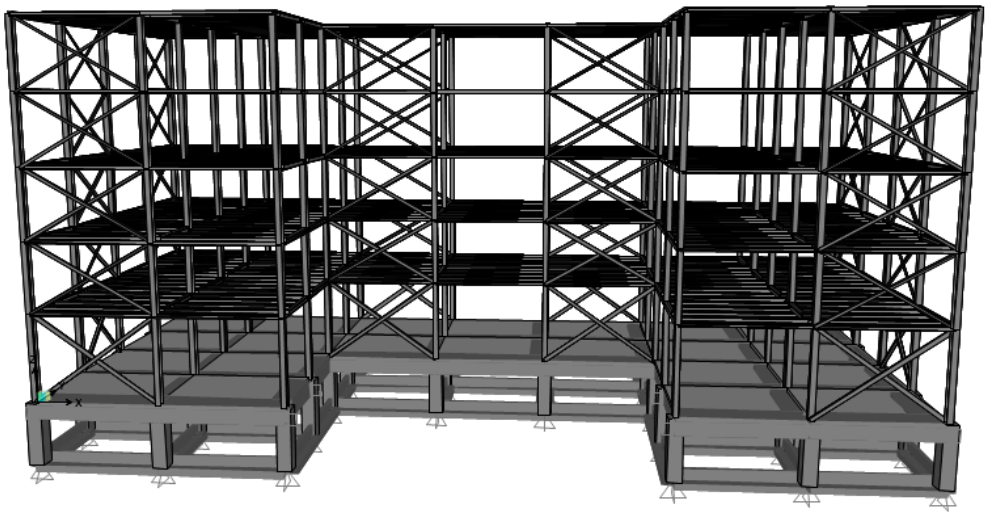
ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Διερεύνηση Συμπεριφοράς Μεταλλικών Κτιρίων με Εναλλακτικά Συστήματα Παραλαβής Οριζόντιων Φορτίων



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Παναγιώτης Ν. Παπαδής

Επιβλέπων: Ιωάννης Ραυτογιάννης – Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Μάρτιος 2018

ΕΜΚ ΔΕ 2018/09

Παπαδής Π. Ν. (2018).
Διερέυνηση συμπεριφοράς μεταλλικών κτιρίων με εναλλακτικά συστήματα παραλαβής οριζόντιων φορτίων
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2018/09
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Papadis P. N. (2018).
Investigation of the behavior of steel buildings with alternative horizontal load bearing systems
Diploma Thesis EMK ΔΕ 2018/09
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη 3

ABSTRACT 4

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ 6
1.1 Τεχνική περιγραφή 6
1.2 Ανάλυση 9
1.3 Υλικά 11

2 Φορτία Κατασκευής 12
2.1 Γενικά 12
2.2 Μόνιμες δράσεις 12
2.3 Επιβαλλόμενες (μεταβλητές) δράσεις 12
2.4 Φορτίο Χιονιού 13
2.5 Δράσεις ανέμου 14
2.5.1 Βασική ταχύτητα ανέμου 14
2.5.2 Μέση ταχύτητα ανέμου 15
2.5.3 Πίεση ταχύτητας αιχμής 15
2.5.4 Δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$ 16
2.5.5 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης 17

3 Σεισμικές Δράσεις 23
3.1 Γενικά 23
3.2 Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας-Εδαφική επιτάχυνση 23
3.3 Συντελεστής σπουδαιότητας 24
3.4 Κατηγορία εδάφους 25
3.5 Συντελεστής συμπεριφοράς 25
3.6 Φάσμα σχεδιασμού 26

4 Συνδυασμοί Δράσεων 29
4.1 Οριακές Καταστάσεις 29
4.2 Συνδυασμοί δράσεων 29
4.2.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας 29
4.2.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας 32

5 Ανάλυση Κατασκευής 33
5.1 Μέθοδοι ανάλυσης 33
5.1.1 Ελαστική ανάλυση 33
5.1.2 Πλαστική ανάλυση 33
5.2 Προσομοίωση φορέα στο SAP 2000 v19 34
5.2.1 Σχεδιασμός κανάβου 34
5.2.2 Σχεδιασμός Μελών 35
5.2.3 Δημιουργία Ομάδων 37
5.2.4 Δημιουργία πεπερασμένων στοιχείων 37
5.2.5 Σημείο σύνδεσης των δοκών 38
5.2.6 Δημιουργία διαφραγμάτων 39
5.2.7 Δευσμεύσεις κόμβων υπογείου και οροφής υπογείου. 40
5.2.8 Εισαγωγή υλικών 41
5.2.9 Δημιουργία διατομών 42
5.2.10 Δημιουργία πλακών ισογείου 45
5.2.11 Αρίθμηση δοκών 47
5.2.12 Εισαγωγή φορτίσεων 48

5.2.13 Συνδυασμοί Δράσεων 49
5.2.14 Μάζα κατασκευής 52
5.2.15 Ανάλυση-Έλεγχος κατασκευής 52

6 Σύμμικτη πλάκα 55

7 Ιδιομορφική Ανάλυση 58

8 Ανάλυση και έλεγχος μελών 63
8.1 Έλεγχος επιρροών 2ης τάξης-βλαβών 63
8.1.1 Κτίριο Α 63
8.1.2 Κτίριο Β 66
8.2 Έλεγχοι μελών σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας 67
8.2.1 Κτίριο Α 75
8.2.2 Κτίριο Β 94
8.3 Έλεγχοι μελών σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας 106
8.3.1 Κτίριο Α 106
8.3.2 Κτίριο Β 106

9 Συνδέσεις 107
9.1 Σύνδεση διαδοκίδας με κύρια δοκό 107
9.1.1 Κτίριο Α 107
9.1.2 Κτίριο Β 111
9.2 Σύνδεση δευτερεύουσας δοκού με υποστύλωμα 111
9.2.1 Κτίριο Α 111
9.2.2 Κτίριο Β 115
9.3 Σύνδεση κύριας δοκού με υποστύλωμα 116
9.3.1 Κτίριο Α 116
9.3.2 Κτίριο Β 136
9.4 Έδραση υποστυλώματος 139
9.4.1 Κτίριο Α 139
9.4.2 Κτίριο Β 145
9.5 Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας 148
9.5.1 Κτίριο Α 148
9.5.2 Κτίριο Β 152

10 Αποτελέσματα 153
10.1 Σύγκριση ίδιου βάρους κτιρίων 153
10.2 Σύγκριση εντατικών μεγεθών 154
10.3 Σύγκριση ιδιομορφών 155
10.4 Σύγκριση μετακινήσεων ορόφων 155
10.5 Σύγκριση συντελεστών ευαισθησίας 156

11 Συμπεράσματα 157

12 Βιβλιογραφία 158

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2018/09

Μελέτη συμπεριφοράς μεταλλικών κτιρίων με εναλλακτικά συστήματα παραλαβής οριζόντιων φορτίων

Παπαδής Π. Ν. (Επιβλέπων: Ραυτογιάννης Ι. – Θανόπουλος Π.)

Περίληψη

Στην παρούσα διπλωματική εργασία πραγματοποιείται η ανάλυση, η διαστασιολόγηση και η μελέτη της συμπεριφοράς δύο πενταώροφων μεταλλικών κτιρίων με υπόγειο από σκυρόδεμα, με τη χρήση του προγράμματος SAP2000. Τα δύο κτίρια έχουν ίδια κάτοψη και όψη, αλλά διαφορετική τοποθέτηση των συστημάτων παραλαβής οριζόντιων φορτίων. Το πρώτο κτίριο έχει κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας μόνο στη μία διεύθυνση (X), ενώ το δεύτερο και στις δύο διευθύνσεις (X και Y). Στο πρώτο κτίριο οι κύριες δοκοί είναι πακτωμένες στα υποστυλώματα ενώ στο δεύτερο αρθρωτές. Οι πλάκες των ορόφων είναι σύμμικτες με χαλυβδόφυλλο Symdeck 73 και διαστασιολογήθηκαν με τη βοήθεια του προγράμματος Symdeck Designer. Αντίθετα οι δοκοί δεν είναι σύμμικτες. Τα κτίρια εισήχθησαν στο πρόγραμμα SAP2000 και με βάση τα αποτελέσματα που έδωσε η ανάλυση έγινε η διαστασιολόγη των μελών για Οριακή Κατάσταση Αστοχίας, Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας, Σεισμό με τη βοήθεια υπολογιστικών φύλλων Excel. Επίσης ελέγχθηκαν οι συνδέσεις των μελών του φορέα μεταξύ τους ή με το έδαφος, με τη βοήθεια και πάλι υπολογιστικών φύλων Excel και τα αποτελέσματα επαληθεύτηκαν με αυτά του προγράμματος INSTANT 2015 EC3 Connections στο οποίο έγινε και η σχεδίαση τους. Όλες οι αναλύσεις και οι διαστασιολογήσεις έγιναν με κριτήριο την τήρηση των απαιτήσεων που ορίζουν οι ακόλουθοι Ευρωκώδικες:

- Ευρωκώδικας 0 EN1990
- Ευρωκώδικας 1 EN1991 (Μέρος 1-1, 1-3, 1-4)
- Ευρωκώδικας 2 EN1992 (Μέρος 1-1)
- Ευρωκώδικας 3 EN1993 (Μέρος 1-1, 1-8)
- Ευρωκώδικας 4 EN1994 (Μέρος 1-1)
- Ευρωκώδικας 8 EN1998 (Μέρος 1)

Στο τέλος έγινε η σύγκριση των αποτελεσμάτων που έδωσαν οι αναλύσεις για τα δύο κτίρια και με κριτήριο την οικονομία και τη συμπεριφορά στο σεισμό αποφανθήκαμε ποιό κτίριο είναι το επικρατέστερο.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2018/09

Investigation of the behavior of steel buildings with alternative horizontal load bearing systems

Papadis P. N. (supervised by Raftoyiannis I. – Thanopoulos P.)

ABSTRACT

This diploma thesis deals with the analysis, dimensioning and study of the behavior of two five-storey steel buildings with a concrete basement, using the SAP2000 program. The two buildings have the same plan and view, but different positioning of the horizontal load bearing systems. The first building has vertical stiffeners in only one direction (X) while the second one has in both directions (X and Y). In the first building, the main beams are embedded to the collumns while in the second one they are pinned. The floor slabs are combined with a Symdeck 73 steel sheet and are dimensioned with the help of Symdeck Designer. Conversely, the beams are not composite. The buildings were inserted in the SAP2000 program and based on the results of the analysis the members were dimensioned for Ultimate Limit State, Serviceability Limtit State, Earthquake using Excel spreadsheets. Also the connections of the members of the building with each other or with the ground were checked, again with the aid of Excel spreadsheets, and the results were verified with those of the INSTANT 2015 EC3 Connections program in which their were drawn as well. All analyzes and dimensioning were performed on the basis of the requirements of the following Eurocodes:

- Eurocode 0 EN1990
- Eurocode 1 EN1991 (Part 1-1, 1-3, 1-4)
- Eurocode 2 EN1992 (Part 1-1)
- Eurocode 3 EN1993 (Part 1-1, 1-8)
- Eurocode 4 EN1994 (Part 1-1)
- Eurocode 8 EN1998 (Part 1)

In the end, the results of the analysis for the two buildings were compared and based on the criterion of economy and behavior in the earthquake we pronounced which building is the predominant.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα κατ' αρχάς να ευχαριστήσω ιδιαίτερα τον επιβλέπων καθηγητή κύριο Ιωάννη Ραυτογιάννη, που μου προσέφερε τη δυνατότητα να εκπονήσω τη διπλωματική μου εργασία στο Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών με σκοπό να επεκτείνω τις γνώσεις μου πάνω στον τομέα σχεδιασμού δομικών έργων από χάλυβα, καθώς και για τη συνεχή βοήθεια και καθοδήγηση που μου παρείχε καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της εργασίας. Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέπων καθηγητή κύριο Παύλο Θανόπουλο, που με ανέλαβε και μου παρείχε την απαραίτητη καθοδήγηση και βοήθεια για την ολοκλήρωση αυτής της εγασίας.

Οφείλω επίσης να ευχαριστήσω τη γραμματεία του εγαστηρίου για τη βοήθεια στα διαδικαστικά θέματα σχετικά με την παράδοση της παρούσας εργασίας.

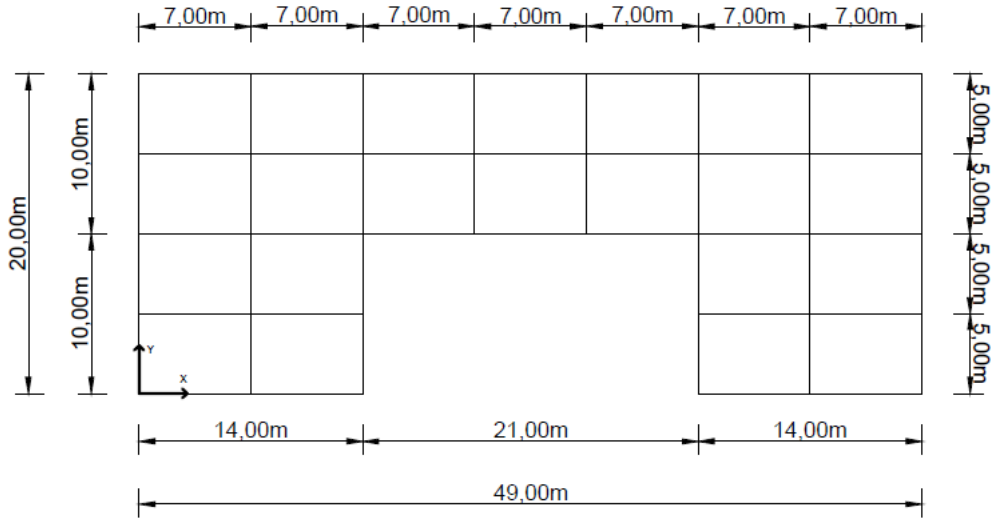
Τέλος ιδιαίτερες ευχαριστίες στην οικογένειά μου για τη στήριξη που μου παρείχε καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου, αλλά και σε όλους τους φίλους μου που με στήριξαν σε όλη την πορεία της φοίτησής μου σε αυτή τη σχολή.

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

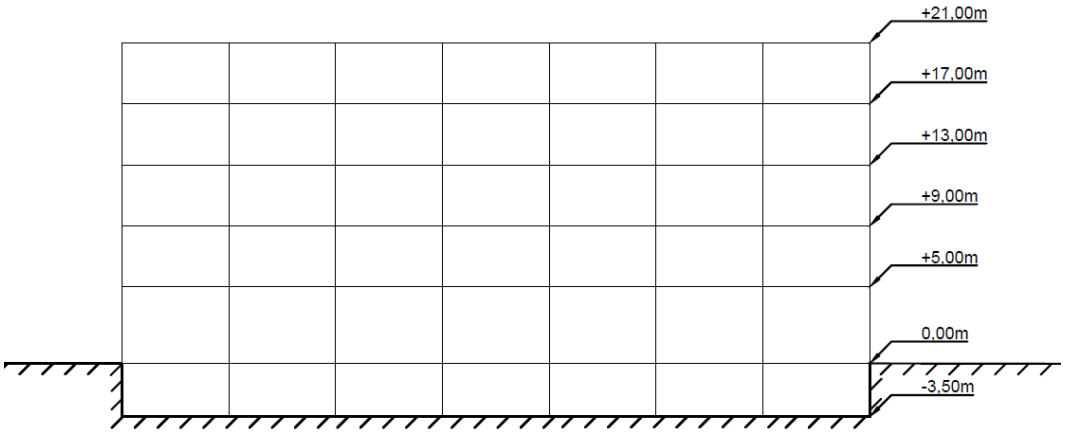
1.1 Τεχνική περιγραφή

Σκοπός της παρούσας εργασίας είναι η μελέτη της επιρροής που έχει η τοποθέτηση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας στη μία ή και στις δύο διευθύνσεις ενός πενταώροφου κτιρίου γραφείων, μεγάλων ανοιγμάτων, από χάλυβα, με υπόγειο και δάπεδα από σκυρόδεμα, καθώς και διαστασιολόγηση και ο σχεδιασμός αυτού του κτιρίου. Για το λόγο αυτό μελετήθηκαν δύο κτίρια, το πρώτο με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας κατά τη διεύθυνση Χ (Κτίριο Α) και πλαισιακή λειτουργία κατά τη διεύθυνση Υ και το δεύτερο με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας κατά τη διεύθυνση Χ και Υ (Κτίριο Β).

Το κτίριο έχει κάτοψη μορφής Π και αποτελείται από υπόγειο ύψους 3,5m , ισόγειο ύψους 5m και 4 ορόφους ύψους 4m με κάθε επίπεδο να έχει εμβαδό 770m^2 με κάτοψη και όψη όπως στο Σχήμα 1.1 και 1.2 αντιστοίχως.



Σχήμα 1.1: Κάτοψη ορόφου.



Σχήμα 1.2: Όψη κατά Χ.

Το υπόγειο είναι κατασκευασμένο από οπλισμένο σκυρόδεμα με τοιχεία πλάτους 0,25m και η θεμελίωσή του αποτελείται από πεδιλοδοκούς πλάτους 1,20m ,πάχους 0,40m και ύψους 1m. Τα υποστυλώματα του υπογείου είναι διαστάσεων 0,80x0,80m και οι δοκοί της οροφής του υπογείου μορφής πλακοδοκού με πλάτος κορμού 0,40m και ύψος 0,80m και πάχος πλάκας 0,25m.

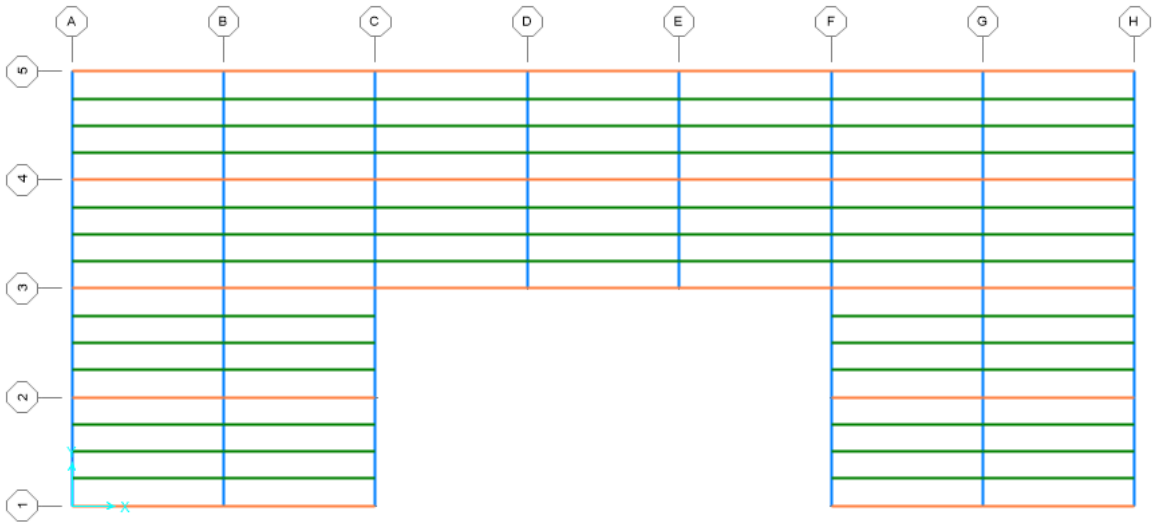
Το ισόγειο και οι υπόλοιποι όροφοι αποτελούνται από μεταλλικά στοιχεία (κύριες-δευτερεύουσες δοκοί, διαδοκίδες, υποστυλώματα, κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας) και σύμμικτες πλάκες. Οι πλάκες είναι πάχους 0,13m αποτελούνται από τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο και δεν έχουν σύμμικτη λειτουργία με τις διαδοκίδες και τις δοκούς προσφέρουν όμως διαφραγματική λειτουργία. Οι κύριες δοκοί έχουν διεύθυνση παράλληλη προς τη μικρή εξωτερική πλευρά του κτιρίου των 20m και σχηματίζουν 8 πλαίσια. Τα φορτία σε αυτές μεταβιβάζονται από τις διαδοκίδες που τοποθετούνται ανά 1,25m.Οι δευτερεύουσες δοκοί έχουν διεύθυνση προς τη μεγάλη εξωτερική πλευρά του κτιρίου των 49m και σχηματίζουν 5 πλαίσια. Η τυπική κάτοψη κάθε ορόφου με τα πλαίσια είναι όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 1.3.

Για κάθε κτίριο οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν για τα μέλη είναι οι εξής:

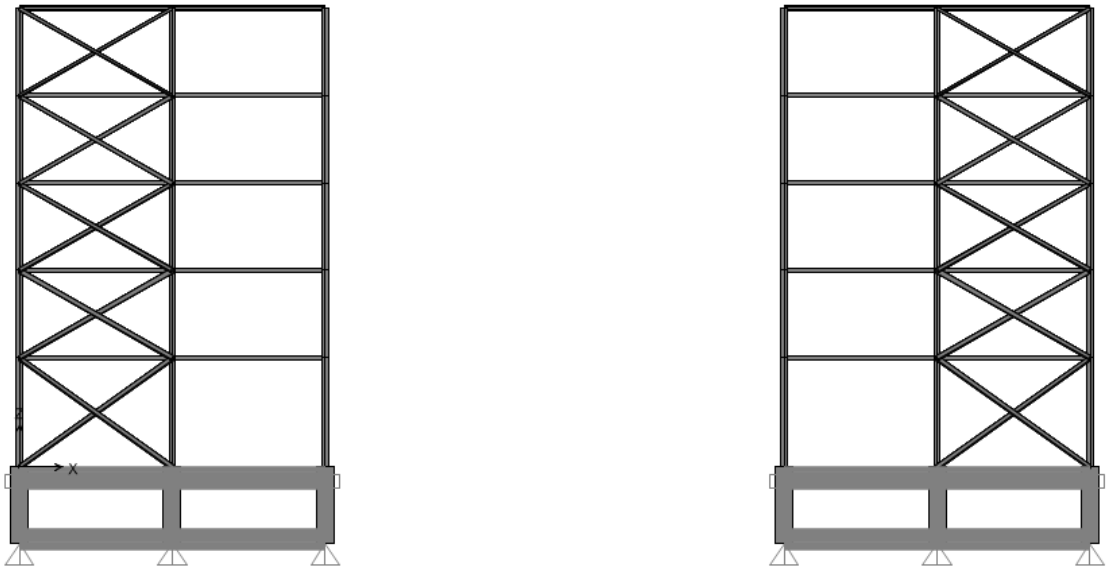
1. Κτίριο Α
   α) Κύριες δοκοί: HEB260 (μπλε χρώμα)
   β) Δευτερεύουσες δοκοί: HEA240 (πορτοκαλί χρώμα)
   γ) Διαδοκίδες: HEA240 (πράσινο χρώμα)
   δ) Υποστυλώματα: HEB340
2. Κτίριο Β
   α) Κύριες δοκοί: HEB260 (μπλε χρώμα)
   β) Δευτερεύουσες δοκοί: HEA240 (πορτοκαλί χρώμα)
   γ) Διαδοκίδες: HEA240 (πράσινο χρώμα)
   δ) Υποστυλώματα: HEB360

Όσων αφορά τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας αυτοί τοποθετήθηκαν με τον ακόλουθο τρόπο:

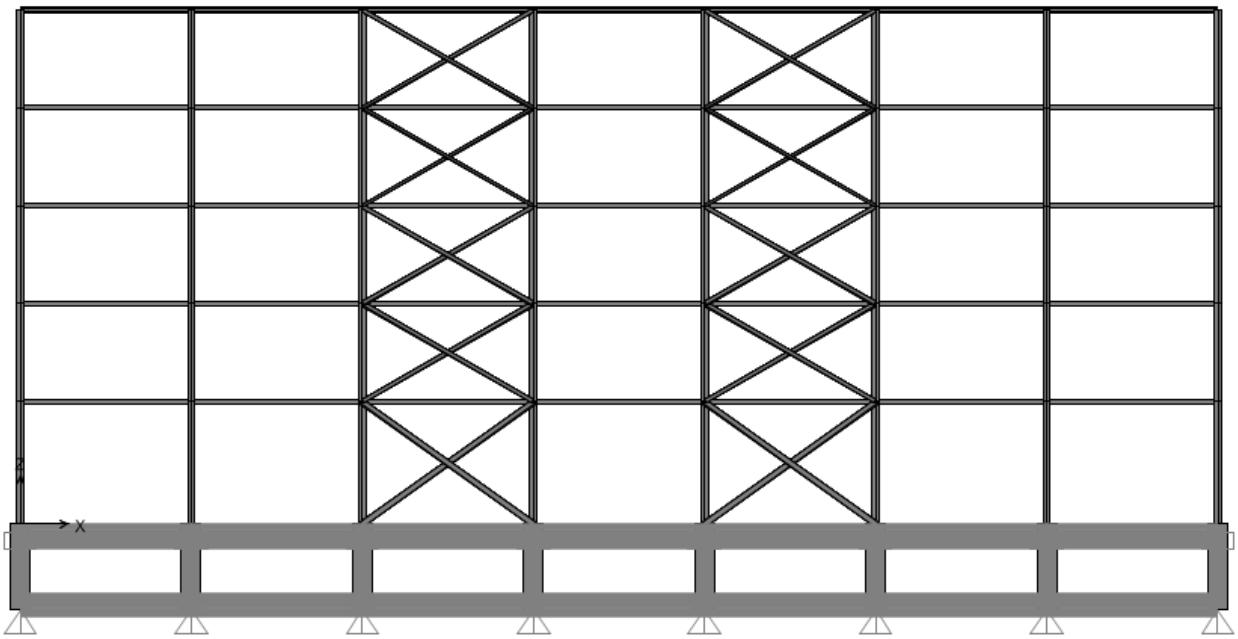
Στο κτίριο Α τοποθετήθηκαν κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας περιμετρικά κατά τη διεύθυνηση Χ του κτιρίου στα πλαισια 1 (y=0m) , 3 (y=10m), 5 (y=20m) (Σχήμα 1.4 , 1.5).



Σχήμα 1.3:Κάτοψη ορόφου με πλαίσια.



Σχήμα 1.4: Διάταξη κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας Χ-Πλαίσιο 1.



Σχήμα 1.5: Διάταξη κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας Χ-Πλαίσια 3 , 5.

Οι διατομές των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας για κάθε όροφο και για κάθε πλαίσιο είναι όπως φαίνεται στον Πίνακα 1.1.

Πίνακας 1.1: Διατομές κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας για Κτίριο Α.

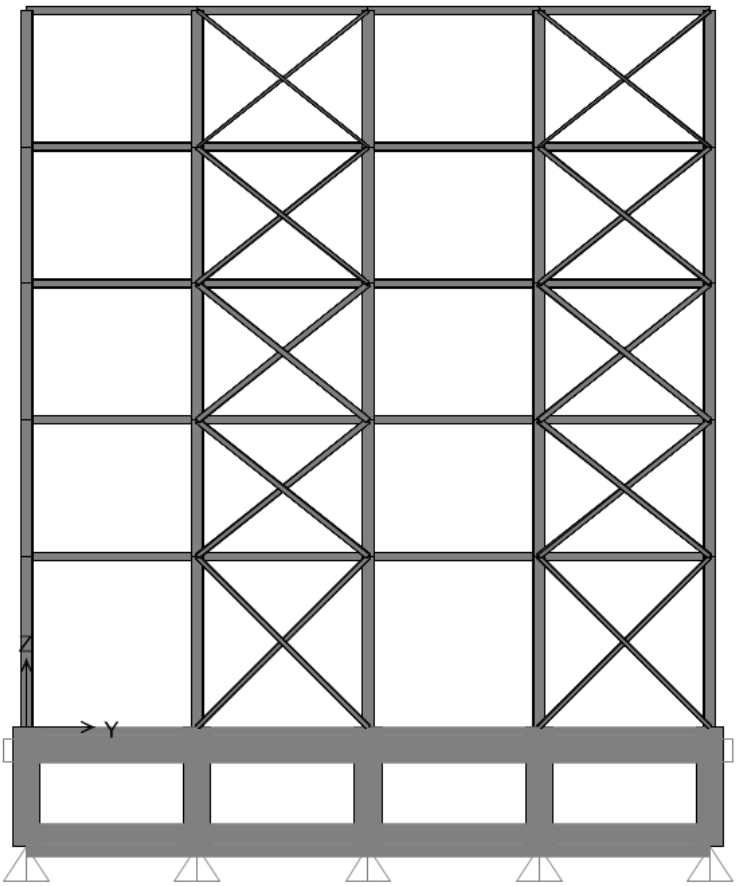
Όροφοι/Πλαίσια	1	2	3	4	5
1	RHS200x100x10	RHS180x100x7.1	RHS150x100x7.1	RHS150x100x5	CHS100x4
3	RHS180x100x8	RHS150x100x8	RHS150x100x6.3	RHS150x100x5	CHS100x4
5	RHS180x100x7.1	RHS150x100x6.3	RHS150x100x5	RHS150x100x5.6	CHS90x4

Στο κτίριο Β τοποθετήθηκαν κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας περιμετρικά κατά τη διεύθυνση Χ του κτιρίου με διάταξη ίδια με αυτή του κτιρίου Α και περιμετρικά κατά τη διεύθυνση Υ του κτιρίου στα πλαίσια Α (x=0m) και Η (x=49m) (Σχήμα1.6).

Οι διατομές των κατ. συνδ. δυσκ. για κάθε όροφο και για κάθε πλαίσιο Χ και κατά Υ είναι όπως φαίνεται στον Πίνακα 1.2.

Πίνακας 1.2: Διατομές κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας για Κτίριο Β.

Όροφοι/ Πλαίσια	1	2	3	4	5
1	RHS200x100x7.1	RHS150x100x7.1	RHS150x100x6.3	CHS100x5	CHS90x4
3	RHS200x100x6.3	RHS180x100x6.3	RHS150x100x6.3	CHS100x6.3	CHS100x3.6
5	RHS200x100x7.1	RHS150x100x6.3	RHS150x100x6.3	CHS100x6.3	CHS100x3.6
A,2-3	HEB140	RHS160x80x11	RHS160x80x8	RHS120x80x8	CHS80x6.3
A,4-5	HEB140	RHS160x80x11	RHS160x80x8	RHS120x80x8	CHS80x6.3



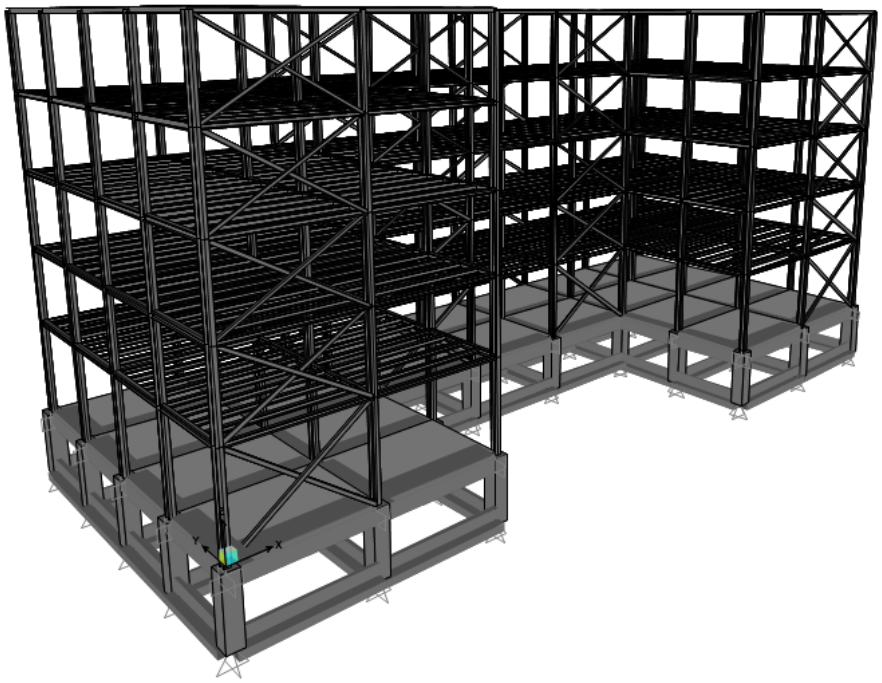
Σχήμα 1.6: Διάταξη κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας Υ-Πλαίσια Α , Η.

1.2 Ανάλυση

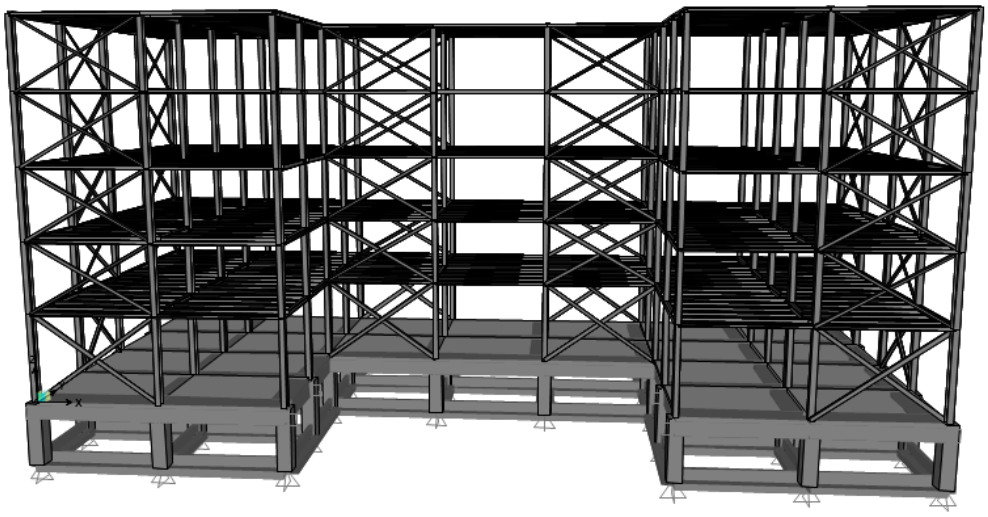
Για την ανάλυση του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SAP2000 v19. Πρόκειται για ένα πρόγραμμα το οποίο χρησιμοποιείται ευρύτατα διεθνώς και αναγνωρίζεται για τις

δυνατότητες παραμετροποίησης που προσφέρει. Βασικό χαρακτηριστικό, που αποτέλεσε και σημαντικό παράγοντα επιλογής του εν λόγω προγράμματος, είναι η εκτενής δυνατότητα παρέμβασης που παρέχει στον χρήστη, ώστε να ικανοποιείται η απαίτηση για λεπτομερή προσδιορισμό των παραμέτρων της προσομοίωσης. Στο πρόγραμμα σχεδιάστηκαν τα δύο κτίρια ανατέθηκαν διατομές σε αυτά και στη συνέχεια εξήχθησαν τα αποτελέσματα (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις, στοιχεία ιδιομορφικής ανάλυσης) των εκάστοτε αναλύσεων. Στη συνέχεια η διαδικασία της διαστασιολόγησης πραγματοποιήθηκε με το χέρι και με τη βοήθεια υπολογιστικών φύλλων του EXCEL σύμφωνα πάντα με τους αντίστοιχους Ευρωκώδικες(EC1 , EC2 , EC3 , EC8). Τέλος ο έλεγχος και ο σχεδιασμός των συνδέσεων πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια των προγραμμάτων EC3 Connections και EC3SteelConnections, ενώ τα αποτελέσματα επαληθεύτηκαν και με υπολογισμούς στο χέρι.

Παρακάτω φαίνονται τα κτίρια Α και Β σε περιβάλλον 3D του προγράμματος SAP2000 φαίνονται στο Σχήμα 1.7, 1.8.



Σχήμα 1.7: Κτίριο Α στο SAP2000.



Σχήμα 1.8: Κτίριο Β στο SAP2000.

1.3 Υλικά

Για την κατασκευή χρησιμοποιήθηκε χάλυβας ποιότητας S355, πρότυπο EN 10025-2.

- Αντοχή: f_y =355 MPa και f_u=510 MPa
- Παραμόρφωση: E=210 GPa, G=80,8 GPa, ν=0,3
- Πυκνότητα: ρ=7850 kg/m^3 ή γ=78,5 kN/m^2

Επίσης χρησιμοποιήθηκαν κοχλίες ποιότητας 8.8, 10.9.

- Κατηγορία 8.8: f_{yb}=640 MPa και f_{ub}=800 MPa
- Κατηγορία 10.9: f_{yb}=900 MPa και f_{ub}=1000 Mpa

Για το υπόγειο αλλά και για τις πλάκες των ορόφων χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα ποιότητας C20/25, χάλυβας σκυροδέματος S 500s και χαλυβδόφυλλο ποιότητας S320.

- C20/25: f_{ck}=20 MPa, f_{ctm}=2,2 MPa, E_{cm}=29 GPa, γ=25 kN/m^2
- S 500s: f_{yk}=500 MPa
- S 320: f_{yp}=350MPa , f_{up}=420MPa

2 Φορτία Κατασκευής

2.1 Γενικά

Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση και τη μορφή του έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με τις οποίες θα αναλυθεί ο φορέας, έτσι ώστε να προσδιοριστούν τα δυσμενέστερα εντατικά και πραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του.

Στην Ελλάδα, εφαρμόζεται ο Ευρωκώδικας 1 (EN1991) ο οποίος παρέχει για κάθε χώρα μέσω Παραρτημάτων και Εθνικών Προσαρτημάτων πληροφορίες σχετικά με τις δράσεις (χιόνι, άνεμος κ.λ.π.), βασισμένος στις εκάστοτε συνθήκες (κλιματολογικές, εδαφικές κ.λ.π.).

Στην επόμενη παράγραφο οι δράσεις στις οποίες θα γίνει αναφορά έχουν ταξινομηθεί με βάση τις διακυμάνσεις τους στο χρόνο στις εξής κατηγορίες:

- Μόνιμες δράσεις (G)
- Μεταβλητές δράσεις (Q)

2.2 Μόνιμες δράσεις

Νοούνται όλες οι δράσεις, που αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Περιλαμβάνουν όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του έργου και συγκεκριμένα στο παρών κτίριο τα εξής φορτία:

- Ίδιο βάρος χάλυβα: g_a=78,5 kN/m^3 (υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα).
- Ίδιο βάρος σκυροδέματος: g_c=25,0 kN/m^3 (για την σύμμικτη πλάκα πάχους 0,13 cm το βάρος υπολογίζεται ως: 0,13*25=3,25 kN/m^2).
- Πρόσθετα μόνιμα φορτία (επικαλύψεις, δάπεδα, ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός, οροφή, μόνωση) με τιμή 2,0 kN/m^2.

2.3 Επιβαλλόμενες (μεταβλητές) δράσεις

Αφορούν τα επιβαλλόμενα κατακόρυφα φορτία στα δάπεδα του κτιρίου και προκύπτουν με βάση τη χρήση του. Οι χώροι ανάλογα με τη χρήση τους διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα του EN1991-1-1 και φαίνονται στους Πίνακες 2.1, 2.2.

Πίνακας 2.1: Κατηγορίες κτιρίων (EN1991-1-1 Πίν. 6.1).

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	**Χώροι διαμονής**	Δωμάτια σε κτήρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	**Χώροι γραφείων**	
C	**Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν** (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A,B, και D[1)])	**C1**: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής. **C2**: Χώροι με σταθερά καθίσματα, Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς. **C3**: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών. **C4**: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές **C5**: Χώροι προσβάσιμοι από 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 2.2: Κατηγορίες στεγών (EN1991-1-1 Πίν. 6.9).

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

Το συγκεγκριμένο κτίριο ανήκει στην κατηγορία B, τα επιβαλλόμενα φορτία λαμβάνονται όμως q_k=5,0 kN/m^2 (EN 1991-1-1 Πίν 6.2).

Για την οροφή θεωρείται ότι είναι μη προσβάσιμη παρά μόνο για συντήρηση και επισκευή ανήκει δηλαδή στην κατηγορία H και επειδή η κλίση της είναι μικρότερη από 20° επιβάλλεται φορτίο q_k=0,5 kN/m^2 (EN 1991-1-1 Πίν 6.10).

2.4 Φορτίο Χιονιού

Τα φορτία υπολογίζονται με βάση τον EN1991-1-3 που αφορά κτίρια για υψόμετρο μέχρι 1500m.

Σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα, ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές $s_{k,0}$ των φορτίων για το έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας.

- Ζώνη Α ($s_{k,0}$=0,4 kN/m^2): Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας.
- Ζώνη Β ($s_{k,0}$=0,8 kN/m^2): Υπόλοιπη χώρα.
- Ζώνη Γ ($s_{k,0}$=1,7 kN/m^2): Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.

Άρα εφόσων το κτίριο βρίσκεται στη ζώνη Β $s_{k,0}$=0,8 kN/m^2.

Η χαρακτηριστική τιμή s_k του φορτίου χιονιού επί του εδάφους συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου A δινεται από τη σχέση (2.1).

$$s_k = s_{k,0} * (1 + (\frac{A}{917})^2) \qquad (1.1)$$

Εφόσων το υψόμετρο της τοποθεσίας θεωρείται A=100m τότε από (2.1): s_k=0,81 kN/m^2.

Το φορτίο χιονιού s που ασκείται επί της στέγης, θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα, αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης και προσδιορίζεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

1. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές: $s = \mu_i * C_e * C_t * s_k$ (1.2)
2. Για τυχηματικές καταστάσεις: $s = \mu_i * C_e * C_t * s_{Ad}$ (1.3)

όπου:

μ_i συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού ο οποίος για μονοκλινή στέγη με α=0° ισούται με 0,8

C_e συντελεστής έκθεσης ο οποίος για περιοχές όπου δεν υπάρχει σημαντική μετακίνηση του χιονιού από τον άνεμο λόγω του φυσικού αναγλύφου, των υψηλότερων κατασκευών, ή των δέντρων λαμβάνεται ίσος με 1,0

C_t θερμικός συντελεστής ο οποίος λαμβάνεται συνήθως ίσος με 1,0

C_{esl} συντελεστής για εξαιρετικά φορτία χιονιού που ισούται με 2,0

$s_{Ad} = C_{esl} * s_k$ τιμή σχεδιασμού του φορτίου χιονιού επί του εδάφους για την τυχηματική κατάσταση

Άρα:

1. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$(2.2) \Rightarrow s = 0,8*1,0*1,0*0,81 = 0,648\,\text{kN/m}^2$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$(2.3) \Rightarrow s = 0,8*1,0*1,0*2*0,81 = 1,296\,\text{kN/m}^2$$

2.5 Δράσεις ανέμου

Οι δράσεις του ανέμου υπολογίζονται με βάση τον EN1991-1-4 και φαίνονται στα επόμενα υποκεφάλαια.

2.5.1 Βασική ταχύτητα ανέμου

Είναι η θεμελιώδης βασική ταχύτητα του ανέμου τροποποιημένη προκειμένου να λάβει υπόψη τη διεύθυνση του θεωρούμενου ανέμου (c_{dir}) και την εποχή (εάν απαιτείται) (c_{season}) και προκύπτει από τη σχέση (2.4).

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} \qquad (1.4)$$

όπου:

$c_{dir} = 1,0$, $c_{season} = 1,0$

$v_{b,0} = 27\,\text{m/s}$ τιμή η οποία ισχύει για όλη τη χώρα εκτός από νησιά και παράλια μέχρι 10km από την ακτή.

Άρα από $(2.4) \Rightarrow v_b = 1,0*1,0*27 = 27\,\text{m/s}$

2.5.2 Μέση ταχύτητα ανέμου

Είναι η βασική ταχύτητα του ανέμου τροποποιημένη προκειμένου να λάβει υπόψη την επίδραση της τραχύτητας του εδάφους ($c_r(z)$) και την τοπογραφία ($c_0(z)$) και προκύπτει από τη σχέση (2.5):

$$v_m(z) = c_r(z) * c_0(z) * v_b \tag{1.5}$$

Ο συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$ ανάλογα με το ύψος του κτιρίου προκύπτει:

– $c_r(z) = k_r * \ln(\frac{z}{z_0})$ για $z_{\min} \le z \le z_{\max} = 200\,\text{m}$ (1.6)

– $c_r(z) = c_r(z_{\min})$ για $z \le z_{\min}$ (1.7)

Οι παράμετροι z_0 και $z_{\min}$ δίνονται με βάση την τραχύτητα του εδάφους από τον Πίνακα 2.3.

Πίνακας 2.2: Κατηγορίες εδάφους και παράμετροι εδάφους (EN1991-1-4 Πίν.1).

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ		z_0(m)	z_{min}(m)
0	Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I	Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II	Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III	Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (π.χ. χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV	Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15m	1,0	10

Εφόσον το κτίριο θεωρείται ότι βρίσκεται στην κατηγορία IV τότε: $z_0 = 1\text{m}$, $z_{0,II} = 0,05\,\text{m}$ και $z_{\min} = 10\,\text{m}$

Ο συντελεστής k_r δίνεται από την ακολουθη σχέση:

$$k_r = 0,19 * (\frac{z_0}{z_{0,II}})^{0,07} = 0,19 * (\frac{1}{0,05})^{0,07} = 0,234$$

Εν τέλει αφού $z_{\min} = 10\,\text{m} \le z = 21\text{m} \le z_{\max} = 200\,\text{m}$:

$$(1.6) \Rightarrow c_r(21) = k_r * \ln(\frac{z}{z_0}) = 0,234 * \ln(\frac{21}{1}) = 0,712$$

Ο συντελεστής αναγλύφου $c_0(z)$ λαμβάνεται ίσος με 1,0 και η μέση ταχύτητα του ανέμου είναι:

$$(2.5) \Rightarrow v_m(21) = 0,712 * 1,0 * 27 = 19,22\,\text{m/s}$$

2.5.3 Πίεση ταχύτητας αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z που περιλαμβάνει διακυμάνσεις ταχύτητας του ανέμου μικρής διάρκειας, υπολογίζεται από τη σχέση (2.8).

$$q_p(z) = [1 + 7 * \ell_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m{}^2(z) \tag{1.8}$$

όπου:
ρ = η πυκνότητα του αέρα , ρ=1,25kg/m^3
$\ell_v(z)$ = η ένταση στροβλισμού σε ύψος z και για $z_{min} \le z \le z_{max}$:

$$\ell_v(z) = \frac{k_i}{c_o(z) * \ln(\frac{z}{z_0})} \tag{1.9}$$

Για z=21m: $(1.9) \Rightarrow \ell_v(21) = \dfrac{1,0}{1,0 * \ln(\frac{21}{1,0})} = 0,328$

Συνεπώς η πίεση ταχύτητας αιχμής είναι:

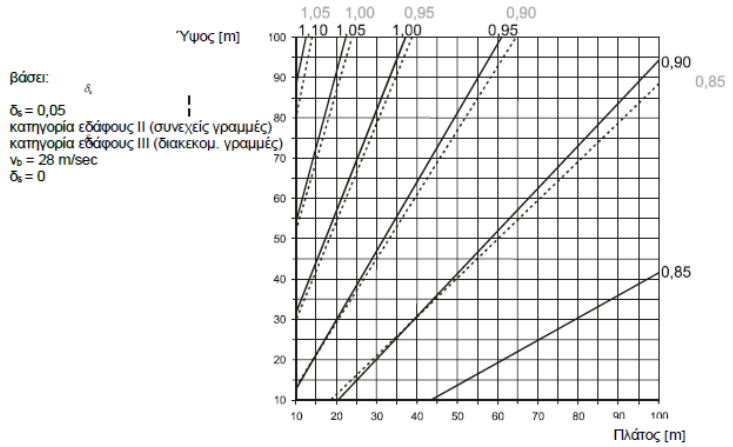
$$(2.8) \Rightarrow q_p(21) = [1 + 7 * 0,328] * \frac{1}{2} * 0,00125 * 19,22^2 = 0,761 \text{kN/ m}^2$$

2.5.4 Δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$

Ο συντελεστής αυτός αποτελείται από δυο επιμέρους παραμέτρους, την παράμετρο μεγέθους c_s και την δυναμική παράμετρο c_d. Ο συντελεστής c_s εισάγεται εφόσον η πίεση αιχμής δεν αναπτύσσεται ταυτόχρονα σε όλη την προσβαλόμενη επιφάνεια, ενώ ο συντελεστής c_d, για να ληφθεί υπόψη η δυναμική απόκριση της κατασκευής. Εφαρμόζεται στις πιέσεις των εξωτερικών επιφανειών πολλαπλασιάζοντας τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe}. Επειδή το ύψος του κτιρίου είναι μεγαλύτερο από 15m οι συντελεστές θα ληφθούν υπόψη με βάση το Σχήμα 2.1.

Το κτίριο έχει ύψος 21m και κατηγορία εδάφους IV και άρα

- Για διεύθυνση ανέμου θ=0° , ζώνη 1i , πλάτος d=49m $c_s c_d$<0,85 για κατηγορία εδάφους III, άρα επιλέγουμε $c_s c_d$=0,85.
- Για διεύθυνση ανέμου θ=0° , ζώνη 1ii , πλάτος d=14m $c_s c_d$<0,90 για κατηγορία εδάφους III, άρα επιλέγουμε $c_s c_d$=0,90.
- Για διεύθυνση ανέμου θ=90°, πλάτος d=20m $c_s c_d$<0,90 για κατηγορία εδάφους III, άρα επιλέγουμε $c_s c_d$=0,90.



Σχήμα 2.1: Δυναμικός συντελεστής για πολυώροφα κτίρια από χάλυβα με ορθογωνική κάτοψη και κατακόρυφους εξωτερικούς τοίχους και με κανονική κατανομή μάζας και δυσκαμψίας.

2.5.5 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe}, που εφαρμόζονται εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας A, η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του. Έτσι λοιπόν έχουμε:

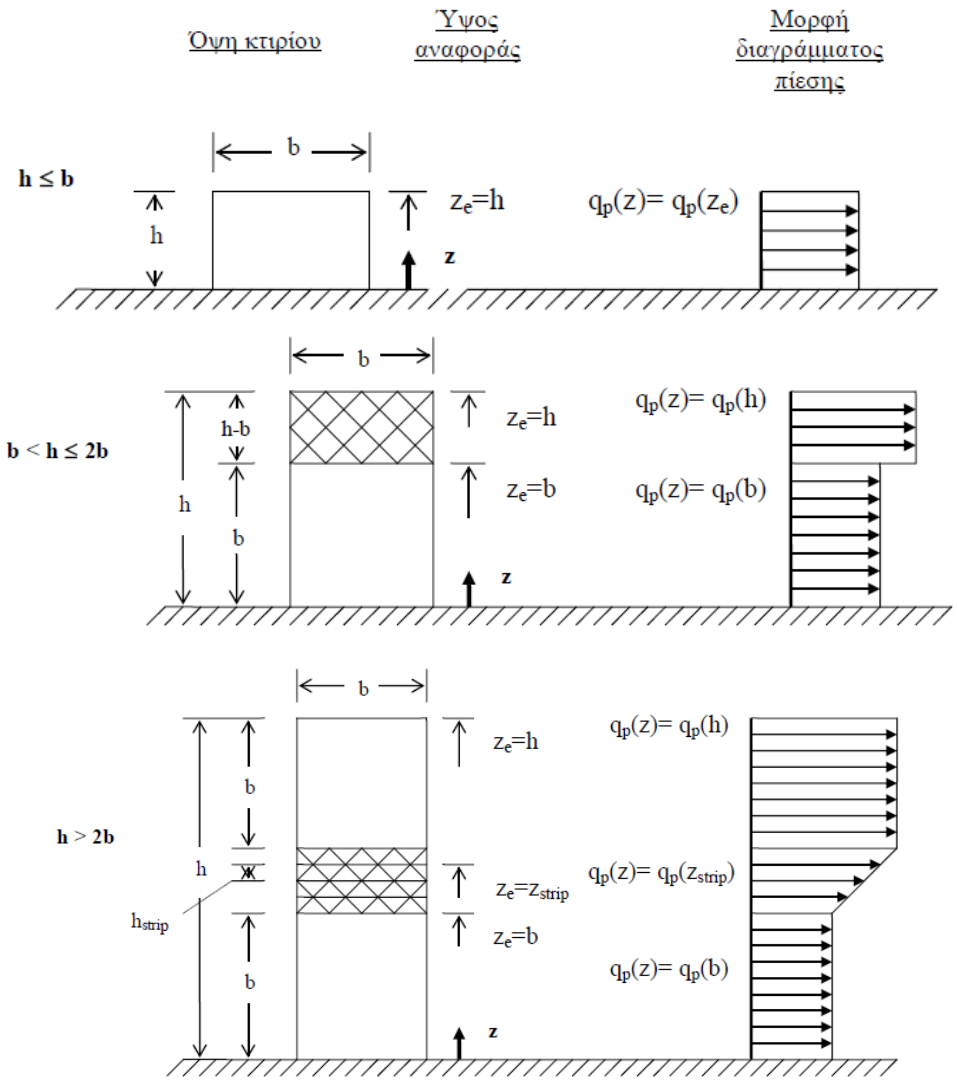
– Για $A \le 1m^2 \Rightarrow c_{pe} = c_{pe.1}$ (1.10)

– Για $1m^2 < A < 10m^2 \Rightarrow c_{pe} = c_{pe.1} + (c_{pe.10} - c_{pe.1}) * \log_{10} A$ (1.11)

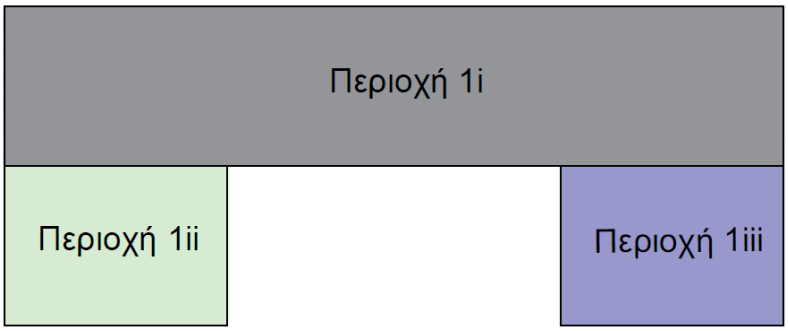
– Για $A > 10m^2 \Rightarrow c_{pe} = c_{pe.10}$ (1.12)

Εφόσον $A>10m^2$ τότε (1.12)$\Rightarrow c_{pe} = c_{pe.10}$

Προκειμένου τώρα να υπολογιστεί ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους με ορθογωνική κάτοψη θα πρέπει πρώτα για κάθε διεύθυνση ανέμου να υπολογιστεί το ύψος αναφοράς z_e για τους προσήνεμους τοίχους με βάση το λόγο ύψους/πλάτους (h/b) των τοίχων αυτών. Σύμφωνα με το Σχήμα 2.2 τα κτίρια διακρίνονται σε τρεις περιπτώσεις:



Σχήμα 2.2: Ύψος αναφοράς z_e συναρτήσει των h και b, και κατανομή των πιέσεων.



Σχήμα 2.3: Περιοχές κάτοψης κτιρίου για άνεμο Χ.

Για διεύθυνση ανέμου θ=0° χωρίζεται το κτίριο λόγω της μορφής του στα επιμέρους τμήματα όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.3.

Για διεύθυνση ανέμου θ=90° δεν χωρίζεται το κτίριο σε επιμέρους τμήματα.

α) Για άνεμο κατά Χ (θ=0°) έχουμε για τις επιμέρους περιοχές:

– Περιοχή 1i

b=49m , h=21m, άρα h<b, επομένως έχουμε πίεση ταχύτητας αιχμής σύμφωνα με την πρώτη περίπτωση για z_e=h=21m : $q_p(21) = 0,761\,\text{kN/m}^2$

– Περιοχή 1ii , 1iii

b=14m, h=21m , άρα b<h<2*b=28m , επομένως έχουμε πίεση ταχύτητας αιχμής σύμφωνα με την δεύτερη περίπτωση για z_e=b=14m και για z_e=h=21m το οποίο ισχύει με βάση τον ευρωκώδικα μόνο για την προσήνεμη πλευρά.

Για z_e=b

$$(2.6) \Rightarrow c_r(14) = 0,234 * \ln(\frac{14}{1}) = 0,618\,,$$

$$(2.5) \Rightarrow v_m(14) = 0,618 * 1,0 * 27 = 16,67\,\text{m/s}\,,$$

$$(2.9) \Rightarrow \ell_v(14) = \frac{1,0}{1,0 * \ln(\frac{14}{1,0})} = 0,380\,,$$

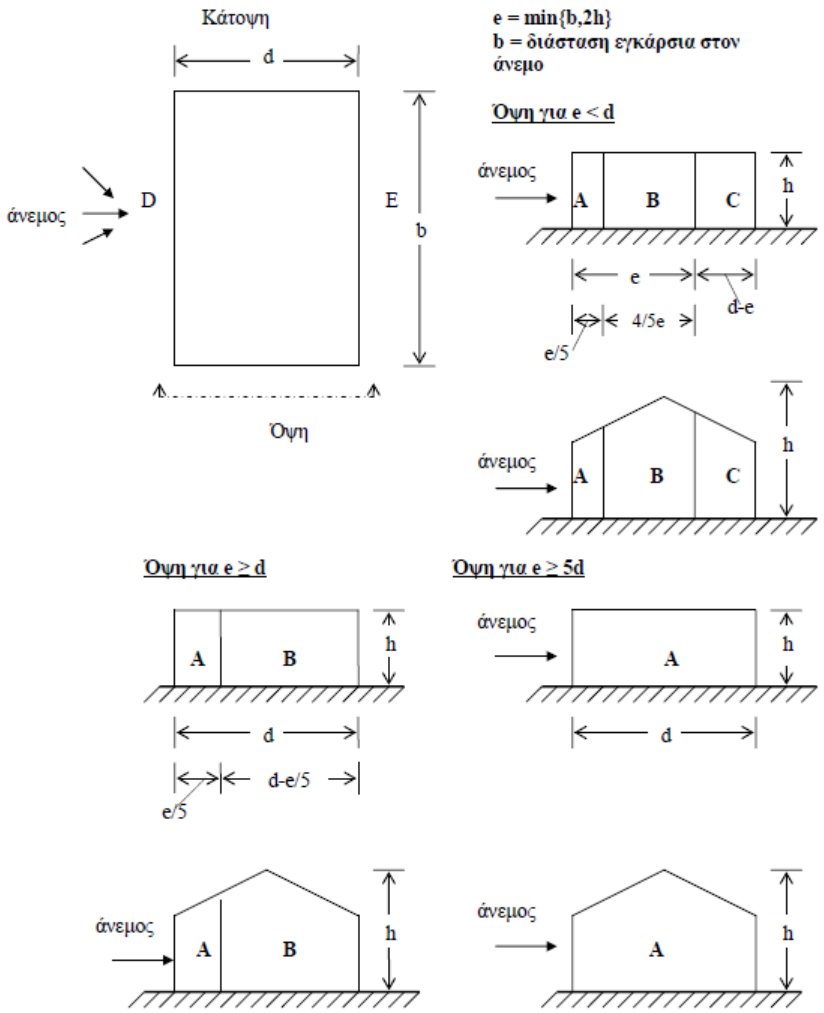
$$(2.8) \Rightarrow q_p(14) = [1 + 7 * 0,380] * \frac{1}{2} * 0,00125 * 16,67^2 = 0,636\,\text{kN/m}^2$$

Για z_e=h

$q_p(21) = 0,761\,\text{kN/m}^2$ όπως έχει υπολογιστεί προηγουμένως.

β) Για άνεμο κατά Υ (θ=90°) έχουμε: b=20m , h=21m, άρα h≈b , επομένως έχουμε πίεση ταχύτητας αιχμής σύμφωνα με την πρώτη περίπτωση για z_e=h=21m: $q_p(21) = 0,761\,\text{kN/m}^2$.

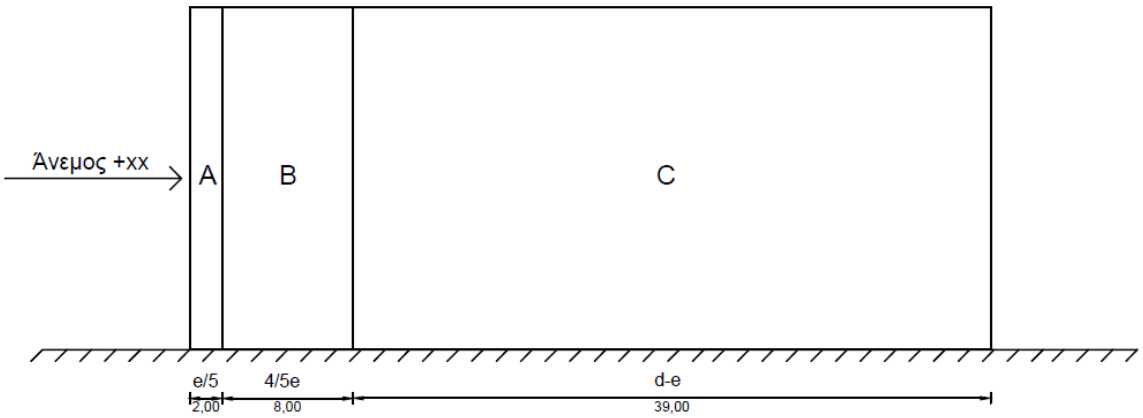
Με βάση τώρα την κάτοψη του κτιρίου για κάθε διεύθυνση ανέμου η όψη του χωρίζεται σε ζώνες όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.4.



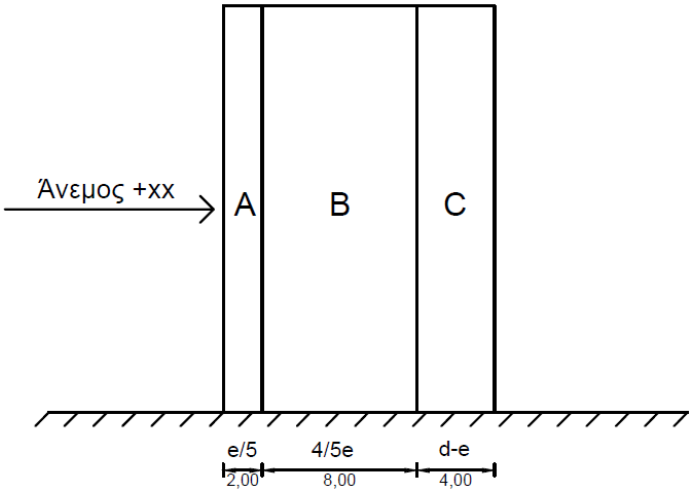
Σχήμα 2.4:Ορισμός ζωνών για κατακόρυφους τοίχους.

α) Για άνεμο κατά X για τις επιμέρους περιοχές:

– Περιοχή 1i
d=49m, b=10m , h=21m, e=min{b ; 2*h}=min{10 ; 42}=10m<d άρα χωρίζεται σε ζώνες σύμφωνα με την πρώτη περίπτωση όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.5.



Σχήμα 2.5: Ζώνες για κατακόρυφο τοίχο περιοχής 1i για άνεμο X.



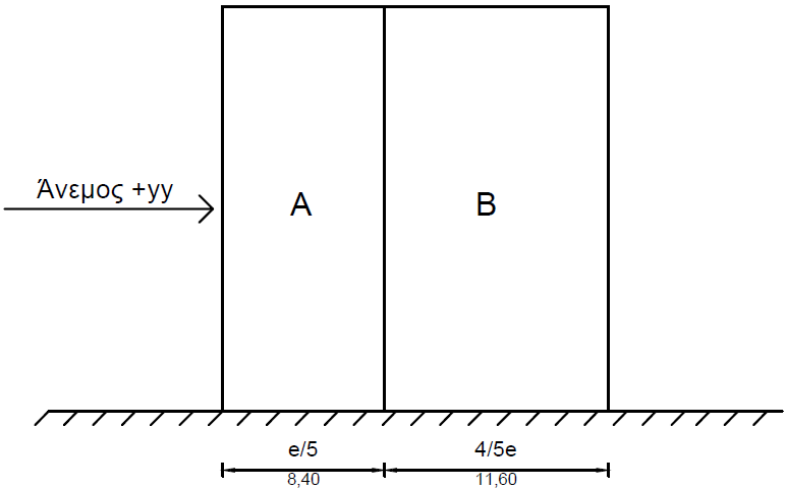
Σχήμα 2.6: Ζώνες για κατακόρυφο τοίχο περιοχής 1ii, 1iii για άνεμο Χ.

– Περιοχή 1ii , 1iii
  d=14m, b=10m , h=21m, e=min{b ; 2*h}=min{10 ; 42}=10m<d άρα χωρίζεται σε ζώνες σύμφωνα με την πρώτη περίπτωση όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.6.

β) Για άνεμο κατά Υ:
  d=20m, b=49m, h=21m, e=min{b ; 2*h}=min{49 ; 42}=42m>d άρα χωρίζεται σε ζώνες σύμφωνα με την δεύτερη περίπτωση όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.7.

Τέλος υπολογίζονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης $c_{pe}=c_{pe.10}$ με βάση τον Πίνακα 2.3 της επόμενης σελίδας καθώς και η εξωτερική πίεση από την ακόλουθη σχέση:

$$w_e = q_p(z) * c_{pe.10} * c_s c_d \quad (1.13)$$



Σχήμα 2.7: Ζώνες κατακόρυφου τοίχου κτιρίου για άνεμο Υ.

