pl,z}$	1104,0	cm ³
A _v	57,30	cm ²	I _w	3817000	cm⁵
g	1,250	kN/m	It	355,7	cm⁴

• Φορτία

Αξονική: $N_{IKAV.} = N_{Ed,G} + 1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} = -3950, 1kN$

onou:
 $N_{Ed,G} = -867, 8kN$ (anò G+0,3Q)
 $N_{Ed,E} = -1253, 1kN$ (anò σεισμικὸ συνδυασμὸ)
 $\gamma_{ov} = 1, 25$
 $\Omega = 1,089$

(σημειὼνουμε ὁτι πρἑπει να ισχὑει: $1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega < q = 4$. Στην

περίπτωσή μας, ἑχουμε $1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega = 2,460$)

<u>Ροπή κάμψης:</u>	<i>M_{sd}</i> = 19,5 <i>kNm</i> (από σεισμικό συνδυασμό 2.1)
<u>Τἑμνουσα:</u>	V _{sd} = 4,9kN (από σεισμικό συνδυασμό 2.1)

(Λόγω πολύ μικρής ροπής κάμψης δεν εκτελείται έλεγχος απομείωσης της ροπής κάμψης λόγω θλίψης).

• Κατάταξη διατομής

Η κατάταξη του κορμού και των πελμάτων της διατομής γίνεται με τη βοήθεια των πινάκων Π6.4 και Π10.12 .

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,9244$$

<u>Κορμός:</u> *d / t_w* = 22,07 < 33ε = 30,51 Άρα ο κορμός είναι **κατηγορίας 1**.

<u>Πέλματα:</u> *c / t_f* = 4,31 < 9ε = 8,32 Άρα ο κορμός είναι **κατηγορίας 1**.

• Συντελεστές Χ_γ και Χ_×

Λυγηρότητες (βλ. 10.1.7.2): $\lambda_{y} = \frac{L_{cr}}{i_{y}} = 23,419$ $\lambda_{z} = \frac{L_{cr}}{i_{z}} = 54,054$ $\lambda_{1} = \pi \sqrt{\frac{E}{f_{y}}} = 86,815$

Ανηγμένες λυγηρότητες:
$$\overline{\lambda}_{y} = 0,270$$

 $\overline{\lambda}_{z} = 0,623$

- Καμπύλες λυγισμού: Έχουμε ελατή διατομή, χάλυβα S275, h / b = 1,33 > 1,2 και $t_f = 24 < 40mm$ και άρα, από τους Πίνακες Π10.2 και Π10.1 λαμβάνουμε:
 - Άξονας y-y: Καμπύλη λυγισμού a → α=0,21
 Άξονας z-z: Καμπύλη λυγισμού b → α=0,34

Συντελεστές Φ_y, Φ_z: Φ_y = 0, 5 · $\left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0, 2) + \bar{\lambda}_y^2\right]$ = 0,5437 Φ_z = 0, 5 · $\left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0, 2) + \bar{\lambda}_z^2\right]$ = 0,7657 Συντελεστές χ_y , χ_z : $\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}$ = 0,985 $\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$ = 0,826 $\chi_{min} = \min\{\chi_y, \chi_z\}$ = 0,826

Έλεγχος σε κάμψη και θλίψη (βλ. 10.1.9)

Το υποστύλωμα πρέπει να ικανοποιεί τις παρακάτω σχέσεις:

$$A = \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_{y} \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$
(10.27a)
$$B = \frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_{z} \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$
(10.27β)

έχουμε:

- $N_{Ed} = -3950, 1kN$
- $M_{y,Ed} = 19,5kN$
- $M_{z,Ed} = 0$ (κάμψη μόνο ως προς τον ισχυρό άξονα y-y)
- $\Delta M_{y,Ed} = \Delta M_{z,Ed} = 0$ (έχουμε διατομή κατηγορίας 1)

- _{χ_y} = 0,985 ка χ_z = 0,826

 - χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού (βλ. παρακάτω)

-
$$N_{Rk} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

-
$$M_{y,Rk} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$
 και $M_{z,Rk}$ αδιάφορο
- $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,00$

k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz} είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης, οι οποίοι υπολογίζονται με τη βοήθεια των Πινάκων Π10.8 έως Π10.10, ως εξής:

Υπολογισμός k_{yy}, k_{zy}

(τα k_{yz}, k_{zz} δεν χρειάζονται λόγω απλοποιήσεων στις σχέσεις (10.27a) και (10.27β))

