



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός πενταόροφου μεταλλικού κτιρίου με και χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Νεφέλη Μαρία Σ. Μπομπότη

Αθήνα , Οκτώβριος 2012

ΕΜΚ ΔΕ 2012/27

Επιβλέπων καθηγητής : Ιωάννης Ραυτογιάννης

Πίνακας Περιεχομένων

Περίληψη	5
Abstract	6
Ευχαριστίες	7
1 Εισαγωγή	9
1.1 Σκοπός της εργασίας.....	9
1.2 Παρουσίαση προγράμματος ETABS.....	9
2 Περιγραφή του κτιρίου.....	11
2.1 Αρχιτεκτονικά	11
2.2 Στατικά.....	13
2.3 Προσομοίωμα κτιρίου στο Etabs	14
3 Υλικά και φορτίσεις	19
3.1 Υλικά κατασκευής.....	19
3.1.1 Σκυρόδεμα C20/25	19
3.1.2 Δομικός Χάλυβας S275	19
3.1.3 Σύμμικτη Πλάκα.....	19
3.1.4 Χάλυβας οπλισμού B500C	20
3.2 Φορτίσεις.....	21
3.2.1 Μόνιμα φορτία (Dead loads)	21
3.2.2 Κινητά φορτία (Live loads)	21
3.2.3 Δράσεις ανέμου	22
3.2.4 Φορτίο χιονιού	30
3.2.5 Σεισμικές δράσεις.....	31
3.3 Συνδυασμοί δράσεων.....	37
3.3.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας.....	37
3.3.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	38
3.3.3 Συνδυασμοί φορτίσεων	39
4 Ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα.....	41
4.1 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργίας.....	41
4.1.1 Υποσύλωμα	43
4.1.2 Κύρια δοκός.....	45
4.1.3 Κατακόρυφοι χιαστοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας	47
4.1.4 Σύμμικτη πλάκα	49
4.2 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	54

4.3 Περιορισμός βλαβών	55
4.4 Ικανοτικός έλεγχος κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας.....	56
4.5 Σεισμική απόκριση κατασκευής	61
4.6 Έλεγχος κοχλιωτής σύνδεσης δοκού – υποστυλώματος	69
5 Ανάλυση και διαστασιολόγη φορέα με περισσότερους συνδέσμους δυσκαμψίας	85
5.1 Περιγραφή του κτιρίου.....	85
5.2 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας	87
5.2.1 Έλεγχος υποστυλωμάτων	88
5.1.2 Έλεγχος κύριας δοκού	91
5.1.3 Έλεγχος κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας	93
5.1.4 Έλεγχος σύμμικτης πλάκας	94
5.2 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργίας	97
5.3 Περιορισμών βλαβών	98
5.4 Ικανοτικός έλεγχος κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας	99
5.5 Σεισμική συμπεριφορά.....	102
6 Ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας.....	103
6.1 Περιγραφή του κτιρίου.....	103
6.2 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας	106
6.2.1 Έλεγχος υποστυλωμάτων	106
6.1.2 Έλεγχος κύριας δοκού	110
6.1.3 Έλεγχος κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας	111
6.1.4 Έλεγχος σύμμικτων μελών.....	113
6.2 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	115
6.3 Περιορισμός βλαβών	116
6.4 Ικανοτικός έλεγχος κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας.....	116
6.5 Σεισμική συμπεριφορά κατασκευής.....	120
7 Σύγκριση αποτελεσμάτων	121
7.1 Σύγκριση ίδιου βάρους κατασκευής.....	122
7.2 Σύγκριση εντατικών μεγεθών	123
7.2.1 Αξονική ένταση υποστυλωμάτων	123
7.2.2 Τέμνουσα δύναμη κύριων δοκών.....	124
7.2.3 Ροπή κάμψης κύριων δοκών	125
7.3 Σύγκριση ιδιομορφών.....	126
7.4 Σύγκριση γωνιακών παραμορφώσεων	127
7.5 Σύγκριση σεισμικών τεμνουσών ορόφων.....	128

7.6 Σύγκριση μέγιστων μετακινήσεων ορόφων.....	134
8 Στατική υπερωθητική ανάλυση.....	137
9 Συμπεράσματα	141
Βιβλιογραφία	142

Περίληψη

Στην παρούσα εργασία έγινε μελέτη και ανάλυση ενός πενταόροφου κτιρίου μεταλλικής κατασκευής με υπόγειο από οπλισμένο σκυρόδεμα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8. Πιο συγκεκριμένα, μελετήθηκε η συμπεριφορά του μεταλλικού κτιρίου υπό δυσμενείς φορτίσεις, οι οποίες καθορίζονται από τον κανονισμό, με σκοπό την διαστασιολόγησή του καθώς και τον έλεγχο της συμπεριφοράς του στην σεισμική φόρτιση, η οποία κρίνεται ιδιαίτερα σημαντική λόγω της εξαιρετικά σεισμογενούς περιοχής στην οποία βρίσκεται η χώρα μας. Συνεπώς, με την βοήθεια του ηλεκτρονικού προγράμματος ETABS9 προέκυψαν οι απαραίτητες διατομές υποστυλωμάτων, δοκών, διαδοκίδων και συνδέσμων δυσκαμψίας που απαιτούνται για την στατική ευστάθεια του κτιρίου αλλά και για την ασφαλή λειτουργία.

Εξετάστηκαν επιπλέον 2 παραλλαγές του κτιρίου με σκοπό την σύγκριση και την βελτιστοποίηση όσον αφορά την οικονομικότητα της κατασκευής. Συγκεκριμένα, μελετήθηκε η κατασκευή του υφιστάμενου μεταλλικού κτιρίου με περισσότερους συνδέσμους δυσκαμψίας και με σκοπό την μείωση των μεταλλικών διατομών. Η δεύτερη επίλυση ήταν με λιγότερους συνδέσμους δυσκαμψίας, κάτι το οποίο συνεπάγεται αύξηση των μεταλλικών διατομών και συνεπώς αύξηση του κόστους.

Έγινε επίσης έλεγχος δοκιμαστικής σύνδεσης του υποστυλώματος με την κύρια δοκό στο αρχικό κτίριο.

Τέλος, πραγματοποιήθηκε στο υφιστάμενο κτίριο και μέσω του προσομοιώματος του Etabs, στατική υπερωθητική ανάλυση (ΣΥΑ), γνωστή και ως Pushover Analysis, η οποία είναι μια διαδεδομένη μέθοδος προσεγγιστικής εκτίμησης της ανελαστικής σεισμικής απόκρισης κατασκευών.

Abstract

This dissertation deals with the study and design of a five-storey building, steel-framed structured with underground made of reinforced concrete according to Eurocode 8. More specifically, we studied the behavior of the metal building under adverse loadings, which are defined by Eurocode 8 in order to make the building inherently resistant to earthquake, which can not be underestimated because of the high seismic activity in our country. Therefore, designing the model in ETABS9 we estimated the necessary sections of columns, beams, stringers required for the static stability of the building.

Examined additional 2 variants of the building in order to compare and optimization with regard to the economics of manufacturing. Specifically, we redesigned the existing building adding more braced frames to reduce the metal sections. The second settlement was with fewer braced frames, which represents an increase of metal sections, thus increasing the cost.

Moreover, typical joints are tested such as the joint between column and main beam to the original building.

Finally, the non-linear static pushover analysis is implemented in the existing building. The expectation is that the pushover analysis will provide adequate information on seismic demands imposed by the design ground motion on the structural system and its components.

Ευχαριστίες

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

Ευχαριστώ ακόμη την κ. Βίκυ Μπεκιάρη, γραμματέα του Εργαστηρίου, για τη βοήθεια που μου παρείχε καθόλη την διάρκεια της εκπόνησης της διπλωματικής μου σε θέματα διαδικαστικά που αφορούσαν την παράδοση της παρούσας διπλωματικής και στην άρτια επικοινωνία μου με τον Τομέα.

Επίσης ευχαριστώ τον κ. Γιώργο Ναυπακτίτη, πολιτικό μηχανικό ΕΜΠ, για την απλόχερη βοήθεια που μου προσέφερε σε θέματα που αφορούσαν τον χειρισμό του προγράμματος ETABS.

Ξεχωριστές ευχαριστίες για τους φίλους μου και τους συναδέλφους μου που με τον τρόπο τους με ενθάρρυναν και μου συμπαραστάθηκαν.

Τέλος, αισθάνομαι την ανάγκη να ευχαριστήσω την οικογένειά μου για την κατανόηση, την υπομονή και τη συμπαράσταση που μου προσέφερε καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

1 Εισαγωγή

1.1 Σκοπός της εργασίας

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση πενταόροφου μεταλλικού κτιρίου, με φέροντα οργανισμό από χάλυβα, το οποίο θα βρίσκεται στην περιοχή της Αττικής με τους ισχύοντες Ευρωκώδικες. Η μελέτη έγινε με τη χρήση του προγράμματος ηλεκτρονικού υπολογιστή ETABS v9.5 και βασίστηκε στους εξής κανονισμούς:

- Ευρωκώδικας 1: Βασικές Αρχές Σχεδιασμού και Δράσεις στις Κατασκευές
- Ευρωκώδικας 3 : Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα
- Ευρωκώδικας 4 : Σχεδιασμός Σύμμικτων Κατασκευών
- Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός

1.2 Παρουσίαση προγράμματος ETABS

Το μέσο ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκε για την κατασκευή είναι το πρόγραμμα ETABS 9.7, το οποίο είναι ευρέως διαδεδομένο για την ανάλυση και διαστασιολόγηση κτιρίων. Τα προγράμματα αυτά, ήταν τα πρώτα που έλαβαν υπόψη τις χαρακτηριστικές ιδιότητες των μαθηματικών προσομοιωμάτων ενός κτιρίου, επιτρέποντας την γραφική εισαγωγή με τον ίδιο τρόπο με τον οποίο κατασκευάζονται τα κτίρια (πάτωμα – πάτωμα, όροφο – όροφο). Το ETABS θεωρείται παγκοσμίως το δημοφιλέστερο πρόγραμμα ανάλυσης και διαστασιολόγησης κτιριακών έργων και οι βραβεύσεις του με το “Top Seismic Product of the 20th Century” το 2006 και με το “Honor Award in Engineering Software” το 2002, το καθιστούν ως το πρωτοπόρο λογισμικό στον χώρο των πολιτικών μηχανικών και ως σημείο αναφοράς και σύγκρισης.

Το ETABS είναι ιδιαίτερα φιλικό και εύκολο στη μόρφωση του φορέα και την εισαγωγή φορτίσεων, προσφέροντας επιπλέον πολλές σύνθετες και υπερσύγχρονες δυνατότητες ανάλυσης και διαστασιολόγησης που δεν υπάρχουν σε άλλα εμπορικά πακέτα λογισμικού.

Τα εργαλεία για την ανάλυση και διαστασιολόγηση κτιριακών κατασκευών με μόρφωση συστήματος δοκών, πλακών, υποστρωμάτων, τοιχωμάτων, συνδέσμων ακαμψίας από στάθμη σε στάθμη, με χρήση μελών από διάφορα υλικά όπως χάλυβας, σύμμεικτες διατομές, διατομές από οπλισμένο σκυρόδεμα, ή από οποιοδήποτε υλικό ορίσει ο χρήστης προσφέρουν ευκολία σε σχέση με τα γενικά προγράμματα ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων. Τα φορτία βαρύτητας καθώς επίσης και τα οριζόντια φορτία (φορτία σεισμού και ανέμου) μπορεί εύκολα να τα εισάγει ο χρήστης χρησιμοποιώντας όποιον κανονισμό επιθυμεί.

Πιο αναλυτικά, ως πλεονεκτήματα του ETABS θα ξεχωρίζαμε τα εξής:

- Γραφικός σχεδιασμός και διόρθωση για γρήγορη και εύκολη μόρφωση φορέα.
- 3D γένεση μοντέλου χρησιμοποιώντας κατόψεις ορόφων και όψεις.
- Γρήγορη γένεση μοντέλου χρησιμοποιώντας την έννοια των όμοιων ορόφων.
- Εύκολη διόρθωση με εντολές μετακίνησης (move), ενοποίησης (merge), κατοπτρισμού (mirror) και αντιγραφής (replicate).
- Ακρίβεια στις διαστάσεις με σχεδιαστικά εργαλεία καθετότητας, έλξης κλπ.
- Επιλογές γρήγορης σχεδίασης αντικειμένων με ένα κλικ.
- Πολλαπλά παράθυρα απεικόνισης του φορέα 3D απεικόνιση zoom, pan.
- Τρισδιάστατη αξονομετρική απεικόνιση, κατόψεις, όψεις, αναπτύγματα όψεων και απεικονίσεις φορέα από των χρήστη.
- Γραφικός σχεδιασμός διατομών τυχούσης διατομής και υλικών (section designer).
- Αποκοπή και επικόλληση γεωμετρίας από και προς λογιστικά φύλλα (spreadsheets).
- Εξαγωγή DXF αρχείων για τη γεωμετρία του μοντέλου.
- Σύνδεση με το πρόγραμμα EC - Praxis 3J, ιδανικό για την ανάλυση και τη διαστασιολόγηση των μεταλλικών συνδέσεων.
- Σύνδεση με το πρόγραμμα STEREOSTATIKA για ευκολία εισαγωγής και διαστασιολόγησης φορέων από οπλισμένο σκυρόδεμα.
- Σύνδεση με το πρόγραμμα eTools για διαστασιολόγηση οπλισμένου σκυροδέματος τοιχοποιίας με EC6, ενισχύσεων με μανδύες Ο/Σ και αυτόματη παραγωγή πλαστικών αρθρώσεων για pushover analysis.
- Σύνδεση με το πρόγραμμα SAP2000 για τρισδιάστατη ανάλυση – διαστασιολόγηση δομικών στοιχείων συμπεριλαμβανομένων γεφυρών, φραγμάτων, δεξαμενών και κτιρίων.
- Σύνδεση με το πρόγραμμα SAFE με δυνατότητες ανάλυσης και διαστασιολόγησης κανονικής και μη κανονικής γεωμετρίας πλακών και πλακών γενικής κοιτόστρωσης.

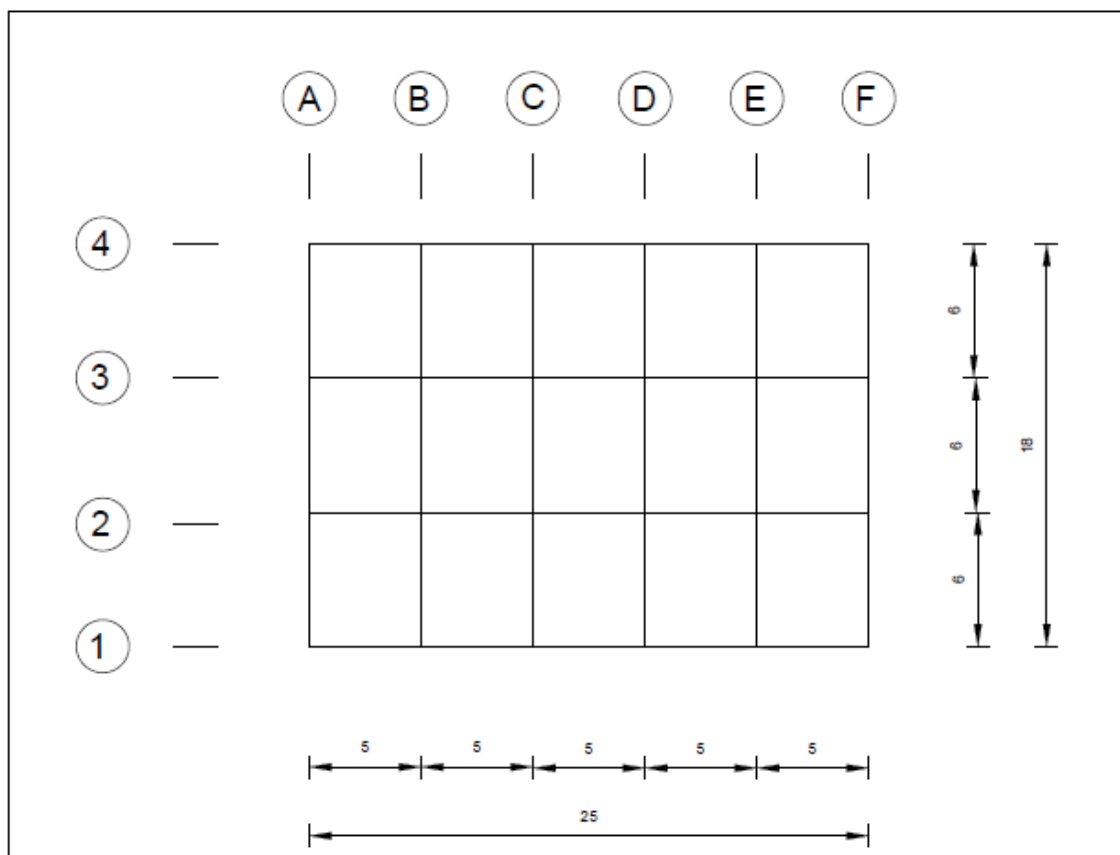
2 Περιγραφή του κτιρίου

2.1 Αρχιτεκτονικά

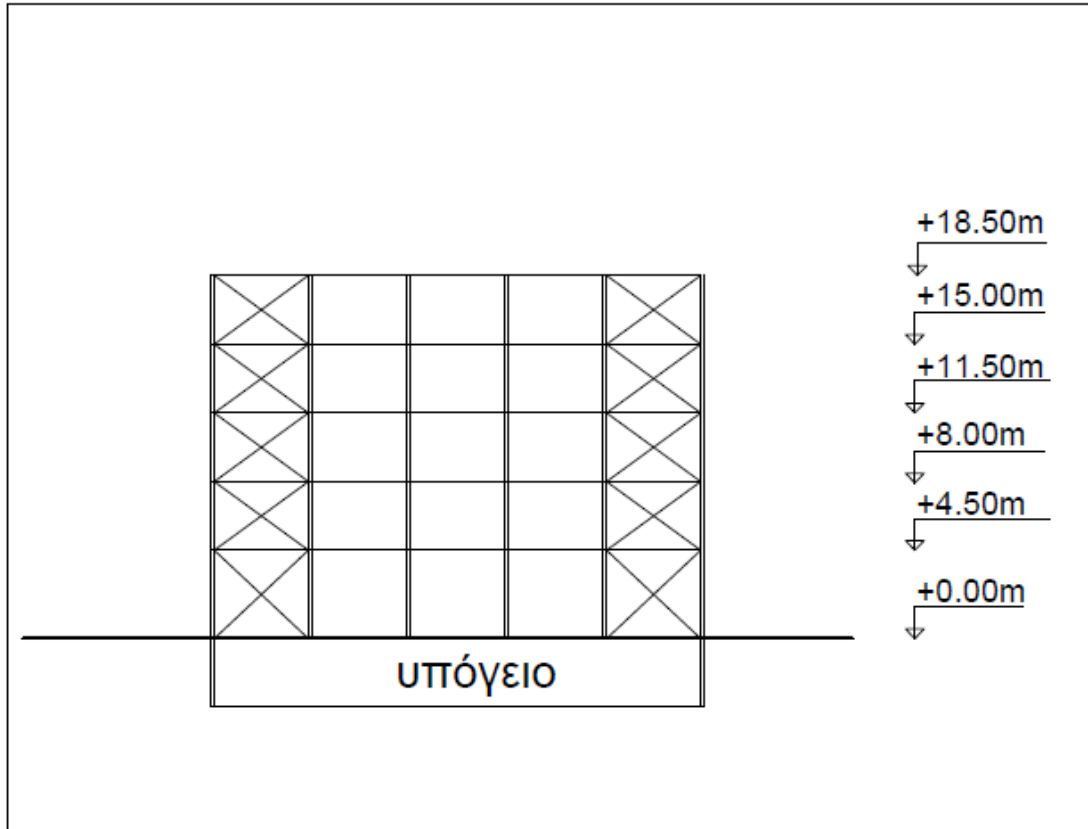
Πρόκειται για πεντάορο βιομηχανικό κτίριο με μεταλλικό σκελετό. Έχει συνολικό μήκος 25m και πλάτος 18m. Η κάτοψη του κάθε ορόφου καλύπτει επιφάνεια 450 m² και συνολικά καταλαμβάνει ωφέλιμη επιφάνεια 2700 m².

Η αρχιτεκτονική του κτιρίου είναι βασισμένη σε κάρναβο με φατνώματα των 5m κατά την διεύθυνση x και των 6m κατά την διεύθυνση y.

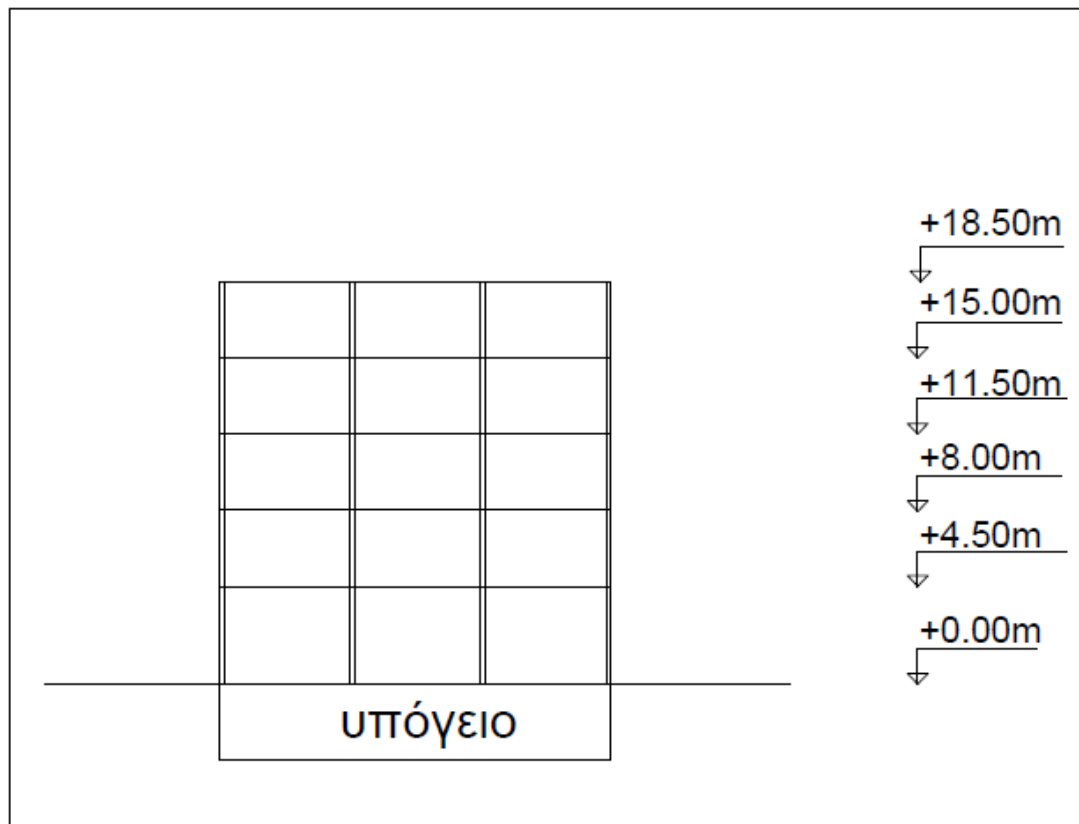
Παρατίθενται οι χαρακτηριστικές όψεις και κατόψεις :



Σχήμα 2.1: Κάτοψη τυπικού ορόφου



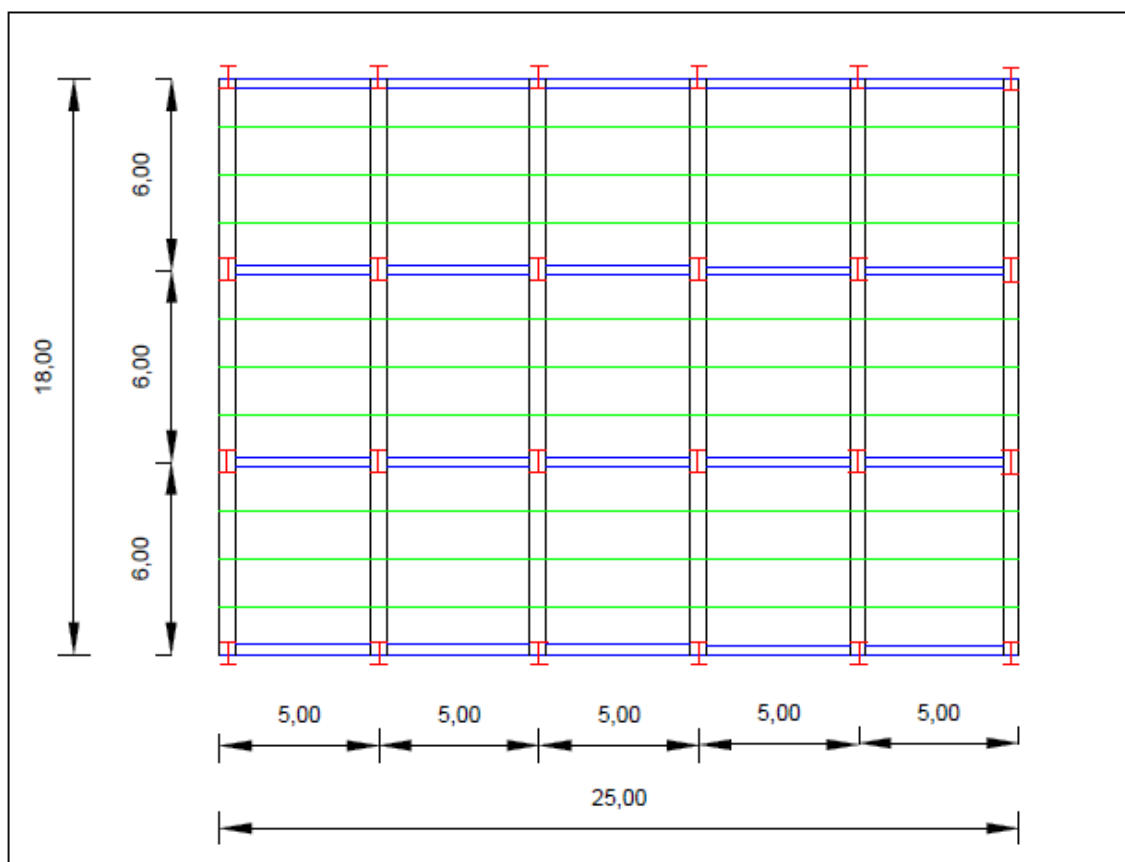
Σχήμα 2.2: Όψη πλαισίου άξονα 1



Σχήμα 2.3 : Όψη πλαισίου άξονα Α

2.2 Στατικά

Ο σκελετός του κτιρίου αποτελείται από μεταλλικά υποστυλώματα, μεταλλικές δοκούς, σύμμικτες δοκούς και πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα.



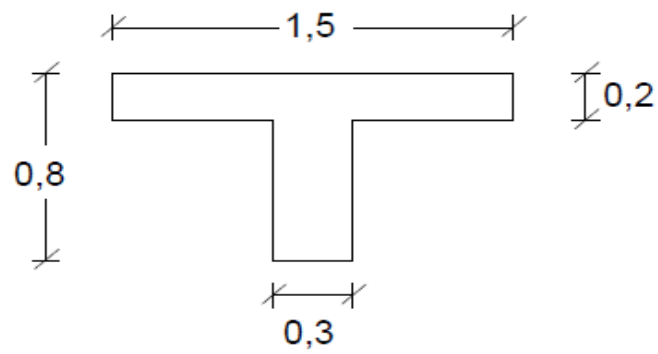
Σχήμα 2.4: Κάτοψη τυπικού ορόφου

Πιο συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω διατομές:

- Υποστυλώματα διατομής HEB 400 (κόκκινο χρώμα)
- Κύριες δοκοί διατομής HEB 360 (μαύρο χρώμα)
- Δευτερεύουσες δοκοί διατομής HEB 220 (μπλε χρώμα)
- Διαδοκίδες διατομής IPE 180 (πράσινο χρώμα)
- Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατομής RHS 180.180.10
- Σύμμικτη πλάκα Symdeck 73 αποτελούμενη από λαμαρίνα KSH 50 με πάχος $t=1$ mm.

Η θεμελίωση έγινε με γενική κοιτόστρωση με πάχος πλάκας 0,90 m κατασκευασμένη από σκυρόδεμα C20/25. Το υπόγειο κατασκευάστηκε με τοιχεία πλάτους 0,25 m από σκυρόδεμα C20/25 καθώς και από υποστυλώματα διατομής 60x60. Η πλάκα οροφής υπογείου είναι κατασκευασμένη από μπετόν C20/25 πάχους 0,22 m.