Πίνακας 2.3: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη

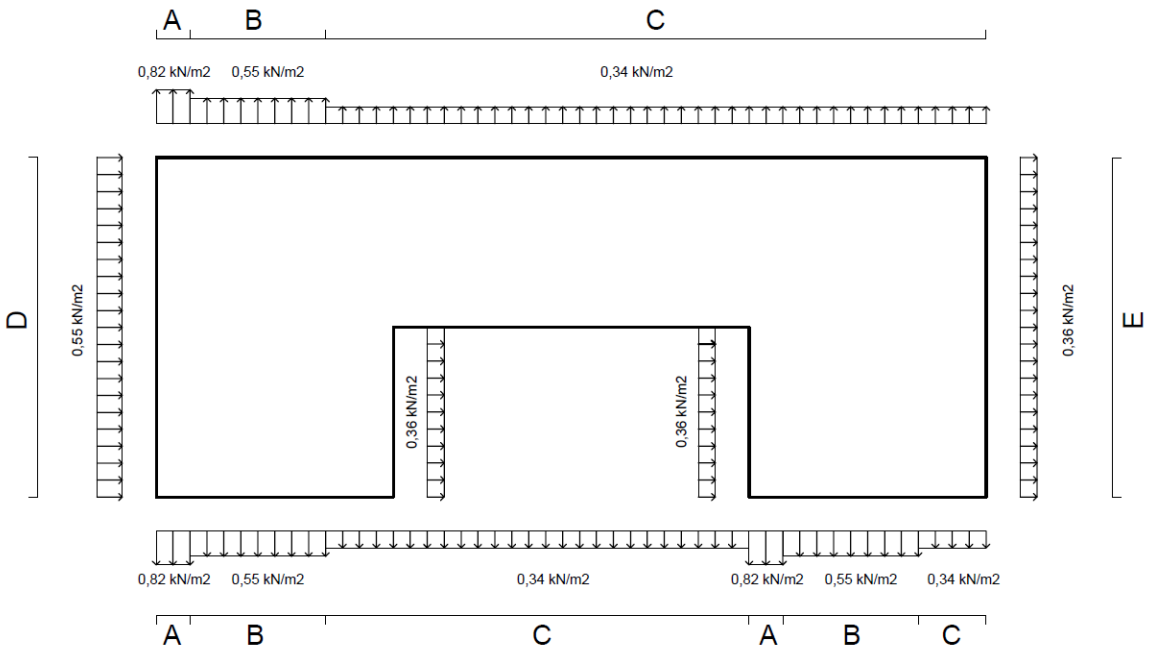
Ζώνη	**A**		**B**		**C**		**D**		**E**	
h/d	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
≤0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	
Για ενδιάμεσες τιμές του λόγου h/d χρειάζεται γραμμική παρεμβολή.										

Πίνακας 2.4: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης και εξωτερικές πιέσεις για κάθε ζώνη για κάθε πίεση ταχύτητας αιχμής.

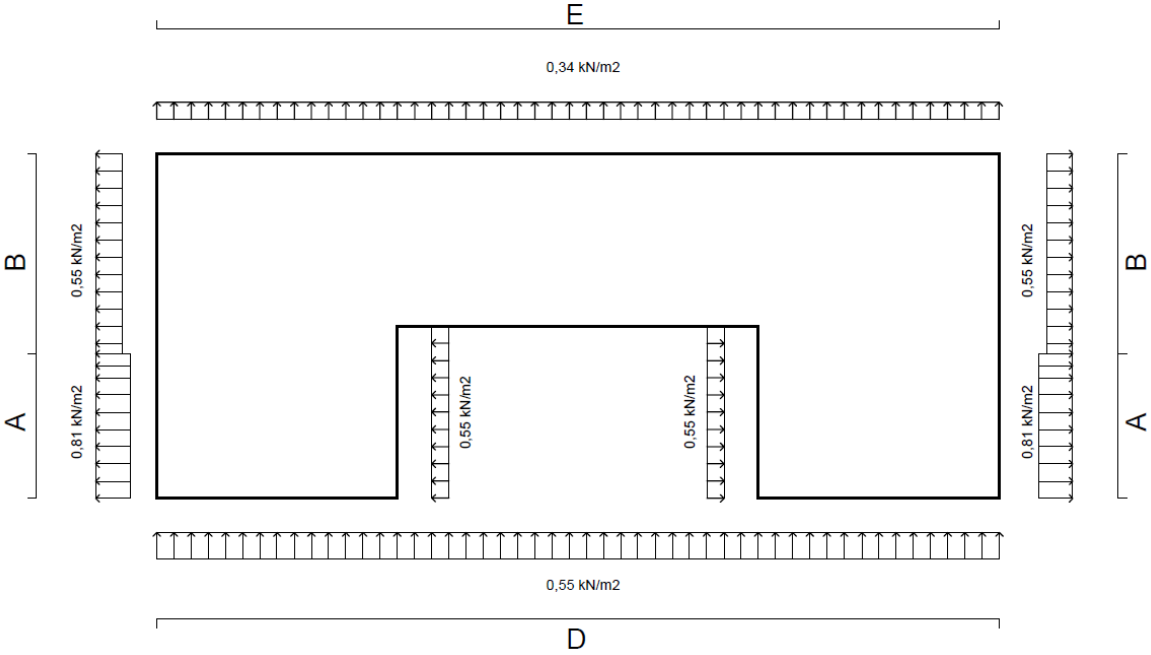
$q_p(21)$	1i (h/d=0.429)			1ii (h/d=1.5)			Y (h/d=1.05)		
	$cp_{e.10}$	c_sc_d	w_e (kN/m^2)	$c_{pe.10}$	c_sc_d	w_e (kN/m^2)	$c_{pe.10}$	c_sc_d	w_e (kN/m^2)
A	-1.2	0.85	-0.78	-1.2	0.9	-0.81	-1.2	0.9	-0.81
B	-0.8	0.85	-0.52	-0.8	0.9	-0.55	-0.8	0.9	-0.55
C	-0.5	0.85	-0.32	-0.5	0.9	-0.34			
D	0.724	0.85	0.47	0.8	0.9	0.55	0.8	0.9	0.55
E	-0.348	0.85	-0.23	-0.525	0.9	-0.36	-0.503	0.9	-0.34

$q_p(14)$	1ii (h/d=1.5)		
	$c_{pe.10}$	c_sc_d	w_e (kN/m^2)
D	0.8	0.9	0.46

Η κατανομή των πιέσεων για κάθε διεύθυνση ανέμου είναι όπως στο Σχήμα 2.8, 2.9.



Σχήμα 2.8: Κατανομή πιέσεων για άνεμο Χ.



Σχήμα 2.9: Κατανομή πιέσεων για άνεμο Υ.

Λόγω της ιδιαίτερης μορφής του κτιρίου θεωρήθηκε για τον άνεμο κατά Υ ότι η πίεση στην προσήνεμη πλευρά ανακατανέμεται στις 2 κάθετες πλευρές λόγω στροβιλισμών. Επίσης για την εισαγωγή των φορτίων ανέμου στο πρόγραμμα SAP2000 θεωρήθηκε ότι αυτά παραλαμβάνονται από τα περιμετρικά υποστυλώματα ανάλογα με το πλάτος επιρροής του εκάστοτε υποστυλώματος και την πίεση του ανέμου στη θέση του.

Οι υποπιέσεις στην οροφή αγνοήθηκαν καθώς είναι ευνοϊκές για το κτίριο και δεν επηρεάζουν σημαντικά τα εντατικά μεγέθη.

3 Σεισμικές Δράσεις

3.1 Γενικά

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις, με πιο σοβαρές τις οριζόντιες επιταχύνσεις, που δημιουργούν αδρανειακές δυνάμεις επί των κατασκευών.

Η Ελλάδα βρίσκεται σε εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και γι'αυτό είναι πολύ καθοριστική η δράση των σεισμικών δυνάμεων στο σχεδιασμό των κατασκευών. Το Ευρωπαϊκό Πρότυπο (Ευρωκώδικας 8: EN1998) περιέχει τις βασικές απαιτήσεις, τα κριτήρια σχεδιασμού, το μέγεθος των σεισμικών δράσεων και τους κανόνες συνδυασμού με άλλες δράσεις, καθώς και κανόνες εφαρμογής τους για κτιριακά κυρίως έργα και συμπληρώνεται όποτε χρειάζεται με το αντίστοιχο Εθνικό Προσάρτημα για να δώσει βασικές πληροφορίες που αφορούν τη συγκεκριμένη χώρα (διαχωρισμός χώρας σε ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας).

Κύριοι στόχοι του κανονισμού είναι:

1. προστασία ανθρώπινης ζωής
2. περιορισμός βλαβών
3. λειτουργικότητα έργων σημαντικών για την αστική προστασία

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμοί. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις όπως επίσης και δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου. Ο προσδιορισμός τους γίνεται στα επόμενα υποκεφάλαια.

3.2 Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας-Εδαφική επιτάχυνση

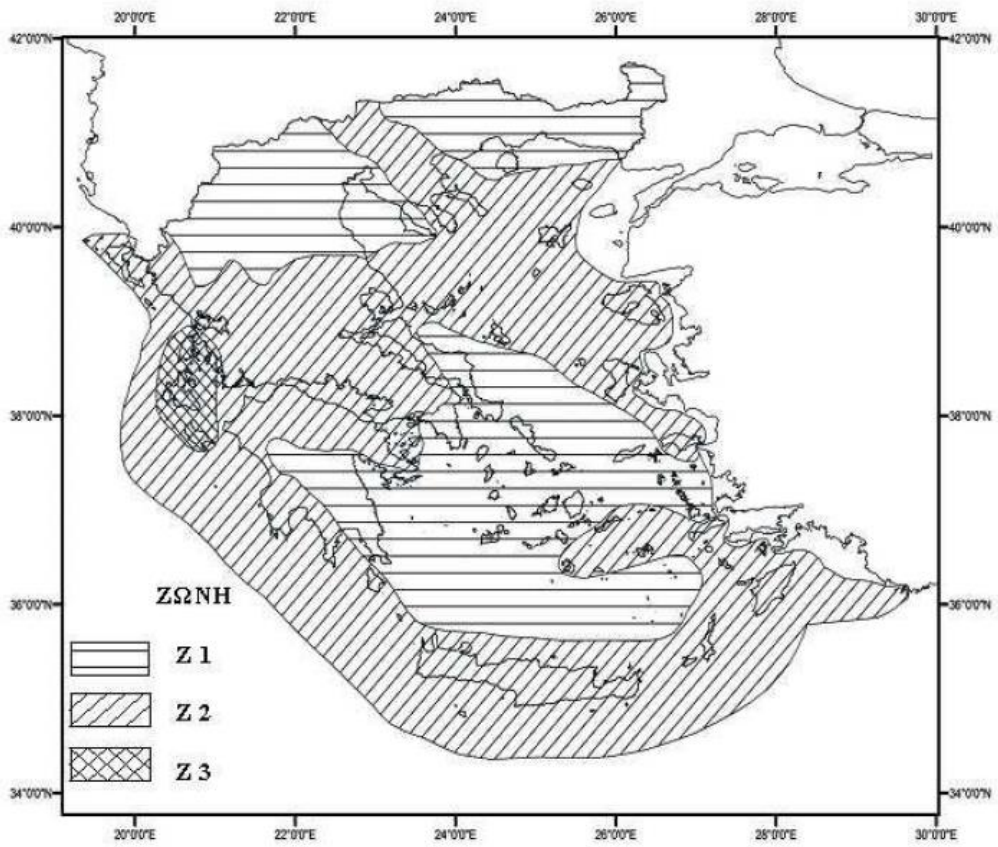
Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται με μία μόνη παράμετρο, τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού A, ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα, υποδιαιρείται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας(I έως III), τα όρια των οποίων καθορίζονται στο Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας του ΕΑΚ2000, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.1 της επόμενης σελίδας.

Το παρών κτίριο ανήκει στη Ζώνη I. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μία τιμή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους A, η οποία σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια, (ή περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια) με βάση τη σχέση:

$$A=a_{gR}*g \qquad (2.1)$$

όπου g είναι η επιτάχυνση της βαρύτητας και : a_{gR} =0,16 για Ζώνη I
a_{gR} =0,24 για Ζώνη II
a_{gR} =0,36 για Ζώνη III

Επομένως εφόσον το κτίριο βρίσκεται στη Ζώνη I: (3.1) $\Rightarrow$ A=0,16*g.



Σχήμα 3.1: Χάρτης Σεισμικής Επικινδυνότητας Ελλάδας.

3.3 Συντελεστής σπουδαιότητας

Η εδαφική επιτάχυνση Α κλιμακώνεται περαιτέρω μέσα στην ίδια ζώνη ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας των έργων, μέσω του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I, ο οποίος εκφράζει μικρότερες ή μεγαλύτερες απαιτήσεις απόκρισης και λαμβάνεται από τον παρακάτω πίνακα του EN1998-1.

Πίνακας 3.1: Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια (EN1998-1 Πίν. 4.3)

Κατηγορία σπουδαιό-τητας	Κτίρια	γ_I
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.	0,80
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.	1,00
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.	1,20
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.	1,40

Από τον Πίνακα 3.1 λαμβάνεται συντελεστής σπουδαιότητας γ_I=1,00 και η εδαφική επιτάχυνση A γίνεται:

$$(3.1) \Rightarrow a_g = \gamma_I * a_{gR} = 1{,}00*0{,}16*g = 1{,}6 \text{ m/s}^2.$$

3.4 Κατηγορία εδάφους

Οι κατηγορίες εδάφους χρησιμοποιούνται για να αποτιμήσουν την επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη σεισμική δράση. Το κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας B σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα του EN1998-1.

Πίνακας 3.2: Κατηγορία Εδάφους (EN1998-1 Πίν 3.1)

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

3.5 Συντελεστής συμπεριφοράς

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε ελαστικό σύστημα και εκφράζει την ικανότητα ενός έργου να απορροφά ενέργεια μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς ορισμένων μελών του, χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή του. Εξαρτάται από τη διαθέσιμη πλαστιμότητα, την

υπερστατικότητα κ.λ.π. Με βάση τον στατικό τύπο που επιλέγεται λαμβάνεται και η αντίστοιχη μέγιστη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα του EN1998-1.

Πίνακας 3.3: Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς: q (EN 1998-1 Πιν. 6.2)

ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	6
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντροτητα Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V	 4 2	 4 2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	6
Για Χαμηλή Κατηγορία Πλαστιμότητας μπορεί να λαμβάνεται q=1,5 χωρίς την απαίτηση πραγματοποίησης ικανοτικών ελέγχων.		

Εφόσον επιλέγεται χαμηλή πλάστιμη συμπεριφορά η διαστασιολόγηση θα γίνει με συντελεστή συμπεριφοράς q=1,5 για κάθε διεύθυνση και για κάθε κτίριο.

3.6 Φάσμα σχεδιασμού

Με βάση την παράγραφο 4.3.3.5.2 του Ευρωκώδικα 8 εφόσον η εδαφική επιτάχυνση είναι μικρότερη η ίση με 0,25g τότε δεν χρειάζεται να ληφθεί υπόψη στο σχεδιασμό η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης. Επομένως στο έργο όπου a_g=0,16g<0,25g λαμβάνονται υπόψη μόνον οι οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το ελαστικό φάσμα απόκρισης $S_d(T)$ καθορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \le T \le T_B: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \tag{2.2}$$

$$T_B \le T \le T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \tag{2.3}$$

$$T_C \le T \le T_D: \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \dfrac{2,5}{q} \cdot \left[\dfrac{T_C}{T} \right] \\ \ge \beta \cdot a_g \end{cases} \tag{2.4}$$

$$T_D \le T: \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \dfrac{2,5}{q} \cdot \left[\dfrac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \ge \beta \cdot a_g \end{cases} \tag{2.5}$$

όπου:

$S_d(T)$: είναι το φάσμα σχεδιασμού

q: είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς (q=1,5)

β: είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού (β=0,2)

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

a_g: είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας Α (a_g=1,6 m/s^2)

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

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

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

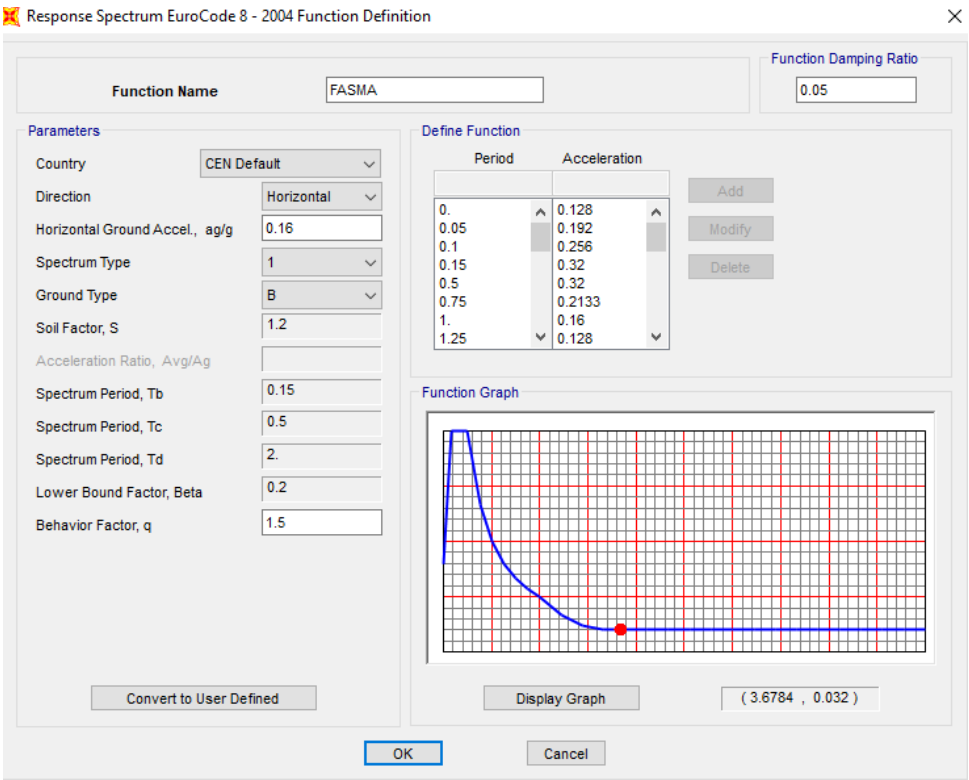
S: είναι ο συντελεστής εδάφους

Οι τιμές των περιόδων T_B, T_C και T_D καθώς και αυτή του συντελεστή εδάφους S, που περιγράφουν την μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης εξαρτώνται από την κατηγορία του εδάφους και δίνονται από τον παρακάτω πίνακα του EN1998-1 από τον οποίο λαμβάνουμε τις τιμές για κατηγορία εδάφους Β.

Πίνακας 3.4: Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1 (EN 1998-1 Πίν 3.2).

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

Η μορφή του φάσματος σχεδιασμου όπως αυτό εισήχθει στο πρόγραμμα SAP 2000, το οποίο περιλαμβάνει τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 φαίνεται στο Σχήμα 3.2.



Σχήμα 3.2: Φάσμα σχεδιασμού στο SAP2000.

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. Η μέθοδος αναφοράς για τον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης είναι η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, η οποία χρησιμοποιεί γραμμικό-ελαστικό προσομοίωμα του φορέα και το φάσμα σχεδιασμού που αναφέρθηκε προηγουμένως. Ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του φορέα του κτιρίου μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης:

- η "μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης" η οποία εφαρμόζεται σε κτίρια η απόκριση των οποίων σε κάθε κύρια διεύθυνση δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις συμβολές ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερων από την θεμελιώδη ιδιομορφή. Για την εφαρμογή της απαιτείται ο υπολογισμός όλων των σημαντικών κανονικών μορφών για κάθε εξεταζόμενη διεύθυνση σεισμικής δράσης.
- η "ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης" για την οποία λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις κατασκευές. Υπολογίζεται η μέγιστη σεισμική απόκριση για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης και στη συνέχεια γίνεται επαλληλία των μέγιστων τιμών με τη μέθοδο SRSS ή CQC.

Επιλέγεται η μέθοδος ανάλυσης φάσματος απόκρισης καθώς είναι πιο ακριβής και καλύπτει περιπτώσεις όπως μη-κανονικότητα σε κάτοψη και ύψος. Με βάση λοιπόν το φάσμα σχεδιασμού που εισήχθει στο πρόγραμμα γίνεται η ιδιομορφική ανάλυση.

4 Συνδυασμοί Δράσεων

4.1 Οριακές Καταστάσεις

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Οι οριακές καταστάσεις διακρίνονται στις εξής κατηγορίες, σύμφωνα με τον EN1993-1:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας (ΟΚΑ), που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του και σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων και του φορέα καθώς και την προστασία των περιεχομένων.
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (ΟΚΛ), που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού. Οι συνθήκες αυτές σχετίζονται με μεγάλες παραμορφώσεις, βλάβες που επηρεάζουν την εμφάνιση-λειτουργία του έργου και έντονες δονήσεις.

Οι καταστάσεις σχεδιασμού ενός φορέα για τις οποίες γίνεται έλεγχος επάρκειας σε σχέση με τις προαναφερθείσες Ο.Κ.Α. και Ο.Κ.Λ. είναι οι ακόλουθες:

- Καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια, οι οποίες αναφέρονται σε συνθήκες κανονικής χρήσης.
- Παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού, οι οποίες αναφέρονται σε προσωρινές συνθήκες που επιβάλλονται στο φορέα (κατά την εκτέλεση ή την επισκευή).
- Τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού, οι οποίες αναφέρονται σε εξαιρετικές συνθήκες που επιβάλλονται στο φορέα (πυρκαγιά, έκρηξη κ.λ.π.).
- Καταστάσεις σχεδιασμού έναντι σεισμού, οι οποίες αναφέρονται σε συνθήκες που επιβάλλονται στο φορέα όταν αυτός εκτίθεται σε σεισμικά γεγονότα.

4.2 Συνδυασμοί δράσεων

Προκειμένου να ελεγχθεί ότι δεν υπάρχει καμία υπέρβαση των δύο παραπάνω οριακών καταστάσεων αστοχίας και λειτουργικότητας χρησιμοποιούνται κατάλληλοι συνδυασμοί των δράσεων επί της κατασκευής όπως αυτές ορίστηκαν στα Κεφάλαια 2, 3 (μόνιμα-κινητά φορτία, άνεμος, χιόνι, σεισμός) ανάλογα με την επιμέρους κατάσταση σχεδιασμού και την κατάσταση αστοχίας.

4.2.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

α. Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

$$\sum_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}\text{"+"}\gamma_P P\text{"+"}\gamma_{Q,1}Q_{k,1}\text{"+"}\sum_{i>1}\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$$

β. Για τυχηματικές καταστάσεις

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

γ. Για καταστάσεις σεισμού

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

Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής:

"+"	σημαίνει "επαλληλία με"
$G_{k,j}$	χαρακτηριστική τιμή των μονίμων δράσεων
P	χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
$Q_{k,1}$	χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
$Q_{k,i}$	χαρακτηριστική τιμή των λοιπών μεταβλητών δράσεων i που συνυπάρχουν
A_d	τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
A_{Ed}	τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
$\gamma_{G,j}$	επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
γ_P	επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση
$\gamma_{Q,i}$	επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την μεταβλητή δράση i
$\psi_{0,i}$, $\psi_{1,i}$, $\psi_{2,i}$	συντελεστές σχεδιασμού των μεταβλητών δράσεων

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ που χρησιμοποιούνται λαμβάνουν υπόψη την πιθανότητα δυσμενούς αποκλίσεως των τιμών των δράσεων από τις αντιπροσωπευτικές τιμές τους καθώς και τυχόν αβεβαιότητες κατά την προσομοίωσή των ιδίων των δράσεων ή των αποτελεσμάτων τους.

Οι τιμές των συντελεστών που προτείνονται είναι οι ακόλουθες:

α. Καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

- Για μόνιμες δράσεις:
  $\gamma_{G,j,sup} = 1,35$ (για δυσμενή επιρροή)
  $\gamma_{G,j,inf} = 1,00$ (για ευμενή επιρροή)
- Για μεταβλητές δράσεις:
  $\gamma_{Q,i} = 1,50$ (για δυσμενή επιρροή)
  $\gamma_{Q,i} = 0,00$ (για ευμενή επιρροή)

β. Τυχηματικές καταστάσεις γενικώς $\gamma_A=1,00$

Οι συντελεστές συνδυασμού ψ των μεταβλητών δράσεων χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών τιμών των διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων. Οι τιμές λαμβάνονται από τον Πίνακα 4.1 της επόμενης σελίδας σύμφωνα με τον EN1990.

Στο παρόν κτίριο ισχύει:

- Για φορτία σε κτίρια: $\psi_0=0,7$, $\psi_1=0,5$, $\psi_2=0,3$
- Για φορτία χιονιού: $\psi_0=0,5$, $\psi_1=0,2$, $\psi_2=0$
- Για φορτία ανέμου: $\psi_0=0,6$, $\psi_1=0,2$, $\psi_2=0$

Πίνακας 4.1: Προτεινόμενες τιμές συντελεστών ψ για κτίρια (EN1990 Πίν. A1.1).

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

Στον Πίνακα 4.2 παρατείθενται συνδυασμοί δράσεων με το γινόμενο των συντελεστών ασφαλείας επί των συντελεστών συνδυασμού (γ*ψ) που χρησιμοποιήθηκαν για τον έλεγχο του κτιρίου σε Ο.Κ.Α.

Πίνακας 4.2: Συνδυασμοί φορτίσεων κτιρίου σε Ο.Κ.Α.

Φορτία/Συνδυα-σμοί Ο.Κ.Α.	Μόνιμα (G,G')	Κινητά (Q)	Άνεμος X (W_x)	Άνεμος Y (W_y)	Χιόνι (S)	Σεισμός X (E_x)	Σεισμός Y (E_y)
1)	1,35	1,5					
2)	1,35	1,5	0,9		0,75		
3)	1,35	1,5		0,9	0,75		
4)	1,35	1,5	0,9				
5)	1,35	1,5		0,9			
6)	1,35	1,5			0,75		
7)	1,35	1,05	1,5		0,75		
8)	1,35	1,05		1,5	0,75		
9)	1,35	1,05	0,9		1,5		
10)	1,35	1,05		0,9	1,5		
11)	1,35	1,05	1,5				
12)	1,35	1,05		1,5			
13)	1,35	1,05			1,5		
14)	1	0,3				1	0,3
15)	1	0,3				0,3	1

Για τους σεισμικούς συνδυασμούς δεν χρειάστηκε να δημιουργηθούν συνδυασμοί και για τις δύο κατευθύνσεις του στους εκάστοτε άξονες καθώς αυτοί λαμβάνονται υπόψη αυτόματα από το πρόγραμμα SAP2000. Επίσης για τον ανέμο λήφθηκε υπόψη η δυσμενής κατεύθυνση αυτού για κάθε άξονα.

4.2.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

α. Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \text{"+"} P \text{"+"} Q_{k,1} \text{"+"} \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

β. Συχνός συνδυασμός

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

γ. Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

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

Τα σύμβολα καθώς και οι τιμές των συντελεστών συνδυασμού είναι όπως ακριβώς ορίστηκαν προηγουμένως.

Στον Πίνακα 4.3 παρατείθενται συνδυασμοί δράσεων με το γινόμενο των συντελεστών ασφαλείας επί των συντελεστών συνδυασμού (γ*ψ) που χρησιμοποιήθηκαν για τον έλεγχο του κτιρίου σε Ο.Κ.Λ.

Πίνακας 4.3: Συνδυασμοί φορτίσεων κτιρίου σε Ο.Κ.Λ.

Φορτία/Συνδυα-σμοί Ο.Κ.Λ.	Μόνιμα (G,G')	Κινητά (Q)	Άνεμος X (W_x)	Άνεμος Y (W_y)	Χιόνι (S)
A)	1	1			
B)	1	1	0,6		0,5
C)	1	1		0,6	0,5
D)	1	1	0,6		
E)	1	1		0,6	
F)	1	1			0,5
G)	1	0,7	0,6		1
H)	1	0,7		0,6	1
I)	1	0,7	1		0,5
J)	1	0,7		1	0,5
K)	1	0,7	1		
L)	1	0,7		1	
M)	1	0,7			1

5 Ανάλυση Κατασκευής

5.1 Μέθοδοι ανάλυσης

Τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στα μέλη του φορέα και τα οποία προκαλούνται από τις επιβαλλόμενες δράσεις σεισμικές και μη μπορούν να υπολογίζονται χρησιμοποιώντας μία από τις δύο αναλύσεις.

1. Ελαστική ανάλυση
2. Πλαστική ανάλυση

5.1.1 Ελαστική ανάλυση

Η ελαστική ανάλυση μπορεί να εφαρμόζεται σε όλες τις περιπτώσεις, ανεξαρτήτως του αν η αντοχή των διατομών προσδιορίζεται με βάση την ελαστική ή την πλαστική αντοχή τους. Βασική παραδοχή είναι ότι η συμπεριφορά τάσης – παραμόρφωσης του υλικού είναι γραμμική, όποιο και να είναι το επίπεδο τάσης. Για υπερστατικούς φορείς οι εξισώσεις ισορροπίας δεν επαρκούν για να προσδιοριστούν τα άγνωστα μεγέθη και πρέπει να συμπληρωθούν με απλές γεωμετρικές σχέσεις μεταξύ των μετακινήσεων του φορέα, τις γνωστές συνθήκες συμβιβαστού, οι οποίες εξασφαλίζουν τη συμβατότητα των μετακινήσεων στην παραμορφωμένη κατάσταση. Οι συνθήκες αυτές προσδιορίζονται με δύο θεωρίες.

α. Θεωρία $1^{ης}$ τάξης με την οποία οι εξισώσεις ισορροπίας και συμβιβαστού εκφράζονται στο σύστημα αναφοράς της αρχικής απαραμόρφωτης γεωμετρίας του φορέα. Χρησιμοποιείται όταν η αύξηση των εντατικών μεγεθών ή οποιαδήποτε άλλη αλλαγή της συμπεριφοράς του φορέα οφειλόμενη σε παραμορφώσεις μπορεί να αγνοηθεί.

β. Θεωρία $2^{ης}$ τάξης κατά την οποία ο φορέας επιλύεται διαδοχικά βήμα-βήμα λαβάνοντας υπόψη σε κάθε βήμα την μεταβολή της γεωμετρίας του. Χρησιμοποίειται όταν επιβάλλεται να ληφθούν υπόψη φαινόμενα $2^{ης}$ τάξης όπως μη γραμμικότητα της γεωμετρίας του φορέα.

5.1.2 Πλαστική ανάλυση

Η πλαστική ανάλυση λαμβάνει υπόψη τις επιδράσεις της μη γραμμικότητας του υλικού κατά τον υπολογισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων του φορέα και χρησιμοποιείται μόνο εφόσων τα μέλη της κατασκευής διαθέτουν επαρκή στροφική ικανότητα στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων. Δηλαδή η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων δεν είναι γραμμική. Προκειμένου να είναι δυνατόν να εφαρμοστεί η πλαστική ανάλυση πρέπει να πληρούνται οι κατωτέρω προϋποθέσεις:

- Ολκιμότητα χάλυβα.
- Διατομή κατηγορίας 1 στη θέση πλαστικής άρθρωσης.
- Δυνατότητα δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης με ανακατανομή των ροπών.

– Εάν στον κορμό μιας διατομής, στη θέση πλαστικής άρθρωσης, εφαρμόζεται τέμνουσα δύναμη μεγαλύτερη από το 10% της αντοχής της διατομής έναντι τέμνουσας, πρέπει να προβλέπονται ενισχύσεις κορμού σε μία απόσταση h/2 από τη θέση της πλαστικής άρθρωσης.
– Η κατασκευή να υπόκειται κυρίως σε στατικά φορτία.

Στην κατασκευή επιλέχθηκε να πραγματοποιηθεί ελαστική ανάλυση για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών, τα οποία συγκρίνονται με την πλαστική αντοχή των διατομών. Η ελαστική ανάλυση είναι 1ης τάξης καθώς τα φαινόμενα 2ης τάξης όπως και οι ατέλειες δεν χρειάζεται να ληφθούν υπόψην όπως θα δειχθεί σε επόμενο κεφάλαιο.

5.2 Προσομοίωση φορέα στο SAP 2000 v19

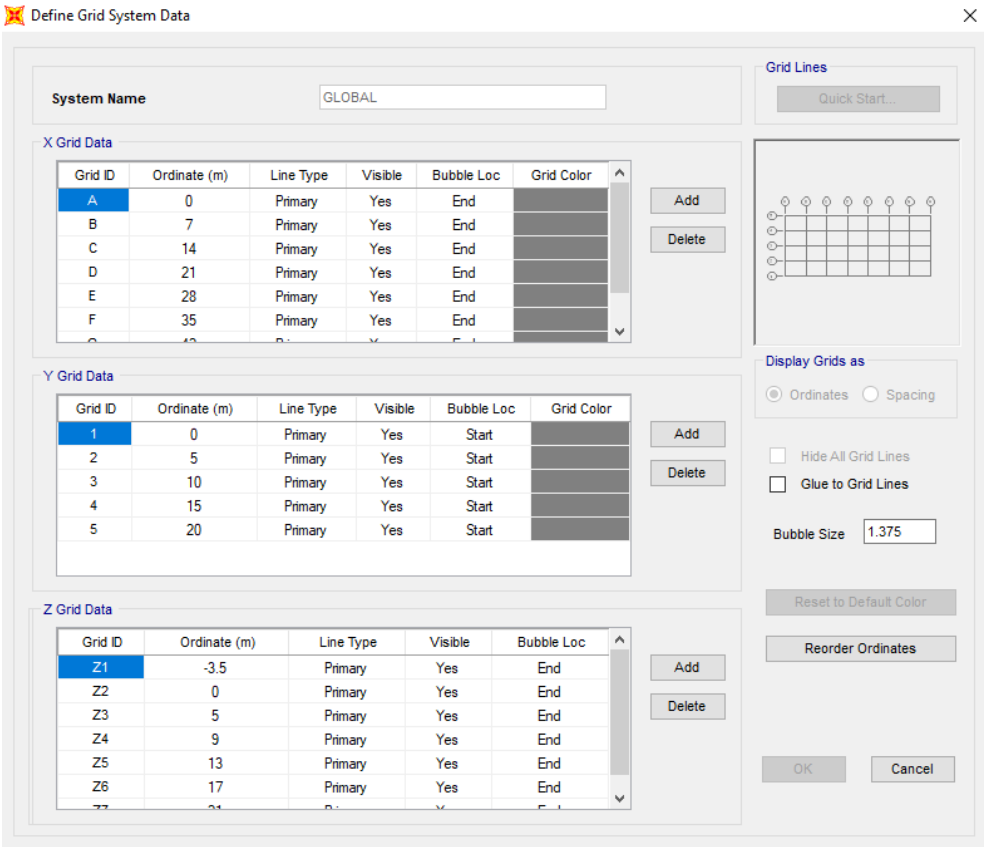
Παρουσιάζεται η διαδικασία με την οποία εισήχθει το κτίριο στο πρόγραμμα SAP 2000.

5.2.1 Σχεδιασμός κανάβου

Αρχικά επιλέχθηκε: File → New Model και επιλέχθηκε το κουτί με την ονομασία Grid Only.

Στον πίνακα που εμφανίστηκε αμέσως μετά δημιουργήθηκε ο κάναβος πάνω στον οποίο σχεδιάστηκε το κτίριο. Λόγω του διαφορετικού ύψους των ορόφων και της ιδιαίτερης μορφής του κτιρίου χρειάστηκε πιο ακριβής προσδιορίσμός των συντεταγμένων οπότε επιλέχθηκε με δεξί κλικ πάνω στον κάναβο η εντολή: Edit Grid Data → Modify/Show System και οι τελικές συντεταγμένες είναι αυτές που φαίνονται στον Πίνακα 5.1.

Πίνακας 5.1: Συντεταγμένες Κανάβου.



5.2.2 Σχεδιασμός Μελών

Στη συνέχεια σχεδιάστηκαν οι δοκοί και τα υποστυλώματα σε κάθε όροφο του κτιρίου με την εντολή: Draw→ Quick Draw Frame/Cable/Tendon και στο παράθυρο που εμφανίστηκε επιλέχθηκε Line Object Type: Straight Frame , Section: None , Moment Releases: Continuous (δηλαδή πακτωμένα μέλη για πεδιλοδοκούς, πλακοδοκούς, υποστυλώματα και κύριες δοκούς στο κτίριο Α) και Pinned (δηλαδή αρθρωτά μέλη για δευτερεύουσες δοκούς στα κτίρια Α και Β και κύριες δοκούς στο κτίριο Β).

Πίνακας 5.2.: Στοιχεία πίνακα για σχεδίαση συνεχούς μέλους.

Properties of Object

Line Object Type	Straight Frame
Section	None
Moment Releases	Continuous
XY Plane Offset Normal	0.

Έτσι δημιουργήθηκε το τρισδιάστατο μοντέλο του κτιρίου όπως στο Σχήμα 5.1.

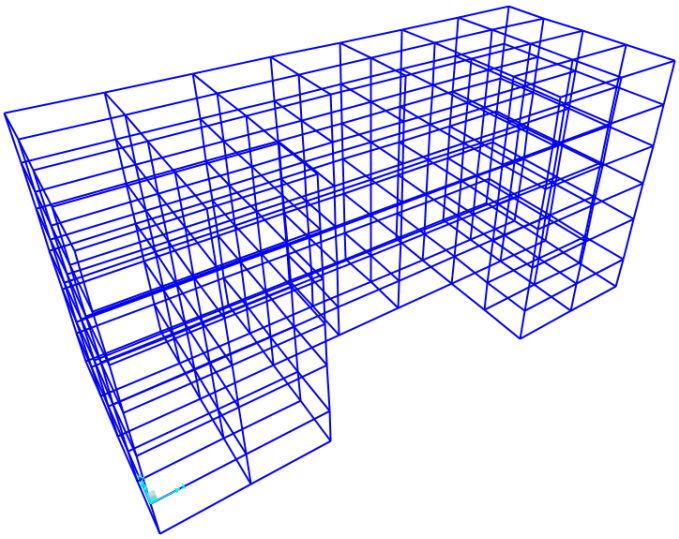
Για την εισαγωγή τώρα των διαδοκίδων επιλέχθηκε η εντολή Draw→ Quick Draw Secondary Beams και στον πίνακα που εμφανίστηκε επιλέχθηκε η απόσταση των διαδοκίδων (1,25m), ο αριθμός τους (3) , η διεύθυνσή τους (παρ/λες στον άξονα Χ) και ο τύπος σύνδεσής τους (Pinned). Και εδώ δεν εισήχθει ακόμα διατομή στα μέλη.

Πίνακας 5.3: Στοιχεία πίνακα για εισαγωγή διαδοκίδων.

Properties of Object

Section	None
Moment Releases	Pinned
Spacing	No. of Beams
No. of Beams	3
Approx. Orientation	Parallel to Y or R

Με την εντολή τώρα Draw→ Quick Draw Braces σχεδιάστηκαν οι κατακόρυφοι σύνδε-



Σχήμα 5.1:Τρισδίαστατο μοντέλο κτιρίου.

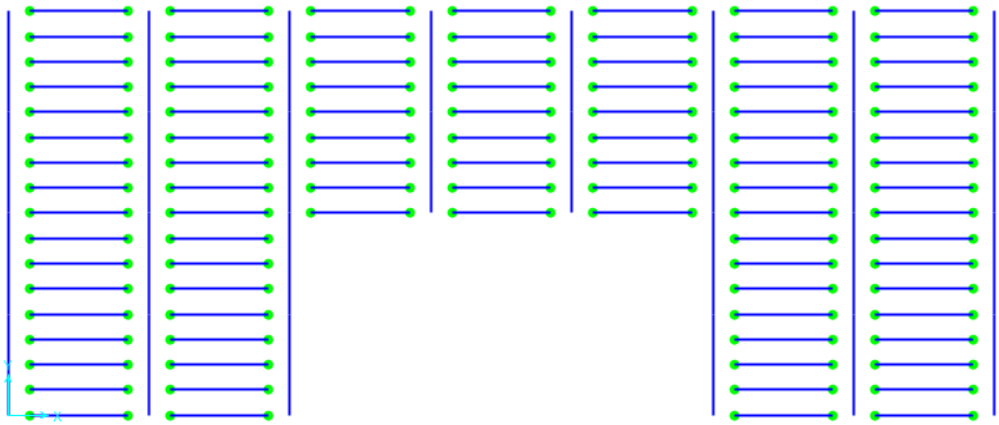
-σμοι δυσκαμψίας κατά X και κατά Y (για το κτίριο B), όπου στον πίνακα που εμφανίστηκε επιλέχθηκε ο τύπος σύνδεσής τους (Pinned) και η μορφή τους (X) καθώς και πάλι δεν εισήχθει διατομή.

Πίνακας 5.4: Στοιχεία πίνακα για εισαγωγή κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας.

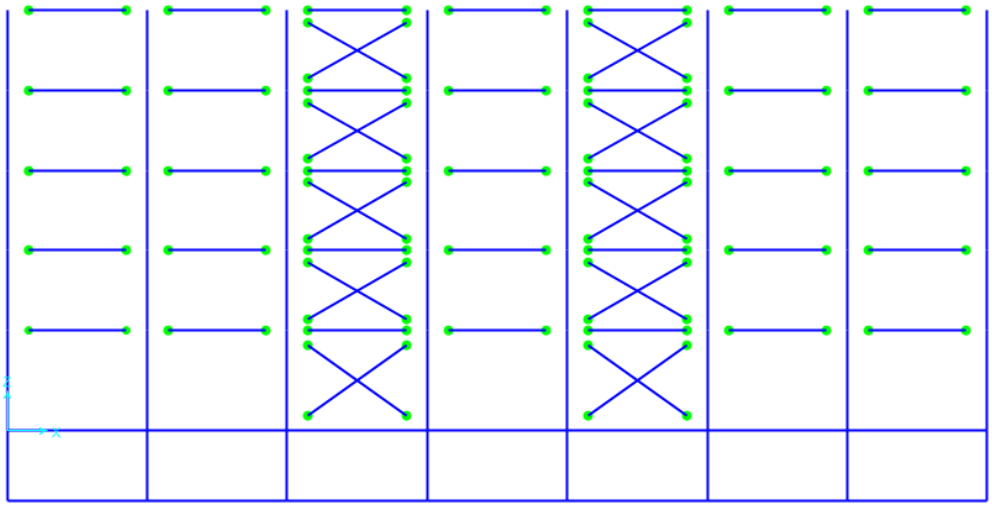
Properties of Object

Section	None
Moment Releases	Pinned
Bracing	X

Η μορφή του κτιρίου στην οποία απεικονίζονται και οι ελευθερώσεις κάθε μέλους πρέπει να είναι η ακόλουθη όπως στο Σχήμα 5.2, 5.3.



Σχήμα 5.2: Κάτοψη κτιρίου A με ελευθερώσεις.



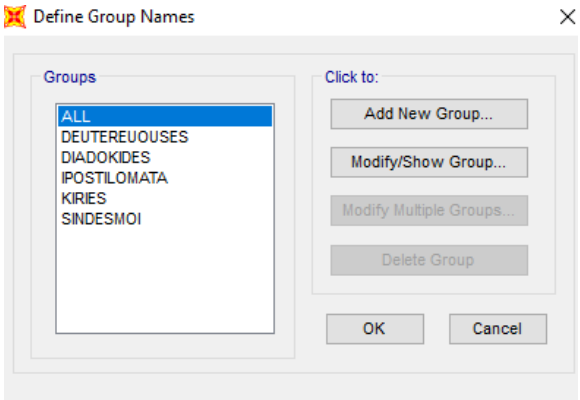
Σχήμα 5.3: Όψη κτιρίου A με ελευθερώσεις.

5.2.3 Δημιουργία Ομάδων

Εφόσον σχεδιάστηκαν όλα τα μέλη είναι σημαντικό αυτά να εισαχθούν σε ομάδες (Groups) έτσι ώστε να είναι πιο εύκολη η διαχείρησή τους από το χρήστη. Επιλέγεται λοιπόν, η εντολή: Define→ Groups και στο παράθυρο που εμφανίζεται επιλέγεται Add New Group όπου και εισάγεται η ονομασία της ομάδας που θέλουμε (εδώ ΚΥΡΙΕΣ).

Στη συνέχεια επιλέγονται τα μέλη που θέλουμε και με την εντολή Assign→ Assign to Groups και επιλέγοντας την κατάλληλη ονομασία ανάγονται στην ομάδα που θέλουμε. Οι τελικές ομάδες φαίνονται στον Πίνακα 5.4.

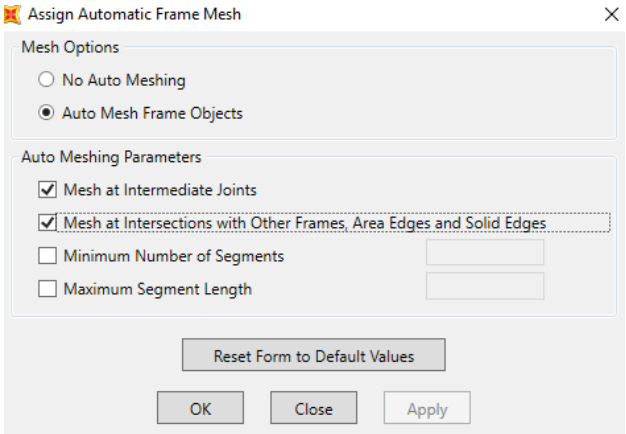
Πίνακας 5.4: Ομάδες μελών.



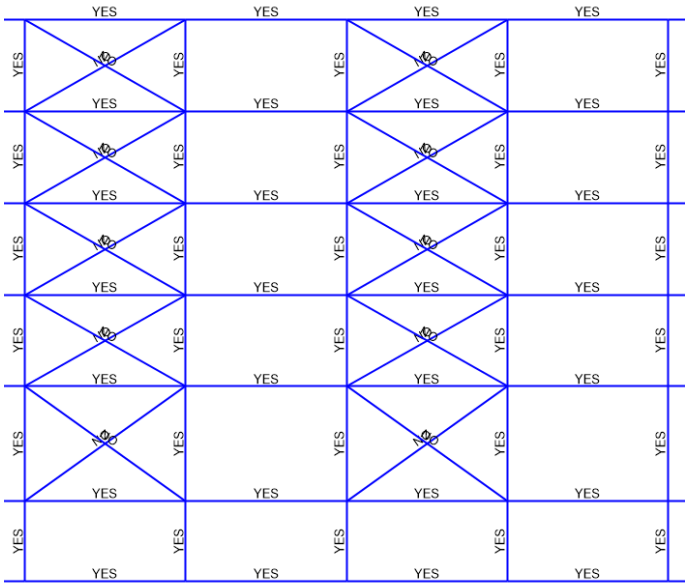
5.2.4 Δημιουργία πεπερασμένων στοιχείων

Είναι χρήσιμο να χωρίσουμε τις δοκούς έτσι ώστε να κατανέμεται σε αυτές το φορτίο βάση πεπερασμένων στοιχείων για να έχουμε μία καλύτερη εικόνα των εντατικών μεγεθών που αναπτύσσονται. Επιλέγονται τα μέλη του φορέα που θέλουμε, όλα δηλαδή εκτός από τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας οι οποίοι θελουμε να παραλαμβάνουν μόνο σεισμικά φορτία, και στη συνέχεια Assign→ Automatic Frame Mesh, όπου επιλέγονται τα κουτάκια που φαίνονται στον Πίνακα 5.5.

Πίνακας 5.5: Εντολές για πεπερασμένα στοιχεία.



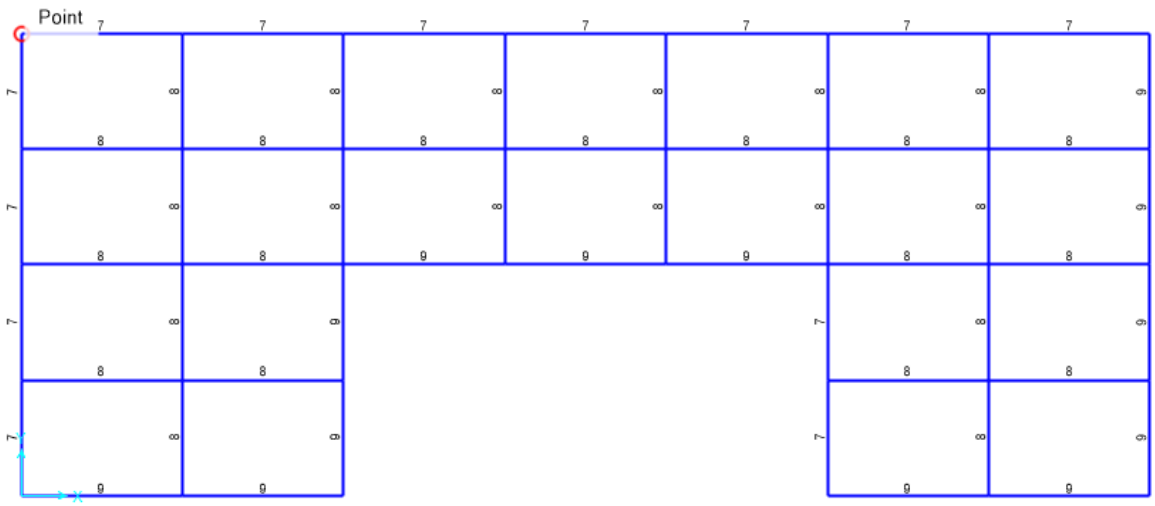
Για τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας επιλέγεται No Auto Meshing. Η εικόνα του φορέα πρέπει να είναι στο Σχήμα 5.4.



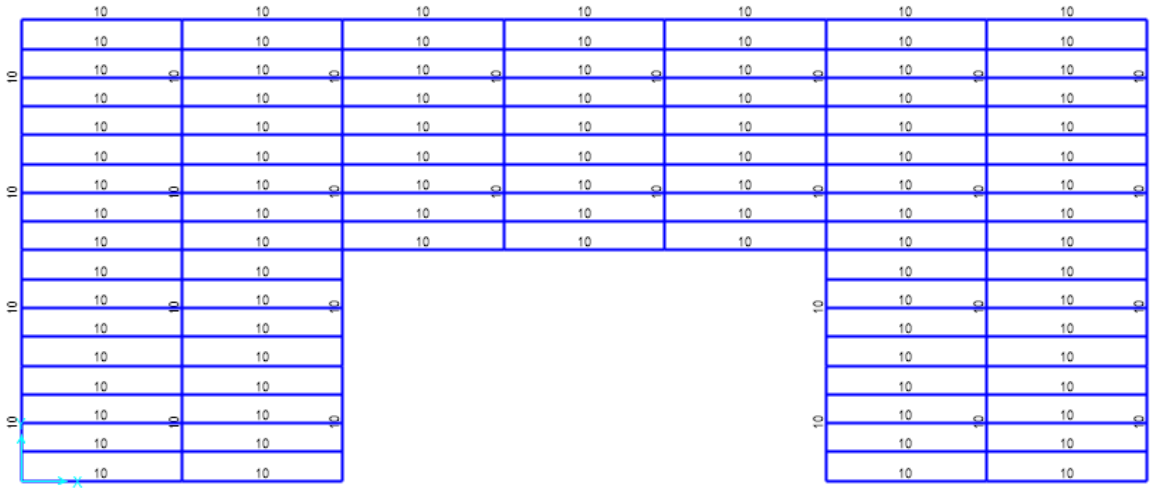
Σχήμα 5.4: Μέλη κτιρίου με πεπερασμένα στοιχεία.

5.2.5 Σημείο σύνδεσης των δοκών

Ένα πολύ σημαντικό σημείο είναι το πώς θα συνδεθούν οι δοκοί τους φορέα καθώς αυτό επηρεάζει και τα μεγέθη των φορτίων, αλλά μπορεί να προκαλέσει και ανεπιθύμητα εντατικά μεγέθη. Εδώ επιλέγεται όλες οι δοκοί να συνδεθούν στο κέντρο βάρος τους έτσι ώστε να μην έχουμε ανάπτυξη αξονικών στις οριζόντιες δοκούς από την μεταφορά των φορτίων. Για τις πλακοδοκούς της οροφής ισογείου εφόσων θεωρείται ότι αυτές παραλαμβάνουν τα φορτία από την πλάκα επιλέγεται να συνδεθούν στο πάνω μέρος τους. Η εντολή για να ορίσουμε το σημείο σύνδεσης είναι: Assign→ Frame→ Insertion Point→ 8(Top Center) , 7 (Top Left), 9 (Top Right) για πλακοδοκούς και Assign→ Frame→ Insertion Point→ 10(Centroid) για όλες τις υπόλοιπες δοκούς-υποστυλώματα-συνδέσμους δυσκαμψίας. Τα σημεία σύνδεσης φαίνονται στο Σχήμα 5.5, 5.6.



Σχήμα 5.5: Insertion Points πλακοδοκών.



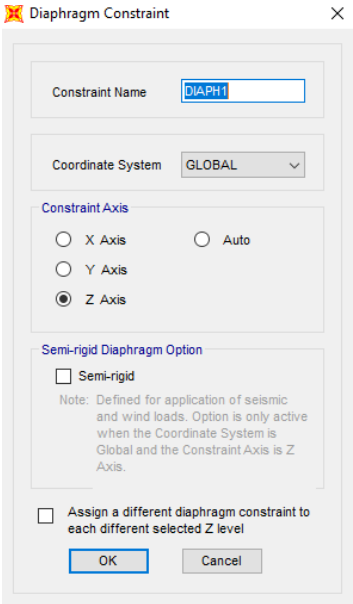
Σχήμα 5.6: Insertion Points δοκών.

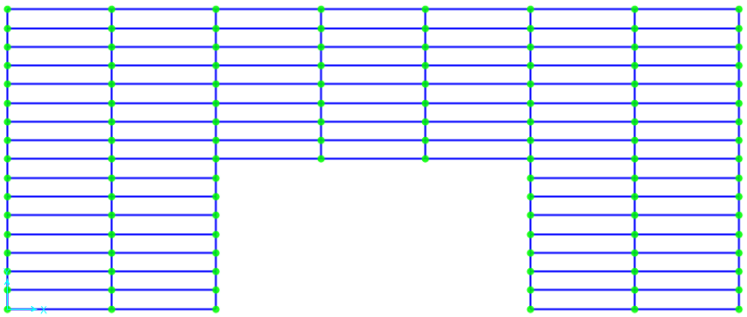
5.2.6 Δημιουργία διαφραγμάτων

Απαραίτητο στοιχείο για την καλή συμπεριφορά στο σεισμό είναι η ύπαρξη διαφραγματικής λειτουργίας, η οποία προκαλείται από την ύπαρξη των πλακών. Για να εισάγουμε τη διαφραγματική λειτουργία χρησιμοποιούνται οι κάτωθι εντολές:

Define→ Joint Constraints→ Constraint Type (Diaphragm)→ Add New Constraint με Constraint Name (DIAPH1 για 1° όροφο) και Constraint Axis (Z). Στη συνέχεια επιλέγονται οι κόμβοι κάθε ορόφου και με την εντολή Assign→ Joint Constraints επιλέγονται τα αντίστοιχα διαφράγματα για κάθε όροφο.

Πίνακας 5.6: Στοιχεία πίνακα για εισαγωγή διαφραγμάτων.



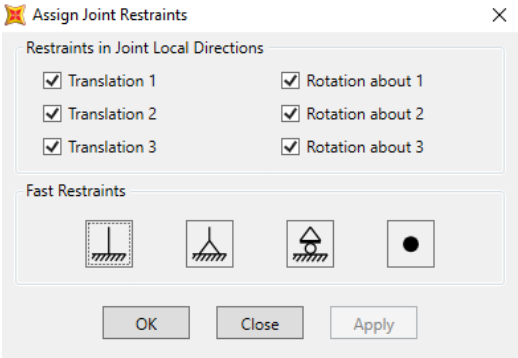


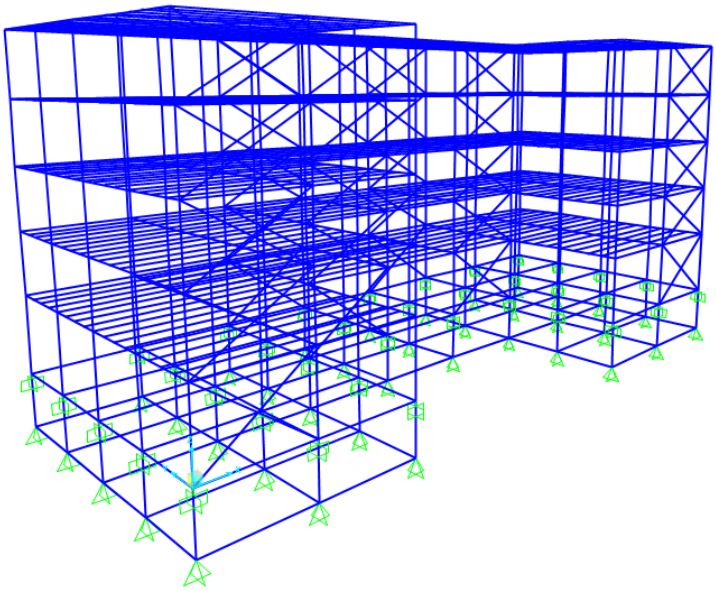
Σχήμα 5.7: Κάτοψη ορόφου με διαφράγματα.

5.2.7 Δευσμεύσεις κόμβων υπογείου και οροφής υπογείου.

Στη βάση του κτιρίου επιλέγεται να δημιουργηθούν αρθρώσεις ενώ στις βάσεις των υποστυλωμάτων του 1^{ου} ορόφου επιλέγεται να δημιουργηθούν πακτώσεις. Οι εντολές που χρησιμοποιούνται αφού πρώτα έχουν επιλεχθεί οι κατάλληλοι κόμβοι είναι: Assign→ Joint Restraints και στον πίνακα που εμφανίζεται επιλέγουμε το κουτί που έχει άρθρωση για το υπόγειο και το κουτί με την πάκτωση για το ισόγειο. Στο Σχήμα 5.8 φαίνονται οι δεσμεύσεις των κόμβων υπογείου και ισογείου .

Πίνακας 5.7: Σοιχεία πίνακα για δέσμευση κόμβων ισογείου.





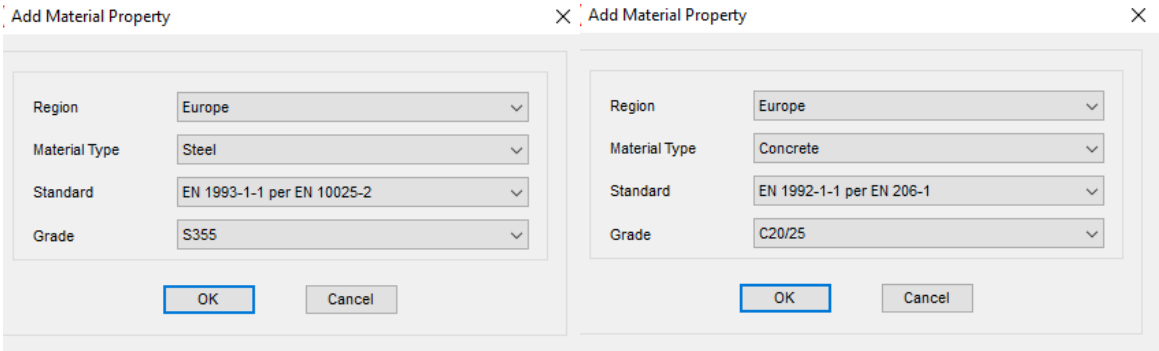
Σχήμα 5.8: Δεσμεύσεις κόμβων.

5.2.8 Εισαγωγή υλικών

Τα υλικά που χρησιμοποιούνται όπως αναφέρθηκε και στο Κεφάλαιο 1.3 είναι χάλυβας ποιότητας S355 και σκυρόδεμα ποιότητας C20/25. Για την εισαγωγή καθενώς εξ αυτών στο πρόγραμμα χρησιμοποιούνται οι επόμενες εντολές.

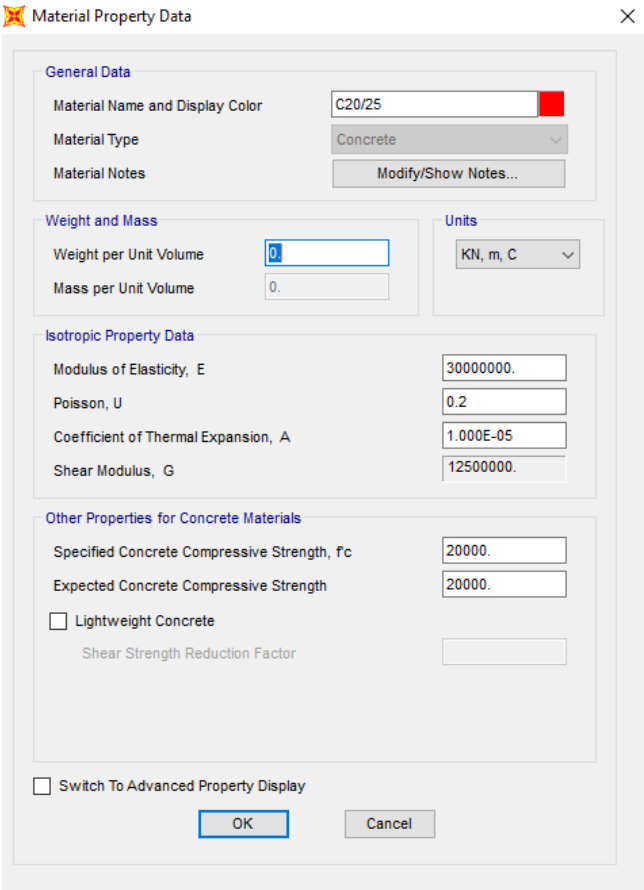
Define→ Materials→ Add New Material και στον πίνακα που εμφανίζεται συμπληρώνονται τα κατάλληλα στοιχεία για κάθε υλικό.

Πίνακας 5.8: Στοιχεία πίνακα για εισαγωγή υλικών κατασκευής.



Για το σκυρόδεμα εφόσων δεν ενδιαφέρουν τα μεγέθη που αναπτύσσει και το βάρος της πλάκας εισάγεται από το χρήστη ως κατανεμημένο φορτίο επιλέγεται ίδιο βάρος 0 με την εντολή Define→ Materials→ Modify/Show Materials→ Weight per Unite Volume → 0.

Πίνακας 5.9: Στοιχεία πίνακα για ιδιότητες σκυροδέματος.

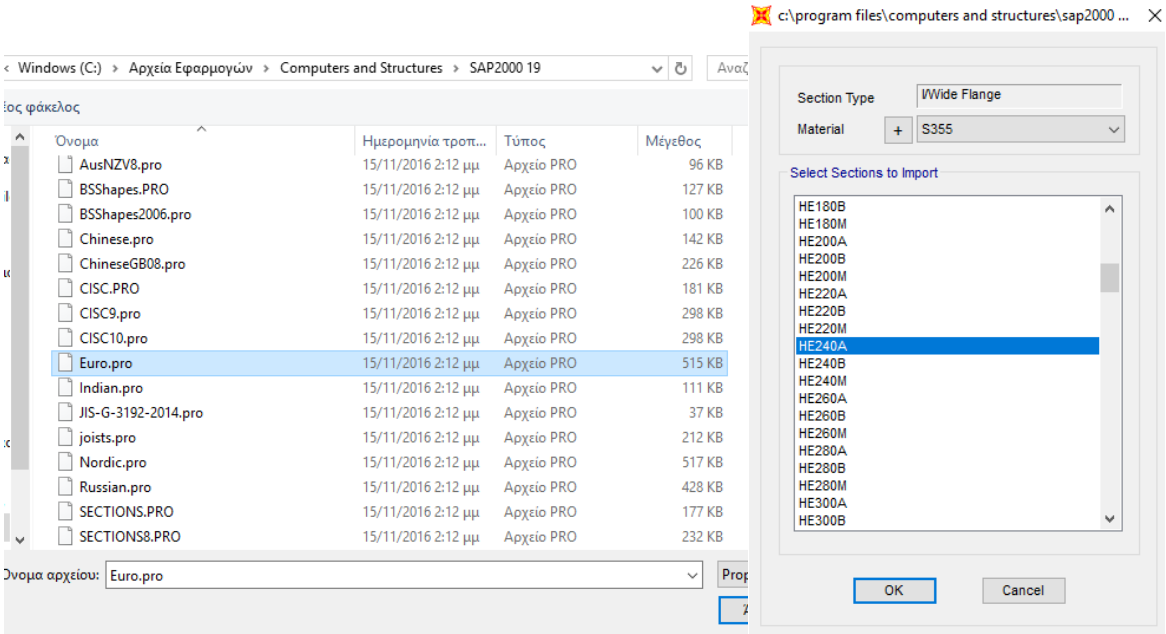


5.2.9 Δημιουργία διατομών

Οι διατομές των μεταλλικών μελών εισήχθησαν στο πρόγραμμα με τις παρακάτω εντολές.