Από Πίνακες Π10.7 και Π10.8:

$$\begin{aligned} \mathsf{k}_{yy} &= \mathsf{C}_{my} \left(1 + (\overline{\lambda}_{y} - 0, 2) \frac{\mathsf{N}_{\mathsf{Ed}}}{\chi_{y} \cdot \mathsf{N}_{\mathsf{Rk}} / \gamma_{\mathsf{M1}}} \right) \leq \mathsf{C}_{my} \left(1 + 0, 8 \frac{\mathsf{N}_{\mathsf{Ed}}}{\chi_{y} \cdot \mathsf{N}_{\mathsf{Rk}} / \gamma_{\mathsf{M1}}} \right) \\ \mathsf{k}_{zy} &= \left[1 - \frac{0, 1 \cdot \overline{\lambda}_{z}}{(\mathsf{C}_{\mathsf{mLT}} - 0, 25)} \frac{\mathsf{N}_{\mathsf{Ed}}}{\chi_{z} \cdot \mathsf{N}_{\mathsf{Rk}} / \gamma_{\mathsf{M1}}} \right] \geq \left[1 - \frac{0, 1}{(\mathsf{C}_{\mathsf{mLT}} - 0, 25)} \frac{\mathsf{N}_{\mathsf{Ed}}}{\chi_{z} \cdot \mathsf{N}_{\mathsf{Rk}} / \gamma_{\mathsf{M1}}} \right] \end{aligned}$$

Από Πίνακα Π10.9:

Λόγω της μορφής του διαγράμματος των ροπών έχουμε

$$C_{my} = C_{mLT} = 0,6 + 0,4\psi \ge 0,4$$

Για ψ=0, $C_{mv} = C_{mLT} = 0, 6 ≥ 0, 4$

Τελικώς, έχουμε: $k_{vv} = 0,631 \le 0,954$ και $k_{zv} = 0,844 \ge 0,749$

Υπολογισμός χιτ:

(σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στο 10.1.8.2)

Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:

$$\mathsf{M}_{\rm cr} = \mathsf{C}_1 \frac{\pi^2 \cdot \mathsf{E} \cdot \mathsf{I}_z}{\mathsf{k} \cdot \mathsf{L}^2} \left\{ \left[\left(\frac{\mathsf{k}}{\mathsf{k}_{\rm w}} \right)^2 \frac{\mathsf{I}_{\rm w}}{\mathsf{I}_z} + \frac{(\mathsf{k} \cdot \mathsf{L})^2 \cdot \mathsf{G} \cdot \mathsf{I}_{\rm t}}{\pi^2 \cdot \mathsf{E} \cdot \mathsf{I}_z} + (\mathsf{C}_2 \cdot \mathsf{z}_g - \mathsf{C}_3 \cdot \mathsf{z}_j)^2 \right]^{0,5} - (\mathsf{C}_2 \cdot \mathsf{z}_g - \mathsf{C}_3 \cdot \mathsf{z}_j)^2 \right]^{0,5} \right\}$$

 I_t η σταθερά στρέψης I_w η σταθερά στρέβλωσης I_z η ροπή αδρανείας ως προς τον ασθενή άξοναL = 4,00mτο μήκος της δοκού μεταξύ σημείων πλευρικά
εξασφαλισμένων

k = 0,7 k _w = 1,0	(πἀκτωση στον ἐνα ἀκρο) (συντηρητική τιμή)
$C_1 = 1,879$ $C_2 = 0$ (or $C_3 = 0,939$	(από Πίνακα Π10.10) ιοίως) (ομοίως)
${f z}_{a}^{}=0\ {f z}_{j}^{}=0\ {f z}_{g}^{}=0$	(εφαρμογή φορτίο στον κεντροβαρικό άξονα) (συμμετρική διατομή και προς τους δύο άξονες)

Από τα παραπάνω προκύπτει: M_{cr} = 6223,01kNm

Ανηγμένη λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_{y}}{M_{cr}}} = 0,378 > 0,2$$

Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:

Για ελατή διατομή και h/b = 1,333 < 2, από τον Πίνακα Π10.4 βρίσκουμε ότι η σωστή καμπύλη είναι η <u>Καμπύλη a</u>.

Κατά συνέπεια, ο συντελεστής ατελειών ισούται με: $\alpha_{\rm LT}=0,21$

Μειωτικός συντελεστής χιτ:

$$\begin{split} \chi_{\text{LT}} &= \frac{1}{\Phi_{\text{LT}} + \sqrt{\Phi_{\text{LT}}^2 - \overline{\lambda_{\text{LT}}}^2}} = 0,9585 < 1,0\\ \dot{0}\text{nou:}\\ \Phi_{\text{LT}} &= 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{\text{LT}}(\overline{\lambda_{\text{LT}}} - 0,2) + \overline{\lambda_{\text{LT}}}^2\right] = 0,5901 \end{split}$$

Τελικώς, από τις σχέσεις (10.27α) και (10.27β), έχουμε:

<u>10.4 – Κτίριο Γ</u>

Στο σημείο αυτό παρουσιάζεται αναλυτικά η διαδικασία σχεδιασμού των δοκών του Κτιρίου Γ. Επίσης, παρουσιάζεται ο ικανοτικός έλεγχος ορισμένων υποστυλωμάτων. Η διαδικασία είναι ενδεικτική της πορείας πρέπει να ακολουθηθεί σε όλα τα πλαίσια και περιορίζεται στον έλεγχο του ενός εξωτερικού πλαισίου κατά Χ. Στο εδάφιο 10.4.3 γίνεται ένας συνοπτικός έλεγχος του εξωτερικού πλαισίου κατά Υ.