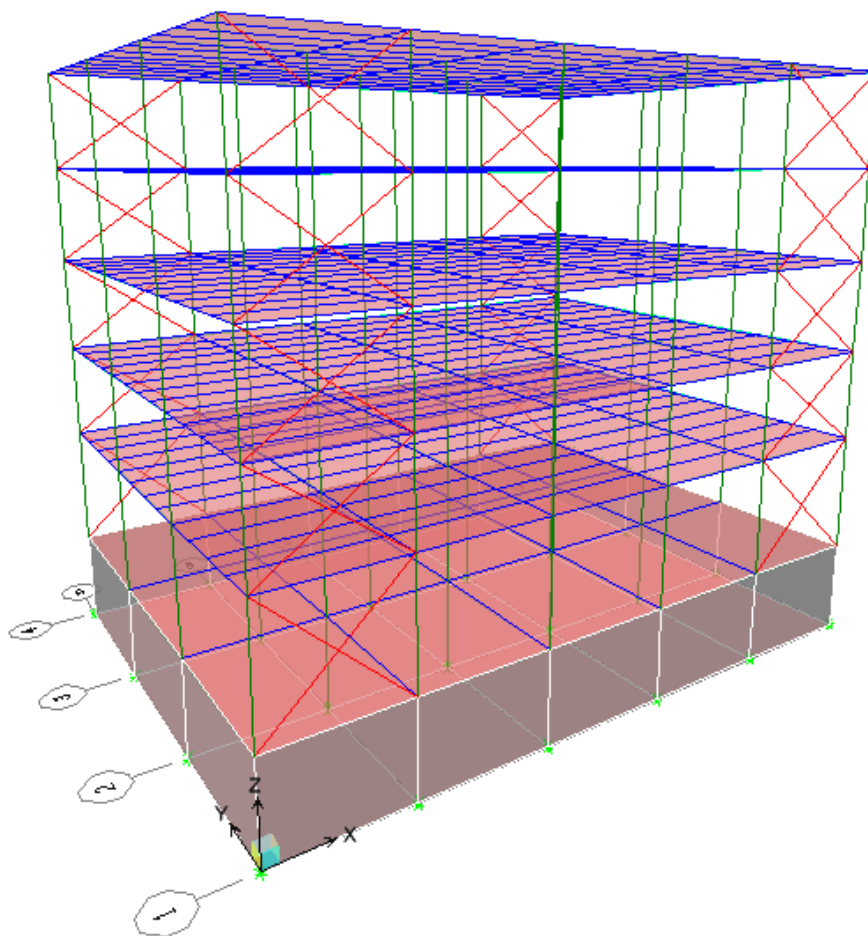
Οι δοκοί της οροφής υπογείου είναι μορφής πλακοδοκού με συνεργαζόμενο πλάτος 1,50 m και πλάτος κορμού 0,3m με ύψος 0,8m όπως φαίνεται στην χαρακτηριστική διατομή.



Σχήμα 2. 5 : Χαρακτηριστική διατομή πλακοδοκού υπογείου

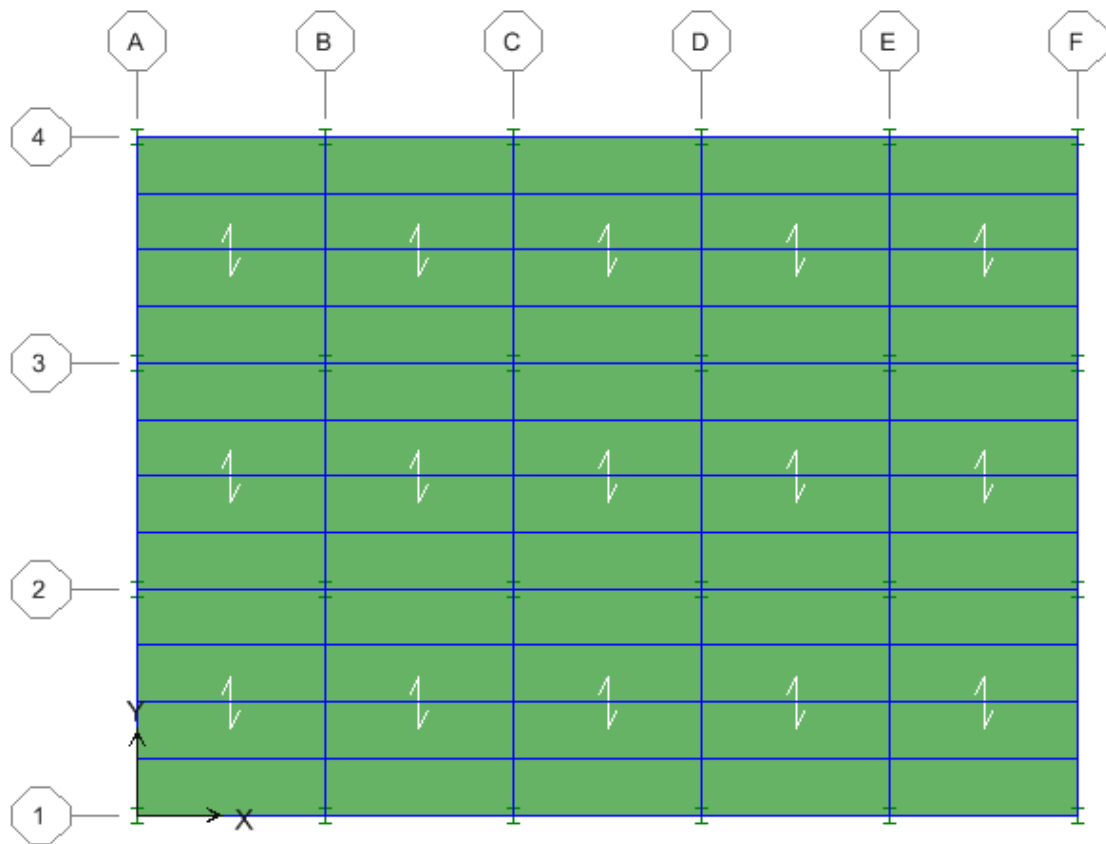
2.3 Προσομοίωμα κτιρίου στο Etabs

Σύμφωνα με όσα έχουν αναφερθεί έγινε εισαγωγή του μοντέλου του κτιρίου στο ETABS.

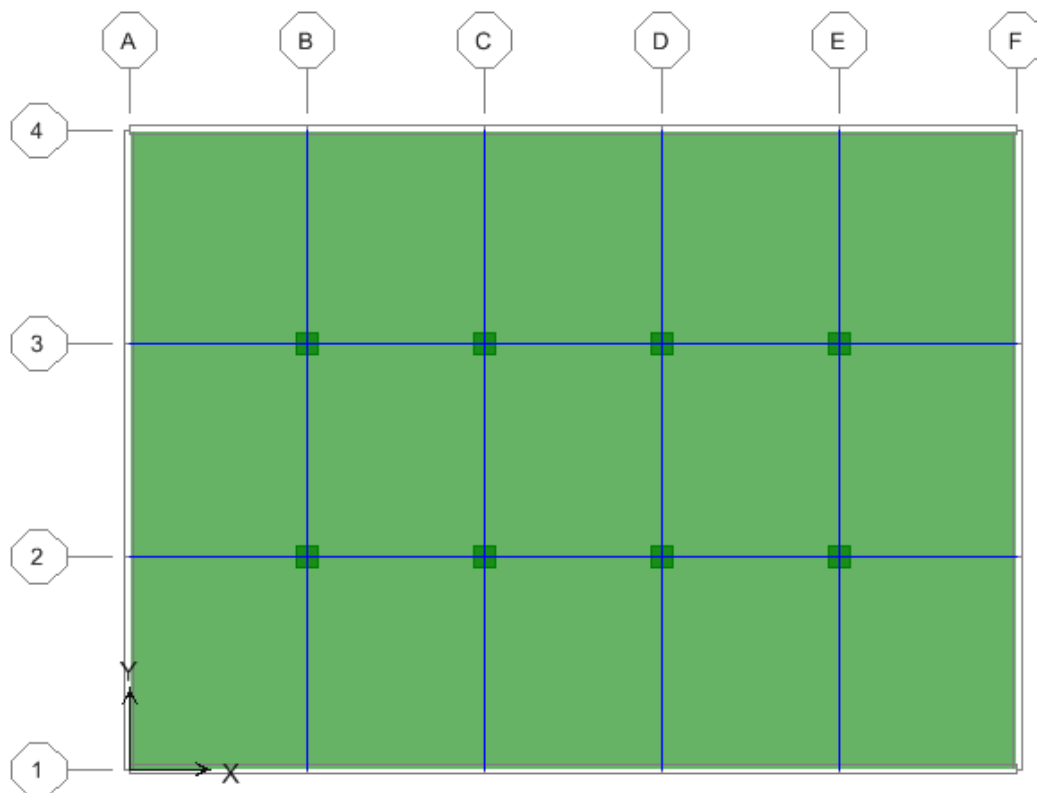


Σχήμα 2.5 : Τρισδιάστατη απεικόνιση του κτιρίου στο ETABS

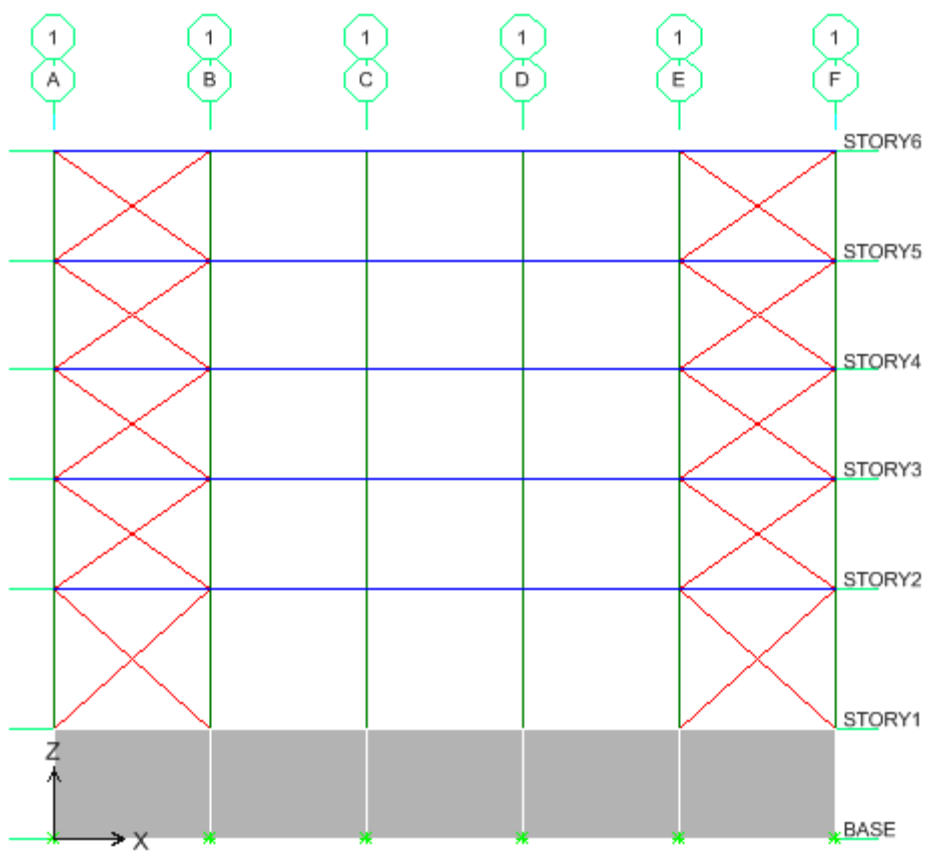
Ενδεικτικά επίσης παρουσιάζονται :



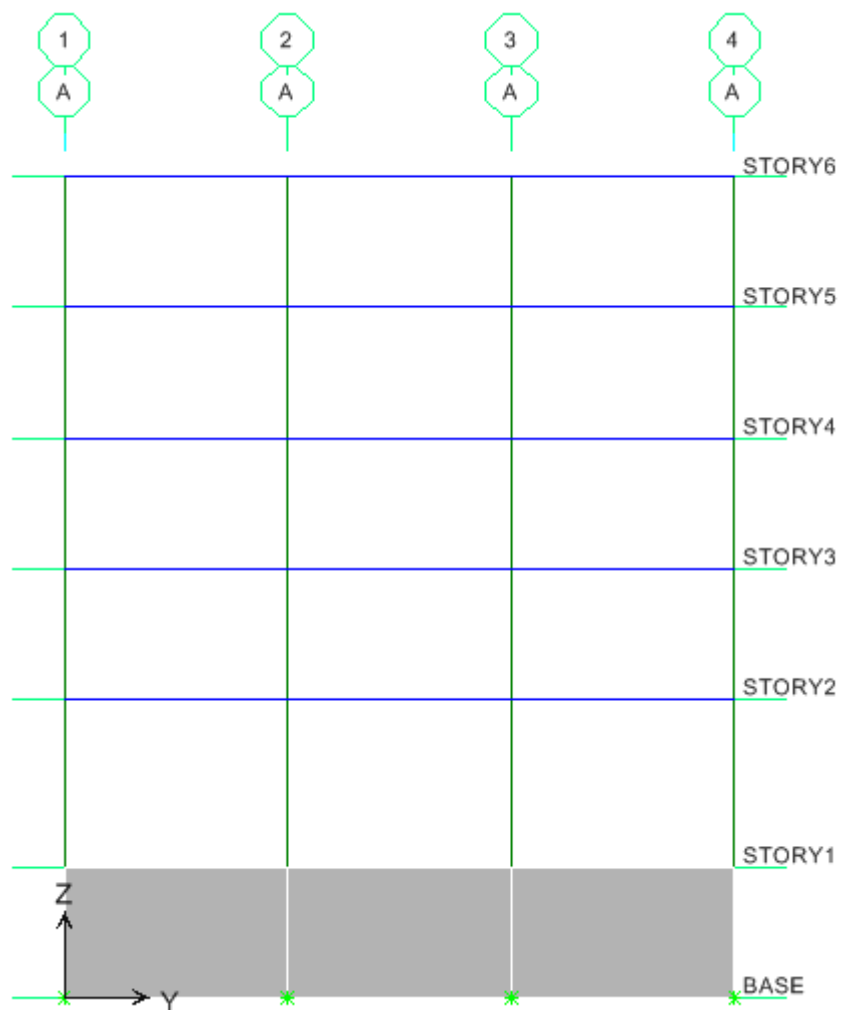
Σχήμα 2.6 : Κάτοψη χαρακτηριστικού ορόφου



Σχήμα 2. 7 : Κάτοψη υπογείου



Σχήμα 2. 8 : Όψη πλαισίου άξονα 1



Σχήμα 2. 9 : Όψη πλαισίου άξονα Α

Όλες οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων, υποστυλωμάτων - συνδέσμων δυσκαμψίας, καθώς και οι βάσεις των υποστυλωμάτων με το έδαφος είναι απλές συνδέσεις τέμνουσας (αρθρώσεις), πλην των πλαισίων παραλαβής ροπής όπου η σύνδεση υποστυλώματος - δοκού θεωρείται πάκτωση. Στα παραπάνω πλαίσια οι εδράσεις των υποστυλωμάτων κατά την διεύθυνση x μορφώνονται ως αρθρώσεις, ενώ κατά την διεύθυνση y ως πακτώσεις.

3 Υλικά και φορτίσεις

3.1 Υλικά κατασκευής

3.1.1 Σκυρόδεμα C20/25

Για τις πλάκες του κτιρίου και τα τοιχώματα όπου αυτά υπάρχουν, έχει χρησιμοποιηθεί σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25, του οποίου οι τιμές σχεδιασμού είναι:

Μέτρο Ελαστικότητας:	$E=31 \text{ GPa } (31 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2)$
Σταθερά Poisson:	$\nu=0,2$
Ειδικό βάρος:	$\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ (οπλισμένο σκυρόδεμα)
Αντοχή:	$f_{ck}= 20000 \text{ kN/m}^2$

3.1.2 Δομικός Χάλυβας S275

Ο δομικός χάλυβας είναι το βασικό υλικό από το οποίο συντίθεται ο φέρων οργανισμός των χαλύβδινων τεχνικών έργων, όπως το υπό μελέτη κτίριο. Για τα μέλη του (σύμμικτες δοκοί-υποστυλώματα-σύνδεσμοι δυσκαμψίας) χρησιμοποιήθηκε χάλυβας S275. Οι τιμές σχεδιασμού του δομικού χάλυβα είναι:

Μέτρο Ελαστικότητας:	$E=210.000 \text{ MPa } (2,1 \cdot 10^8 \text{ kN/m}^2)$
Σταθερά Poisson:	$\nu=0,3$
Ειδικό βάρος:	$\gamma=78,5 \text{ kN/m}^3$
Όριο Διαρροής:	$f_y = 275000 \text{ kN/m}^2$
Εφελκυστική Αντοχή:	$f_u = 430000 \text{ kN/m}^2$

3.1.3 Σύμμικτη Πλάκα

Οι πλάκες των ορόφων επιλέχθηκαν σύμμικτες αποτελούμενες από χαλυβδόφυλλα και έγχυτο σκυρόδεμα. Τα χαλυβδόφυλλα λειτουργούν ως μεταλλότυπος κατά τη φάση σκυροδέτησης, ενώ στη φάση λειτουργίας συνεργάζονται με το έγχυτο σκληρυμένο σκυρόδεμα και τα δύο υλικά λειτουργούν ως σύμμικτη πλάκα. Θα χρησιμοποιηθεί τραπεζοειδές προφίλ επικάλυψης τύπου SYMDECK 73 με πάχος λαμαρίνας $t= 1,00 \text{ mm}$, $t_c=0.057$, $h_r=0.073$, $w_r=0.0955$ και $s_r=0.1875$.

Πάχος	t (mm)	0,75	0,80	1,00	1,25
Βάρος	G (kg/m ²)	9,81	10,47	13,08	16,36
Επιφάνεια	A (cm ² /m)	12,76	13,533	16,96	21,31
Ροπή αδράνειας	L _y (cm ⁴ /m)	110,01	117,33	147,22	184,43
Ροπή αντίστασης	W _y (cm ³ /m)	27,57	29,48	36,99	42,23

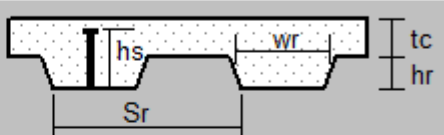
Πίνακας 3. 2 : Χαρακτηριστικά σύμμικτης πλάκας

Deck Section

Section Name:

Type:

Filled Deck
 Unfilled Deck
 Solid Slab



Geometry:

Slab Depth (tc):

Deck Depth (hr):

Rib Width (wr):

Rib Spacing (Sr):

Material:

Slab Material:

Deck Material:

Deck Shear Thick:

Composite Deck Studs:

Diameter:

Height (hs):

Tensile Strength, Fu:

Metal Deck Unit Weight:

Unit Weight/Area:

Set Modifiers... Display Color

OK Cancel

3.1.4 Χάλυβας οπλισμού B500C

Οι τιμές σχεδιασμού του είναι:

Χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής:

$$f_{yk} = 500000 \text{ kN/m}^2$$

3.2 Φορτίσεις

Η εκτίμηση των φορτίων και δυνάμεων που καταπονούν την κατασκευή δεν είναι πάντα δυνατό να γίνει με ακρίβεια. Η κατανομή μιας φόρτισης καθορίζεται συνήθως με παραδοχές και προσεγγίσεις, ακόμα και αν η φόρτιση είναι γνωστή. Το κτίριο θα πρέπει να είναι σε θέση να τα παραλάβει και να τα μεταφέρει με ασφάλεια στο έδαφος. Τα φορτία που δρουν στην κατασκευή μας διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες:

Μόνιμα Φορτία (G)

- Ίδια βάρη της κατασκευής
- Ίδιο βάρος επικάλυψης
- Λοιπά μόνιμα (επικαλύψεις, δάπεδα κ.τ.λ.)

Κινητά Φορτία (Q)

- Κινητά φορτία ορόφων
- Δράσεις Ανέμου
- Φορτίο Χιονιού

Τυχηματικά Φορτία

- Σεισμικά Φορτία

3.2.1 Μόνιμα φορτία (Dead loads)

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

Ίδια βάρη της κατασκευής:

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

Όλα τα ίδια βάρη υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα.

Λοιπά μόνιμα (επικαλύψεις, δάπεδα, οροφή, ηλεκτρομηχανικός εξοπλισμός, μόνωση, σύμμικτη πλάκα κ.τ.λ.) με τιμή 3 kN/m^2 .

3.2.2 Κινητά φορτία (Live loads)

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

τιμές τους δίνονται από κανονισμούς.

Οι μεταβλητές δράσεις, λαμβάνονται ως ομοιόμορφα καταναμημένες και θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι ενδεχόμενες φορτικές καταστάσεις (δυσμενείς φορτίσεις), και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους.

Στην μελέτη μας λήφθηκαν κινητά φορτία $5,00 \text{ kN/m}^2$ για τον όροφο και για την οροφή $2,00 \text{ kN/m}^2$.

3.2.3 Δράσεις ανέμου

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 οι δράσεις ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές δράσεις. Θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η ταυτόχρονη επιρροή και άλλων δράσεων επί της κατασκευής (π.χ. χιόνι, κυκλοφορία, πάγος) που είναι δυνατόν να επιφέρουν αλλαγές στην επιφάνεια αναφοράς ή σε κάποιους συντελεστές, καθώς επίσης και αλλαγές του σχήματος κατά την φάση κατασκευής, που θα μπορούσαν να αλλάξουν την εξωτερική και εσωτερική πίεση ή τα δυναμικά χαρακτηριστικά.

Η ταχύτητα του ανέμου επηρεάζεται από ένα πλήθος παραγόντων όπως η γεωγραφική θέση, η φυσική θέση, η τοπογραφία, οι διαστάσεις του κτιρίου (κυρίως το ύψος), η μέση ταχύτητα του ανέμου, το σχήμα της κατασκευής, η κλίση της στέγης και η διεύθυνση του ανέμου.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία εξετάζονται δύο διευθύνσεις ανέμου με φορά τη θετική διεύθυνση του άξονα $x'x$ ($\theta=0^\circ$) και τη θετική διεύθυνση του άξονα $y'y$ ($\theta=90^\circ$).

Στο συγκεκριμένο έργο οι δράσεις λόγω ανέμου υπολογίστηκαν ως εξής:

Δίνεται ότι ένας τυπικός άνεμος στην Ελλάδα έχει ταχύτητες:

- 33 m/s σε απόσταση έως και 10 Km από την ακτή
- 27 m/s στην υπόλοιπη χώρα

Στην επίλυση έχει ληφθεί υπόψη ταχύτητα ανέμου $v_{b,0}=33 \text{ m/s}$ και κατηγορία εδάφους IV (Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15 m) εφόσον θεωρήσαμε ότι η κατασκευή θα γίνει στην Αθήνα.

Μέση ταχύτητα του ανέμου

Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$, σε ύψος z πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση, προσδιορίζεται δε από την σχέση:

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} = 1,00 * 1,00 * 33 \text{ m/s} = 33 \text{ m/s}$$

Για την συγκεκριμένη κατηγορία εδάφους προκύπτει $z_0=1,0\text{m}$ και $z_{min}=10\text{m}$ (από τον αντίστοιχο πίνακα του Ευρωκώδικα).

Συντελεστής Τραχύτητας $C_r(z)$

Ο συντελεστής τραχύτητας $C_r(z)$ υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$C_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200 \text{ m}$$

$$C_r(z) = C_r(z_{\min}) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \text{ για } z \leq z_{\min}$$

όπου:

$$k_r = 0,19 \left(\frac{z}{z_0}\right)^{0,07} = 0,19 * \left(\frac{1}{0,05}\right)^{0,07} = 0,2343 \text{ (συντελεστής εδάφους)}$$

z_0 :είναι το μήκος της τραχύτητας σε m, σύμφωνα με την κατηγορία εδάφους

$z_{0,11}$:σύμφωνα με την κατηγορία εδάφους

z_{\min} :είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζει ο κανονισμός

z_{\max} :λαμβάνεται ίσο με 200 m

Στην περίπτωση μας έχουμε:

Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$:

Έχουμε ύψος $h=18,5\text{m}$ και πλάτος $b=25 \text{ m} \rightarrow h < 2b$ και συνεπώς το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από ένα τμήμα με ύψος $z_e = h$

Ισχύει ότι: $z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200\text{m}$

$$C_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,2343 \ln(18,5 / 1,0) = 0,6836 .$$

Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$:

Έχουμε ύψος $h=18,5\text{m}$ και πλάτος $b= 18 \text{ m} \rightarrow h < 2b$,συνεπώς το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από ένα τμήμα με ύψος $z_e = h$ και υπολογίζεται όπως παραπάνω το $C_r(z) = 0,6836$.

Συντελεστής Τοπογραφικής Διαμόρφωσης C_t

Μέσω του συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης (ή αναγλύφου) εκτιμάται η αύξηση της μέσης ταχύτητας του ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις ή γκρεμούς ανάλογα με την προσήνεμη κλίση κατά τη διεύθυνση του ανέμου.

Ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης προσδίδεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$\begin{aligned} C_t &= 1 && \text{για } \Phi < 0,05 \\ C_t &= 1 + 2 s \Phi && \text{για } 0,05 < \Phi < 0,3 \\ C_t &= 1 + 0,6 s && \text{για } \Phi > 0,3 \end{aligned}$$

όπου:

s: είναι ο συντελεστής τοπογραφικής θέσης, συνάρτηση των στοιχείων σύμφωνα με την προσήνεμη πλαγιά (οριζόντια, κατακόρυφη απόσταση κ.τ.λ.)

$\Phi = H_u/L$ είναι η κλίση προς την προσήνεμη πλαγιά

Θεωρώ $\Phi=0$, άρα $C_t = 1$.

Μέση ταχύτητα ανέμου

Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$, σε ύψος z πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση, προσδιορίζεται δε από την σχέση:

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

όπου:

$c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας, ο οποίος έχει υπολογιστεί παραπάνω και ισούται με 0,6836 και

$c_o(z)$ είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης με προτεινόμενη τιμή 1,0.

Στην περίπτωση μας έχουμε $v_m(z) = 0,6836 \cdot 1 \cdot 33 \text{ m/s} = 22,56 \text{ m/s}$.

Δυναμικός Συντελεστής $c_s c_d$

Ο συντελεστής αυτός απαρτίζεται από δύο παραμέτρους, την παράμετρο c_s , η οποία λαμβάνει υπόψη της τη μειωτική επίδραση στην δράση του ανέμου λόγω μη ταυτόχρονης ύπαρξης των πιέσεων αιχμής από άνεμο επί της επιφάνειας και την δυναμική παράμετρο c_d , η οποία λαμβάνει υπόψη της την αυξανόμενη επίδραση από ταλαντώσεις λόγω στροβιλισμού.

Ο δυναμικός Συντελεστής εξαρτάται από τον τύπο της κατασκευής, το ύψος και το πλάτος της και η τιμή του προκύπτει από αντίστοιχο σχήμα του Ευρωκώδικα (για πολυώροφα κτίρια από χάλυβα).

- Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$ με ύψος $h=18,5 \text{ m}$ και πλάτος $b=25 \text{ m}$
 $\rightarrow c_s c_d = 0,90$.
- Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$ με ύψος $h=18,5 \text{ m}$ και πλάτος $b=18 \text{ m}$
 $\rightarrow c_s c_d = 0,90$.

Πίεση ταχύτητας Αιχμής

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

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

όπου:

ρ είναι η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μία περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας ($\rho=1,25 \text{ Kg/m}^3$)

$I_v(z)$ είναι η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z

$c_e(z)$ είναι ο συντελεστής έκθεσης και δίνεται από τη σχέση $c_e(z) = q_p(z)/q_b$

q_b είναι η βασική πίεση που δίνεται από τη σχέση $q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2$

v_b είναι η βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10 m πάνω από έδαφος κατηγορίας II, σύμφωνα με την σχέση $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$

Στη σχέση αυτή είναι:

c_{dir} : είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (ίσος με 1,0)

c_{season} : είναι ο συντελεστής εποχής (ίσος με 1,0)

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

Η ένταση του στροβιλισμού $I_v(z)$ σε ύψος z υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$I_v(z) = \frac{kI}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \text{ και}$$

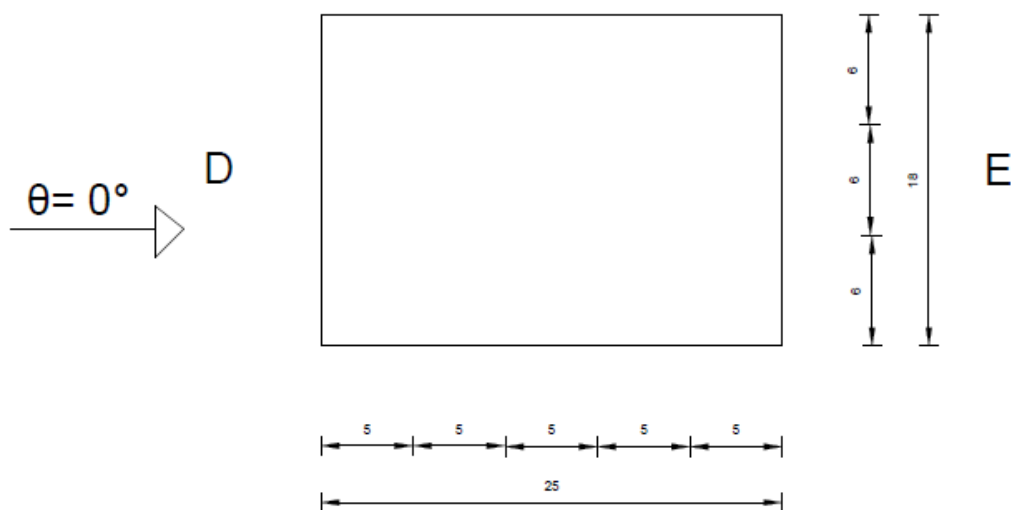
$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \text{ για } z < z_{\min}$$

όπου k_I είναι ο συντελεστής στροβιλισμού (ίσος με 1,0)

Στην εξεταζόμενη περίπτωση η ένταση στροβιλισμού προκύπτει $I_v(z) = 0,343$ και τελικά η πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z) = 1,081 \text{ KN/m}^2$.