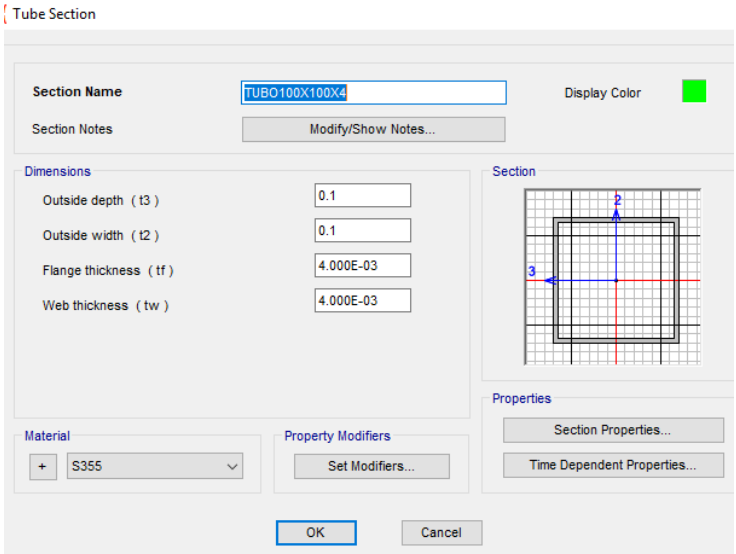
Define→ Section Properties→ Frame Sections→ Import New Property→ Property type: Steel→ I/ Wide Flange, Tube. Στο παράθυρο που ανοίγει επιλέγονται διατομές σύμφωνα με τον ευρωκώδικα Euro.pro. Στη συνέχεια ορίζεται το υλικό S355.

Πίνακας 5.10: Εισαγωγή χαλύβδινων διατομών.



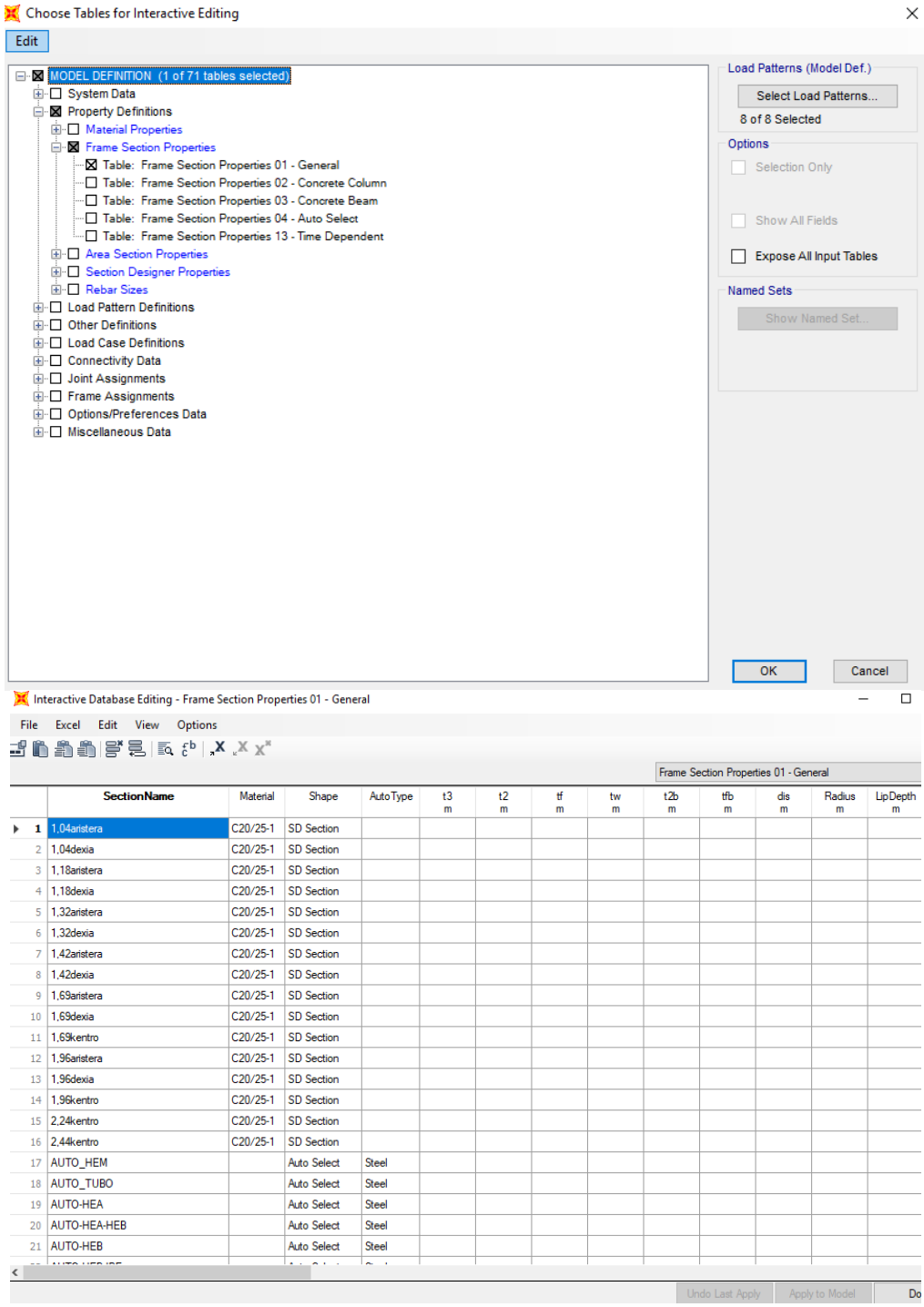
Επειδή κάποιες κοίλες διατομές που χρειάζονται για τους συνδέσμους δυσκαμψίας δεν υπάχουν στο πρόγραμμα μπορούμε αυτές να τις εισάγουμε με τις εντολές: Define→ Section Properties→ Frame Sections→ Add New Property→ Property type: Steel→ Tube και από εκεί να εισάγουμε τις διαστάσεις της διατομής επιλέγοντας χάλυβα S355 και δίνοντας την κατάλληλη ονομασία.

Πίνακας 5.11: Εισαγωγή νέας κοίλης τατραγωνικής διατομής.



Εναλλακτικά μπορούμε να εισάγουμε, για μεγαλύτερη σιγουριά, λεπτομερώς τα χαρακτηριστικά της διατομής με τις εντολές: Edit→ Interactive Database Editing→ Model Definition→ Property Definitions→ Frame Section Properties→ Frame Section Properties 01 - General→ Ok→ Excel→ Send Table to Excel. Στο αρχείο excel που ανοίγει εισάγουμε τα χαρακτηριστικά και μόλις τελειώσουμε επιλέγουμε από τον προηγούμενο πίνακα: Excel→ Retrieve from Excel→ Apply to Model και είμαστε έτοιμοι.

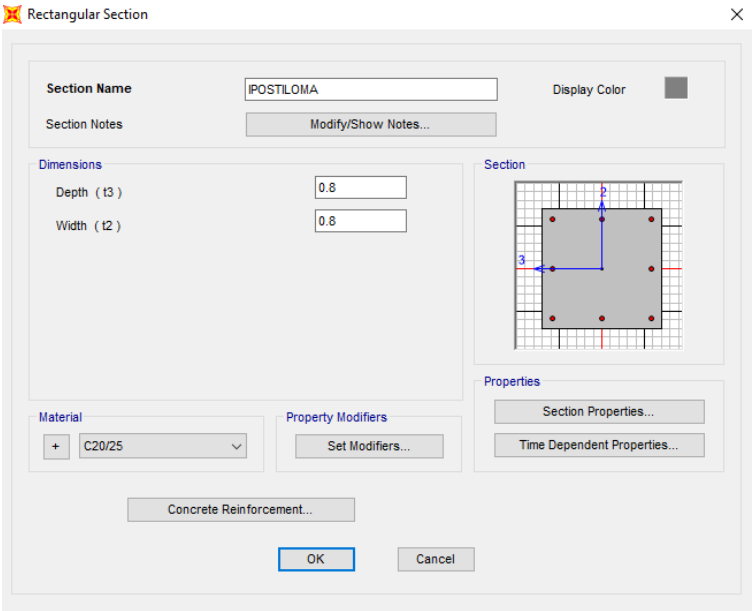
Πίνακας 5.12: Στοιχεία πινάκων για εισαγωγή διατομών λεπτομερώς.

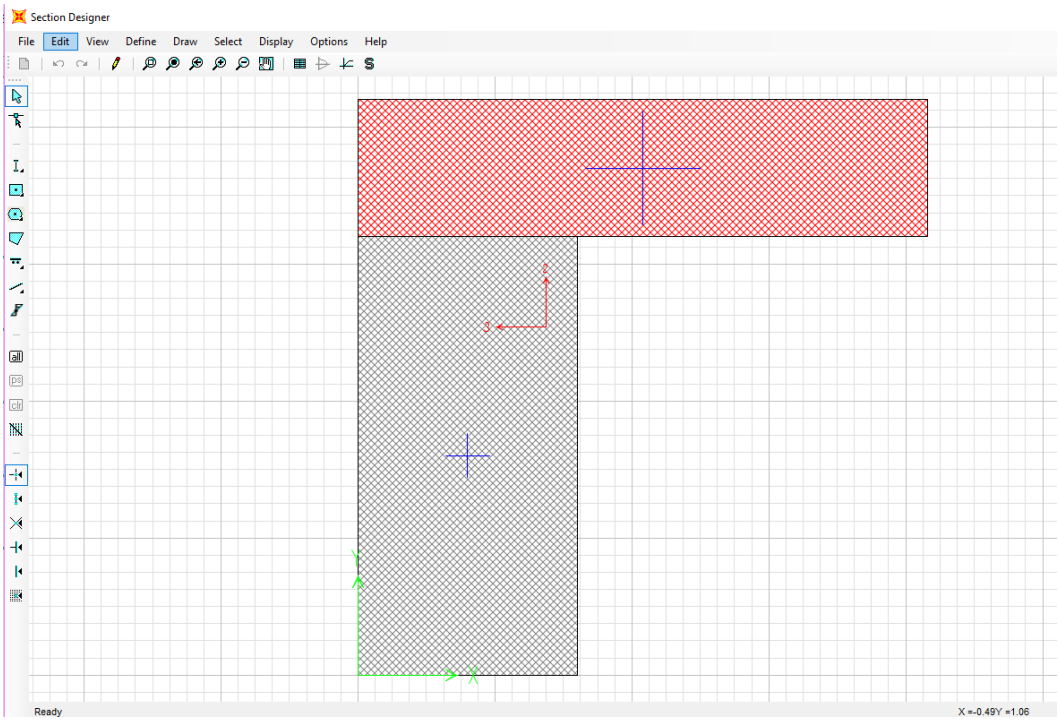


Για τις διατομές από σκυρόδεμα και συγκεκριμένα για τα υποστυλώματα υπογείου διαστάσεων 80x80 ακολουθείται η ίδια διαδικασία με τις κοίλες χαλύδβινες διατομές με

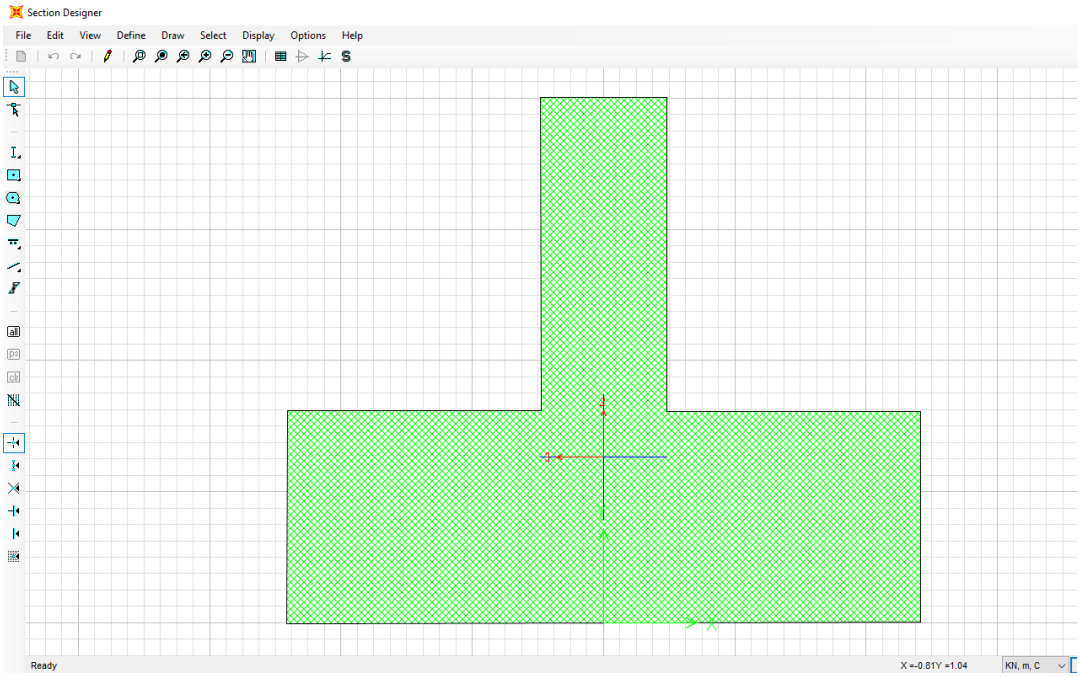
υλικό τώρα το σκυρόδεμα: Define→ Section Properties→ Frame Sections→ Add New Property→ Property type: Concrete→ Rectangular. Για τις πεδιλοδοκούς και τις πλακοδοκούς αυτές σχεδιάζονται από το χρήστη επιλέγοντας: Define→ Section Properties→ Frame Sections→ Add New Property→ Property type: Other→ Section Designer. Οι πλακοδοκοί και οι πεδιλοδοκοί όπως σχεδιάσθηκαν φαίνονται στο Σχήμα 5.9, 5.10 αντιστοίχως.

Πίνακας 5.13: Στοιχεία πίνακα για εισαγωγή υποστυλωμάτων οροφής υπογείου.





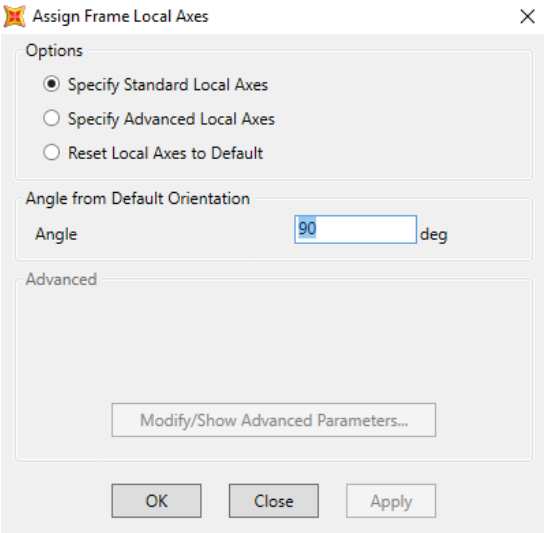
Σχήμα 5.9: Σχεδιασμός πλακοδοκού.



Σχήμα 5.10: Σχεδιασμός πεδιλοδοκού.

Στη συνέχεια οι διατομές ανατίθενται στα κατάλληλα μέλη με τις εντολές: Assign→ Frame→ Frame Sections και επιλέγουμε την κατάλληλη διατομή. Σημειώνεται ότι για τα υποστυλώματα κατά την ανάθεση της διατομής παρατηρήθηκε ότι ο ισχυρός τοπικός άξονας της διατομής είναι παράλληλα με τη διεύθυνση X οπότε για να τον τοποθετήσουμε παράλληλα με τη διεύθυνση Y επιλέγονται όλα τα υποστυλώματα και στη συνέχεια οι εντολές: Assign→ Frame→ Local Axes→ Angle: 90°.

Πίνακας 5.14: Στοιχεία πίνακα για αλλαγή κατεύθυνσης τοπικών αξόνων διατομής.

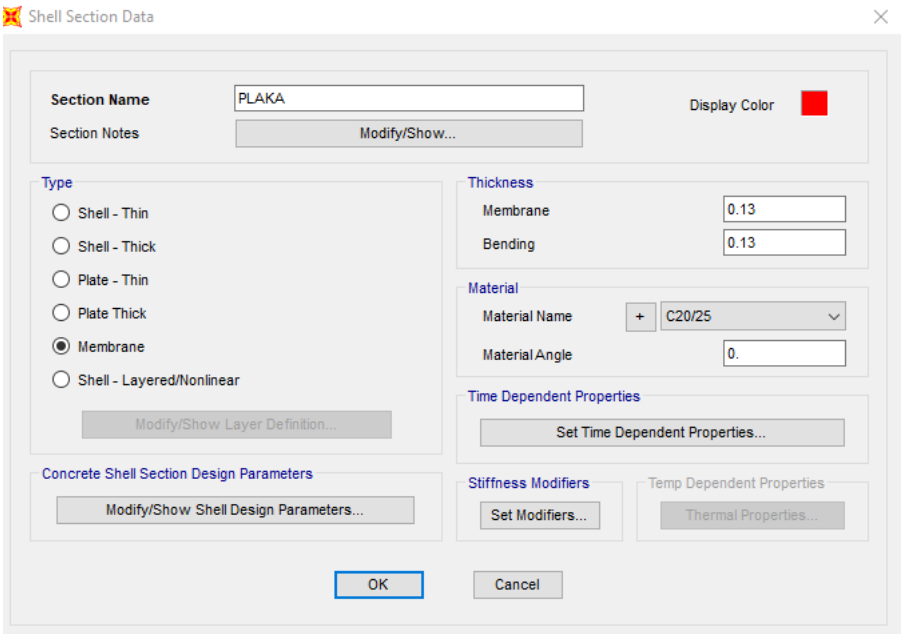


5.2.10 Δημιουργία πλακών ισογείου

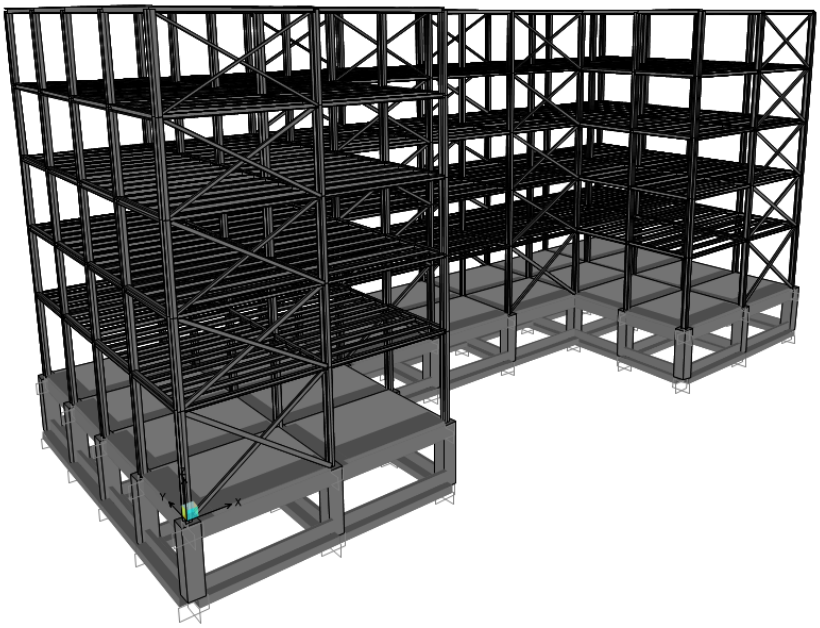
Για τη δημιουργία των πλακών του ισογείου ακολουθείται η παρακάτω διαδικασία.

Define→ Section Properties→ Area Sections→ Section Type: Shell→ Add New Section→ Ok και συμπληρώνονται τα στοιχεία στον πίνακα που εμφανίζεται όπως φαίνεται στον Πίνακα 5.15.

Πίνακας 5.15: Στοιχεία πίνακα για δημιουργία πλάκας ισογείου.



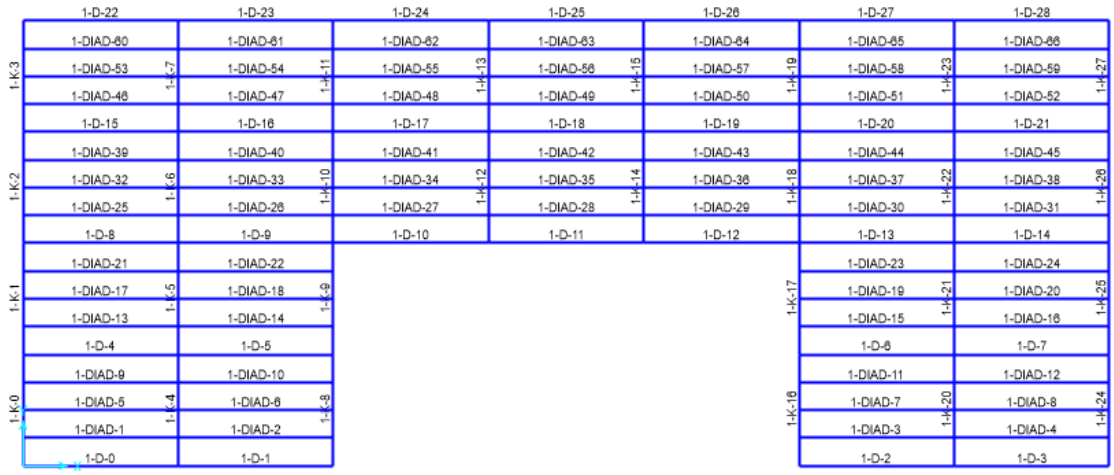
Επιλέγεται ως τύπος Membrane καθώς θέλουμε να χρησιμοποιήσουμε την πλάκα ως επιφάνεια για την ανάθεση φορτίων. Για τους υπόλοιπους ορόφους δεν σχεδιάζουμε πλάκα καθώς τα φορτία τις πλάκας πάχους 13cm εισάγονται από το χρήστη με τη μορφή κατανεμημένων φορτίων.Για να σχεδιαστούν οι πλάκες επιλέγεται: Draw→ Quick Draw Area→ Section: Plaka 2 και σχεδιάζονται οι πλάκες του ισογείου όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.11.



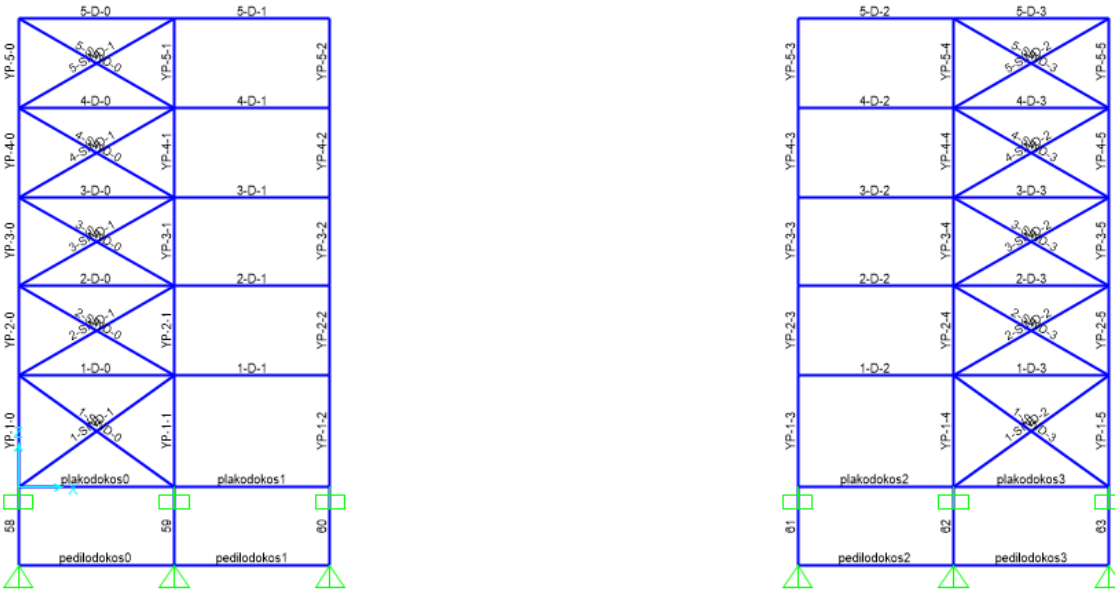
Σχήμα 5.11: Κτίριο Α με πλάκες και διατομές μελών.

5.2.11 Αρίθμηση δοκών

Απαραίτητο στοιχείο για την εύκολη ανάγνωση των αποτελεσμάτων της ανάλυση από αρχείο EXCEL είναι η αρίθμηση των δοκών. Αυτή γίνεται με την εντολή: Edit→ Change Labels και στον πίνακα που εμφανίζεται αριθμούμε τις δοκούς με τον τρόπο που θέλουμε εμείς.Στα Σχήματα 5.12, 5.13 φαίνεται η αρίθμηση των οριζόντιων δοκών και των υποστυλωμάτων.



Σχήμα 5.12: Αρίθμηση οριζόντιων δοκών.

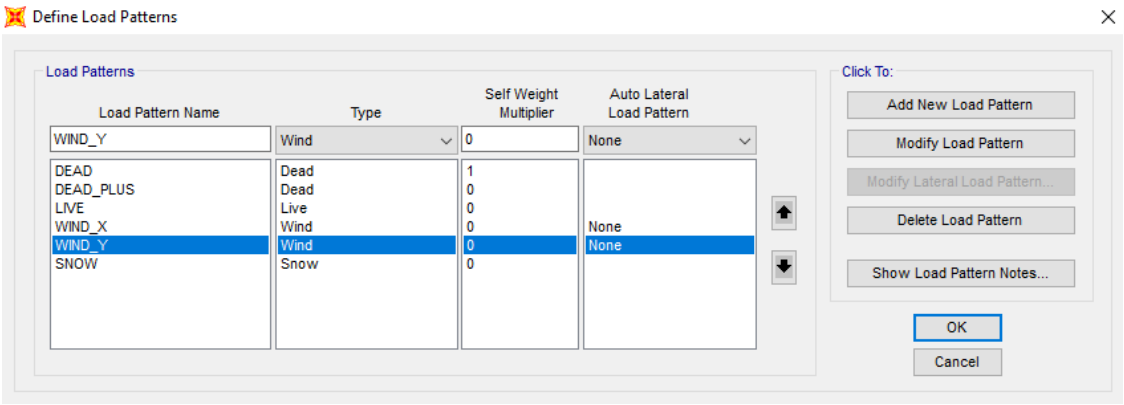


Σχήμα 5.13: Αρίθμηση υποστυλωμάτων.

5.2.12 Εισαγωγή φορτίσεων

Αρχικά δημιουργούνται οι πρότυπες φορτίσεις (Load Patterns) με τις εντολές: Define→ Load Patterns όπως φαίνεται στον Πίνακα 5.16.

Πίνακας 5.16: Πρότυπες φορτίσεις.

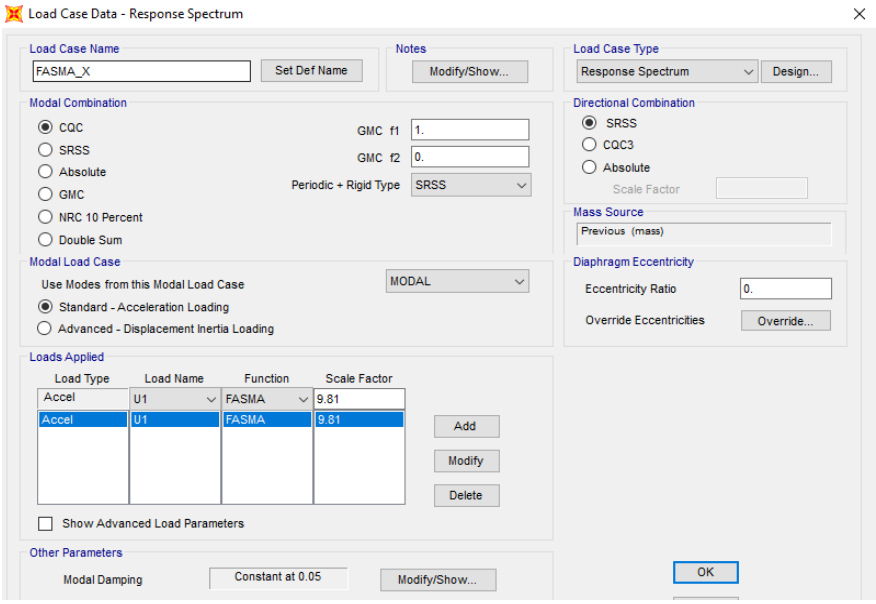


Αφορούν: Μόνιμα (DEAD), Πρόσθετα μόνιμα (DEAD_PLUS), Κινητά (LIVE), Ανέμου (WIND_X-WIND_Y), Χιονιού (S) και είναι οι φορτίσεις με βάση τις οποίες θα δημιουργηθούν τα Load Cases. Ο συντελεστής ίδιου βάρους τεθηκε ίσος με 1,0 μόνο για τα μόνιμα φορτία καθώς αυτά υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα και δεν θέλουμε να τα λάβουμε υπόψη παραπάνω από μία φορά.

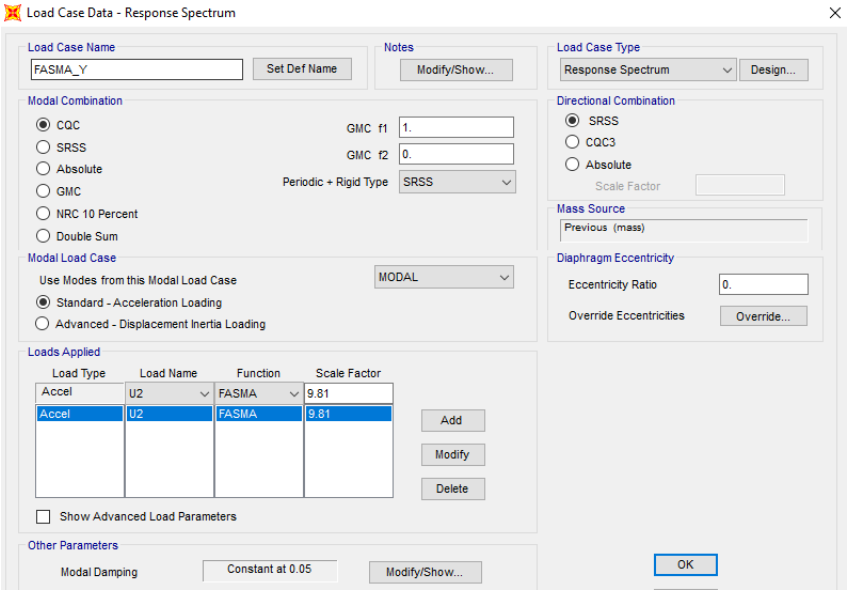
Στη συνέχεια δημιουργείται το φάσμα σχεδιασμού με τις εντολές: Define→ Functions→ Response Spectrum→ Function Type: EuroCode 8→ Add New Function→Ok με τα στοιχεία και τη μορφή του όπως αναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 3.5.

Έπειτα προχωράμε στη δημιουργία των Load Cases τα οποία έχουν δημιουργηθεί αυτόματα για τα Load Patterns που ορίστηκαν. Μένει λοιπόν μόνο ο ορισμός των φορτίσεων του σεισμού FASMA_X , FASMA_Y και γίνεται με την ακόλουθη διαδικασία: Define→ Load Cases→ Add New Load Case και συμπλήρωση των στοιχείων του πίνακα που εμφανίζεται όπως φαίνεται στους Πίνακες 5.17, 5.18 για σεισμό κατά X και Y αντιστοίχως.

Πίνακας 5.17: Εισαγωγή στοιχείων πίνακα για σεισμική φόρτιση κατά X.

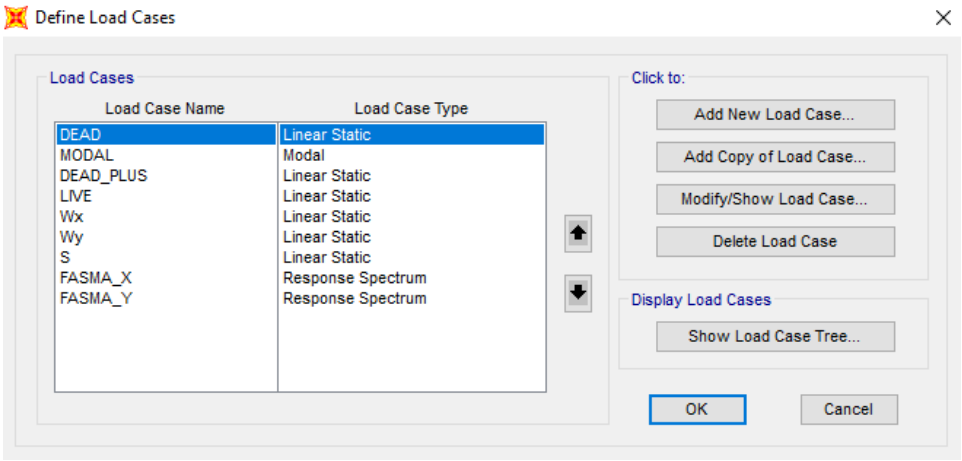


Πίνακας 5.18: Εισαγωγή στοιχείων πίνακα για σεισμική φόρτιση κατά Y.



Θα πραγματοποιηθεί "ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης" και οι ιδιομορφές θα συνδυαστούν με τη μέθοδο CQC. Επίσης ο συντελεστής των επιταχύνσεων του φάσματος επιλέγεται 9,81 για τις δύο κατευθύνσεις. Τέλος στο Load Case Type επιλέγεται Response Spectrum.Τα Load Cases που δημιουργήθηκαν φαίνονται στον Πίνακα 5.19.

Πίνακας 5.19: Load Cases.



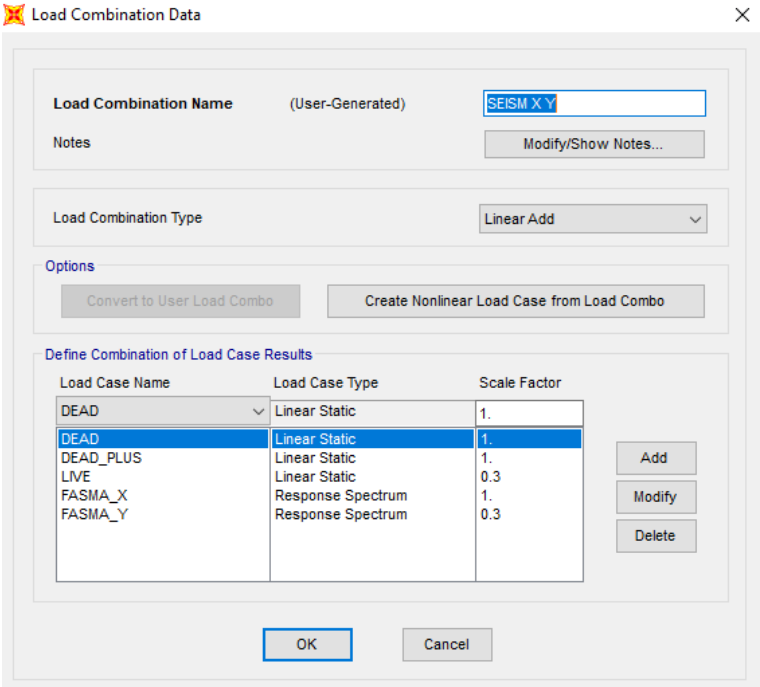
5.2.13 Συνδυασμοί Δράσεων

Οι συνδυασμοί των δράσεων για Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας όπως αυτοί ορίστηκαν στο Κεφάλαιο 4 θα εισαχθούν στο πρόγραμμα με την ακόλουθη διαδικασία.

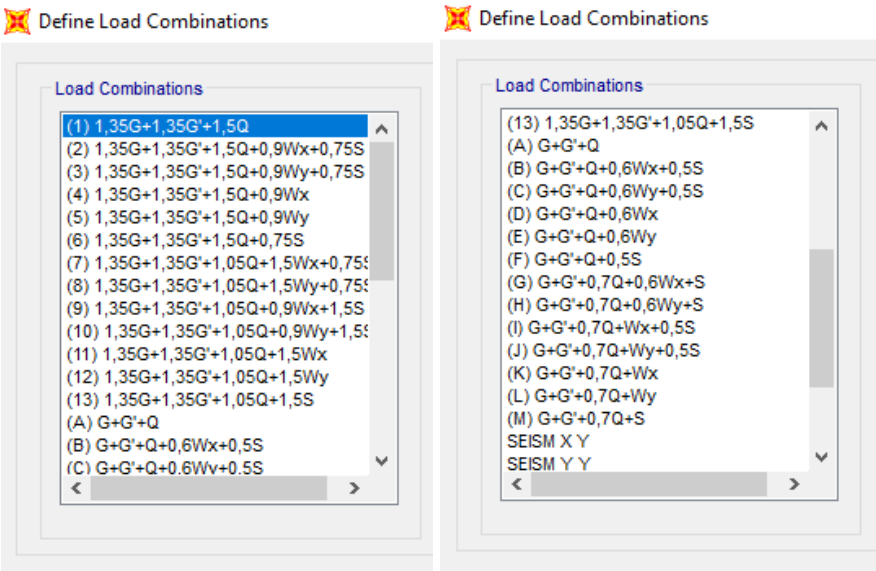
Define→ Load Combinations→ Add New Combo και εισάγουμε τις τιμές των συντελεστών για κάθε Load Case όπως στον πίνακα που έχει οριστεί στο Κεφάλαιο 4.2.1 για κάθε κατάσταση αστοχίας και αναθέτουμε και την κατάλληλη ονομασία σε κάθε Load Combination. Στον Πίνακα 5.20 φαίνεται η δημιουργία του συνδυασμού δράσεων για

σεισμό κατά X και στον Πίνακα 5.21 οι συνδυασμοί φορτίσεων που εισήχθησαν στο πρόγραμμα.

Πίνακας 5.20: Σεισμός κατά X.

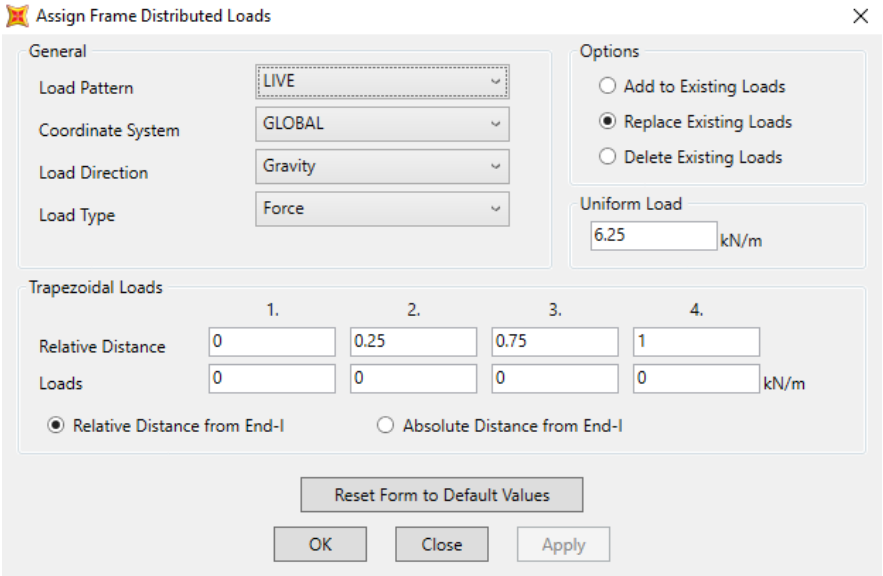


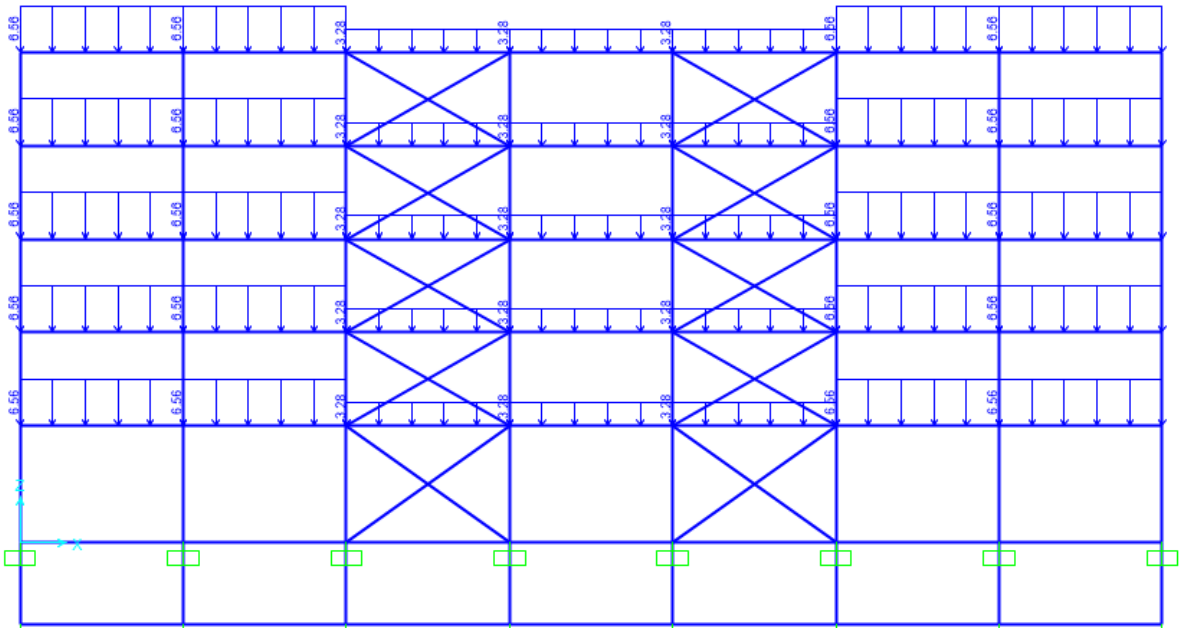
Πίνακας 5.21: Συνδυασμοί Δράσεων Ο.Κ.Α. (αριστερά) και Ο.Κ.Λ. (δεξιά).



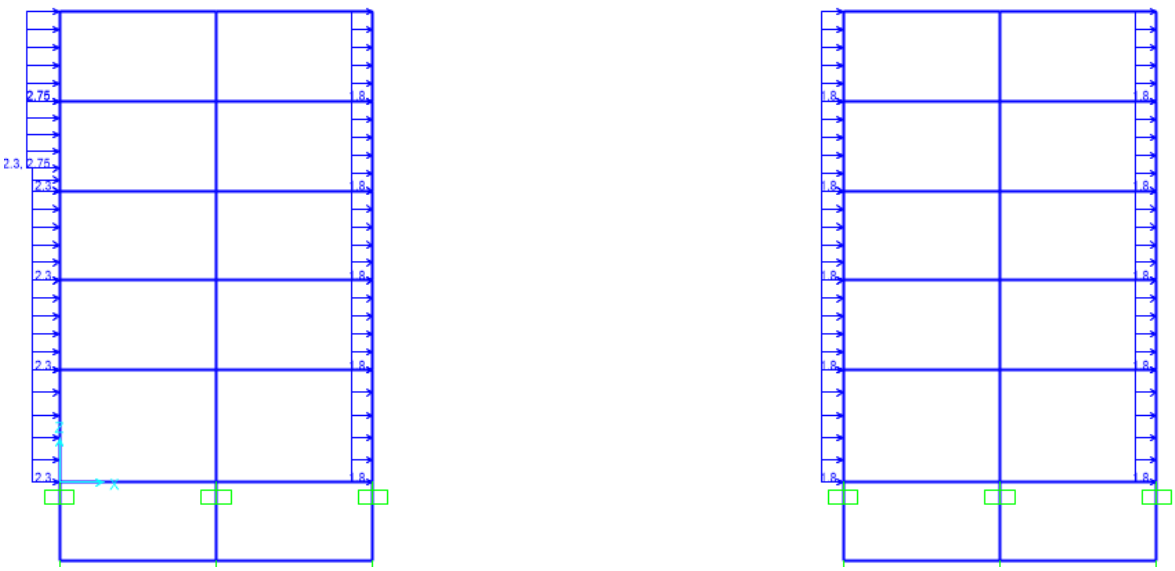
Για την ανάθεση των φορτίων DEAD PLUS, LIVE , WIND_X, WIND_Y και S στα κατάλληλα μέλη επιλέγονται αρχικά τα μέλη που θέλουμε και έπειτα οι εντολές: Assign→ Frame Loads→ Distributed και εισάγονται οι κατάλληλες τιμές για το κάθε Load Pattern. Τα φορτία DEAD PLUS , LIVE και S εισάγονται με την παραπάνω μέθοδο στις δευτερεύουσες δοκούς και τις διαδοκίδες (Σχήμα 5.12) πολ/σμενα με το πλάτος επιρροής του κάθε μέλους και από εκεί μεταφέρονται στις κύριες δοκούς και τα υποστυλώματα. Τα φορτία ανέμου εισάγονται όπως αναφέρθηκε στο κεφάλαιο §2.5.5 και η μορφή τους φαίνεται στο Σχήμα 5.14, 5.15.

Πίνακας 5.22: Κατανεμημένο κινητό φορτίο στις μεσαίες διαδοκίδες – δευτερεύουσες δοκούς.





Σχήμα 5.14: Κατανεμημένα πρόσθετα μόνιμα φορτία στο πλαίσιο 3.

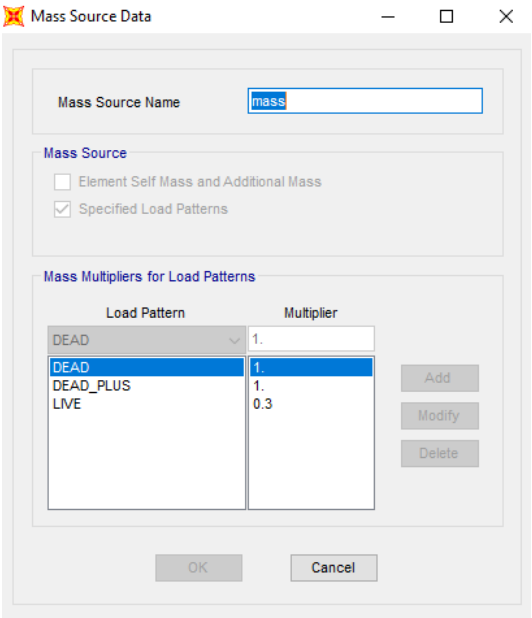


Σχήμα 5.15: Κατανεμημένα φορτία ανέμου X στα υποστυλώματα στο πλαίσιο 2.

5.2.14 Μάζα κατασκευής

Η μάζα της κατασκευής προέρχεται από τα φορτία βαρύτητας που ασκούνται στο φορέα εκτός του χιονιού λόγω και την μικρής επίδρασης και ισούται με: G+G'+0,3*Q. Για τον ορισμό της χρησιμοποιήθηκαν οι εντολές: Define→ Mass Source→ Modify/Show Mass Source και εσήχθησαν τα κατάλληλα στοιχεία όπως φαίνεται στον Πίνακα 5.23.

Πίνακας 5.23: Μάζα κατασκευής.



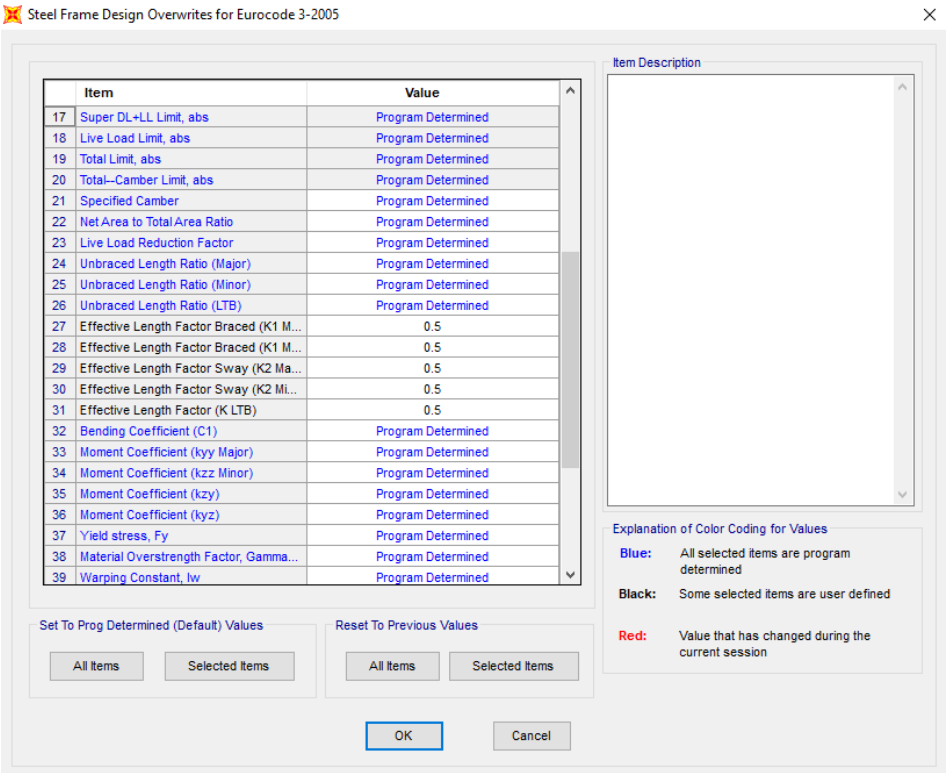
5.2.15 Ανάλυση-Έλεγχος κατασκευής

Προτού προχωρήσουμε ένα τελευταίο βήμα που πρέπει να κάνουμε είναι να ορίσουμε στους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας το μήκος λυγισμού τους και αυτό γιατί έχουμε θεωρήσει ότι επειδή συνδέονται στο μέσο τους έχουν το μισό μήκος λυγισμού. Το

πρόγραμμα θεωρεί αυτόματα ότι λυγίζουν με ολόκληρο το μήκος τους, οπότε θα το αλλάξουμε με τις παρακάτω εντολές.

Select→ Select→ Groups→ SINDESMOI→ Select και στη συνέχεια Design→ Steel Frame Design→ View/Revise Overwrites και εισάγουμε στα κελιά που φαίνονται στον Πίνακα 5.24 την τιμή 0,5.

Πίνακας 5.24: Αλλαγή μήκους λυγισμού κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας.



Τέλος εισάγουμε στον πίνακα που προκύπτει από τις εντολές Design→ Steel Frame Design→ View/Revise Preferences τον κώδικα με τον οποίο θέλουμε να γίνει η ανάλυση του κτιρίου (Eurocode 3) την κατηγορία πλαστιμότητας της κατασκευής τον τύπο πλαισίου και το συντελεστή συμπεριφοράς.

Πίνακας 5.25: Δεδομένα ανάλυσης κτιρίου.

Steel Frame Design Preferences for Eurocode 3-2005

	Item	Value
1	Design Code	Eurocode 3-2005
2	Country	CEN Default
3	Combinations Equation	Eq. 6.10
4	Reliability Class	Class 2
5	Interaction Factors Method	Method 2 (Annex B)
6	Multi-Response Case Design	Envelopes
7	Framing Type	DCL-MRF
8	Behavior Factor, q	1.5
9	System Overstrength Factor, Omega	1.
10	Consider P-Delta Done?	No
11	Consider Torsion?	No
12	GammaM0	1.
13	GammaM1	1.
14	GammaM2	1.25
15	Ignore Seismic Code?	No
16	Ignore Special Seismic Load?	No
17	Is Doubler Plate Plug-Welded?	Yes
18	Consider Deflection?	No
19	DL Limit, L/	120.
20	Super DL+LL Limit, L/	120.
21	Live Load Limit, L/	360.
22	Total Limit, L/	240.
23	Total--Camber Limit, L/	240.

Item Description

Explanation of Color Coding for Values

Blue: Default Value

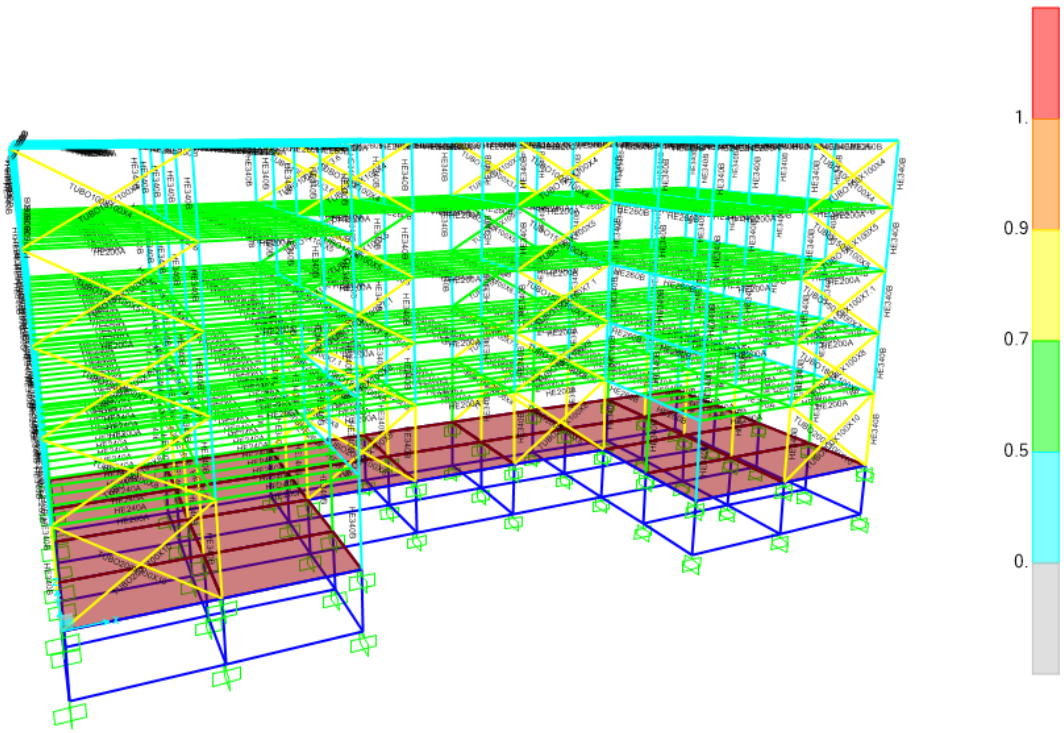
Black: Not a Default Value

Red: Value that has changed during the current session

Set To Default Values: All Items | Selected Items

Reset To Previous Values: All Items | Selected Items

Προχωράμε τώρα στην ανάλυση του κτιρίου και ελέγχουμε εάν οι διατομές που έχουμε επιλέξει έχουν επαρκή αντοχή με την εντολή: Design→ Steel Frame Design→ Start Design/Check of Structure. Ελέγχουμε εάν όλα τα μέλη έχουν περάσει όλους τους ελέγχους με την εντολή: Design→ Steel Frame Design→ Verify All Members Passed.Ενδεικτικά φαίνεται ο έλεγχος του κτιρίου Α στο Σχήμα 5.16.



Σχήμα 5.16: Κτίριο Α μετά τους ελέγχους του SAP2000.

6 Σύμμικτη πλάκα

Οι πλάκες στα κτίρια έχουν διπλό ρόλο:

1. Μεταφορά κατακόρυφων φορτίων λειτουργίας ως στοιχεία «πλάκας».
2. Μεταφορά ορίζόντιων δράσεων μέσω διαφραγματικής λειτουργίας.

Οι πλάκες συνήθως, όπως και στην παρούσα μελέτη τοποθετούνται πάνω από τις σιδηροδοκούς.

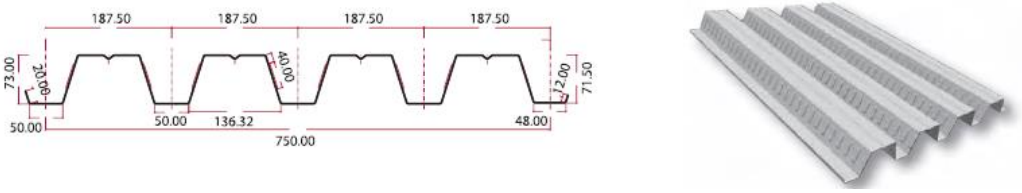
Η σύμμικτη πλάκα αποτελείται από χαλυβδόφυλλο και έγχυτο σκυρόδεμα. Τα χαλυβδόφυλλα χρησιμεύουν ως μεταλλότυπος και παραλαμβάνουν το ίδιο βάρος του σκυροδέματος και φορτία σχετικά με τη διάστρωση και τη φάση σκυροδέτησης. Στη φάση λειτουργίας τα χαλυβδόφυλλα συνεργάζονται με το έγχυτο σκυρόδεμα και τα δύο υλικά λειτουργούν μαζί ως σύμμικτες πλάκες. Για την εξασφάλιση της σύμμικτης δράσης, οι επιφάνειες των χαλυβδόφυλλων δεν είναι λείες αλλά έχουν αυλακώσεις ή εγκοπές οι οποίες συνεισφέρουν κυρίως στη μεταφορά της διαμήκους διατμητικής δύναμης.

Στα κτίρια που μελετήθηκαν επιλέχθηκε τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 της εταιρίας ΕΛΑΣΤΡΟΝ το οποίο τοποθετήθηκε εγκάρσια προς τις δοκούς στήριξης. Το άνω πέλμα του χαλυβδόφυλλου είναι ενισχυμένο έναντι τοπικού λυγισμού με μία ενδιάμεση ενίσχυση στο μέσο του. Στον κορμό υπάρχουν ειδικές νευρώσεις μήκους 40 mm, οι οποίες προσδίδουν την επιπλέον συνάφεια που απαιτείται μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος ούτως ώστε να μεταφέρονται οι δυνάμεις διαμήκους διάτμησης που αναπτύσσονται μεταξύ των δύο υλικών. Τα χαρακτηριστικά του χαλυβδόφυλλου φαίνονται στο Σχήμα 6.1, 6.2.

Το πάχος του χαλυβδόφυλλου και ο οπλισμός επιλέχθηκε από κατάλληλους πίνακες που δίνονται από την εταιρία και απεικονίζουν το απαιτούμενο πάχος του χαλυβδόφυλλου και τον οπλισμό της σύμμικτης πλάκας στις θέσεις αρνητικών ροπών ανάλογα με τη μέγιστη τι-

Πάχος	t (mm)	0,75	0,80	1,00	1,25
Βάρος	G (kg/m)	7,36	7,85	9,81	12,27
Επιφάνεια	A (cm^2)	9,57	10,15	12,72	15,98
Ροπή αδρανείας	I_y (cm^4)	82,51	88,00	110,42	138,32
Ροπή αντίστασης	W_y (cm^3)	20,68	22,11	27,74	34,67

Σχήμα 6.1: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73.



Σχήμα 6.2: Γεωμετρία του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73.

Πάχος χαλυβδόφυλλου: t=0,75 mm
Σκυρόδεμα: C20/25
Χάλυβας οπλισμού: S500

Οπλισμοί στις θέσεις των αρνητικών ροπών								
h_t (m)	0,13	0,14	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19	0,20
Οπλισμός	Φ8/20	Φ8/20	Φ8/15	Φ8/15	Φ10/20	Φ10/20	Φ10/15	Φ10/15

Πάχος πλάκας	Άνοιγμα L(m)																		
h_t (m)	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50
0,13	21,53	16,82	13,69	10,96	7,99	5,95	4,49	3,40	2,57	1,93	1,41	0,99	0,65						
0,14	23,09	18,03	14,66	12,21	8,91	6,64	5,00	3,79	2,87	2,15	1,57	1,11	0,72						
0,15	24,63	19,21	15,61	13,03	9,82	7,32	5,52	4,18	3,16	2,37	1,73	1,22	0,80						
0,16	26,14	20,38	16,54	13,80	10,73	8,00	6,03	4,57	3,46	2,59	1,90	1,34	0,88						
0,17	27,62	21,52	17,45	14,55	11,65	8,68	6,55	4,96	3,76	2,81	2,06	1,45	0,95	0,54					
0,18	29,08	22,64	18,35	15,29	12,56	9,36	7,06	5,35	4,05	3,03	2,22	1,57	1,03	0,58					
0,19	30,52	23,75	19,23	16,01	13,48	10,04	7,57	5,74	4,35	3,25	2,38	1,68	1,10	0,62					
0,20	31,92	24,83	20,10	16,72	14,18	10,72	8,09	6,13	4,60	3,48	2,55	1,80	1,18	0,67					

Σχήμα 6.3: Οπλισμός και μέγιστες τιμές ωφέλιμου φορτίου (kN/m^2).

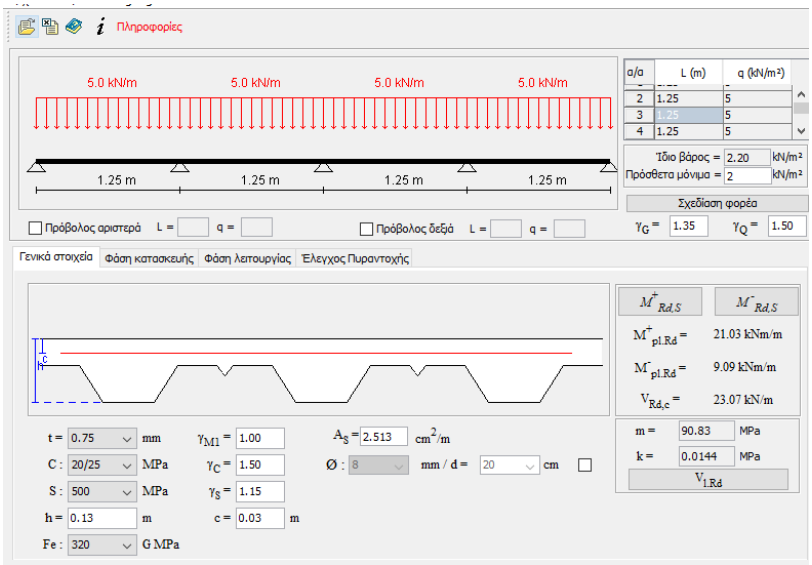
μή του ωφέλιμου φορτίου και το άνοιγμα της σύμμικτης πλάκας μεταξύ των δοκών στις οποίες στηρίζεται. Στο σχήμα 6.3 δίνονται αυτές οι τιμές.

Στην περίπτωσή μας το μέγιστο ωφέλιμο φορτίο είναι:

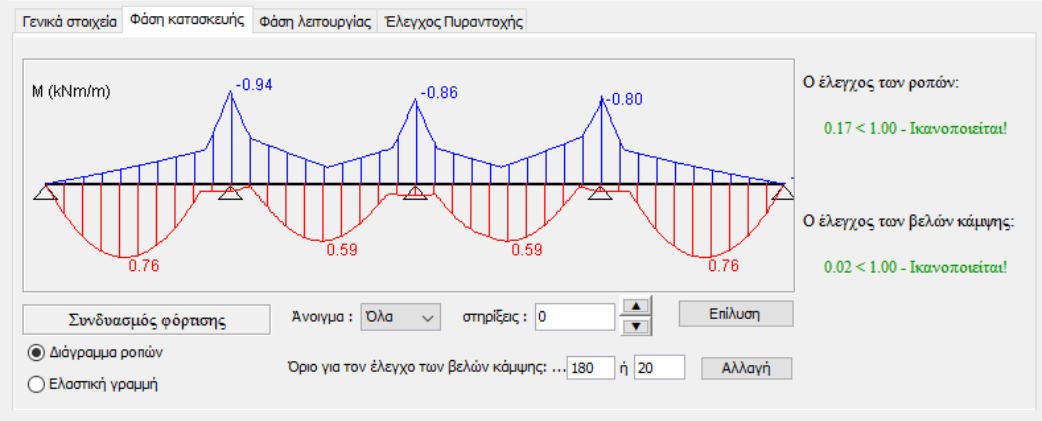
1. Οριακή κατάσταση αστοχίας:
   1,35 * 0,13 * 25,0 kN/m^3 + 1,5 * 5,0kN/m^2 = 11,89 kN/m^2
2. Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας:
   1,00 * 0,13 * 25,0 kN/m^3 + 1,5 * 5,0kN/m^2 = 10,75 kN/m^2

Άρα από το Σχήμα 6.3 παρατηρείται ότι για απόσταση 1,25 m και πάχος πλάκας 0,13 m ο απαιτούμενος οπλισμός είναι Φ8/20 με χάλυβα οπλισμού S500 και το μέγιστο ωφέλιμο φορτίο 21,53 kN/m^2, οπότε το χαλυβδόφυλο ικανοποιεί τα όρια.

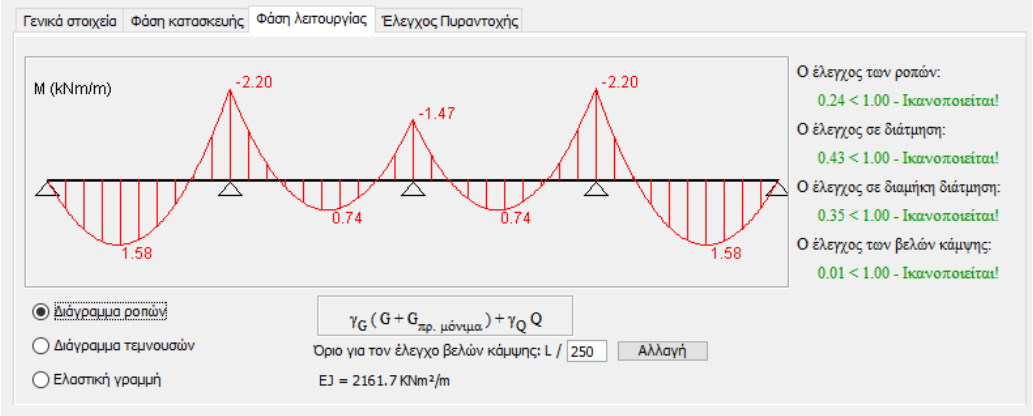
Στη συνέχεια οι έλεγχοι στη φάση κατασκευής και στη φάση λειτουργίας του χαλυβδόφυλλου έγιναν από το πρόγραμμα SYMDECK designer και τα αποτελέσματα φαίνονται στα Σχήματα 6.4 έως 6.6.



Σχήμα 6.4: Γενικά στοιχεία χαλυβδόφυλλου.



Σχήμα 6.5: Έλεγχοι στη φάση κατασκευής και διάγραμμα ροπών.