<u> 10.4.1 – Δокоі</u>

Οι δοκοί ελέγχονται σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στο εδάφιο 8.4.1.

<u>10.4.1.1 – Οροφή ισογείου</u>



Σχήμα Σ10.12 - Δοκός στην οροφή του ισογείου που ελέγχθηκε

• Στοιχεία μέλους

Μήκος:	L = 7,00m
Διατομή:	IPE 550

IPE 550

h	550	mm	I_y	67120,0	cm⁴
b	210	mm	I _z	2668,0	cm⁴
t _f	17,2	mm	i _y	22,4	cm
t _w	11,1	mm	i _z	4,45	cm
S _s	73,6	mm	$W_{el,y}$	2441,0	cm ³
c=(b-Ss)/2	68,2	mm	$W_{\rm el,z}$	254,1	cm ³
d	467,6	mm	$W_{pl,y}$	2787,0	cm ³
А	134,4	cm ²	$W_{\rm pl,z}$	400,5	cm ³
A _v	51,77	cm ²	I_w	1884000	cm ⁶
g	1,06	kN/m	\mathbf{I}_{t}	132,2	cm⁴

• Κατάταξη διατομής

Η κατάταξη του κορμού και των πελμάτων της διατομής γίνεται με τη βοήθεια των πινάκων Π6.4 και Π10.12.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,9244$$

<u>Κορμός:</u> *d / t_w* = 42,13 < 83ε = 76,73 Άρα ο κορμός είναι **κατηγορίας 2**.

<u>Πέλματα:</u> $c / t_f = 3,97 < 9\varepsilon = 8,32$

Άρα ο κορμός είναι κατηγορίας 1.

Αντοχές διατομής

Αξονική:
$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{y}}{\gamma_{M0}} = 3696,0 kN$$
Ροπή αντοχής: $M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_{y}}{\gamma_{M0}} = 766,4 kNm$ Αντοχή σε τέμνουσα: $V_{pl,Rd} = \frac{A_{v} \cdot f_{y}}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = 1148,6 kN$

Εντατικά μεγέθη

Από την ανάλυση του φορέα, και για το σεισμικό συνδυασμό (2.1) προκύπτουν τα ακόλουθα εντατικά μεγέθη:

Αξονική: $N_{Ed} = 0$ Ροπή κάμψης: $M_{Ed} = 315, 3kNm$ Τέμνουσα: $V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,m} = 250, 1kN$
όπου:
 $V_{Ed,G} = 31, 1kN$ (aπό G+0,3Q) $V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}) / L = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd}}{L} = 219, 0kN$

Πρέπει να ικανοποιούνται οι έλεγχοι:

$$\frac{M_{\rm Ed}}{M_{\rm pl,Rd}} \le 1,0 \qquad \frac{N_{\rm Ed}}{N_{\rm pl,Rd}} \le 0,15 \qquad \frac{V_{\rm Ed}}{V_{\rm pl,Rd}} \le 0,5$$

Έχουμε:

$$\begin{split} \mathsf{M}_{\mathsf{Ed}} &= 315, 3 \mathsf{kNm} < \mathsf{M}_{\mathsf{pl},\mathsf{Rd}} = 766, 4 \mathsf{kN} \\ \mathsf{V}_{\mathsf{Ed}} &= 250, 1 \mathsf{kNm} < 0, 5 \cdot \mathsf{V}_{\mathsf{pl},\mathsf{Rd}} = 574, 3 \mathsf{kN} \\ \mathsf{N}_{\mathsf{Ed}} &= 0 < 0, 15 \mathsf{N}_{\mathsf{pl},\mathsf{Rd}} = 554, 4 \mathsf{kN} \end{split}$$

Η διατομή επαρκεί καθώς όλοι οι έλεγχοι ικανοποιούνται

• Ικανοτικός συντελεστής $Ω_{looy}$

$$\Omega_{\iota\sigma\sigma\gamma} = \frac{\mathsf{M}_{\mathsf{pl},\mathsf{Rd}}}{\mathsf{M}_{\mathsf{Ed}}} = 2,431$$

Έλεγχος έναντι πλευρικού λυγισμού

Οι δοκοί πρέπει να ελέγχονται ως προς την επαρκή τους αντοχή έναντι πλευρικού και στρεπτικού λυγισμού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, υποθέτοντας ότι σχηματίζεται μια πλαστική άρθρωση στο ένα άκρο της δοκού. Το άκρο της δοκού το οποίο θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη είναι το άκρο που δέχεται τη μεγαλύτερη καταπόνηση κατά την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού. Στην περίπτωσή μας ο έλεγχος αυτός δεν πραγματοποιήθηκε για τους εξής λόγους:

- Οι διατομές που επιλέχθηκαν για τις δοκούς είναι σημαντικά μεγαλύτερες από τις απαιτούμενες, γεγονός το οποίο αντικατοπτρίζεται στους χαμηλούς συντελεστές εκμετάλλευσης των δοκών για το σεισμό σχεδιασμού.
- Θεωρούμε ότι υπάρχει πλευρική εξασφάλιση των δοκών κατά τη φάση κατασκευής, ενώ κατά τη φάση λειτουργίας η σύμμικτη πλάκα εξασφαλίζει τις δοκούς έναντι πλευρικού λυγισμού.