Εξωτερική Πίεση κατακόρυφων τοίχων

- Άνεμος διεύθυνσεως $\theta = 0^\circ$



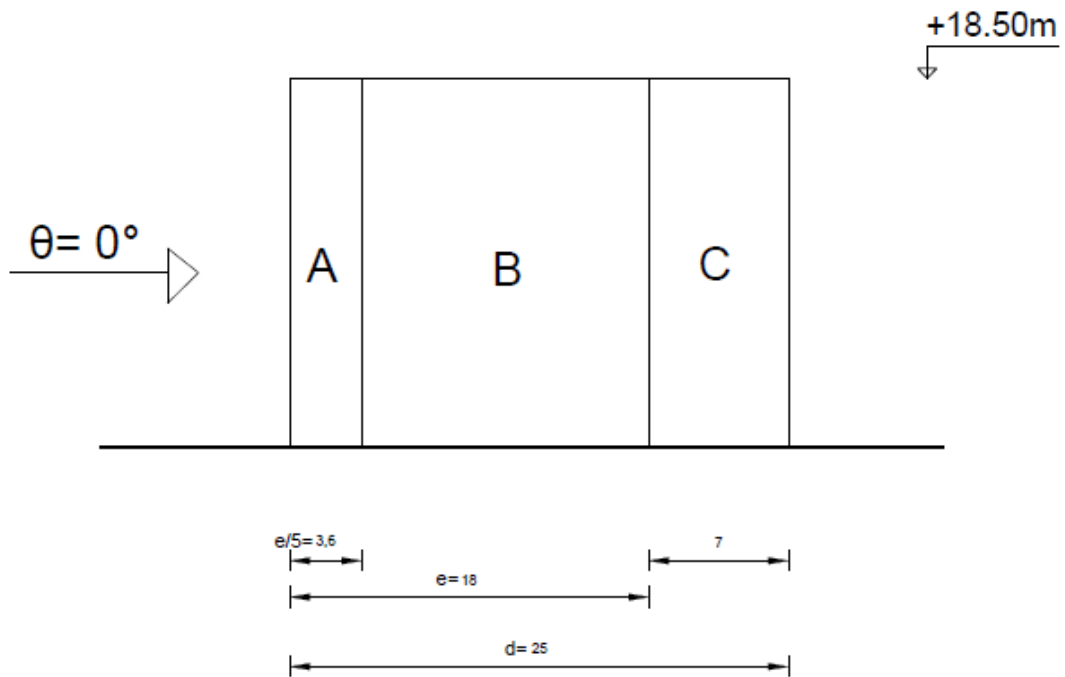
Σχήμα 3. 1: Κάτοψη κτιρίου

Σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς

$$e = \min(b, 2h) = \min(18, 2 \cdot 18,5) = 18 \text{ m}$$

$$e < d = 25 \text{ m}$$

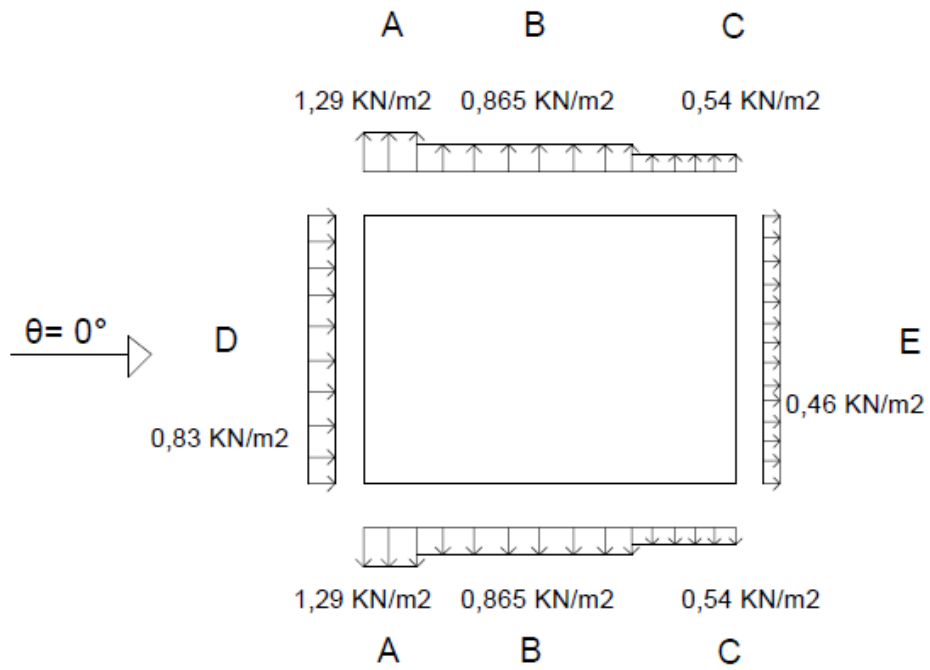
$$h / d = 18,5 / 25 = 0,74$$



Σχήμα 3. 2 : Όψη κτιρίου για $e < d$

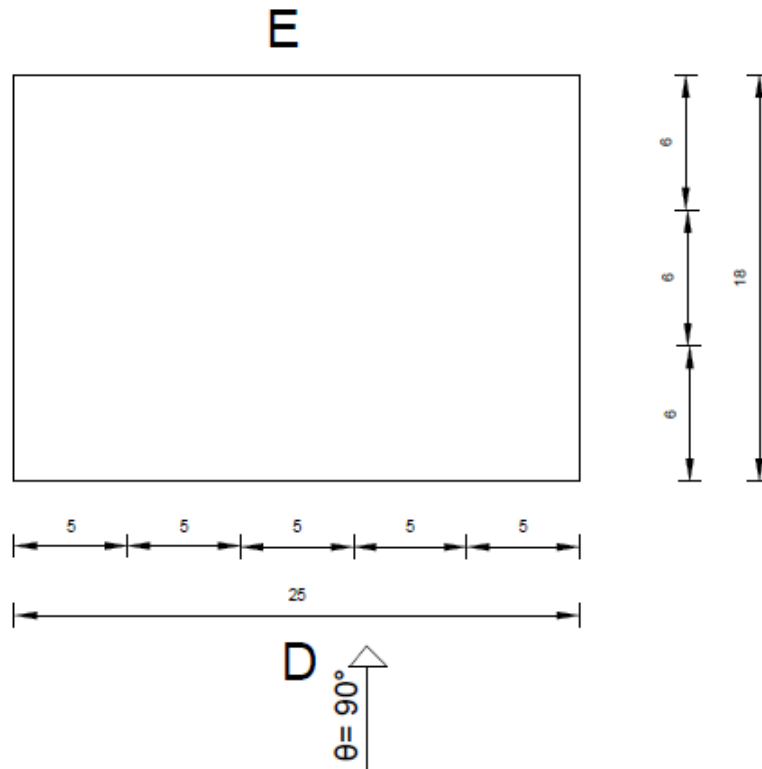
Τελικά οι εξωτερικές πιέσεις προκύπτουν:

$$\begin{aligned}
 w_e &= q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,081 \cdot (-1,02) = -1,29 \text{ KN/m}^2 & : \text{ A} \\
 w_e &= q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,081 \cdot (-0,80) = -0,865 \text{ KN/m}^2 & : \text{ B} \\
 w_e &= q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,081 \cdot (-0,5) = -0,54 \text{ KN/m}^2 & : \text{ C} \\
 w_e &= q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,081 \cdot (0,765) = 0,83 \text{ KN/m}^2 & : \text{ D} \\
 w_e &= q_p(z_e) \cdot c_{pe,10} = 1,081 \cdot (-0,43) = -0,46 \text{ KN/m}^2 & : \text{ E}
 \end{aligned}$$



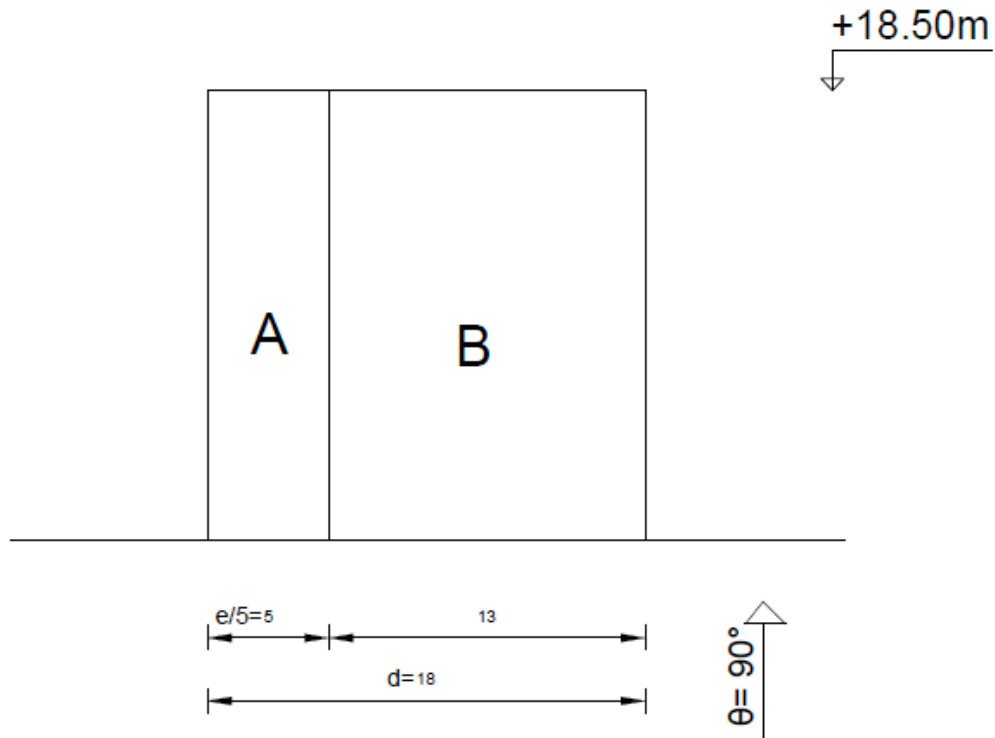
Σχήμα 3.3 : Εξωτερικές πιέσεις για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$.

- Άνεμος διεύθυνσεως $\theta=90^\circ$



Σχήμα 3.4 : Κάτοψη κτιρίου

Σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς
 $e = \min(b, 2h) = \min(25, 2 \cdot 18,5) = 25 \text{ m}$
 $e < d = 18\text{m}$
 $h / d = 18,5/18 = 1,03$



Σχήμα 3.5 : Όψη κτιρίου για $e < d$

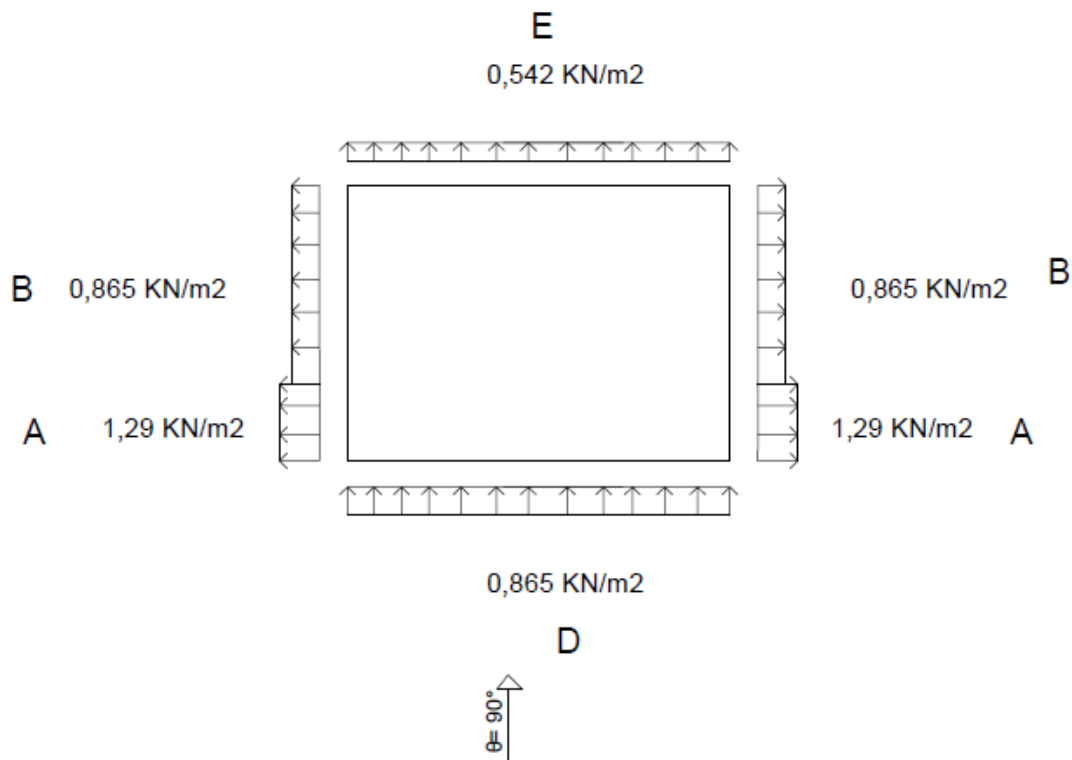
Τελικά οι εξωτερικές πιέσεις προκύπτουν:

$$w_e = q_p(ze) \cdot c_{pe,10} = 1,081 \cdot (-1,02) = - 1,29 \text{ KN/m}^2 \quad : \text{ A}$$

$$w_e = q_p(ze) \cdot c_{pe,10} = 1,081 \cdot (-0,80) = - 0,865 \text{ KN/m}^2 \quad : \text{ B}$$

$$w_e = q_p(ze) \cdot c_{pe,10} = 1,081 \cdot (0,80) = 0,865 \text{ KN/m}^2 \quad : \text{ C}$$

$$w_e = q_p(ze) \cdot c_{pe,10} = 1,081 \cdot (-0,501) = - 0,542 \text{ KN/m}^2 \quad : \text{ D}$$



Σχήμα 3.6 : Εξωτερικές πιέσεις για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$.

Εξωτερική Πίεση στέγης

Η στέγη του κτιρίου είναι επίπεδη με αποτέλεσμα να δέχεται υποπίεση λόγω των φορτίων του ανέμου. Δηλαδή, ο άνεμος έχει ευμενή επιρροή ως προς τα κατακόρυφα φορτία, συνεπώς δεν συνδυάζεται με αυτά.

Τα αναλυτικά υπολογισθέντα φορτία ανέμου θεωρούμε, λόγω του τρόπου στήριξης της πλαγιοκάλυψης, ότι δρουν στα υποστυλώματα σαν γραμμικά ομοιόμορφα κατανεμημένα. Δηλαδή, το επιφανειακό φορτίο πολλαπλασιάστηκε με το μήκος επιρροής κάθε στύλου προκειμένου να αναχθεί σε γραμμικό ομοιόμορφα κατανεμημένο.

Σημειώνεται ότι στις υπήνεμες πλευρές οι οποίες χωρίζονται σε ζώνες φόρτισης εισήχθηκαν οι δυσμενέστερες τιμές σε όλο το μήκος.

Με αυτόν τον τρόπο κατασκευάσαμε τα φορτία WIND0 και WIND90 στο μελετούμενο μοντέλο του ETABS . Για να διευκολυνση στη δημιουργία των συνδυασμών δράσεων δημιουργήσαμε το φορτίο WIND, το οποίο ορίστηκε ως περιβάλλουσα (ENVE) των δύο παραπάνω φορτίων.

3.2.4 Φορτίο χιονιού

Τα φορτία του χιονιού προσδιορίζονται με βάση τις διατάξεις του EC1. Θεωρούνται ως στατικά και κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις (όπως αυτές ορίζονται στον EN 1991). Σε ειδικές περιπτώσεις όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές, οι οποίες δε μπορούν να αξιοποιηθούν μέσω των συνθηκών στατικών μεθόδων της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου του χιονιού, οι ακραίες τιμές μπορεί να θεωρούνται ως τυχηματικές δράσεις.

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

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

όπου

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

$s_{k,0}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού για έδαφος που βρίσκεται στην στάθμη της θάλασσας (δηλ. για $A=0$), ο οποίος για την Ζώνη II ισούται με 0,8 kN/m²

C_e είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για προστατευόμενο κτίριο λαμβάνεται ίσος με 1,2.

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

s_k είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε kN/m² συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου (A), για μια συγκεκριμένη τοποθεσία και δίνεται από την σχέση:

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

όπου:

A είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από την στάθμη της θάλασσας, το οποίο είναι 100 m για την δικιά μας περίπτωση

Επομένως $s_k = 0,8 \cdot \left[1 + \left(\frac{100}{917}\right)^2\right] = 0,81 \text{ kN/m}^2$

Μπορούμε πλέον να υπολογίσουμε το φορτίο χιονιού το οποίο θα είναι:

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,2 \cdot 1,0 \cdot 0,81 = 0,777 \text{ kN/m}^2$$

3.2.5 Σεισμικές δράσεις

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

Η χώρα μας βρίσκεται σε μία εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται επίσης στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου. Είναι λοιπόν αδρανειακές δυνάμεις που προέρχονται από την αντίσταση της μάζας της κατασκευής στην μεταδιδόμενη σε αυτήν κίνηση από το έδαφος. Κατά συνέπεια οι σεισμικές δράσεις εξαρτώνται από την φύση της σεισμικής κίνησης του εδάφους (καθοριζόμενη από την επιτάχυνση, την ταχύτητα, τη χρονική διάρκεια και τη διεύθυνση) και την συμπεριφορά της κατασκευής (καθοριζόμενη από την ακαμψία, την κατανομή μάζας, την απόσβεση, τις ιδιότητες του υλικού κ.τ.λ.).

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, 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. Μπορεί λοιπόν να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης:

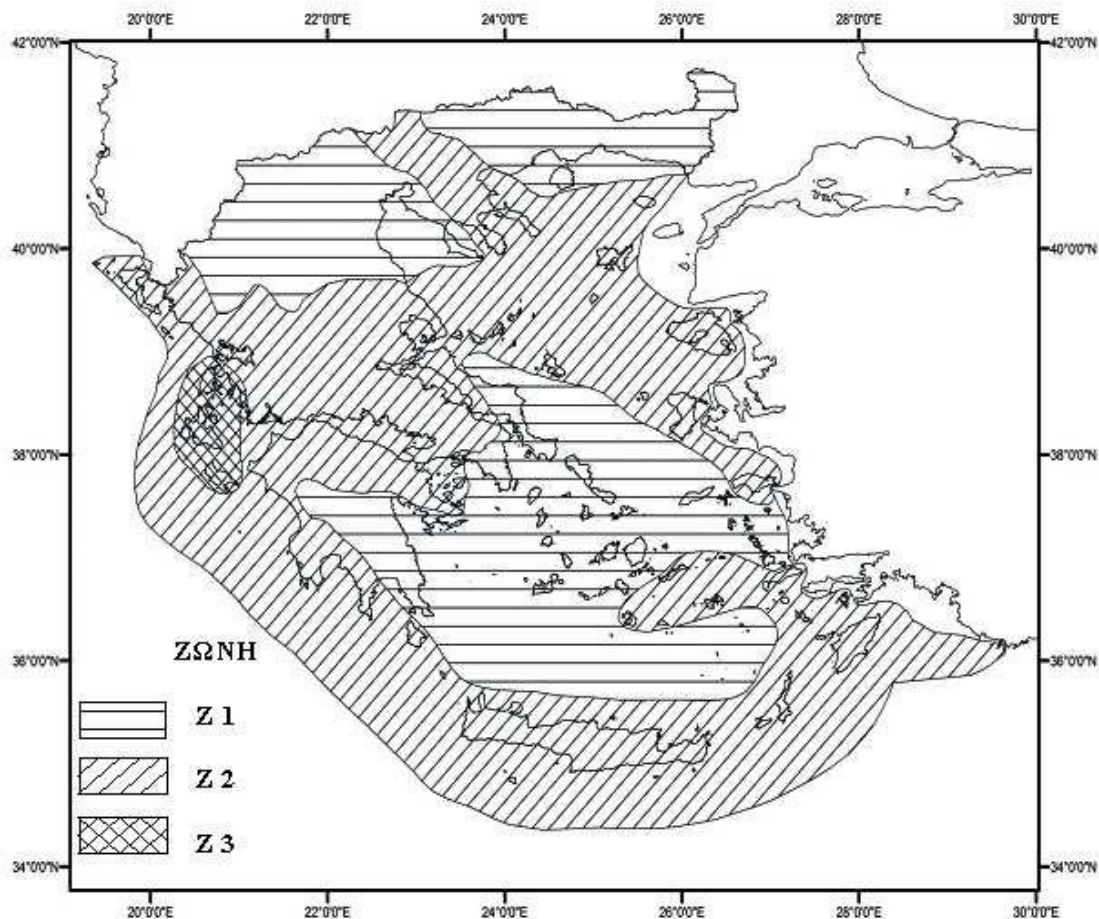
- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Η μελέτη του κτιρίου έναντι σεισμού έγινε μέσω της Ιδιομορφικής Ανάλυσης Φάσματος Απόκρισης, η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Αυτή η μέθοδος χρησιμοποιήθηκε κατά την επίλυση με το πρόγραμμα.

Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

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

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



Σχήμα 3.7 : Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

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

Πίνακας 3. 3: Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III
a	0,16	0,24	0,36

Προσδιορισμός της κατηγορίας εδάφους

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

Πίνακας 3. 4: Κατηγορία εδάφους

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
Α	<p>Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με την προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση</p> <p>Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70μ.</p> <p>Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70μ.</p>
Β	<p>Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη.</p> <p>Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p> <p>Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p>
Γ	<p>Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p> <p>Ιλοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5μ.</p>
Δ	<p>Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλαστιμότητας ($I_p > 50$) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10μ.</p>
Χ	<p>Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοίλιώδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων)</p> <p>Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα.</p> <p>Απότομες κλιτείς καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων.</p>

Συντελεστής σπουδαιότητας

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

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

Συντελεστής Συμπεριφοράς q

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

Πίνακας 3. 5: Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΝΣΤΗΜΑ	q
1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3,50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3,00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους	2,00
2. ΧΑΛΥΒΑΣ	α. Πλαίσια	4,00
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοί με εκκεντρότητα	4,00
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα	
	• διαγώνιοι σύνδεσμοι	3,00
	• σύνδεσμοι τύπου V ή L	1,50
• σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται)	1,00	
3. ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	α. Με οριζόντια διαζώματα	1,50
	β. Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2,00
	γ. Οπλισμένη (κατακόρυφα και οριζόντια)	2,50
4. ΞΥΛΟ	α. Πρόβολοι	1,00
	β. Δοκοί – Τόξα- Κολλητά πετάσματα	1,50
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2,00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3,00

Στο έργο μας λαμβάνουμε $q=1,50$

Φάσμα Σχεδιασμού

Κατασκευάστηκαν τα φάσματα σχεδιασμού για τις οριζόντιες και τις κατακόρυφες συνιστώσες του σεισμού. Για την κατασκευή των φασμάτων έγιναν λοιπόν οι ακόλουθες παραδοχές:

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II (Επιτάχυνση $A=0,24 g$)
- Κατηγορία εδάφους B
- Κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια), $\gamma=1,00$
- Συντελεστής συμπεριφοράς q 1,50
- Απόσβεση 4%

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

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

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

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

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

όπου

$S_d(T)$ είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελεύθερης κίνησης

a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$)

T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

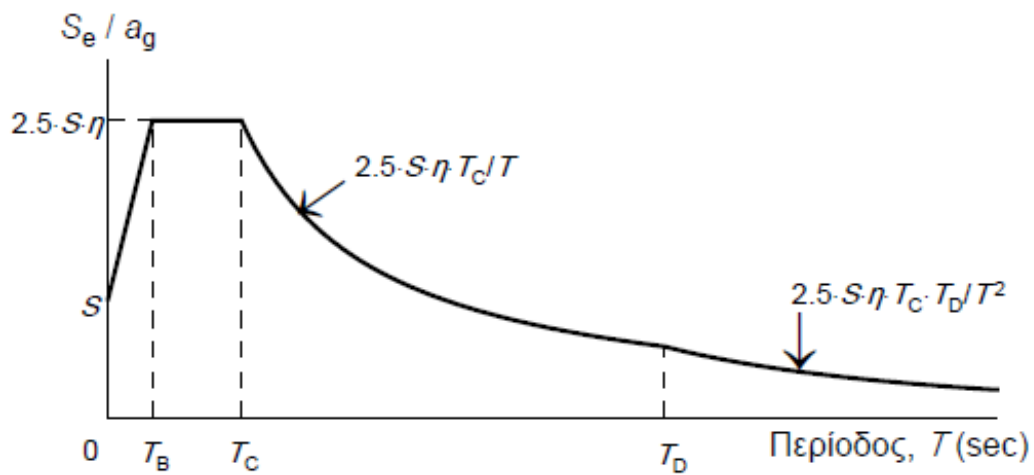
T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

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

S είναι ο συντελεστής εδάφους

q είναι συντελεστής συμπεριφοράς

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



Σχήμα 3. 8 : Φασματική Επιτάχυνση

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

Πίνακας 3. 6 : Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1

Εδαφικός Τύπος	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,50
B	1,2	0,15	0,5	2,50
C	1,15	0,20	0,6	2,50
D	1,35	0,20	0,8	2,5
E	1,4	0,15	0,5	2,5

3.3 Συνδυασμοί δράσεων

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οποίες επενεργούν σ' αυτή. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις, αστοχίας και λειτουργικότητας, και στη συνέχεια εφαρμόζονται στο φορέα. Στους συνδυασμούς αυτούς δεν συνυπολογίζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανιστούν ταυτόχρονα.

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στις οριακές καταστάσεις, οι οποίες διακρίνονται στις Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (ULS) και στις Λειτουργικότητας (SLS), χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των φορτίων που έχουμε υπολογίσει στην προηγούμενη παράγραφο. Οι συνδυασμοί αυτοί καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διάρκειας, παροδικές, τυχηματικές και σεισμού) και περιέχουν δράσεις που μπορεί να εκδηλώνονται ταυτόχρονα και μόνον.

3.3.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Σε αυτή την περίπτωση έχουμε πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κλπ, που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του.

Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές :

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$
 όπου το $Q_{k,1}$ αντιστοιχεί στην εκάστοτε επικρατέστερη μεταβλητή δράση.

Με αυτόν τον τρόπο προκύπτει μεγάλος συνδυασμός δράσεων :

Δυσμενής Συνδυασμός:

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο Q
 $1,35 \times G + 1,5 \times Q + 1,5 \times 0,6 \times W + 1,5 \times 0,5 \times S$
- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο W
 $1,35 \times G + 1,5 \times W + 1,5 \times 0,7 \times Q + 1,5 \times 0,5 \times S$
- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το χιόνι S
 $1,35 \times G + 1,5 \times S + 1,5 \times 0,7 \times Q + 1,5 \times 0,6 \times W$

Ευμενής Συνδυασμός:

- $1,00 \times G + 1,00 \times Q$

Για καταστάσεις σεισμού :

$$\sum G_{k,j} + A_{Ed} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Οι τιμές των συντελεστών ψ_i για κτήρια προκύπτουν από τον ακόλουθο πίνακα

Πίνακας 3. 7 : Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ για τα κτήρια

Δράσης	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι τιμές ψ μπορούν να καθορισθούν από το Εθνικό Προσάρτημα.			
* Για χώρες οι οποίες δεν αναφέρονται παρακάτω, βλέπε συναφείς τοπικές συνθήκες.			

3.3.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Σε αυτή την περίπτωση έχουμε μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κλπ, που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού.