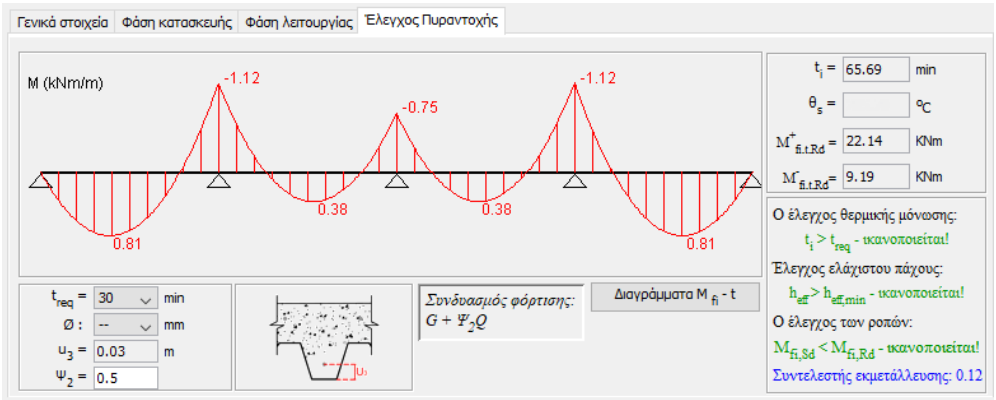


Σχήμα 6.6: Έλεγχοι στη φάση λειτουργίας και διάγραμμα ροπών.

Για τη φάση κατασκευής ικανοποιείται ο έλεγχος ροπών κάμψης όπως και ο έλεγχος βελών, με όριο βελών : L/180 ή 20 mm.

Για τη φάση λειτουργίας ικανοποιείται ο έλεγχος ροπών κάμψης ,ο έλεγχος σε διάτμηση, ο έλεγχος σε διαμήκη διάτμηση και ο έλεγχος των βελών κάμψης με όριο βελών: L/250.

Τέλος παρατίθενται στο Σχήμα 7.7 εντελώς ενδεικτικά και οι έλεγχοι πυραντοχής που υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα και βρέθηκε ότι τηρούνται.



Σχήμα 6.7: Έλεγχοι πυραντοχής.

7 Ιδιομορφική Ανάλυση

Κατά την ιδιομορφική ανάλυση λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Για να γίνει αυτό θα πρέπει να ικανοποιείται οποιοδήποτε από τα ακόλουθα κριτήρια:

- 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.

Εφόσον οι παραπάνω συνθήκες δεν ικανοποιούνται τότε ο ελάχιστος αριθμός ιδιομορφών *k* που λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυση θα πρέπει να ικανοποιεί και τις δύο ακόλουθες συνθήκες:

- $k \geq 3 \cdot \sqrt{n}$.
- $T_k \leq 0,20\ s$

  όπου

  k είναι το πλήθος των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη

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

  T_k είναι η περίοδος ταλάντωσης της ιδιομορφής k.

Η ιδιομορφική ανάλυση γίνεται με βάση το (ελαστικό) φάσμα σχεδιασμού που έχει επιλεγεί το οποίο μας δίνει τη μέγιστη ένταση που μπορεί να αναπτυχθεί στην κατασκευή κατά τη διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού. Έτσι λοιπόν υπολογίζονται τα μέγιστα εντατικά μεγέθη των μελών για μία δεδομένη διεύθυνση σεισμικής δράσης και για κάθε ιδιομορφή χωριστά. Επειδή όμως οι μέγιστες ιδιομορφικές αποκρίσεις δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα και με τη χρήση των φασμάτων σχεδιασμού έχουμε χάσει και το πρόσημο κάθε μεγέθους, για να υπολογίσουμε τα συνολικά εντατικά μεγέθη για τις k ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη, χρησιμοποιούμε μία από τις παρακάτω στατιστικές μεθόδους για να συνδυάσουμε τα μεγέθη των επιμέρους κανονικών μορφών.

- Συνδυασμός μέγιστων τιμών με την τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων ή αλλιώς SRSS (Square Root of the Sum of the Squares). Επιτρέπεται να εφαρμόζεται εάν όλες οι ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψην είναι ανεξάρτητες δηλαδή: $T_i \leq 0,9 * T_j$ (για $T_i \leq T_j$).
- Πλήρης τεραγωνικός συνδυασμός ή αλλιώς CQC (Complete Quadratic Combination). Είναι ακριβέστερη μέθοδος συνδυασμού από την SRSS και χρησιμοποιείται ευρέως στην πράξη για όλες τις περιπτώσεις ακόμα και όταν οι ιδιομορφές δεν είναι ανεξάρτητες.

Επιλέγουμε να χρησιμοποιήσουμε τη μέθοδο CQC για το συνδυασμό των ιδιομορφών καθώς δίνει ακριβέστερα αποτελέσματα και καλύπτει περισσότερες περιπτώσεις.

Για το κτίριο Α λήφθησαν υπόψη οι 15 πρώτες ιδιομορφές με άθροισμα ιδιομορφικών μαζών 97,3% κατά Χ και 99,8% κατά Υ όπως φαίνεται και στον Πίνακα 7.1.

Πίνακας 7.1: Συμμετοχή ιδιομορφικές μαζών κτίριο Α.

Modal Participating Mass Ratios

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter:

Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless
MODAL	Mode	1	1.615274	0	0.86066	2.005E-10	0	0.86066	2.005E-10	0.06848
MODAL	Mode	2	1.117902	0.03343	0	2.567E-19	0.03343	0.86066	2.005E-10	3.167E-20
MODAL	Mode	3	0.749228	0.75061	0	9.881E-19	0.78404	0.86066	2.005E-10	1.587E-19
MODAL	Mode	4	0.500184	7.736E-17	0.09738	1.063E-08	0.78404	0.95804	1.083E-08	0.35142
MODAL	Mode	5	0.362591	0.00553	1.073E-17	4.726E-14	0.78958	0.95804	1.083E-08	5.475E-15
MODAL	Mode	6	0.268148	7.261E-16	0.02984	4.429E-09	0.78958	0.98787	1.526E-08	0.0359
MODAL	Mode	7	0.250932	0.1503	3.045E-17	4.523E-16	0.93987	0.98787	1.526E-08	2.651E-14
MODAL	Mode	8	0.227881	0.00107	9.52E-17	1.858E-13	0.94094	0.98787	1.526E-08	2.507E-14
MODAL	Mode	9	0.22788	3.402E-18	0.00982	8.515E-07	0.94094	0.99769	8.668E-07	0.0235
MODAL	Mode	10	0.225888	0.03396	3.915E-18	4.219E-18	0.9749	0.99769	8.668E-07	3.023E-18
MODAL	Mode	11	0.225653	3.853E-14	8.683E-10	0.2752	0.9749	0.99769	0.2752	0.00446
MODAL	Mode	12	0.225611	0.00058	1.021E-15	1.333E-19	0.97548	0.99769	0.2752	9.459E-16
MODAL	Mode	13	0.225122	1.882E-14	4.543E-08	0.30642	0.97548	0.99769	0.58161	0.05906
MODAL	Mode	14	0.21894	9.279E-08	5.419E-18	1.199E-17	0.97548	0.99769	0.58161	5.539E-15
MODAL	Mode	15	0.218924	2.384E-14	2.618E-07	0.00031	0.97548	0.99769	0.58193	0.13589

Πρατηρείται ότι για τη μάζα κατά Χ επαρκούν οι πρώτες 7 ιδιομορφές με ποσοστό συμμετοχής 94,0% και για τη μάζα κατά Υ οι πρώτες 4 ιδιομορφές με ποσοστό συμμετοχής 95,8%.

Για το κτίριο Β λήφθησαν υπόψη οι 15 πρώτες ιδιομορφές με άθροισμα ιδιομορφικών μαζών 94% κατά Χ και 94,9% κατά Υ όπως φαίνεται και στον Πίνακα 7.2.

Πίνακας 7.2: Συμμετοχή ιδιομορφικές μαζών κτίριο Β.

Modal Participating Mass Ratios

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

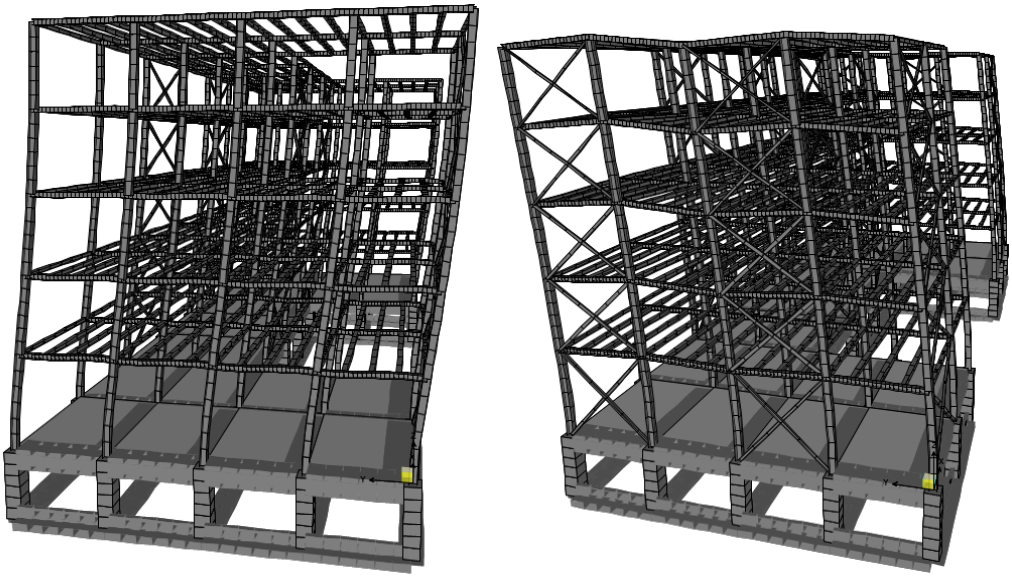
Filter:

Modal Participating Mass Ratios

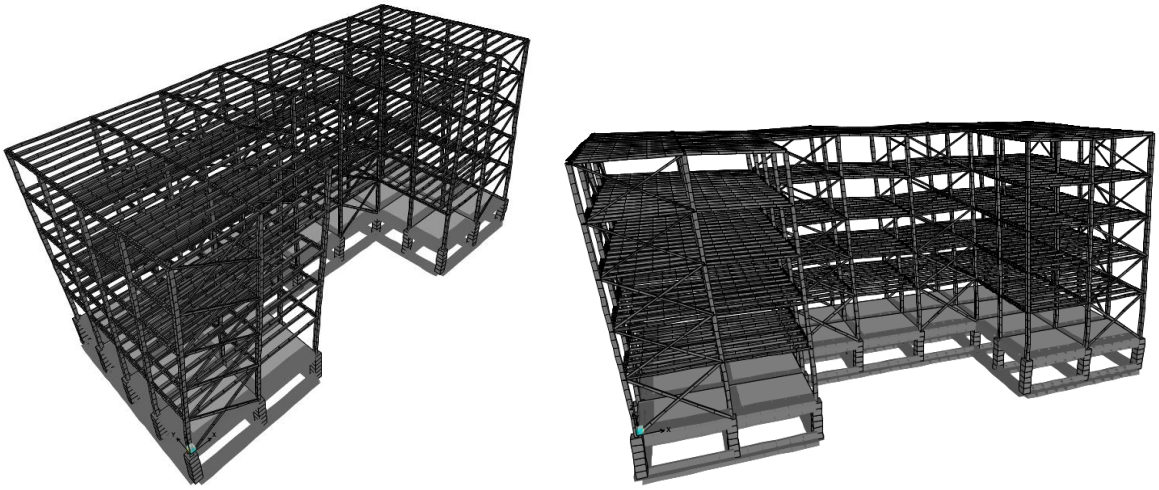
OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless
MODAL	Mode	1	1.019546	5.319E-19	0.76349	9.5E-06	5.319E-19	0.76349	9.5E-06	0.12162
MODAL	Mode	2	0.778457	0.76532	1.099E-17	7.151E-16	0.76532	0.76349	9.5E-06	2.162E-16
MODAL	Mode	3	0.647626	0.0253	3.723E-18	1.613E-15	0.79062	0.76349	9.5E-06	2.6E-16
MODAL	Mode	4	0.297585	6.183E-20	0.18524	2.46E-05	0.79062	0.94873	3.41E-05	0.27514
MODAL	Mode	5	0.266384	0.14849	5.632E-17	6.358E-14	0.93911	0.94873	3.41E-05	1.413E-13
MODAL	Mode	6	0.231288	9.572E-16	4.021E-10	0.24245	0.93911	0.94873	0.24248	0.00467
MODAL	Mode	7	0.231279	5.346E-06	1.475E-18	1.166E-16	0.93912	0.94873	0.24248	5.05E-18
MODAL	Mode	8	0.2056	4.83E-15	4.991E-16	0.25987	0.93912	0.94873	0.50235	0.05181
MODAL	Mode	9	0.172983	7E-07	5.381E-18	7.318E-15	0.93912	0.94873	0.50235	2.578E-14
MODAL	Mode	10	0.150258	6.237E-14	1.73E-16	9.379E-05	0.93912	0.94873	0.50244	8.516E-05
MODAL	Mode	11	0.149708	2.975E-05	5.934E-18	4.192E-15	0.93915	0.94873	0.50244	7.929E-14
MODAL	Mode	12	0.149691	4.434E-16	8.994E-10	0.00016	0.93915	0.94873	0.50261	0.1175
MODAL	Mode	13	0.145392	0.00049	2.452E-17	1.129E-14	0.93964	0.94873	0.50261	1.241E-13
MODAL	Mode	14	0.145391	1.891E-17	7.176E-10	0.01575	0.93964	0.94873	0.51836	0.00134
MODAL	Mode	15	0.142921	1.162E-06	9.22E-17	4.43E-16	0.93964	0.94873	0.51836	6.503E-17

Πρατηρείται ότι για τη μάζα κατά Χ επαρκούν οι πρώτες 5 ιδιομορφές με ποσοστό συμμετοχής 93,9% και για τη μάζα κατά Υ οι πρώτες 4 ιδιομορφές με ποσοστό συμμετοχής 94,9%.

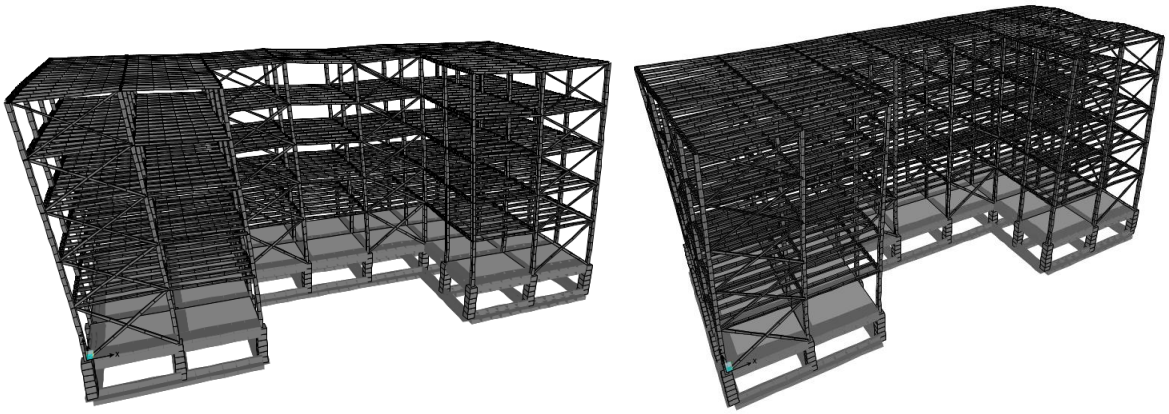
Στα Σχήματα 7.1 έως 7.5 φαίνονται οι μορφές των ιδιομορφών για τα κτίρια Α και Β.



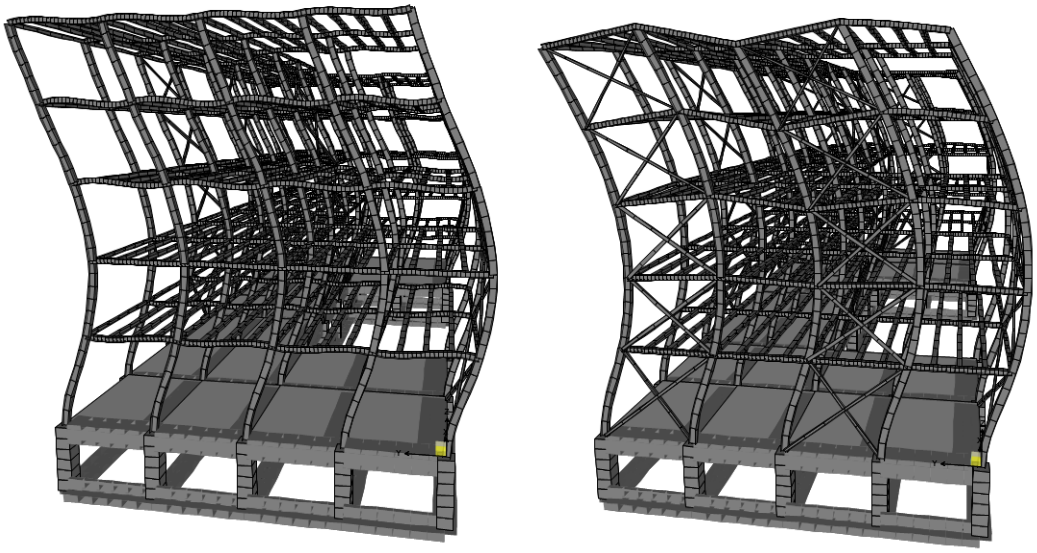
Σχήμα 7.1: 1η ιδιομορφή κτιρίου Α (αριστερά) και Β (δεξιά) με συμμετοχή κατά Y 86,1% και 76,3% αντιστοίχως.



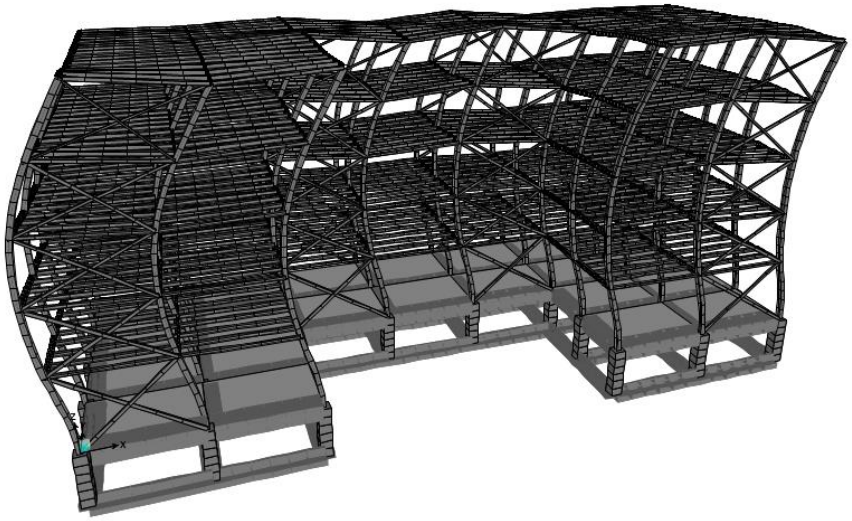
Σχήμα 7.2: 2η ιδιομορφή κτιρίου Α (αριστερά) και Β (δεξιά) με συμμετοχή κατά X 3,3% και 76,5% αντιστοίχως.

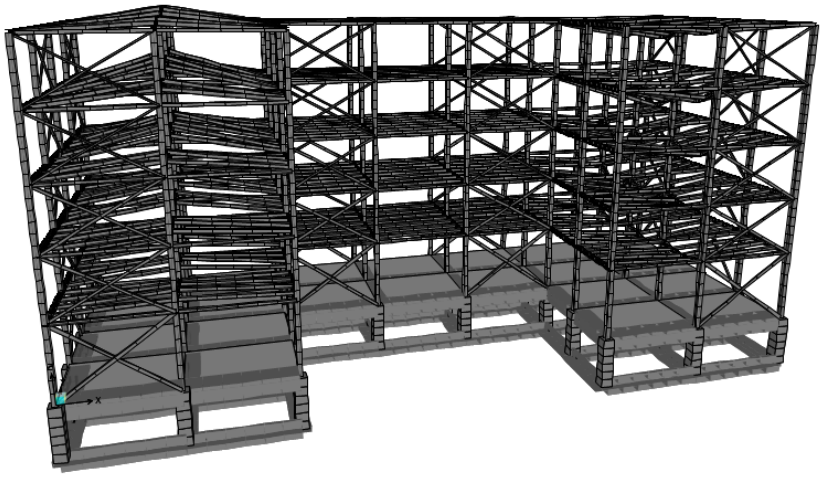


Σχήμα 7.3: 3η ιδιομορφή κτιρίου Α (αριστερά) και Β (δεξιά) με συμμετοχή κατά Χ 75,1% και 2,5% αντιστοίχως.



Σχήμα 7.4: 4η ιδιομορφή κτιρίου Α (αριστερά) και Β (δεξιά) με συμμετοχή κατά Υ 9,7% και 18,5% αντιστοίχως.





Σχήμα 7.5: 7η ιδιομορφή κτιρίου Α (πάνω) και Β (κάτω) με συμμετοχή κατά Χ 15% και 0% αντιστοίχως.

8 Ανάλυση και έλεγχος μελών

8.1 Έλεγχος επιρροών 2ης τάξης-βλαβών

Όπως αναφέρθηκε στο κεφάλαιο 5.1 κατά την εφαρμογή της ελαστικής ανάλυσης που επιλέγουμε να κάνουμε, δηλαδή με τη γεωμετρία του απαραμόρφωτου φορέα, πρέπει να επιλεγεί εάν θα γίνει ανάλυση 1ης τάξης ή 2ης τάξης. Για να αποφευχθεί η ανάλυση 2ης τάξης η παράγραφος §4.4.2.2 του EN1998-1 ορίζει ότι πρέπει να ικανοποιούνται κάποιες απαιτήσεις σχετικά με το συντελεστή ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου θ (Σχέση 8.1). Αυτές είναι:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0{,}10 \qquad (7.1)$$

όπου

θ είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου

P_{tot} είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων

d_r είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, λαμβάνεται ως διαφορά μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου

V_{tot} είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου

h είναι το ύψος του ορόφου

Εάν $0{,}1 \leq \theta \leq 0{,}2$, τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως μπορούν να ληφθούν υπόψη προσσεγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις με συντελεστή ίσο με 1/(1-θ).

8.1.1 Κτίριο Α

Για τον υπολογισμό του συνολικού φορίου βαρύτητας P_{tot} επιλέχθηκαν για κάθε όροφο τα αντίστοιχα μέλη του, τα ανάγαμε στις κατάλληλες ομάδες (Groups) και στη συνέχεια με τις εντολές: Display→ Show tables→ MODEL DEFINITION→ Other Definitions→ Group Data→ Table: Groups3 – Masses and Weights πήραμε τα στοιχεία από τον πίνακα που εμφανίστηκε για το ίδιο βάρος των μελών κάθε ορόφου και συγκεκριμένα τα στοιχεία της στήλης με τίτλο SelfWeight (kN). Τα στοιχεία φαίνονται στον Πίνακα 8.1.

Πίνακας 8.1: Ίδιες μάζες και ίδια βάρη για τα μέλη του κάθε ορόφου για Κτίριο Α.

Groups 3 - Masses and Weights

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter:

Groups 3 - Masses and Weights

GroupName Text	SelfMass KN-s2/m	SelfWeight KN	TotalMassX KN-s2/m	TotalMassY KN-s2/m	TotalMassZ KN-s2/m
ALL	369.38	3622.388	369.38	369.38	369.38
DEUTEREUOUSES	52.34	513.27	52.34	52.34	52.34
KIRIES	64.83	635.796	64.83	64.83	64.83
DIADOKIDES	139.25	1365.56	139.25	139.25	139.25
IPOSTILOMATA	101.47	995.074	101.47	101.47	101.47
SINDESMOI	11.49	112.687	11.49	11.49	11.49
orofos1	79.01	774.805	79.01	79.01	79.01
orofos2	73.27	718.551	73.27	73.27	73.27
orofos3	72.92	715.096	72.92	72.92	72.92
orofos4	72.36	709.627	72.36	72.36	72.36
orofos5	71.82	704.309	71.82	71.82	71.82

Record: << < 1 > >> of 11

Στη συνέχεια υπολογίστηκε το φορτίο του ορόφου που σχετίζεται με το σεισμό δηλαδή για G'+0,3*Q πολλαπλασιάστηκε το κατανεμημένο φορτίο με το εμβαδό κάθε ορόφου.

- Εμβαδόν ορόφου: 14*20*2+21*10 = 770 m^2
- Φορτίο ορόφου που σχετίζεται με το σεισμό: 5,25*770+0,3*5*770 = 5197,5 kN

Επομένως για κάθε όροφο τώρα το φορτίο ορόφου που σχετίζεται με το σεισμό το προσθέτουμε με το αντίστοιχο φορτίο των ορόφων που βρίσκονται πάνω από αυτόν. Έπειτα για το ίδιο βάρος των μελών προσθέτουμε το ίδιο βάρος των μελών του ορόφου με το ίδιο βάρος των μελών των ορόφων που βρίσκονται πάνω από αυτόν. Παρακάτω φαίνεται ως παράδειγμα ο υπολογισμός του συνολικού φορτίου βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του 1^{ου} ορόφου του κτιρίου Α.

- P_{tot1} = 774,81+718,55+715,10+709,63+704,31+5*5197,5 = 29609,90 kN

Για τη σεισμική τέμνουσα σχεδιασμού χρησιμοποιήθηκαν οι εντολές Display→ Show Tables→ ANALYSIS RESULTS→ Structure Output→ Base Reactions και επιλέχθηκα τα Load Cases: SEISM X, SEISM Y. Από τον πίνακα που εμφανίστηκε (Πίνακας 8.2) πάρθηκαν οι τέμνουσες βάσης για κάθε διεύθυνση σεισμού και για κάθε άξονα X και Y.Για σεισμό κατά X η τέμνουσα βάσης είναι V_{tot} = 4921 kN και για σεισμό κατά Y η τέμνουσα βάσης είναι V_{tot} = 2620 kN. Στη συνέχεια κάθε τέμνουσα ισοκαταναμήθηκε σε κάθε όροφο.

Πίνακας 8.2: Σεισμικές τέμνουσες βάσης Κτιρίου Α.

Base Reactions

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

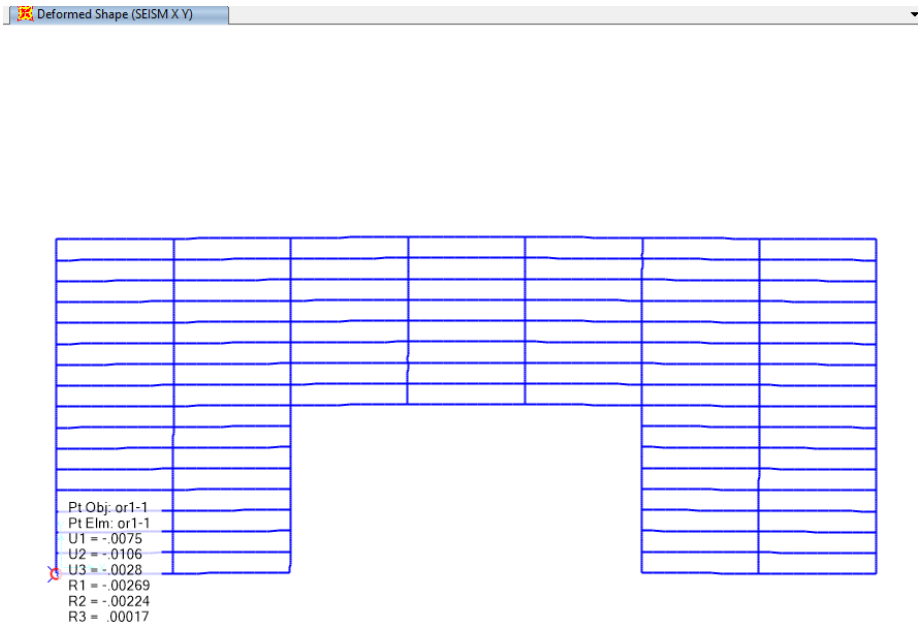
Filter:

Base Reactions

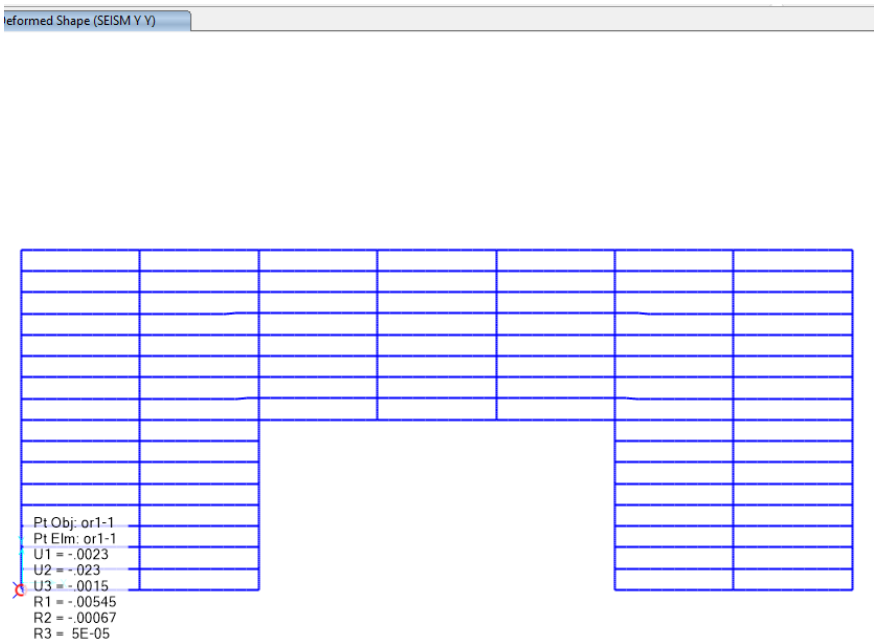
OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m	GlobalX m	GlobalY m	Gl
SEISM X Y	Combination	Max	4920.927	785.81	28579.716	334522.4076	-626345.5	62105.0035	0	0	
SEISM X Y	Combination	Min	-4920.927	-785.81	28578.964	312747.5154	-774042.16	-62105.0035	0	0	
SEISM Y Y	Combination	Max	1476.279	2619.366	28580.584	359926.375	-678011.62	77030.2673	0	0	
SEISM Y Y	Combination	Min	-1476.279	-2619.366	28578.096	287343.5479	-722376.03	-77030.2673	0	0	

Για την τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου d_r, λήθηκε αρχικά η τιμή των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου και συγκεκριμένα λόγω της μορφής της κάτοψης και επειδή δεν έχουμε τις ίδιες μετακινήσεις για σεισμό κατά X ή σεισμό κατά Y σε όλη την όψη κατά X ή κατά Y αντιστοίχως, υπέρ της ασφαλείας, λήφθηκαν οι τιμές της μετακίνησης των ακραίων εξωτερικών κόμβων με τη μέγιστη μετακίνηση όπως φαίνεται στο Σχήμα 8.1, 8.2 για σεισμό X και Y αντιστοίχως.

Οι παραπάνω μετακινήσεις όμως είναι ελαστικές μετακινήσες d_e και σύμφωνα με την παράγραφο §4.3.4 του EN1998-1 θα πρέπει να πολλαπλασιαστούν με το συντελεστή συμπεριφοράς μετακίνησης, που λαμβάνεται ίσος με τον q=1,5 εκτός αν ορίζεται διαφορετικά. Οπότε η μετακίνηση σημείου του στατικού συστήματος που προκαλείται από



Σχήμα 8.1: Κόμβος με μέγιστες μετακινήσεις για σεισμό X 1ου ορόφου για κτίριο Α.



Σχήμα 8.2: Κόμβος με μέγιστες μετακινήσεις για σεισμό Y 1ου ορόφου για κτίριο Α.

τη σεισμική δράση σχεδιασμού προκύπτει από τη σχέση (8.2)

$$d_s = q^* d_e \tag{7.2}$$

Αφού λοιπόν υπολογιστούν οι τιμές αυτών των μετακινήσεων υπολογίζεται και η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου d_r. Στους Πίνακες 8.3, 8.4 φαίνεται ο υπολογισμός του συντελεστή θ με βάση τη σχέση (8.1) για σεισμό κατά Χ και σεισμό κατά Υ αντιστοίχως.

Πίνακας 8.3: Υπολογισμός συντελεστή θ για κτίριο Α και σεισμό κατά Χ.

SEISM X								
	P_{tot} (kN)	V_{tot} (kN)	d_e(m)	d_s (m)	d_r (m)	h (m)	θ	d_r*v/h
1	29609.9	4920.93	0.0075	0.011	0.011	5	0.015	0.0011
2	23637.59	3936.744	0.0165	0.025	0.014	4	0.020	0.0017
3	17721.54	2952.558	0.0262	0.039	0.015	4	0.022	0.0018
4	11808.94	1968.372	0.0364	0.055	0.015	4	0.023	0.0019
5	5901.81	984.186	0.0454	0.068	0.014	4	0.020	0.0017

Πίνακας 8.4: Υπολογισμός συντελεστή θ για κτίριο Α και σεισμό κατά Υ.

SEISM Y								
	P_{tot} (kN)	V_{tot} (kN)	d_e(m)	d_s (m)	d_r (m)	h (m)	θ	d_r*v/h
1	29609.9	2619.37	0.023	0.035	0.035	5	0.078	0.0035
2	23637.59	2095.496	0.0462	0.069	0.035	4	0.098	0.0043
3	17721.54	1571.622	0.0658	0.099	0.029	4	0.083	0.0037
4	11808.94	1047.748	0.0804	0.121	0.022	4	0.062	0.0027
5	5901.81	523.874	0.0895	0.134	0.014	4	0.038	0.0017

Στους πίνακες παρατηρείται ότι για κάθε περίπτωση ισχύει $\theta \leq 0{,}10$ επομένως δεν χρειάζεται να ληφθούν υπόψην φαινόμενα 2ης τάξης για το κτίριο Α.

Επίσης παρατηρείται ότι έχει γίνει και έλεγχος περιορισμού των βλαβών σύμφωνα με την παράγραφο §4.3.3 του EN1998-1 η οποία ορίζει ότι πρέπει για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό συνδεδεμένα με τον φορέα:

$$d_r \nu \leq 0{,}005 h \tag{7.3}$$

όπου ν είναι συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών και ισούται με 0,5. Όπως παρατηρείται για κάθε περίπτωση ισχύει d_r*ν/h $\leq$ 0,005 , άρα ο έλεγχος περιορισμού βλαβών ικανοποιείται.

8.1.2 Κτίριο Β

Με την ίδια μεθοδολογία με πριν γίνονται οι έλεγχοι και για το κτίριο Β. Στον Πίνακα 8.5 παρουσιάζονται οι ίδιες μάζες και τα ίδια βάρη των μελών κάθε ορόφου και στους Πίνακες 8.6, 8.7 ο υπολογισμός του συντελεστή θ για κάθε όροφο καθώς και ο έλεγχος περιορισμού βλαβών.

Πίνακας 8.5: Ίδιες μάζες και ίδια βάρη για τα μέλη του κάθε ορόφου για Κτίριο Β.

Groups 3 - Masses and Weights

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter:

Groups 3 - Masses and Weights

GroupName Text	SelfMass KN-s2/m	SelfWeight KN	TotalMassX KN-s2/m	TotalMassY KN-s2/m	TotalMassZ KN-s2/m
ALL	381.66	3742.797	381.66	381.66	381.66
DEUTEREUOUSES	52.34	513.27	52.34	52.34	52.34
KIRIES	64.83	635.796	64.83	64.83	64.83
DIADOKIDES	139.25	1365.56	139.25	139.25	139.25
IPOSTILOMATA	107.4	1053.266	107.4	107.4	107.4
SINDESMOI	10.63	104.209	10.63	10.63	10.63
SINDESMOI Y	7.21	70.696	7.21	7.21	7.21
orofos 1	80.03	784.79	80.03	80.03	80.03
orofos 2	74.2	727.648	74.2	74.2	74.2
orofos 3	74.01	725.823	74.01	74.01	74.01
orofos 4	73.42	719.986	73.42	73.42	73.42
orofos 5	72.79	713.855	72.79	72.79	72.79

Record: << < 1 > >> of 12

Πίνακας 8.6: Υπολογισμός συντελεστή θ για κτίριο Β και σεισμό κατά Χ.

SEISM X								
	P_{tot} (kN)	V_{tot} (kN)	d_e(m)	d_s (m)	d_r (m)	h (m)	θ	d_r*v/h
1	29659.6	4781.23	0.008	0.012	0.012	5	0.015	0.0001
2	23677.3	3824.98	0.0171	0.026	0.014	4	0.021	0.0002
3	17752.2	2868.74	0.0266	0.04	0.014	4	0.022	0.0002
4	11828.9	1912.49	0.0365	0.055	0.015	4	0.023	0.0002
5	5911.36	956.246	0.0459	0.069	0.014	4	0.022	0.0002

Πίνακας 8.7: Υπολογισμός συντελεστή θ για κτίριο Β και σεισμό κατά Υ.

SEISM Y								
	P_{tot} (kN)	V_{tot} (kN)	d_e(m)	d_s (m)	d_r (m)	h (m)	θ	d_r*v/h
1	29659.6	28753	0.009	0.014	0.014	5	0.003	0.0001
2	23677.3	23002.4	0.02	0.03	0.017	4	0.004	0.0002
3	17752.2	17251.8	0.033	0.05	0.02	4	0.005	0.0002
4	11828.9	11501.2	0.0467	0.07	0.02	4	0.005	0.0003
5	5911.36	5750.6	0.0632	0.095	0.025	4	0.006	0.0003

Παρατηρείται ότι για κάθε περίπτωση ισχύει $\theta \leq 0,1$ επομένως δεν χρειάζεται να ληφθούν υπόψην φαινόμενα $2^{ης}$ τάξης για το κτίριο Β, καθώς και ότι για κάθε περίπτωση ισχύει d_r*v/h $\leq 0,005$, άρα ο έλεγχος περιορισμού βλαβών ικανοποιείται.

8.2 Έλεγχοι μελών σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Για τον έλεγχο σε Οριακή Κατάσταση αστοχίας των μελών των δύο κτιρίων θα χρησιμοποιηθούν οι διατάξεις του κεφαλαίου §6 του EN1993-1-1 που αφορούν τον έλεγχο

κτιρίων σε οριακή κατάσταση αστοχίας. Έτσι λοιπόν θα γίνουν οι παρακάτω έλεγχοι για τα αντίστοιχα μέλη.

- Κύριες δοκοί, Δευτερεύουσες δοκοί, Διαδοκίδες
  - α. Έλεγχος διατομής σε κάμψη.
  - β. Έλεγχος διατομής σε διάτμηση.
  - γ. Έλεγχος διατομής σε κάμψη και διάτμηση.
  - δ. Έλεγχος μέλους σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό (επειδή οι δοκοί δεν συνδέονται σύμμικτα με την πλάκα οπότε δεν τους παρέχει πλευρική εξασφάλιση).
- Υποστυλώματα
  - α. Έλεγχος διατομής σε κάμψη.
  - β. Έλεγχος διατομής σε διάτμηση.
  - γ. Έλεγχος διατομής σε κάμψη και διάτμηση.
  - δ. Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη και θλίψη.
  - ε. Έλεγχος μέλους σε καμπτικό λυγισμό.
  - στ. Έλεγχος μέλους σε πλευρικό (στρεπτοκαμπτικό λυγισμό).
  - ζ. Έλεγχος μέλους υπό κάμψη και θλίψη.

Όπως παρατηρείται οι οριζόντιες δοκοί δεν ελέγχονται σε αξονικές δυνάμεις λόγω του ότι συνδέονται στο κέντρο βάρους τους και το διάφραγμα αναλαμβάνει τη μεταφορά τους. Όσων αφορά τα υποστυλώματα αυτά σχεδιάζονται ώστε να αναλάβουν όλα τα κατακόρυφα φορτία των ορόφων και να τα μεταφέρουν με ασφάλεια στο έδαφος με αποτέλεσμα, να υπόκεινται σε μεγάλες αξονικές (θλιπτικές) δυνάμεις. Έτσι λοιπόν κρισιμότεροι έλεγχοι για αυτά είναι οι έλεγχοι σε λυγισμό.

Πέραν όμως των παραπάνω ελέγχων, στα πλαίσια κατακόρυφων συνδέσμων χωρίς εκκεντρότητα οι οριζόντιες δυνάμεις που προκαλούνται από τον σεισμό, παραλαμβάνονται κυρίως από μέλη τα οποία καταπονούνται από αξονικές δυνάμεις. Αυτά τα μέλη είναι τα υποστυλώματα και οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και θα πρέπει να ελεγχθούν σύμφωνα με τις διατάξεις της παραγράφου §6 του EN1998-1 που αφορά ειδικούς αντισεισμικούς κανόνες για κτίρια από χάλυβα. Εκεί προσδιορίζεται στην παράγραφο §6.1.2 ότι εάν η κατηγορία πλαστιμότητας του κτιρίου είναι χαμηλή (Κ.Π.Χ.) δηλαδή q=1,5 όπως στην δική μας περίπτωση τότε, τα αποτελέσματα των δράσεων μπορούν να υπολογίζονται βάσει μιας ελαστικής ανάλυσης συνόλου, χωρίς να λαμβάνουν υπόψη σημαντική μη γραμμική συμπεριφορά του υλικού. Επίσης η αντοχή των μελών και των συνδέσεων θα πρέπει να αξιολογείται σύμφωνα με το EN1993-1-1 χωρίς συμπληρωματικές απαιτήσεις. Δηλαδή με λίγα λόγια δεν χρειάζεται να γίνουν ικανοτικοί έλεγχοι για τα μέλη του φορέα. Παρ'όλα αυτά επιλέγχθηκε για τα πλαίσια κατακόρυφων συνδέσμων χωρίς εκκεντρότητα να γίνουν οι ικανοτικοί έλεγχοι της παραγράφου §6.7 του EN1998-1, για τα υποστυλώματα και τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας, καθώς όπως προαναφέρθηκε αυτά τα μέλη είναι τα μόνα που αναλαμβάνουν αξονικές δυνάμεις. Οι επιπρόσθετοι ικανοτικοί έλεγχοι λοιπόν είναι οι παρακάτω.

- Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας
  - α. Έλεγχος λυγηρότητας $1,3 \leq \lambda \leq 2,0$ (7.4)
  - β. Έλεγχος αντοχής διαρροής της συνολικής διατομής των διαγωνίων.
  - γ. Έλεγχος ομοιογενούς πλάστιμης συμπεριφορά των διαγωνίων
    $(\Omega_{max}-\Omega_{min})/\Omega_{min} \leq 0,25$ (7.5)
    όπου:

$\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$ η υπεραντοχή κάθε διαγωνίου

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

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

– Υποστυλώματα

Έλεγχος με προσαυξημένη αξονική δύναμη: $N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1*\gamma_{ov}*\Omega*N_{Ed,E}$ (7.6)

όπου

$N_{Ed,G}$ 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

$N_{Ed,E}$ η αξονική δύναμη στη δοκό ή το υποστύλωμα που οφείλεται στην σεισμική δράση σχεδιασμού

γ_{ov} ο συντελεστής υπεραντοχής (γ_{ov}=1,25)

Τονίζεται ότι για τους κατακόρυφους συνδέσμους λήφθησαν υπόψη και οι θλιβόμενες διαγώνιοι παρά την απαίτηση του Ευρωκώδικα 8 που ορίζει ότι πρέπει να λαμβάνονται υπόψη μόνο για πλαστική ανάλυση.

α. Έλεγχος διατομής σε κάμψη (EN1993-1§6.2.5)

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

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl}\ f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1 ή 2} \tag{7.7}$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,\min}\ f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 3} \tag{7.8}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,\min}\ f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \tag{7.9}$$

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

β. Έλεγχος διατομής σε διάτμηση (EN1993-1§6.2.6)

Η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης V_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση (8.10)

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \le 1,0 \tag{7.10}$$

όπου $V_{c,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα. Για πλαστικό σχεδιασμό $V_{c,Rd}$ είναι η πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd.}$

Για απουσία στρέψης, η πλαστική διατμητική αντοχή δίνεται από τη σχέση (8.11).

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v\left(f_y/\sqrt{3}\right)}{\gamma_{M0}} \tag{7.11}$$

όπου A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης.

Η επιφάνεια διάτμησης A_v μπορεί να λαμβάνεται ως εξής:

Για ελατές διατομές I και H, με φορτίο παράλληλο στον κορμό

$$A_v = \min\{A - 2bt_f + \left(t_w + 2r\right)t_f ; \eta h_w t_w\} \tag{7.12}$$

Για συγκολλητές διατομές I, H, U και κιβωτιοειδείς, με φορτίο παράλληλο στα πέλματα

$$A_v = A - \sum (h_w t_w) \tag{7.13}$$

όπου A είναι η επιφάνεια της διατομής
b είναι το συνολικό πλάτος
h είναι το συνολικό ύψος
h_w είναι το ύψος του κορμού
r είναι η ακτίνα συναρμογής κορμού-πέλματος
t_f είναι το πάχος του πέλματος
t_w είναι το πάχος του κορμού (Εάν το πάχος του κορμού δεν είναι σταθερό, ως t_w θα πρέπει να λαμβάνεται το ελάχιστο πάχος.).
η είναι ίσο με 1,20 για S355

γ. Έλεγχος διατομής σε κάμψη και διάτμηση (EN1993-1§6.2.8)

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, βλέπε EN 1993-1-5.

Διαφορετικά, η μειωμένη ροπή αντοχής πρέπει να λαμβάνεται ως η αντοχή σχεδιασμού της διατομής, υπολογισμένη χρησιμοποιώντας μειωμένη αντοχή

$(1 - \rho) f_y$ (7.14) για την επιφάνεια διάτμησης, όπου $\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$ (7.15)

δ. Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη και θλίψη (EN1993-1§6.2.9)

Όπου υπάρχει αξονική δύναμη, πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την επίδρασή της στην πλαστική ροπή αντοχής.Για διατομές κατηγορίας 1 και 2, πρέπει να ικανοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \tag{7.16}$$

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

Για μια τετραγωνική συμπαγή διατομή χωρίς οπές κοχλιών το $M_{N,Rd}$ πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[1 - \left(N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right)^2 \right] \tag{7.17}$$

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

$$N_{Ed} \leq 0{,}25\, N_{pl,Rd} \tag{7.18}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0{,}5\, h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \tag{7.19}$$

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

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \tag{7.20}$$

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

$$M_{N,y,Rd} = \min\{M_{pl,y,Rd}\frac{(1-n)}{(1-0,5a)}; M_{pl,y,Rd}\} \tag{7.21}$$

$$\text{για } n \leq a: \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \tag{7.22}$$

$$\text{για } n > a: \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}\left[1-\left(\frac{n-a}{1-a}\right)^2\right] \tag{7.23}$$

$$\text{όπου:} \quad n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl.Rd}}, \quad a = \min\{\frac{(A-2bt_f)}{A}; 0,5\} \tag{7.24}$$

Για διαξονική κάμψη μπορεί να χρησιμοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}\right]^{\beta} \leq 1 \tag{7.25}$$

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

- I και H διατομές:

$\alpha = 2 \qquad \beta = \max\{5n; 1\}$

ε. Έλεγχος μέλους σε καμπτικό λυγισμό (EN1993-1§6.3.1)

Ένα θλιβόμενο μέλος πρέπει να ελέγχεται έναντι λυγισμού ως εξής:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \tag{7.26}$$

όπου N_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης

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

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

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi\, A\, f_y}{\gamma_{M1}} \qquad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3} \tag{7.27}$$

όπου χ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού.

Σε μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή του χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ πρέπει να καθορίζεται από την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού σύμφωνα με τη σχέση (8.28)

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{αλλά } \chi \leq 1,0 \tag{7.28}$$

$$\text{όπου:} \quad \Phi = 0,5\left[1 + \alpha\left(\bar{\lambda} - 0,2\right) + \bar{\lambda}^2\right] \tag{7.29}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i}\frac{1}{\lambda_1} \tag{7.30}$$

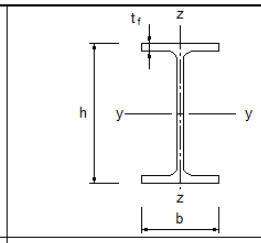
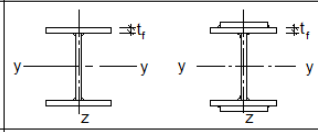
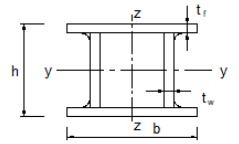
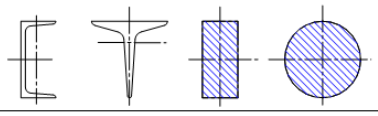
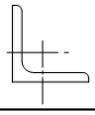
α είναι ένας συντελεστής ατελειών σύμφωνα με τους Πίνακες 8.8, 8.9

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

Πίνακας 8.8: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού (EN1993-1 Πίν. 6.1).

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

Πίνακας 8.9: Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή (EN1993-1 Πίν. 6.2).

Διατομή		Όρια		Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού: S 235, S 275, S 355, S 420	Καμπύλη λυγισμού: S 460
Ελατές διατομές		h/b > 1.2	$t_f \le 40$ mm	y – y z – z	a b	a_0 a_0
			40 mm < $t_f \le 100$	y – y z – z	b c	a a
		h/b ≤ 1.2	$t_f \le 100$ mm	y – y z – z	b c	a a
			$t_f > 100$ mm	y – y z – z	d d	c c
Συγκολλητές I-διατομές		$t_f \le 40$ mm		y – y z – z	b c	b c
		$t_f > 40$ mm		y – y z – z	c d	c d
Κοίλες Διατομές		Εν θερμώ έλαση		Κάθε	a	a_0
		Ψυχρή έλαση		Κάθε	c	c
Συγκολλητές κιβωτοειδείς		Γενικά (εκτός των κατωτέρω)		Κάθε	b	b
		Μεγάλα πάχη ραφής: $a > 0,5t_f$, $b/t_f < 30$, $h/t_w < 30$		Κάθε	c	c
U-, T- και συμπαγείς				Κάθε	c	c
L-διατομές				Κάθε	b	b

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

στ. Έλεγχος μέλους σε πλευρικό (στρεπτοκαμπτικό λυγισμό) (EN1993-1§6.3.2.2)

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

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \le 1,0 \qquad (7.31)$$

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

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

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \text{ για διατομές κατηγορίας 1 ή 2} \qquad (7.32)$$

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

Για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής, η τιμή του χ_{LT} για την αντίστοιχη ανηγμένη λυγηρότητα λ_{LT}, είναι:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \alpha\lambda\lambda\acute{\alpha}\ \chi_{LT} \le 1,0 \tag{7.33}$$

όπου $$\Phi_{LT} = 0,5\left[1 + \alpha_{LT}\left(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2\right) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right] \tag{7.34}$$

α_{LT} είναι συντελεστής ατελειών σύμφωνα με τους Πίνακες 8.10, 8.11

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \tag{7.35}$$

M_{cr} είναι η ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Για διατομή με δύο άξονες συμμετρίας:

$$\mathrm{M}_{cr} = C_1 * \frac{\pi^2 * \mathrm{E} * \mathrm{I}_z}{(k * L)^2} * \{[(\frac{k}{k_w})^2 * \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k * \mathrm{L})^2 * \mathrm{G} * \mathrm{I}_t}{\pi^2 * \mathrm{E} * \mathrm{I}_z} + (C_2 * z_g)^2]^{0,5} - C_2 * z_g\} \tag{7.36}$$

Πίνακας 8.10: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (EN 1993-1 Πίν.6.3).

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

Πίνακας 8.11: Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για διατομές (EN1993-1 Πίν. 6.4).

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

ζ. Έλεγχος μέλους υπό κάμψη και θλίψη (EN1993-1§6.3.3)

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

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy}\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT}\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz}\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1 \tag{7.37}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy}\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT}\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz}\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1 \tag{7.38}$$

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

$\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$ είναι οι ροπές λόγω της μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα

χ_y και χ_z	είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού
χ_{LT}	είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού
k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}	είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης

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

Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} εξαρτώνται από τη μέθοδο που έχει επιλεγεί. Τιμές για αυτούς τους συντελεστές μπορεί να λαμβάνονται από το Παράρτημα Α (εναλλακτική μέθοδος 1) ή από το Παράρτημα Β (εναλλακτική μέθοδος 2). Εδώ επιλέγεται η μέθοδος 2 και οι τιμές των συντελεστών δίνονται από τους Πίνακες 8.12, 8.13 για μέλη που δεν υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις.

Πίνακας 8.12: Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij} για μέλη που δεν υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις (EN1993-1 Πίν. Β.1).

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

Πίνακας 8.13: Συντελεστές C_m ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής (EN1993-1 Πίν. Β.3).

Διάγραμμα ροπής	Περιοχή		C_{my} και C_{mz} και C_{mLT}	
			Ομοιόμορφο φορτίο	Συγκεντρωμένο φορτίο
	$-1 \le \psi \le 1$		$0{,}6 + 0{,}4 \cdot \psi \ge 0{,}4$	
$\alpha_s = M_s / M_h$	$0 \le \alpha_s \le 1$	$-1 \le \psi \le 1$	$0{,}2 + 0{,}8 \cdot \alpha_s \ge 0{,}4$	$0{,}2 + 0{,}8 \cdot \alpha_s \ge 0{,}4$
	$-1 \le \alpha_s < 0$	$0 \le \psi \le 1$	$0{,}1 - 0{,}8 \cdot \alpha_s \ge 0{,}4$	$-0{,}8 \cdot \alpha_s \ge 0{,}4$
		$-1 \le \psi < 0$	$0{,}1 \cdot (1-\psi) - 0{,}8 \cdot \alpha_s \ge 0{,}4$	$0{,}2 \cdot (-\psi) - 0{,}8 \cdot \alpha_s \ge 0{,}4$
$\alpha_h = M_h / M_s$	$0 \le \alpha_h \le 1$	$-1 \le \psi \le 1$	$0{,}95 + 0{,}05 \cdot \alpha_h$	$0{,}90 + 0{,}10 \cdot \alpha_h$
	$-1 \le \alpha_h < 0$	$0 \le \psi \le 1$	$0{,}95 + 0{,}05 \cdot \alpha_h$	$0{,}90 + 0{,}10 \cdot \alpha_h$
		$-1 \le \psi < 0$	$0{,}95 + 0{,}05 \cdot \alpha_h \cdot (1+2 \cdot \psi)$	$0{,}90 - 0{,}10 \cdot \alpha_h \cdot (1+2 \cdot \psi)$
Για μέλη με λυγισμό από μετάθεση ο συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής πρέπει να λαμβάνεται $C_{my} = 0{,}9$ ή $C_{Mz} = 0{,}9$ αντίστοιχα.				
Τα C_{my} , C_{mz} και C_{mLT} πρέπει να λαμβάνονται σύμφωνα με το διάγραμμα ροπών μεταξύ των αντίστοιχων πλευρικά στηριζόμενων σημείων ως εξής:				

συντελεστής ροπής	άξονας κάμψης	σημεία εξασφαλιζόμενα κατά τη διεύθυνση
C_{my}	y-y	z-z
C_{mz}	z-z	y-y
C_{mLT}	y-y	y-y

8.2.1 Κτίριο Α

8.2.1.1 Κύρια δοκός

Για την κύρια δοκό του κτιρίου Α η δυσμενέστερη είναι η δοκός Κ-12 του 1ου ορόφου για το συνδυασμό (5) της Ο.Κ.Α με κύρια τη διεύθυνση ανέμου κατά Y και εντατικά μεγέθη:

- τέμνουσα V_z = 223,38 kN
- ροπή M_y = 252,3 kNm

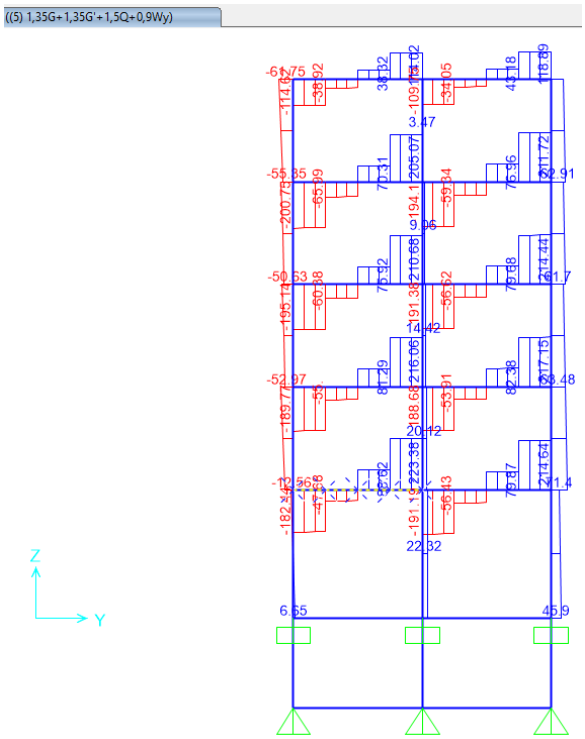
Για την κύρια δοκό μήκους L=500 cm χρησιμοποίηθηκε η διατομή HEB260 διατομή κατηγορίας 1 με χαρακτηριστικά διατομής αυτά στον Πίνακα 8.14.

Πίνακας 8.14: Χαρακτηριστικά διατομής HEB260.

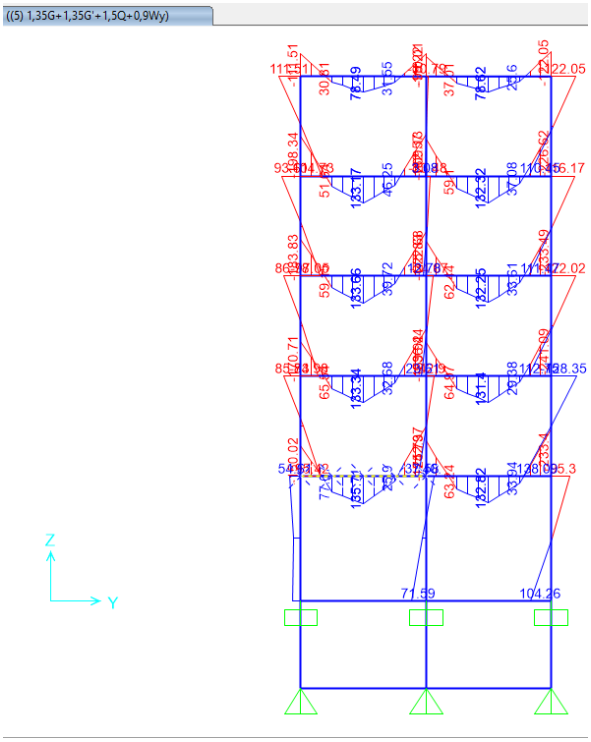
h (cm)	b (cm)	t_w (cm)	t_f (cm)	r (cm)	h_w (cm)	A (cm^2)	I_y (cm^4)	W_y (cm^3)	i_y (cm)	I_z (cm^4)	W_z (cm^3)	i_z (cm)
26	26	1	1.75	2.4	17.7	118	14920	1150	11.2	5130	395	6.58

$W_{pl,y}$ (cm^3)	$W_{pl,z}$ (cm^3)	I_t (cm^4)	I_w (cm^6)
1283	602	124	753700

Στα Σχήματα 8.3, 8.4 φαίνεται η μορφή των εντατικών μεγεθών των κυρίων δοκών στο πλαίσιο D της δυσμενέστερης κύριας δοκού και έπειτα πραγματοποιούνται οι έλεγχοι.



Σχήμα 8.3: Διάγραμμα τεμνουσών V_z στις κύριες δοκούς.



Σχήμα 8.4: Διάγραμμα ροπών M_y στις κύριες δοκούς.

α. Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη

<u>Πλαστική ροπή αντοχής διατομής $M_{y,Rd}$</u>

Από τη σχέση (8.7) προκύπτει:

$$M_{y,Rd} = \frac{1283*35,5}{1} = 45546,5\,\text{kNcm} = 455,47\,\text{kNm} > M_{y,Ed} = 252,30\,\text{kNm}$$

β. Έλεγχος σε διάτμηση

<u>Εμβαδόν διάτμησης A_v</u>

Για ελατή διατομή I και για φορτίο παράλληλο στον κορμό είναι από τη σχέση (8.12)

$$A_v = \max\{118 - 2*26*1,75 + (1+2*2,4)*1,75; 1,20*17,7*1\} = \max\{37,15; 21,24\}$$

$$A_v = 37,15\,\text{cm}^2$$

<u>Πλαστική αντοχή έναντι τέμνουσας $V_{pl,Rd}$</u>

$$(8.11) \Rightarrow V_{pl,Rd} = \frac{37,15*(35,5/\sqrt{3})}{1} = 761,42\,\text{kN} > V_{z,Ed} = 223,38\,\text{kN}$$

γ. Έλεγχος σε κάμψη και διάτμηση

$$V_{z,Ed} = 223,39\,\text{kN} < 0,5*V_{pl,Rd} = 380,71\,\text{kN}$$

Άρα δε χρειάζεται απομείωση της καμπτικής αντίστασης της διατομής λόγω τέμνουσας.

δ. Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

<u>Κρίσιμη ελαστική ροπή M_{cr}</u>

$k=k_w=1,00$ (για απλές στρεπτικές στηρίξεις)
$E=21000$ kN/cm^2
$G=8100$ kN/cm^2
$z_g=0$ (το φορτίο ασκείται στο κέντρο βάρους)

C1 = 0,712 , C2 = 0,652 , C3 = 1,070 (υπέρ της ασφαλείας)
Τα υπόλοιπα στοιχεία έχουν δοθεί πιο πάνω και για διατομή με δύο άξονες συμμετρίας:

$$(8.36) \Rightarrow \ M_{cr} = 59268,30 kNcm = 592,68\,\text{kNm} > M_{y,\text{Ed}} = 252,30\,\text{kNm}$$

Ανηγμένη λυγηρότητα

$$(8.35) \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1283*35,5}{59268,30}} = 0,877$$

Επειδή h/b = 1 < 2 τότε σύμφωνα με τους Πίνακες 8.10, 8.11 επιλέγεται καμπύλη λυγισμού a οπότε ο συντελεστής ατελειών είναι ίσος με: α_{LT} = 0,21.

Μειωτικός συντελεστής στρεπτοκαμπτικού λυγισμού χ_{LT}

$$\text{Από (8.34)} \Rightarrow \Phi_{LT} = 0,5*[1+0,21*(0,877-0,2)+0,877^2] = 0,955$$

$$\text{Από (8.33)} \Rightarrow \chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}{}^2 - \bar{\lambda}_{LT}{}^2}} = \frac{1}{0,955 + \sqrt{0,955^2 - 0,877^2}} = 0,749 < 1,0$$

Αντοχή κάμψης σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό $M_{b,Rd}$

$$(8.32) \Rightarrow M_{b,Rd} = \frac{0,749*35,5*1283}{1} = 32120\,\text{kNcm} = 321,20\,\text{kNm}$$

$$(8.31) \Rightarrow \ M_{b,Rd} > M_{y,Ed} = 252,30\,\text{kNm}$$

Επομένως η διατομή της κύριας δοκού είναι επαρκής σε Ο.Κ.Α..

8.2.1.2 Δευτερεύουσα δοκός

Για την δευτερεύουσα δοκό του κτιρίου Α και οι συνδυασμοί (3) έως (5) της Ο.Κ.Α δίνουν τα ίδια δυσμενέστερα μεγέθη:

- τέμνουσα V_z = 66,62 kN
- ροπή M_y = 116,58 kNm

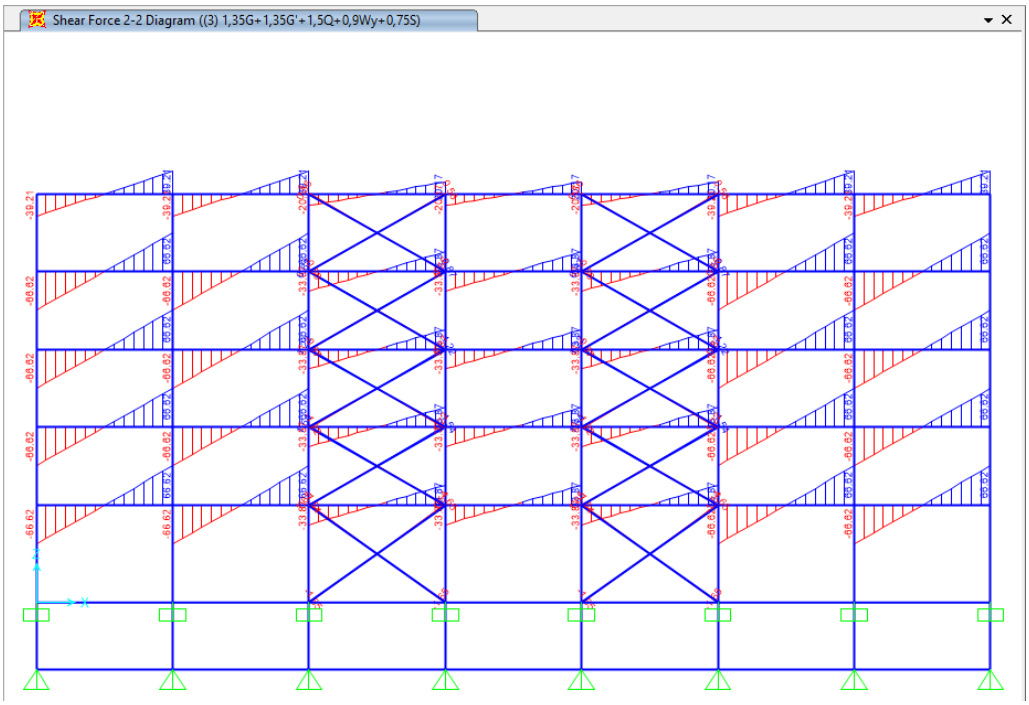
Για τη δευτερεύουσα δοκό μήκους L=700 cm χρησιμοποίηθηκε η διατομή HEA240 διατομή κατηγορίας 1 με χαρακτηριστικά διατομής αυτά στον Πίνακα 8.15.