<u>10.4.1.2 – Οροφή 1^{ου}ορόφου</u>





Στοιχεία μέλους

Μήκος: L = 7,00m Διατομή: **IPE 550**

h	550	mm	Ι _γ	67120,0	cm⁴
b	210	mm	Iz	2668,0	cm ⁴
t _f	17,2	mm	i _y	22,4	cm
t _w	11,1	mm	i _z	4,45	cm
S _s	73,6	mm	$W_{\rm el,y}$	2441,0	cm ³
c=(b-Ss)/2	68,2	mm	$W_{\rm el,z}$	254,1	cm ³
d	467,6	mm	$W_{\rm pl,y}$	2787,0	cm ³
А	134,4	cm ²	$W_{\rm pl,z}$	400,5	cm ³
A _v	51,77	cm ²	\mathbf{I}_{w}	1884000	cm ⁶
g	1,06	kN/m	It	132,2	cm⁴
			1	1	

IPE 550

• Κατάταξη διατομής

Η κατάταξη του κορμού και των πελμάτων της διατομής γίνεται με τη βοήθεια των πινάκων Π6.4 και Π10.12.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,9244$$

<u>Κορμός:</u> *d / t_w* = 42,13 < 83ε = 76,73 Άρα ο κορμός είναι **κατηγορίας 2**.

<u>Πέλματα:</u> $c / t_f = 3,97 < 9\varepsilon = 8,32$ Άρα ο κορμός είναι **κατηγορίας 1**.

Αντοχές διατομής

Αξονική:	$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{y}}{\gamma_{M0}} = 3696,0kN$
Ροπή αντοχής:	$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_{y}}{\gamma_{M0}} = 766,4kNm$
Αντοχή σε τέμνουσα:	$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_v}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = 1148,6kN$

Εντατικά μεγέθη

Από την ανάλυση του φορέα, και για το σεισμικό συνδυασμό (2.1) προκύπτουν τα ακόλουθα εντατικά μεγέθη:

Αξονική: N_{Ed} = 0 Ροπή κάμψης: M_{Ed} = 383,5kNm Τέμνουσα: V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,m} = 250,1kN όπου:

$$V_{Ed,G} = 31,1kN \text{ (ano } G+0,3Q)$$

 $V_{Ed,m} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}) / L = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd}}{L} = 219,0kN$

Πρέπει να ικανοποιούνται οι έλεγχοι:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \le 1,0 \qquad \qquad \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \le 0,15 \qquad \qquad \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \le 0,5$$

'Exouµe:
$$M_{Ed} = 383,5kNm < M_{pl,Rd} = 766,4kN$$
$$V_{Ed} = 250,1kNm < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 574,3kN$$
$$N_{Ed} = 0 < 0,15N_{pl,Rd} = 554,4kN$$

Η διατομή επαρκεί καθώς όλοι οι έλεγχοι ικανοποιούνται

- Ικανοτικός συντελεστής Ω_1

$$\Omega_1 = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}} = 1,999$$

<u>10.4.1.3 – Οροφή 2^{ου} ορόφου</u>

• Στοιχεία μέλους

Μήκος: L = 7,00m Διατομή: **IPE 360**

			-		
h	360	mm	Ι _γ	16270,0	cm⁴
b	170	mm	Iz	1043,0	cm⁴
t _f	12,7	mm	i _y	15,0	cm
t _w	8,0	mm	i _z	3,8	cm
S _s	54,5	mm	$W_{el,y}$	903,6	cm³
c=(b-Ss)/2	57,8	mm	$W_{\rm el,z}$	122,8	cm ³
d	298,6	mm	W _{pl,y}	1019,0	cm ³
А	72,73	cm ²	$W_{\rm pl,z}$	191,1	cm ³
A _v	35,14	cm ²	I _w	313600	cm ⁶
g	0,571	kN/m	Īt	37,3	cm⁴

IPE

360

Κατάταξη διατομής

Η κατάταξη του κορμού και των πελμάτων της διατομής γίνεται με τη βοήθεια των πινάκων Π6.4 και Π10.12.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,9244$$

<u>Κορμός:</u> *d / t_w* = 37,33 < 83ε = 76,73 Άρα ο κορμός είναι **κατηγορίας 2**.

<u>Πέλματα:</u> *c / t_f* = 4,55 < 9ε = 8,32 Άρα ο κορμός είναι **κατηγορίας 1**.