Χαρακτηριστικός συνδυασμός:

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

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο Q
 $G + Q + 0,6 \times W + 0,5 \times S$
- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο W
 $G + W + 0,7 \times Q + 0,5 \times S$
- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το χιόνι S
 $G + S + 0,7 \times Q + 0,6 \times W$

3.3.3 Συνδυασμοί φορτίσεων

Ακολουθούν οι συνδυασμοί φορτίσεων όπως έχουν ορισθεί στο πρόγραμμα:

DEAD: άθροισμα μόνιμων φορτίων
 LIVE: άθροισμα κινητών φορτίων
 WIND: άνεμος (περιβάλλουσα των διευθύνσεων x-x ,yy)
 SNOW: φορτίο χιονιού
 E: σεισμός

Πίνακας 3. 8 : Συνδυασμοί φορτίσεων όπως εισήχθησαν στο πρόγραμμα

συνδυασμός	DEAD	LIVE	SNOW	WIND	E
ΑΣΤΟΧΙΑ 1	1,35	1,50			
ΑΣΤΟΧΙΑ 2	1,35	1,50	0,75	0,90	
ΑΣΤΟΧΙΑ 3	1,35	1,50	0,75		
ΑΣΤΟΧΙΑ 4	1,35	1,50		0,90	
ΑΣΤΟΧΙΑ 5	1,35	1,05	1,50	0,90	
ΑΣΤΟΧΙΑ 6	1,35		1,50	0,90	
ΑΣΤΟΧΙΑ 7	1,35	1,05	1,50		
ΑΣΤΟΧΙΑ 8	1,35	1,05	0,75	1,50	
ΑΣΤΟΧΙΑ 9	1,35			1,50	
ΑΣΤΟΧΙΑ 10	1,00			1,50	
ΑΣΤΟΧΙΑ 11	1,00	0,30			1,00
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ 1	1,00	1,00	0,50		
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ 2	1,00	1,00	0,50	0,60	
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ 3	1,00	1,00		0,60	
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ 4	1,00	0,70	1,00		
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ 5	1,00	0,70	1,00	0,60	
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ 6	1,00		1,00	0,60	
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ 7	1,00			1,00	
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ 8	1,00	0,70	0,50	1,00	

4 Ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα

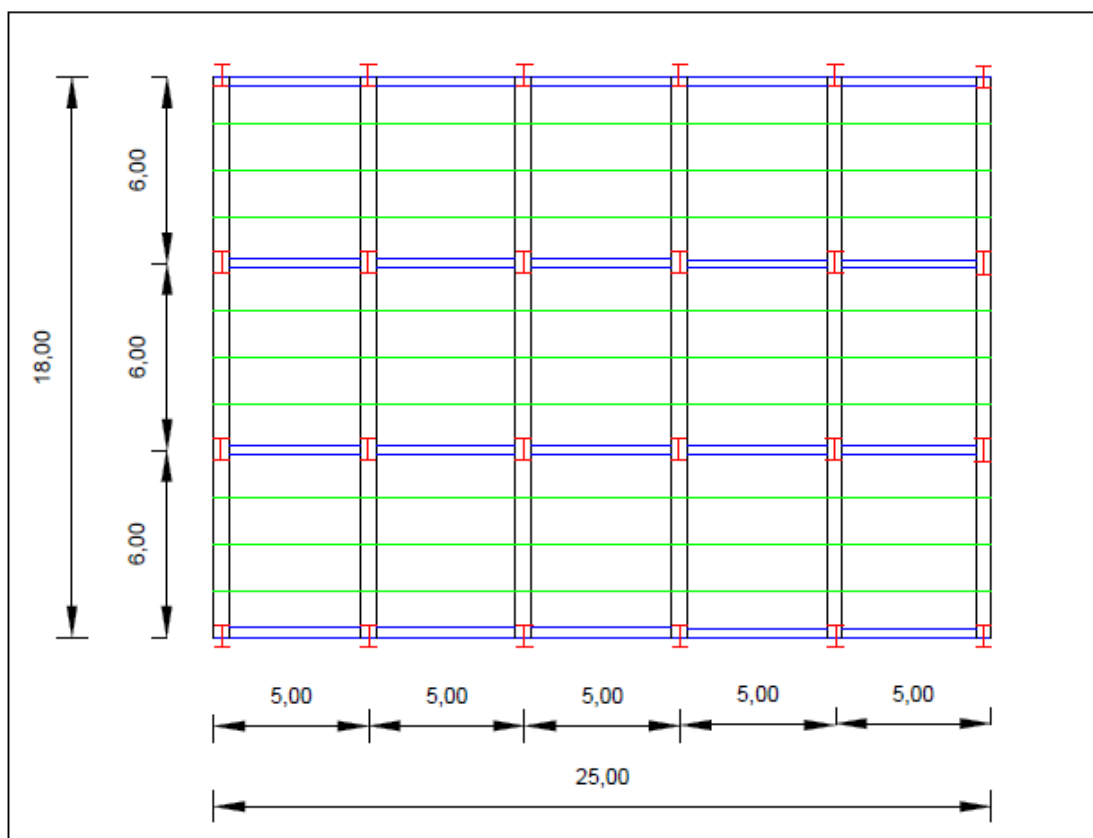
4.1 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργίας

Ενδεικτικά παρουσιάζεται η διαστασιολόγηση χαρακτηριστικών μελών, όπως προέκυψε από την επίλυση του προγράμματος.

Επιγραμματικά, οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται στα μέλη για την οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ) είναι αντοχής σε θλίψη, αντοχής σε τέμνουσα, αντοχής σε κάμψη, έλεγχος υπό κάμψη και τέμνουσα, έλεγχος σε κάμψη και αξονική δύναμη, καμπτικού λυγισμού λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης, στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού υπό θλίψη και κάμψη.

Ο δείκτης του πόσο ευμενές ή δυσμενές είναι μία διατομή είναι ο δείκτης εκμετάλλευσης (RATIO). Αποτελείται από ένα άθροισμα 3 λόγων (Δράση- i /Αντοχή- i), όπου I είναι η αξονική δύναμη, η ροπή περί τον ισχυρό και περί τον ασθενή αντίστοιχα.

Η αρχική επίλυση, η οποία έγινε με τις εξής δοσμένες διατομές :



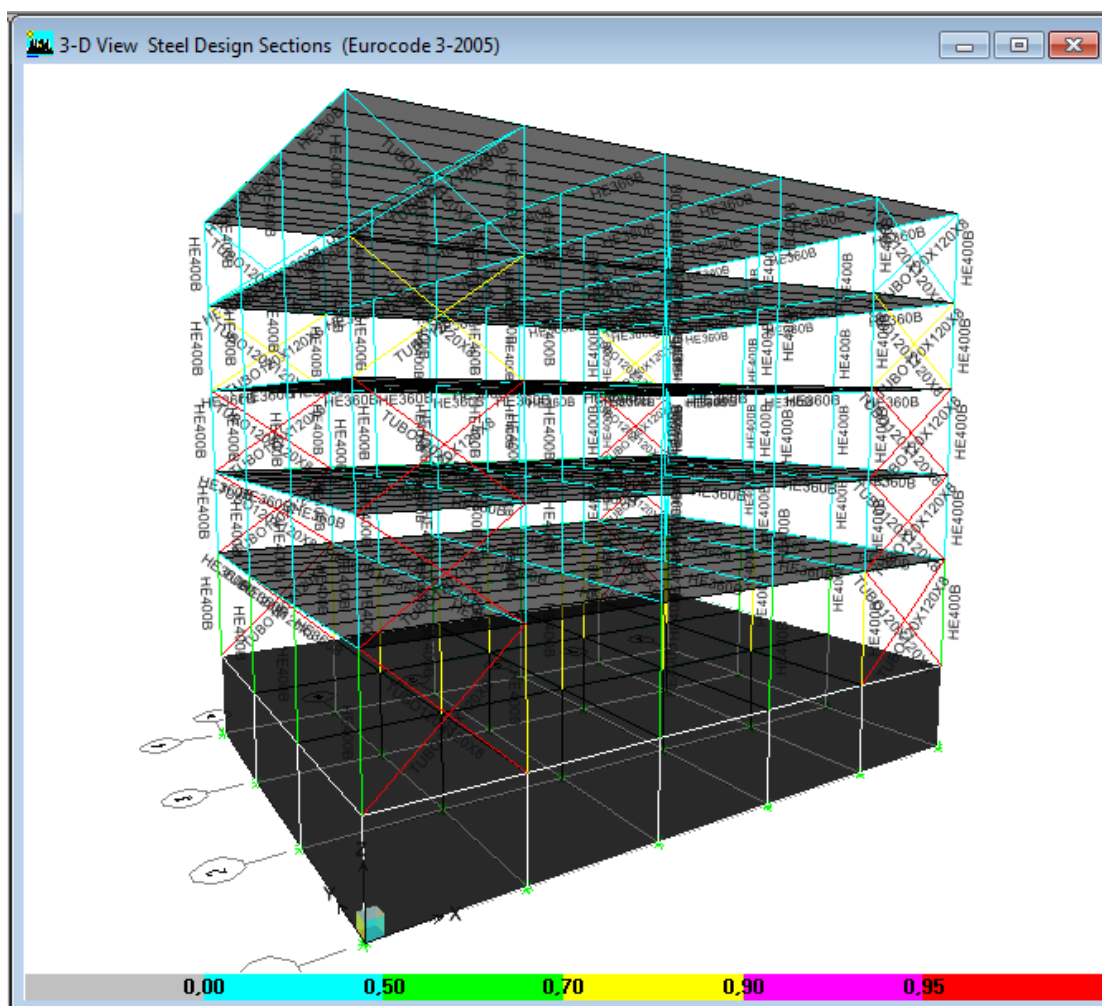
Σχήμα 1.1 : Κάτοψη τυπικού ορόφου

Πιο συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω διατομές:

- Υποστυλώματα διατομής HEB 400 (κόκκινο χρώμα)
- Κύριες δοκοί διατομής HEB 360 (μαύρο χρώμα)

- Δευτερεύουσες δοκοί διατομής HEB 220 (μπλε χρώμα)
- Διαδοκίδες διατομής IPE 180 (πράσινο χρώμα)
- Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατομής RHS 120.120.8
- Σύμμικτη πλάκα Symdeck 73 αποτελούμενη από λαμαρίνα KSH 50 με πάχος $t=1$ mm.

Μετά την ανάλυση προέκυψε ότι αστοχούν οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας του ισογείου, 1ου και 2ου ορόφου όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα από το ETABS. (απεικονίζονται με κόκκινο χρώμα)



Σχήμα 4. 2 : Τρισδιάστατη απεικόνιση του κτιρίου στο ETABS με τα αποτελέσματα της ανάλυσης

Για τον λόγο αυτό έγινε αλλαγή στις διατομές των χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας σε RHS 180.180.10 έτσι ώστε να αποφευχθεί η αστοχία τους και να ανακουφιστούν τα υποστηλώματα του 1ου ορόφου.

Παρουσιάζονται ενδεικτικά οι δυσμενέστερες θέσεις των υποστυλωμάτων, των κύριων και δευτερευουσών δοκών, των διαδοκίδων και τέλος των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας.

4.1.1 Υποστυλώμα

Επιλέξαμε ένα από τα υποστυλώματα του 1ου ορόφου (μέλος C15), καθώς αυτά προκύπτουν δυσμενέστερα ως προς τον έλεγχο αστοχίας.

Χαρακτηριστικά διατομής υποστυλώματος :

Πίνακας 4. 1: Χαρακτηριστικά διατομής υποστυλώματος (μέλους C15)

The screenshot shows a software dialog box titled "I/Wide Flange Section". It contains the following fields and controls:

- Section Name:** HE400B
- Extract Data from Section Property File:** Includes "Open File..." and "Import..." buttons, with a text field containing "c:\program files (x86)\computers and".
- Properties:** A button labeled "Section Properties...".
- Property Modifiers:** A button labeled "Set Modifiers...".
- Material:** A dropdown menu showing "S275".
- Dimensions:** A table of input fields for various dimensions:

Dimension	Value
Outside height (t3)	15,748
Top flange width (t2)	11,811
Top flange thickness (tf)	0,9449
Web thickness (tw)	0,5315
Bottom flange width (t2b)	11,811
Bottom flange thickness (tfb)	0,9449
- Diagram:** A grid-based diagram of an I-beam section with a red vertical line and a blue horizontal line. A blue arrow labeled "2" points to the top flange, and a blue arrow labeled "3" points to the web. A red arrow labeled "3" points to the left flange edge.
- Display Color:** A cyan color swatch.
- OK:** A button at the bottom center.

Όπως φαίνεται από τα αποτελέσματα της ανάλυσης , ο δυσμενέστερος συνδυασμός για τα υποστυλώματα είναι ο ULS3 (1,35 μόνιμο + 1,5 κινητό + 0,75 χιόνι). Για αυτό τον συνδυασμό αστοχίας το ratio του μέλους είναι 0,822, δηλαδή η διατομή επαρκεί για τον έλεγχο αστοχίας.

Πίνακας 4. 2: Πίνακας ανάλυσης μέλους C15 για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Story: STORY2 Analysis Section: HE400B
 Column: C15 Design Section: HE400B

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT INTERACTION CHECK-----	//-MAJ-SHR--MIN-SHR-//
		RATIO = AXL + B-MAJ + B-MIN	RATIO RATIO
ULS2	0,00	0,822 (C) = 0,814 + 0,003 + 0,004	0,002 0,000
ULS2	81,50	0,815 (C) = 0,812 + 0,001 + 0,002	0,002 0,000
ULS2	162,99	0,811 (C) = 0,810 + 0,000 + 0,000	0,002 0,000
ULS3	0,00	0,822 (C) = 0,814 + 0,003 + 0,004	0,002 0,000
ULS3	81,50	0,815 (C) = 0,812 + 0,001 + 0,002	0,002 0,000
ULS3	162,99	0,811 (C) = 0,810 + 0,000 + 0,000	0,002 0,000
ULS4	0,00	0,813 (C) = 0,805 + 0,003 + 0,004	0,002 0,000

Overwrites Details
 OK Cancel

Πίνακας 4. 3: Πίνακας ανάλυσης μέλους C15 για τον συνδυασμό αστοχίας ULS3

Steel Stress Check Information Eurocode 3-2005

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station) Units: KN-m

Level: STORY2 Element: C15 Station Loc: 0,000 Section ID: HE400B
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

L=4,500
 A=0,020 I22=1,082E-04 I33=5,768E-04 Wp122=0,001 Wp133=0,003
 We122=7,213E-04 We133=0,003 i22=0,074 i33=0,171
 E=210000000,00 fy=275000,000
 RLLF=0,400

N-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,822 = 0,814 + 0,003 + 0,004

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Combo	ULS3	N	M33	M22	U2	U3
		-1644,720	5,941	-0,938	1,717	-0,274

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (6.62)

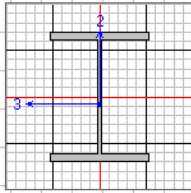
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd	Nb33,Rd	Nb22,Rd
Axial	1644,720	2020,380	5445,000	5183,261	2020,380

	Med	Mc,Rd	Mu,Rd	Mb,Rd
Major Bending	5,941	888,800	888,800	888,800
Minor Bending	0,938	303,600	303,600	

	K	L	k	kzy	kyz	C1
Major Bending	1,443	0,920	0,555	0,700		2,175
Minor Bending	2,210	0,920	1,104		0,662	

Shear Design

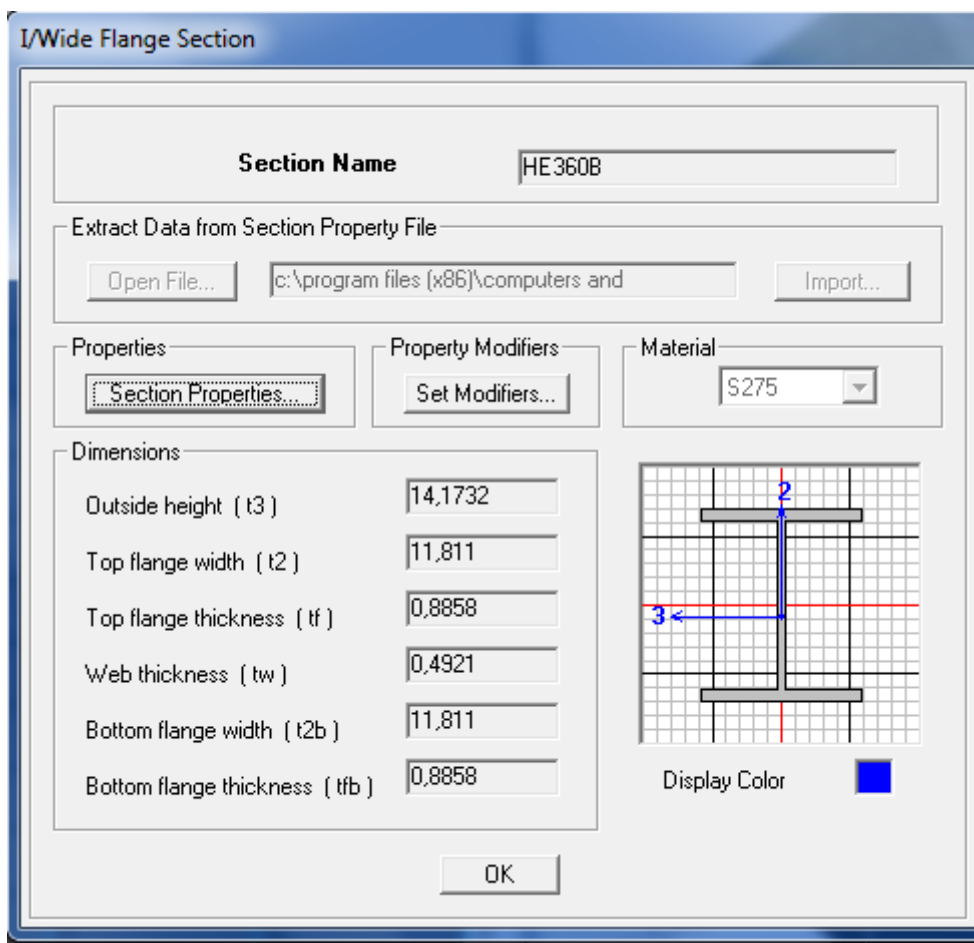
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted
Major Shear	1,717	857,365	0,002	OK	0,000
Minor Shear	0,274	1905,256	0,000	OK	0,000



4.1.2 Κύρια δοκός

Η δυσμενέστερες κύριες δοκοί είναι αυτές του 1ου ορόφου και πιο συγκεκριμένα οι δοκοί που βρίσκονται κοντά σε άνοιγμα. Παρακάτω παρουσιάζονται ενδεικτικά τα αποτελέσματα της ανάλυσης του μέλους B7.

Πίνακας 4. 4: Χαρακτηριστικά διατομής κύριας δοκού (μέλος B7)



Ο συνδυασμός που είναι δυσμενέστερος για τις κύριες δοκούς του 1^{ου} ορόφου είναι ο σεισμικός ($ULS11 = 1,00\text{μόνιμο} + 0,3\text{κινητό} + 1,00\text{σεισμός}$).

Για αυτό τον συνδυασμό αστοχίας το ratio του μέλους είναι 0,403 οπότε επαρκεί για τον έλεγχο αστοχίας.

Πίνακας 4. 5: Πίνακας ανάλυσης μέλους B7 για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Story: STORY2 Analysis Section: HE360B
 Beam: B7 Design Section: HE360B

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
ULS10	177,17	0,010 (C)	= 0,000 + 0,010 + 0,000	0,043	0,000
ULS10	196,85	0,011 (C)	= 0,000 + 0,011 + 0,000	0,044	0,000
ULS10	196,85	0,011 (C)	= 0,000 + 0,011 + 0,000	0,046	0,000
ULS10	216,54	0,034 (C)	= 0,000 + 0,034 + 0,000	0,048	0,000
ULS10	216,54	0,034 (C)	= 0,000 + 0,034 + 0,000	0,049	0,000
ULS10	228,35	0,048 (C)	= 0,000 + 0,048 + 0,000	0,050	0,000
ULS11	7,87	0,403 (T)	= 0,005 + 0,397 + 0,000	0,189	0,000

Buttons: Overwrites, Details, Strength (selected), Deflection, OK, Cancel

Πίνακας 4. 6 : Πίνακας ανάλυσης μέλους B7 για τον συνδυασμό αστοχίας ULS11

Steel Stress Check Information Eurocode 3-2005

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station) Units: KN-m

Level: STORY2 Element: B7 Station Loc: 0,200 Section ID: HE360B
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

L=6,000
 A=0,018 I22=1,014E-04 I33=4,319E-04 Mp122=0,001 Mp133=0,003
 Me122=6,760E-04 Me133=0,002 i22=0,075 i33=0,154
 E=210000000,00 Fy=275000,000
 RLLF=0,917

N-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,403 = 0,005 + 0,397 + 0,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Combo	ULS11	N	M33	M22	U2	U3
		26,029	-293,045	0,112	-135,336	0,503

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (6.2.1)

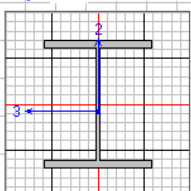
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd	Nb33,Rd	Nb22,Rd
Axial	26,029	4574,504	4977,500	4574,504	4899,355

	Med	Mc,Rd	Mv,Rd	Mb,Rd
Major Bending	293,045	737,825	737,825	737,825
Minor Bending	0,112	283,800	283,800	

	K	L	k	kzy	kyz	C1
Major Bending	1,000	0,933	0,400	0,831		2,700
Minor Bending	1,000	0,250	0,999		0,600	

SHEAR DESIGN

	Ued	Uc,Rd	Stress	Status	Ted
Major Shear	135,336	714,471	0,189	OK	0,000
Minor Shear	0,503	1786,177	0,000	OK	0,000

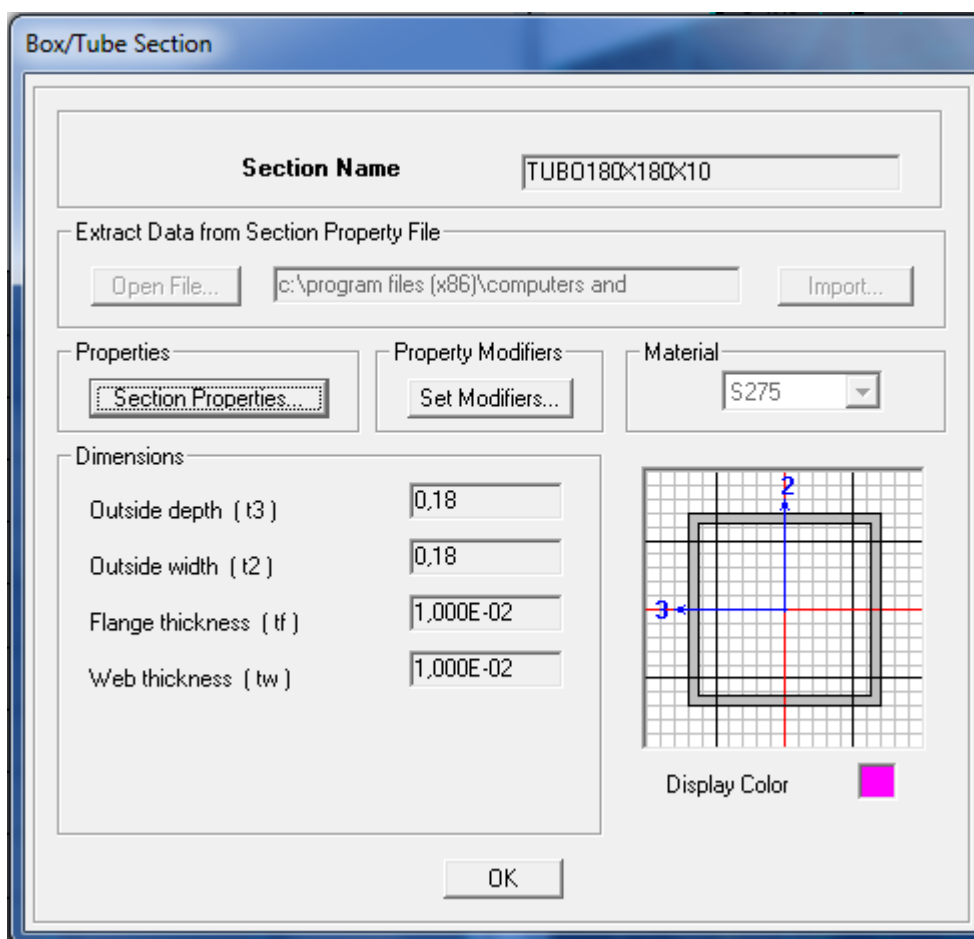


4.1.3 Κατακόρυφοι χιαστοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι χιαστοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατομής SHS 180.180.10 προκύπτουν δυσμενέστεροι στον 1^ο όροφο.

Τα χαρακτηριστικά της διατομής παρατίθενται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 4. 7 : Χαρακτηριστικά διατομής κατακόρυφου χιαστί σύνδεσμου δυσκαμψίας (μέλους D4)



Ο δυσμενέστερος συνδυασμός αστοχίας είναι ο σεισμικός συνδυασμός ULS11 (1,00μόνιμο + 0,3κινητό + 1,00σεισμός) όπως φαίνεται και στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 4. 8: Πίνακας ανάλυσης μέλους D4 για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Story: STORY2 Analysis Section: TUBO200X200X16
 Brace: D4 Design Section: TUBO200X200X16

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT RATIO	INTERACTION =	AXL + B-MAJ + B-MIN	----//MAJ-SHR---MIN-SHR-//	RATIO	RATIO
ULS10	0,00	0,013 (C)	=	0,013 + 0,000 + 0,000		0,000	0,000
ULS10	132,42	0,015 (C)	=	0,012 + 0,003 + 0,000		0,001	0,000
ULS10	132,42	0,017 (C)	=	0,011 + 0,006 + 0,000		0,002	0,000
ULS10	264,84	0,011 (C)	=	0,011 + 0,000 + 0,000		0,000	0,000
ULS11	0,00	0,307 (C)	=	0,307 + 0,000 + 0,000		0,002	0,000
ULS11	132,42	0,333 (C)	=	0,306 + 0,011 + 0,016		0,002	0,000
ULS11	132,42	0,335 (C)	=	0,303 + 0,011 + 0,021		0,003	0,000

Overwrites Details
 OK Cancel

Πίνακας 4. 9 : Πίνακας ανάλυσης μέλους D4 για τον συνδυασμό αστοχίας ULS11

Steel Stress Check Information Eurocode 3-2005

File

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station) Units: KN-m
 Level: STORY2 Element: D4 Station Loc: 3,363 Section ID: TUBO200X200X16
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

L=6,727
 A=0,012 I22=6,695E-05 I33=6,695E-05 Wp122=8,146E-04 Wp133=8,146E-04
 Me122=6,695E-04 Me133=6,695E-04 i22=0,075 i33=0,075
 E=210000000,00 fy=275000,000
 RLLF=1,000

N-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,335 = 0,303 + 0,011 + 0,021

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Combo	ULS11	N	M33	M22	U2	U3
		-634,378	-5,782	2,014	-2,875	0,599

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (6.62)

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd	Nb33,Rd	Nb22,Rd
Axial	634,378	2093,159	3239,500	2980,017	2093,159

	Med	Mc,Rd	Mu,Rd	Mb,Rd
Major Bending	5,782	224,015	224,015	224,015
Minor Bending	2,014	224,015	224,015	

	K	L	k	kzy	kyz	C1
Major Bending	1,000	0,500	1,067	0,960		1,000
Minor Bending	1,000	1,000	1,242		0,745	

SHEAR DESIGN

	Ued	Uc,Rd	Stress	Status	Ted
Major Shear	2,875	1016,136	0,003	OK	0,000
Minor Shear	0,599	1016,136	0,001	OK	0,000

4.1.4 Σύμμικτη πλάκα

Σύμμικτες πλάκες ονομάζονται οι φέρουσες πλάκες οροφής κτιρίων, οι οποίες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Τα πλεονεκτήματα από τη χρήση τους συνοψίζονται στα παρακάτω:

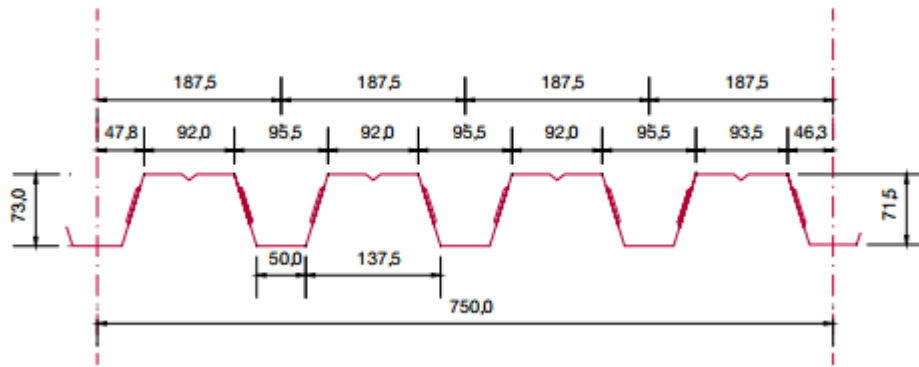
- Απαιτούνται γενικώς μικρότεροι χρόνοι κατασκευής.
- Αποφεύγεται η χρήση ξυλοτύπου
- Επιτυγχάνεται η γεφύρωση μεγαλύτερων ανοιγμάτων με αντίστοιχη μείωση των μεταλλικών διαδοκίδων.

Το βασικό συστατικό των σύμμικτων πλακών είναι τα χαλυβδόφυλλα που λειτουργούν αρχικά κατά τη φάση κατασκευής ως μεταλλότυπος για το έγχυτο σκυρόδεμα, μεταφέροντας τα φορτία της σκυροδέτησης. Μετά την πήξη του σκυροδέματος η παραλαβή των λοιπών φορτίων κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής γίνεται από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών που λειτουργούν πλέον ως σύμμικτη πλάκα. Στη σύμμικτη πλάκα προβλέπεται συνήθως ένας ελαφρύς οπλισμός που αφενός μεν προστατεύει το σκυρόδεμα από τη ρηγμάτωση, αφετέρου δε μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την παραλαβή των (αρνητικών) ροπών των στηρίξεων στη περίπτωση που επιλεγεί το στατικό σύστημα της συνεχούς δοκού πολλών ανοιγμάτων.