Πίνακας 8.15: Χαρακτηριστικά διατομής HEA240.

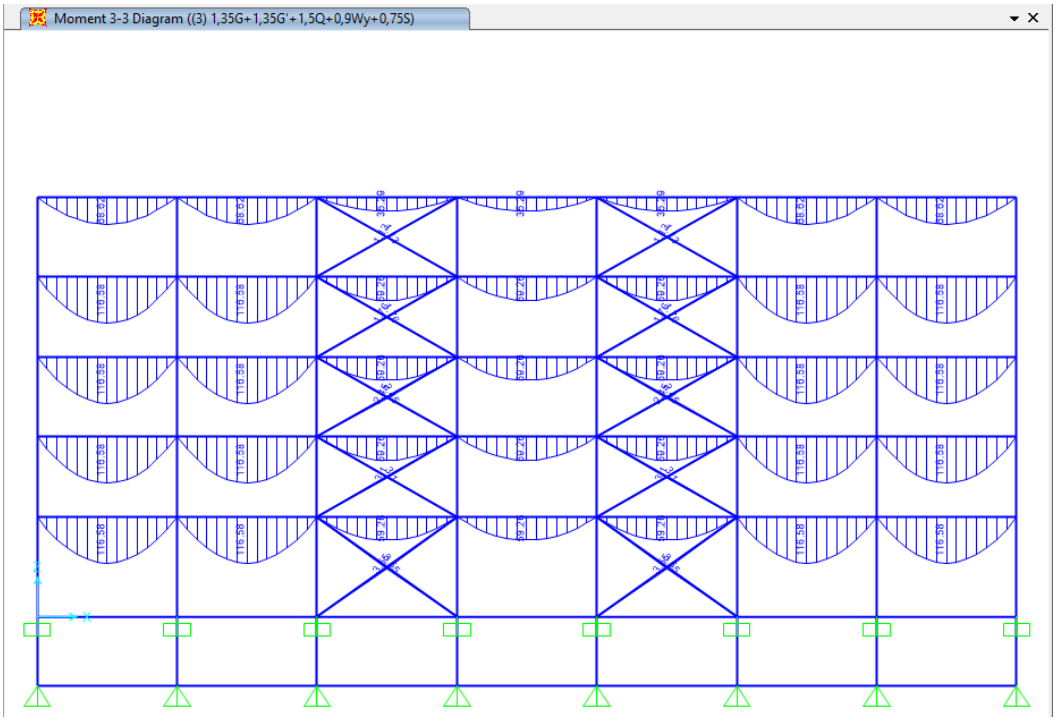
h (cm)	b (cm)	t_w (cm)	t_f (cm)	r (cm)	h_w (cm)	A (cm^2)	I_y (cm^4)	W_y (cm^3)	i_y (cm)	I_z (cm^4)	W_z (cm^3)	i_z (cm)
23	24	0.75	1.2	2.1	16.4	76.8	7760	675	10.1	2770	231	6

$W_{pl,y}$ (cm^3)	$W_{pl,z}$ (cm^3)	I_t (cm^4)	I_w (cm^6)
745	352	41.7	328500

Στα Σχήματα 8.5, 8,6 φαίνεται η μορφή των εντατικών μεγεθών των δευτερευουσών δοκών στο πλαίσιο 3 και έπειτα πραγματοποιούνται οι έλεγχοι.



Σχήμα 8.5: Διάγραμμα τεμνουσών V_z στις κύριες δοκούς.



Σχήμα 8.6: Διάγραμμα ροπών M_y στις κύριες δοκούς.

α. Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη

<u>Πλαστική ροπή αντοχής διατομής $M_{y,Rd}$</u>

Από τη σχέση 8.7 προκύπτει:

$$M_{y,Rd} = \frac{745*35,5}{1} = 26447,5\,\text{kNcm} = 264,48\,\text{kNm} > M_{y,Ed} = 116,58\,\text{kNm}$$

β. Έλεγχος σε διάτμηση

Εμβαδόν διάτμησης A_v

Για ελατή διατομή I και για φορτίο παράλληλο στον κορμό είναι από τη σχέση (8.12)

$$A_v = \max\{76,8 - 2*24*1,2 + (0,75 + 2*2,1)*1,2;1,20*16,4*0,75\} \Rightarrow$$

$$A_v = \max\{25,14;14,76\} = 25,14\,\text{cm}^2$$

Πλαστική αντοχή έναντι τέμνουσας $V_{pl,Rd}$

Από (8.11) $\Rightarrow$ $V_{pl,Rd} = \dfrac{25,14*(35,5/\sqrt{3})}{1} = 515,27\,\text{kN} > V_{z,Ed} = 66,62\,\text{kN}$

γ. Έλεγχος σε κάμψη και διάτμηση

Δεν χρειάζεται εφόσων στο σημείο της μέγιστης τέμνουσας η ροπή κάμψης είναι μηδέν.

δ. Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Κρίσιμη ελαστική ροπή M_{cr}

$k=k_w=1,00$ (για απλές στρεπτικές στηρίξεις)
$E=21000$ kN/cm^2
$G=8100$ kN/cm^2
$z_g=h/2=23/2=11,5$ cm (το φορτίο ασκείται στο άνω πέλμα)
C1 = 1,132 , C2 = 0,459 , C3 = 0,525 (για κατανεμημένα φορτία και αμφιαρθρωτή στήριξη)
Τα υπόλοιπα στοιχεία έχουν δοθεί πιο πάνω και για διατομή με δύο άξονες συμμετρίας:

(8.36) $\Rightarrow$ $M_{cr} = 20653,30\,\text{kNcm} = 206,53\,\text{kNm} > M_{y,\text{Ed}} = 116,58\,\text{kNm}$

Ανηγμένη λυγηρότητα

(8.35) $\Rightarrow$ $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\dfrac{745*35,5}{59268,30}} = 1,132$

Επειδή h/b = 0,958 < 2 τότε σύμφωνα με τους Πίνακες 8.10, 8.11 επιλέγεται καμπύλη λυγισμού a οπότε ο συντελεστής ατελειών είναι ίσος με: $\alpha_{LT} = 0,21$.

Μειωτικός συντελεστής στρεπτοκαμπτικού λυγισμού χ_{LT}

(8.34) $\Rightarrow$ $\Phi_{LT} = 0,5*[1 + 0,21*(1,132 - 0,2) + 1,132^2] = 1,238$

(8.33) $\Rightarrow$ $\chi_{LT} = \dfrac{1}{1,238 + \sqrt{1,238^2 - 1,132^2}} = 0,575 < 1,0$

Αντοχή κάμψης σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό $M_{b,Rd}$

(8.32) $\Rightarrow$ $M_{b,Rd} = \dfrac{0,575*35,5*745}{1} = 15207\,\text{kNcm} = 152,07\,\text{kNm}$

(8.31) $\Rightarrow$ $M_{b,Rd} > M_{y,Ed} = 116,58\,\text{kNm}$

Επομένως η διατομή της δευτερεύουσας δοκού είναι επαρκής σε Ο.Κ.Α..

8.2.1.3 Διαδοκίδα

Η διαδοκίδα έχει την ίδια διατομή με τη δευτερεύουσα δοκό και δέχεται τα ίδια μεγέθη οπότε επαρκεί και αυτή σε Ο.Κ.Α.

8.2.1.4 Υποστύλωμα

Για το υποστύλωμα το οποίο ελέγχεται στο βασικό συνδυασμό (3) Ο.Κ.Α, με διεύθυνση ανέμου κατά Y, δυσμενέστερα είναι τα συμμετρικά υποστυλώματα του πρώτου ορόφου: YP1-13 , YP1-18 με συντεταγμένες (x=7 m, y=10m) και (x=42m, y=10m) αντιστοίχως τα οποία, παρουσιάζουν τα ίδια εντατικά μεγέθη με τις τιμές τους όπως φαίνονται παρακάτω.

- αξονική N = 2516,16 kN
- τέμνουσα V_z = 21,87 kN
- ροπή $M_{y,down}$ = 70,88 kNm , $M_{y,up}$ = -38,44 kNm

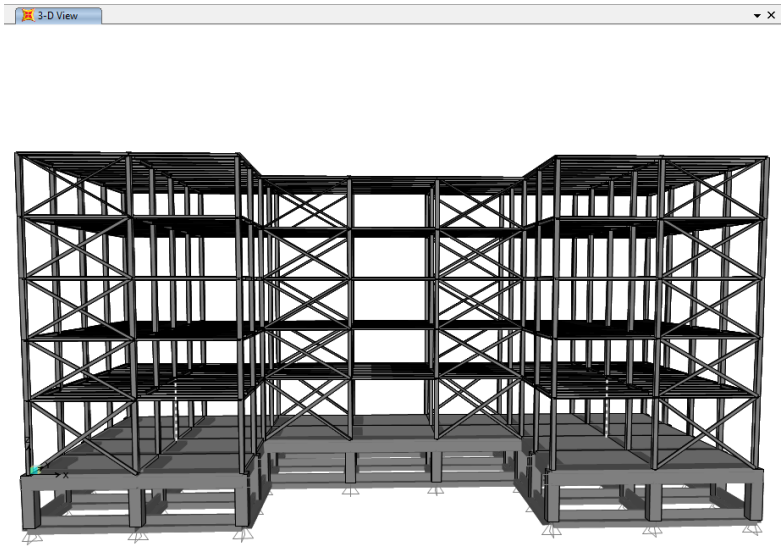
Για το υποστύλωμα μήκους L=500cm χρησιμοποίηθηκε η διατομή HEB340 διατομή κατηγορίας 1 με χαρακτηριστικά διατομής αυτά στον Πίνακα 8.16.

Πίνακας 8.16: Χαρακτηριστικά διατομής HEB340.

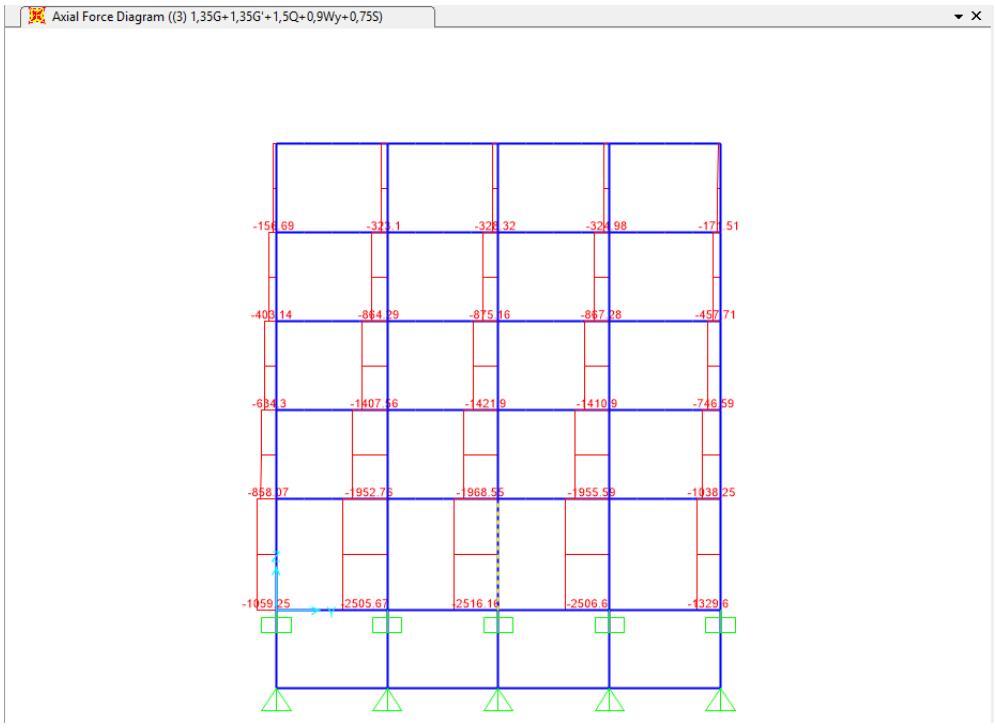
h (cm)	b (cm)	t_w (cm)	t_f (cm)	r (cm)	h_w (cm)	A (cm^2)	I_y (cm^4)	W_y (cm^3)	i_y (cm)	I_z (cm^4)	W_z (cm^3)	i_z (cm)
34	30	1.2	2.15	2.7	24.3	171	36660	2160	14.6	9690	646	7.53

$W_{pl,y}$ (cm^3)	$W_{pl,z}$ (cm^3)	I_t (cm^4)	I_w (cm^6)
2408	986	258	2454000

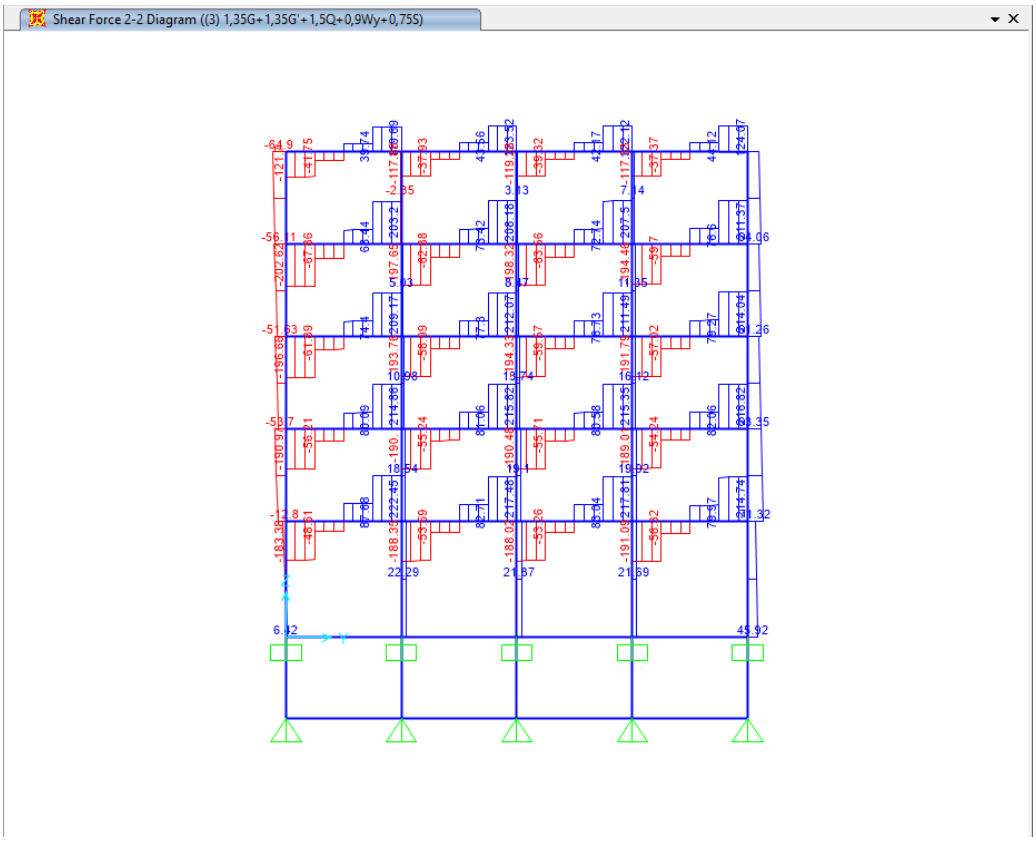
Στα Σχήματα 8.7, 8.8, 8.9, 8.10 φαίνεται η θέση και η μορφή των εντατικών μεγεθών των υποστυλωμάτων και έπειτα πραγματοποιούνται οι έλεγχοι.



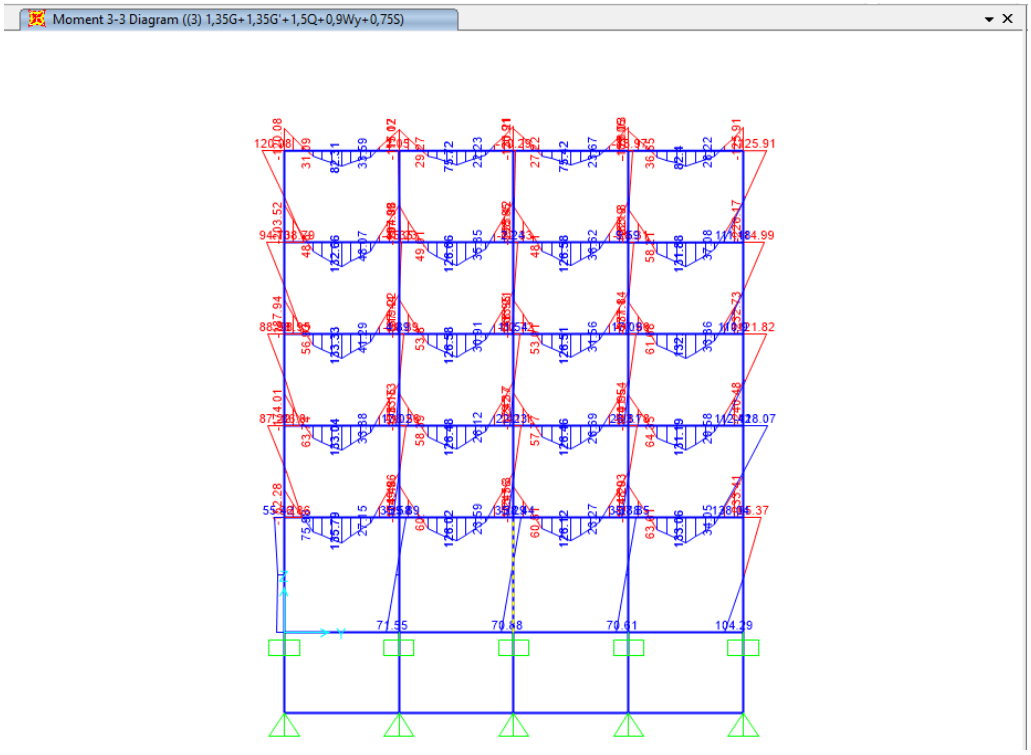
Σχήμα 8.7: Δυσμενέστερα υποστυλώματα για συνδυασμό (3) Ο.Κ.Α..



Σχήμα 8.8: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N στα υποστυλώματα.



Σχήμα 8.9: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων V_z στα υποστυλώματα.



Σχήμα 8.10: Διάγραμμα ροπών κάμψης M_y στα υποστυλώματα.

α. Έλεγχος σε κάμψη

<u>Πλαστική ροπή αντοχής διατομής $M_{y,Rd}$</u>

$$(8.7) \Rightarrow \; M_{y,Rd} = \frac{2408*35,5}{1} = 85484\,\text{kNcm} = 854,84\,\text{kNm} > M_{y,Ed} = 70,88\,\text{kNm}$$

Κατά z δεν χρειάζεται να γίνει έλεγχος εφόσων $M_{z,Ed} = 0,00kNm$.

β. Έλεγχος σε διάτμηση

<u>Εμβαδόν διάτμησης A_v</u>

Για ελατή διατομή I και για φορτίο παράλληλο στον κορμό είναι από τη σχέση (8.12):

$$A_v = \max\{171 - 2*30*2,15 + (1,2 + 2*2,7)*2,15; 1,20*24,3*1,2\} \Rightarrow$$

$$A_v = \max\{56,19; 34,99\} = 56,19\,\text{cm}^2$$

Για ελατή διατομή I και φορτίο παράλληλο στα πέλματα είναι από τη σχε΄ση (8.13):

$$A_v = 171 - 24,3*1,2 = 141,84\,\text{cm}^2$$

<u>Πλαστική αντοχή έναντι τέμνουσας $V_{pl,Rd}$</u>

Για τέμνουσα παράλληλη στον κορμό

$$(8.11) \Rightarrow \; V_{pl,Rd} = \frac{56,19*(35,5/\sqrt{3})}{1} = 1151,67\,\text{kN} > V_{z,Ed} = 21,87\,\text{kN}$$

Για τέμνουσα παράλληλη στα πέλματα

Δεν απαιτείται έλεγχος εφόσων $V_{y,Ed} = 0,00kN$.

γ. Έλεγχος σε κάμψη και διάτμηση

$V_{z,Ed} = 21,87\,\text{kN} < 0,5*V_{pl,Rd} = 575,84\,\text{kN}$

Άρα δε χρειάζεται απομείωση της καμπτικής αντίστασης της διατομής λόγω τέμνουσας.

δ. Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και θλίψη

Ελέγχεται εάν χρειάζεται να γίνει απομείωση της καμπτικής αντίστασης της διατομής λόγω της αξονικής δύναμης μόνο κατά τον y άξονα καθώς κατά τον z η καμπτική ροπή είναι μηδέν.

$$(8.18) \Rightarrow \; 0,25*N_{pl,Rd} = 0,25*A*f_y = 0,25*171*35,5 = 0,25*6070,5 = 1517,63\,\text{kN}$$

$$(8.19) \Rightarrow \frac{0,5*h_w*t_w*f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5*24,3*1,2*35,5}{1} = 517,59kN$$

$$\text{N}_{Ed} = 2516,16\,\text{kN} > 0,25*N_{pl,Rd} \;\; , \; \text{N}_{Ed} > \frac{0,5*h_w*t_w*f_y}{\gamma_{M0}}$$

Άρα χρειάζεται απομείωση της καμπτικής ροπής αντίστασης

$$(8.24)\begin{cases} n = \dfrac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \dfrac{2516,16}{6070,5} = 0,4145 \\ a = \min\{\dfrac{171-2*30*2,15}{171};0,5\} = \min\{0,246;0,5\} = 0,246 \end{cases}$$

Από τη σχέση (8.21):

$$M_{N,y,Rd} = \min\{M_{pl,y,Rd}*\frac{1-n}{1-0,5*a};M_{pl,y,Rd}\} = \min\{570,59;854,84\} = 570,59\,\text{kNm}$$

$$M_{Ed} = 70,88kNm < M_{N,y,Rd}$$

Άρα η διατομή επαρκεί σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη.

ε. Έλεγχος μέλους σε καμπτικό λυγισμό

1) Για λυγισμό κατά τον άξονα yy (λυγισμός κατά τον ισχυρό άξονα).

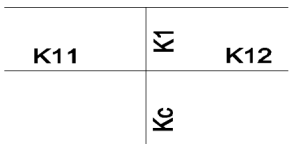
<u>Ισοδύναμο Μήκος λυγισμού L_{cr}</u>

$I_{11}=I_{12}=I_{y,HEB260}=14920\ cm^4$, $I_c=I_1=I_{y,HEB340}=36660\ cm^4$, $L_{11}=L_{12}=500\ cm$

Οι δυσκαμψίες των οριζόντιων δοκών υπολογίζονται σύμφωνα με τον πίνακα Ε.1 του EN1993-1 που αφορά δοκούς που δεν υπόκεινται σε αξονικές δυνάμεις και έχουν μεταθετά άκρα.

$$K_c = \frac{I_c}{L_c} = \frac{36660}{500} = 73,32\,\text{cm}^3 \qquad K_1 = \frac{I_1}{L_1} = \frac{36660}{400} = 91,65\,\text{cm}^3$$

$$K_{11} = 1,5*\frac{I_{11}}{L_{11}} = 1,5*\frac{14920}{500} = 44,76\,\text{cm}^3 = K_{12}$$



Σχήμα 8.11: Κατανομή δυσκαμψίας για λυγισμό υποστυλώματος περί τον ισχυρό του άξονα.

Οι συντελεστές κατανομής δυσκαμψίας έχουν τις ακόλουθες τιμές:

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{73,32 + 91,65}{73,32 + 91,65 + 2*44,76} = 0,648$$

$\eta_2 = 0,00$ Θεωρείται ότι το υποστύλωμα είναι πακτωμένο.

Άρα το ισοδύναμο μήκος λυγισμού για υποστύλωμα με μεταθετά άκρα είναι:

$$L_{cr} = \sqrt{\frac{1 - 0,2*(\eta_1 + \eta_2) - 0,12*\eta_1*\eta_2}{1 - 0,8*(\eta_1 + \eta_2) + 0,6*\eta_1*\eta_2}} * L_c = 1,345*500 = 672,30\,\text{cm}$$

<u>Ανηγμένη λυγηρότητα</u>

$$(8.30) \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr}}{i_y * \pi * \sqrt{E / f_y}} = \frac{672,30}{14,6*\pi*\sqrt{21000/35,5}} = 0,603$$

Επειδή h/b = 1,133 < 2 τότε σύμφωνα με τους Πίνακες 8.8, 8.9 επιλέγεται καμπύλη λυγισμού b οπότε ο συντελεστής ατελειών είναι ίσος με: α_{LT} = 0,34.

<u>Μειωτικός συντελεστής στρεπτοκαμπτικού λυγισμού χ_{LT}</u>

$$(8.28) \Rightarrow \Phi = 0,5*[1 + 0,34*(0,603 - 0,2) + 0,603^2] = 0,75$$

$$(8.29) \Rightarrow \chi_y = \frac{1}{0,75 + \sqrt{0,75^2 - 0,603^2}} = 0,836 < 1,0$$

2) Για λυγισμό κατά τον άξονα zz (λυγισμός κατά τον ασθενή άξονα).

<u>Ισοδύναμο Μήκος λυγισμού L_{cr}</u>

$I_{11}=I_{12}=I_{y,HEA240}$=7760 cm^4 , $I_c=I_1=I_{z,HEB340}$=9690 cm^4 , $L_{11}=L_{12}$=700 cm

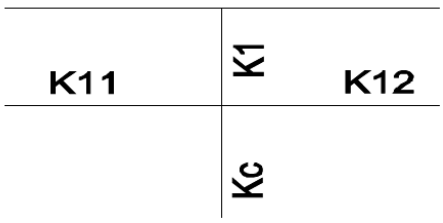
Οι δυσκαμψίες των οριζόντιων δοκών υπολογίζονται σύμφωνα με τον πίνακα Ε.1 του Ευρωκώδικα 3 που αφορά δοκούς που δεν υπόκεινται σε αξονικές δυνάμεις και έχουν αμεταθετά άκρα.

$$K_c = \frac{I_c}{L_c} = \frac{9690}{500} = 19,38\,\text{cm}^3 \qquad K_1 = \frac{I_1}{L_1} = \frac{9690}{400} = 24,23\,\text{cm}^3$$

$$K_{11} = 0,5*\frac{I_{11}}{L_{11}} = 0,5*\frac{7760}{700} = 5,54\,\text{cm}^3 = K_{12}$$

Οι συντελεστές κατανομής δυσκαμψίας έχουν τις ακόλουθες τιμές:

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{19,38 + 24,23}{19,38 + 24,23 + 2*5,54} = 0,797$$



Σχήμα 8.12: Κατανομή δυσκαμψίας για λυγισμό υποστυλώματος περί τον ασθενή του άξονα.

$\eta_2 = 1,00$ Θεωρείται ότι το υποστύλωμα είναι αρθρωτό υπέρ και της ασφαλείας.

Άρα το ισοδύναμο μήκος λυγισμού για υποστύλωμα με αμεταθετά άκρα είναι:

$L_{cr} = 0,5 + 0,14*(\eta_1 + \eta_2) + 0,55*(\eta_1 + \eta_2)^2 * L_c = 0,929*500 = 464,64cm$

<u>Ανηγμένη λυγηρότητα</u>

$$(8.30) \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i_z * \pi * \sqrt{E / f_y}} = \frac{464,64}{7,53*\pi*\sqrt{21000/35,5}} = 0,808$$

Επειδή h/b = 1,133 < 2 τότε σύμφωνα με τους Πίνακες 8.8, 8.9 επιλέγεται καμπύλη λυγισμού c οπότε ο συντελεστής ατελειών είναι ίσος με: α_{LT} = 0,49.

<u>Μειωτικός συντελεστής στρεπτοκαμπτικού λυγισμού χ_{LT}</u>

$$(8.28) \Rightarrow \Phi = 0,5*[1 + 0,49*(0,808 - 0,2) + 0,808^2] = 0,975$$

$$(8.29) \Rightarrow \chi_z = \frac{1}{0,975 + \sqrt{0,975^2 - 0,808^2}} = 0,657 < 1,0$$

$$\chi_{\min} = \min\{\chi_y, \chi_z\} = \min\{0,836; 0,657\} = 0,657$$

$$(8.27) \Rightarrow N_{b,Rd} = \frac{0,657*35,5*171}{1} = 3990\,\text{kN} > N_{Ed} = 2516\,\text{kN}$$

στ. Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

<u>Κρίσιμη ελαστική ροπή M_{cr}</u>

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

E=21000 kN/cm^2
G=8100 kN/cm^2
z_g=0 cm (το φορτίο ασκείται στο κέντρο βάρους)
C1 = 2,704 , C2 = 0 , C3 = 0,676 (από πίνακα F.1.1 EC3 με ψ=-38,44/70,88≈-1/2)
Τα υπόλοιπα στοιχεία έχουν δοθεί πιο πάνω και για διατομή με δύο άξονες συμμετρίας:

$$(8.36) \Rightarrow M_{cr} = 492189\,\text{kNcm} = 4921,89\,\text{kNm} > M_{y,\text{Ed}} = 70,88\,\text{kNm}$$

<u>Ανηγμένη λυγηρότητα</u>

$$(8.35) \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{2408*35,5}{492189}} = 0,417$$

Επειδή h/b = 1,133 < 2 τότε σύμφωνα με τους Πίνακες 8.10, 8.11 επιλέγεται καμπύλη λυγισμού a οπότε ο συντελεστής ατελειών είναι ίσος με: α_{LT} = 0,21.

<u>Μειωτικός συντελεστής στρεπτοκαμπτικού λυγισμού χ_{LT}</u>

$$(8.34) \Rightarrow \Phi_{LT} = 0,5*[1 + 0,21*(0,417 - 0,2) + 0,417^2] = 0,610$$

$$(8.33) \Rightarrow \chi_{LT} = \frac{1}{0,61 + \sqrt{0,61^2 - 0,417^2}} = 0,948 < 1,0$$

<u>Αντοχή κάμψης σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό $M_{b,Rd}$</u>

Από τη σχέση (8.32):

$$M_{b,Rd} = \frac{0,948*35,5*2408}{1} = 81066\,\text{kNcm} = 810,66\,\text{kNm} > M_{y,Ed} = 70,88\,\text{kNm}$$

ζ. Έλεγχος μέλους υπό κάμψη και θλίψη

Ο υπολογισμός γίνεται με τη μέθοδο 2 του Ευρωκώδικα 3 για μέλη που δεν υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις.

Συντελεστές ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής c_m

Από τους Πίνακες 8.12 και 8.13 λαμβάνονται οι συντελεστές και οι τιμές τους είναι:

Για c_{my} : ψ=-38,44/70,88=-0,542 → -1≤ψ≤1 → c_{my}= 0,6+0,4*(-0,542)= 0,4

Για c_{mz} : δεν υπολογίζεται εφόσων M_z=0 kNm.

Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij}

$$c_{my} * (1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) * \frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk} / \gamma_{M1}}) = 0,4 * (1 + (0,603 - 0,2) * \frac{2516}{0,836 * 6070,5 / 1}) = 0,480$$

$$c_{my} * (1 + 0,8 * \frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk} / \gamma_{M1}}) = 0,4 * (1 + 0,8 * \frac{2516}{0,836 * 6070,5}) = 0,559$$

$$k_{yy} = \min\{0,480; 0,559\} = 0,480 \ , \ k_{zy} = 0,6 * k_{yy} = 0,288$$

Άξονας yy

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y * N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} * \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{2516}{0,836 * \frac{6070,5}{1}} + 0,48 * \frac{70,88}{0,948 * \frac{854,84}{1}} = 0,538 < 1,0$$

Άξονας zz

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z * N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} * \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{2516}{0,657 * \frac{6070,5}{1}} + 0,288 * \frac{70,88}{0,948 * \frac{854,84}{1}} = 0,656 < 1,0$$

Επομένως το υποστύλωμα περνάει όλους τους ελέγχους.

8.2.1.5 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Για τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας έγιναν οι έλεγχοι που αναφέρθηκαν πιο πάνω. Επειδή δεν είναι συμμετρική η τοποθέτησή τους σε όλα τα πλαίσια και λόγω της μορφής του κτιρίου ελέγθηκαν όλοι οι σύνδεσμοι καθ'ύψος και σε όλα τα πλαίσια 1, 3, 5 και ελέγχθηκε η εξασφάλιση ομοιογενούς πλαστιμης συμπεριφοράς καθ'υψος. Όλοι οι έλεγχοι έγιναν για σεισμό κατά Χ και πιο συγκεκριμένα για το σεισμικό συνδυασμό 1 (G+G'+0,3*Q+E_x+0,3*E_y). Ενδεικτικά πραουσιάζεται ο έλεγχος του συνδέσμου δυσκαμψίας του πλαισίου 1 του πρώτου ορόφου.

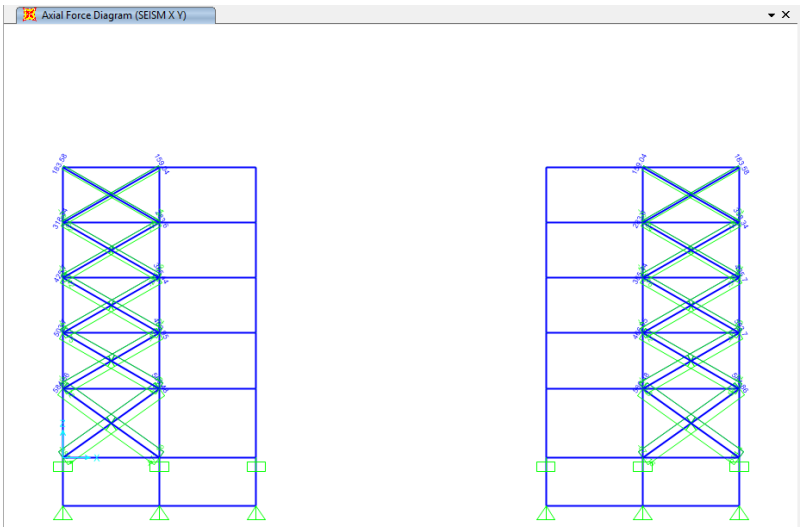
Ο σύνδεσμος του 1^{ου} ορόφου έχει κοίλη διατομή RHS200x100x10με χαρακτηριστικά όπως δίνονται στον Πίνακα 8.17.

Το μήκος του είναι: $L = \sqrt{500^2 + 700^2} = 860,23\text{cm}$ και οι δυνάμεις που δέχεται :

Εφελκυστική: N_t=584,86 kN και θλιπτική: N_c = - 684,40 kN

Πίνακας 8.17: Χαρακτηριστικά διατομής RHS200x100x10.

h (cm)	b (cm)	t_w (cm)	t_f (cm)	h_w (cm)	A (cm^2)	I_z (cm^4)	W_z (cm^3)	i_z (cm)
20	10	1	1	18	54.9	869	174	3.98



Σχήμα 8.13: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων στους κατ.συνδ.δυσκ. του πλαισίου 1 για το σεισμικό συνδυασμό 1.

Μήκος λυγισμού

Θεωρούμε ότι έχει το μισό μήκος λυγισμού εφόσων αυτός συνδέεται στο μέσο.

$L_{cr} = 0,5*L = 0,5*860,23 = 430,11\text{cm}$

Ανηγμένη λυγηρότητα

Αυτή υπολογίζεται για τον ασθενή άξονα αφού αυτός έχει τη μικρότερη ροπή αδράνειας άρα είναι ιδυσμενέστερος.

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i_z * \pi * \sqrt{E / f_y}} = \frac{430,11}{3,98 * \pi * \sqrt{21000 / 35,5}} = 1,414, \text{ ικαν. η (8.4): } 1,3 \le \bar{\lambda}_z \le 2,0$$

Επειδή η διατομή είναι κοίλη εν θερμώ έλασης τότε σύμφωνα με τους Πίνακες 8.8, 8.9 επιλέγεται καμπύλη λυγισμού a για όλους τους άξονες οπότε ο συντελεστής ατελειών είναι ίσος με: $\alpha_{LT} = 0,21$.

Μειωτικός συντελεστής χ

$$(8.29) \Rightarrow \Phi = 0,5*[1 + 0,21*(1,414 - 0,2) + 1,414^2] = 1,628$$

$$(8.30) \Rightarrow \chi = \frac{1}{1,628 + \sqrt{1,628^2 - 1,414^2}} = 0,411 < 1,0$$

$$(8.27) \Rightarrow N_{b,Rd} = \frac{\chi_{\min} * f_y * A}{\gamma_{M1}} = \frac{0,411*35,5*54,9}{1} = 800,94\,\text{kN} > N_c = 684,40\,\text{kN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{f_y * A}{\gamma_{M1}} = \frac{35,5*54,9}{1} = 1948,95\,\text{kN} > N_t = 584,86\,\text{kN}$$

Άρα επαρκεί και για τη θλιπτική και για την εφελκυστική δύναμη.

Υπεραντοχή Ω

$$\Omega = \frac{N_{pl,Rd}}{N_{Ed}} = \frac{1948,95}{684,40} = 2,85$$

Συνοπτικά τώρα παρουσιάζονται οι υπολογισμοί για κάθε πλαίσιο στους Πίνακες 8.18, 8.19, 8.20.

Πίνακας 8.18: Χαρακτηριστικά υπολογισμού κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας πλαισίου 1 με επαρκή πλάστιμη συμπεριφορά καθ' ύψος.

Όροφοι	Διατομή	N_t (kN)	N_c (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_t/N_{pl,Rd}<1,0$
1	200x100x10	584.86	684.4	1948.95	0.38
2	180x100x7.1	503.7	548.22	1320.6	0.38
3	150x100x7.1	425.7	451.75	1167.95	0.36
4	150x100x5	318.34	330.42	841.35	0.38
5	100x100x4	183.58	187.02	539.6	0.34

L_{cr} (cm)	$1,3<\lambda<2,0$	χ	$N_{b,Rd}$ (kN)	$N_c/N_{b,Rd}$	Ω	$(\Omega_{max}-\Omega_{min})/\Omega_{min}$
403.11	1.414	0.411	800.94	0.85	2.85	0.199
403.11	1.299	0.471	622	0.88	2.41	
403.11	1.329	0.454	530.25	0.85	2.59	
403.11	1.296	0.473	397.96	0.83	2.55	
403.11	1.349	0.444	239.58	0.78	2.89	

Πίνακας 8.19: Χαρακτηριστικά υπολογισμού κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας πλαισίου 3 με επαρκή πλάστιμη συμπεριφορά καθ' ύψος.

Όροφοι	Διατομή	N_t (kN)	N_c (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_t/N_{pl,Rd}<1,0$
1	180x100x8	404.34	543.88	1476.8	0.27
2	150x100x8	445.18	521.04	1306.4	0.34
3	150x100x6.3	376.56	421.43	1047.25	0.36
4	150x100x5	287.16	308.1	841.35	0.34
5	100x100x4	176.78	182.8	539.6	0.33

L_{cr} (cm)	$1,3<\lambda<2,0$	χ	$N_{b,Rd}$ (kN)	$N_c/N_{b,Rd}$	Ω	$(\Omega_{max}-\Omega_{min})/\Omega_{min}$
430.12	1.4	0.418	617.3	0.88	2.72	0.19
403.11	1.339	0.449	586.57	0.89	2.51	
403.11	1.316	0.461	482.78	0.87	2.48	
403.11	1.296	0.473	397.96	0.77	2.73	
403.11	1.349	0.444	239.58	0.76	2.95	

Πίνακας 8.20: Χαρακτηριστικά υπολογισμού κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας πλαισίου 5 με επαρκή πλάστιμη συμπεριφορά καθ' ύψος.

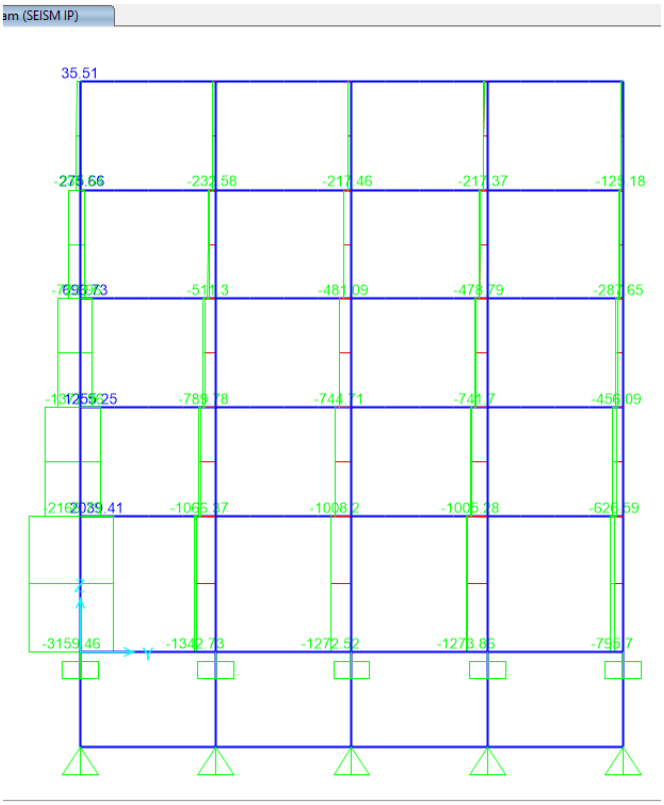
Όροφοι	Διατομή	N_t (kN)	N_c (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_t/N_{pl,Rd}<1,0$
1	180x100x7.1	371.32	476.11	1320.6	0.28
2	150x100x6.3	330.84	380.34	1047.25	0.32
3	150x100x5	300.25	332.7	841.35	0.36
4	150x100x5.6	250.79	267.57	738.4	0.34
5	90x90x4	144.68	148.97	436.65	0.33

L_{cr} (cm)	$1,3<\lambda<2,0$	χ	$N_{b,Rd}$ (kN)	$N_c/N_{b,Rd}$	Ω	$(\Omega_{max}-\Omega_{min})/\Omega_{min}$
430.12	1.386	0.425	561.26	0.85	2.77	0.158
403.11	1.316	0.461	482.78	0.79	2.75	
403.11	1.296	0.473	397.96	0.84	2.53	
403.11	1.374	0.431	318.25	0.84	2.76	
403.11	1.499	0.373	162.87	0.91	2.93	

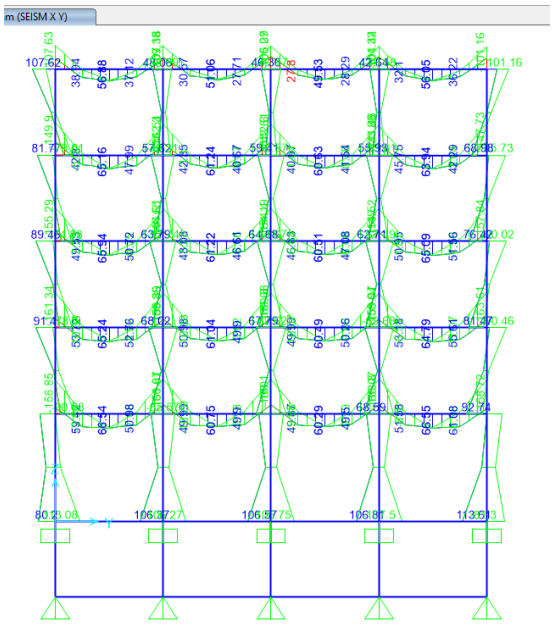
Επομένως όλοι οι σύνδεσμοι ικανοποιούν όλα τα κριτήρια πλαστιμότητας καθ'ύψος.

Για τα υποστυλώματα τώρα αυτά θα πρέπει να ελεγχθούν με μία αξονική δύναμη για την οποία η αξονική που προκαλείται από σεισμό κατά Χ θα πρέπει να προσαυξηθεί με $1{,}1*\gamma_{ov}*\Omega$,όπου Ω η ελάχιστη υπεραντοχή για κάθε πλαίσιο. Παρατηρούμε ότι για Ω=2,95 που είναι η δυσμενέστερη τιμή για υπεραντοχή στο πλαίσιο 3 ότι: 1,1*1,25*2,95=4,06>q=1,5 το οποίο δεν έχει νόημα εφόσον εμείς θέλουμε ελαστική ανάλυση με χαμηλή κατηγορία πλαστιμότητας. Οπότε η αξονική του σεισμού προσαυξάνεται με συντελεστή 1,5=q. Ο συνδυασμός από τον οποίο θα πάρουμε τα μεγέθη είναι: $G+G'+0{,}3*Q+1{,}5*E_x+1{,}5*0{,}3*E_y$. Αυτός ο συνδυασμός δίνει αξονική N=3160 kN στο δυσμενέστερο υποστύλωμα του πρώτου ορόφου ΥΡ-1-1 στη συμβολή πλαισίων 1 και Β με συντεταγμένες (x=7,0 m, y=0,0 m). Τα υπόλοιπα εντατικά μεγέθη τα λαμβάνουμε από τον σεισμικό συνδυασμό 1.

- τέμνουσα V_z = 36,52 kN , τέμνουσα V_y = 3,70 kN
- ροπή $M_{y,down}$ = 113,08 kNm , $M_{y,up}$ = -0,05 kNm , ροπή $M_{z,down}$ = -17,71 kNm , $M_{z,up}$ = -1,87 kNm



Σχήμα 8.14: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων για το υποστύλωμα ΥΡ-1-1 του πλαισίου 1.



Σχήμα 8.15: Διάγραμμα καμπτικών ροπών κατά τον ισχυρό άξονα για το υποστύλωμα ΥΡ-1-1 του πλαισίου 1.

α. Έλεγχος σε κάμψη

<u>Πλαστική ροπή αντοχής διατομής $M_{y,Rd}$</u>

$$(8.7)\begin{cases} M_{y,Rd} = \dfrac{2408*35,5}{1} = 85484\,\text{kNcm} = 854,84\,\text{kNm} > M_{y,Ed} = 113,08\,\text{kNm} \\ M_{z,Rd} = \dfrac{986*35,5}{1} = 35003\,\text{kNcm} = 353,03\,\text{kNm} > M_{z,Ed} = 17,71\,\text{kNm} \end{cases}$$

β. Έλεγχος σε διάτμηση

<u>Εμβαδόν διάτμησης A_v</u>

Για ελατή διατομή Ι και για φορτίο παράλληλο στον κορμό είναι όπως υπολογίστηκε πιο πριν: $A_v = 56,19\,\text{cm}^2$

Για ελατή διατομή Ι και φορτίο παράλληλο στα πέλματα είναι όπως υπολογίστηκε πιο πριν: $A_v = 141,84\,\text{cm}^2$

<u>Πλαστική αντοχή έναντι τέμνουσας $V_{pl,Rd}$</u>

Για τέμνουσα παράλληλη στον κορμό

$$(8.11) \Rightarrow V_{pl,Rd} = \frac{56,19*(35,5/\sqrt{3})}{1} = 1151,67\,\text{kN} > V_{z,Ed} = 36,52\,\text{kN}$$

Για τέμνουσα παράλληλη στα πέλματα

$$(8.11) \Rightarrow V_{pl,Rd} = \frac{141,84*(35,5/\sqrt{3})}{1} = 2644\,\text{kN} > V_{y,Ed} = 3,7\,\text{kN}$$

γ. Έλεγχος σε κάμψη και διάτμηση

$V_{z,Ed} = 36,52\,\text{kN} < 0,5*V_{pl,Rd} = 575,84\,\text{kN}$

Άρα δε χρειάζεται απομείωση της καμπτικής αντίστασης της διατομής λόγω τέμνουσας.

δ. Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και θλίψη

Ελέγχεται αρχικά εάν χρειάζεται να γίνει απομείωση της καμπτικής αντίστασης της διατομής λόγω της αξονικής δύναμης κατά τον y άξονα.

$$(8.18) \Rightarrow 0,25*N_{pl,Rd} = 0,25*A*f_y = 0,25*171*35,5 = 0,25*6070,5 = 1517,63\,\text{kN}$$

$$(8.19) \Rightarrow \frac{0,5*h_w*t_w*f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5*24,3*1,2*35,5}{1} = 517,59\,\text{kN}$$

$$\text{N}_{Ed} = 3160\,\text{kN} > 0,25*N_{pl,Rd} \quad , \quad \text{N}_{Ed} > \frac{0,5*h_w*t_w*f_y}{\gamma_{M0}}$$

Άρα χρειάζεται απομείωση της καμπτικής ροπής αντίστασης.

$$(8.24)\begin{cases} n = \dfrac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \dfrac{3160}{6070,5} = 0,521 \\ a = \min\{\dfrac{171-2*30*2,15}{171};0,5\} = \min\{0,246;0,5\} = 0,246 \end{cases}$$

Από τη σχέση (8.21):

$$M_{N,y,Rd} = \min\{M_{pl,y,Rd}*\frac{1-n}{1-0,5*a};M_{pl,y,Rd}\} = \min\{467,23;854,84\} = 467,23\,\text{kNm}$$

Κατά τον z άξονα:

$$(8.20) \Rightarrow \frac{h_w*t_w*f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{24,3*1,2*35,5}{1} = 1035,18\,\text{kN} < N_{Ed} = 3160\,\text{kN}$$

Άρα χρειάζεται απομείωση της καμπτικής ροπής αντίστασης.

$n = 0,521$, a=0,246 και από τη σχέση (8.23):

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,zRd}*[1-(\frac{n-a}{1-a})^2] = 350,03*[1-(\frac{0,521-0,246}{1-0,246})^2] = 303,54\,\text{kNm}$$

Για διαξονική κάμψη σε I διατομή: α=2 , β=max{5*n;1}=max{2,61;1}=2,61.

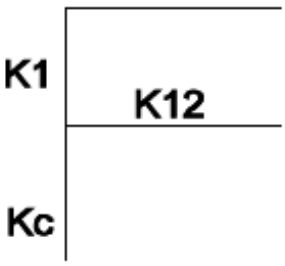
$$(8.25) \Rightarrow [\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}]^{\alpha} + [\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}]^{\beta} = [\frac{113,08}{467,23}]^2 + [\frac{17,71}{303,54}]^{2,60} = 0,06 < 1$$

Άρα η διατομή επαρκεί σε διαξονική κάμψη και θλίψη.

ε. Έλεγχος μέλους σε καμπτικό λυγισμό

1) Για λυγισμό κατά τον άξονα yy (λυγισμός κατά τον ισχυρό άξονα).

<u>Ισοδύναμο Μήκος λυγισμού L_{cr}</u>



Σχήμα 8.16: Κατανομή δυσκαμψίας για λυγισμό υποστυλώματος περί τον ισχυρό του άξονα.

$I_{12}=I_{y,HEB260}=14920\ cm^4$, $I_c=I_1=I_{y,HEB340}=36660\ cm^4$, $L_{12}=500\ cm$

Οι δυσκαμψίες των οριζόντιων δοκών υπολογίζονται σύμφωνα με τον πίνακα Ε.1 του Ευρωκώδικα 3 που αφορά δοκούς που δεν υπόκεινται σε αξονικές δυνάμεις και έχουν μεταθετά άκρα.

$$K_c = \frac{I_c}{L_c} = \frac{36660}{500} = 73,32\,\text{cm}^3 \qquad K_1 = \frac{I_1}{L_1} = \frac{36660}{400} = 91,65\,\text{cm}^3$$

$$K_{12} = 1,5*\frac{I_{11}}{L_{11}} = 1,5*\frac{14920}{500} = 44,76\,\text{cm}^3$$

Οι συντελεστές κατανομής δυσκαμψίας έχουν τις ακόλουθες τιμές:

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{12}} = \frac{73,32+91,65}{73,32+91,65+44,76} = 0,787$$

$\eta_2 = 0,00$ Θεωρείται ότι το υποστύλωμα είναι πακτωμένο.

Άρα το ισοδύναμο μήκος λυγισμού για υποστύλωμα με μεταθετά άκρα είναι:

$$L_{cr} = \sqrt{\frac{1-0,2*(\eta_1+\eta_2)-0,12*\eta_1*\eta_2}{1-0,8*(\eta_1+\eta_2)+0,6*\eta_1*\eta_2}}*L_c = 1,508*500 = 753,83\,\text{cm}$$

<u>Ανηγμένη λυγηρότητα</u>

$$(8.30) \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr}}{i_y*\pi*\sqrt{E/f_y}} = \frac{753,83}{14,6*\pi*\sqrt{21000/35,5}} = 0,676$$

Επειδή h/b = 1,133 < 2 τότε σύμφωνα με τους Πίνακες 8.8, 8.9 επιλέγεται καμπύλη λυγισμού b οπότε ο συντελεστής ατελειών είναι ίσος με: α_{LT} = 0,34.

<u>Μειωτικός συντελεστής στρεπτοκαμπτικού λυγισμού χ_{LT}</u>

$$(8.29) \Rightarrow \Phi = 0,5*[1+0,34*(0,676-0,2)+0,676^2] = 809$$

$$(8.28) \Rightarrow \chi_y = \frac{1}{0,809+\sqrt{0,809^2-0,676^2}} = 0,797 < 1,0$$

2) Για λυγισμό κατά τον άξονα zz (λυγισμός κατά τον ασθενή άξονα).

<u>Ισοδύναμο Μήκος λυγισμού L_{cr}</u>

Λόγω του ότι κατά τον ασθενή άξονα το υποστύλωμα έχει το σύνδεσμο δυσκαμψίας είναι δηλαδή αμφιαρθρωτό τότε:

$$L_{cr} = 500cm$$

<u>Ανηγμένη λυγηρότητα</u>

$$(8.30) \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i_z*\pi*\sqrt{E/f_y}} = \frac{500}{7,53*\pi*\sqrt{21000/35,5}} = 0,869$$

Επειδή h/b = 1,133 < 2 τότε σύμφωνα με τους Πίνακες 8.8, 8.9 επιλέγεται καμπύλη λυγισμού c οπότε ο συντελεστής ατελειών είναι ίσος με: α_{LT} = 0,49.

<u>Μειωτικός συντελεστής στρεπτοκαμπτικού λυγισμού χ_{LT}</u>

$$(8.29) \Rightarrow \Phi = 0,5*[1+0,49*(0,869-0,2)+0,869^2] = 1,042$$

$$(8.28) \Rightarrow \chi_z = \frac{1}{1,042+\sqrt{1,042^2-0,869^2}} = 0,619 < 1,0$$

$$\chi_{\min} = \min\{\chi_y, \chi_z\} = \min\{0,797; 0,619\} = 0,619$$

$$(8.27) \Rightarrow N_{b,Rd} = \frac{\chi_{\min} * f_y * A}{\gamma_{M1}} = \frac{0,619*35,5*171}{1} = 3758\,\text{kN} > N_{Ed} = 3160\,\text{kN}$$

στ. Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Κρίσιμη ελαστική ροπή M_{cr}

$k=k_w=1,00$ (για απλές στρεπτικές στηρίξεις)
$E=21000$ kN/cm^2
$G=8100$ kN/cm^2
$z_g=0$ cm (το φορτίο ασκείται στο κέντρο βάρους)
C1 = 1,879 , C2 = 0 , C3 = 0,939 (από πίνακα F.1.1 EC3 με ψ≈0)
Τα υπόλοιπα στοιχεία έχουν δοθεί πιο πάνω και για διατομή με δύο άξονες συμμετρίας:

$$(8.36) \Rightarrow M_{cr} = 342021\,\text{kNcm} = 3420,21\,\text{kNm} > M_{y,\text{Ed}} = 113,08\,\text{kNm}$$

Ανηγμένη λυγηρότητα

$$(8.35) \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{2408*35,5}{342021}} = 0,5$$

Επειδή h/b = 1,133 < 2 τότε σύμφωνα με τους Πίνακες 8.10, 8.11 επιλέγεται καμπύλη λυγισμού a οπότε ο συντελεστής ατελειών είναι ίσος με: $\alpha_{LT} = 0,21$.

Μειωτικός συντελεστής στρεπτοκαμπτικού λυγισμού χ_{LT}

$$(8.34) \Rightarrow \Phi_{LT} = 0,5*[1+0,21*(0,5-0,2)+0,5^2] = 0,656$$

$$(8.33) \Rightarrow \chi_{LT} = \frac{1}{0,656+\sqrt{0,656^2-0,5^2}} = 0,924 < 1,0$$

Αντοχή κάμψης σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό $M_{b,Rd}$

Από τη σχέση (8.32):

$$M_{b,Rd} = \frac{0,924*35,5*2408}{1} = 79012\,\text{kNcm} = 790,12\,\text{kNm} > M_{y,Ed} = 113,08\,\text{kNm}$$

ζ. Έλεγχος μέλους υπό κάμψη και θλίψη

Ο υπολογισμός γίνεται με τη μέθοδο 2 του Ευρωκώδικα 3 για μέλη που δεν υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις.

Συντελεστές ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής c_m

Από τους Πίνακες 8.12 και 8.13 λαμβάνονται οι συντελεστές και οι τιμές τους είναι:

Για c_{my} : ψ=-0,05/-113,08=0→ -1≤ψ≤1 → c_{my}= 0,6+0,4*0=0,6

Για c_{mz} : ψ=-1,87/-17,71=0,106→ -1≤ψ≤1 → c_{mz}= 0,6+0,4*0,106=0,642

Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij}

$$c_{my}*(1+(\bar{\lambda}_y-0,2)*\frac{N_{Ed}}{\chi_y*N_{Rk}/\gamma_{M1}}) = 0,6*(1+(0,676-0,2)*\frac{3160}{0,797*6070,5/1}) = 0,787$$

$$c_{my}*(1+0,8*\frac{N_{Ed}}{\chi_y*N_{Rk}/\gamma_{M1}}) = 0,6*(1+0,8*\frac{3160}{0,797*6070,5}) = 0,914$$

$$k_{yy} = \min\{0,787;0,914\} = 0,787 \;,\; k_{zy} = 0,6*k_{yy} = 0,472$$

$$c_{mz} * (1 + (2 * \bar{\lambda}_z - 0,6) * \frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{Rk} / \gamma_{M1}}) = 0,642 * (1 + (2 * 0,869 - 0,6) * \frac{3160}{0,619 * 6070,5 / 1}) = 1,257$$

$$c_{mz} * (1 + 1,4 * \frac{N_{Ed}}{\chi_z * N_{Rk} / \gamma_{M1}}) = 0,642 * (1 + 1,4 * \frac{3160}{0,619 * 6070,5}) = 1,398$$

$$k_{zz} = \min\{1,257; 1,398\} = 1,257 \ , \ k_{yz} = 0,6 * k_{zz} = 0,754$$

<u>Άξονας yy</u>

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y * N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} * \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} * \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{3160}{0,797 * \frac{6070,5}{1}} + 0,787 * \frac{113,08}{0,924 * \frac{854,84}{1}} +$$

$$+0,754 * \frac{17,71}{\frac{350,03}{1}} = 0,804 < 1,0$$

<u>Άξονας zz</u>

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z * N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} * \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} * \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{3160}{0,619 * \frac{6070,5}{1}} + 0,472 * \frac{113,08}{0,924 * \frac{854,84}{1}} +$$

$$+1,257 * \frac{17,71}{\frac{350,03}{1}} = 0,972 < 1,0$$

Επομένως το υποστύλωμα περνάει όλους τους ικανοτικούς ελέγχους.

8.2.2 Κτίριο Β

8.2.2.1 Κύρια δοκός

Η κύρια δοκός του κτιρίου Β είναι αμφιαρθρωτή καθώς λόγω του ότι έχουμε κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας και κατά τη διεύθυνση Y αυτοί εξασφαλίζουν την πλευρική ευστάθεια, ενώ το πλαίσιο αναλαμβάνει φορτία βαρύτητας. Δυσμενέστερες είναι οι δοκοί για τους συνδυασμούς (1) έως (5) της Ο.Κ.Α με κύρια τα κατακόρυφα κινητά φορτία και εντατικά μεγέθη:

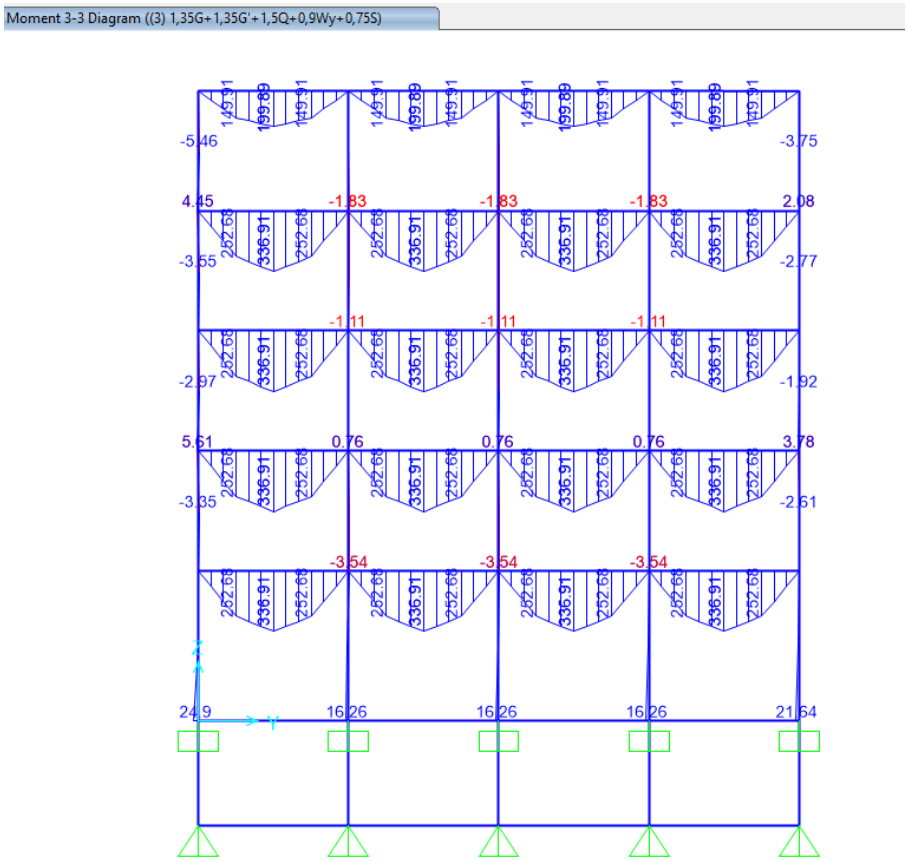
- τέμνουσα V_z = 202,91 kN
- ροπή M_y = 336,91 kNm

Για την κύρια δοκό μήκους L=500cm χρησιμοποίηθηκε η διατομή HEB260 διατομή κατηγορίας 1 με χαρακτηριστικά διατομής όπως ορίστηκαν πιο πριν.

Η μορφή του διαγράμματος ροπών φαίνεται στο Σχήμα 8.17 της επόμενης σελίδας.

α. Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη

$$(8.7) \Rightarrow \ M_{y,Rd} = \frac{1283 * 35,5}{1} = 45546,5 \text{kNcm} = 455,47 \text{kNm} > M_{y,Ed} = 336,91 \text{kNm}$$



Σχήμα 8.17: Διάγραμμα ροπών M_y στις κύριες δοκούς.

β. Έλεγχος σε διάτμηση

Έχει υπολογιστεί από πριν για ελατή διατομή I και για φορτίο παράλληλο στον κορμό:

$$(8.11) \Rightarrow V_{pl,Rd} = \frac{37,15*(35,5/\sqrt{3})}{1} = 761,42\,\text{kN} > V_{z,Ed} = 202,91\,\text{kN}$$

γ. Έλεγχος σε κάμψη και διάτμηση

$$V_{z,Ed} = 202,91\,\text{kN} < 0,5*V_{pl,Rd} = 380,71\,\text{kN}$$

Άρα δε χρειάζεται απομείωση της καμπτικής αντίστασης της διατομής λόγω τέμνουσας.

δ. Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

$k=k_w=1,00$ (για απλές στρεπτικές στηρίξεις)
$E=21000$ kN/cm^2
$G=8100$ kN/cm^2
$z_g=0$ (το φορτίο ασκείται στο κέντρο βάρους)
C1 = 1,132 , C2 = 0,459 , C3 = 0,525 (για αμφιαρθρωτή στήριξη με κατανεμημένο φορτίο υπερ της ασφαλείας)
Τα υπόλοιπα στοιχεία έχουν δοθεί πιο πάνω.

$$(8.36) \Rightarrow M_{cr} = 94229\,\text{kNcm} = 942,30\,\text{kNm} > M_{y,\text{Ed}} = 336,91\,\text{kNm}$$

$$(8.35) \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1283*35,5}{94229}} = 0,695$$

Επειδή h/b = 1 < 2 τότε σύμφωνα με τους Πίνακες 8.10, 8.11 επιλέγεται καμπύλη λυγισμού a οπότε ο συντελεστής ατελειών είναι ίσος με: α_{LT} = 0,21.

$$(8.34) \Rightarrow \Phi_{LT} = 0,5*[1+0,21*(0,695-0,2)+0,695^2] = 0,794 \ ,$$

$$(8.33) \Rightarrow \chi_{LT} = \frac{1}{0,794+\sqrt{0,794^2-0,695^2}} = 0,850 < 1,0$$

Από τη σχέση (8.32):

$$M_{b,Rd} = \frac{0,850*35,5*1283}{1} = 38713\,\text{kNcm} = 387,13\,\text{kNm} > M_{y,Ed} = 336,91\,\text{kNm}$$

Επομένως η διατομή της κύριας δοκού είναι επαρκής σε Ο.Κ.Α..