Αντοχές διατομής

Αξονική:
$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{y}}{\gamma_{M0}} = 2000, 1 k N$$
Ροπή αντοχής: $M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_{y}}{\gamma_{M0}} = 280, 2 k N m$ Αντοχή σε τέμνουσα: $V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_v}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = 557, 9 k N$

Εντατικά μεγέθη

Από την ανάλυση του φορέα, και για το σεισμικό συνδυασμό (2.1) προκύπτουν τα ακόλουθα εντατικά μεγέθη:

Αξονική:	$N_{Ed} = 0$
Ροπή κάμψης:	M _{Ed} = 162,2kNm
Τἑμνουσα:	$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,m} = 110,8kN$
	όπου:
	V _{Ed,G} = 30,7kN (апо́ G+0,3Q)
	$V_{Ed,m} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}) / L = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd}}{L} = 80,1kN$

Πρέπει να ικανοποιούνται οι έλεγχοι:

$$\frac{M_{\rm Ed}}{M_{\rm pl,Rd}} \leq 1,0 \qquad \qquad \frac{N_{\rm Ed}}{N_{\rm pl,Rd}} \leq 0,15 \qquad \qquad \frac{V_{\rm Ed}}{V_{\rm pl,Rd}} \leq 0,5$$

'Exoupe:

$$\begin{split} \mathsf{M}_{\mathsf{Ed}} &= 162, 2 k \mathsf{Nm} < \mathsf{M}_{\mathsf{pl},\mathsf{Rd}} = 280, 2 k \mathsf{N} \\ \mathsf{V}_{\mathsf{Ed}} &= 110, 8 k \mathsf{Nm} < 0, 5 \cdot \mathsf{V}_{\mathsf{pl},\mathsf{Rd}} = 279, 0 k \mathsf{N} \\ \mathsf{N}_{\mathsf{Ed}} &= 0 < 0, 15 \mathsf{N}_{\mathsf{pl},\mathsf{Rd}} = 300, 0 k \mathsf{N} \end{split}$$

Η διατομή επαρκεί καθώς όλοι οι έλεγχοι ικανοποιούνται

• Ικανοτικός συντελεστής $Ω_2$

$$\Omega_2 = \frac{\mathsf{M}_{\mathsf{pl},\mathsf{Rd}}}{\mathsf{M}_{\mathsf{Ed}}} = 1,728$$

<u>10.4.1.4 – Οροφή 3^{ου} ορόφου</u>

• Στοιχεία μέλους

Mήκος: L = 7,00m Διατομή: **IPE 360**

				-	
h	360	mm	I _y	16270,0	cm⁴
b	170	mm	I _z	1043,0	cm⁴
t _f	12,7	mm	i _y	15,0	cm
t _w	8,0	mm	i _z	3,8	cm
S _s	54,5	mm	$W_{el,y}$	903,6	cm ³
c=(b-Ss)/2	57,8	mm	$W_{el,z}$	122,8	cm³
d	298,6	mm	$W_{\rm pl,y}$	1019,0	cm³
А	72,73	cm ²	$W_{\rm pl,z}$	191,1	cm³
A _v	35,14	cm ²	I _w	313600	cm ⁶
g	0,571	kN/m	I_t	37,3	cm⁴

IPE

360

Κατάταξη διατομής

Η κατάταξη του κορμού και των πελμάτων της διατομής γίνεται με τη βοήθεια των πινάκων Π6.4 και Π10.12.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,9244$$

<u>Κορμός:</u> *d / t_w* = 37,33 < 83ε = 76,73 Άρα ο κορμός είναι **κατηγορίας 2**.

<u>Πἑλματα:</u> *c / t_f* = 4,55 < 9ε = 8,32 Άρα ο κορμός είναι **κατηγορίας 1**.

Αντοχές διατομής

Αξονική:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 2000, 1kN$$

Ponή αντοχής:
$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 280,2kNm$$

Αντοχή σε τέμνουσα: $V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = 557,9kN$

Εντατικά μεγέθη •

Από την ανάλυση του φορέα, και για το σεισμικό συνδυασμό (2.1) προκύπτουν τα ακόλουθα εντατικά μεγέθη:

Αξονική: $N_{Ed} = 0$ $M_{Ed} = 173,5 kNm$ Ροπή κάμψης: $V_{\rm Ed}\,=\,V_{\rm Ed,G}\,+\,V_{\rm Ed,m}\,=\,110,8kN$ Τέμνουσα: όπου: V_{Fd.G} = 30,7kN (апо́ G+0,3Q) $V_{Ed,m} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}) / L = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd}}{L} = 80,1kN$

Πρέπει να ικανοποιούνται οι έλεγχοι:

 $M_{\rm Ed} \leq 1.0$ $M_{\rm pl,Rd}$ Έχουμε:

$$\frac{N_{\rm Ed}}{N_{\rm pl,Rd}} \le 0.15 \qquad \qquad \frac{V_{\rm Ed}}{V_{\rm pl,Rd}} \le 0.5$$

$$\begin{split} \mathsf{M}_{\mathsf{Ed}} &= 173, 5 \mathsf{kNm} < \mathsf{M}_{\mathsf{pl},\mathsf{Rd}} = 280, 2 \mathsf{kN} \\ \mathsf{V}_{\mathsf{Ed}} &= 110, 8 \mathsf{kNm} < 0, 5 \cdot \mathsf{V}_{\mathsf{pl},\mathsf{Rd}} = 279, 0 \mathsf{kN} \\ \mathsf{N}_{\mathsf{Ed}} &= 0 < 0, 15 \mathsf{N}_{\mathsf{pl},\mathsf{Rd}} = 300, 0 \mathsf{kN} \end{split}$$