Η διαστασιολόγηση των σύμμικτων πλακών περιλαμβάνει το χαλυβδόφυλλο στην φάση κατασκευής και την σύμμικτη πλάκα στην φάση λειτουργίας. Συνεπώς στην φάση κατασκευής ελέγχουμε το χαλυβδόφυλλο σε κάμψη και σε τέμνουσα. Στη φάση κατασκευής ο σχεδιασμός γίνεται με βάση τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Ειδικότερα ελέγχεται η δυνατότητα παραλαβής της ροπής κάμψης που προκαλούν τα δρώντα φορτία από το χαλυβδόφυλλο με το δεδομένο στατικό σύστημα. Η οριακή κατάσταση αντοχής διεξάγεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 που αφορούν τις λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης. Στην περίπτωση που για δεδομένο πάχος χαλυβδόφυλλου ο έλεγχος δεν ικανοποιείται, προβλέπονται ενδιάμεσες στηρίξεις στο χαλυβδόφυλλο. Επίσης θα πρέπει τα βέλη κάμψης που δημιουργούνται να είναι εντός των ορίων που καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 4.

Ο δείκτης εκμετάλλευσης για την περίπτωση σύμμικτης δοκού αποτελείται από την εξέταση σε αντοχή (ο λόγος αφορά μόνο την περίπτωση της κάμψης περί τον ισχυρό άξονα), σε λειτουργικότητα (ο λόγος της πραγματοποιούμενης τιμής βέλους προς την οριακή) και τέλος, για τους ήλους είναι ο λόγος της δρώσας διαμήκους διάτμησης που καταπονεί τους ήλους προς την αντοχή τους.

Για τον σχεδιασμό του κτιρίου μας χρησιμοποιήσαμε το χαλυβδόφυλλο Symdeck της Έλαστρον με τα εξής χαρακτηριστικά :



Σχήμα 4. 3 : Γεωμετρικά χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου Symdeck 73

Τα χαρακτηριστικά της σύμμικτης πλάκας παρουσιάζονται πιο αναλυτικά και στο κεφάλαιο (§3.1.3) .

Τα χαρακτηριστικά των δευτερευουσών δοκών HEB220 και των διαδοκίδων IPE180 που εξασφαλίζουν την σύμμικτη λειτουργία παρατίθενται στην παρατίθενται παρακάτω :

- Δευτερεύουσες δοκοί HEB220

Παρουσιάζονται αρχικά τα χαρακτηριστικά της διατομής:

Πίνακας 4. 10 : Χαρακτηριστικά διατομής δευτερεύουσας δοκού

Ενδεικτικά για το μέλος B30 προκύπτει από την ανάλυση:

Πίνακας 4. 11: Ανάλυση μέλους B30

Composite Beam Design (AISC-LRFD93)			
Summary	Strength	Stud Details	Serviceability
AISC-LRFD93 Composite Beam Design		Beam Label: B30	Units: KN-m
Beam Label: B30	Story: STORY2	Shored: No	Overwrites: No
Group: None	Length: 5,000	Camber: 0,000	b-cp: N/A
Beam: HE220B	Loc X: 7,500	Comparative: \$0,80	t-cp: N/A
Fy: 275000,000	Loc Y: 6,000	Stud Diam.: 0,019	Fy-cp: N/A
Fu: 430000,000	Requested as: Composite		Consider-cp: No
RLLF: 1,000	Designed as: Composite		
Deck Left: DECK1	Deck Right: DECK1	b _{eff} Left: 0,500	b _{eff} Right: 0,500
Dir. Left: Perpndclr	Dir. Right: Perpndclr	F' _c Left: 20000,000	F' _c Right: 20000,000
Ctop Left: 0,000	Ctop Right: 0,000	Ec(S) Left: 29000000,00	Ec(S) Right: 29000000,00
Cbot Left: 0,000	Cbot Right: 0,000	Ec(D) Left: 29000000,00	Ec(D) Right: 29000000,00
		Ec(V) Left: 39150000,0	Ec(V) Right: 39150000,0
Is: 8,091E-05	ybare: 0,110	leff(S): 1,715E-04	yeff(S): 0,170
Ibare: 8,091E-05	ytrans(S): 0,208	leff(D): 1,715E-04	yeff(D): 0,170
Itrans(S): 2,718E-04	ytrans(D): 0,208	leff(V): 3,031E-04	yeff(V): 0,224
Itrans(D): 2,718E-04	ytrans(V): 0,224		
Itrans(V): 3,031E-04			
Qn: [109,10(1 stud/row), 89,55 (2studs/row), 73,12 (3studs/row)]			
Stud Layout: 6			
Seg. Length: 4,375			
Stud Ratio: 0,087			
PCC: 22,52%	Utilization Limit: 1,000		
Overall Ratio: 0,201	Stress Ratio: 0,201	Deflection Ratio: 0,139	

Συνεπώς η διατομή HEB220 των δευτερευουσών δοκών επαρκεί ως προς τον έλεγχο οριακής αστοχίας.

- Διαδοκίδες IPE180

Παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά της διατομής IPE180 των διαδοκίδων :

Πίνακας 4. 12: Χαρακτηριστικά διατομής διαδοκίδας

Για πάχος λαμαρίνας $t = 1\text{mm}$ και πάχος πλάκας $h_c = 0,12\text{m}$ με στατικό προσωμείωμα την αμφιέριστη δοκό 3 ανοιγμάτων με πλάτος ανοίγματος $l = 1,5\text{m}$ προκύπει από τους πίνακες του κατασκευαστή το μέγιστο ωφέλιμο φορτίο ανά πλάτος διατομής $\max Q = 16,49 \text{ KN/m}^2$. Η διαστασιολόγηση γίνεται με το ίδιο βάρος του χαλυβδόφυλλου καθώς και του νεπού σκυροδέματος. Επίσης προσθέτονται 3 KN/m^2 για τις επικαλύψεις και 5 KN/m^2 το κινητό φορτίο. Συνεπώς η διατομή που έχουμε επιλέξει επαρκεί.

Σύμφωνα με την ανάλυση του προγράμματος για τις διαδοκίδες του 1^{ου} ορόφου, οι οποίες προκύπτουν δυσμενέστερες :

Μετά την ανάλυση προέκυψε Ratio= 0,78 , το οποίο καθιστά την διατομή επαρκή ως προς τον έλεγχο οριακής αστοχίας.

4.2 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, η οποία συνδέεται με την κανονική χρήση και ανθεκτικότητα, έχει ως βασικό κριτήριο τον έλεγχο των μετατοπίσεων της κατασκευής ώστε να μην υπερβαίνουν κάποια όρια, σύμφωνα με τα οποία ο χρήστης να αισθάνεται ασφάλεια κάτω από κανονικές συνθήκες χρήσης. Τόσο οι μετατοπίσεις όσο και οι ταλαντώσεις σχετίζονται περισσότερο με τη δυσκαμψία παρά με την αντοχή του φορέα. Επειδή αναφέρονται στη συμπεριφορά του φορέα υπό συνθήκες φορτίσεων λειτουργίας, ο έλεγχος γίνεται με τους συνδυασμούς λειτουργικότητας (LEIT).

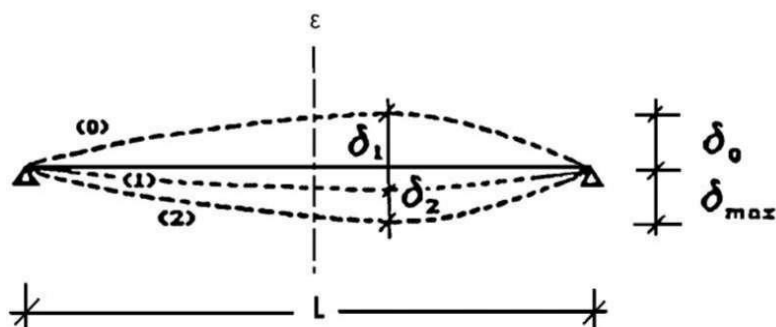
Ο σχεδιασμός περιλαμβάνει προσδιορισμό βελών και σύγκρισή τους με τα επιτρεπόμενα όρια, τα οποία εξαρτώνται από το είδος των φερόντων και μη φερόντων στοιχείων. Για παράδειγμα, τα όρια βελών για στέγες δεν είναι τόσο αυστηρά όσο για δάπεδα. Το συνολικό βέλος δ_{max} αποτελείται από επί μέρους συνιστώσες, ως εξής:

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

δ_1 βέλος λόγω μόνιμων δράσεων

δ_2 βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων

δ_0 το αρχικό αντιβέλος (αν υπάρχει) στην αφόρτιστη κατάσταση



Σχήμα 4.4 : Βέλη κάμψης

Οι οριακές τιμές των κατακόρυφων και οριζόντιων μετακινήσεων και των δυναμικών επιρροών καθορίζονται στο Εθνικό Προσάρτημα του EN1993-1-1, ως εξής:

Πίνακας 4. 14 : Όρια κατακόρυφων μελών

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

Στο ETABS μελετήθηκαν όλα τα μέλη και σε έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Εδώ, ενδεικτικά παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τη δοκό που παρουσιάστηκε και στον έλεγχο αστοχίας (μέλος B7).

Πίνακας 4. 15: Έλεγχος κύριας δοκού B7 στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Deflection Details)						
Level: STORY2 Element: B7 Station Loc: 3,000 Section ID: HE3600						
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1						
L=6,000						
A=0,018 I22=1,014E-04 I33=4,319E-04 Wp122=0,001 Wp133=0,003						
We122=6,760E-04 We133=0,002 i22=0,075 i33=0,154						
E=210000000,00 Fy=275000,000						
RLLF=0,917						
DEFLECTION CHECK (Combo SLS2)						
Type	Consider	Deflection	Limit	Ratio	Status	
Dead Load	Yes	0,000	0,025	0,000	OK	
Super DL+LL	Yes	0,000	0,025	0,000	OK	
Live Load	Yes	0,000	0,017	0,000	OK	
Total Load	Yes	0,002	0,025	0,067	OK	
Total-Camber	Yes	0,002	0,025	0,067	OK	

Μπορούμε να υπολογίσουμε τα βέλη που προκύπτουν από την δυσμενέστερη διατομή κύριας δοκού όσον αφορά τον έλεγχο βελών με επαλληλία από τα βέλη που προκύπτουν από τις εκάστοτε φορτίσεις. Συγκεκριμένα για το μέλος B7 του 3^{ου} ορόφου, όπου εμφανίζονται και τα μεγαλύτερα βέλη, στο μέσο του ανοίγματος:

Πίνακας 4. 16 : Βέλη μέλους B7

Loads	Deflection (m)
Dead static load	8,095E-04
Live static load	0,001
Snow static load	1,723E-06
Wind X static load	0,000
Wind y static load	0,000
Total	1,811E-03

Ο έλεγχος για τα βέλη $\delta_{\max} \leq L/200$ και $\delta_2 \leq L/250$ είναι :

- $\delta_{\max} = 1,811E-03 \leq L/200 = 6/200 = 0,03$
- $\delta_2 = 0,001 \leq L/250 = 6/250 = 0,024$

4.3 Περιορισμός βλαβών

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών αποτελεί θεμελιώδη αρχή που πρέπει να καλύπτεται με ικανοποιητική αξιοπιστία για φορείς σε σεισμικές περιοχές. Σύμφωνα με την παραπάνω απαίτηση, ο φορέας σχεδιάζεται και κατασκευάζεται για να αναλαμβάνει σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση βλαβών . Έτσι σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000 (§4.2.2) σε κτίρια με οργανισμό πλήρωσης από τοιχοποιία αλλά και στην περίπτωση που τα χωρίσματα είναι από μεταλλικό σκελετό θα ελέγχεται ότι η γωνιακή παραμόρφωση, σε

όλους τους περιμετρικούς τοίχους, λαμβανομένης υπόψη και της σχετικής στροφής. Οι μέγιστες γωνιακές παραμορφώσεις των ορόφων για να μη σπάσουν τα διαχωριστικά είναι:

- 5‰ για ευαίσθητα διαχωριστικά, δηλαδή για κτήρια με μη-φέροντα στοιχεία από ψαθρό υλικό συνδεδεμένα με το φορέα (πχ γυαλί, τούβλα)
- 7‰ για μη ευαίσθητα διαχωριστικά, δηλαδή για κτήρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία (πχ πανέλα)

Στο κτίριό μας έγινε ο έλεγχος των γωνιακών παραμορφώσεων για τον δυσμενέστερο συνδυασμό, ο οποίος είναι ο σεισμικός (ULS11) και τα αποτελέσματα φαίνονται παρακάτω:

Πίνακας 4. 17: Αποτελέσματα ανάλυσης για γωνιακές παραμορφώσεις

	Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
▶	STORY6	Max Drift X	ULS11	33	0,000	9,000	22,000	0,002071	
	STORY6	Max Drift Y	ULS11	2	5,000	18,000	22,000		0,001397
	STORY5	Max Drift X	ULS11	33	0,000	9,000	18,500	0,002138	
	STORY5	Max Drift Y	ULS11	25	0,000	1,500	18,500		0,002407
	STORY4	Max Drift X	ULS11	33	0,000	9,000	15,000	0,002059	
	STORY4	Max Drift Y	ULS11	24	0,000	0,000	15,000		0,003330
	STORY3	Max Drift X	ULS11	33	0,000	9,000	11,500	0,001822	
	STORY3	Max Drift Y	ULS11	3	10,000	18,000	11,500		0,004029
	STORY2	Max Drift X	ULS11	3	10,000	18,000	8,000	0,001392	
	STORY2	Max Drift Y	ULS11	7	0,000	12,000	8,000		0,003991
	STORY1	Max Drift X	ULS11	6	25,000	18,000	3,500	0,000281	
	STORY1	Max Drift Y	ULS11	4	15,000	18,000	3,500		0,000219

Παρατηρούμε ότι όλες οι γωνιακές παραμορφώσεις είναι μικρότερες από τις μέγιστες τιμές. Άρα μπορεί να τοποθετηθεί οποιοδήποτε είδος διαχωριστικού χωρίς πρόβλημα.

4.4 Ικανοτικός έλεγχος κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας χρησιμεύουν κυρίως στην παραλαβή και μεταφορά στη θεμελίωση των οριζόντιων δυνάμεων που ασκούνται κάθετα στα μέτωπα του κτιρίου. Συμβάλλουν επί πλέον στην εξασφάλιση της πλευρικής ευστάθειας των μελών των κύριων πλαισίων και αποτελούν κεντρικά στοιχεία της διαδικασίας ανέγερσης.

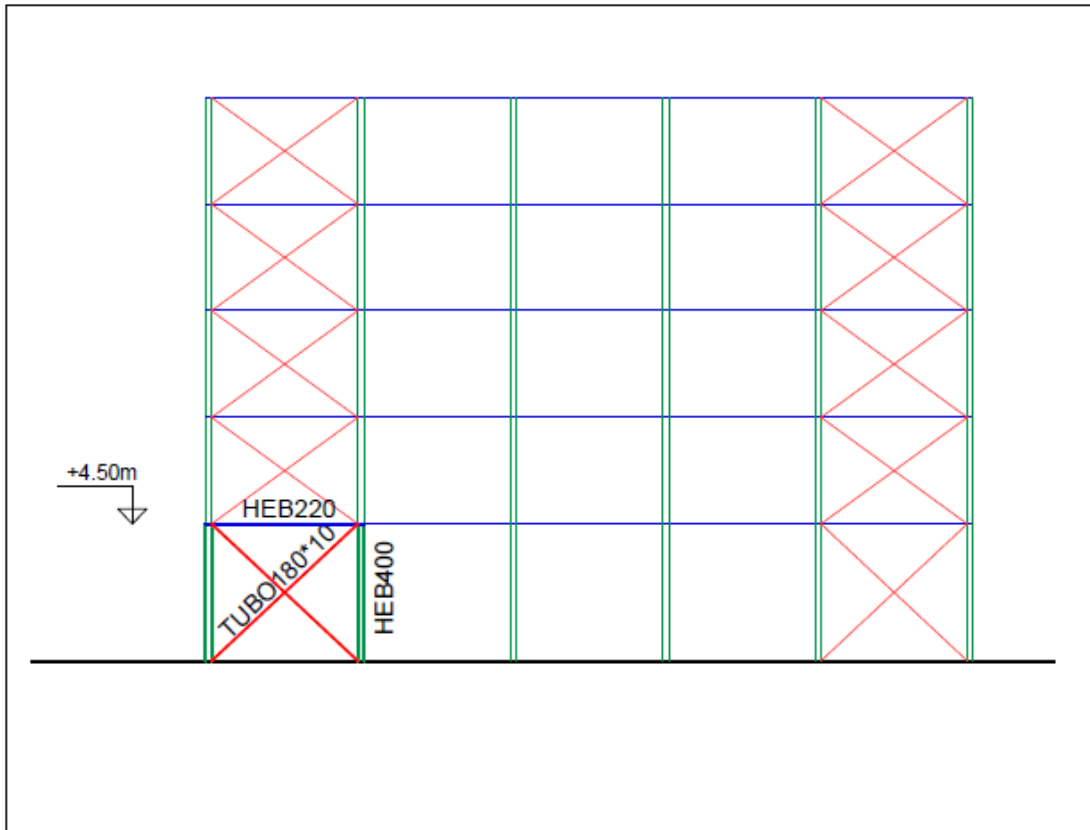
Οι κύριες λειτουργίες των συστημάτων εγκάρσιας δυσκαμψίας μπορούν να συνοψισθούν στα εξής:

- παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων φορτίων που δρουν κατά τη διαμήκη διεύθυνση του υπόστεγου και μεταφορά τους στη θεμελίωση
- παροχή ενός δύσκαμπτου συστήματος που παρέχει πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα
- παροχή προσωρινής ευστάθειας στην κατασκευή κατά τη διάρκεια της ανέγερσής της κατασκευής.

Στο κτίριο μας έχουμε μόνο κατακόρυφους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας και συνεπώς ο έλεγχος θα ξεκινήσει από την εφελκυσμένη διαγώνιο η οποία είναι το πλάστιμο μέλος, ώστε η διατιθέμενη αντοχή σε εφελκυσμό να καλύπτει τις δράσεις που προκύπτουν από το σεισμικό συνδυασμό, ο οποίος περιέχει οριζόντια φορτία.

Στους συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα, όπως στην περίπτωση μας όλες οι ράβδοι συνδέονται στα άκρα τους με απλές κοχλιωτές συνδέσεις και συνεπώς καταπονούνται μόνο με αξονικές δυνάμεις.

Επιλέξαμε για τον ενδεικτικό ικανοτικό έλεγχο ένα από τα πλαίσια του 1^{ου} ορόφου , το οποίο απεικονίζεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 4. 5 : Απεικόνιση του πλαισίου για τον ενδεικτικό ικανοτικό έλεγχο (με έντονο χρώμα)

- Περιορισμός λυγηρότητας

Τα χαρακτηριστικά της διατομής RHS 180.180.10 είναι:

$$A=64,6 \text{ cm}^2 \quad I=3017 \text{ cm}^4$$

Όταν οι δύο διαγώνιες ράβδοι δε συνδέονται μεταξύ τους στο σημείο τομής τους, το μήκος λυγισμού κάθε διαγωνίου είναι ίσο προς το πραγματικό μήκος της (μετρούμενο μεταξύ θεωρητικών κόμβων του συνδέσμου). Σε περίπτωση σύνδεσης των διαγωνίων, το μήκος λυγισμού είναι ίσο προς το ήμισυ του μήκους της διαγωνίου, επειδή η ευσταθής εφελκόμενη διαγώνιος προσφέρει στο μέσο της θλιβόμενης πλευρική στήριξη.

$$\lambda = \frac{1}{2} \sqrt{(5,00\text{m})^2 + (4,50\text{m})^2} = 3,36 \text{ m}$$

Πρέπει να ισχύει

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{\pi^2 \cdot E \cdot I}} \cdot \ell^2 = \frac{\ell}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{A}{I}} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$= \frac{336 \text{ cm}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{64,6 \text{ cm}^2}{3017 \text{ cm}^4}} \cdot \sqrt{\frac{27,5 \text{ kN/m}^2}{21000 \text{ kN/m}^2}} = 0,566 < 1,50$$

Άρα η διατομή επαρκεί. Αφού μάλιστα έχουμε κοίλη διατομή, το λ είναι ίδιο και στις 2 διευθύνσεις.

Θεωρούμε ότι πρόκειται για κοίλες διατομές θερμής ελάσεως, οπότε έχουμε καμπύλη λυγισμού $a \rightarrow \chi=0,91$

Θλιβόμενη διαγώνιος

Δρώσα αξονική δύναμη $N_{sd} = N_{Ed} + N_{Vd}$

όπου $N_{Ed} = 510,11 \text{ KN}$ αξονική δύναμη λόγω σεισμού

$N_{Vd} = 39,06 \text{ KN}$ αξονική δύναμη λόγω μη σεισμικών δράσεων το σεισμικού συνδυασμού (συνδυασμός DEAD+0,3LIVE)

Οπότε $N_{sd} = 549,17 \text{ KN}$

Και συνεπώς ο έλεγχος διαγωνίου ικανοποιείται όπως φαίνεται παρακάτω.

$$N_{Rd} = \chi * A * f_y / \gamma_M = 0,91 * 64,6 * 27,5 / 1 = 1616,615 \text{ KN} > N_{sd} = 549,17 \text{ KN}$$

Εφελκυστική διαγώνιος

$$N_{pdi} = A * f_y / \gamma_M = 64,6 * 27,5 / 1 = 1776,5 \text{ KN} > N_{sd} = 549,17 \text{ KN}$$

- Συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης

$$\alpha_{cd} = \frac{1,2 N_{pd} - N_{vd}}{N_{Ed}} = \frac{1,2 * 1870,00 - 71,37}{596,195} = 3,64 > q = 1,5$$

όπου $N_{pd} = N_{td, RD}$ η εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού της διαγωνίου.

Ο συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης προέκυψε μεγαλύτερος του q και συνεπώς δεν έχει νόημα αφού για $\alpha_{cd} = q$ μεταπίπτουμε σε ελαστική ανάλυση. Άρα ο έλεγχος θα γίνει με $\alpha_{cd} = 1,5$.

Θεωρήθηκε δηλαδή ότι οι διαγώνιες του χιαστί συνδέσμου είναι ενεργές τόσο σε θλίψη, όσο και σε εφελκυσμό.

- Έλεγχος Υποστυλώματος πλαισίου 1^{ου} ορόφου:

Διατομή ΗΕΒ 400 με χαρακτηριστικά

$$A=198\text{cm}^2 \quad I=57680\text{cm}^4$$

$$\Delta\rho\omega\sigma\alpha \text{ αξονική δύναμη } N_{sd} = N_{vd} + \alpha_{cd} N_{Ed} = 245,86 + 1,50 * 1764,37 = 2892,415 \text{ kN}$$

όπου

$$N_{Ed} = 1764,37 \text{ kN} \quad \text{αξονική δύναμη λόγω σεισμού}$$

$$N_{vd} = 245,86 \text{ kN} \quad \text{αξονική δύναμη λόγω μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού (συνδυσμός DEAD+0,3LIVE)}$$

Οι δρώσες ροπές είναι αμελητέες.

Λόγω της ύπαρξης της πλάκας και των δοκών, λαμβάνεται ως μήκος λυγισμού του Υποστυλώματος το καθαρό ύψος του ορόφου, το οποίο εκτιμάται στο 90% του θεωρητικού ύψους.

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{57680}{198}} = 17,07$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \quad \varepsilon = \pi \sqrt{\frac{21000}{27,5}} = 86,815$$

$$\lambda_z = \frac{L_{cr}}{i \times \lambda_1} = \frac{0,9 * 450 / 17,07}{86,815} = 0,273$$

Για ανηγμένη λυγηρότητα λ_z και καμπύλη λυγισμού $\alpha \rightarrow \chi = 0,97$

Έλεγχος λυγισμού:

$$N_{Rd} = \chi * A * f_y / \gamma_M = 0,97 * 198 * 27,5 / 1 = 5281,65 \text{ kN} > N_{sd} = 2892,415 \text{ kN}$$

- Έλεγχος Κεφαλοδοκού:

Διατομή ΗΕΒ 220 με χαρακτηριστικά:

$$A=91,04 \text{ cm}^2 \quad I=8091,0 \text{ cm}^4$$

Και η κεφαλοδοκός θα διαστασιολογηθεί με τα μεγέθη της σεισμικής έντασης πολλαπλασιασμένα επί το συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης $\alpha_{cd}=1,50$

$$\Delta\rho\omega\sigma\alpha \text{ αξονική δύναμη } N_{sd} = N_{vd} + \alpha_{cd} N_{Ed} = 32,43 + 1,50 * 51,88 = 110,25 \text{ kN} \quad \text{όπου}$$

$$N_{Ed} = 51,88 \text{ kN} \quad \text{αξονική δύναμη λόγω σεισμού}$$

$$N_{vd} = 32,43 \text{ kN} \quad \text{αξονική δύναμη λόγω μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού (συνδυσμός DEAD+0,3LIVE)}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{8091}{91,04}} = 9,43$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{fy}} = 93,9 \quad \varepsilon = \pi \sqrt{\frac{21000}{27,5}} = 86,815$$

$$\lambda_z = \frac{Lcr}{i \times \lambda_1} = \frac{0,9 \times 450 / 9,43}{86,815} = 0,495$$

Για ανηγμένη λυγηρότητα λ_z και καμπύλη λυγισμού $\alpha \rightarrow \chi = 0,90$

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_M = 0,90 \cdot 91,04 \cdot 27,5 / 1 = 2253,24 \text{ KN} > N_{sd} = 110,25 \text{ KN}$$

Παρατήρηση: Η κεφαλοδοκός γενικώς πρέπει να ελέγχεται σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό (ο έλεγχος αυτός έχει παραλειφθεί, γιατί η κεφαλοδοκός θεωρείται ότι δεν είναι ευαίσθητη σε πλευρικό λυγισμό, λόγω του ότι είναι πλατειά και έχει σχετικά μικρό μήκος).