8.2.2.2 Δευτερεύουσα δοκός

Η δευτερεύουσα δοκός δέχεται τα ίδια μεγέθη με τη δευτερεύουσα του κτιρίου Α οπότε επαρκεί σε Ο.Κ.Α. για το κτίριο Β.

8.2.2.3 Διαδοκίδα

Η διαδοκίδα δέχεται και αυτή τα ίδια μεγέθη με τη διαδοκίδα του κτιρίου Α οπότε επαρκεί και αυτή σε Ο.Κ.Α. για το κτίριο Β.

8.2.2.4 Υποστύλωμα

Για το υποστύλωμα το οποίο ελέγχεται στο βασικό συνδυασμό (3) Ο.Κ.Α, με διεύθυνση ανέμου κατά Y, δυσμενέστερα είναι τα υποστυλώματα του πρώτου ορόφου που βρίσκονται σε εσωτερικά πλαίσια και τα οποία, παρουσιάζουν τα ίδια εντατικά μεγέθη με τις τιμές τους όπως φαίνονται στον Πίνακα 8.21.

- αξονική N = 2515,55 kN
- τέμνουσα V_z = 4,00 kN
- ροπή $M_{y,down}$ = 16,26 kNm , $M_{y,up}$ = -3,54 kNm

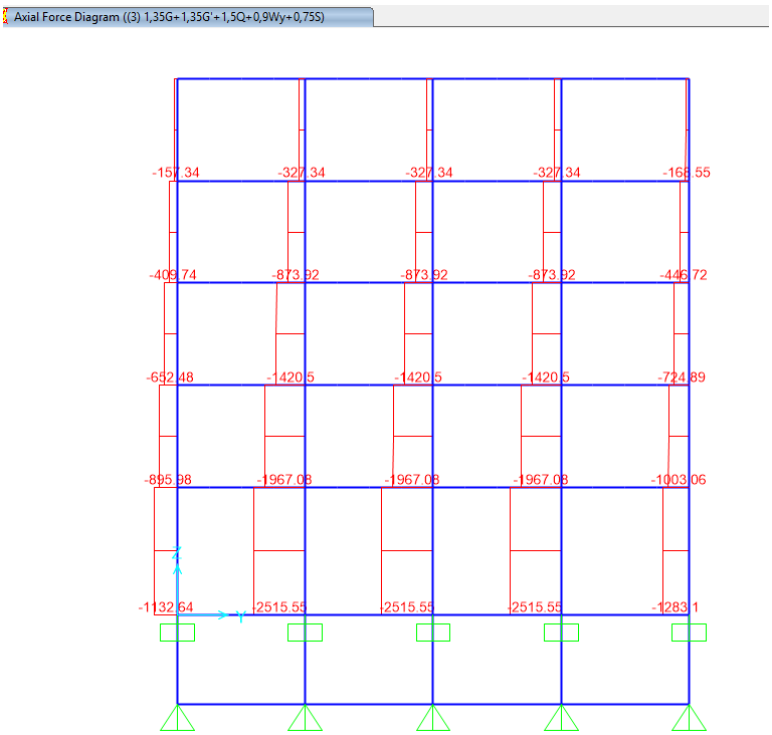
Για το υποστύλωμα μήκους L=500cm χρησιμοποιήθηκε η διατομή HEB360 διατομή κατηγορίας 1 με χαρακτηριστικά διατομής αυτά στον επόμενο πίνακα.

Πίνακας 8.21: Χαρακτηριστικά διατομής HEB360.

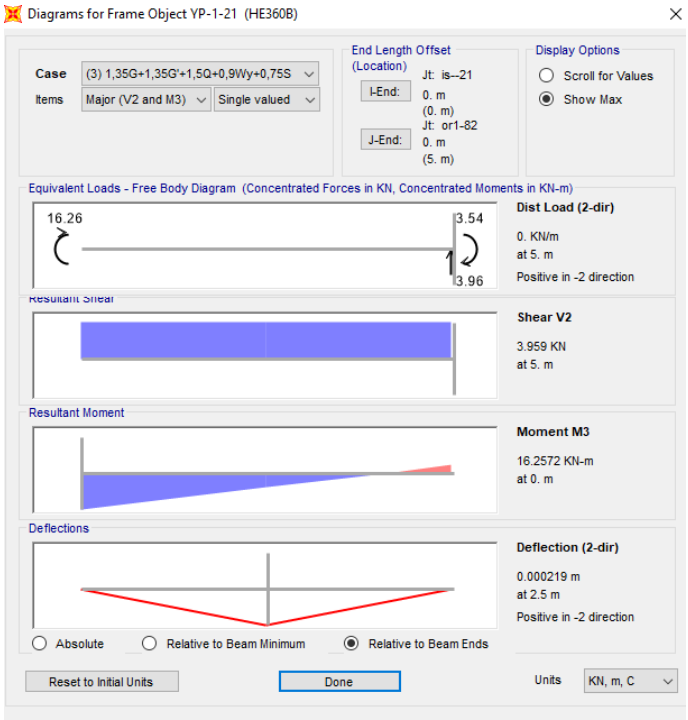
h (cm)	b (cm)	t_w (cm)	t_f (cm)	r (cm)	h_w (cm)	A (cm^2)	I_y (cm^4)	W_y (cm^3)	i_y (cm)	I_z (cm^4)	W_z (cm^3)	i_z (cm)
36	30	1.25	2.25	2.7	26.1	181	43190	2400	15.5	10140	676	7.49

$W_{pl,y}$ (cm^3)	$W_{pl,z}$ (cm^3)	I_t (cm^4)	I_w (cm^6)
2683	1032	293	2883000

Στα Σχήματα 8.18, 8.19 φαίνεται η θέση και η μορφή των εντατικών μεγεθών των υποστυλωμάτων και έπειτα πραγματοποιούνται οι έλεγχοι.



Σχήμα 8.18: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N στα υποστυλώματα.



Σχήμα 8.19: Διάγραμμα ροπών τεμνουσών V_z και ροπών κάμψης M_y στα υποστυλώματα.

α. Έλεγχος σε κάμψη

$$(8.7) \Rightarrow \; M_{y,Rd} = \frac{2683 * 35,5}{1} = 95247\,\text{kNcm} = 952,47\,\text{kNm} > M_{y,Ed} = 16,26\,\text{kNm}$$

Κατά z δεν χρειάζεται να γίνει έλεγχος εφόσον $M_{z,Ed} = 0,00 kNm$.

β. Έλεγχος σε διάτμηση

Για ελατή διατομή I και για φορτίο παράλληλο στον κορμό είναι από τη σχέση (8.12):

$A_v = \max\{60,96; 39,15\} = 60,96\,\text{cm}^2$

Για ελατή διατομή I και φορτίο παράλληλο στα πέλματα είναι από τη σχέση (8.13):

$A_v = 181 - 26,1*1,25 = 135\,\text{cm}^2$

Για τέμνουσα παράλληλη στον κορμό

(8.11) $\Rightarrow V_{pl,Rd} = \dfrac{60,96*(35,5/\sqrt{3})}{1} = 1249,48\,\text{kN} > V_{z,Ed} = 4,00\,\text{kN}$

Για τέμνουσα παράλληλη στα πέλματα

Δεν απαιτείται έλεγχος εφόσων $V_{y,Ed} = 0,00\,\text{kN}$.

γ. Έλεγχος σε κάμψη και διάτμηση

$V_{z,Ed} = 4,00\,\text{kN} < 0,5*V_{pl,Rd} = 624,74\,\text{kN}$

Άρα δε χρειάζεται απομείωση της καμπτικής αντίστασης της διατομής λόγω τέμνουσας.

δ. Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και θλίψη

Ελέγχεται εάν χρειάζεται να γίνει απομείωση της καμπτικής αντίστασης της διατομής λόγω της αξονικής δύναμης μόνο κατά τον y άξονα καθώς κατά τον z η καμπτική ροπή είναι μηδέν.

(8.18) $\Rightarrow 0,25*N_{pl,Rd} = 0,25*181*35,5 = 0,25*6425,5 = 1606,38\,\text{kN} < N_{Ed}$,

(8.19) $\Rightarrow \dfrac{0,5*h_w*t_w*f_y}{\gamma_{M0}} = 579,09\,\text{kN} < N_{Ed} = 2515,55\,\text{kN}$

Άρα χρειάζεται απομείωση της καμπτικής ροπής αντίστασης.

(8.24) $\begin{cases} n = \dfrac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \dfrac{2515,55}{6425,55} = 0,391 \\ a = \min\{\dfrac{181-2*30*2,25}{181}; 0,5\} = \min\{0,254; 0,5\} = 0,254 \end{cases}$

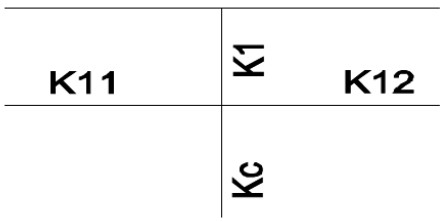
(8.21) $\Rightarrow M_{N,y,Rd} = \min\{663,94; 952,47\} = 663,94\,\text{kNm}$

$M_{Ed} = 16,26\,\text{kNm} < M_{N,y,Rd}$

Άρα η διατομή επαρκεί σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη.

ε. Έλεγχος μέλους σε καμπτικό λυγισμό

1) Για λυγισμό κατά τον άξονα yy (λυγισμός κατά τον ισχυρό άξονα).



Σχήμα 8.20: Κατανομή δυσκαμψίας για λυγισμό υποστυλώματος περί τον ισχυρό του άξονα.

$I_{11}=I_{12}=I_{y,HEB260}=14920\ cm^4$, $I_c=I_1=I_{y,HEB360}=43190\ cm^4$, $L_{11}=L_{12}=500\ cm$
Οι δυσκαμψίες των οριζόντιων δοκών υπολογίζονται σύμφωνα με τον πίνακα Ε.1 του Ευρωκώδικα 3 που αφορά δοκούς που δεν υπόκεινται σε αξονικές δυνάμεις και έχουν αμεταθετά άκρα.

$$K_c = \frac{I_c}{L_c} = \frac{43190}{500} = 86,38\,\text{cm}^3 \qquad , \qquad K_1 = \frac{I_1}{L_1} = \frac{43190}{400} = 107,98\,\text{cm}^3$$

$$K_{11} = 0,5 * \frac{I_{11}}{L_{11}} = 0,5 * \frac{14920}{500} = 14,92\,\text{cm}^3 = K_{12}$$

Οι συντελεστές κατανομής δυσκαμψίας έχουν τις ακόλουθες τιμές:

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = 0,867 \ , \ \eta_2 = 0,00 \ \text{(υποστύλωμα πακτωμένο)}$$

Άρα το ισοδύναμο μήκος λυγισμού για υποστύλωμα με αμεταθετά άκρα είναι:

$$L_{cr} = 0,5 + 0,14*(\eta_1 + \eta_2) + 0,55*(\eta_1 + \eta_2)^2 * L_c = 0,663*500 = 331,5\,\text{cm}$$

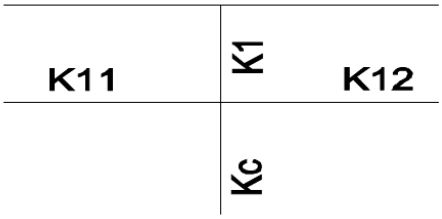
$$(8.30) \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{331,5}{15,5*\pi*\sqrt{21000/35,5}} = 0,280$$

Επειδή h/b = 1,133 < 2 τότε σύμφωνα με τους Πίνακες 8.8, 8.9 επιλέγεται καμπύλη λυγισμού b οπότε ο συντελεστής ατελειών είναι ίσος με: $\alpha_{LT} = 0,34$.

$$(8.29) \Rightarrow \Phi = 0,5*[1 + 0,34*(0,280 - 0,2) + 0,280^2] = 0,553$$

$$(8.28) \Rightarrow \chi_y = \frac{1}{0,553 + \sqrt{0,553^2 - 0,280^2}} = 0,971 < 1,0$$

2) Για λυγισμό κατά τον άξονα zz (λυγισμός κατά τον ασθενή άξονα).



Σχήμα 8.21: Κατανομή δυσκαμψίας για λυγισμό υποστυλώματος περί τον ασθενή του άξονα.

$I_{11}=I_{12}=I_{y,HEA240}=7760\ cm^4$, $I_c=I_1=I_{z,HEB360}=10140\ cm^4$, $L_{11}=L_{12}=700\ cm$
Οι δυσκαμψίες των οριζόντιων δοκών υπολογίζονται όπως πριν για αμετάθετα πλαίσια.

$$K_c = \frac{I_c}{L_c} = \frac{10140}{500} = 20,28\,\text{cm}^3 \qquad K_1 = \frac{I_1}{L_1} = \frac{10140}{400} = 25,35\,\text{cm}^3$$

$$K_{11} = 0,5 * \frac{I_{11}}{L_{11}} = 0,5 * \frac{7760}{700} = 5,54\,\text{cm}^3 = K_{12}$$

Οι συντελεστές κατανομής δυσκαμψίας έχουν τις ακόλουθες τιμές:

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = 0,805 \ , \ \eta_2 = 1,00 \ \text{(υποστύλωμα αρθρωτό υπέρ της ασφαλείας)}$$

$$L_{cr} = 0,5 + 0,14*(\eta_1 + \eta_2) + 0,55*(\eta_1 + \eta_2)^2 * L_c = 0,932*500 = 465,87\,\text{cm}$$

$$(8.30) \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{465,87}{7,49*\pi*\sqrt{21000/35,5}} = 0,814$$

Επειδή h/b = 1,133 < 2 τότε σύμφωνα με τους Πίνακες 8.8, 8.9 επιλέγεται καμπύλη λυγισμού c οπότε ο συντελεστής ατελειών είναι ίσος με: α_{LT} = 0,49.

$$(8.29) \Rightarrow \Phi = 0,5*[1+0,49*(0,814-0,2)+0,814^2] = 0,982$$

$$(8.28) \Rightarrow \chi_z = \frac{1}{0,982+\sqrt{0,982^2-0,814^2}} = 0,653 < 1,0$$

$$\chi_{\min} = \min\{\chi_y, \chi_z\} = \min\{0,971; 0,653\} = 0,653$$

$$(8.27) \Rightarrow N_{b,Rd} = \frac{\chi_{\min} * f_y * A}{\gamma_{M1}} = \frac{0,653*35,5*181}{1} = 4198,11\,\text{kN} > N_{Ed} = 2515,55\,\text{kN}$$

στ. Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

$k=k_w$=1,00 (για απλές στρεπτικές στηρίξεις)
z_g=0 cm (το φορτίο ασκείται στο κέντρο βάρους)
C1 = 2,281 , C2 = 0 , C3 = 0,855 (από πίνακα F.1.1 EC3 με ψ=-3,54/16,26≈-1/4)
Τα υπόλοιπα στοιχεία έχουν δοθεί πιο πάνω.

$$(8.36) \Rightarrow M_{cr} = 456451\,\text{kNcm} = 4564,51\,\text{kNm} > M_{y,\text{Ed}} = 16,26\,\text{kNm}$$

$$(8.35) \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{2683*35,5}{492189}} = 0,457$$

Επειδή h/b = 1,133 < 2 τότε σύμφωνα με τους Πίνακες 8.10, 8.11 επιλέγεται καμπύλη λυγισμού a οπότε ο συντελεστής ατελειών είναι ίσος με: α_{LT} = 0,21.

$$(8.34) \Rightarrow \Phi_{LT} = 0,5*[1+0,21*(0,457-0,2)+0,457^2] = 0,631$$

$$(8.33) \Rightarrow \chi_{LT} = \frac{1}{0,631+\sqrt{0,631^2-0,457^2}} = 0,937 < 1,0$$

Από τη σχέση (8.32):

$$M_{b,Rd} = \frac{0,937*35,5*2683}{1} = 89263\,\text{kNcm} = 892,63\,\text{kNm} > M_{y,Ed} = 16,26\,\text{kNm}$$

ζ. Έλεγχος μέλους υπό κάμψη και θλίψη

Ο υπολογισμός γίνεται με τη μέθοδο 2 του Ευρωκώδικα 3 για μέλη που δεν υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις και οι συντελεστές λαμβάνονται όπως για το κτίριο Α.

Για c_{my} : ψ=-3,54/16,26=-0,218 → -1≤ψ≤1 → c_{my}= 0,6+0,4*(-0,218)= 0,513

Για c_{mz} : δεν υπολογίζεται εφόσων M_z=0 kNm.

<u>Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij}</u>

$$k_{yy} = \min\{c_{my}*(1+(\bar{\lambda}_y-0,2)*\frac{N_{Ed}}{\chi_y*N_{Rk}/\gamma_{M1}}); c_{my}*(1+0,8*\frac{N_{Ed}}{\chi_y*N_{Rk}/\gamma_{M1}})\} =$$

$$= \min\{0,529; 0,678\} = 0,529,\ k_{zy} = 0,6*k_{yy} = 0,318$$

Άξονας yy

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y * N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} * \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{2515,55}{0,971 * \frac{6425,55}{1}} + 0,529 * \frac{16,26}{0,937 * \frac{952,47}{1}} = 0,413 < 1,0$$

Άξονας zz

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z * N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} * \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{2515,55}{0,653 * \frac{6425,55}{1}} + 0,318 * \frac{16,26}{0,937 * \frac{952,47}{1}} = 0,605 < 1,0$$

Επομένως το υποστύλωμα περνάει όλους τους ελέγχους.

8.2.2.5 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Για τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας ελέγχθηκαν όπως έγινε και για το κτίριο Α οι σύνδεσμοι κατά Χ των πλαισίων 1 , 3 , 5 για σεισμό κατά Χ και πιο συγκεκριμένα για το σεισμικό συνδυασμό 1 (G+G'+0,3*Q+0,3*E_x+E_y) και οι σύνδεσμοι κατά Υ των πλαισίων Α , Η για σεισμό κατά Υ και πιο συγκεκριμένα για το σεισμικό συνδυασμό 2 (G+G'+0,3*Q+E_x+0,3*E_y). Τα αποτελέσματα λόγω του μεγέθους τους παρουσιάζονται στους Πίνακες 8.22, 8.23, 8.24, 8.25, 8.26.

Για κάθε πλαίσιο των κατ. Συνδ. Δυσκ. Κατά Χ:

Πίνακας 8.22: Χαρακτηριστικά υπολογισμού κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας πλαισίου 1 με επαρκή πλάστιμη συμπεριφορά καθ' ύψος.

Όροφοι	Διατομή	N_t (kN)	N_c (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_t/N_{pl,Rd}$<1,0
1	200x100x7.1	441.51	514.48	1420	0.31
2	150x100x7.1	398.79	434.06	1167.95	0.34
3	150x100x6.3	329.33	352.48	1047.25	0.31
4	100x100x5	223.43	232.9	663.85	0.34
5	90x90x4	151.67	154.72	482.8	0.31

L_{cr} (cm)	1,3<λ<2,0	χ	$N_{b,Rd}$ (kN)	$N_c/N_{b,Rd}$	Ω	$(\Omega_{max}-\Omega_{min})/\Omega_{min}$
430.12	1.373	0.431	612.02	0.84	2.76	0.16
403.11	1.329	0.454	530.25	0.82	2.69	
403.11	1.316	0.461	482.78	0.73	2.97	
403.11	1.367	0.434	288.11	0.81	2.85	
403.11	1.507	0.369	178.15	0.87	3.12	

Πίνακας 8.23: Χαρακτηριστικά υπολογισμού κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας πλαισίου 3 με επαρκή πλάστιμη συμπεριφορά καθ' ύψος.

Όροφοι	Διατομή	N_t (kN)	N_c (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_t/N_{pl,Rd}<1,0$
1	200x100x6.3	409.18	514.87	1270.9	0.32
2	180x100x6.3	421.43	478.95	1182.15	0.36
3	150x100x6.3	346.37	384.02	1047.25	0.33
4	100x100x6.3	287.67	306.82	823.6	0.35
5	100x100x3.6	159.44	164.49	486.35	0.33

L_{cr} (cm)	$1,3<\lambda<2,0$	χ	$N_{b,Rd}$ (kN)	$N_c/N_{b,Rd}$	Ω	$(\Omega_{max}-\Omega_{min})/\Omega_{min}$
430.12	1.36	0.438	556.65	0.92	2.47	0.198
403.11	1.297	0.476	562.7	0.85	2.47	
403.11	1.316	0.461	482.78	0.8	2.73	
403.11	1.388	0.424	349.21	0.88	2.68	
403.11	1.346	0.445	216.43	0.76	2.96	

Πίνακας 8.24: Χαρακτηριστικά υπολογισμού κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας πλαισίου 5 με επαρκή πλάστιμη συμπεριφορά καθ' ύψος.

Όροφοι	Διατομή	N_t (kN)	N_c (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_t/N_{pl,Rd}<1,0$
1	200x100x7.1	484.17	579.51	1420	0.34
2	150x100x6.3	403.28	444.67	1047.25	0.39
3	150x100x6.3	370.95	401.43	1047.25	0.35
4	100x100x6.3	300	315.18	823.6	0.36
5	100x100x3.6	164.33	168.41	486.35	0.34

L_{cr} (cm)	$1,3<\lambda<2,0$	χ	$N_{b,Rd}$ (kN)	$N_c/N_{b,Rd}$	Ω	$(\Omega_{max}-\Omega_{min})/\Omega_{min}$
430.12	1.373	0.431	612.02	0.95	2.45	0.225
403.11	1.316	0.461	482.78	0.92	2.36	
403.11	1.316	0.461	482.78	0.83	2.61	
403.11	1.388	0.424	349.21	0.9	2.61	
403.11	1.346	0.445	216.43	0.78	2.89	

Για κάθε πλαίσιο των κατ. Συνδ. Δυσκ. Κατά Y:

Πίνακας 8.25: Χαρακτηριστικά υπολογισμού κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας πλαισίου A , 2-3 με επαρκή πλάστιμη συμπεριφορά καθ' ύψος.

Όροφοι	Διατομή	N_t (kN)	N_c (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_t/N_{pl,Rd}<1,0$
1	HEB140	520.03	665.75	1526.5	0.34
2	160x80x11	565.59	667.67	1657.85	0.34
3	160x80x8	439.85	496.95	1249.6	0.35
4	120x80x8	367.07	397.51	1022.4	0.36
5	80x80x6.3	232.26	240.94	642.55	0.36

L_{cr} (cm)	$1,3<\lambda<2,0$	χ	$N_{b,Rd}$ (kN)	$N_c/N_{b,Rd}$	Ω	$(\Omega_{max}-\Omega_{min})/\Omega_{min}$
353.55	1.292	0.475	725.09	0.92	2.29	0.166
320.16	1.374	0.431	714.53	0.93	2.48	
320.16	1.318	0.46	574.82	0.86	2.51	
320.16	1.36	0.438	447.81	0.89	2.57	
320.16	1.401	0.417	267.94	0.9	2.67	

Πίνακας 8.26: Χαρακτηριστικά υπολογισμού κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας πλαισίου Α , 4-5 με επαρκή πλάστιμη συμπεριφορά καθ' ύψος.

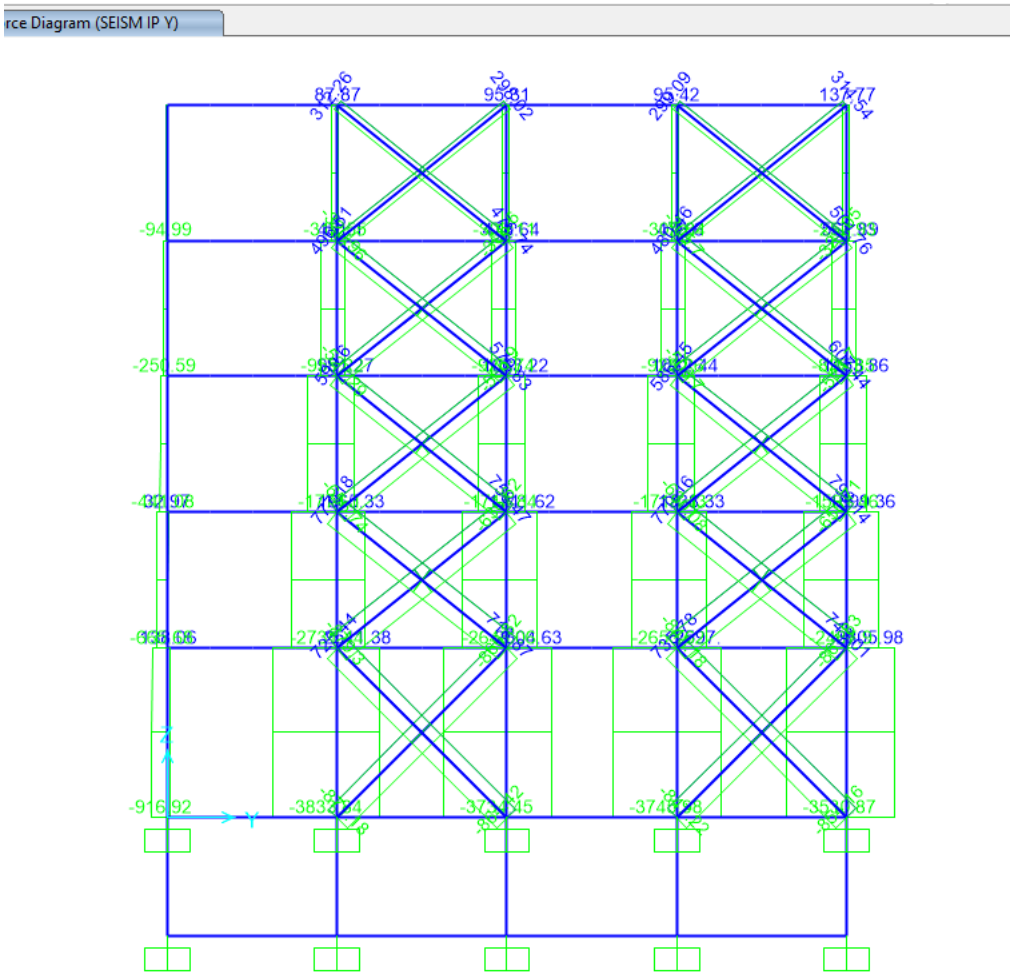
Όροφοι	Διατομή	N_t (kN)	N_c (kN)	$N_{pl,Rd}$ (kN)	$N_t/N_{pl,Rd}<1,0$
1	HEB140	537.56	648.74	1526.5	0.35
2	160x80x11	578.44	565.18	1657.85	0.35
3	160x80x8	447.53	490.85	1249.6	0.36
4	120x80x8	371.79	394.78	1022.4	0.36
5	80x80x6.3	234.36	240.88	642.55	0.36

L_{cr} (cm)	$1,3<\lambda<2,0$	χ	$N_{b,Rd}$ (kN)	$N_c/N_{b,Rd}$	Ω	$(\Omega_{max}-\Omega_{min})/\Omega_{min}$
353.55	1.292	0.475	725.09	0.89	2.35	0.247
320.16	1.374	0.431	714.53	0.79	2.93	
320.16	1.318	0.46	574.82	0.85	2.55	
320.16	1.36	0.438	447.81	0.88	2.59	
320.16	1.401	0.417	267.94	0.9	2.67	

Επομένως όλοι οι σύνδεσμοι ικανοποιούν όλα τα κριτήρια πλαστιμότητας καθ'ύψος.

Για τα υποστυλώματα τώρα αυτά θα πρέπει να ελεγχθούν σε σεισμικό συνδυασμό και συγκεκριμένα κατά Y όπως πριν με μία αξονική για την οποία η αξονική που προκαλείται από σεισμό κατά Y θα πρέπει να προσαυξηθεί με $1,1*\gamma_{ov}*\Omega$,όπου Ω η ελάχιστη υπεραντοχή για κάθε πλαίσιο. Παρατηρούμε ότι για Ω=2,29 που είναι η δυσμενέστερη τιμή για υπεραντοχή στο πλαίσιο Α ότι: 1,1*1,25*2,29=3,15>q=1,5 το οποίο δεν έχει νόημα εφόσων εμείς θέλουμε ελαστική ανάλυση με χαμηλή κατηγορία πλαστιμότητας. Οπότε η αξονική του σεισμού προσαυξάνεται με συντελεστή 1,5=q. Ο συνδυασμός από τον οποίο θα πάρουμε τα μεγέθη είναι: $G+G'+0,3*Q+1,5*0,3*E_x+1,5*E_y$. Αυτός ο συνδυασμός δίνει αξονική N=3840 kN στο δυσμενέστερο υποστύλωμα του πρώτου ορόφου ΥΡ-1-6 στη συμβολή πλαισίων 1 και Β με συντεταγμένες (x=0 m, y=5,0 m). Τα υπόλοιπα εντατικά μεγέθη τα λαμβάνουμε από τον σεισμικό συνδυασμό 2.

- τέμνουσα V_z = 21,44 kN , τέμνουσα V_y = 1,19 kN
- ροπή $M_{y,down}$ = -102,27 kNm , $M_{y,up}$ = -15,03 kNm , ροπή $M_{z,down}$ = -5,6 kNm , $M_{z,up}$ = -0,58 kNm



Σχήμα 8.22: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων για το υποστύλωμα ΥΡ-1-1 του πλαισίου 1.

Οι έλεγχοι είναι όπως πριν και παρουσιάζονται συνοπτικά σε πίνακες EXCEL.

Έλεγχος σε κάμψη y		Έλεγχος σε κάμψη z	
$M_{pl,y,Rd}$ (kNm)	952.47	$M_{pl,z,Rd}$ (kNm)	366.36
M_{Ed} (kNm)	102.27	M_{Ed} (kNm)	5.6
Έλεγχος	OK	Έλεγχος	OK

Έλεγχος τέμνουσας z		Έλεγχος τέμνουσας y	
A_v (cm)	60.9625	A_v (cm)	135
$V_{pl,z,Rd}$ (kN)	1249.48341	$V_{pl,y,Rd}$ (kN)	2766.95
V_{Ed} (kN)	21.44	V_{Ed} (kN)	1.19
Έλεγχος	OK	Έλεγχος	OK

Απομείωση λόγω τέμνουσας	
ρ	1
M_{Rd} (kNm)	102.27

Κάμψη και αξονική δύναμη	
$N_{pl,Rd}$ (kN)	6425.5
$N_{Ed} <= 0,25*N_{pl,Rd}$	ERROR
$N_{Ed} <= 0,5*h_w*t_w*f_y$	ERROR
$N_{Ed} <= h_w*t_w*f_y$	ERROR
n_y	0.607
n_z	0.607
a_y	0.254
a_z	0.254
$M_{N,y,Rd}$ (kNm)	428.86
$M_{N,Z,Rd}$ (kNm)	284.39
α	2
β	3.035
$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})$^α+$(M_{z,Ed}/M_{n,z,Rd})$^β	0.0569

Καμπτικός Λυγισμός					
	κατά Y-Y	κατά Z-Z		κατά Y-Y	κατά Z-Z
ΤΥΠΟΣ ΠΛΑΙΣΙΟΥ	ΑΜΕΤΑΘΕΤΟ	ΑΜΕΤΑΘΕΤΟ	β	0.650	0.946
L_c (cm)	500	500	L_{cr} (cm)	500	472.91
L_1 (cm)	400	400	λ	0.422	0.826
L_{11} (cm)	500	700	α	0.34	0.49
L_{12} (cm)	500	0	Φ	0.627	0.995
I_{11} (cm^4)	14920	7760	χ	0.917	0.646
I_{12} (cm^4)	14920	0	χ_{min}	0.646	
K_c (cm^3)	86.38	20.28	$N_{b,Rd}$ (kN)	4148.52	
K_1 (cm^3)	107.975	25.35	Έλεγχος	OK	
K_{11} (cm^3)	22.38	8.314			
K_{12} (cm^3)	22.38	0			
η_1	0.813	0.846			
η_2	0	1			

Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός					
C_1	C_2	C_3	k	k_w	z_g (cm)
1.879	0	0.939	1	1	0
M_{cr} (kNcm)	M_{cr} (kNm)	Έλεγχος			
376006.81	3760.07	OK			
λ_{LT}	h/b	α_{LT}	Φ_{LT}	χ_{LT}	
0.503	1.2	0.21	0.659	0.923	
$M_{b,Rd}$ (kNm)	M_{Ed} (kNm)	Έλεγχος			
879.36	102.27	OK			

Θλίψη και διαξονική κάμψη				
Y-Y		Z-Z		
ψ	Cm_y	α_s	ψ	Cm_z
0.147	0.659		1.04E-01	0.6414286
k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}	
0.754	0.760	0.452	1.266	
Y-Y		Z-Z		
Έλεγχος	0.751	Έλεγχος	0.947	

Όπως παρατηρείται το υποστύλωμα περνάει οριακά τους ελέγχους.

8.3 Έλεγχοι μελών σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Για την Ο.Κ.Λ. γίνεται έλεγχος κατακόρυφων βελών στα οριζόντια μέλη δηλαδή στις κύριες δοκούς , τις δευτερεύουσες δοκούς και τις διαδοκίδες με βάση τον Ευρωκώδικα 3 ο οποίος παραπέμπει στο EN 1990 – Παράρτημα Α1.4.

8.3.1 Κτίριο Α

- Δευτερεύουσα δοκός:Για τους συνδυασμούς Ο.Κ.Λ μέγιστο βέλος είναι:δ_{max}= 0,0256 m
  Επιτρεπόμενο όριο: $\delta_{\varepsilon\pi}$.: L/200=7,00/200=0,035m
  $\delta_{max} < \delta_{\varepsilon\pi}$, άρα ικανοποείται ο έλεγχος.
- Για τη διαδοκίδα: τα βέλη είναι ίδια με της δευτερεύουσας άρα ικανοποιεί τον έλεγχο.
- Για την κύρια δοκό: δ_{max}= 0,020 m , Επιτρεπόμενο όριο: $\delta_{\varepsilon\pi}$.: L/200=5,00/200=0,025m
  $\delta_{max} < \delta_{\varepsilon\pi}$, άρα ικανοποείται ο έλεγχος.

8.3.2 Κτίριο Β

- Δευτερεύουσα δοκός:Για τη δευτερεύουσα δοκό τα βέλη είναι ίδια με του κτιρίου Α, άρα ικανοποιείται ο έλεγχος.
- Για τη διαδοκίδα: τα βέλη είναι ίδια με της δευτερεύουσας άρα ικανοποιεί τον έλεγχο.
- Για την κύρια δοκό: δ_{max}= 0,005 m , Επιτρεπόμενο όριο: $\delta_{\varepsilon\pi}$.: L/200=5,00/200=0,025m
  $\delta_{max} < \delta_{\varepsilon\pi}$, άρα ικανοποείται ο έλεγχος.

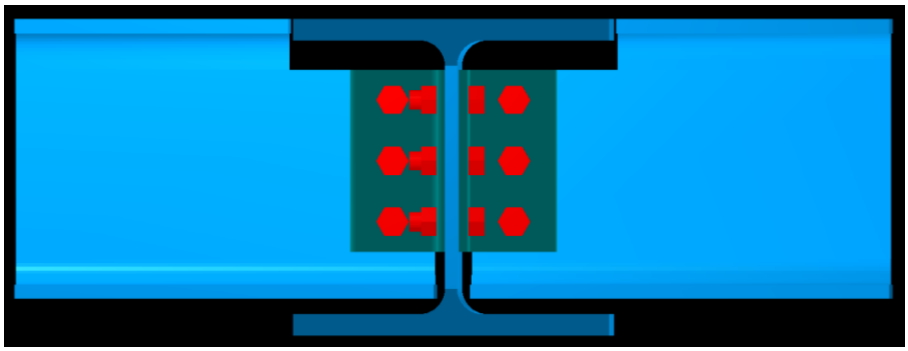
9 Συνδέσεις

Οι συνδέσεις των κτιρίων μορφώθηκαν με βάση τις απαιτήσεις του Μέρους 1-8 του Ευρωκώδικα 3 (EN1993-1-8). Για το σχεδιασμό των συνδέσεων χρησιμοποιήθηκαν κοχλίες κατηγορίας Α για τις συνδέσεις τέμνουσας του κτιρίου, ενώ για τις υπόλοιπες προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας C για συνδέσεις ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Η σχεδίαση των συνδέσεων έγινε με το πρόγραμμα INSTANT 2015. Ο έλεγχος έγινε στο χέρι και έπειτα τα αποτελέσματα ελέγχθηκαν με αυτά του προγράμματος. Στο κεφάλαιο αυτό θα παρουσιαστούν οι συνδέσεις μεταξύ των μελών και για τα δύο κτίρια και συγκεκριμένα:

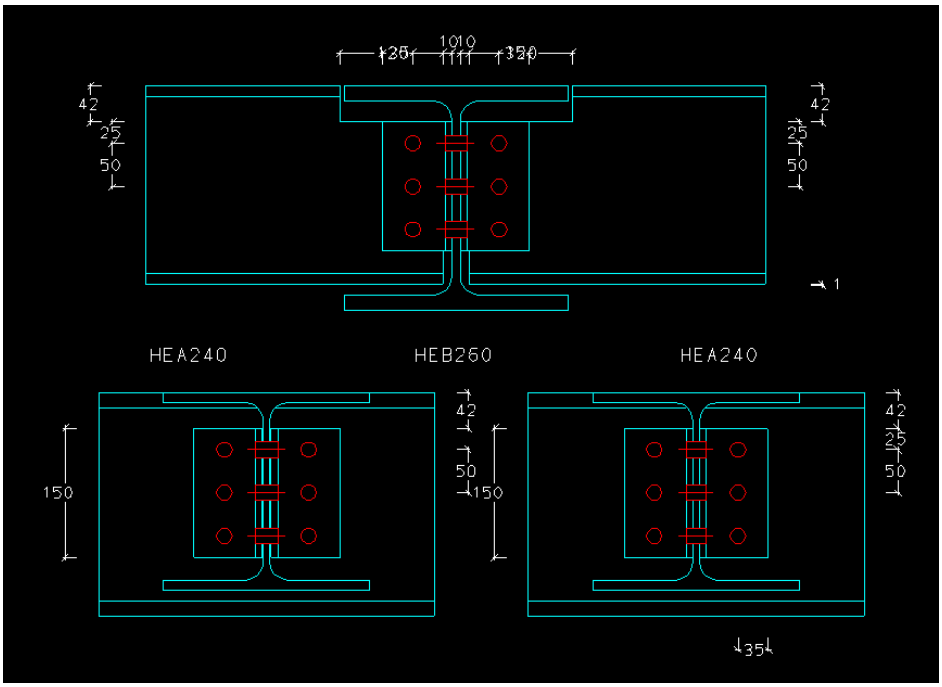
- Σύνδεση διαδοκίδας με κύρια δοκό.
- Σύνδεση δευτερεύουσας δοκού με υποστύλωμα.
- Σύνδεση κύριας δοκού με υποστύλωμα.
- Σύνδεση υποστυλώματος με έδαφος.
- Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας.

9.1 Σύνδεση διαδοκίδας με κύρια δοκό

9.1.1 Κτίριο Α



Σχήμα 9.1: Σύνδεση διαδοκίδας με κύρια δοκό.



Σχήμα 9.2: Όψεις σύνδεσης διαδοκίδας με κύρια δοκό.

Η σύνδεση της διαδοκίδας διατομής HEA240 με την κύρια δοκό διατομής HEB260 είναι μία απλή σύνδεση τέμνουσας. Η τέμνουσα δύναμη που μεταφέρει η διαδοκίδα στην κύρια δοκό έχει την τιμή: V_{Ed}=66,62 kN. Για τη σύνδεση χρησιμοποιήθηκαν χάλυβας S355, κοχλίες M16 ,ποιότητας 8.8 και γωνιακό έλασμα σύνδεσης L80x8. Τα χαρακτηριστικά των κοχλιών και του ελάσματος φαίνονται στους Πίνακες 9.1, 9.2.

Πίνακας 9.1: Χαρακτηριστικά κοχλιών σύνδεσης.

Κοχλίες							
f_{yb} (N/mm^2)	f_{ub} (N/mm^2)	d (mm)	p (mm)	A (mm^2)	A_s (mm^2)	A_1 (mm^2)	d_0 (mm)
640	800	16	2	201	157	144	18

Πίνακας 9.2: Χαρακτηριστικά ελάσματος σύνδεσης.

Έλασμα			
b (cm)	h (cm)	t (cm)	A (cm^2)
8	8	0.8	12.3

Γίνεται τώρα έλεγχος των αποστάσεων των κοχλιών σύμφωνα με τον πίνακα 3.3 του Μέρους 1-8 του Ευρωκώδικα 8.

$$e_{1,\min} = 1,2*d_0 = 1,2*18 = 21,6\,\text{mm} < e_1 = 25\,\text{mm} < e_{1,\max} = 4*t + 40 = 4*7,5 + 40 = 70\,\text{mm}$$

$$e_{2,\min} = 1,2*d_0 = 1,2*18 = 21,6\,\text{mm} < e_2 = 35\,\text{mm} < e_{2,\max} = 4*t + 40 = 4*7,5 + 40 = 70\,\text{mm}$$

$$p_{1,\min} = 2,2*d_0 = 2,2*18 = 39,6\,\text{mm} < p_1 = 50\,\text{mm} < p_{1,\max} = \min\{14*t; 200\} = 105\,\text{mm}$$

Υπολογίζονται οι δυνάμεις των κοχλιών και ελέγχεται η αντοχή τους.

α. Κοχλίες επί κορμού κύριας δοκού (δίτμητοι 6M16)

Γίνεται η παραδοχή ότι οι κοχλίες μεταβιβάζουν μόνο την τέμνουσα δύναμη από τη διαδοκίδα στην κύρια δοκό χωρίς να αναπτύσσεται ταυτόχρονα καμπτική ροπή που θα προκαλούσε και εφελκυστικές δυνάμεις στους κοχλίες. Επομένως οι έξι δίτμητοι κοχλίες καταπονούνται ο καθένας από τέμνουσα δύναμη ίση με: $F_{v,Ed} = 2*V_{Ed}/6 = 2*66,62/6 = 22,21$ kN. Η τέμνουσα δύναμη πολλαπλασιάστηκε επί 2 καθώς στην κύρια δοκό συνδέονται δύο διαδοκίδες οπότε αυτή δέχεται διπλάσσια τέμνουσα.

Αντοχή σε διάτμηση (σπείρωμα εκτός διατεμνόμενης επιφάνειας α_v=0,6)

$$F_{v,Rd} = \frac{a_v * f_{ub} * \mathrm{A}}{\gamma_{\mathrm{M2}}} * 2 = \frac{0,6*80*2,01}{1,25} * 2 = 154,37\,\mathrm{kN}$$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

$$\alpha_b = \min\{\frac{e_1}{3*d_0}; \frac{p_1}{3*d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0\} = \min\{\frac{25}{3*18}; \frac{50}{3*18} - \frac{1}{4}; \frac{80}{51}; 1,0\} = 0,463$$

$$k_1 = \min\{2,8*\frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5\} = \min\{2,8*\frac{35}{18} - 1,7; 2,5\} = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 * \alpha_b * f_u * d * t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5*0,463*51*1,6*1,0}{1,25} = 75,56\,\mathrm{kN}$$

$$t = \min\{t_w; 2*t_{\varepsilon\lambda.}\} = \min\{1,0; 2*0,8\} = 1,0$$

Έλεγχος

$$F_{v,Ed} = 22,21\mathrm{kN} < \min\{F_{v,Rd}; F_{b,Rd}\} = \min\{154,37; 75,56\} = 75,56\,\mathrm{kN}$$

β. Κοχλίες επί κορμού διαδοκίδας (δίτμητοι 3Μ16)

Η τέμνουσα δύναμη V_{Ed}=66,62kN, αναγόμενη στο κέντρο βάρους της ομάδας των τριών αυτών κοχλιών προκαλεί μία ροπή η οποία ισούται με την τέμνουσα επί την απόσταση των κοχλιών από το άκρο της διαδοκίδας:

$$M_{Ed} = V_{Ed} * (b_{\varepsilon\lambda.} - e_2) = 66,62*(8-3,5) = 66,62*4,5 = 299,79\,\mathrm{kNcm}$$

Η ροπή παραλαμβάνεται με οριζόντιες δυνάμεις από τους δύο ακραίους κοχλίες. Επιπλέον η τέμνουσα ισοδιανέμεται στους τρεις κοχλίες και μαζί με την οριζόντια δύναμη δίνει τη συνισταμένη δύναμη επί των ακραίων κοχλιών.

$$F_{\mathrm{h,Ed}} = \frac{M_{Ed}}{2*p_1} = \frac{299,79}{2*50} = 29,98\,\mathrm{kN}$$

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{Ed}}{3} = \frac{66,62}{3} = 22,21\,\mathrm{kN}$$

$$F_{Ed} = \sqrt{29,98^2 + 22,21^2} = 37,31\,\mathrm{kN}$$

Αντοχή σε διάτμηση (σπείρωμα εκτός διατεμνόμενης επιφάνειας α_v=0,6)

$$F_{v,Rd} = \frac{a_v * f_{ub} * \mathrm{A}}{\gamma_{\mathrm{M2}}} * 2 = \frac{0,6*80*2,01}{1,25} * 2 = 154,37\,\mathrm{kN}$$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 * \alpha_b * f_u * d * t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5*0,463*51*1,6*0,75}{1,25} = 56,67\,\mathrm{kN}$$

$$t = \min\{t_w; 2*t_{\varepsilon\lambda.}\} = \min\{0,75; 2*0,8\} = 0,75$$

Έλεγχος

$$F_{Ed} = 37,31\,\text{kN} < \min\{F_{v,Rd}\,;F_{b,Rd}\} = \min\{154,37;56,67\} = 56,67\,\text{kN}$$

γ. Έλεγχος γωνιακών

Τα δρώντα εντατικά μεγέθη στην τομή ενός γωνιακού είναι: V_{Ed}=33,31kN , M_{Ed}=149,90kNcm.
Ελέγχεται εάν πρέπει να ληφθεί υπόψη η οπή που βρίσκεται στο εφελκυόμενο τμήμα της τομής του γωνιακού κατά τον υπολογισμό της αντοχής σε κάμψη. Το κριτήριο είναι:

$$0,9*\frac{A_{net}}{A} \geq \frac{f_y}{f_u}*\frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}} \qquad (8.1)$$

$$A_{net} = \frac{(h-3*d_0)*t}{2} = \frac{(15-3*1,8)*0,8}{2} = 3,84\,\text{cm}^2 \;,\; A = \frac{h*t}{2} = \frac{15*0,8}{2} = 6\,\text{cm}^2$$

$$(9.1) \Rightarrow 0,9*\frac{3,84}{6} = 0,576 > \frac{35}{51}*\frac{1,25}{1,0} = 0,858$$

Η ανισότητα δεν ισχύει, οπότε πρέπει να αφαιρεθεί η κάτω οπή.
Άρα:

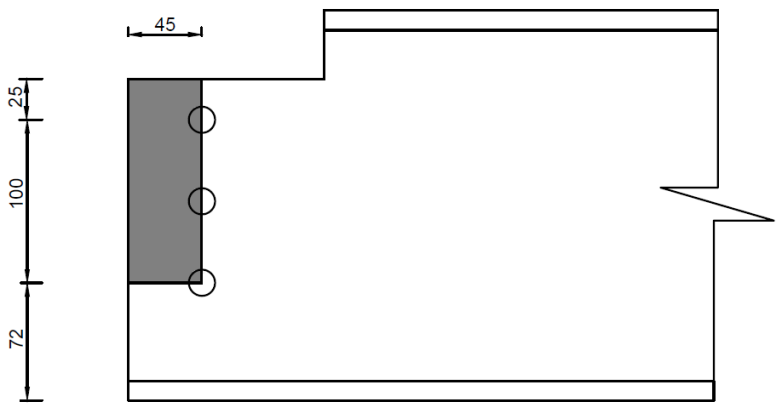
$$W_{pl} = \frac{t*h^2}{4} - d_0*t*p_1 = \frac{0,8*15^2}{4} - 1,8*0,8*5,0 = 37,8\,\text{cm}^3$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl}*f_y}{\gamma_M} = \frac{37,8*35,5}{1,0} = 1341,9\,\text{kNcm} > M_{Ed} = 149,90\,\text{kNcm}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v*f_y}{\sqrt{3}*\gamma_{M0}} = \frac{0,8*15*35,5}{\sqrt{3}*1,0} = 245,95\,\text{kN} > V_{Ed} = 33,31\,\text{kN}$$

Επιπλέον: $V_{Ed} = 33,31\,\text{kN} < \frac{V_{pl,Rd}}{2} = \frac{245,95}{2} = 122,98\,\text{kN}$, οπότε δεν απαιτείται να γίνει μείωση της ροπής αντοχής λόγω τέμνουσας.

δ. Έλεγχος αντοχής κορμού διαδοκίδας σε απόσχιση



Σχήμα 9.3: Διαμόρφωση άκρου διαδοκίδας.

Για έκκεντρη προβολή του φορτίου στην ομάδα κοχλιών του Σχήματος 9.3, η αντοχή σχεδιασμού σε απόσχιση δίνεται από τη σχέση:

$$V_{eff,2,Rd} = 0,5 * \frac{f_u * A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y * A_{ny}}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} \tag{8.2}$$

όπου:

$A_{nt} = (4,5 - \frac{1,8}{2}) * 0,75 = 2,7\,\text{cm}^2$ (καθαρή επιφάνεια υπό εφελκυσμό),

$A_{nv} = (12,5 - 2,5 * 1,8) * 0,75 = 6\,\text{cm}^2$ (καθαρή επιφάνεια υπό διάτμηση),

Άρα:

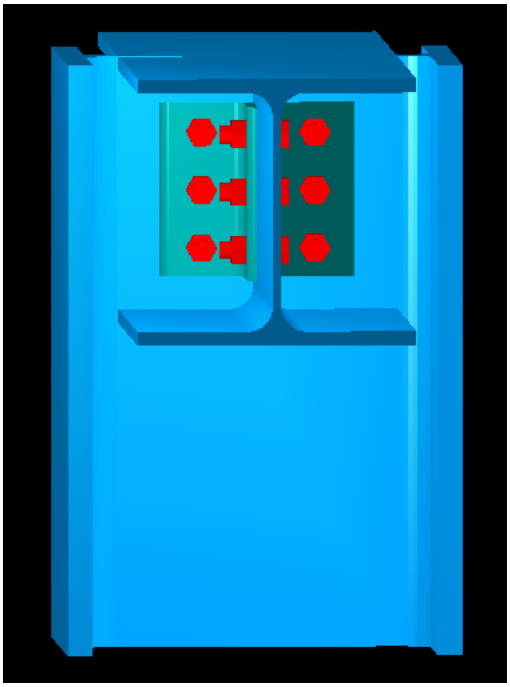
$$(9.2) \Rightarrow V_{eff,2,Rd} = 0,5 * \frac{51 * 2,7}{1,25} + \frac{35,5 * 6}{\sqrt{3} * 1,0} = 178,06\,\text{kN} > V_{Ed} = 66,62\,\text{kN}$$

9.1.2 Κτίριο Β

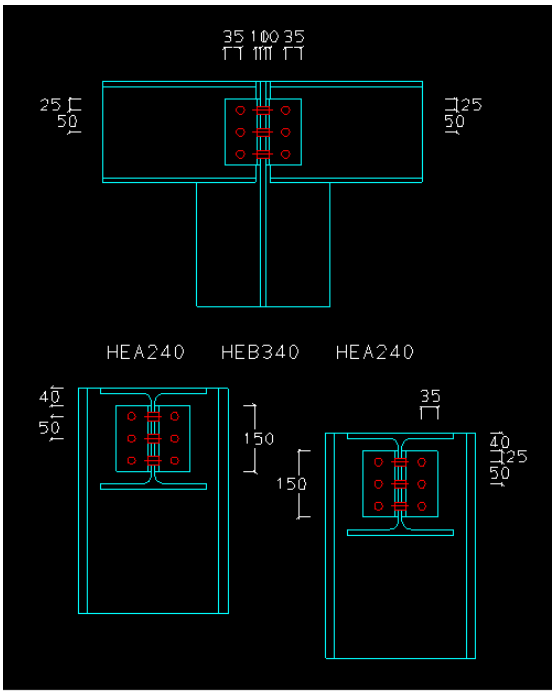
Η διαδοκίδα στο κτίριο Β έχει την ίδια διατομή με πριν και συνδέεται με τον ίδιο τρόπο με την κύρια δοκό ίδιας διατομής με πριν.

9.2 Σύνδεση δευτερεύουσας δοκού με υποστύλωμα

9.2.1 Κτίριο Α



Σχήμα 9.4: Σύνδεση δευτερεύουσας δοκού με υποστύλωμα.



Σχήμα 9.5: Όψεις σύνδεσης δευτερεύουσας δοκού με υποστύλωμα.

Η σύνδεση της δευτεύουσας δοκού διατομής HEA240 με το υποστύλωμα διατομής HEB340 είναι μία απλή σύνδεση τέμνουσας. Η τέμνουσα δύναμη που μεταφέρει η δευτερεύουσα δοκός στο υποστύλωμα έχει την τιμή: V_{Ed}=66,62 kN. Για τη σύνδεση χρησιμοποιήθηκαν χάλυβας S355, κοχλίες M16 ,ποιότητας 8.8 και γωνιακό έλασμα σύνδεσης L80x8. Τα χαρακτηριστικά των κοχλιών και του ελάσματος φαίνονται στους Πίνακες 9.3, 9.4.

Πίνακας 9.3: Χαρακτηριστικά κοχλιών σύνδεσης.

Κοχλίες							
f_{yb} (N/mm^2)	f_{ub} (N/mm^2)	d (mm)	p (mm)	A (mm^2)	A_s (mm^2)	A_1 (mm^2)	d_0 (mm)
640	800	16	2	201	157	144	18

Πίνακας 9.4: Χαρακτηριστικά ελάσματος σύνδεσης.

Έλασμα			
b (cm)	h (cm)	t (cm)	A (cm^2)
8	8	0.8	12.3

Γίνεται τώρα έλεγχος των αποστάσεων των κοχλιών σύμφωνα με τον πίνακα 3.3 του Μέρους 1-8 του Ευρωκώδικα 8 (EN1998-1-8).

$$e_{1,\min} = 1,2*d_0 = 1,2*18 = 21,6\,\text{mm} < e_1 = 25\,\text{mm} < e_{1,\max} = 4*t + 40 = 4*7,5 + 40 = 70\,\text{mm}$$

$$e_{2,\min} = 1,2*d_0 = 1,2*18 = 21,6\,\text{mm} < e_2 = 35\,\text{mm} < e_{2,\max} = 4*t + 40 = 4*7,5 + 40 = 70\,\text{mm}$$

$$p_{1,\min} = 2,2*d_0 = 2,2*18 = 39,6\,\text{mm} < p_1 = 50\,\text{mm} < p_{1,\max} = \min\{14*t; 200\} = 105\,\text{mm}$$

Υπολογίζονται οι δυνάμεις των κοχλιών και ελέγχεται η αντοχή τους.

α. Κοχλίες επί κορμού υποστυλώματος (δίτμητοι 6Μ16)

Γίνεται η παραδοχή ότι οι κοχλίες μεταβιβάζουν μόνο την τέμνουσα δύναμη από τη διαδοκίδα στο υποστύλωμα, χωρίς να αναπτύσσεται ταυτόχρονα καμπτική ροπή που θα προκαλούσε και εφελκυστικές δυνάμεις στους κοχλίες. Επομένως οι έξι δίτμητοι κοχλίες καταπονούνται ο καθένας από τέμνουσα δύναμη ίση με: $F_{v,Ed} = 2*V_{Ed}/6 = 2*66,62/6 = 22,21$ kN. Η τέμνουσα δύναμη πολλαπλασιάστηκε επί 2 καθώς στο υποστύλωμα συνδέονται δύο δευτερεύουσες δοκοί οπότε αυτό δέχεται διπλάσσια τέμνουσα.

Αντοχή σε διάτμηση (σπείρωμα εκτός διατεμνόμενης επιφάνειας α_v=0,6)

$$F_{v,Rd} = \frac{a_v * f_{ub} * A}{\gamma_{M2}} * 2 = \frac{0,6*80*2,01}{1,25} * 2 = 154,37\,\text{kN}$$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

$$\alpha_b = \min\{\frac{e_1}{3*d_0}; \frac{p_1}{3*d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0\} = \min\{\frac{25}{3*18}; \frac{50}{3*18} - \frac{1}{4}; \frac{80}{51}; 1,0\} = 0,463$$

$$k_1 = \min\{2,8*\frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5\} = \min\{2,8*\frac{35}{18} - 1,7; 2,5\} = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 * \alpha_b * f_u * d * t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5*0,463*51*1,6*1,2}{1,25} = 90,67\,\text{kN}$$

$$t = \min\{t_w; 2*t_{\varepsilon\lambda.}\} = \min\{1,2; 2*0,8\} = 1,2$$

Έλεγχος

$$F_{v,Ed} = 22,21\text{kN} < \min\{F_{v,Rd}; F_{b,Rd}\} = \min\{154,37; 90,67\} = 77,18\,\text{kN}$$

β. Κοχλίες επί κορμού δευτερεύουσας δοκού (δίτμητοι 3Μ16)

Η τέμνουσα δύναμη V_{Ed}=66,62kN, αναγόμενη στο κέντρο βάρους της ομάδας των τριών αυτών κοχλιών προκαλεί μία ροπή η οποία ισούται με την τέμνουσα επί την απόσταση των κοχλιών από το άκρο της διαδοκίδας:

$$M_{Ed} = V_{Ed} * (b_{\varepsilon\lambda.} - e_2) = 66,62*(8-3,5) = 66,62*4,5 = 299,79\,\text{kNcm}$$

Η ροπή παραλαμβάνεται με οριζόντιες δυνάμεις από τους δύο ακραίους κοχλίες. Επιπλέον η τέμνουσα ισοδιανέμεται στους τρεις κοχλίες και μαζί με την οριζόντια δύναμη δίνει τη συνισταμένη δύναμη επί των ακραίων κοχλιών.

$$F_{h,Ed} = \frac{M_{Ed}}{2*p_1} = \frac{299,79}{2*50} = 29,98\,\text{kN}$$

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{Ed}}{3} = \frac{66,62}{3} = 22,21\,\text{kN}$$

$$F_{Ed} = \sqrt{29,98^2 + 22,21^2} = 37,31\,\text{kN}$$

Αντοχή σε διάτμηση (σπείρωμα εκτός διατεμνόμενης επιφάνειας α_v=0,6)

$$F_{v,Rd} = \frac{a_v * f_{ub} * A}{\gamma_{M2}} * 2 = \frac{0,6*80*2,01}{1,25} * 2 = 154,37\,\text{kN}$$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 * \alpha_b * f_u * d * t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5*0,463*51*1,6*0,75}{1,25} = 56,67\,\text{kN}$$

$t = \min\{t_w; 2*t_{\varepsilon\lambda.}\} = \min\{0,75; 2*0,8\} = 0,75$

<u>Έλεγχος</u>

$F_{Ed} = 37,31\,\text{kN} < \min\{F_{v,Rd}; F_{b,Rd}\} = \min\{154,37; 56,67\} = 56,67\,\text{kN}$

γ. Έλεγχος γωνιακών

Τα δρώντα εντατικά μεγέθη στην τομή ενός γωνιακού είναι: V_{Ed}=33,31kN , M_{Ed}=149,90kNcm.
Ελέγχεται εάν πρέπει να ληφθεί υπόψη η οπή που βρίσκεται στο εφελκυόμενο τμήμα της τομής του γωνιακού κατά τον υπολογισμό της αντοχής σε κάμψη σύμφωνα με το κριτήριο (9.1).

$$A_{net} = \frac{(h-3*d_0)*\text{t}}{2} = \frac{(15-3*1,8)*0,8}{2} = 3,84\,\text{cm}^2,\ A = \frac{h*t}{2} = \frac{15*0,8}{2} = 6\,\text{cm}^2$$

$$(9.1) \Rightarrow 0,9*\frac{3,84}{6} = 0,576 > \frac{35}{51}*\frac{1,25}{1,0} = 0,858$$

Η ανισότητα δεν ισχύει, οπότε πρέπει να αφαιρεθεί η κάτω οπή.
Άρα:

$$W_{pl} = \frac{t*h^2}{4} - d_0*t*p_1 = \frac{0,8*15^2}{4} - 1,8*0,8*5,0 = 37,8\,\text{cm}^3$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl}*f_y}{\gamma_M} = \frac{37,8*35,5}{1,0} = 1341,9\,\text{kNcm} > M_{Ed} = 149,90\,\text{kNcm}$$

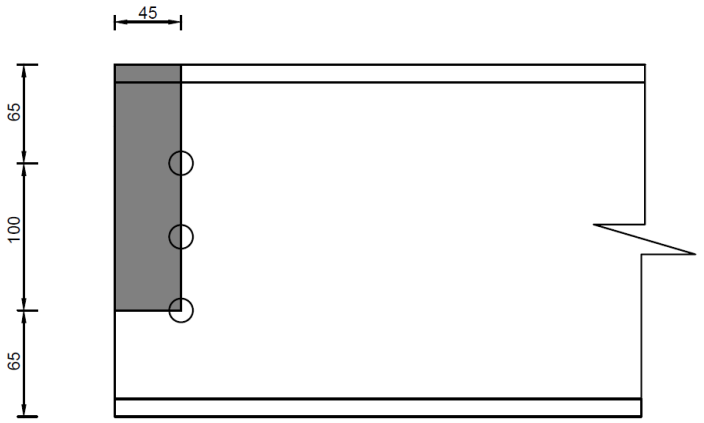
$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v*f_y}{\sqrt{3}*\gamma_{M0}} = \frac{0,8*15*35,5}{\sqrt{3}*1,0} = 245,95\,\text{kN} > V_{Ed} = 33,31\,\text{kN}$$

Επιπλέον: $V_{Ed} = 33,31\,\text{kN} < \frac{V_{pl,Rd}}{2} = \frac{245,95}{2} = 122,98\,\text{kN}$, οπότε δεν απαιτείται να γίνει μείωση της ροπής αντοχής λόγω τέμνουσας.

δ. Έλεγχος αντοχής κορμού διαδοκίδας σε απόσχιση

Για έκκεντρη προβολή του φορτίου στην ομάδα κοχλιών του Σχήματος 9.6, η αντοχή σχεδιασμού σε απόσχιση δίνεται από τη σχέση (9.2).

$A_{nt} = (4,5 - \frac{1,8}{2})*0,75 = 2,7\,\text{cm}^2$ (καθαρή επιφάνεια υπό εφελκυσμό),

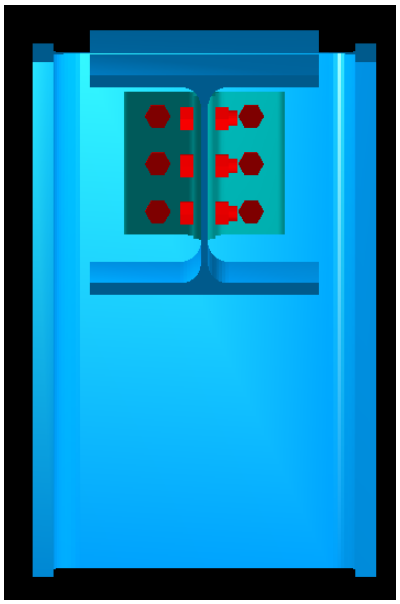


Σχήμα 9.6: Διαμόρφωση άκρου δευτερεύουσας δοκού.

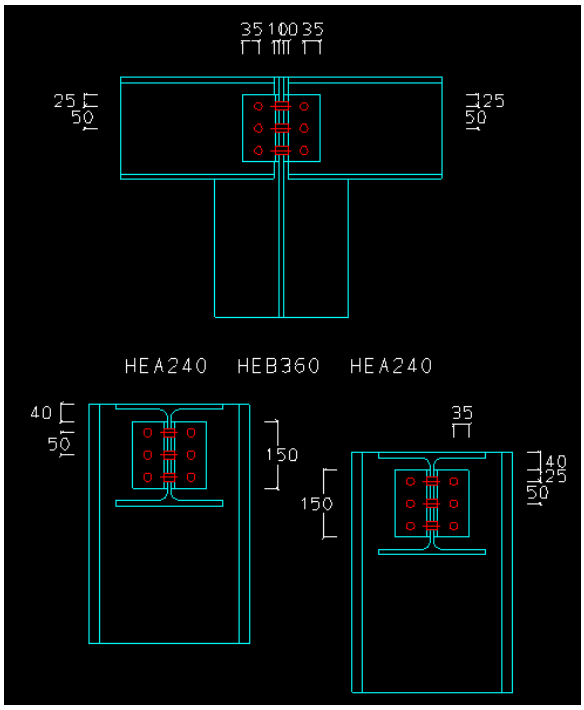
$A_{nv} = (16,5 - 2,5*1,8)*0,75 = 9\,\text{cm}^2$ (καθαρή επιφάνεια υπό διάτμηση),

$$(9.2) \Rightarrow V_{eff,2,Rd} = 0,5*\frac{51*2,7}{1,25} + \frac{35,5*9}{\sqrt{3}*1,0} = 239,54\,\text{kN} > V_{Ed} = 66,62\,\text{kN}$$

9.2.2 Κτίριο Β



Σχήμα 9.7: Σύνδεση δευτερεύουσας δοκού με υποστύλωμα.



Σχήμα 9.8: Όψεις σύνδεσης δευτερεύουσας δοκού με υποστύλωμα.