Η διατομή επαρκεί καθώς όλοι οι έλεγχοι ικανοποιούνται

Ικανοτικός συντελεστής Ω₃

$$\Omega_3 = \frac{M_{\text{pl,Rd}}}{M_{\text{Ed}}} = 1,615$$

10.4.1.5 - Ικανοτικός συντελεστής Ω

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 ο πολλαπλασιαστικός (ικανοτικός) συντελεστής Ω ισούται με το ελάχιστο Ω για όλες τις δοκούς σύζευξης σε ένα κατακόρυφο σύνδεσμο δυσκαμψίας. Στην περίπτωσή μας έχουμε:

Όροφος	Ωi
Ισόγειο	2,431
1 ^{oç}	1,999
2 ^{°ς}	1,728
3 ^{oç}	1,615
	$\Omega_{\rm min} = 1,615$

Πίνακας Π10.13 - Ικανοτικοί συντελεστές όλων των ορόφων

<u>10.4.2 – Υποστυλώματα</u>

Για τα μεγέθη του ικανοτικού σχεδιασμού, όπως ορίστηκαν στο 8.4.2, ελέγχθηκαν τα υποστυλώματα της κατασκευής με χρήση της εντολής "Check design" του SAP2000. Στη συνέχεια παρουσιάζεται ενδεικτικά ο έλεγχος ενός υποστυλώματος (Σχήματα Σ10.14 και Σ10.15), ενώ στο Σχήμα Σ.15 απεικονίζεται ο βαθμός στον οποίο κάθε υποστύλωμα εξάντλησε την αντοχή του για τα ικανοτικά μεγέθη. Σημειώνεται ότι επειδή στην πλαισιακή λειτουργία τα ικανοτικά μεγέθη των υποστυλωμάτων προκύπτον ως εξής (από τη Σχέση 8.13),

$$\begin{split} N_{\rm Ed} &= N_{\rm Ed,G} + 1.1 \gamma_{\rm ov} \, \varOmega N_{\rm Ed,E} \\ M_{\rm Ed} &= M_{\rm Ed,G} + 1.1 \gamma_{\rm ov} \, \varOmega M_{\rm Ed,E} \\ V_{\rm Ed} &= V_{\rm Ed,G} + 1.1 \gamma_{\rm ov} \, \varOmega V_{\rm Ed,E} \end{split}$$

ήταν δυνατό να πολλαπλασιάσουμε μόνο τα σεισμικά μεγέθη με την ποσότητα 1,1 γ_{ov} Ω και να κάνουμε τον έλεγχο μέσω της εντολής που αναφέρθηκε μόλις παραπάνω.



Steel Stress Che	ck Data Eurocode 3-2	2005	X
File			
			Units KN.m.C 🔫
Eurocode 3-2005 STE	EL SECTION CHECK		
Combo : 2.1 Unito : KN m C			
UNICS . KN, M, 6			
			2
Frame • 191	Decign Sect: HE688		
X Mid : 42,000	Design Type: Colum		
Y Mid : 0,000	Frame Type : Momen	t Resisting Frame	
Z Mid : 2,000	Sect Class : Class		
Length : 4,000	Major Hx15 : 0,000 RLF - 1 880	degrees counterclockwise from local 3	
. 0,000			
Area : 0,027	SMajor : 0,006	rMajor : 0,252 AVMajor: 0,009	
IMajor : 0,002	SMinor : 9,020E-04	rMinor: 0,071 AVMinor: 0,015	
IMINOP : 1,353E-04	2Major : 0,006 2Minor : 0.001	E 210000000,00	
. 0,000	212101 . 0,001		
STRESS CHECK FORCES	& MOMENTS		
Location 0 000	P M33		
0,000	1450,020 1170,071	0,000 002,000 1,007 0,001	
PMM DEMAND/CAPACITY	RATIO		
Governing	Total P	MMajor MMinor Ratio Status	
Equation (6.2)	Ratio Ratio 0.872 = 0.196	+ 0.675 + 0.000 0.950 0K	
(012)	ojore oj no		
AXIAL FORCE DESIGN			
	Ned Nc,Rd	Nt,Rd Nb33,Rd Nb22,Rd	
Avial	-1458 628 5000 AAA	7425 888 5000 444 6810 588	
	1150,020 5777,111	1425,000 5777,444 0017,500	
MOMENT DESIGN			
	Med Mc,Rd	NV,Rd Mb,Rd	
Major Moment	1193,897 1766,875	1766.875 1766.875	
Minor Moment	0,000 382,525	382,525	
	K L	K KZY KYZ C1	
Major Moment	4.250 1.000	8.768 9.963 1.641	
Minor Moment	1,000 1,000	0,702 0,421	
SHEAR DESIGN	lied lie Pd	Stress Status Ted	
	Force Capacitu	Ratio Check Torsion	
Major Shear	346,779 1476,573	8,235 OK 8,000	
Minor Shear	2,868 2381,570	0,001 OK 0,000	