4.5 Σεισμική απόκριση κατασκευής

Επιλέχθηκε ως μέθοδος « ισοδύναμης » γραμμικής ανάλυσης η Δυναμική φασματική μέθοδος. Η δυναμική φασματική μέθοδος περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Στη δυναμική ανάλυση προσδιορίστηκαν οι ιδιομορφές του κτιρίου με αύξουσα σειρά τιμής ιδιοσυχνότητας. Οι ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες της φόρτισης και εξαρτώνται μόνο από το μητρώο μάζας [m] και το μητρώο ακαμψίας της κατασκευής [K]. Επειδή η χρήση των φασμάτων δίνει μέγιστες τιμές, οι οποίες προφανώς δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα και αφετέρου δεν έχουν κατ' ανάγκη το ίδιο πρόσημο, οι συμμετοχές των ιδιομορφών σε κάποιο μέγεθος X συνδυάζονται με έναν εκ των παρακάτω τρόπων:

- SRSS: Square Root of the Sum of Squares
- CQC: Complete Quadratic Combination

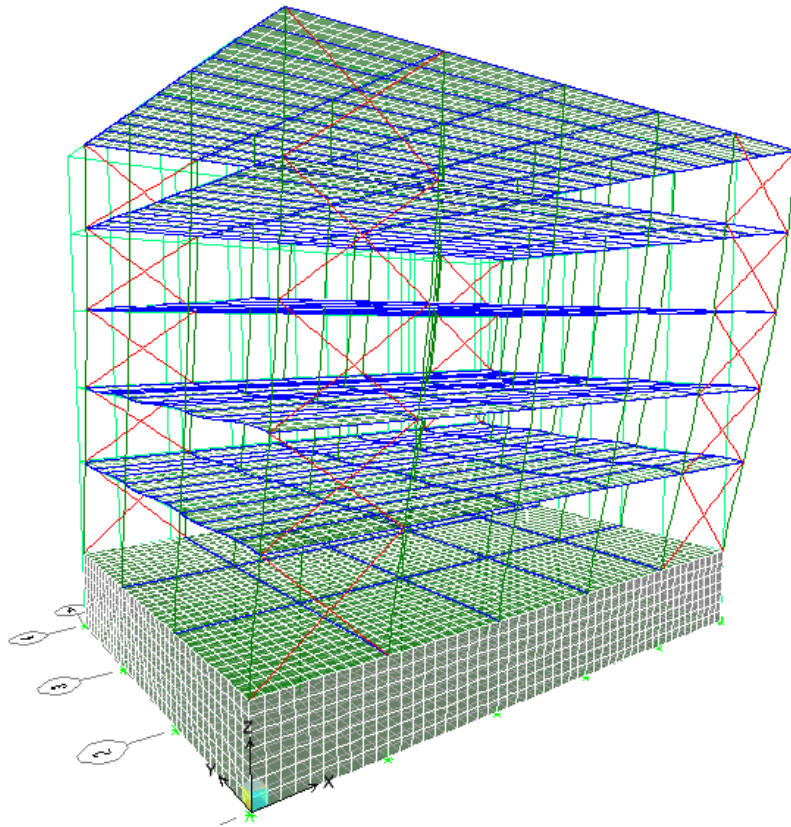
Στο πρόγραμμα ορίστηκαν οι συνιστώσες EX, EY και EZ και εφαρμόστηκε ο κανόνας της απλής τετραγωνικής επαλληλίας, γνωστός και ως SRSS. Κατά την επίλυση και διαστασιολόγηση του φορέα ορίστηκαν 25 ιδιομορφές έτσι ώστε το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών να φτάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος. Συνολική ταλαντούμενη μάζα είναι η μάζα άνωθεν της διεπιφάνειας κατασκευής- εδάφους, η οποία υφίσταται ελεύθερη μετατόπιση κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού. Δρώσα ιδιομορφική μάζα είναι το μέρος της συνολικής ταλαντούμενης μάζας που ενεργοποιείται για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των ιδιομορφών:

Πίνακας 4. 18 : Χαρακτηριστικά ιδιομορφών

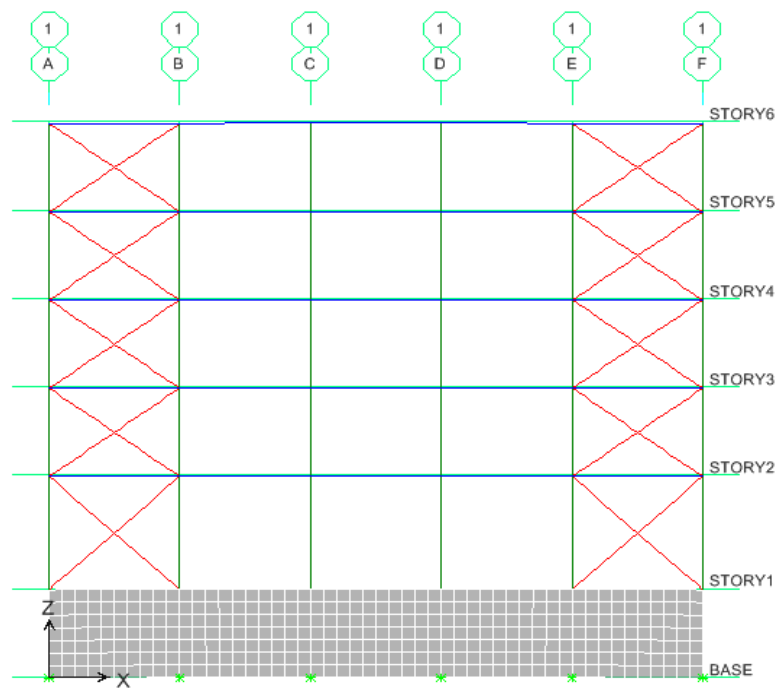
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0,7922	0,0000	36,2233	0,0000	0,0000	36,2233	0,0000	97,7610	0,0000	0,0000	97,7610	0,0000	0,0000
2	0,5431	33,1883	0,0000	0,0000	33,1883	36,2233	0,0000	0,0000	96,6178	0,0000	97,7610	96,6178	0,0000
3	0,4435	0,0000	0,0000	0,0000	33,1883	36,2233	0,0000	0,0000	0,0000	33,5139	97,7610	96,6178	33,5139
4	0,2428	0,0000	3,5461	0,0000	33,1883	39,7694	0,0000	0,0036	0,0000	0,0000	97,7645	96,6178	33,5139
5	0,1407	7,1143	0,0000	0,0000	40,3026	39,7694	0,0000	0,0000	1,4866	0,0000	97,7645	98,1044	33,5139
6	0,1320	0,0000	1,1057	0,0000	40,3026	40,8751	0,0000	0,4297	0,0000	0,0000	98,1942	98,1044	33,5139
7	0,1266	0,0000	0,0000	0,0000	40,3026	40,8751	0,0000	0,0000	0,0000	5,6561	98,1942	98,1044	39,1699
8	0,0865	0,0000	0,4559	0,0000	40,3026	41,3310	0,0000	0,0214	0,0000	0,0000	98,2156	98,1044	39,1699
9	0,0797	1,0671	0,0000	0,0000	41,3697	41,3310	0,0000	0,0000	0,2061	0,0000	98,2156	98,3105	39,1699
10	0,0708	0,0000	0,0000	0,0000	41,3697	41,3310	0,0000	0,0000	0,0000	0,7889	98,2156	98,3105	39,9588
11	0,0660	0,0000	0,2365	0,0000	41,3697	41,5674	0,0000	0,0421	0,0000	0,0000	98,2577	98,3105	39,9588
12	0,0637	0,2973	0,0000	0,0000	41,6670	41,5674	0,0000	0,0000	0,0345	0,0000	98,2577	98,3450	39,9588
13	0,0567	0,0744	0,0000	0,0000	41,7414	41,5674	0,0000	0,0000	0,0110	0,0000	98,2577	98,3561	39,9588
14	0,0498	0,0000	15,4849	0,0000	41,7414	57,0524	0,0000	1,5609	0,0000	0,0000	99,8186	98,3561	39,9588
15	0,0354	15,6005	0,0000	0,0000	57,3418	57,0524	0,0000	0,0000	1,4859	0,0000	99,8186	99,8419	39,9588
16	0,0310	0,0000	0,0286	0,0000	57,3418	57,0809	0,0000	0,0027	0,0000	0,0000	99,8212	99,8419	39,9588
17	0,0282	0,0000	0,0291	0,0000	57,3418	57,1101	0,0000	0,0035	0,0000	0,0000	99,8248	99,8419	39,9588
18	0,0195	0,0000	0,5751	0,0000	57,3418	57,6852	0,0000	0,0018	0,0000	0,0000	99,8266	99,8419	39,9588
19	0,0190	0,3241	0,0000	0,0000	57,6660	57,6852	0,0000	0,0000	0,0001	0,0000	99,8266	99,8420	39,9588
20	0,0164	0,0000	1,0633	0,0000	57,6660	58,7485	0,0000	0,0741	0,0000	0,0000	99,9007	99,8420	39,9588
21	0,0151	0,2421	0,0000	0,0000	57,9081	58,7485	0,0000	0,0000	0,0325	0,0003	99,9007	99,8745	39,9591
22	0,0092	0,0000	5,0697	0,0000	57,9081	63,8182	0,0000	0,0572	0,0000	0,0000	99,9580	99,8745	39,9591
23	0,0082	20,2914	0,0000	0,0000	78,1995	63,8182	0,0000	0,0000	0,0410	0,0001	99,9580	99,9155	39,9592
24	0,0062	0,0000	30,9287	0,0000	78,1995	94,7470	0,0000	0,0034	0,0000	0,0000	99,9614	99,9155	39,9592
25	0,0056	17,1775	0,0000	0,0000	95,3770	94,7470	0,0000	0,0000	0,0229	0,0003	99,9614	99,9385	39,9595

Παρακάτω ακολουθούν οι εικόνες των 4 πρώτων ιδιομορφών (σε κάθε ιδιομορφή παρατίθεται το τρισδιάστατο σχήμα του κτηρίου καθώς και οι 2 όψεις)

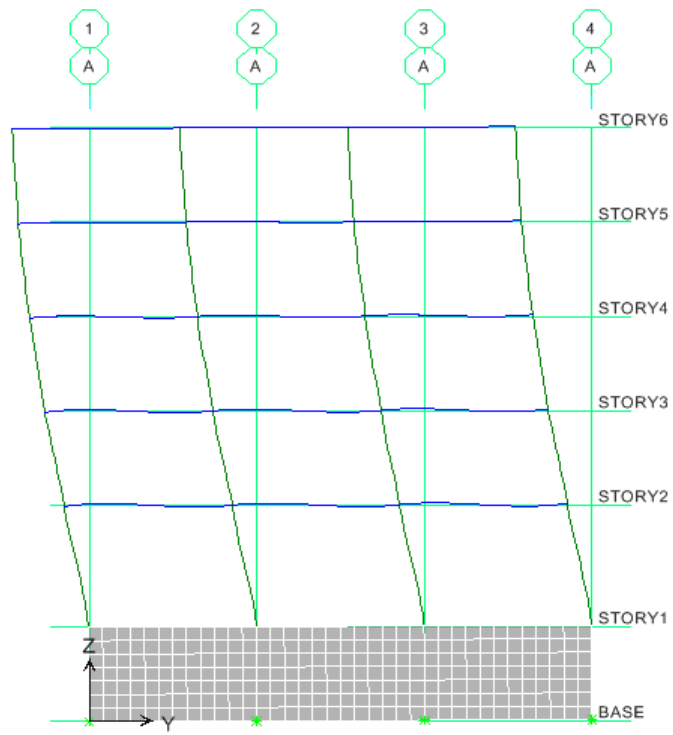
➤ 1^η Ιδιομορφή ($T = 0,7922 \text{ sec}$)



Σχήμα 4.6: Παραμόρφωση τρισδιάστατου μοντέλου κατά την 1^η ιδιομορφή

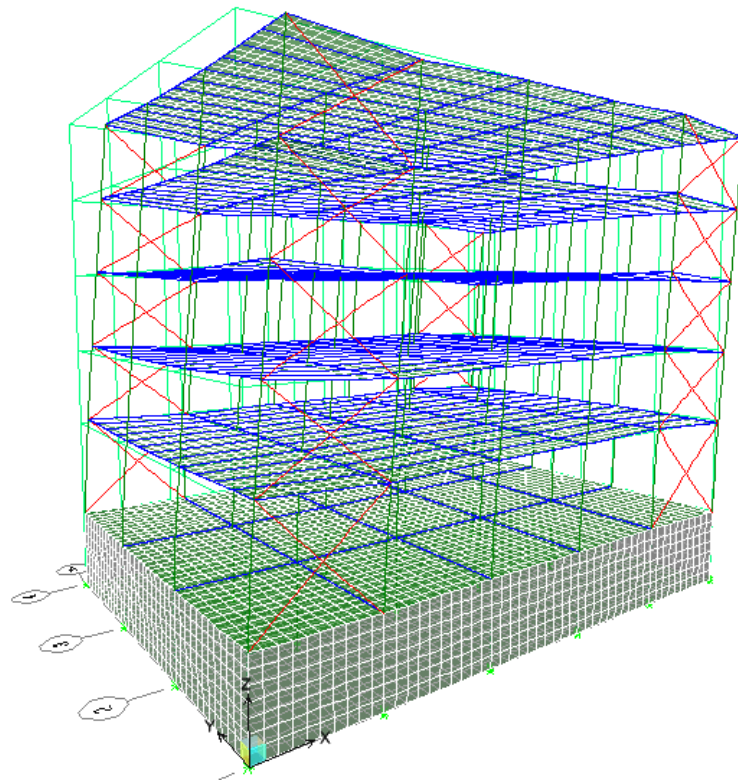


Σχήμα 4. 7: Παραμόρφωση όψης άξονα 1 κατά την 1^η ιδιομορφή

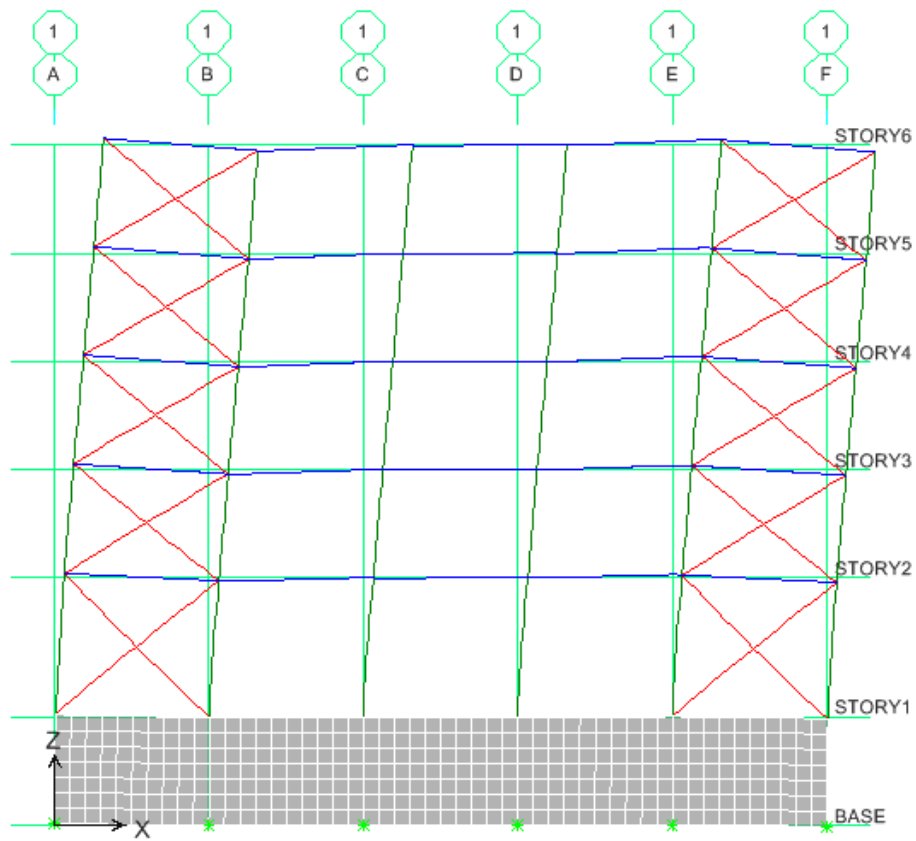


Σχήμα 4. 8 : Παραμόρφωση όψης άξονα A κατά την 1^η ιδιομορφή

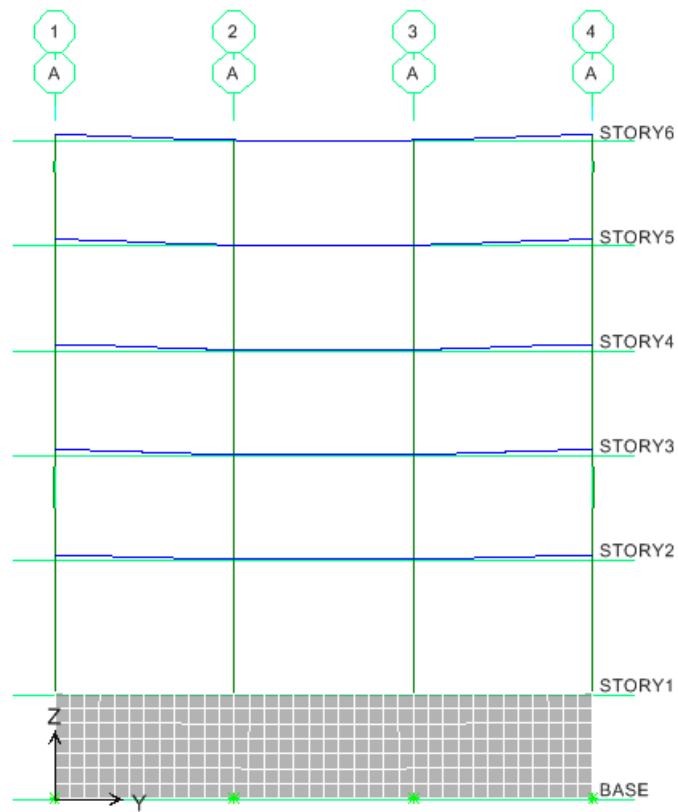
➤ 2^η Ιδιομορφή ($T= 0,5431 \text{ sec}$)



Σχήμα 4. 9: Παραμόρφωση τρισδιάστατου μοντέλου κατά την 2^η ιδιομορφή

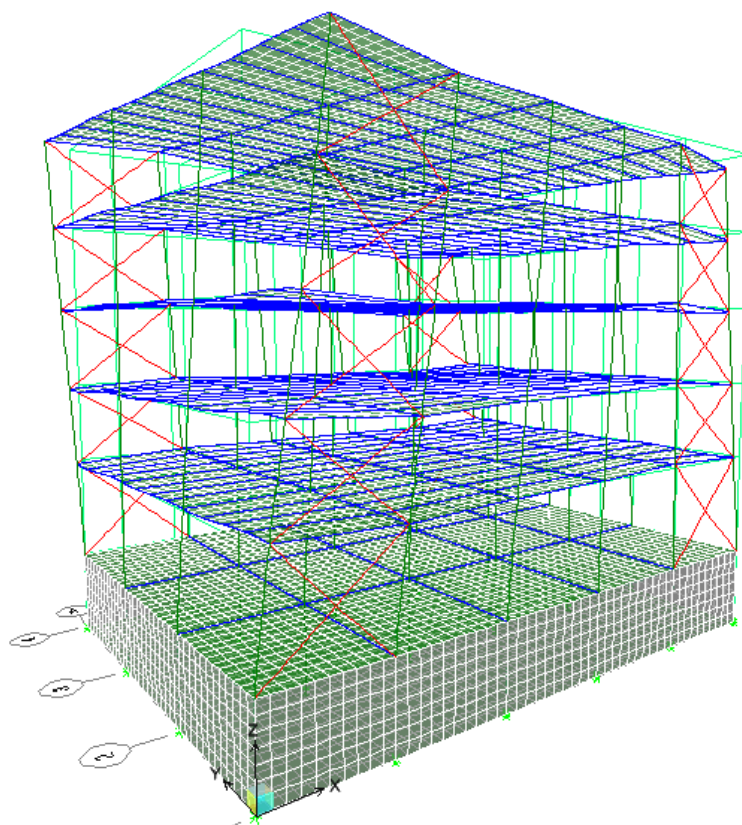


Σχήμα 4. 10: Παραμόρφωση όψης άξονα 1 κατά την 2^η ιδιομορφή

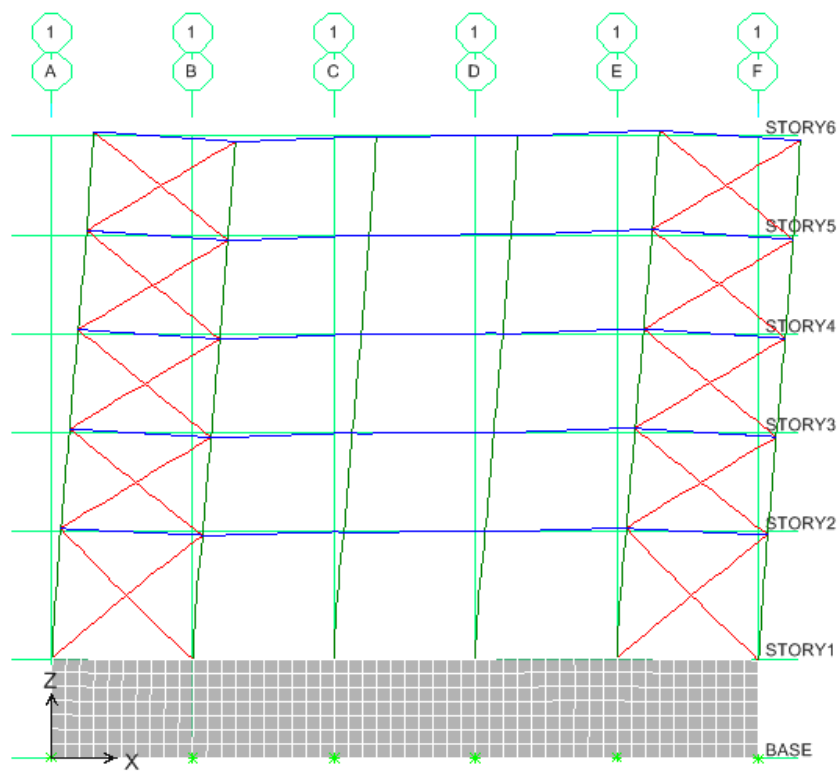


Σχήμα 4. 11 : Παραμόρφωση όψης άξονα A κατά την 2^η ιδιομορφή

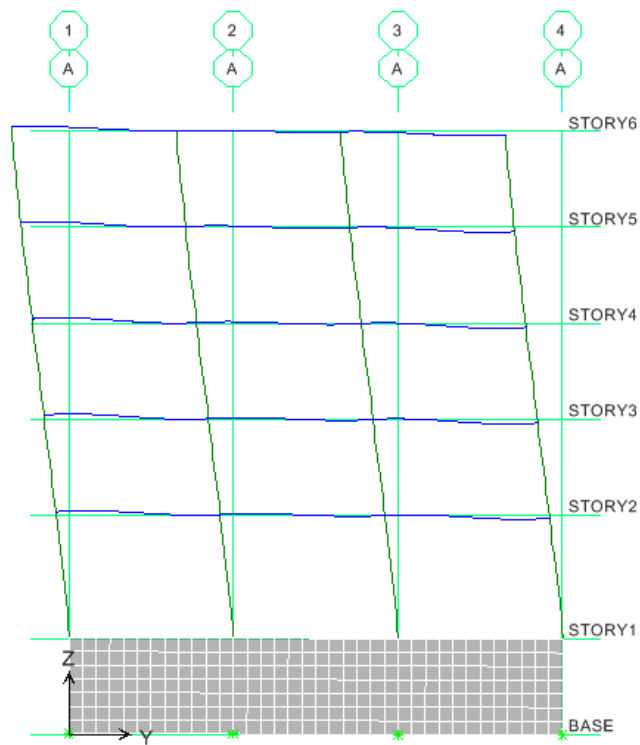
➤ 3^η Ιδιομορφή ($T= 0,4435 \text{ sec}$)



Σχήμα 4. 12 : Παραμόρφωση τρισδιάστατου μοντέλου κατά την 3^η ιδιομορφή

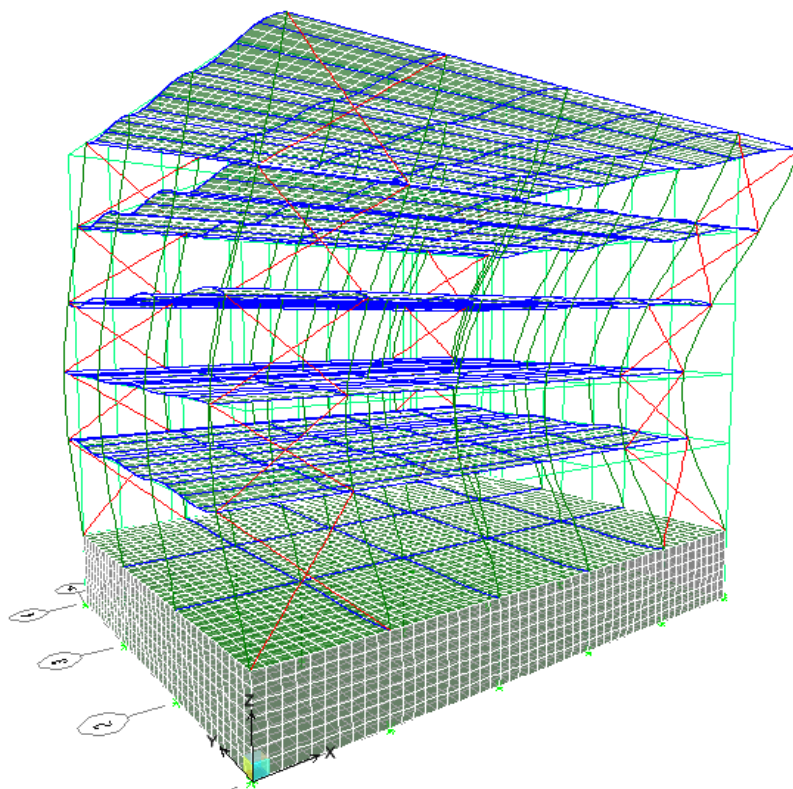


Σχήμα 4. 13 : Παραμόρφωση όψης άξονα 1 κατά την 3^η ιδιομορφή

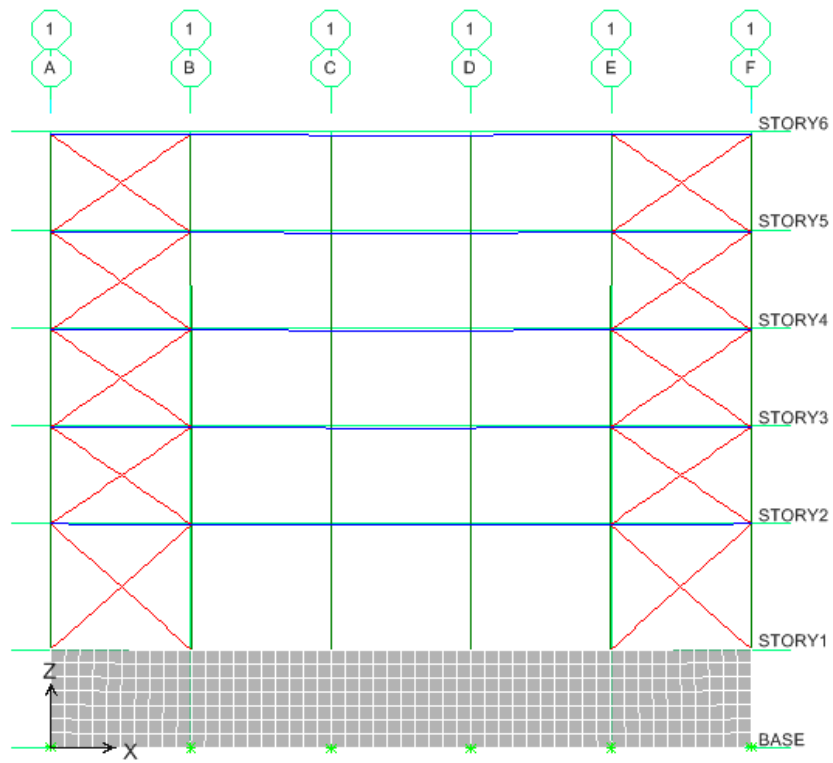


Σχήμα 4. 1 : Παραμόρφωση όλης άξονα A κατά την 3^η ιδιομορφή

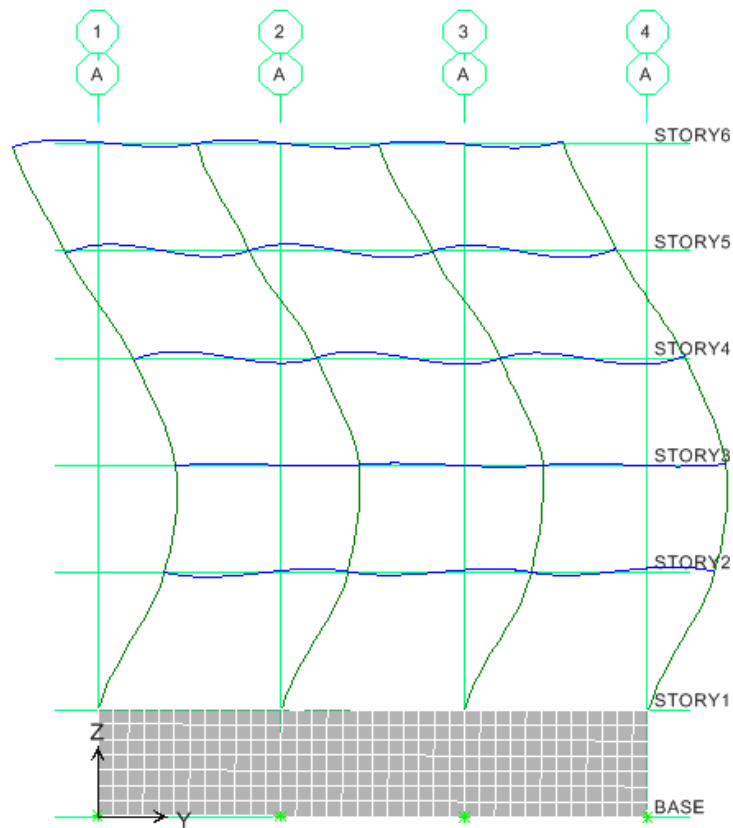
➤ 4^η Ιδιομορφή ($T= 0,2428 \text{ sec}$)