Η δευτερεύουσα δοκός στο κτίριο Β έχει την ίδια διατομή με πριν και συνδέεται με τον ίδιο τρόπο με υποστύλωμα διατομής HEB360 με ίδιους κοχλίες και ίδιες αποστάσεις. Άρα

το μόνο που χρειάζεται να ελεγχθεί είναι οι αντοχές των κοχλιών επί του κορμού του υποστυλώματος, ενώ όλοι οι άλλοι έλεγχοι ικανοποιούνται.

α. Κοχλίες επί κορμού υποστυλώματος (δίτμητοι 6Μ16)

Γίνεται η παραδοχή ότι οι κοχλίες μεταβιβάζουν μόνο την τέμνουσα δύναμη από τη διαδοκίδα στο υποστύλωμα, χωρίς να ανπτύσσεται ταυτόχρονα καμπτική ροπή που θα προκαλούσε και εφελκυστικές δυνάμεις στους κοχλίες. Επομένως οι έξι δίτμητοι κοχλίες καταπονούνται ο καθένας από τέμνουσα δύναμη ίση με: $F_{v,Ed} = 2*V_{Ed}/6 = 2*66,62/6 = 22,21$ kN. Η τέμνουσα δύναμη πολλαπλασιάστηκε επί 2 καθώς στο υποστύλωμα συνδέονται δύο δευτερεύουσες δοκοί οπότε αυτό δέχεται διπλάσσια τέμνουσα.

Αντοχή σε διάτμηση (σπείρωμα εκτός διατεμνόμενης επιφάνειας α_v=0,6)

$$F_{v,Rd} = \frac{a_v * f_{ub} * \mathrm{A}}{\gamma_{\mathrm{M2}}} * 2 = \frac{0,6*80*2,01}{1,25} * 2 = 154,37\,\mathrm{kN}$$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 * \alpha_b * f_u * d * t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5*0,463*51*1,6*1,25}{1,25} = 94,44\,\mathrm{kN}$$

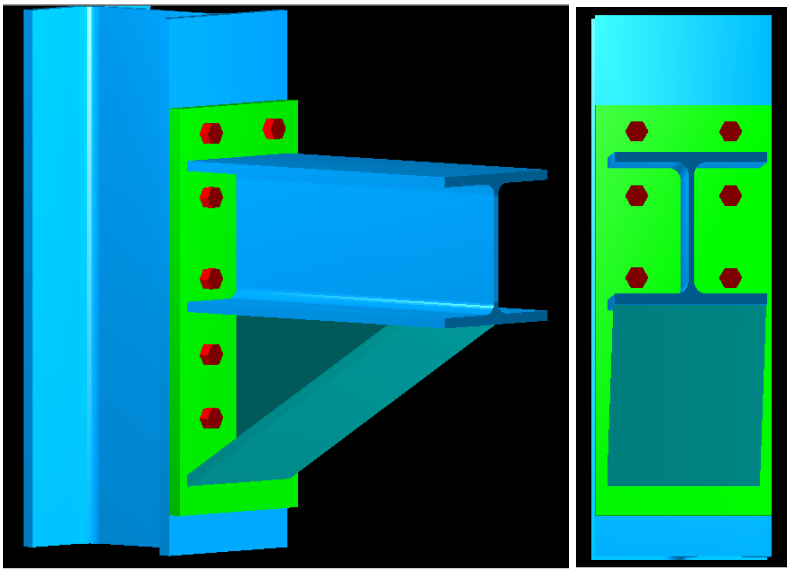
$$t = \min\{t_w; 2*t_{\varepsilon\lambda.}\} = \min\{1,25; 2*0,8\} = 1,25$$

Έλεγχος

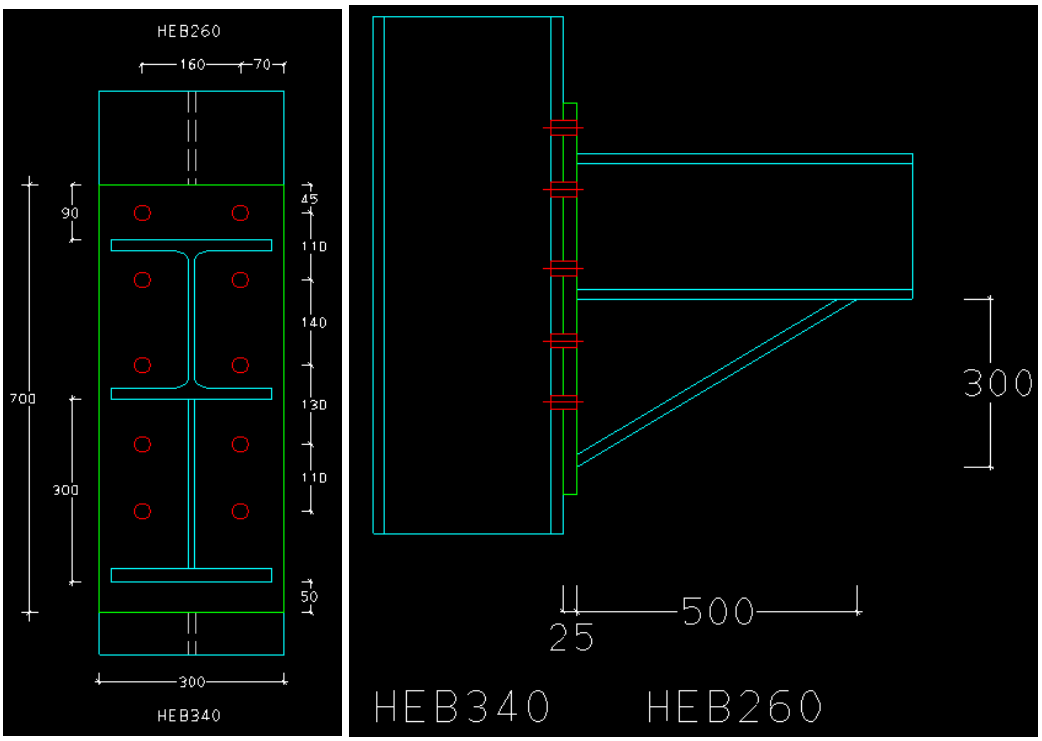
$$F_{v,Ed} = 22,21\,\mathrm{kN} < \min\{F_{v,Rd}; F_{b,Rd}\} = \min\{154,37; 94,44\} = 77,18\,\mathrm{kN}$$

9.3 Σύνδεση κύριας δοκού με υποστύλωμα

9.3.1 Κτίριο Α



Σχήμα 9.9: Σύνδεση κύριας δοκού με υποστύλωμα.



Σχήμα 9.10: Όψεις σύνδεσης κύριας δοκού με υποστύλωμα.

Η σύνδεση της κύριας δοκού διατομής HEB260 με το υποστύλωμα διατομής HEB340 είναι μία σύνδεση ροπής και ο κόμβος άκαμπτος. Τα εντατικά μεγέθη που μεταφέρει η κύρια δοκός στο υποστύλωμα είναι:

– Τέμνουσα: V_{Ed} = 223,36 kN
– Ροπή: $M_{y,Ed}$ = 252,30 kNm

Για τη σύνδεση χρησιμοποιήθηκαν χάλυβας S355, προεντεταμένοι κοχλίες M24, ποιότητας 10.9. Η σύνδεση είναι κατηγορίας C ανθεκτική σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Τα χαρακτηριστικά των κοχλιών φαίνονται στον Πίνακα 9.5.

Πίνακας 9.5: Χαρακτηριστικά κοχλιών σύνδεσης.

Κοχλίες							
f_{yb} (N/mm^2)	f_{ub} (N/mm^2)	d (mm)	p (mm)	A (mm^2)	A_s (mm^2)	A_1 (mm^2)	d_0 (mm)
900	1000	24	3	452	353	324	26

Η κύρια δοκός συνδέθηκε στο υποστύλωμα με μετωπική πλάκα. Ο κόμβος ενισχύθηκε με νεύρωση διατομής HEB260. Τα χαρακτηριστικά της πλάκας και της νεύρωσης δίνονται στον Πίνακα 9.6.

Πίνακας 9.6: Χαρακτηριστικά μετωπικής πλάκας και νεύρωσης.

Πλάκα		
b_p (mm)	h_p (mm)	t_p (mm)
300	700	25

Νεύρωση				
hh (mm)	lh (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)
300	500	260	10	17.5

Αρχικά γίνεται ο παρακάτω απαραίτητος έλεγχος.

Έλεγχος συγκόλλησης κύριας δοκού στην μετωπική πλάκα

Έλεγχος πάχους συγκόλλησης

Για τον κορμό:
$$t_w = \min\{t_{w_{HEB260}}; t_p\} = \min\{10,0; 25,0\} = 10,0\,\text{mm}$$
$$a_w < 0,7*t_w = 0,7*10,0 = 7,0\,\text{mm} \Rightarrow \alpha_w = 7,0\,\text{mm}$$

Για το πέλμα:
$$t_f = \min\{t_{f_{HEB260}}; t_p\} = \min\{17,5; 25,0\} = 17,5\,\text{cm}$$
$$a_f < 0,7*t_f = 0,7*17,5 = 12,25\,\text{mm} \Rightarrow a_f = 12\,\text{mm}$$

Ροπές αδράνειας συγκόλλησης

$$I_y = 2*\frac{a_w*h_w^3}{12} + 2*a_f*b_f*(\frac{h}{2})^2 + 2*a_f*(b_f - t_w - 2*r)*(\frac{h}{2} - t_f)^2 =$$
$$2*\frac{0,7*17,7^3}{12} + 2*1,2*26*(\frac{26}{2})^2 + 2*1,2*(26-1-2*2,4)*(\frac{26}{2} - 1,75)^2 = 17328,30\,\text{cm}^4$$

Διατμητική τάση συγκόλλησης

$$\tau = \frac{V_{Ed}}{A_w} = \frac{223,36}{2*h_w*a_w} = \frac{223,36}{2*17,7*0,7} = 9,02\,\text{kN/cm}^2$$

Ορθή τάση συγκόλλησης

$$\sigma_1 = \frac{M_{Ed}}{\frac{I_y}{h_w/2}} = \frac{25230}{\frac{17328,30}{17,7/2}} = 12,89\,\text{kN/cm}^2$$
$$\sigma_2 = \frac{M_{Ed}}{\frac{I_y}{h/2}} = \frac{25230}{\frac{17328,30}{26/2}} = 18,93\,\text{kN/cm}^2$$
$$\sigma_{\max} = \max\{\sigma_1; \sigma_2\} = \max\{12,89; 18,93\} = 18,93\,\text{kN/cm}^2$$

Αντοχή συγκόλλησης

$$\sigma_{\max} < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{51}{1,25} = 40,8\,\text{kN/cm}^2$$
$$\sqrt{\sigma_{\max}^2 + \tau^2} = \sqrt{18,93^2 + 9,02^2} = 21,00\,\text{kN/cm}^2 < \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w*\gamma_{M2}} = 26,17\,\text{kN/cm}^2$$

Άρα η συγκόλληση έχει ικανοποιητική αντοχή.

Οι απαιτούμενοι έλεγχοι που πρέπει να γίνουν τώρα για τη σύνδεση σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 είναι οι εξής:

1) Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση
2) Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη
3) Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη

Ανά σειρά κοχλιών:

4) Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη
5) Μετωπική πλάκα σε κάμψη
6) Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό
7) Κορμός δοκού σε εφελκυσμό

Προτού όμως γίνουν οι παραπάνω έλεγχοι ελέγχεται εάν οι αποστάσεις των κοχλιών τηρούν τα όρια του Πίνακα 3.3 του Ευρωκώδικα 3.

$$e_{1,\min} = 1,2*d_0 = 1,2*26 = 31,2\,\text{mm} < e_1 = 45\,\text{mm} < e_{1,\max} = 4*t_{\min} + 40 = 4*21,5 + 40 = 126\,\text{mm}$$

$$e_{2,\min} = 1,2*d_0 = 1,2*26 = 31,2\,\text{mm} < e_2 = 70\,\text{mm} < e_{2,\max} = 4*t_{\min} + 40 = 4*21,5 + 40 = 126\,\text{mm}$$

$$p_{1,\min} = 2,2*d_0 = 2,2*26 = 57,2\,\text{mm} < p_1 = 140\,\text{mm} < p_{1,\max} = \min\{14*t;200\} = 200\,\text{mm}$$

$$p_{2,\min} = 2,4*d_0 = 2,2*26 = 62,4\,\text{mm} < p_2 = 140\,\text{mm} < p_{2,\max} = \min\{14*t;200\} = 200\,\text{mm}$$

Για p_1 τέθηκε η μέγιστη κατακόρυφη εσωτερική απόσταση κοχλιών. Στον επόμενο πίνακα φαίνονται όλες οι αποστάσεις των 10 κοχλιών.

Πίνακας 9.7: Αποστάσεις κοχλιών σύνδεσης.

Αποστάσεις κοχλιών						
e_1 (mm)	e_2 (mm)	w (mm)	p_1 (mm)	p_2 (mm)	p_3 (mm)	p_4 (mm)
45	70	160	110	140	130	110

Εφόσων ικανοποιούνται τα κριτήρια θα γίνουν τώρα οι απαραίτητοι έλεγχοι.

1) Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση

Η λυγηρότητα του κορμού του υποστυλώματος ικανοποιεί τον περιορισμό:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{24,3}{1,2} = 20,25 < 69*\varepsilon = 69*\sqrt{\frac{235}{355}} = 69*0,814 = 56,14$$

Σε ένα μονόπλευρο κόμβο η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση του μη ενισχυμένου κορμού υποστυλώματος δίνεται ως εξής:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9*f_{y,wc}*A_{vc}}{\sqrt{3}*\gamma_{M0}} = \frac{0,9*35,5*56,19}{\sqrt{3}*1,0} = 1036,50\,\text{kN},$$

Όπου η επιφάνεια διάτμησης του υποστυλώματος $A_{vc} = 56,19\ \text{cm}^2$ έχει υπολογιστεί από πριν.

2) Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη

<u>Υπολογισμός ενεργού πλάτους κορμού υποστυλώματος σε θλίψη $b_{eff,c,wc}$</u>

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2*\sqrt{2}*a_b + 5*(t_{fc} + s) + s_p$$

όπου:

a_b: είναι το πάχος συγκόλλης του πέλματος της δοκού

s: είναι η ακτίνα καμπυλότητας υποστυλώματος ελατής διατομής ($s=r_c$)

s_p: είναι το μήκος που προκύπτει από προβολή 45° μέσω της μετωπικής πλάκας ($s_p=2*t_p$)

Άρα: $b_{eff,c,wc} = 1,75 + 2*\sqrt{2}*1,2 + 5*(2,15 + 2,7) + 2*2,5 = 34,40\,\text{cm}$.

<u>Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή ω για πιθανή αληλεπίδραση με τη διάτμηση</u>

Για μονόπλευρο κόμβο η τιμή της παραμέτρου σχεδιασμού β ισούται με 1. Επομένως ο μειωτικός συντελεστής ω προκύπτει από την παρακάτω σχέση:

$$\omega = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3*(b_{eff,c,wc}*t_{wc}/A_{vc})^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3*(34,40*1,2/56,19)^2}} = 0,767$$

Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή k_{wc}

Γενικά ο μειωτικός συντελεστής λαμβάνεται $k_{wc} = 1,0$.

Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή ρ

Η λυγηρότητα του κορμού του υποστυλώματος λαμβάνεται ως εξής:

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 * \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} * d_{wc} * f_{y,wc}}{E * t_{wc}^{\ 2}}} = 0,932 * \sqrt{\frac{34,40 * 24,3 * 35,5}{21000 * 1,2^2}} = 0,923$$

Επομένως αφού: $\bar{\lambda}_p = 0,923 > 0,72 \Rightarrow \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,2}{\bar{\lambda}_p^{\ 2}} = 0,849$.

Υπολογισμός αντοχής κορμού υποστυλώματος σε θλίψη $F_{c,wc,Rd}$

Η αντοχή σχεδιασμού σε εγκάρσια θλίψη μη ενισχυμένου κορμού υποστυλώματος προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega * k_{wc} * b_{eff,c,wc} * t_{wc} * f_{y,\mathrm{wc}}}{\gamma_{\mathrm{M0}}} = \frac{0,767 * 1,0 * 34,40 * 1,2 * 35,5}{1,0} = 1123,30\,\mathrm{kN}$$

Θα πρέπει να ισχύει επίσης:

$$F_{c,wc,Rd} \le \frac{\omega * k_{wc} * \rho * b_{eff,c,wc} * t_{wc} * f_{y,\mathrm{wc}}}{\gamma_{\mathrm{M0}}} = \frac{0,767 * 1,0 * 0,849 * 34,40 * 1,2 * 35,5}{1,0} = 953,16\,\mathrm{kN}$$

Άρα: $F_{c,wc,Rd} = 953,16\,\mathrm{kN}$.

3) Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη

Η αντοχή σχεδιασμού σε ροπή της διατομής της δοκού για διατομές κατηγορίας 1 είναι:

$$(8.7) \Rightarrow M_{pl,Rd,b} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{\mathrm{M0}}} = \frac{1283 * 35,5}{1,0} = 45547\,\mathrm{kNcm}$$

Επομένως: $F_{c,fb,Rb} = \frac{M_{c,Rd}}{h - t_{fb}} = \frac{45547}{26 - 1,75} = 1878,21\,\mathrm{kN}$.

4) Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη

Από το Σχήμα 9.11 της επόμενης σελίδας έχουμε:

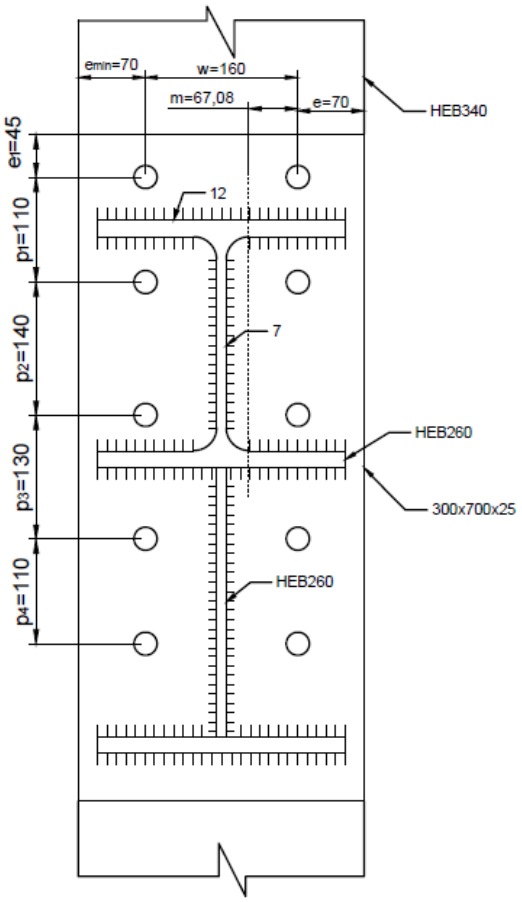
$e_1 = 45\,\mathrm{mm}$ (η κατακόρυφη απόσταση από το άνω άκρο πέλματος)

$e_{\min} = 45\,\mathrm{mm}$ (η οριζόντια απόσταση του κοχλία από το άκρο της πλάκας)

$e = \frac{b_c - w}{2} = \frac{300 - 160}{2} = 70\,\mathrm{mm}$ (η οριζόντια απόσταση του ακραίου κοχλία από το άκρο του πέλματος του υποστυλώματος)

$$m = \frac{w - t_{wc}}{2} - 0,8 * r_c = \frac{160 - 12}{2} - 0,8 * 27 = 52,4\,\mathrm{mm}$$

$$n = \min\{e_{\min}; 1,25 * m\} = \min\{70; 65,5\} = 65,5\,\mathrm{mm}$$



Σχήμα 9.11: Αποστάσεις για το υποστύλωμα.

Ενεργά μήκη ενισχυμένου πέλματος υποστυλώματος

α) Άνω πρώτη σειρά κοχλιών (ακραία σειρά)

<u>Κυκλικές μορφές</u>

$$l_{eff,cp} = \min\{2\pi m; \pi m + 2e_1\} = \min\{2*\pi*52,4; \pi*52,4+2*45\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,cp} = \min\{329,24; 254,62\} = 254,62\,\text{mm}$$

<u>Μη κυκλικές μορφές</u>

$$l_{eff,nc} = \min\{4m+1,25e; 2m+0,625e+e_1\} = \min\{4*52,4+1,25*70;$$

$$;2*52,4+0,625*70+45\} \Rightarrow l_{eff,nc} = \min\{297,1;193,55\} = 193,55\,\text{mm}$$

Μηχανισμός 1: $l_{eff,1} = \min\{l_{eff,nc}; l_{eff,cp}\} = \min\{193,55; 254,62\} = 193,55\,\text{mm}$

Μηχανισμός 2: $l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 193,55\,\text{mm}$

β) Δεύτερη σειρά κοχλιών (εσωτερική σειρά)

<u>Κυκλικές μορφές</u>

$$l_{eff,cp} = 2\pi m = 2*\pi*52,4 = 329,24\,\text{mm}$$

<u>Μη κυκλικές μορφές</u>

$$l_{eff,nc} = 4m+1,25e = 4*52,4+1,25*70 = 297,1\,\text{mm}$$

Μηχανισμός 1: $l_{eff,1} = \min\{l_{eff,nc}; l_{eff,cp}\} = \min\{297,1; 329,24\} = 297,1\,\text{mm}$

Μηχανισμός 2: $l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 297,1\,\text{mm}$

Οι υπόλοιποι εσωτερικοί κοχλίες έχουν τα ίδια ενεργά μήκη με την δεύτερη σειρά κοχλιών.

γ) Πρώτη και δεύτερη σειρά κοχλιών

$p=p_1=110$mm (το κατακόρυφο συνεργαζόμενο πλάτος για την 1η σειρά κοχλιών)

$p=p_1/2+p_2/2=110/2+140/2=125$mm (το κατακόρυφο συνεργαζόμενο πλάτος για τη 2η σειρά κοχλιών)

Ακραία σειρά

<u>Κυκλικές μορφές</u>

$$l_{eff,cp} = \min\{\pi m + p; 2e_1 + \text{p}\} = \min\{\pi * 52,4 + 110; 2*45 + 110\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,cp} = \min\{274,62; 200\} = 200\,\text{mm}$$

<u>Μη κυκλικές μορφές</u>

$$l_{eff,nc} = \min\{2m + 0,625e + 0,5p; e_1 + 0,5\,\text{p}\} = \min\{2*52,4 + 0,625*70 + 0,5*110;$$

$$;45 + 0,5*110\} \Rightarrow l_{eff,nc} = \min\{203,55; 100\} = 100\,\text{mm}$$

Εσωτερική σειρά

<u>Κυκλικές μορφές</u>

$$l_{eff,cp} = 2p = 2*125 = 250\,\text{mm}$$

<u>Μη κυκλικές μορφές</u>

$$l_{eff,nc} = p = 125\,\text{mm}$$

Για την ομάδα και για κάθε μηχανισμό έχουμε τα ακόλουθα ενεργά μήκη:

Μηχανισμός 1:

$$\Sigma l_{eff,1} = \min\{\Sigma l_{eff,nc}; \Sigma l_{eff,cp}\} = \min\{100 + 125; 200 + 250\} = \min\{225; 450\} = 225\,\text{mm}$$

Μηχανισμός 2: $\Sigma l_{eff,2} = \Sigma l_{eff,nc} = 225\,\text{mm}$

Για τις υπόλοιπες ομάδες κοχλιών τα κατακόρυφα συνεργαζόμενα πλάτη υπολογίζονται όπως για τη δεύτερη σειρά κοχλιών και τα ενεργά μήκη των κάθε ομάδων για εσωτερική σειρά κοχλιών. Τα κατακόρυφα συνεργαζόμενα πλάτη παρουσιάζονται στον Πίνακα 9.8 ενώ, τα ενεργά μήκη θα παρουσιαστούν αργότερα.

Πίνακας 9.8: Κατακόρυφα συνεργαζόμενα πλάτη σειρών κοχλιών.

Σειρά κοχλιών	1	2	3	4	5
p (mm)	110	125	135	120	110

Ροπές αντοχής $M_{pl,Rd}$ και αντοχές $F_{T,Rd}$

α) Άνω πρώτη σειρά κοχλιών (ακραία σειρά)

<u>Μηχανισμός 1</u>

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{0,25*\Sigma l_{eff,1}*t_f{}^2*f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,25*19,355*2,15^2*35,5}{1,0} = 794,03\,\text{kNcm}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 1 είναι:

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4*M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4*794,03}{5,24} = 606,13\,\text{kN}$$

<u>Μηχανισμός 2</u>

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 2 είναι:

$$M_{pl,2,Rd} = \frac{0,25*\Sigma l_{eff,2}*t_f{}^2*f_y}{\gamma_{M0}} = 794,03\,\text{kNcm}$$

Η αντοχή του ενός κοχλία σε εφελκυσμό είναι:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2*f_{ub}*A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9*100*3,53}{1,25} = 254,16\,\text{kN}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 2 είναι:

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2*M_{pl,2,Rd}+n*\Sigma F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2*794,03+6,55*2*254,16}{5,24+6,55} = 417,10\,\text{kN}$$

<u>Μηχανισμός 3</u>

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 3 είναι:

$$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd} = 2*254,16 = 508,32\,\text{kN}$$

Επομένως:

$$F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd};F_{T,2,Rd};F_{T,3,Rd}\} = \min\{606,13;417,10;508,32\} = 417,10\,\text{kN}$$

β) Δεύτερη σειρά κοχλιών (εσωτερική σειρά)

<u>Μηχανισμός 1</u>

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{0,25*\Sigma l_{eff,1}*t_f{}^2*f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,25*29,71*2,15^2*35,5}{1,0} = 1218,84\,\text{kNcm}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 1 είναι:

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4*M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4*1218,84}{5,24} = 930,41\,\text{kN}$$

<u>Μηχανισμός 2</u>

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 2 είναι:

$$M_{pl,2,Rd} = \frac{0,25*\Sigma l_{eff,2}*t_f{}^2*f_y}{\gamma_{M0}} = 1218,84\,\text{kNcm}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 2 είναι:

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2*M_{pl,2,Rd}+n*\Sigma F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2*1218,84+6,55*2*254,16}{5,24+6,55} = 489,16\,\text{kN}$$

Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 3 είναι:

$$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd} = 2*254,16 = 508,32\,\text{kN}$$

Επομένως:

$$F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}\} = \min\{930,41; 489,16; 508,32\} = 489,16\,\text{kN}$$

γ) Πρώτη και δεύτερη σειρά κοχλιών

Μηχανισμός 1

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{0,25*\Sigma l_{eff,1}*t_f^{\,2}*f_y}{\gamma_{\text{M0}}} = \frac{0,25*22,5*2,15^2*35,5}{1,0} = 923,06\,\text{kNcm}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 1 είναι:

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4*M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4*923,06}{5,24} = 704,63\,\text{kN}$$

Μηχανισμός 2

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 2 είναι:

$$M_{pl,2,Rd} = \frac{0,25*\Sigma l_{eff,2}*t_f^{\,2}*f_y}{\gamma_{\text{M0}}} = 923,06\,\text{kNcm}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 2 είναι:

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2*M_{pl,2,Rd} + n*\Sigma F_{\text{t},Rd}}{m+n} = \frac{2*923,06 + 6,55*4*254,16}{5,24+6,55} = 721,38\,\text{kN}$$

Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 3 είναι:

$$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd} = 4*254,16 = 1016,64\,\text{kN}$$

Επομένως:

$$F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}\} = \min\{704,63; 721,38; 1016,64\} = 704,63\,\text{kN}$$

Παρουσιάζονται τώρα στους Πίνακες 9.9, 9.10 τα αποτελέσματα της επίλυσης που έγινε σε αρχείο EXCEL για όλους τους κοχλίες.

Πίνακας 9.9: Ενεργά μήκη σειρών κοχλιών μεμονομένων ή θεωρούμενων ως μέλη ομάδας.

Σειρά κοχλιών	Μεμονωμένη σειρά		Μέλος ομάδας	
	Κυκλ. μορφές	Μη κυκλ. μορφές	Κυκλ. μορφές	Μη κυκλ. μορφές
	$l_{eff,cp}$ (mm)	$l_{eff,nc}$ (mm)	$l_{eff,cp}$ (mm)	$l_{eff,nc}$ (mm)
1	254.62	193.55	200	100
2	329.24	297.1	250	125
3	329.24	297.1	270	135
4	329.24	297.1	240	120
5	329.24	297.1	220	110

Πίνακας 9.10: Ροπές αντοχής και αντοχές κοχλιών μεμονομένων ή μελών ομάδας.

Σειρά-ομάδα κοχλιών	Κυκλ. μορφές	Μη κυκλ. μορφές	Μηχανισμός 1		
	$l_{eff,cp}$ (mm)	$l_{eff,nc}$ (mm)	$l_{eff,1}$ (mm)	$M_{pl,1,Rd}$ (kNcm)	$F_{T,1,Rd}$ (kN)
1	254.62	193.55	193.55	794.03	606.13
2	329.24	297.1	297.1	1218.84	930.41
3	329.24	297.1	297.1	1218.84	930.41
4	329.24	297.1	297.1	1218.84	930.41
5	329.24	297.1	297.1	1218.84	930.41
1 -- 2	450	225	225	923.06	704.63
1 -- 3	720	360	360	1476.89	1127.4
2 -- 3	520	260	260	1066.64	814.23
1 -- 4	960	480	480	1969.19	1503.2
2 -- 4	760	380	380	1558.94	1190.03
3 -- 4	510	255	255	1046.13	798.57
1 -- 5	1180	590	590	2420.46	1847.68
2 -- 5	980	490	490	2010.21	1534.51
3 -- 5	730	365	365	1497.4	1143.05
4 -- 5	460	230	230	943.57	720.28

Σειρά-ομάδα κοχλιών	Μηχανισμός 2					Μηχανισμός 3	$F_{T,Rd}$ (kN)
	$l_{eff,2}$ (mm)	$M_{pl,2,Rd}$ (kNcm)	$F_{t,Rd}$ (kN)	n	$F_{T,2,Rd}$ (kN)	$F_{T,3,Rd}$ (kN)	
1	193.55	794.03	254.16	2	417.1	508.32	417.1
2	297.1	1218.84	254.16	2	489.16	508.32	489.16
3	297.1	1218.84	254.16	2	489.16	508.32	489.16
4	297.1	1218.84	254.16	2	489.16	508.32	489.16
5	297.1	1218.84	254.16	2	489.16	508.32	489.16
1 -- 2	225	923.06	254.16	4	721.38	1016.64	704.63
1 -- 3	360	1476.89	254.16	6	1097.73	1524.96	1097.73
2 -- 3	260	1066.64	254.16	4	745.74	1016.64	745.74
1 -- 4	480	1969.19	254.16	8	1463.64	2033.28	1463.64
2 -- 4	380	1558.94	254.16	6	1111.65	1524.96	1111.65
3 -- 4	255	1046.13	254.16	4	742.26	1016.64	742.26
1 -- 5	590	2420.46	254.16	10	1822.6	2541.6	1822.6
2 -- 5	490	2010.21	254.16	8	1470.6	2033.28	1470.6
3 -- 5	365	1497.4	254.16	6	1101.21	1524.96	1101.21
4 -- 5	230	943.57	254.16	4	724.86	1016.64	720.28

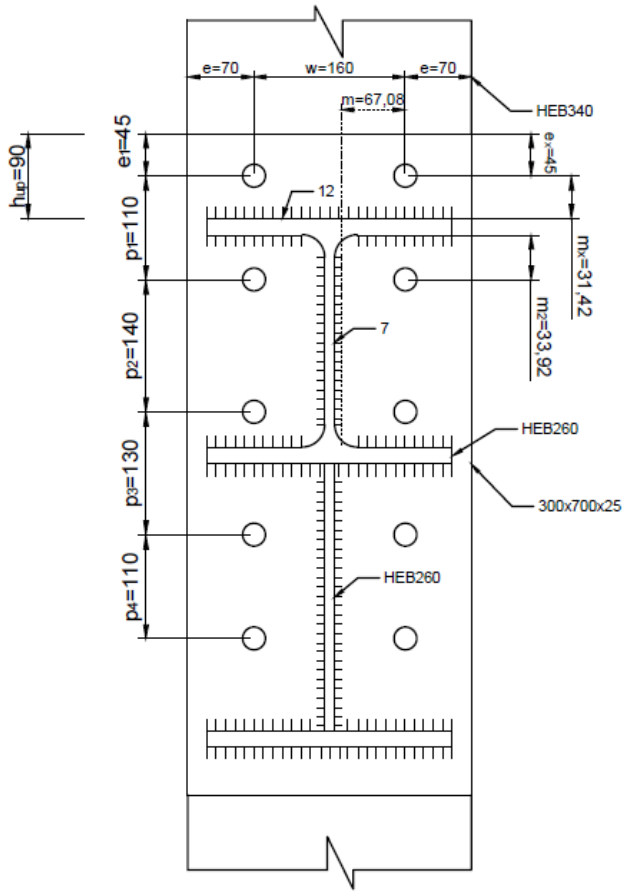
5) Μετωπική πλάκα σε κάμψη

Από το Σχήμα 9.12 της επόμενης σελίδας έχουμε:

$e_x = 45\,\text{mm}$ (η κατακόρυφη απόσταση από το άνω άκρο της πλάκας)

$e = \dfrac{b_p - w}{2} = 70\,\text{mm}$ (η οριζόντια απόσταση του ακραίου κοχλία από το άκρο της πλάκας)

$m_x = h_{up} - e_x - 0{,}8 * a_f * \sqrt{2} = 90 - 45 - 0{,}8 * 12 * \sqrt{2} = 31{,}42\,\text{mm}$ (η κατακόρυφη απόσταση κοχλία - άνω πέλματος δοκού)



Σχήμα 9.12: Αποστάσεις για τη μετωπική πλάκα.

$$m_2 = p_1 - (h_{up} - e_x) - t_{fb} - 0,8 * a_f * \sqrt{2} \Rightarrow$$

$$m_2 = 110 - (90 - 45) - 17,5 - 0,8 * 12 * \sqrt{2} = 33,92\,\text{mm}$$

$$m = \frac{w - t_{wb}}{2} - 0,8 * a_w * \sqrt{2} = \frac{160 - 10}{2} - 0,8 * 7 * \sqrt{2} = 67,08\,\text{mm}$$

$$\lambda_1 = \frac{m}{m+e} = \frac{67,08}{67,08+70} = 0,489 \;,\; \lambda_2 = \frac{m_2}{m+e} = \frac{33,92}{67,08+70} = 0,247$$

Από σχήμα 6.11 Ευρωκώδικα 3: $\alpha = 6,4$

$$n_x = \min\{e_x; 1,25 * m_x\} = \min\{45; 39,28\} = 39,28\,\text{mm}$$

$$n = \min\{e; 1,25 * m\} = \min\{70; 83,85\} = 70\,\text{mm}$$

Ενεργά μήκη ενισχυμένου πέλματος υποστυλώματος

α) Άνω πρώτη σειρά κοχλιών (ακραία σειρά)

<u>Κυκλικές μορφές</u>

$$l_{eff,cp} = \min\{2\pi m_x; \pi m_x + w; \pi m_x + 2e\} = \min\{2 * \pi * 31,42; \pi * 31,42 + 160;$$
$$; \pi * 31,42 + 2 * 70\} \Rightarrow l_{eff,cp} = \min\{197,44; 258,70; 238,71\} = 197,44\,\text{mm}$$

Μη κυκλικές μορφές

$l_{eff,nc} = \min\{4m_x + 1,25e_x; e + 2m_x + 0,625e_x; 0,5b_p; 0,5w + 2m_x + 0,625e_x\} =$

$= \min\{4*31,42 + 1,25*45; 70 + 2*31,42 + 0,625*45; 0,5*300; 0,5*160 +$

$+2*31,42 + 0,625*45\} \Rightarrow l_{eff,nc} = \min\{181,93; 160,97; 150; 170,97\} = 150\,\text{mm}$

Μηχανισμός 1: $l_{eff,1} = \min\{l_{eff,nc}; l_{eff,cp}\} = \min\{197,44; 150\} = 150\,\text{mm}$

Μηχανισμός 2: $l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 150\,\text{mm}$

β) Δεύτερη σειρά κοχλιών (πρώτη σειρά κοχλιών κάτω από εφελκυόμενο πέλμα δοκού)

Κυκλικές μορφές

$l_{eff,cp} = 2\pi m = 2*\pi*67,08 = 421,48\,\text{mm}$

Μη κυκλικές μορφές

$l_{eff,nc} = am = 6,4*67,08 = 429,31\,\text{mm}$

Μηχανισμός 1: $l_{eff,1} = \min\{l_{eff,nc}; l_{eff,cp}\} = \min\{421,48; 429,31\} = 421,48\,\text{mm}$

Μηχανισμός 2: $l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 429,31\,\text{mm}$

γ) Τρίτη σειρά κοχλιών (άλλη εσωτερική σειρά κοχλιών)

Κυκλικές μορφές

$l_{eff,cp} = 2\pi m = 2*\pi*67,08 = 421,48\,\text{mm}$

Μη κυκλικές μορφές

$l_{eff,nc} = 4m + 1,25e = 4*67,08 + 1,25*70 = 355,82\,\text{mm}$

Μηχανισμός 1: $l_{eff,1} = \min\{l_{eff,nc}; l_{eff,cp}\} = \min\{421,48; 355,82\} = 355,82\,\text{mm}$

Μηχανισμός 2: $l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 355,82\,\text{mm}$

Οι υπόλοιποι εσωτερικοί κοχλίες έχουν τα ίδια ενεργά μήκη με αυτή τη σειρά κοχλιών.

δ) Πρώτη και δεύτερη σειρά κοχλιών

Η πρώτη και δεύτερη σειρά κοχλιών δεν θεωρούνται ομάδα κοχλιών για την μετωπική πλάκα.

ε) Δεύτερη και τρίτη σειρά κοχλιών

$p=p_2=140$mm (το κατακόρυφο συνεργαζόμενο πλάτος για τη 2η σειρά κοχλιών)

$p=p_2/2+p_3/2=140/2+130/2=135$mm (το κατακόρυφο συνεργαζόμενο πλάτος για την 3η σειρά κοχλιών)

Δεύτερη σειρά

Κυκλικές μορφές

$l_{eff,cp} = \pi m + p = \pi*67,08 + 140 = 350,74\,\text{mm}$

Μη κυκλικές μορφές

$$l_{eff,nc} = 0,5p + am - (2m + 0,625e) = 0,5*140 + 6,4*67,08 -$$
$$-(2*67,08 + 0,625*70) = 321,40\,\text{mm}$$

Τρίτη σειρά

Κυκλικές μορφές

$$l_{eff,cp} = 2p = 2*135 = 270\,\text{mm}$$

Μη κυκλικές μορφές

$$l_{eff,nc} = p = 135\,\text{mm}$$

Για την ομάδα και για κάθε μηχανισμό έχουμε τα ακόλουθα ενεργά μήκη:

Μηχανισμός 1:

$$\Sigma l_{eff,1} = \min\{\Sigma l_{eff,nc}; \Sigma l_{eff,cp}\} = \min\{321,40 + 135; 350,74 + 270\} =$$
$$= \min\{456,40; 620,74\} = 456,40\,\text{mm}$$

Μηχανισμός 2: $\Sigma l_{eff,2} = \Sigma l_{eff,nc} = 456,40\,\text{mm}$

Για τις υπόλοιπες ομάδες κοχλιών τα κατακόρυφα συνεργαζόμενα πλάτη είναι όπως ορίστηκαν πιο πάνω και τα ενεργά μήκη υπολογίζονται για εσωτερική σειρά κοχλιών.

Ροπές αντοχής $M_{pl,Rd}$ και αντοχές $F_{T,Rd}$

α) Άνω πρώτη σειρά κοχλιών (ακραία σειρά)

Μηχανισμός 1

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{0,25*\Sigma l_{eff,1}*t_f^{\,2}*f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,25*15*2,5^2*35,5}{1,0} = 832,03\,\text{kNcm}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 1 είναι:

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4*M_{pl,1,Rd}}{m_x} = \frac{4*832,03}{3,142} = 1059,24\,\text{kN}$$

Μηχανισμός 2

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 2 είναι:

$$M_{pl,2,Rd} = \frac{0,25*\Sigma l_{eff,2}*t_f^{\,2}*f_y}{\gamma_{M0}} = 832,03\,\text{kNcm}$$

Η αντοχή του ενός κοχλία σε εφελκυσμό είναι:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2*f_{ub}*A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9*100*3,53}{1,25} = 254,16\,\text{kN}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 2 είναι:

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2*M_{pl,2,Rd} + n_x*\Sigma F_{t,Rd}}{m_x + n_x} = \frac{2*832,03 + 3,928*2*254,16}{3,142 + 3,928} = 517,76\,\text{kN}$$

Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 3 είναι:

$$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd} = 2*254,16 = 508,32\,\text{kN}$$

Επομένως:

$$F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}\} = \min\{1059,24; 517,76; 508,32\} = 508,32\,\text{kN}$$

β) Δεύτερη σειρά κοχλιών (εσωτερική σειρά)

<u>Μηχανισμός 1</u>

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{0,25*\Sigma l_{eff,1}*t_f{}^2*f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,25*42,148*2,5^2*35,5}{1,0} = 2337,90\,\text{kNcm}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 1 είναι:

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4*M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4*2337,90}{6,708} = 1394,09\,\text{kN}$$

<u>Μηχανισμός 2</u>

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 2 είναι:

$$M_{pl,2,Rd} = \frac{0,25*\Sigma l_{eff,2}*t_f{}^2*f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,25*42,931*2,5^2*35,5}{1,0} = 2381,33\,\text{kNcm}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 2 είναι:

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2*M_{pl,2,Rd} + n*\Sigma F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2*2381,33 + 7,0*2*254,16}{6,708+7,0} = 607,01\,\text{kN}$$

<u>Μηχανισμός 3</u>

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 3 είναι:

$$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd} = 2*254,16 = 508,32\,\text{kN}$$

Επομένως:

$$F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}\} = \min\{1394,09; 607,01; 508,32\} = 508,32\,\text{kN}$$

ε) Δεύτερη και τρίτη σειρά κοχλιών

<u>Μηχανισμός 1</u>

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{0,25*\Sigma l_{eff,1}*t_f{}^2*f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,25*45,64*2,5^2*35,5}{1,0} = 2531,59\,\text{kNcm}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 1 είναι:

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4*M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4*2531,59}{6,708} = 1509,59\,\text{kN}$$

<u>Μηχανισμός 2</u>

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 2 είναι:

$$M_{pl,2,Rd} = \frac{0,25*\Sigma l_{eff,2}*t_f{}^2*f_y}{\gamma_{M0}} = 2531,59\,\text{kNcm}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 2 είναι:

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2*M_{pl,2,Rd} + n*\Sigma F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2*2531,59 + 7,0*4*254,16}{6,708+7,0} = 888,50\,\text{kN}$$

<u>Μηχανισμός 3</u>

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 3 είναι:

$$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd} = 4*254,16 = 1016,64\,\text{kN}$$

Επομένως:

$$F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}\} = \min\{1509,59; 888,50; 1016,64\} = 888,50\,\text{kN}$$

Παρουσιάζονται τώρα στους Πίνακες 9.11, 9.12 τα αποτελέσματα της επίλυσης που έγινε σε αρχείο EXCEL για όλους τους κοχλίες.

Πίνακας 9.11: Ενεργά μήκη σειρών κοχλιών μεμονομένων ή θεωρούμενων ως μέλη ομάδας.

Σειρά κοχλιών	Μεμονωμένη σειρά		Μέλος ομάδας	
	Κυκλ. μορφές	Μη κυκλ. μορφές	Κυκλ. μορφές	Μη κυκλ. μορφές
	$l_{eff,cp}$ (mm)	$l_{eff,nc}$ (mm)	$l_{eff,cp}$ (mm)	$l_{eff,nc}$ (mm)
1	197.44	150	0	0
2	421.48	429.31	350.74	321.4
3	421.48	355.82	270	135
4	421.48	355.82	240	120
5	421.48	355.82	220	110

Πίνακας 9.12: Ροπές αντοχής και αντοχές κοχλιών μεμονομένων ή μελών ομάδας.

Σειρά-ομάδα κοχλιών	Κυκλ. μορφές	Μη κυκλ. μορφές	Μηχανισμός 1		
	$l_{eff,cp}$ (mm)	$l_{eff,nc}$ (mm)	$l_{eff,1}$ (mm)	$M_{pl,1,Rd}$ (kNcm)	$F_{T,1,Rd}$ (kN)
1	197.44	150	150	832.03	1059.12
2	421.48	429.31	421.48	2337.9	1394.09
3	421.48	355.82	355.82	1973.69	1176.91
4	421.48	355.82	355.82	1973.69	1176.91
5	421.48	355.82	355.82	1973.69	1176.91
2 -- 3	620.74	456.4	456.4	2531.59	1509.59
2 -- 4	860.74	576.4	576.4	3197.22	1906.5
3 -- 4	510	255	255	1414.45	843.44
2 -- 5	1080.74	686.4	686.4	3807.38	2270.34
3 -- 5	730	365	365	2024.61	1207.27
4 -- 5	460	230	230	1275.78	760.75

Σειρά-ομάδα κοχλιών	Μηχανισμός 2					Μηχανισμός 3	$F_{ep,Rd}$ (kN)
	$l_{eff,2}$ (mm)	$M_{pl,2,Rd}$ (kNcm)	$F_{t,Rd}$ (kN)	n	$F_{T,2,Rd}$ (kN)	$F_{T,3,Rd}$ (kN)	
1	150	832.03	254.16	2	517.76	508.32	508.32
2	429.31	2381.33	254.16	2	607.01	508.32	508.32
3	355.82	1973.69	254.16	2	547.53	508.32	508.32
4	355.82	1973.69	254.16	2	547.53	508.32	508.32
5	355.82	1973.69	254.16	2	547.53	508.32	508.32
2 -- 3	456.4	2531.59	254.16	4	888.5	1016.64	888.5
2 -- 4	576.4	3197.22	254.16	6	1245.19	1524.96	1245.19
3 -- 4	255	1414.45	254.16	4	725.51	1016.64	725.51
2 -- 5	686.4	3807.38	254.16	8	1593.79	2033.28	1593.79
3 -- 5	365	2024.61	254.16	6	1074.11	1524.96	1074.11
4 -- 5	230	1275.78	254.16	4	705.28	1016.64	705.28

6) Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό

Για μία κοχλιωτή σύνδεση το ενεργό πλάτος $b_{eff,t,wc}$ του κορμού του υποστυλώματος σε εφελκυσμό πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το ενεργό μήκος ενός ισοδύναμου βραχέος ταυ που αντιστοιχεί στο πέλμα του υποστυλώματος σε κάμψη. Επομένως το ενεργό πλάτος ισούται με το ενεργό μήκος που έχει βρεθεί για πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη και αντιστοιχεί στο μηχανισμό 1. Δηλαδή: $b_{eff,t,wc} = \Sigma l_{eff,1}$.

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

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

όπου:

ω: μειωτικός συντελεστής με τον οποίο λαμβάνεται υπόψη η πιθανή αλληλεπίδραση με η διάτμηση στον κορμό υποστυλώματος και η τιμή του είναι όπως έχει ορισθεί για κορμό υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη (ω = 0,767)

t_{wc}: το πλάτος του κορμού υποστυλώματος (t_{wc} = 12 mm)

Στον Πίνακα 9.13 φαίνονται τα ενεργά πλάτη και οι αντοχές σχεδιασμού για εγκάρσιο εφελκυσμό για όλες τις σειρές κοχλιών, μεμονομένες ή θεωρούμενες ως μέλη ομάδας, που υπολογίσθηκαν σε αρχείο EXCEL.

Πίνακας 9.13: Ενεργά πλάτη και αντοχές σχεδιασμού για εγκάρσιο εφελκυσμό κορμού υποστυλώματος.

Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό		
Σειρά-ομ. κοχλιών	$b_{eff,t,wc}$ (mm)	$F_{t,wc,Rd}$ (kN)
1	193.55	632.12
2	297.1	970.31
3	297.1	970.31
4	297.1	970.31
5	297.1	970.31
1 -- 2	225	734.84
1 -- 3	360	1175.74
2 -- 3	260	849.14
1 -- 4	480	1567.65
2 -- 4	380	1241.06

Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό		
Σειρά-ομ. κοχλιών	$b_{eff,t,wc}$ (mm)	$F_{t,wc,Rd}$ (kN)
3 -- 4	255	832.82
1 -- 5	590	1926.91
2 -- 5	490	1600.31
3 -- 5	365	1192.07
4 -- 5	230	751.17

7) Κορμός δοκού σε εφελκυσμό

Για μία κοχλιωτή σύνδεση το ενεργό πλάτος $b_{eff,t,wb}$ του κορμού της δοκού σε εφελκυσμό πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το ενεργό μήκος ενός ισοδύναμου βραχέος ταυ που αντιστοιχεί στη μετωπική πλάκα σε κάμψη. Επομένως το ενεργό πλάτος ισούται με το ενεργό μήκος που έχει βρεθεί για μετωπική πλάκα σε κάμψη και αντιστοιχεί στο μηχανισμό 1. Δηλαδή: $b_{eff,t,wb} = \Sigma_{leff,1}$.

Η αντοχή σχεδιασμού σε εγκάρσιο εφελκυσμό του κορμού της δοκού προσδιορίζεται από τη σχέση:

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

Στον Πίνακα 9.14 φαίνονται τα ενεργά πλάτη και οι αντοχές σχεδιασμού για εγκάρσιο εφελκυσμό για όλες τις σειρές κοχλιών, μεμονομένες ή θεωρούμενες ως μέλη ομάδας, που υπολογίσθηκαν σε αρχείο EXCEL.

Πίνακας 9.14: Ενεργά πλάτη και αντοχές σχεδιασμού για εγκάρσιο εφελκυσμό κορμού δοκού.

Κορμός δοκού σε εφελκυσμό		
Σειρά-ομ. κοχλιών	$b_{eff,t,wb}$ (mm)	$F_{t,wb,Rd}$ (kN)
1	150	532.5
2	421.48	1496.25
3	355.82	1263.16
4	355.82	1263.16
5	355.82	1263.16
2 -- 3	456.4	1620.22
2 -- 4	576.4	2046.22
3 -- 4	255	905.25
2 -- 5	686.4	2436.72
3 -- 5	365	1295.75
4 -- 5	230	816.5

Αποτελέσματα ελέγχων για τις εφελκυόμενες σειρές κοχλιών

Η ενεργός αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό $F_{tr,Rd}$ της σειράς κοχλιών r πρέπει να μειώνεται, αν χρειάζεται από την τιμή $F_{t,Rd}$, έτσι ώστε όταν συνυπολογίζονται όλες οι σειρές κοχλιών άνω της r, συμπεριλαμβανομένης και της ίδιας να ικανοποιούνται οι επόμενες συνθήκες:

- συνολική αντοχή σχεδιασμού: $\Sigma_{Ft,Rd} \leq V_{wp,Rd} / \beta$
- συνολική αντοχή σχεδιασμού $\Sigma_{Ft,Rd}$ δεν υπερβαίνει την μικρότερη τιμή από την:
- αντοχή σχεδιασμού του κορμού του υποστυλώματος σε θλίψη $F_{c,wc,Rd}$

– αντοχή σχεδιασμού του πέλματος και κορμού της δοκού σε θλίψη $F_{c,fb,Rd}$

Στον Πίνακα 9.15 φαίνεται η πορεία υπολογισμού για την εύρεση της αντοχής σχεδιασμού κάθε σειράς κοχλιών και στον συγκεντρωτικό Πίνακα 9.16 οι τελικές αντοχές των κοχλιών.

Πίνακας 9.15: Πορεία υπολογισμού για εύρεση αντοχής σχεδιασμού κάθε κοχλία.

	A	B	C	D	E	F	G
1	Σειρά-ομ. κοχλιών	1	2	3	1~2	1~3	2~3
2	Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση $V_{wp,Rd}$ (kN)		$V_{wp,Rd}$-B9	$V_{wp,Rd}$-B9-C9			
3	Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη $F_{c,wc,Rd}$ (kN)		$F_{c,wc,Rd}$-B9	$F_{c,wc,Rd}$-B9-C9			
4	Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη $F_{c,fb,Rd}$ (kN)	$F_{c,fb,Rd,1}$	MIN($F_{c,fb,Rd,2}$; E4)	MIN($F_{c,fb,Rd,3}$; F4;G4)	$F_{c,fb,Rd,1\sim2}$ - B9	$F_{c,fb,Rd,1\sim3}$ - B9-C9	$F_{c,fb,Rd,2\sim3}$ - C9
5	Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη $F_{fc,Rd}$ (kN)	$F_{fc,Rd,1}$	MIN($F_{fc,Rd,2}$; E5)	MIN($F_{fc,Rd,3}$; F5;G5)	$F_{fc,Rd,1\sim2}$ - B9	$F_{fc,Rd,1\sim3}$ - B9-C9	$F_{fc,Rd,2\sim3}$ - C9
6	Μετωπική πλάκα σε κάμψη $F_{ep,Rd}$ (kN)	$F_{ep,Rd,1}$	MIN($F_{ep,Rd,2}$; E6)	MIN($F_{ep,Rd,3}$; F6;G6)	$F_{ep,Rd,1\sim2}$ - B9	$F_{ep,Rd,1\sim3}$ - B9-C9	$F_{ep,Rd,2\sim3}$ - C9
7	Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό $F_{t,wc,Rd}$ (kN)	$F_{t,wc,Rd,1}$	MIN($F_{t,wc,Rd,2}$; E7)	MIN($F_{t,wc,Rd,3}$; F7;G7)	$F_{t,wc,Rd,1\sim2}$ - B9	$F_{t,wc,Rd,1\sim3}$ - B9-C9	$F_{t,wc,Rd,2\sim3}$ - C9
8	Κορμός δοκού σε εφελκυσμό $F_{t,wb,Rd}$ (kN)	$F_{t,wb,Rd,1}$	MIN($F_{t,wb,Rd,2}$; E8)	MIN($F_{t,wb,Rd,3}$; F8;G8)	$F_{w,wb,Rd,1\sim2}$ - B9	$F_{t,wb,1\sim3}$ - B9-C9	$F_{t,wb,Rd,2\sim3}$ - C9
9	$F_{T,min}$ (kN)	MIN(B4 έως B8)	MIN(C2 έως C8)	MIN(D2 έως D8)			

Πίνακας 9.16: Συγκεντρωτικός πίνακας αντοχών κοχλιών.

Σειρά-ομ. κοχλιών	Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση $V_{wp,Rd}$ (kN)	Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη $F_{c,wc,Rd}$ (kN)	Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη $F_{c,fb,Rd}$ (kN)
1			
2	619.4	536.06	1461.11
3	331.87	248.53	1173.58
4	83.34	0	925.05
5	83.34	0	925.05
1 -- 2			
1 -- 3			
2 -- 3			
1 -- 4			
2 -- 4			
3 -- 4			
1 -- 5			
2 -- 5			
3 -- 5			
4 -- 5			
Θλιβόμενο τμήμα	1036.499906	953.1639005	1878.206186

Σειρά-ομ. κοχλιών	Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη $F_{fc,Rd}$ (kN)	Μετωπική πλάκα σε κάμψη $F_{ep,Rd}$ (kN)	Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό $F_{t,wc,Rd}$ (kN)	Κορμός δοκού σε εφελκυσμό $F_{t,wb,Rd}$ (kN)	$F_{T,min}$ (kN)
1	417.1	508.32	632.12	0	417.1
2	287.53	508.32	317.74	1496.25	287.53
3	393.1	508.32	471.11	1263.16	248.53
4	489.16	476.98	584.29	656.72	0
5	489.16	508.32	751.17	816.5	0
1 -- 2	287.53	0	317.74	0	
1 -- 3	393.1	0	471.11	0	
2 -- 3	458.21	600.97	561.61	1332.69	
1 -- 4	510.48	0	614.49	0	
2 -- 4	575.59	709.13	705	1510.16	
3 -- 4	493.73	476.98	584.29	656.72	
1 -- 5	869.44	0	973.75	0	
2 -- 5	934.54	1057.73	1064.25	1900.66	
3 -- 5	852.68	825.58	943.54	1047.22	
4 -- 5	720.28	705.28	751.17	816.5	

Αντοχή κόμβου

Παρατηρήθηκε ότι στην αντοχή του κόμβου συνεισφέρουν μόνο η $1^η$ η $2^η$ και η $3^η$ σειρά κοχλιών με τις αντίστοιχες αποστάσεις τους από το κάτω πέμα της νεύρωσης να είναι:
z_1 = 605 mm , z_2 = 495 mm , z_3 = 355 mm

Η ροπή αντοχής του κόμβου με βάση τη ροπή αντοχής της εφελκυόμενης ζώνης δίνεται ως:

```
ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ
================

    * Ταξινόμηση με την ακαμψία
        ΑΡΘΡΩΤΗ          για l(δοκού) <= L1
        ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΗ       για L1 < l(δοκού) < L2
        ΑΚΑΜΠΤΗ          για L2 <= l(δοκού)

        Για μεταθετό πλαίσιο ........................................:
         - L1 είναι ίσο με...........................................:   150.52mm
         - L2 είναι ίσο με...........................................:  2408.30mm

        Για αμετάθετο πλαίσιο .......................................:
         - L1 είναι ίσο με...........................................:   150.52mm
         - L2 είναι ίσο με...........................................:  7525.92mm
```

Σχήμα 9.13: Κατάταξη σύνδεσης από πρόγραμμα INSTANT 2015.

$$M_{j,Rd} = F_{1,Rd} * z_1 + F_{2,Rd} * z_2 + F_{3,Rd} * z_3 = 417,1*60,5 + 287,53*49,5 + 248,53*35,5 \Rightarrow$$

$$M_{j,Rd} = 48290,1kNcm = 482,90\,\text{kNm}$$

Επιπλέον:

$$M_{j,Rd} = 489,90\,\text{kNm} > M_{Ed} = 252,30\,\text{kNm}$$

$$M_{j,Rd} = 489,90\,\text{kNm} > M_{b,pl,Rd} = 454,47\,\text{kNm}$$

Επομένως ο κόμβος εμφανίζει επαρκή αντοχή σε ροπή κάμψης και ικανοποιεί το κριτήριο για κατάταξη ως κόμβο πλήρους αντοχής. Αυτό επιβεβαιώνεται και από την ακαμψία του κόμβου η οποία υπολογίστηκε από το πρόγραμμα INSTANT 2015 και φαίνεται στο Σχήμα 9.13.

Εφόσων το πλαίσιο είναι μετάθετο: $L_2 = 2408,30mm < L_{\delta o\kappa o\acute{\upsilon}} = 5000mm$, άρα άκαμπτη σύνδεση.

Τέμνουσα σχεδιασμού σύνδεσης

Εφόσων η σύνδεση είναι κατηγορίας C δηλαδή ανθεκτική σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας τότε:

– Δύναμη προέντασης

$$F_{p,c} = 0,7 * f_{ub} * A_s = 0,7*100*3,53 = 247,1\,\text{kN}$$

– Αντοχή σχεδιασμού κοχλία που υπόκειται σε ταυτόχρονη εφελκυστική και διατμητική δύναμη

Όπου $F_{t,Ed}$ = 417,10 kN για 1η σειρά, $F_{t,Ed}$ = 287,53 kN για 2η σειρά, $F_{t,Ed}$ = 248,53 kN για 3η σειρά

<u>1η σειρά</u>

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s * n * \mu}{\gamma_{M3}} * (F_{p,c} - 0,8 * F_{t,\text{Ed}}) = \frac{1,0*2*0,5}{1,1} * (247,1*2 - 0,8*417,1) = 145,93\,\text{kN}$$

<u>2η σειρά</u>

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s * n * \mu}{\gamma_{M3}} * (F_{p,c} - 0,8 * F_{t,\text{Ed}}) = \frac{1,0*2*0,5}{1,1} * (247,1*2 - 0,8*287,53) = 240,16\,\text{kN}$$

<u>3η σειρά</u>

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s * n * \mu}{\gamma_{M3}} * (F_{p,c} - 0,8 * F_{t,\text{Ed}}) = \frac{1,0*2*0,5}{1,1} * (247,1*2 - 0,8*248,53) = 268,52\,\text{kN}$$

Για τους υπόλοιπους τέσσερις κοχλίες που δε δέχονται εφελκυστικές δυνάμεις:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s * n * \mu}{\gamma_{M3}} * F_{p,c} = \frac{1,0*2*0,5}{1,1} * 247,1*4 = 898,55\,\text{kN}$$

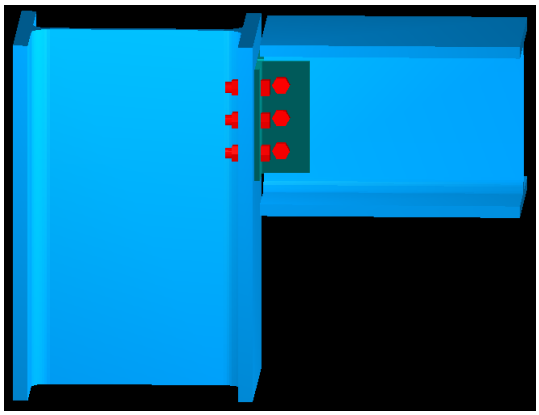
Άρα:

$$V_{Rd} = 145,93 + 240,16 + 268,52 + 898,55 = 1553,16\,\text{kN} > V_{Ed} = 223,36\,\text{kN}$$

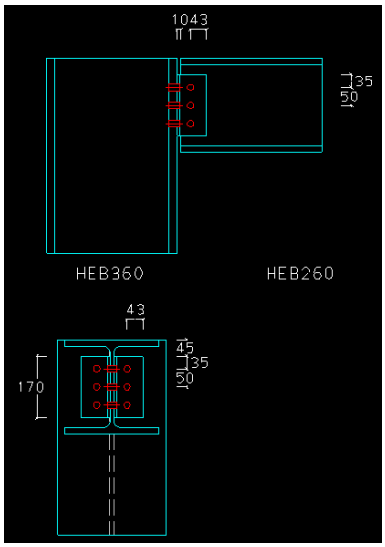
Άρα ο κόμβος έχει επαρκή αντοχή σε διάτμηση.

9.3.2 Κτίριο Β

Η σύνδεση της δευτεύουσας δοκού διατομής HEA260 με το υποστύλωμα διατομής HEB360 είναι μία απλή σύνδεση τέμνουσας. Η τέμνουσα δύναμη που μεταφέρει η κύρια δοκός στο υποστύλωμα έχει την τιμή: V_{Ed}=202,91 kN. Για τη σύνδεση χρησιμοποιήθηκαν χάλυβας S355, κοχλίες M16 ,ποιότητας 8.8 και γωνιακό έλασμα σύνδεσης L80x8. Τα χαρακτηριστικά των κοχλιών και του ελάσματος είναι όπως στις προηγούμενες συνδέσεις τέμνουσας.



Σχήμα 9.14: Σύνδεση κύριας δοκού με υποστύλωμα.



Σχήμα 9.15: Όψεις σύνδεσης δευτερεύουσας δοκού με υποστύλωμα.

Γίνεται τώρα έλεγχος των αποστάσεων των κοχλιών σύμφωνα με τον πίνακα 3.3 του Μέρους 1-8 του Ευρωκώδικα 3 (EN1998-1-8).

$$e_{1,\min} = 1,2*d_0 = 1,2*18 = 21,6\,\text{mm} < e_1 = 35\,\text{mm} < e_{1,\max} = 4*t + 40 = 4*8 + 40 = 72\,\text{mm}$$

$$e_{2,\min} = 1,2*d_0 = 1,2*18 = 21,6\,\text{mm} < e_2 = 43\,\text{mm} < e_{2,\max} = 4*t + 40 = 4*8,0 + 40 = 72\,\text{mm}$$

$$p_{1,\min} = 2,2*d_0 = 2,2*18 = 39,6\,\text{mm} < p_1 = 50\,\text{mm} < p_{1,\max} = \min\{14*t; 200\} = 112\,\text{mm}$$

Υπολογίζονται οι δυνάμεις των κοχλιών και ελέγχεται η αντοχή τους.