Σχήμα Σ10.15 - Έλεγχος υποστυλώματος με το SAP2000

Σχήμα Σ10.16 - Βαθμοί εκμετάλλευσης υποστυλωμάτων για τα ικανοτικά μεγέθη



Παρατηρούμε στο Σχήμα Σ10.16 ότι όλα τα υποστυλώματα έχουν συντελεστή εκμετάλλευσης μικρότερο του 1 και συνεπώς ικανοποιούν όλους τους ελέγχους που ορίζει ο Ευρωκώδικας για τα ικανοτικά μεγέθη. Σημειώνεται ότι οι δοκοί φαίνεται να αστοχούν, αλλά, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, αυτές δε λαμβάνουν τα ικανοτικά μεγέθη, αλλά αυτά που προκύπτουν από την ανάλυση, καθώς αποτελούν τα πλάστιμα μέλη. Το πραγματικό διάγραμμα συντελεστών εκμετάλλευσης των δοκών φαίνεται στο Σχήμα Σ10.17.

Σχήμα Σ10.17 - Βαθμοί εκμετάλλευσης δοκών για τα σεισμικά μεγέθη

rame ID 511 Ani Lesian Code Eurocode 3-2005 De	alysis Section IPE550 sign Section IPE550	-	•	1PE360 1PE360	1PE 368 1PE 368	IPE: IPE	360 HEA220,	comp, out 1
OMBO STATION /MOMENT INTERACT D LOC RATIO AXL .1 4,00 0,081(T) 0,000 + .1 4,50 0,126(T) 0,000 +	TION CHECK//-MAJ-SHRMIN-SH + B-MAJ + B-MIN PATIO PATI + 0,001 + 0,000 0,004 0,00 + 0,126 + 0,000 0,089 0,00	00 00 00	HE-1506 HE-1506	9057.21	HE-1508	HE-1506 HE-1506	HE-1506 HE-1506	HE 5006
1 5,00 0,160(T) = 0,000 + 1 5,50 0,209(T) = 0,000 + 1 6,00 0,272(T) = 0,000 + 1 6,50 0,338(T) = 0,000 +	+ 0,160 + 0,000 0,093 0,00 + 0,209 + 0,000 0,098 0,00 + 0,272 + 0,000 0,102 0,00 + 0,338 + 0,000 0,107 0,00	10 360 10 360		1PE 368 1PE 368	1PE 368 1PE 368	IPE. IPE.	360 HEA220, 360	
1 7,00 0,407(T) = 0,000 +	+ 0,,407 + 0,000 0,111 0,00	o 🗠	HE 4508 HE 4508	110 2 2 000	HE 4508	н£ 4508 Н£ 4508	HE 4588	HE SOOP
Det	tals Tabular Data	360		1PE 360 1PE 360	IPE 368 IPE 368	IPE: IPE:	360 HEA220. 360	
itengli C Defector	CancelTable Format F	an l	HE 6868 HE 6868	distry of	HE 6898	HE 6808 HE 6808	HE 6868 HE 6868	HE 6808
HEA220, comp, out 1	IPE 550 IPE 550	1PE550 1PE550	_	1PE550 1PE550	IPE550 IPE550	IPE: IPE:	550 HEA220, 550	
HE 4000	HE 6008 HE 6008 HE 6008		HE 6008	1900	1009	HE 6008 HE 6028	HE.4008	HE 4008
HEA228, comp.out1	1PE550 1PE550	1PE 550 3PE 550		1PE550 1PE550	1PE558 1PE558	IPE: IPE:	550 HEA220. 550	
HL 6693	HE 6668 HE 6668 HE 6668		HE 6889 HE 6889	115 8,004	HE 6603	HE 6889 HE 6889	HE 6003 HE 6003	HE 6003 LIF 2003
X I								Ż
0	0.58	0	70		0.90		1.00	

<u>10.4.3 – Εξωτερικό πλαίσιο κατά Υ</u>

<u> 10.4.3.1 – Δокоі</u>

Η ίδια μέθοδος ακολουθήθηκε και για τη διεύθυνση Υ. Στο Σχήμα Σ10.18 παρουσιάζονται οι συντελεστές εκμετάλλευσης των δοκών του ενός εξωτερικού πλαισίου κατά Υ, για τα σεισμικά μεγέθη.

Σχήμα Σ10.18 - Βαθμοί εκμετάλλευσης δοκών για τα σεισμικά μεγέθη

Όπως φαίνεται στο Σχήμα Σ10.18, ορισμένες δοκοί φαίνεται να υποαπασχολούνται. Αυτό συμβαίνει διότι κρίσιμο παράγοντα για το Κτίριο Γ αποτέλεσαν οι αυξημένες παραμορφώσεις που προέκυψαν. Για τον περιορισμό των παραμορφώσεων και την ικανοποίηση των αντίστοιχων ελέγχων (βλ. Κεφάλαιο 4), απαιτήθηκαν διατομές αρκετά μεγαλύτερες από τις απαιτούμενες.