Σχήμα 4. 15: Παραμόρφωση τρισδιάστατου μοντέλου κατά την 4^η ιδιομορφή

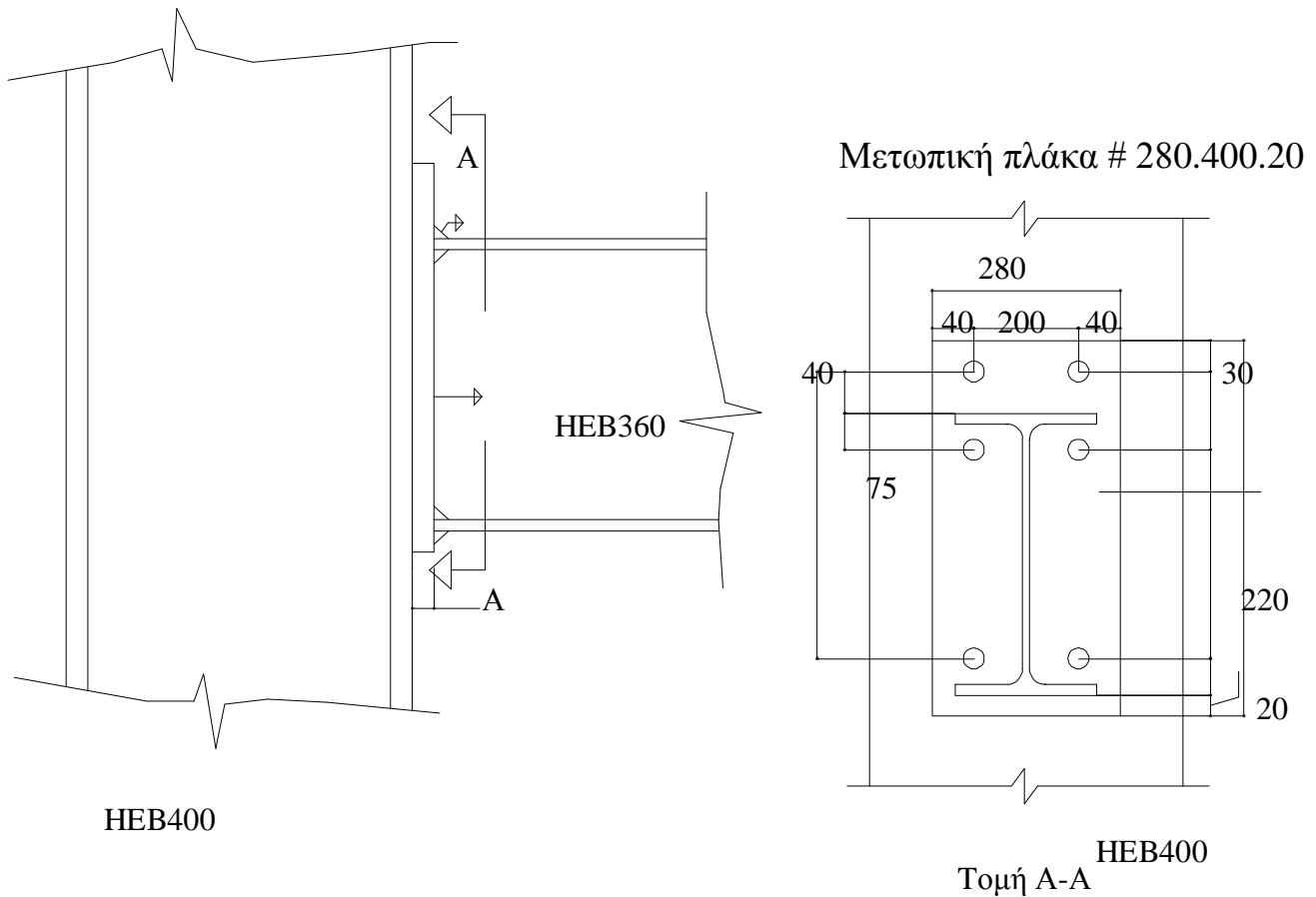


Σχήμα 4. 26 : Παραμόρφωση όψης άξονα 1 κατά την 4^η ιδιομορφή



Σχήμα 4. 17: Παραμόρφωση όψης άξονα A κατά την 3^η ιδιομορφή

4.6 Έλεγχος κοχλιωτής σύνδεσης δοκού – υποστυλώματος



Σχήμα 4. 3 : Κοχλιωτός κόμβος δοκού υποστυλώματος

Θα ελέγξουμε την σύνδεση του Υποστυλώματος διατομής HEB400 με την κύρια δοκό διατομής HEB360 με τα εξής χαρακτηριστικά:

Υποστύλωμα

$$h_c = 400,00\text{mm}$$

$$b_{fc} = 300,00\text{mm}$$

$$t_{wc} = 13,50\text{mm}$$

$$t_{fc} = 24,00\text{mm}$$

$$A = 197,80 \text{ cm}$$

$$d = 298\text{mm}$$

$$W_{pl,y} = 3232\text{cm}^3$$

Δοκός

$$h_b = 360,00\text{mm}$$

$$b_{fb} = 300,00\text{mm}$$

$$t_{wb} = 12,50\text{mm}$$

$$t_{fb} = 22,50\text{mm}$$

$$A = 180,60 \text{ cm}^2$$

$$d = 261 \text{ mm}$$

$$W_{pl,y} = 2683\text{cm}^3$$

Η πορεία προσδιορισμού της ροπής σχεδιασμού της κοχλιωτής σύνδεσης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 (μέρος 1.8) είναι η εξής :

Προσδιορισμός της αντοχής των βασικών συνιστωσών της σύνδεσης:

- του κορμού του υποστυλώματος σε διάτμηση και θλίψη
- του πέλματος και κορμού της δοκού σε θλίψη

Προσδιορισμός των δυνάμεων των κοχλιών, οι οποίες υπολογίζονται με βάση:

- την αντοχή του υποστυλώματος σε κάμψη
- την αντοχή της μετωπικής πλάκας σε κάμψη
- την εφελκυστική αντοχή των κοχλιών

Κορμός του υποστυλώματος σε διάτμηση

Η λυγηρότητα του κορμού του υποστυλώματος ικανοποιεί τον περιορισμό:

$$\frac{d}{tw} < 69\varepsilon$$

$$\text{έχουμε } \frac{d}{tw} = \frac{298}{13,5} = 22,07 < 69\varepsilon = 63,80$$

$$\text{όπου } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 0,924$$

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

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

όπου

A_{vc} : η επιφάνεια διάτμησης του υποστυλώματος

$F_{y,wc}$: το όριο διαρροής

γ_{M0} : 1,0

$$A_{vc} = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f = 197,80 - 2 * 30 * 2,4 + (1,35 + 2 * 2,7) * 2,4 = 70 \text{ cm}^2$$

Επομένως η αντοχή σε διάτμηση είναι :

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 * 27,5 * 70}{\sqrt{3} * 1,0} = 1000,25 \text{ kN}$$

Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη

Η αντοχή σχεδιασμού σε εγκάρσια θλίψη του μη ενισχυμένου κορμού υποστυλώματος προσδιορίζεται από τις σχέσεις :

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

όπου

ω : μειωτικός συντελεστής για την αλληλεπίδραση με διάτμηση που εξατράται από την παράμετρο μετασχηματισμού β

$$\omega = \omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \left(\frac{t_{wc} \times b_{eff,c,wc}}{A_{vc}} \right)^2}}$$

k_{wc} : μειωτικός συντελεστής $k_{wc} = 1,0$

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

$$\begin{aligned} b_{eff,c,wc} &= t_{fb} + 2\sqrt{2} a_p + s_p + 5(t_{fc} + r_c) \quad \text{όπου } s_p = 2t_p \\ &= 2,25 + 2\sqrt{2} * 0,6 + 2*2,0 + 5*(2,4 + 2,7) = 33,45 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\omega = \omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \left(\frac{1,35 * 33,45}{70} \right)^2}} = 0,805$$

Ο μειωτικός συντελεστής ρ για την κύρτωση του υποστυλώματος υπολογίζεται ως εξής:

- για $\bar{\lambda}_p \leq 0,72 \rightarrow \rho = 1,0$
- για $\bar{\lambda}_p > 0,72 \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2$

όπου $\bar{\lambda}_p$ είναι η λυγηρότητα του κορμού του υποστυλώματος και υπολογίζεται ως εξής :

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} \times d_{wc} \times f_{y,wc}}{E \times t_{wc}^2}} = 0,932 \sqrt{\frac{33,45 \times 29,8 \times 27,5}{2,1 \times 10^4 \times 1,35^2}} = 0,79 > 0,72$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,2}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{0,79 - 0,2}{0,79^2} = 0,945 < 1$$

Συνεπώς η αντοχή του κορμού σε θλίψη είναι

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{0,805 \times 1,00 \times 33,45 \times 1,35 \times 27,5}{1,00} = 999,67 \text{ kN}$$

Και θα πρέπει να ισχύει επίσης

$$F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega \times k_{wc} \times \rho \times b_{eff,c,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,805 \times 1,00 \times 0,945 \times 33,45 \times 1,35 \times 27,5}{1,00} = 944,70 \text{ kN}$$

Άρα $F_{c,wc,Rd} = 944,70 \text{ kN}$

Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη

Η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη του πέλματος δοκού και της παρακείμενης θλιβόμενης ζώνης του κορμού της, δίνεται από την επόμενη σχέση :

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h_b - t_{fb}}$$

όπου :

h_b : το ύψος της συνδεόμενης δοκού

$M_{c,Rd}$: η αντοχή σχεδιασμού σε ροπή της διατομής της δοκού

t_{fb} : το πάχος πέλματος της συνδεόμενης δοκού

Η αντοχή σχεδιασμού σε ροπή της δοκού για διατομές κατηγορίας 1 είναι :

$$M_{c,Rd} = \frac{M_{pl,b}}{\gamma_{M0}} = \frac{W_{pl,b} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2683,0 \times 27,5}{1,00} = 73782,5 \text{ KNcm} = 737,8 \text{ kNm}$$

Και η αντοχή σε θλίψη προκύπτει :

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{73782,5}{36 - 2,25} = 2186,15 \text{ kN}$$

Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη

- Άνω , 1^η σειρά κοχλιών

$e_1 = 30 \text{ mm}$ (κατακόρυφη απόσταση από το άνω άκρο του πέλματος)

$e = 40 \text{ mm}$ (οριζόντια απόσταση του κοχλία από το άκρο της πλάκας)

$p = 75 \text{ mm}$

$$m = \frac{w - t_{wc}}{2} - 0,8r_c = \frac{200 - 13,5}{2} - 0,8 \times 27 = 71,65 \text{ mm}$$

$$n = \min\{e_{min}; 1,25 m\} = \{40; 1,25 \times 71,65\} = 40 \text{ mm}$$

Ενεργό μήκος για μεμονωμένη σειρά κοχλιών

Κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,cp} = \min\{2\pi m; \pi m + 2e_1\} = \min\{2\pi \times 71,65; \pi \times 71,65 + 2 \times 30\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,cp} = \min\{450,19; 285,10\} = 285,10 \text{ mm}$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,nc} = \min\{4m + 1,25e; 2m + 0,625e + e_1\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,nc} = \min\{4 \times 71,65 + 1,25 \times 40; 2 \times 71,65 + 0,625 \times 40 + 30\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,nc} = \min\{336,6; 198,3\} = 198,3 \text{ mm}$$

Μηχανισμός 1

$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 198,3 \text{ mm}$ αλλά θα πρέπει $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp} = 285,10 \text{ mm}$
 άρα $l_{eff,1} = 198,30 \text{ mm}$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,Rd} = 0,25 \frac{\sum l_{eff,i} * t_f^2 * f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \frac{19,83 \times (2,4)^2 \times 27,5}{1,00} = 785,268 \text{ kNcm}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 1 (πλήρης διαρροή του πέλματος) είναι:

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 * 785,268}{7,165} = 438,39 \text{ kN}$$

Μηχανισμός 2

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 198,3 \text{ mm}$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 2 είναι :

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \frac{\sum l_{eff,i} * t_f^2 * f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \frac{19,83 \times (2,4)^2 \times 27,5}{1,00} = 785,268 \text{ kNcm}$$

Η αντοχή ενός κοχλία σε εφελκυσμό

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,90 \times 2,45 \times 80}{1,25} = 141,12 \text{ kN}$$

όπου A_s η ενεργός διατομή του κοχλία για M20 και $k_2 = 0,90$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 2 (αστοχία κοχλία με διαρροή του πέλματος) είναι:

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,2,Rd} + n \Sigma F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 \times 785,268 + 4 \times (2 \times 141,12)}{7,165 + 4} = 241,78 \text{ kN}$$

Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 3 (Αστοχία κοχλία) είναι:
 $F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd} = 2 \times 141,12 \text{ kN} = 281,24 \text{ kN}$

Αντοχή του βραχέος T του υποστυλώματος της πρώτης σειράς κοχλίων είναι:

$$F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}\} = \min\{438,39 \text{ kN}; 241,78 \text{ kN}; 281,24 \text{ kN}\} = 241,78 \text{ kN}$$

- Ενδιάμεση, 2^η σειρά κοχλίων

Ενεργό μήκος (μεμονωμένοι κοχλίες)

Κυκλικές μορφές αστοχίας: $l_{eff,cp} = 2\pi m = 450,19 \text{ mm}$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας: $l_{eff,nc} = 4 \times m + 1,25 \times e = 4 \times 71,65 + 1,25 \times 40 = 336,6 \text{ mm}$

Μηχανισμός 1

$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 336,6 \text{ mm}$ αλλά θα πρέπει $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp} = 450,19 \text{ mm}$
 άρα $l_{eff,1} = 336,6 \text{ mm}$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,Rd} = 0,25 \frac{\Sigma l_{eff,1} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \frac{33,66 \times (2,4)^2 \times 27,5}{1,00} = 1332,93 \text{ kNcm}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 1 (πλήρης διαρροή του πέλματος) είναι:

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 1332,93}{7,165} = 744,14 \text{ kN}$$

Μηχανισμός 2

$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 336,6 \text{ mm}$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 2 είναι:

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \frac{\Sigma l_{eff,1} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} = 1332,93 \text{ kNcm}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 2 (αστοχία κοχλία με διαρροή του πέλματος) είναι:

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,2,Rd} + n \Sigma F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 \times 1332,93 + 4 \times (2 \times 141,12 \text{ kN})}{7,165 + 4} = 339,88 \text{ kN}$$

Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 3 (Αστοχία κοχλίας) είναι:

$$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd} = 2 \times 141,12 \text{ kN} = 282,24 \text{ kN}$$

Αντοχή του βραχέος T του υποστυλώματος της δευτερης σειράς κοχλιών είναι:

$$F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}\} = \min\{744,14 \text{ kN}; 339,88 \text{ kN}; 282,24 \text{ kN}\} = 282,24 \text{ kN}$$

- 1^η και 2^η σειρά κοχλιών :

$p = 75 \text{ mm}$ (το κατακόρυφο συνεργαζόμενο πλάτος για την 1^η σειρά κοχλιών)

$p = 75/2 + 220/2 = 147,5 \text{ mm}$ (το κατακόρυφο συνεργαζόμενο πλάτος για την 2^η σειρά κοχλιών)

Ενεργό μήκος για ομάδα κοχλιών

Ακραία σειρά κοχλιών :

Κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,cp} = \min\{\pi \times m + p; 2e_1 + p\} = \min\{\pi \times 71,65 + 75; 2 \times 30 + 75\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,cp} = \min\{300,0; 135,0\} = 135,0 \text{ mm}$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,nc} = \min\{2m + 0,625e + 0,5p; e_1 + 0,5p\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,nc} = \min\{2 \times 71,65 + 0,625 \times 200 + 0,5 \times 75; 30 + 0,5 \times 75\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,nc} = \min\{305,80; 67,5\} = 67,5 \text{ mm}$$

Εσωτερική σειρά κοχλιών :

Κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,cp} = 2p = 2 \times 147,5 = 295 \text{ mm}$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,nc} = p = 147,5 \text{ mm}$$

Μηχανισμός 1

$$\Sigma l_{eff,1} = \Sigma l_{eff,nc} = 67,5 \text{ mm} + 147,5 \text{ mm} = 215 \text{ mm}$$

$\sum l_{eff,cp} = 135 \text{ mm} + 295 \text{ mm} = 430 \text{ mm}$ Ισχύει ότι $\sum l_{eff,nc} = 215 \text{ mm} < \sum l_{eff,cp} = 430 \text{ mm}$
 άρα $\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc} = 215 \text{ mm}$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,Rd} = 0,25 \frac{\sum l_{eff,1} * t_f^2 * f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \frac{21,5 \times (2,4)^2 \times 27,5}{1,00} = 851,40 \text{ kNcm}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 1 (πλήρης διαρροή του πέλματος) είναι:

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 712,80}{7,165} = 475,31 \text{ kN}$$

Μηχανισμός 2

$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc} = 215 \text{ mm}$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 2 είναι:

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \frac{\sum l_{eff,1} \times t_f^2 * f_y}{\gamma_{M0}} = 851,40 \text{ kNcm}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 2 (αστοχία κοχλία με διαρροή του πέλματος) είναι:

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,2,Rd} + n \Sigma F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 \times 851,40 + 4 \times (2 \times 141,12 \text{ kN})}{7,165 + 4} = 253,63 \text{ kN}$$

Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 3 (Αστοχία κοχλία) είναι:

$$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd} = 4 \times 141,12 \text{ kN} = 564,48 \text{ kN}$$

Αντοχή του βραχέος T του υποστυλώματος της πρώτης σειράς κοχλιών είναι:

$$F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd} ; F_{T,2,Rd} ; F_{T,3,Rd}\} = \min\{ 475,31 \text{ kN} ; 253,63 \text{ kN} ; 564,48 \text{ kN} \} = 253,63 \text{ kN}$$

Μετωπική πλάκα σε κάμψη

$e_x = 30 \text{ mm}$ (η κατακόρυφη απόσταση του κοχλία από το άνω άκρο της πλάκας)

$p = 75 \text{ mm}$ (η κατακόρυφη απόσταση των κοχλιών)

$e = 40 \text{ mm}$ (η οριζόντια απόσταση του κοχλία από το άκρο της πλάκας)

$w = 200 \text{ mm}$ (η οριζόντια απόσταση των κοχλιών)

$b_p = 280 \text{ mm}$ (το πλάτος της μετωπικής πλάκας)

$m_x = 40 \text{ mm} - 0,8 \times 6 \text{ mm} \times \sqrt{2} = 33,2 \text{ mm}$

(η κατακόρυφη απόσταση κοχλία – άνω πέλματος δοκού)

$n = \min\{e_x ; 1,25 \times m_x\} = \min\{30 \text{ mm} ; 1,25 \times 33,2 \text{ mm}\} = 30 \text{ mm}$

- Άνω πρώτη σειρά κοχλιών (ακραία σειρά)

Ενεργό μήκος (μεμονωμένοι κοχλίες εκτός εφελκυσμένου πέλματος δοκού)

Κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,cp} = \min\{2\pi m_x; \pi m_x + w; \pi m_x + 2e\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,cp} = \min\{2\pi \times 33,2\text{mm}; \pi \times 33,2\text{mm} + 200\text{mm}; \pi \times 33,2\text{mm} + 2 \times 40\text{mm}\} \Rightarrow$$
$$l_{eff,cp} = \min\{208,60\text{ mm}; 304,3\text{ mm}; 113,2\text{ mm}\} = 113,2\text{ mm}$$

Μη κυκλικές μορφές

$$l_{eff,nc} = \min\{4m_x + 1,25e_x; e + 2m_x + 0,625e_x; 0,5b_p; 0,5w + 2m_x + 0,625e_x\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,nc} = \min\{4 \times 33,2\text{ mm} + 1,25 \times 30\text{mm}; 40\text{mm} + 2 \times 32,2\text{mm} + 0,625 \times 40\text{mm}; 0,5 \times 280\text{mm}; 0,5 \times 200\text{mm} + 2 \times 33,2\text{mm} + 0,625 \times 30\text{mm}\} \Rightarrow$$

$$l_{eff,nc} = \min\{170,30\text{ m}; 125,15\text{mm}; 140\text{mm}; 185,15\text{ mm}\} = 125,15\text{ mm}$$

Μηχανισμός 1

$$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 125,15\text{ mm} \text{ αλλά θα πρέπει } l_{eff,1} \leq l_{eff,cp} = 113,20\text{mm}$$

$$\text{άρα } l_{eff,1} = 125,15\text{ mm}$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,Rd} = 0,25 \frac{\sum l_{eff,1} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \frac{12,515 \times (2,4)^2 \times 27,5\text{ kN/cm}^2}{1} = 495,59\text{ kNcm}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 1 (πλήρης διαρροή του πέλματος) είναι:

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 495,59\text{ kNcm}}{3,32\text{ cm}} = 597,10\text{ kN}$$

Μηχανισμός 2

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 125,15\text{ mm}$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 2 είναι:

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \frac{\sum l_{eff,1} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} = 495,59\text{ kNcm}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 2 (αστοχία κοχλία με διαρροή του πέλματος) είναι:

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,2,Rd} + n \Sigma F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 \times 495,59 + 4 \times (2 \times 141,12\text{ kN})}{3,32 + 3} = 335,46\text{ kN}$$

Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 3 (Αστοχία κοχλία) είναι:

$$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd} = 2 \times 141,12\text{ kN} = 282,24\text{ kN}$$

Αντοχή του βραχέος T του υποστυλώματος της πρώτης σειράς κοχλιών είναι:

$$F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}\} = \min\{597,10\text{ kN}; 335,46\text{ kN}; 282,24\text{ kN}\} = 282,24\text{ kN}$$

- Δεύτερη σειρά κοχλιών (κάτω από το εφελκυσμένο πέλμα)

$$m = \frac{w-t_{wb}}{2} - 0,8 a_{wb} \sqrt{2} = \frac{200mm-12,5mm}{2} - 0,8*3*\sqrt{2} = 90,355 \text{ mm}$$

$$m_2 = 75 - 40 - 13,5 - 0,8 \times 6 \times \sqrt{2} = 14,71 \text{ mm}$$

$$\lambda_1 = \frac{m}{m+e} = \frac{90,355}{90,355+40} = 0,693$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_2+e} = \frac{14,71}{14,71+40} = 0,268$$

Για αυτές τις τιμές των λ_1, λ_2 προκύπτει $\alpha = 5,5$

$$n = \min\{e_{\min}; 1,25 \times m\} = \min\{30\text{mm}; 1,25 \times 90,355 \text{ mm}\} = 30\text{mm}$$

Ενεργό μήκος (μεμονωμένοι κοχλίες)

Κυκλικές μορφές: $\ell_{\text{eff,cp}} = 2\pi m = 2 \times \pi \times 90,355 = 567,715 \text{ mm}$

Μη κυκλικές μορφές: $\ell_{\text{eff,nc}} = \alpha m = 5,5 \times 90,355 = 496,95 \text{ mm}$

Μηχανισμός 1

$\ell_{\text{eff},1} = \ell_{\text{eff,nc}} = 496,95 \text{ mm}$ αλλά θα πρέπει $\ell_{\text{eff},1} \leq \ell_{\text{eff,cp}} = 567,715 \text{ mm}$
 άρα $\ell_{\text{eff},1} = 496,95 \text{ mm}$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{\text{pl,Rd}} = 0,25 \frac{\Sigma \ell_{\text{eff},1} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \frac{496,95 \times (2,4)^2 \times 27,5 \text{ kN/cm}^2}{1} = 1967,922 \text{ kNcm}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 1 (πλήρης διαρροή του πέλματος) είναι:

$$F_{\text{T},1,\text{Rd}} = \frac{4 M_{\text{pl},1,\text{Rd}}}{m} = \frac{4 \times 1967,922 \text{ kNcm}}{9,0355 \text{ cm}} = 871,19 \text{ kN}$$

Μηχανισμός 2

$$\ell_{\text{eff},2} = \ell_{\text{eff,nc}} = 496,95 \text{ mm}$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 2 είναι:

$$M_{\text{pl},2,\text{Rd}} = 0,25 \frac{\Sigma \ell_{\text{eff},1} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} = 1967,922 \text{ kNcm}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 2 (αστοχία κοχλία με διαρροή του πέλματος) είναι:

$$F_{\text{T},2,\text{Rd}} = \frac{2 M_{\text{pl},2,\text{Rd}} + n \Sigma F_{\text{t,Rd}}}{m+n} = \frac{2 \times 1967,922 + 4 \times (2 \times 141,12 \text{ kN})}{9,035 + 3} = 420,84 \text{ kN}$$

Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 3 (Αστοχία κοχλία) είναι:

$$F_{\text{T},3,\text{Rd}} = \Sigma F_{\text{t,Rd}} = 2 \times 141,12 \text{ kN} = 282,24 \text{ kN}$$

Αντοχή του βραχέος T του υποστυλώματος της δεύτερης σειράς κοχλιών είναι:
 $F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}\} = \min\{871,19 \text{ kN}; 420,84 \text{ kN}; 282,24 \text{ kN}\} = 282,24 \text{ kN}$

- Πρώτη και δεύτερη σειρά κοχλιών
Η πρώτη και δεύτερη σειρά κοχλιών δεν θεωρούνται ομάδα κοχλιών για την μετωπική πλάκα.

- Τρίτη σειρά κοχλιών (κάτω από το εφελκόμενο πέλμα)
Η τρίτη σειρά κοχλιών θεωρούμε ότι δεν εφελκείται επειδή βρίσκεται πολύ κοντά στο θλιβόμενο πέλμα, γι' αυτό και δεν υπολογίζουμε την αντοχή, αφού η δύναμη που παίρνει είναι πολύ μικρή.

Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό

Η αντοχή σχεδιασμού σε εγκάρσιο εφελκυσμό του υποστυλώματος υπολογίζεται από την σχέση :

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

Για μια κοχλιωτή σύνδεση το πλάτος $b_{eff,wc}$ του κορμού του υποστυλώματος σε εφελκυσμό πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το ενεργό μήκος ενός ισοδύναμου βραχέως του που αντιστοιχεί στο πέλμα του υποστυλώματος. Έτσι :

1. για την 1^η σειρά κοχλιών $b_{eff,wc} = \ell_{eff,nc} = 198,3 \text{ mm}$
2. για την 2^η σειρά κοχλιών $b_{eff,wc} = \ell_{eff,cp} = 450,19 \text{ mm}$
3. για την 1^η και 2^η σειρά κοχλιών $b_{eff,wc} = \ell_{eff,nc,1σειρα} + \ell_{eff,nc,2σειρα} = 67,5 + 112,5 = 180 \text{ mm}$

Επομένως :

α) για την 1^η σειρά κοχλιών :

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{0,805 \times 19,83 \times 1,35 \times 27,5}{1,0} = 592,63 \text{ kN}$$

β) για την 2^η σειρά κοχλιών :

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{0,805 \times 45,01 \times 1,35 \times 27,5}{1,0} = 1345,15 \text{ kN}$$

γ) για την 1η και 2^η σειρά κοχλιών :

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{0,805 \times 18,0 \times 1,35 \times 27,5}{1,0} = 537,95 \text{ kN}$$

Κορμός δοκού σε εφελκυσμό

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

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

Το ενεργό πλάτος $b_{eff,t,wb}$ του κορμού της δοκού σε εφελκυσμό πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το ενεργό μήκος ενός ισοδύναμου βραχέος ταυ που αντιστοιχεί στη μετωπική πλάκα σε κάμψη, για μία μεμονωμένη σειρά κοχλιών ή μια ομάδα κοχλιών. Μόνο η δεύτερη σειρά κοχλιών εφελκύει τον κορμό της δοκού, επομένως:

$$b_{eff,t,wb} = I_{eff,nc} = 496,95 \text{ mm}$$

$$F_{t,wb,Rd} = \frac{b_{eff,t,wb} \times t_{wb} \times f_{y,wb}}{\gamma_{M0}} = \frac{49,69 \times 1,25 \times 27,5}{1} = 1708,09 \text{ kN}$$

Αποτελέσματα ελέγχων

	1η σειρά κοχλιών	2η σειρά κοχλιών	1η & 2η σειρά κοχλιών	Θλιβόμενο τμήμα
Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση $V_{wp,Rd}$		1000,25 / β - $F_{t1,Rd} =$ 1000,25 - 241,78 = 758,47 KN		1000,25 KN
Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη $F_{c,wc,Rd}$		944,70 / β - $F_{t1,Rd} =$ 944,70 - 241,78 = 702,92 KN		944,70 KN
Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη $F_{c,fb,Rd}$		2186,15 / β - $F_{t1,Rd} =$ 2186,15 - 241,78 = 1944,37 KN		2186,15 KN
Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη $F_{c,Rd}$	241,78 KN	282,24KN	253,63KN	
Μετωπική πλάκα σε κάμψη $F_{ep,Rd}$	282,24 KN	282,24KN		
Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό $F_{t,wc,Rd}$	592,63 KN	1345,15 KN	537,95 KN	
Κορμός δοκού σε εφελκυσμό $F_{t,wb,Rd}$		1708,09 KN		
$F_{T,min}$	241,78 KN	282,24KN	253,63KN	937,89 KN

Ροπή αντοχής σχεδιασμού της σύνδεσης

Η απόσταση της πρώτης σειράς κοχλιών από το κέντρο θλίψης (κάτω πέλμα της δοκού) είναι:

$$h_1 = 420 - 30 - 20 - \frac{13,5}{2} = 343,25 \text{ mm}$$

ενώ η απόσταση της δεύτερης σειράς κοχλιών από το κέντρο θλίψης είναι:

$$h_2 = 343,25 - 75 = 268,25 \text{ mm}$$

Η ροπή αντοχής του κόμβου με βάση την αντοχή της εφελκόμενης ζώνης δίνεται:

$$M_{B,Rd} = \sum h_r F_{tr,Rd} = F_{1,Rd} \times h_1 + F_{2,Rd} \times h_2 = 241,78 \text{ kN} \times 0,343 \text{ m} + 282,24 \text{ kN} \times 0,268 \text{ m} \\ = 158,57 \text{ kNm}$$

Από το πρόγραμμα προέκυψε η τιμή για τον συνδυασμό UIS11 $M_{Ed} = 146,30 \text{ kNm}$

Επειδή ισχύει $M_{B,Rd} = 158,57 \text{ kNm} > M_{Ed} = 146,30 \text{ kNm}$ άρα η σύνδεση είναι ολικής αντοχής, αφού η ροπή αντοχής της σύνδεσης του κόμβου είναι μεγαλύτερη από τη ροπή αντοχής της δοκού

Τέμνουσα σχεδιασμού της σύνδεσης

Έλεγχος αποστάσεων

Ελάχιστες αποστάσεις :

$$\text{mine}_1 = \text{mine}_2 = 1.2 d_0 = 1.2 * 22 = 26 \text{ mm} < e_2 = 30 \text{ mm}$$

$$\text{minp}_1 = 2.2 d_0 = 2.2 * 22 = 48 \text{ mm} < p_1 = 75 \text{ mm}$$

$$\text{minp}_2 = 2.4 d_0 = 2.4 * 22 = 52,80 \text{ mm} < p_2 = 75 \text{ mm}$$

Μέγιστες αποστάσεις:

$$\text{maxe}_1 = 40\text{mm} + 4t = 40 + 4 * 20\text{mm} = 120\text{mm} > e_2 = 30 \text{ mm}$$

$$\text{maxp}_1 = \text{maxp}_2 = \min(14t ; 200) = \min(14 * 20 ; 200) = 200 \text{ mm} > p_1 = p_2 = 75 \text{ mm}$$

Η κοχλίωση είναι τύπου A.