α. Κοχλίες επί πέλμα υποστυλώματος (μονότμητοι 6Μ16)

Οι έξι δίτμητοι κοχλίες καταπονούνται ο καθένας από τέμνουσα δύναμη ίση με: $F_{v,Ed} = V_{Ed}/6 = 202,91/6 = 33,81$ kN

<u>Αντοχή σε διάτμηση (σπείρωμα εκτός διατεμνόμενης επιφάνειας α_v=0,6)</u>

$$F_{v,Rd} = \frac{a_v * f_{ub} * \text{A}}{\gamma_{\text{M2}}} = \frac{0,6*80*2,01}{1,25} = 77,18\,\text{kN}$$

<u>Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας</u>

$$\alpha_b = \min\{\frac{e_1}{3*d_0}; \frac{p_1}{3*d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0\} = \min\{\frac{35}{3*18}; \frac{50}{3*18} - \frac{1}{4}; \frac{40}{51}; 1,0\} = 0,648$$

$$k_1 = \min\{2,8*\frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5\} = \min\{2,8*\frac{43}{18} - 1,7; 2,5\} = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 * \alpha_b * f_u * d * t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5*0,648*51*1,6*0,8}{1,25} = 84,60\,\text{kN}$$

$$t = \min\{t_w; t_{\varepsilon\lambda.}\} = \min\{1,25; 0,8\} = 0,8$$

<u>Έλεγχος</u>

$$F_{v,Ed} = 33,81kN < \min\{F_{v,Rd}; F_{b,Rd}\} = \min\{77,18; 84,60\} = 77,18\,\text{kN}$$

β. Κοχλίες επί κορμού δευτερεύουσας δοκού (δίτμητοι 3Μ16)

Η τέμνουσα δύναμη V_{Ed}=202,91kN, αναγόμενη στο κέντρο βάρους της ομάδας των τριών αυτών κοχλιών προκαλεί μία ροπή η οποία ισούται με την τέμνουσα επί την απόσταση των κοχλιών από το άκρο της διαδοκίδας:

$$M_{Ed} = V_{Ed} * (b_{\varepsilon\lambda.} - e_2) = 202,91*(8-4,3) = 202,91*3,7 = 750,77\,\text{kNcm}$$

$$\text{F}_{\text{h,Ed}} = \frac{M_{Ed}}{2*p_1} = \frac{750,77}{2*50} = 75,1\,\text{kN}$$

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{Ed}}{3} = \frac{202,91}{3} = 67,64\,\text{kN}$$

$$F_{Ed} = \sqrt{75,1^2 + 67,64^2} = 101,05\,\text{kN}$$

<u>Αντοχή σε διάτμηση (σπείρωμα εκτός διατεμνόμενης επιφάνειας α_v=0,6)</u>

$$F_{v,Rd} = \frac{a_v * f_{ub} * \text{A}}{\gamma_{\text{M2}}} * 2 = \frac{0,6*80*2,01}{1,25} * 2 = 154,37\,\text{kN}$$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 * \alpha_b * f_u * d * t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5*0,648*51*1,6*1,0}{1,25} = 105,75\,\text{kN}$$

$$t = \min\{t_w; 2*t_{\varepsilon\lambda.}\} = \min\{1,0; 2*0,8\} = 1,0$$

Έλεγχος

$$F_{Ed} = 101,05kN < \min\{F_{v,Rd}; F_{b,Rd}\} = \min\{154,37; 105,75\} = 105,75\,\text{kN}$$

γ. Έλεγχος γωνιακών

Τα δρώντα εντατικά μεγέθη στην τομή ενός γωνιακού είναι: V_{Ed}=101,46 kN , M_{Ed}=375,38 kNcm.
Ελέγχεται εάν πρέπει να ληφθεί υπόψη η οπή που βρίσκεται στο εφελκυόμενο τμήμα της τομής του γωνιακού κατά τον υπολογισμό της αντοχής σε κάμψη.

$$A_{net} = \frac{(h-3*d_0)*\text{t}}{2} = \frac{(17-3*1,8)*0,8}{2} = 4,64\,\text{cm}^2, A = \frac{h*t}{2} = \frac{17*0,8}{2} = 6,8\,\text{cm}^2$$

$$A_{net} = \frac{(h-3*d_0)*\text{t}}{2} = \frac{(17-3*1,8)*0,8}{2} = 4,64\,\text{cm}^2\,,\ \ A = \frac{h*t}{2} = \frac{17*0,8}{2} = 6,8\,\text{cm}^2$$

$$(9.1) \Rightarrow 0,9*\frac{4,64}{6,8} = 0,614 > \frac{35}{51}*\frac{1,25}{1,0} = 0,858$$

Η ανισότητα δεν ισχύει, οπότε πρέπει να αφαιρεθεί η κάτω οπή.
Άρα:

$$W_{pl} = 50,6\,\text{cm}^3$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_M} = \frac{50,6*35,5}{1,0} = 1796,3\,\text{kNcm} > M_{Ed} = 375,38\,\text{kNcm}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v * f_y}{\sqrt{3}*\gamma_{M0}} = \frac{0,8*17*35,5}{\sqrt{3}*1,0} = 278,74\,\text{kN} > V_{Ed} = 101,46\,\text{kN}$$

Επιπλέον: $V_{Ed} = 101,46\,\text{kN} < \frac{V_{pl,Rd}}{2} = \frac{278,74}{2} = 139,37\,\text{kN}$, οπότε δεν απαιτείται να γίνει μείωση της ροπής αντοχής λόγω τέμνουσας.

δ. Έλεγχος αντοχής κορμού διαδοκίδας σε απόσχιση

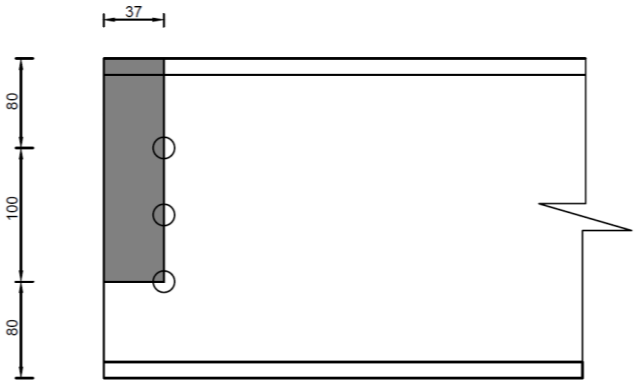
Για έκκεντρη προβολή του φορτίου στην ομάδα κοχλιών του Σχήματος 9.16, η αντοχή σχεδιασμού σε απόσχιση δίνεται από τη σχέση (9.2).

$A_{nt} = (3,7 - \frac{1,8}{2})*1,0 = 2,8\,\text{cm}^2$ (καθαρή επιφάνεια υπό εφελκυσμό),

$A_{nv} = (18 - 2,5*1,8)*1,0 = 13,5\,\text{cm}^2$ (καθαρή επιφάνεια υπό διάτμηση),

Άρα:

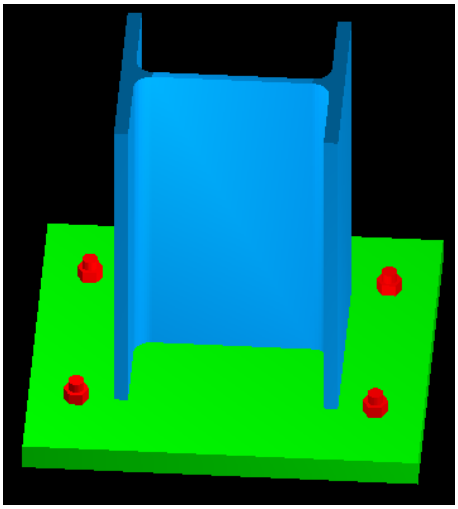
$$(9.2) \Rightarrow V_{eff,2,Rd} = 0,5*\frac{51*2,8}{1,25} + \frac{35,5*13,5}{\sqrt{3}*1,0} = 333,82\,\text{kN} > V_{Ed} = 202,91\,\text{kN}$$



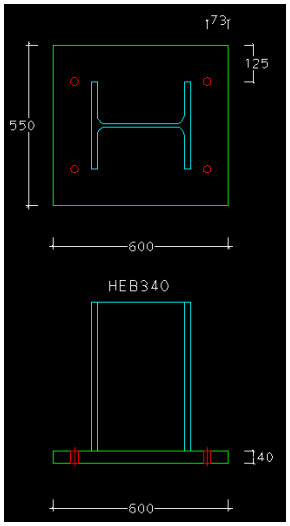
Σχήμα 9.16: Διαμόρφωση άκρου κύριας δοκού.

9.4 Έδραση υποστυλώματος

9.4.1 Κτίριο Α



Σχήμα 9.17: Έδραση υποστυλώματος.



Σχήμα 9.18: Όψεις έδρασης υποστυλώματος.

Η σύνδεση του υποστυλώματος διατομής HEB340 με το έδαφος είναι πάκτωση. Το υποστύλωμα συνδέεται σε υποστύλωμα από σκυρόδεμα διαστάσεων 80x80. Τα εντατικά μεγέθη που μεταφέρει το υποστύλωμα είναι:

- Αξονική: N_{Ed} = 3160 kN
- Τέμνουσα: V_{Ed} = 36,52 kN
- Ροπή: $M_{y,Ed}$ = 113,08 kNm

Για τη σύνδεση χρησιμοποιήθηκαν χάλυβας S355, προεντεταμένοι κοχλίες M24, ποιότητας 8.8. Η σύνδεση είναι κατηγορίας C ανθεκτική σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Τα χαρακτηριστικά των κοχλιών φαίνονται στον Πίνακα 9.17.

Πίνακας 9.17: Χαρακτηριστικά κοχλιών σύνδεσης.

Κοχλίες							
f_{yb} (N/mm^2)	f_{ub} (N/mm^2)	d (mm)	p (mm)	A (mm^2)	A_s (mm^2)	A_1 (mm^2)	d_0 (mm)
640	800	24	3	452	353	324	26

Το υποστύλωμα εδράσθηκε με μετωπική πλάκα. Τα χαρακτηριστικά της πλάκας δίνονται στον Πίνακα 9.18.

Πίνακας 9.18: Χαρακτηριστικά πλάκας έδρασης.

Πλάκα		
b (mm)	h (mm)	t (mm)
550	600	40

Αρχικά γίνεται ο παρακάτω απαραίτητος έλεγχος.

Έλεγχος συγκόλλησης υποστυλώματος

<u>Έλεγχος πάχους συγκόλλησης</u>

Για τον κορμό:

$$t_w = \min\{t_{w_{HEB340}}; t_p\} = \min\{12,0; 40,0\} = 12,0\,\text{mm}$$

$$a_w < 0,7 * t_w = 0,7 * 12,0 = 8,4\,\text{mm} \Rightarrow \alpha_w = 8,0\,\text{mm}$$

Για το πέλμα:

$$t_f = \min\{t_{f_{HEB340}}; t_p\} = \min\{21,5; 40\} = 21,5\,\text{cm}$$

$$a_f < 0,7 * t_f = 0,7 * 21,5 = 15,05\,\text{mm} \Rightarrow a_f = 15\,\text{mm}$$

<u>Ροπές αδράνειας συγκόλλησης</u>

$$I_y = 2 * \frac{a_w * h_w^{\ 3}}{12} + 2 * a_f * b_f * (\frac{h}{2})^2 + 2 * a_f * (b_f - t_w - 2 * r) * (\frac{h}{2} - t_f)^2 = 43403,9\,\text{cm}^4$$

<u>Διατμητική τάση συγκόλλησης</u>

$$\tau = \frac{V_{Ed}}{A_w} = \frac{36,52}{2 * h_w * a_w} = \frac{36,52}{2 * 24,3 * 0,8} = 0,939 kN / cm^2$$

Ορθή τάση συγκόλλησης

$$\sigma_1 = \frac{M_{Ed}}{\frac{I_y}{h_w/2}} = \frac{11308}{\frac{43403,9}{24,3/2}} = 3,17\,\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{M_{Ed}}{\frac{I_y}{h/2}} = \frac{11308}{\frac{43403,9}{34/2}} = 4,43\,\text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\max} = \max\{\sigma_1;\sigma_2\} = \max\{3,17;4,43\} = 4,43\,\text{kN/cm}^2$$

Αντοχή συγκόλλησης

$$\sigma_{\max} < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{51}{1,25} = 40,8\,\text{kN/cm}^2$$

$$\sqrt{\sigma_{\max}{}^2 + \tau^2} = \sqrt{4,43^2 + 0,94^2} = 4,53\,\text{kN/cm}^2 < \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w * \gamma_{M2}} = 26,17\,\text{kN/cm}^2$$

Άρα η συγκόλληση έχει ικανοποιητική αντοχή.

Θα γίνουν τώρα οι απαραίτητοι έλεγχοι.

Διαστάσεις ενεργού θεμελίου

Είναι: $\max b_2 = 3*b_1 = 3*600 = 1800\,\text{mm} > 800\,\text{mm}$
$\max d_2 = 3*d_1 = 3*550 = 1650\,\text{mm} > 800\,\text{mm}$

Ακόμα ισχύει: $h \geq b_2 - b_1 = 800 - 600 = 200\,\text{mm}$
$h \geq d_2 - d_1 = 800 - 550 = 250\,\text{mm}$

Άρα: $Ac_0 = b_1 * d_1 = 600*550 = 330000\,\text{mm}$
$Ac_1 = b_2 * d_2 = 800*800 = 640000\,\text{mm}$

Αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος

Η συγκεντρωμένη αντοχή σχεδιασμού είναι:

$$F_{Rdu} = A_{co} * f_{cd} * \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{co}}} \leq 3* f_{cd} * A_{co} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow F_{Rdu} = 330*10^3 * \frac{20}{1,5} * \sqrt{\frac{640*10^3}{330*10^3}} = 6,13*10^6\,\text{N} \leq 3*\frac{20}{1,5}*330*10^3 = 13,2*10^6\,\text{N}$$

Επειδή ισχύει : $0,2*\min\{d_1;b_1\} = 110\,\text{mm} > 60\,\text{mm}$ (= πάχος κονιάματος), ο συντελεστής υλικού του κόμβου έχει την τιμή: β_j=2/3.

Η αντοχή επαφής της έδρασης είναι:

$$f_{jd} = \frac{\beta_j * F_{Rdu}}{b_{eff} * l_{eff}} \cong \frac{2}{3} * \frac{6,12*10^6}{330*10^3} = 12,4\,\text{N/mm}^2$$

Ενεργός επιφάνεια έδρασης

$$c \le t*(\frac{f_y}{3*f_{jd}*\gamma_{M0}})^{0,5} = 40*(\frac{355}{3*12,4*1,0})^{0,5} = 123,7\,\text{mm}$$

Πλάκα έδρασης σε κάμψη

Έχουμε ότι:

$e_x = 73\,\text{mm}$ (η κατακόρυφη απόσταση από το άνω άκρο της πλάκας)

$e = 125\,\text{mm}$ (η οριζόντια απόσταση του ακραίου κοχλία από το άκρο της πλάκας)

$w = b_p - 2*e = 550 - 2*125 = 300\,\text{mm}$

$m_x = (\frac{h_p - h_c}{2}) - e_x - 0,8*a_f*\sqrt{2} = (\frac{600-340}{2}) - 73 - 0,8*15*\sqrt{2} = 40,02\,\text{mm}$ (η κατακόρυφη απόσταση κοχλία - άνω πέλματος υποστυλώματος)

$n_x = \min\{e_x; 1,25*m_x\} = \min\{73; 1,25*40,02\} = 50,04\,\text{mm}$

Για τα ενεργά μήκη:

Κυκλικές μορφές

$l_{eff,cp} = \min\{2\pi m_x; \pi m_x + w; \pi m_x + 2e\} = \min\{2*\pi*40,02; \pi*40,02+300;$

$;\pi*40,02+2*125\} \Rightarrow l_{eff,cp} = \min\{251,51; 425,73; 375,73\} = 251,51\,\text{mm}$

Μη κυκλικές μορφές

$l_{eff,nc} = \min\{4m_x + 1,25e_x; \text{e} + 2m_x + 0,625e_x; 0,5b_p; 0,5w + 2m_x + 0,625e_x\} =$

$= \min\{4*40,02+1,25*73; 125+2*40,02+0,625*73; 0,5*550; 0,5*300+2*$

$*40,02+0,625*73\} \Rightarrow\Rightarrow l_{eff,nc} = \min\{251,33; 250,68; 275; 275,67\} = 250,68\,\text{mm}$

Μηχανισμός 1: $l_{eff,1} = \min\{l_{eff,nc}; l_{eff,cp}\} = \min\{250,68; 251,51\} = 250,68\,\text{mm}$

Μηχανισμός 2: $l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 250,68\,\text{mm}$

Το παραμορφώσιμο μήκος του αγκυρίου είναι:

$L_b = 8*d + t_g + t_p + t_{wa} + 0,5*t_n = 8*24+40+40+8+0,5*19 = 289,5\,\text{mm}$

,όπου t_g = πάχος τσιμεντοκονίας και t_n = πάχος περικοχλίου

Επειδή όμως : $L_b = 329,5\,\text{mm} > L_{b*} = \frac{8,8*m^3*A_s}{\Sigma_{leff,1}*t_f^{\,3}} = \frac{8,8*40,02^3*353}{215,68*40^3} = 12,42\,\text{mm}$, τότε

δεν εμφανίζονται δυνάμεις επαφής και έχουμε για τις ροπές αντοχής $M_{pl,Rd}$ και αντοχές $F_{T,Rd}$:

Μηχανισμός 1-2

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 1-2 είναι:

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{0,25*\Sigma l_{eff,1}*t_f^{\,2}*f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,25*250,68*4^2*35,5}{1,0} = 35597\,\text{kNmm}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 1-2 είναι:

$$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2*M_{pl,1,Rd}}{m_x} = \frac{2*35597}{40,02} = 1778,55\,\text{kN}$$

Μηχανισμός 3

Η αντοχή του ενός κοχλία σε εφελκυσμό είναι:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9*80*3,53}{1,25} = 203,33kN$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 3 είναι:

$$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd} = 2*203,33 = 406,66\,\text{kN}$$

Επομένως: $F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1-2,Rd}; F_{T,3,Rd}\} = \min\{1778,55; 406,66\} = 406,66\,\text{kN}$

<u>Αντοχή σε κάμψη και θλιψή του στύλου στη διατομή του ποδός</u>

$$M_{pl,y,Rd} = 854,84\,\text{kNm}$$

$$N_{pl,Rd} = 6070,5\,\text{kN}$$

$$\alpha = \frac{A - 2*b*t_f}{A} = \frac{171 - 2*30*2,15}{171} = 0,246$$

$$M_{Ny,Rd} = M_{pl,y,Rd} * \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}}{1 - 0,5*a} = 854,84 * \frac{1 - \frac{3160}{6070,5}}{1 - 0,5*0,246} = 467,23\,\text{kNm} > 113,08\,\text{kNm}$$

<u>Χάραξη καμπύλης αλληλεπίδρασης M_{Rd} - N_{Rd}</u>

Προκειμένου να χαραχθεί η καμπύλη αλληλεπίδρασης, υπολογίζονται σε διάφορα χαρακτηριστικά σημεία της τα ζεύγη των τιμών M_{Rd}, N_{Rd}.

Ως χαρακτηριστικά σημεία της καμπύλης επιλέγονται τα ακόλουθα:

- Σημείο 0: όπου στη διατομή αναπτύσσεται μόνο καμπτική ροπή M_{Rd} ($N_{Rd} = 0$).
- Σημείο 1: όπου ο ουδέτερος άξονας συμπίπτει με την εσωτερική πλευρά της ενεργού επιφάνειας έδρασης.
- Σημείο 2: όπου ο ουδέτερος άξονας συμπίπτει με τον ισχυρό άξονα y-y του υποστυλώματος.
- Σημείο 3: όπου αναπτύσσεται μόνο αξονική δύναμη N_{Rd} ($M_{Rd} = 0$).

Σημείο 0

$$A_{eff,0} = \frac{F_{T,Rd}}{f_{jd}} = \frac{406,66}{1,24} = 328,51\,\text{cm}^2$$

και: $A_{eff,0} = x_0 * (2*c + b_f) \Rightarrow 328,51 = x_0 * (2*12,37 + 30) \Rightarrow x_0 = 6,00\,\text{cm}$

οπότε:

$$r_{c,0} = \frac{h_c}{2} + c - \frac{x_0}{2} = \frac{34}{2} + 12,37 - \frac{6,00}{2} = 26,37\,\text{cm}$$

$$r_b = \frac{h_c}{2} + \frac{h_p - h_c}{2} - \mathrm{e_x} = 22,7\,\mathrm{cm}$$

$$N_{Rd,0} = 0$$

$$M_{Rd,0} = A_{eff,0} * f_{jd} * r_{c,0} + F_{T,Rd} * r_b = 328,51*1,24*26,37 + 406,66*22,7 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow M_{Rd,0} = 19953\,\mathrm{kNcm} = 199,53\,\mathrm{kNm}$$

Σημείο 1

$$A_{eff,1} = (2*c + b_f)*(2*c + t_f) = (2*12,37 + 30)*(2*12,37 + 2,15) = 1471,51\mathrm{cm}^2$$

και

$$r_{c,1} = \frac{h_c}{2} - \frac{t_f}{2} = 15,93\,\mathrm{cm}$$

$$N_{Rd,1} = A_{eff,1} * f_{jd} - F_{T,Rd} = 1471,51*1,24 - 406,66 = 1414,91\,\mathrm{kN}$$

$$M_{Rd,1} = A_{eff,1} * f_{jd} * r_{c,1} + F_{T,Rd} * r_b = 1471,51*1,24*15,93 + 406,66*22,7 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow M_{Rd,1} = 38239\,\mathrm{kNcm} = 382,39\,\mathrm{kNm}$$

Σημείο 2

$$A_{eff,2} = A_{eff,1} + (2*c + t_w)*(\frac{h_c}{2} - t_f - c) = 1471,51 + (2*12,37 + 1,2)*(\frac{34}{2} - 2,15 - 12,37) \Rightarrow$$

$$\Rightarrow A_{eff,2} = 1535,90\,\mathrm{cm}^2$$

και

$$r_{c,2} = \frac{h_c}{2} + c - \frac{\frac{1}{2}*(2*c + b_f)*(2*c + t_f)^2 - (2*c + t_w)*(\frac{h_c}{2} - c - t_f)*(\frac{h_c}{4} + \frac{3}{2}*c + \frac{t_f}{2})}{A_{eff,2}} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow r_{c,2} = 15,31\,\mathrm{cm}$$

$$N_{Rd,2} = A_{eff,2} * f_{jd} + F_{T,Rd} = 1535,9*1,24 + 406,66 = 2307,92\,\mathrm{kN}$$

$$M_{Rd,2} = A_{eff,2} * f_{jd} * r_{c,2} + F_{T,Rd} * r_b = 1535,9*1,24*15,31 + 406,66*22,7 \Rightarrow$$

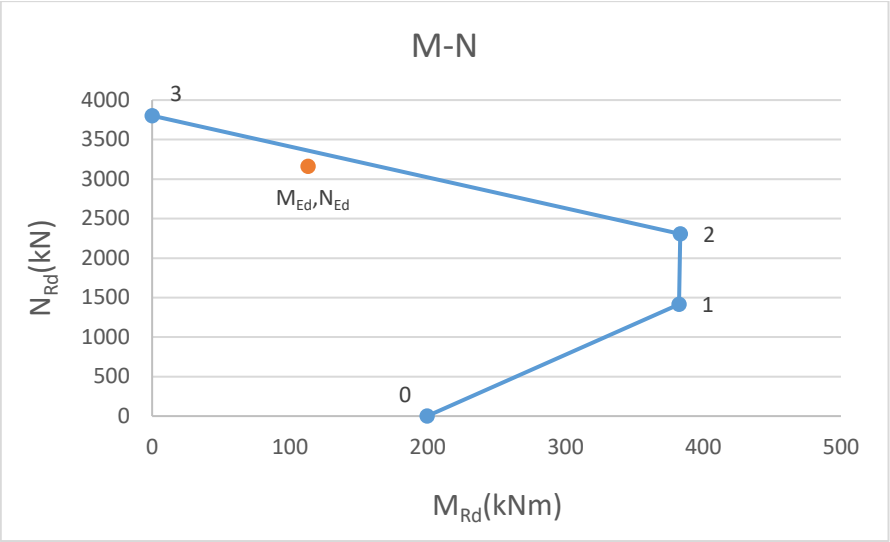
$$\Rightarrow M_{Rd,2} = 38338\,\mathrm{kNcm} = 383,38\,\mathrm{kNm}$$

Σημείο 3

$$N_{Rd,3} = A_{eff,3} * f_{jd} = 2*A_{eff,2} * f_{jd} = 2*1535,9*1,24 = 3802,53\,\mathrm{kN}$$

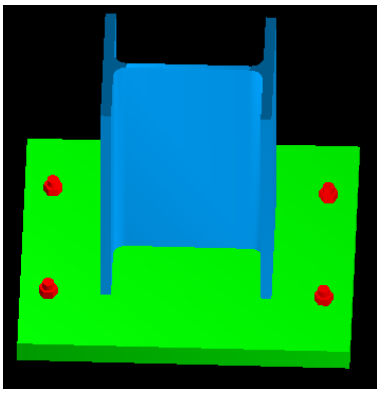
$$M_{Rd,3} = 0$$

Η καμπύλη αλληλεπίδρασης φαίνεται στο Σχήμα 9.19 στο οποίο παρατηρείται ότι τα εντατικά μεγέθη βρίσκονται εντός της καμπύλης, επομένως η έδραση του υποστυλώματος έχει επαρκή αντοχή.

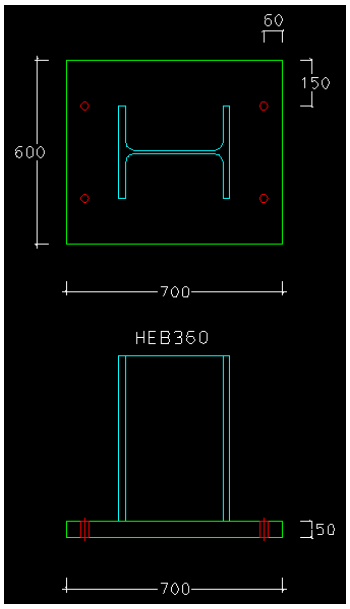


Σχήμα 9.19: Καμπύλη αλληλεπίδρασης M_{Rd} - N_{Rd}.

9.4.2 Κτίριο Β



Σχήμα 9.20: Έδραση υποστυλώματος.



Σχήμα 9.21: Όψεις έδρασης υποστυλώματος.

Η σύνδεση του υποστυλώματος διατομής HEB360 με το έδαφος είναι πάκτωση. Το υποστύλωμα συνδέεται σε υποστύλωμα από σκυρόδεμα διαστάσεων 80x80. Τα εντατικά μεγέθη που μεταφέρει το υποστύλωμα είναι:

- Αξονική: N_{Ed} = 3840 kN
- Τέμνουσα: V_{Ed} = 21,44 kN
- Ροπή: $M_{y,Ed}$ = 102,27 kNm

Για τη σύνδεση χρησιμοποιήθηκαν χάλυβας S355, προεντεταμένοι κοχλίες M24, ποιότητας 8.8. Η σύνδεση είναι κατηγορίας C ανθεκτική σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Τα χαρακτηριστικά των κοχλιών είναι όπως για το κτίριο Α.

Το υποστύλωμα εδράσθηκε με μετωπική πλάκα. Τα χαρακτηριστικά της πλάκας δίνονται στον Πίνακα 9.19.

Πίνακας 9.19: Χαρακτηριστικά πλάκας έδρασης.

Πλάκα		
b (mm)	h (mm)	t (mm)
600	700	50

Οι έλεγχοι πραγματοποιούνται με τον ίδιο τρόπο για το υποστύλωμα του κτιρίου Α οπότε για συντομία παρατίθενται στους Πίνακες 9.20, 9.21, 9.22, 9.23, 9.24 όπως υπολογίσθηκαν από το αρχείο EXCEL.

Πίνακας 9.20: Έλεγχοι συγκολλήσεως πλάκας εδράσεως.

Συγκόλληση									
t_w (cm)	t_f (cm)	α_w (cm)	α_f (cm)	α_w (cm)	α_f (cm)	I_y (cm^4)	τ (kN/cm^2)	σ_1 (kN/cm^2)	σ_2 (kN/cm^2)
1.25	2.25	0.8750	1.575	0.8000	1.6	52009.8	0.513409962	2.566098	3.5394456

Συγκόλληση					
σ_{max} (kN/cm^2)	f_u/γ_{M2} (kN/cm^2)	$\sigma_{max}<f_u/\gamma_{M2}$	$(\sigma_{max}^2+\tau^2)^{0,5}$	$f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$ (kN/cm^2)	Έλεγχος
3.539445558	40.8	OK	3.5764878	45.33333333	OK

Πίνακας 9.21: Διαστάσεις ενεργού θεμελίου και αντοχή σκυροδέματος-επαφής έδρασης.

Διαστάσεις ενεργού θεμελίου	
$maxb_2$ (mm)	2100
$maxd_2$ (mm)	1800
$h>=b_2-b_1=2*b_1$	1400
$h>=d_2-d_1=2*d_2$	1200
A_{c0}(πλακας) (mm^2)	420000
A_{c1}(θεμελ.) (mm^2)	640000

Αντοχή σχεδ. σκυροδέματος	
F_{Rdu} (N)	6912790.078
$3*f_{cd}*A_{c0}$ (N)	16800000
F_{Rdu} (N)	6912790.078
$0,2*\min(b_1;d_1)$	120
β_j	0.666666667
f_{jd} (N/mm^2)	10.97268266

Πίνακας 9.22: Ενεργός επιφάνεια έδρασης.

Ενεργός επιφ. έδρασης	
c (mm)	164.198

Παρατηρείται ότι η ενεργός επιφάνεια έδρασης είναι έξω από την πλάκα οπότε λαμβάνεται:

$$c = \frac{b_p - b_c}{2} = \frac{600 - 300}{2} = 150\,\text{mm}$$

Πίνακας 9.23: Χαρακτηριστικά πλάκας έδρασης σε κάμψη.

e_x (mm)	e (mm)	p (mm)	w (mm)	b_p (mm)	m_x (mm)	n (mm)
60	150	480	300	600	91.8981	60

Πίνακας 9.24: Ροπές αντοχής και αντοχές κοχλιών για πλάκα έδρασης σε κάμψη.

Κυκλ. μορφές	$l_{eff,cp}$ (mm)	577.4126
Μη κυκλ. μορφές	$l_{eff,nc}$ (mm)	300
	$l_{eff,1}$ (mm)	300
	$l_{eff,2}$ (mm)	300
	L_b (mm)	309.5
	L_b* (mm)	64.29027
Μηχανισμός 1	$l_{eff,1}$ (mm)	300
	$M_{pl,1,Rd}$ (kNmm)	66562.5
	$F_{T,1,Rd}$ (kN)	1448.616
Μηχανισμός 2	$l_{eff,2}$ (mm)	300
	$M_{pl,2,Rd}$ (kNmm)	66562.5
	$F_{t,Rd}$ (kN)	203.328
	αριθμός κοχλιών	2
	$F_{T,2,Rd}$ (kN)	1448.616
Μηχανισμός 3	$F_{T,3,Rd}$ (kN)	406.656
	$F_{T,Rd}$ (kN)	406.656

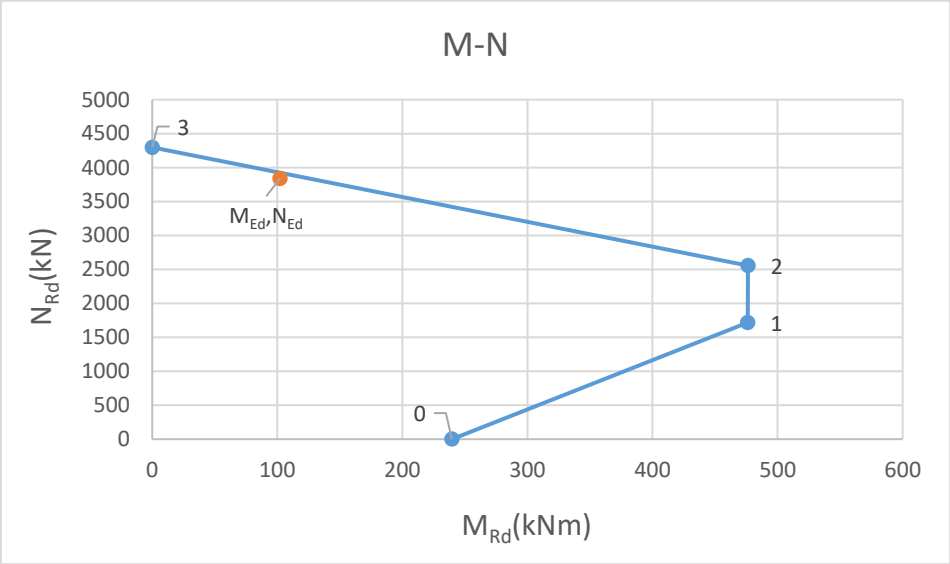
Πίνακας 9.25: Σημεία καμπύλης αλληλεπίδρασης.

Σημείο 0	
$A_{eff,0}$ (cm^2)	370.608
x_0 (cm)	6.17679
$r_{c,0}$ (cm)	29.9116
$N_{Rd,0}$ (kN)	0
$M_{Rd,0}$ (kNcm)	23956.8
$M_{Rd,0}$ (kNm)	239.568

Σημείο 1	
$A_{eff,1}$ (cm^2)	1935
$N_{Rd,1}$ (kN)	1716.5581
$M_{Rd,1}$ (kNcm)	47622.2619
$M_{Rd,1}$ (kNm)	476.222619

Σημείο 2	
$A_{eff,2}$ (cm^2)	1958.44
$r_{c,2}$ (cm)	16.6775
$N_{Rd,2}$ (kN)	2555.59
$M_{Rd,2}$ (kNcm)	47631.9
$M_{Rd,2}$ (kNm)	476.319

Σημείο 3	
$N_{Rd,3}$ (kN)	4297.86264
$M_{Rd,3}$ (kNm)	0



Σχήμα 9.22: Καμπύλη αλληλεπίδρασης M_{Rd} - N_{Rd}.

Επομένως βλέπουμε στο Σχήμα 9.22 ότι τα εντατικά μεγέθη βρίσκονται εντός της καμπύλης, επομένως η έδραση του υποστυλώματος έχει επαρκή αντοχή.

9.5 Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας

9.5.1 Κτίριο Α

Μελετάται η σύνδεση του κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας του 1^{ου} ορόφου του Πλαισίου 1 διατομής RHS200x100x10. Η αξονική δύναμη που δέχεται είναι N_{Ed} = 684,40 kN.

Για τη σύνδεση χρησιμοποιήθηκαν προεντεταμένοι κοχλίες M24 ποιότητας 10.9 με χαρακτηριστικά αυτά στον Πίνακα 9.26. Η σύνδεση είναι κατηγορίας C ανθεκτική σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Για τη σύνδεση του κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας χρησιμοποιήθηκαν ελάσματα με διατομές αυτές που δίνονται στον Πίνακα 9.27.

Πίνακας 9.26: Χαρακτηριστικά κοχλιών σύνδεσης.

Κοχλίες							
f_{yb} (N/mm^2)	f_{ub} (N/mm^2)	d (mm)	p (mm)	A (mm^2)	A_s (mm^2)	A_1 (mm^2)	d_0 (mm)
900	1000	24	3	452	353	324	26

Πίνακας 9.27: Χαρακτηρικά ελασμάτων σύνδεσης.

Έλασμα συνδέσμου		
b (mm)	L (mm)	t (mm)
220	315	12

Έλασμα δοκού	
b (mm)	t (mm)
240	12

Γίνεται τώρα έλεγχος των αποστάσεων των κοχλιών σύμφωνα με τον πίνακα 3.3 του Μέρους 1-8 του Ευρωκώδικα 3 (EN1998-1-8).

$$e_{1,\min} = 1,2*d_0 = 1,2*26 = 31,2\,\text{mm} < e_1 = 60\,\text{mm} < e_{1,\max} = 4*t + 40 = 4*15 + 40 = 100\,\text{mm}$$

$$e_{2,\min} = 1,2*d_0 = 1,2*26 = 31,2\,\text{mm} < e_2 = 70\,\text{mm} < e_{2,\max} = 4*t + 40 = 4*15 + 40 = 100\,\text{mm}$$

$$p_{1,\min} = 2,2*d_0 = 2,2*26 = 57,2\,\text{mm} < p_1 = 65\,\text{mm} < p_{1,\max} = \min\{14*t; 200\} = 200\,\text{mm}$$

$$p_{2,\min} = 2,4*d_0 = 2,2*26 = 62,4\,\text{mm} < p_2 = 80\,\text{mm} < p_{2,\max} = \min\{14*t; 200\} = 200\,\text{mm}$$

Αρχικά ελέγχεται η αντοχή των κοχλιών (M24 μονότμητοι).

<u>Δύναμη προέντασης</u>

$$F_{p,c} = 0,7*f_{ub}*A_s = 0,7*100*3,53 = 247,1\,\text{kN}$$

<u>Αχτοχή σχεδιασμού σε ολίσθηση</u>

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s*n*\mu}{\gamma_{M3}}*F_{p,c} = \frac{1,0*1*0,5}{1,1}*247,1*8 = 898,55\,\text{kN} > N_{Ed} = 684,40\,\text{kN}$$

<u>Αντοχή σε διάτμηση (σπείρωμα εκτός διατεμνόμενης επιφάνειας α_v=0,6)</u>

$$F_{v,Rd} = \frac{a_v*f_{ub}*\text{A}}{\gamma_{M2}}*n*m = \frac{0,6*100*4,52}{1,25}*1*8 = 1735,68\,\text{kN} > N_{Ed} = 684,40\,\text{kN}$$

<u>Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας</u>

$$\alpha_b = \min\{\frac{e_1}{3*d_0}; \frac{p_1}{3*d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0\} = \min\{\frac{60}{3*26}; \frac{65}{3*26} - \frac{1}{4}; \frac{100}{51}; 1,0\} = 0,583$$

$$k_1 = \min\{2,8*\frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4*\frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\} = \min\{2,8*\frac{70}{26} - 1,7; 1,4*\frac{80}{26} - 1,7; 2,5\} = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1*\alpha_b*f_u*d*t}{\gamma_{M2}}*m = \frac{2,5*0,583*51*2,4*1,2}{1,25}*8 = 1370,90\,\text{kN} > N_{Ed} = 648,40\,\text{kN}$$

<u>Έλεγχος</u>

$$F_{v,Rd} = 1735,68\,\text{kN} > 1,2*F_{b,Rd} = 1,2*1370,90 = 1645,00\,\text{kN}$$

Στη συνέχεια γίνεται ο έλεγχος των 2 ελασμάτων σε εφελκυσμό.

<u>Έλασμα συνδέσμου</u>

$$A_{net} = (b_{\varepsilon\lambda.} - 2*d_0)*t_{\varepsilon\lambda.} = (22,0 - 2*2,6)*1,2 = 20,16\,\text{cm}^2$$

$$N_{t,Rd} = N_{net,Rd} = \frac{A_{net}*f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{20,16*35,5}{1,0} = 715,68\,\text{kN} > N_{Ed} = 684,40\,\text{kN}$$

Έλασμα δοκού

$$A_{net} = (b_{\varepsilon\lambda.} - 2*d_0)*t_{\varepsilon\lambda.} = (29 - 2*2,6)*1,2 = 28,56\,\text{cm}^2$$

$$N_{t,\,Rd} = N_{net,\,Rd} = \frac{A_{net}*f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{22,56*35,5}{1,0} = 1013,88\,\text{kN} > N_{Ed} = 684,40\,\text{kN}$$

Τέλος γίνεται ο έλεγχος του πάχους και του μήκους συγκόλλησης του ελάσματος συνδέσμου με τον κατακόρυφο σύνδεσμο δυσκαμψίας.

Πάχος συγκόλλησης

$$a_{\max} = 0,7*\min\{t_{RHS}; t_{\varepsilon\lambda.}\} = 0,7*\min\{10;12\} = 7\,\text{mm} = a$$

Αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση της συγκόλλησης

$$f_{vw,\,d} = \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w*\gamma_{M2}} = \frac{51/\sqrt{3}}{0,90*1,25} = 26,17\,\text{kN/cm}^2$$

Μήκος συγκόλλησης

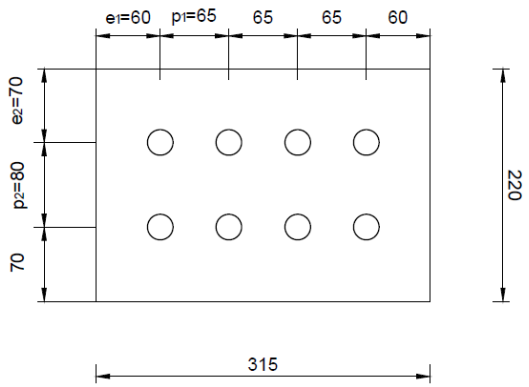
Η συγκόλληση υλοποιείται με τέσσερις εξωραφές και το μήκος της προκύπτει:

$$N_{Ed} \le 4*l*a*f_{vw,\,d} \Rightarrow l \ge \frac{N_{Ed}}{4*a*f_{vw,\,d}} = \frac{684,40}{4*0,7*26,17} = 9,34\,\text{cm} \Rightarrow l = 10\,\text{cm} = 100\,\text{mm}$$

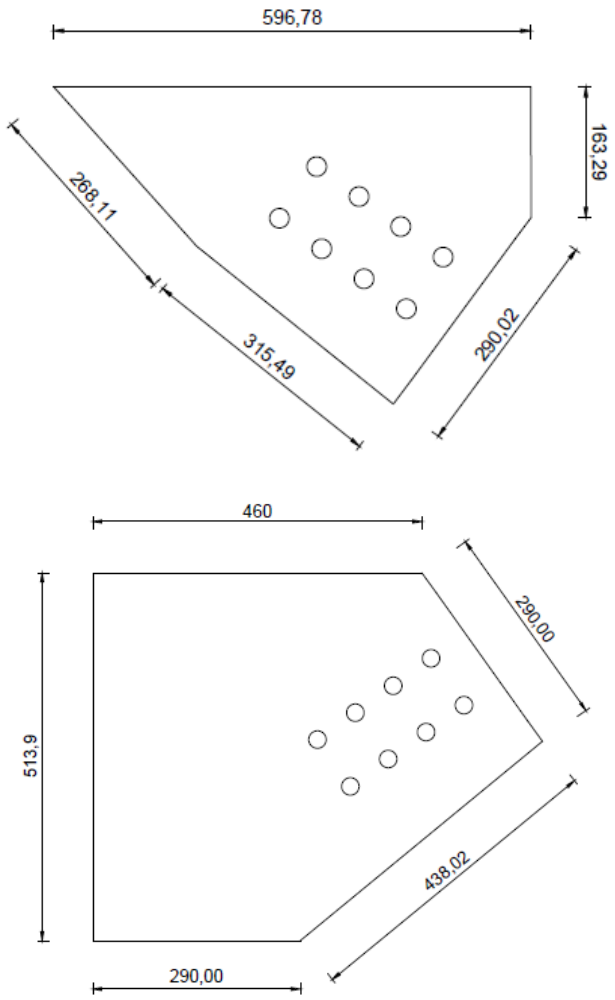
Αντοχή της συγκόλλησης

$$F_{w,\,Rd} = 4*l*a*f_{vw,\,d} = 4*10*0,7*26,17 = 732,76\,\text{kN} > N_{Ed} = 684,40\,\text{kN}$$

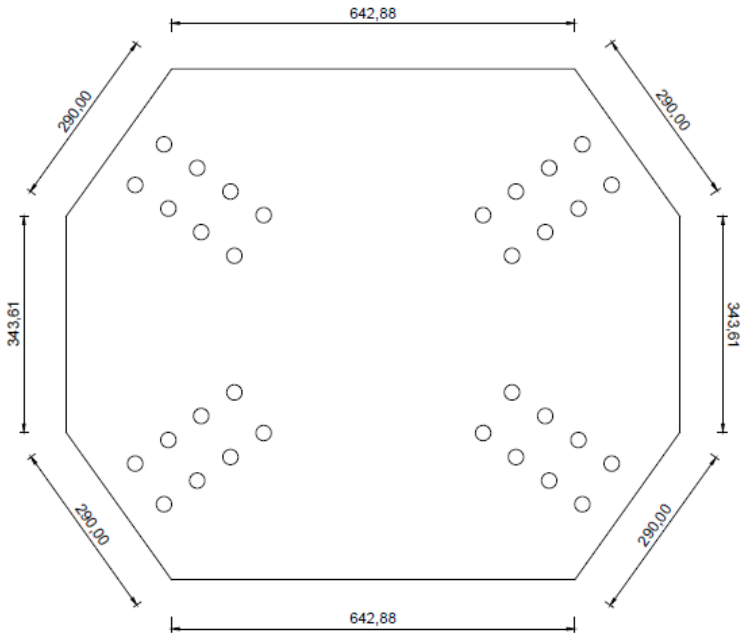
Η σύνδεση του κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας φαίνεται στο Σχήμα 9.26 και τα ελάσματα που χρησιμοποιήθηκαν για τη σύνδεση στα Σχήματα 9.23, 9.24, 9.25.



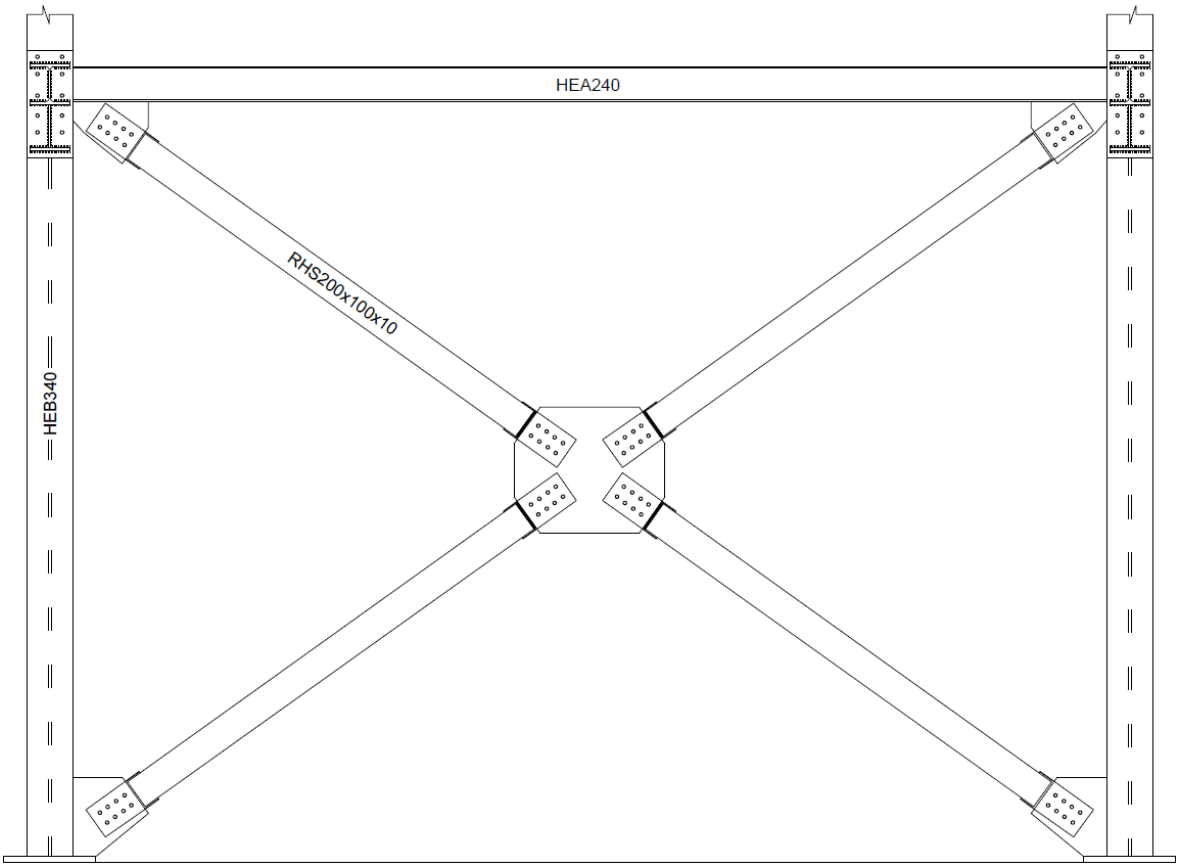
Σχήμα 9.23: Έλασμα κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας.



Σχήμα 9.24: Ελάσματα δοκού άνω και υποστυλώματος κάτω.



Σχήμα 9.25: Ελάσματα σύνδεσης στο κέντρο.



Σχήμα 9.26: Όψη σύνδεσης κατακόρυφου συνδέσμου δυκσκαμψίας RHS200x100x10.

9.5.2 Κτίριο Β

Για το κτίριο Β δεν χρειάζεται να ελεγχθεί η σύνδεση αφού είναι παρόμοια με αυτή για το κτίριο Α.

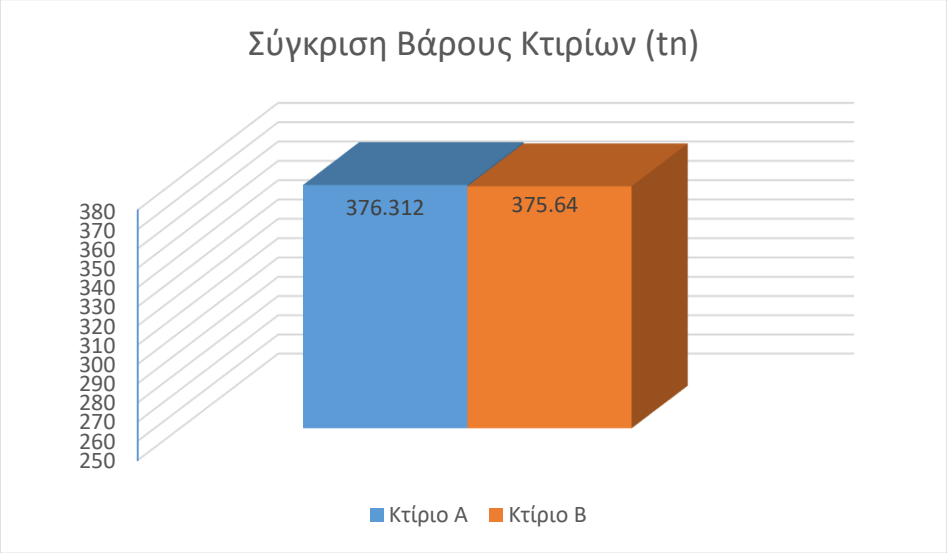
10 Αποτελέσματα

10.1 Σύγκριση ίδιου βάρους κτιρίων

Από το πρόγραμμα SAP2000 ελήφθησαν οι τιμές για τα βάρη των μεταλλικών μελών κάθε κτιρίου. Με βάση αυτά τα βάρη υπολογίσθηκε το συνολικό βάρος για το κτίριο Α και το κτίριο Β, όπως φαίνεται στον Πίνακα 10.1, προκειμένου να γίνει ο έλεγχος της οικονομικότητας μεταξύ αυτών. Οι συνδέσεις των δευτερευουσών δοκών, των διαδοκίδων, των υποστυλωμάτων και των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας όπως φαίνεται και στο Κεφάλαιο §9 είναι περίπου ίδιες με μικρές διαφοροποιήσεις στα ελάσματα. Για τις κύριες δοκούς όμως οι οποίες στο κτίριο Α είναι πακτωμένες και στο κτίριο Β αρθρωτές θεωρείται μία αύξηση του βάρους τους, στο κτίριο Α, κατά 20%. Αυτό γίνεται διότι η σύνδεσή τους είναι πιο περίπλοκη, απαιτεί περισσότερους κοχλίες, μετωπική πλάκα καθώς και μία νεύρωση, στοιχεία δηλαδή που αυξάνουν το κόστος σε σύγκριση με αυτές του Κτιρίου Β. Η τελική σύγκριση των βαρών των δύο κτιρίων φαίνεται στο Σχήμα 10.1.

Πίνακας 10.1: Ίδια βάρη μελών και συνολικά βάρη κτιρίων.

Βάρος Κτιρίων (tn)		
	Κτίριο Α	Κτίριο Β
Κύριες δοκοί	76.572	63.81
Δευτερεύουσες δοκοί	51.51	51.51
Διαδοκίδες	137.05	137.05
Υποστυλώματα	99.87	105.71
Σύνδεσμοι Χ	11.31	10.46
Σύνδεσμοι Υ	0	7.1
Σύνολο	376.31	375.64



Σχήμα 10.1: Σύγκριση ίδιου βάρους κτιρίων.

Παρατηρείται ότι το Κτίριο Β είναι οικονομικότερο έναντι του κτιρίου Α παρόλλο που αυξήθηκε η διατομή του υποστυλώματος και τοποθετήθηκαν και επιπλέον κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.

10.2 Σύγκριση εντατικών μεγεθών

Αρχικά συγκρίνονται οι αξονικές δυνάμεις και οι ροπές κάμψης κατά τον ισχυρό άξονα των υποστυλωμάτων τωνς δύο κτιρίων καθώς σε αυτούς τους άξονες έχουν συνδεθεί οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στο κτίριο Β. Παρατηρείται από τον Πίνακα 10.2 ότι μειώνεται έντονα η ροπή κάμψης του υποστυλώματος στο κτίριο Β καθώς με τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας το κτίριο συμπεριφέρεται σαν δικτύωμα με μικρότερη έμφαση στις ροπές.

Πίνακας 10.2: Σύγκριση N και M_y υποστυλώματος για COMB (3) και SEISM YY.

ΥΠ-1-13 COMB (3)		
	Κτίριο Α	Κτίριο Β
Διατομή	HEB340	HEB360
N (kN)	2516.16	2515.55
Διαφορά %		-0.02

ΥΠ-1-21 COMB (3)		
	Κτίριο Α	Κτίριο Β
Διατομή	HEB340	HEB360
M_{yy} (kNm)	70.61	16.28
Διαφορά %		-333.72

ΥΠ-1-14 SEISM YY		
	Κτίριο Α	Κτίριο Β
Διατομή	HEB340	HEB360
N (kN)	1330.46	1308.62
Διαφορά %		-1.67

ΥΠ-1-6 SEISM YY		
	Κτίριο Α	Κτίριο Β
Διατομή	HEB340	HEB360
M_{yy} (kNm)	271.55	102.27
Διαφορά %		-165.52

Στη συνέχεια συγκρίθηκαν οι τέμνουσες V_z και οι ροπές κάμψης M_y των κύριων δοκών των δύο κτιρίων για το το σεισμικό συνδυασμό SEISM YY με τα αποτελέσματα στον Πίνακα 10.3.

Πίνακας 10.3: Σύγκριση V_z και M_y για συνδυασμό SEISM YY.

Κύρια Δοκός SEISM YY		
	Κτίριο Α	Κτίριο Β
Διατομή	HEB260	HEB260
V_z (kNm)	157	97.4
Διαφορά %		-61.19

Κύρια Δοκός SEISM YY		
	Κτίριο Α	Κτίριο Β
Διατομή	HEB260	HEB260
M_{yy} (kNm)	253.19	161.39
Διαφορά %		-56.88

Από τον Πίνακα 10.3 παρατηρείται ότι για το σεισμικό συνδυασμό SEISM YY μειώνεται σημαντικά στο κτίριο Β η τέμνουσα και η ροπή για τη κύρια δοκό λόγω του ότι για το σεισμό οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας αναλαμβάνουν σημαντικό μέρος των σεισμικών εντατικών μεγεθών.

Παρ’όλα αυτά η διαστασιολόγηση επηρεάστηκε σημαντικότερα από το βασικό συνδυασμό Ο.Κ.Α. και δεν τοποθετήθηκε διαφορετική διατομή.

10.3 Σύγκριση ιδιομορφών

Οι ιδιομορφές των κτιριών Α και Β φαίνονται στους Πίνακες 10.4, 10.5 αντιστοίχως.

Πίνακας 10.4: Ιδιομορφές κτιρίου Α.

StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless
Mode	1	1.615274	0	0.86066	2.005E-10
Mode	2	1.117902	0.03343	0	2.567E-19
Mode	3	0.749228	0.75061	0	9.881E-19
Mode	4	0.500184	7.736E-17	0.09738	1.063E-08
Mode	5	0.362591	0.00553	1.073E-17	4.726E-14
Mode	6	0.268148	7.261E-16	0.02984	4.429E-09
Mode	7	0.250932	0.1503	3.045E-17	4.523E-16
Mode	8	0.227881	0.00107	9.52E-17	1.858E-13
Mode	9	0.22788	3.402E-18	0.00982	8.515E-07
Mode	10	0.225888	0.03396	3.915E-18	4.219E-18
Mode	11	0.225653	3.853E-14	8.683E-10	0.2752
Mode	12	0.225611	0.00058	1.021E-15	1.333E-19
Mode	13	0.225122	1.882E-14	4.543E-08	0.30642
Mode	14	0.21894	9.279E-08	5.419E-18	1.199E-17
Mode	15	0.218924	2.384E-14	2.618E-07	0.00031

Πίνακας 10.5: Ιδιομορφές κτιρίου Β.

StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless
Mode	1	1.019546	5.319E-19	0.76349	9.5E-06
Mode	2	0.778457	0.76532	1.099E-17	7.151E-16
Mode	3	0.647626	0.0253	3.723E-18	1.613E-15
Mode	4	0.297585	6.183E-20	0.18524	2.46E-05
Mode	5	0.266384	0.14849	5.632E-17	6.358E-14
Mode	6	0.231288	9.572E-16	4.021E-10	0.24245
Mode	7	0.231279	5.346E-06	1.475E-18	1.166E-16
Mode	8	0.2056	4.83E-15	4.991E-16	0.25987
Mode	9	0.172983	7E-07	5.381E-18	7.318E-15
Mode	10	0.150258	6.237E-14	1.73E-16	9.379E-05
Mode	11	0.149708	2.975E-05	5.934E-18	4.192E-15
Mode	12	0.149691	4.434E-16	8.994E-10	0.00016
Mode	13	0.145392	0.00049	2.452E-17	1.129E-14
Mode	14	0.145391	1.891E-17	7.176E-10	0.01575
Mode	15	0.142921	1.162E-06	9.22E-17	4.43E-16

Παρατηρείται από τους δύο πίνακες ότι το κτίριο Β παρουσιάζει μικρότερες ιδιοπεριόδους καθώς η κατασκευή πλέον είναι πιο δύσκαμπτη λόγω της τοποθέτησης των κατακόρυφων συνδέσμων και κατά τον άξονα Y.

10.4 Σύγκριση μετακινήσεων ορόφων

Έγινε σύγκριση των ελαστικών μετακινήσεων των ορόφων (d_e) όπως αυτές παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο §9.1 για σεισμό κατά X και σεισμό κατά Y στα δύο κτίρια.

Τα αποτελέσματα των συγκρίσεων παρουσιάζονται στον Πίνακα 10.6 για σεισμό κατά X και σεισμό κατά Y.

Πίνακας 10.6: Συγκρίσεις μετακινήσεων ορόφων για σεισμό κατά X (αριστερά) και σεισμό κατά Y (δεξιά).

SEISM X			
Όροφοι	d_e(m)		Διαφορά %
	Κτίριο A	Κτίριο B	
1	0.0075	0.008	6.25
2	0.0165	0.0171	3.51
3	0.0262	0.0266	1.5
4	0.0364	0.0365	0.27
5	0.0454	0.0459	1.09

SEISM Y			
Όροφοι	d_e(m)		Διαφορά %
	Κτίριο A	Κτίριο B	
1	0.023	0.009	-155.89
2	0.0462	0.02	-131
3	0.0658	0.033	-99.39
4	0.0804	0.0467	-72.16
5	0.0895	0.0632	-41.61

Παρατηρείται ότι για σεισμό κατά Y μειώθηκαν σημαντικά οι μετακινήσεις στο κτίριο B λόγω της τοποθέτησης των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας σε αυτή τη διεύθυνση. Κατά X οι μετακινήσεις αυξήθηκαν λόγω του ότι χρησιμοποιήθηκαν μικρότερες διατομές σε σχέση με το κτίριο A με αποτέλεσμα να μειωθεί ελάχιστα η πλευρική εξασφάλιση που προσφέρουν οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι σε αυτή τη διεύθυνση. Η αύξηση αυτή ωστόσο είναι πολύ μικρή και δεν επηρεάζει την ανάλυση.

10.5 Σύγκριση συντελεστών ευαισθησίας

Έγινε σύγκριση των συντελεστών ευαισθησίας (θ) όπως παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο §9.1 για σεισμό κατά X και σεισμό κατά Y στα δύο κτίρια. Τα αποτελέσματα των συγκρίσεων παρουσιάζονται στον Πίνακα 10.7 για σεισμό κατά X και σεισμό κατά Y.

Πίνακας 10.7: Συγκρίσεις συντελεστών ευαισθησίας για σεισμό κατά X (αριστερά) και σεισμό κατά Y (δεξιά).

SEISM X			
Όροφοι	θ		Διαφορά %
	Κτίριο A	Κτίριο B	
1	0.01354	0.01489	9.06
2	0.02026	0.02112	4.07
3	0.02183	0.02205	0.96
4	0.02295	0.02296	0.06
5	0.02024	0.02179	7.12

SEISM Y			
Όροφοι	θ		Διαφορά %
	Κτίριο A	Κτίριο B	
1	0.0781	0.00279	-2704.2
2	0.09801	0.00425	-2208.29
3	0.08288	0.00502	-1552.15
4	0.06171	0.00528	-1067.85
5	0.03844	0.00636	-504.42

Παρατηρείται ότι για σεισμό κατά Y μειώθηκαν σημαντικά οι συντελεστές ευαισθησίας στο κτίριο B λόγω της τοποθέτησης των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας σε αυτή τη διεύθυνση. Κατά X οι συντελεστές ευαισθησίας αυξήθηκαν για τον ίδιο λόγο που αυξήθηκαν και οι μετακινήσεις.

11 Συμπεράσματα

Η μελέτη των δύο κτιρίων έγινε με βάση τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 1 για τις δράσεις, του Ευρωκώδικα 3 για Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας καθώς και τις αντισεισμικές απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8 παρόλλο που επιλέχθηκε να γίνει ελαστική ανάλυση. Με τη βοήθεια του προγράμματος SAP2000 έγινε η προσομοίωση και εξήχθησαν τα δεδομένα που ήταν απαραίτητα για να γίνουν οι έλεγχοι που ορίζουν οι Ευρωκώδικες και οι συγκρίσεις μεταξύ των δυο κτιρίων.

Από τις προηγούμενες συγκρίσεις καταλήξαμε στο συμπέρασμα ότι η χρήση των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας και στις δύο διευθύνσεις (κτίριο Β) μειώνει το βάρος του κτιρίου ελάχιστα σε σύγκριση με το κτίριο που έχει κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας στη μία διεύθυνση (κτίριο Α). Σημαντικό ρόλο σε αυτό παίζει το γεγονός ότι στη διεύθυνση όπου το πλαίσιο δεν έχει συνδέσμους δυσκαμψίας (μεταθετά άκρα) είναι απαραίτητες οι αντιοικονομικές συνδέσεις ροπής για εξασφάλιση της ευστάθειας του φορέα, ενώ στο πλαίσιο με συνδέσμους δυσκαμψίας (αμετάθετα άκρα) μπορούν να μορφωθούν οι οικονομικότερες συνδέσεις τέμνουσας.

Επίσης τα εντατικά μεγέθη του κτιρίου Β παρουσιάσαν μείωση σε σύγκριση με αυτά του κτιρίου Α. Η αξονική δύναμη των υποστυλωμάτων παρουσίασε πολύ μικρή μείωση στο κτίριο Β για το βασικό συνδυασμό (3) της οριακής κατάστασης αστοχίας ενώ, για το σεισμικό συνδυασμό κατά Υ παρουσίασε μείωση στο κτίριο Β σε σύγκριση με τα πλαίσια ροπής τους κτιρίου Α εκτός όμως από τις θέσεις όπου τοποθετήθηκαν οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στις οποίες αυξήθηκε.Οι ροπές κάμψης κατά τον ισχυρό άξονα των υποστυλωμάτων παρουσίασαν και αυτές μείωση λόγω της τοποθέτησης των κατακόρυφων συνδέσμων δυκσαμψίας. Η σύγκριση που έγινε για τα εντατικά μεγέθη των κύριων δοκών για σεισμό κατά Υ παρουσιάστηκε ενδεικτικά. Οι διαφορές στα εντατικά μεγέθη οφείλονται στο ότι στο κτίριο Β το μεγαλύτερο μέρος των οριζόντιων φορτίων παραλαμβάνεται από τους συνδέσμους, ενώ το πλαίσιο παραλαμβάνει κυρίως φορτία βαρύτητας. Το κτίριο Β συμπεριφέρεται σαν δικτύωμα με ιδιαίτερη έμφαση στις αξονικές δυνάμεις.

Τέλος οι μετακινήσεις των κόμβων και οι συντελεστές ευαισθησίας μειώθηκαν αισθητά στο κτίριο Β και κυρίως στη διεύθυνση Υ όπου τοποθετήθηκαν οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας αφού αυτοί συμβάλλουν σημαντικά στην πλευρική ευστάθεια του κτιρίου. Επίσης μειώθηκαν οι ιδιοπερίοδοι λόγω της αύξησης της δυσκαμψίας.

Συμπερασματικά η χρήση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας και στις δύο διευθύνσεις ενός κτιρίου προσφέρει:

- μεγαλύτερη οικονομία (μείωση ίδιου βάρους)
- καλύτερη κατανομή των εντατικών μεγεθών στα μέλη της κατασκευής
- καλύτερη αντισεισμική συμπεριφορά (μείωση μετακινήσεων, αύξηση δυσκαμψίας)

Όλα τα παραπάνω κάνουν το κτίριο Β προτιμότερο έναντι του κτιρίου Α.

12 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2013). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2013). «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Chopra Anil K. (2010). «Δυναμική των κατασκευών – Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική, 3η Ελληνική επανέκδοση». Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα.
5. EN1990, Eurocode 0. «Basis of structural design», CEN, 2002
6. EN1991-1-1, Eurocode 1. «Actions on structures, Part 1-1: General actions», CEN, 2004
7. EN1991-1-3, Eurocode 1. «Actions on structures, Part 1-3: Snow loads», CEN, 2004
8. EN1991-1-4, Eurocode 1. «Actions on structures, Part 1-3: Wind loads», CEN, 2004
9. EN1993-1-1, Eurocode 3. «Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings», CEN, 2005
10. EN1993-1-8, Eurocode 3.: «Design of steel structures, Part 1-8: Design of joints», CEN, 2005
11. EN1998-1, Eurocode 8. «Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings», CEN, 2004
12. EN1995-1-1, Eurocode 4. «Design of composite steel and concrete structures, Part 1: General rules and rules for buildings», CEN, 2004
13. Ψυχάρης Ι. (2016). «Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας», Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, Αθήνα.
14. Computers and Structures, Inc. (2010). «CSI Analysis reference manual for SAP2000, ETABS and Safe». Berkeley, California, USA: CSI.