Για τον έλεγχο των υποστυλωμάτων κατά Υ ακολουθήθηκε η παρακάτω διαδικασία. Ο ικανοτικός συντελεστής κάθε δοκού που σημειώνεται στο Σχήμα Σ10.18 (που έχουν τη δυσμενεστερη φόρτιση) θεωρήθηκε ίσος με το αντίστροφο του συντελεστή εκμετάλλευσης. Έτσι, προέκυψαν οι εξής ικανοτικοί συντελεστές:

	Συντελεστής Ικανοτικός εκμετάλλευσης συντελεστής	
Ισόγειο	0,449	2,228
1 ^{oç}	0,544	1,838
2 ^{oç}	0,728	1,374
3 ^{oç}	0,740	1,351
	Ω_{min}	1,351

Πίνακας Π10.19 - Ικανοτικοί συντελεστές των προαναφερθέντων δοκών



Σχήμα Σ10.19 - Δοκοί με τη δυσμενέστερη φόρτιση

<u>10.4.3.2 – Υποστυλώματα</u>

Πολλαπλασιάζοντας τα σεισμικά μεγέθη με $1, 1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} = 1,858 < q = 4$ και κάνοντας των έλεγχο με βοήθεια του SAP2000, προκέκυψαν οι συντελεστές εκμετάλλευσης του Σχήματος Σ10.20. Τα υποστυλώματα που σημειώνονται αστοχούν, και άρα η διατομή που έχει τεθεί (HEB600) δεν επαρκεί.

Σχήμα Σ10.20 - Βαθμοί εκμετάλλευσης υποστυλωμάτων για τα ικανοτικά μεγέθη



ata Eurocode 3-2005	
Units KN, m, C	-
CTION CHECK	_
	Ξ.
	#
Design Sect: HEMAR	T
Design Type: Column	3
Frame Type : Noment Resisting Frame	#
Sect Class : Class 1	
RLLF : 1.000	Ŧ
SMajor : 0,006 rHajor : 0,252 AVMajor : 0,009	_
SMINOF : 9,0205-04 FRINOF : 0,071 HUMINOF : 0,015 ZMajor : 8,006 F : 210000000 00	
2Minor : 8,881 Fy : 275888,888	
tressed	
MENTS	
P M33 M22 U2 U3 I 286 -187 J03 -170 J13 -22 633 -98 152 8 88J	_
,7 H3 -197,4 Ha -77,1 Ha -77,1 Ha -01,1 37 H,1014	
otal P MMajor MMinor Ratio Status	
.atio Katio Katio Limit Gneck 009 = 0.314 + 0.647 + 0.048 0.050 Overstress	
Ned Nc.Rd Nt.Rd Nb33,Rd Nb22,Rd	
285 2946,485 7425,888 7425,888 2946,485	
Ned Mc, Rd Mv, Rd Mb, Rd	_
403 1766.875 1766.875 1766.875	
413 382,525 382,525	
K L K KZY KYZ C1	
.000 1.000 0.599 0.910 1.880	
,097 1,000 1,079 0,020	
lied lic Rd Stress Status Ted	
orce Capacity Ratio Check Torsion	
,851 1476,573 8,018 OK 8,000	
,851 2381,578 8,838 UK 8,888	
י,851 2381,570 ט,038 UK ט,000	
tressed MCHTS P M33 M22 U2 U3 T ,285 -187,483 -179,413 -22,633 -88,152 8,884 0 otal P MMajor MMinor Ratio Status atio Ratio Katio Limit Uncerk Uncerk 00 0.011 P MMajor MMinor Ratio Status atid Ratio Katio Limit Uncerk Uncerk Uncerk 009 = 0.314 + 0.647 + 0.048 0.950 Overstress Ned Nc,Rd Nt.Rd Nb33,Rd Nb22,Rd Minor Uncerk Uncerk Uncerk ,285 2946,485 7425,000 7425,000 2946,485 Uncerk Uncerk <t< td=""><td></td></t<>	

Σχήμα Σ10.21 - Λεπτομέρειες για την αστοχία των υποστυλωμάτων

Για την αντιμετώπιση του προβλήματος αυτού, δεδομένου ότι δεν επιθυμούμε να αυξηθεί άλλο η διατομή, επιλέξαμε να συγκολλήσουμε ελάσματα διαστάσεων 360x23mm και χάλυβα S275 στα πέλματα των εν λόγω υποστυλωμάτων, όπως φαίνεται στο Σχήμα Σ10.22.

Με την ενίσχυση αυτή, προκύπτει η εικόνα εκμετάλλευσης που φαίνεται στο Σχήμα Σ10.23. Όπως είναι εμφανές από το σχήμα, τα υποστυλώματα πλέον ικανοποιούν τον ικανοτικό έλεγχο.



Σχήμα Σ10.22 - Ενίσχυση υποστυλωμάτων με ελάσματα

Σχήμα Σ10.23 - Τελικοί συντελεστές εκμετάλλευσης