Το σπείρωμα θεωρείται εντός του επιπέδου διάτμησης

$$F_{v,Rd} = \frac{a_v \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{0.6 * 2,45 \text{ cm}^2 \times 80 \text{ kN/cm}^2}{1.25} = 94 \text{ kN}$$

Για τον υπολογισμό σε σύνθλιψη άντυνας ισχύει:

$$k_1 = \min \left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5 ; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7 \right) = \min \left(2,8 \frac{30}{22} - 1,7 ; 2,5 ; 1,4 \frac{75}{22} - 1,7 \right)$$

$$k_1 = \min(2,11 ; 2,5 ; 3,07) \rightarrow k_1 = 2,11$$

$$a_b = \min \left(\frac{f_{ub}}{f_u} ; \frac{e_1}{3 d_0} ; \frac{p_1}{3 d_0} - \frac{1}{4} ; 1 \right) = \min \left(\frac{80}{43} ; \frac{30}{3 * 22} ; \frac{75}{3 * 22} - \frac{1}{4} ; 1 \right) = \min(1,86 ; 0,45 ; 0,88 ; 1)$$

$$= 0,45$$

$$t = \min(20 ; 12,5) = 9,5 \text{ mm}$$

Η συνολική αντοχή σε σύθλιψη άντυνας θα είναι:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot a_d \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,11 \times 0,45 \times 43 \times 2,0 \times 1,25}{1,25} = 81,66 \text{ kN}$$

Άρα $\min(F_{b,Rd}; F_{v,Rd}) = \min(81,66 \text{ kN}; 94 \text{ kN}) = 81,66 \text{ kN}$

και για μία σειρά κοχλίων (2 κοχλίες): $F_{v,Rd} = 2 \cdot 81,66 \text{ kN} = 163,32 \text{ kN}$

Η μειωμένη διατμητική αντοχή των κοχλίων υπό εφελκυσμό και διάτμηση δίνεται από τη σχέση:

$$F_{s,Rd} = F_{v,Rd} \left(1 - \frac{F_{t,sd}}{1,4 F_{t,Rd}} \right)$$

1η σειρά κοχλίων $F_{s,Rd} = 163,32 \left(1 - \frac{241,78}{1,4 \times 281,24} \right) = 63,03 \text{ kN}$

2η σειρά κοχλίων $F_{s,Rd} = 163,32 \left(1 - \frac{282,24}{1,4 \times 281,24} \right) = 46,25 \text{ kN}$

3η σειρά κοχλίων $F_{s,Rd} = 163,32 \left(1 - \frac{253,63}{1,4 \times 281,24} \right) = 58,11 \text{ kN}$

Τέμνουσα σχεδιασμού της σύνδεσης

$$V_{Rd} = 63,03 \text{ kN} + 46,25 \text{ kN} + 58,11 \text{ kN} = 167,39 \text{ kN}$$

Η τέμνουσα σχεδιασμού της δοκού έχει προκύψει από το συνδυασμό ULS11 και είναι

$$V_{Ed} = 110,78 \text{ kN}$$

Αφού $V_{Rd} = 167,39 \text{ kN} > V_{Ed} = 110,78 \text{ kN}$, η σύνδεση μπορεί να παραλάβει την εξωτερική δρώσα τέμνουσα στον κόμβο.

Έλεγχος συγκόλλησης δοκού - υποστυλώματος

Εντατικά μεγέθη

Τέμνουσα δύναμη: $V_{Ed} = 110,78 \text{ kN}$

Καμπτική ροπή: $M_{Ed} = 146,30 \text{ kNm}$

Ροπές αδράνειας της συγκόλλησης

Η ροπή αδράνειας της συγκόλλησης κατά τον άξονα y

$$I_y = 2 \times \frac{1}{12} \times a_w \times d_b^3 + 2 \times a_f \times b \times \left(\frac{h}{2} \right)^2 + 2 \times a_f \times (b - t_{wb} - 2r_b) \times \left(\frac{h}{2} - t_{fb} \right)^2$$

$$I_y = 2 \times \frac{1}{12} \times 0,3 \text{ cm} \times (26,1 \text{ cm})^3 + 2 \times 0,5 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} \times \left(\frac{36}{2} \right)^2 + 2 \times 0,5 \text{ cm} \times (30 \text{ cm} - 1,25 \text{ cm} - 2 \times 2,7 \text{ cm}) \times \left(\frac{36}{2} \text{ cm} - 2,25 \text{ cm} \right)^2$$

$$I_y = 16401,239 \text{ cm}^4$$

Έλεγχος συγκολλήσεων

Η συγκόλληση καταπονείται από ορθές τάσεις λόγω της καμπτικής ροπής M_{Ed} και από διατμητικές τάσεις λόγω της τέμνουσας V_{Ed} . Τα ακραία σημεία της συγκόλλησης είναι τα περισσότερα καταπονούμενα σημεία και εκεί γίνεται ο έλεγχος αντοχής της συγκόλλησης.

Έλεγχος πάχους συγκόλλησης

$$t_{\min} = \min(12,5 \text{ mm}, 15 \text{ mm}) = 12,5 \text{ mm} = 1,25 \text{ cm}$$

$$\text{Πάχος συγκόλλησης κορμού } a_w = 3 \text{ mm} < 0,70 \times t_{\min} = 0,70 \times 1,25 \text{ cm} = 0,875 \text{ cm}$$

$$\text{Πάχος συγκόλλησης πέλματος } a_f = 5 \text{ mm} < 0,70 \times t_{\min} = 0,70 \times 1,25 \text{ cm} = 0,875 \text{ cm}$$

Διατμητική τάση στη συγκόλληση

Η τέμνουσα δύναμη μεταβιβάζεται από τη δοκό στο υποστύλωμα μέσω της συγκόλλησης του κορμού της δοκού. Η τάση που προκαλεί στη συγκόλληση η τέμνουσα δύναμη είναι διατμητική παράλληλη στον άξονα της συγκόλλησης και ίση με :

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} = \frac{110,78 \text{ kN}}{2 \times 26,1 \text{ cm} \times 0,3 \text{ cm}} = 7,07 \text{ kN/cm}^2$$

Ορθή τάση στη συγκόλληση

Η ορθή τάση που οφείλεται στην καμπτική ροπή $M_{b,Ed}$ στο σημείο 1 (κορμός) και 2 (πέλμα) αντίστοιχα είναι:

$$\sigma_{καθ,1} = \frac{M_{Ed}}{2I} \times d_b = \frac{14630 \text{ kNcm}}{2 \times 16401,239 \text{ cm}^4} \times 26,10 \text{ cm} = 19,59 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{καθ,2} = \frac{M_{Ed}}{2I} \times h_b = \frac{14630 \text{ kNcm}}{2 \times 16401,239 \text{ cm}^4} \times 36 \text{ cm} = 27,03 \text{ kN/cm}^2$$

Αντοχή συγκολλήσεων

Η συνισταμένη τάση στη συγκόλληση είναι:

$$\sigma_{\max} = \sigma_{καθ,2} = 27,03 \text{ kN/cm}^2 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{43 \text{ kN/cm}^2}{1,25} = 34,40 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sqrt{(\sigma_{καθ})^2 + (\tau_{Ed})^2} = \sqrt{(19,59 \text{ kN/cm}^2)^2 + (7,07 \text{ kN/cm}^2)^2} = 20,82 \text{ kN/cm}^2$$

$$< \frac{f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{M2}} = \frac{43,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,25} = 23,36 \text{ kN/cm}^2$$

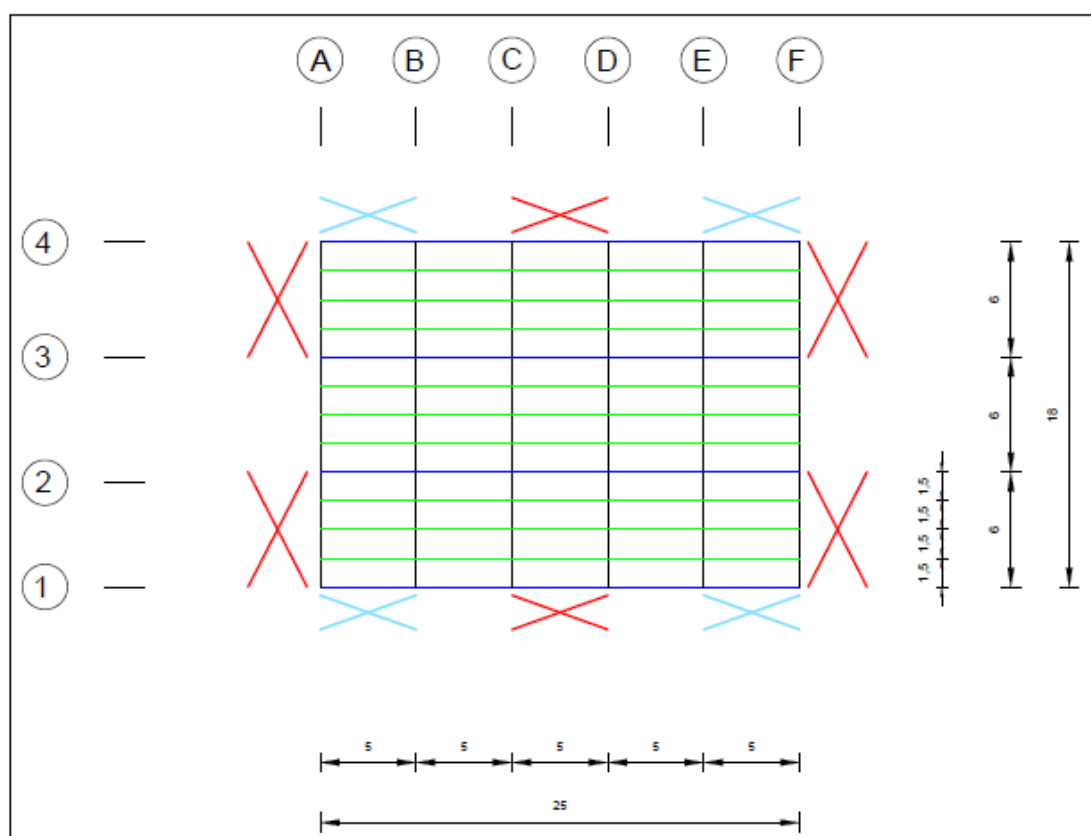
όπου ο συντελεστής συσχετίσεως $\beta_w = 0,85$ για χάλυβα S275

5 Ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα με περισσότερους συνδέσμους δυσκαμψίας

5.1 Περιγραφή του κτιρίου

Στο υπάρχον μεταλλικό κτίριο, το οποίο διαστασιολογήσαμε παραπάνω προσθέτουμε επιπλέον κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας προσπαθώντας έτσι να παρέχουμε περισσότερη πλευρική ευστάθεια στα μέλη των πλαισίων. Με αυτό τον τρόπο προσπαθήσαμε να βελτιστοποιήσουμε το κόστος ανέγερσης του μεταλλικού κτιρίου μειώνοντας έτσι τις διατομές των μελών, όπου αυτό ήταν δυνατό ώστε να εξασφαλίζεται η απαιτούμενη επάρκεια της κατασκευής.

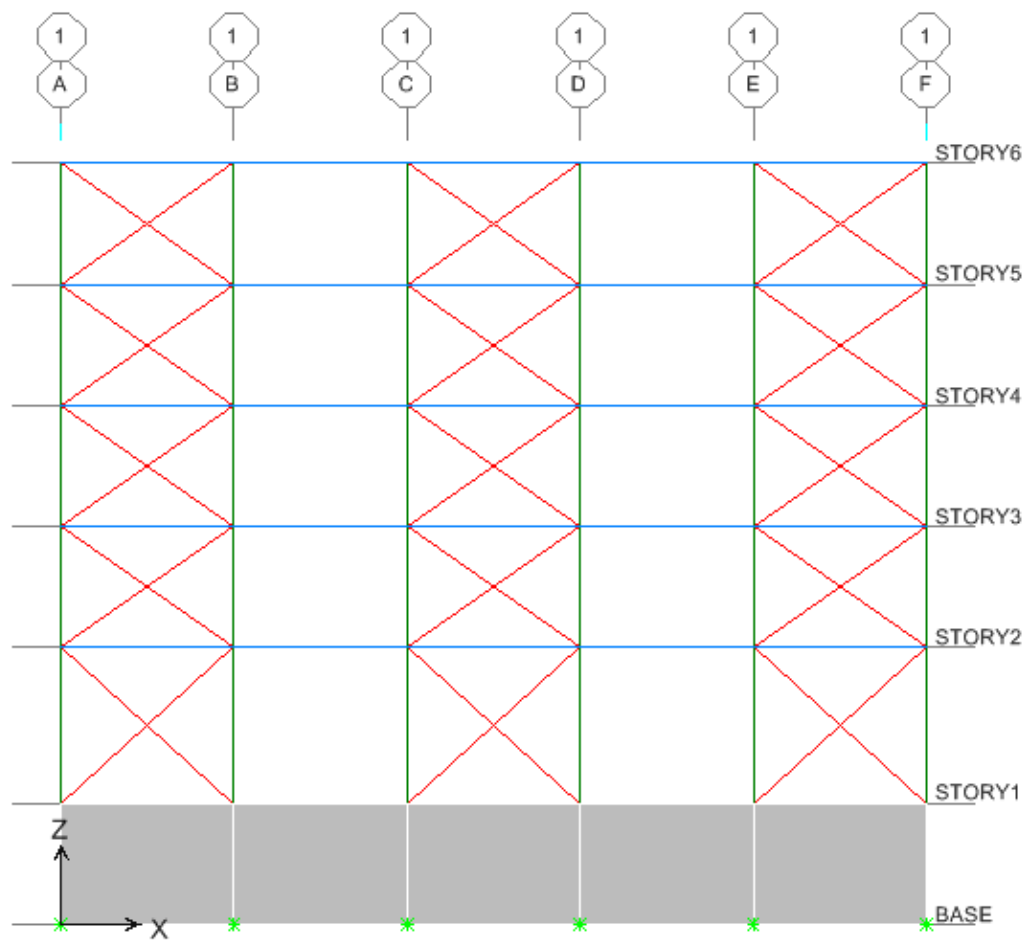
Τοποθετήθηκαν κατακόρυφοι χιαστοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:



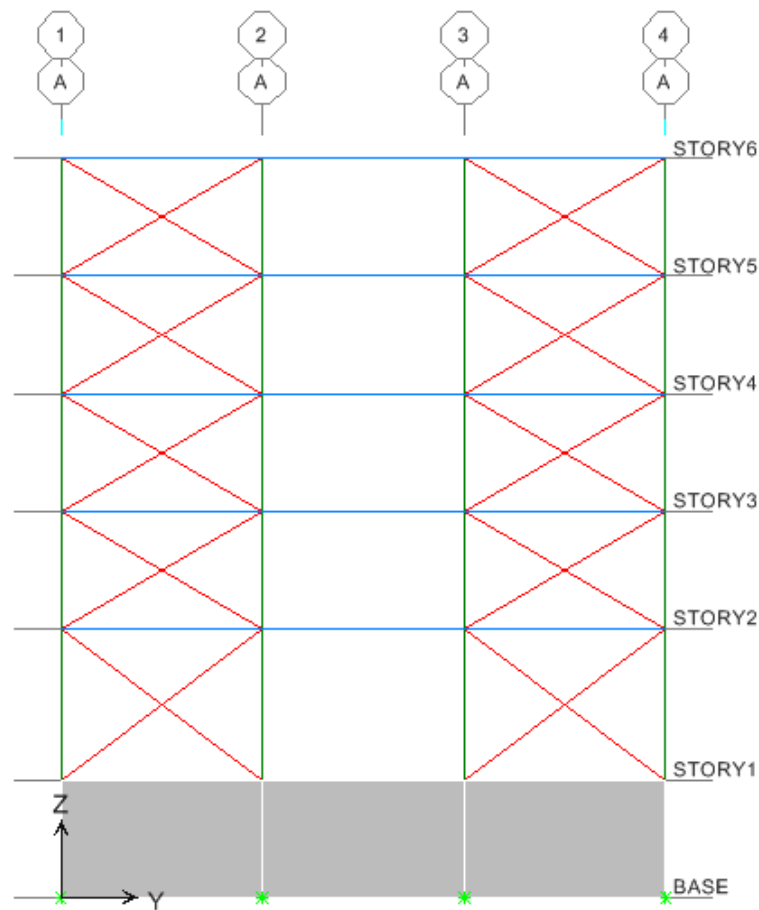
Σχήμα 5. 1 : Κάτοψη μεταλλικού κτιρίου με σχηματική απεικόνιση των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας

Στο παραπάνω σχήμα οι ήδη υπάρχοντες χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας απεικονίζονται με μπλε χρώμα ενώ επιπρόσθετοι με κόκκινο.

Ενδεικτικά παρουσιάζονται και οι 2 όψεις από το μοντέλο του Etabs:



Σχήμα 5. 2 : Όψη πλαισίου άξονα 1



Σχήμα 5. 3 : Όψη πλαισίου άξονα Α

Μετά από δοκιμές και στην προσπάθεια μείωσης των διατομών για την εξασφάλιση του μικρότερου κόστους αλλά και της ασφάλειας της κατασκευής, έγινε αλλαγή των παρακάτω διατομών:

- Υποστυλώματα διατομής HEB400 (στον 1^ο και 2^ο όροφο) και HEB360 (στους υπόλοιπους ορόφους) αντί για HEB400 σε ολόκληρο τον φορέα
- Κύριες δοκοί διατομής HEB260 αντί για HEB360 του αρχικού φορέα
- Δευτερεύουσες δοκοί διατομής HEB180 αντί για HEB220 του αρχικού φορέα

Οι διαδοκίδες διατομής IPE180 και οι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας SHS 180.180.10 παρέμειναν ως έχουν.

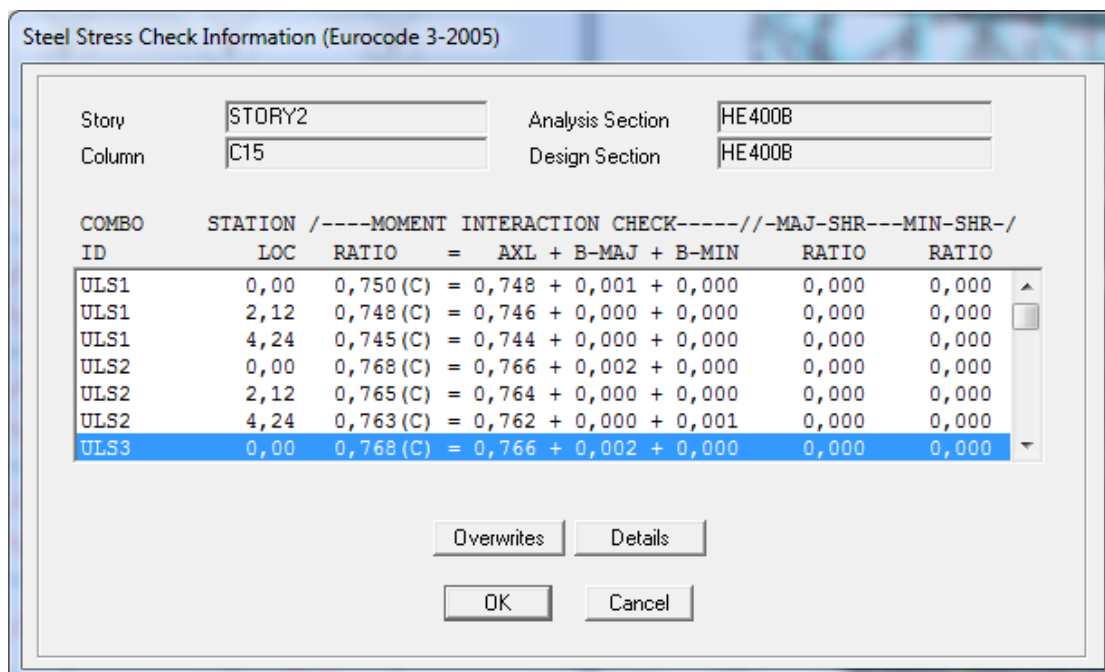
5.2 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας

5.2.1 Έλεγχος υποστυλωμάτων

Επιλέγουμε για έλεγχο το μέλος C15, υποστυλώμα του 1^{ου} ορόφου, το οποίο είχαμε ελέγξει και στον αρχικό φορέα. Το μέλος C15 έχει διατομή HEB400 της οποίας τα χαρακτηριστικά έχουν παρουσιαστεί παραπάνω.

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης φαίνονται παρακάτω:

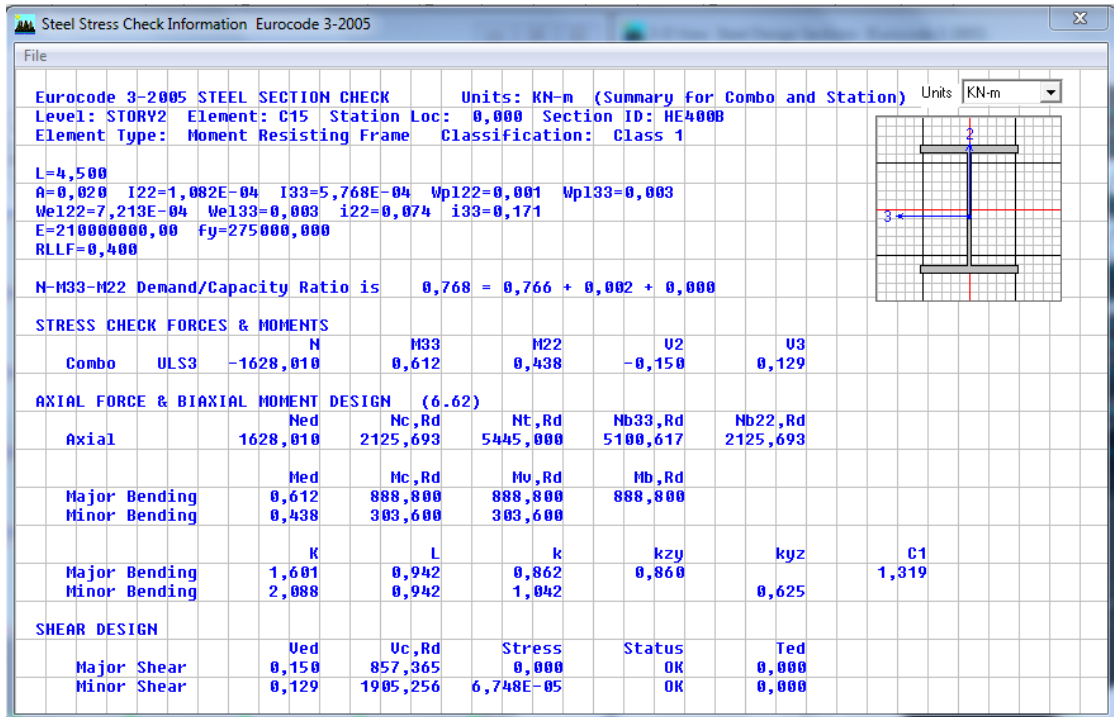
Πίνακας 5. 1: Πίνακας ανάλυσης μέλους C15 για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας



The screenshot shows a dialog box titled "Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)". It contains input fields for Story (STORY2), Column (C15), Analysis Section (HE400B), and Design Section (HE400B). Below these is a table with columns: COMBO ID, STATION LOC, RATIO, MOMENT INTERACTION CHECK (AXL + B-MAJ + B-MIN), MAJ-SHR RATIO, and MIN-SHR RATIO. The table lists results for ULS1, ULS2, and ULS3 at various stations. The ULS3 row at station 0,00 is highlighted in blue.

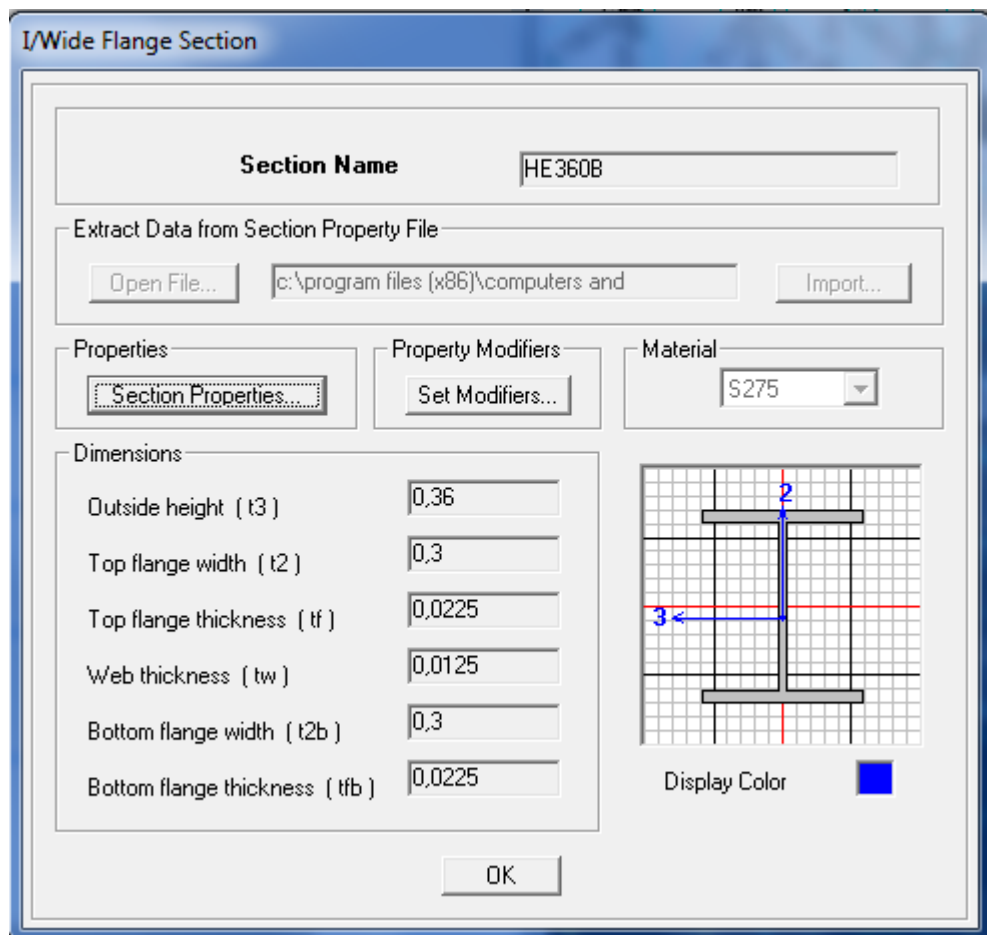
COMBO ID	STATION LOC	RATIO	MOMENT INTERACTION CHECK = AXL + B-MAJ + B-MIN	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
ULS1	0,00	0,750 (C)	= 0,748 + 0,001 + 0,000	0,000	0,000
ULS1	2,12	0,748 (C)	= 0,746 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000
ULS1	4,24	0,745 (C)	= 0,744 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000
ULS2	0,00	0,768 (C)	= 0,766 + 0,002 + 0,000	0,000	0,000
ULS2	2,12	0,765 (C)	= 0,764 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000
ULS2	4,24	0,763 (C)	= 0,762 + 0,000 + 0,001	0,000	0,000
ULS3	0,00	0,768 (C)	= 0,766 + 0,002 + 0,000	0,000	0,000

Πίνακας 5. 2: Πίνακας ανάλυσης μέλους C15 για τον συνδυασμό αστοχίας ULS3



Επειδή επιλέξαμε να μειώσουμε την διατομή των υποστυλωμάτων στους υπόλοιπους ορόφους σε HEB360 κάνουμε έναν ενδεικτικό έλεγχο στο μέλος C17.

Πίνακας 5. 3 : Χαρακτηριστικά διατομής HEB360 μέλους C17



Πίνακας 5. 4: Πίνακας ανάλυσης μέλους C17 για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Story: STORY4 Analysis Section: HE360B
 Column: C17 Design Section: HE360B

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
ULS1	0,00	0,217 (C)	= 0,214 + 0,000 + 0,003	0,002	0,000
ULS1	1,62	0,213 (C)	= 0,213 + 0,000 + 0,000	0,002	0,000
ULS1	3,24	0,215 (C)	= 0,213 + 0,000 + 0,003	0,002	0,000
ULS2	0,00	0,226 (C)	= 0,223 + 0,000 + 0,003	0,002	0,000
ULS2	1,62	0,222 (C)	= 0,222 + 0,000 + 0,000	0,002	0,000
ULS2	3,24	0,224 (C)	= 0,221 + 0,000 + 0,003	0,002	0,000
ULS3	0,00	0,226 (C)	= 0,223 + 0,000 + 0,003	0,002	0,000

Buttons: Overwrites, Details, OK, Cancel

Πίνακας 5. 5: Πίνακας ανάλυσης μέλους C17 για τον συνδυασμό αστοχίας ULS3

Steel Stress Check Information Eurocode 3-2005

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station) Units: KN-m

Level: STORY4 Element: C17 Station Loc: 0,000 Section ID: HE360B
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

L=3,500
 $\alpha=0,018$ $I_{22}=1,014E-04$ $I_{33}=4,319E-04$ $W_{p122}=0,001$ $W_{p133}=0,003$
 $W_{e122}=6,760E-04$ $W_{e133}=0,002$ $i_{22}=0,075$ $i_{33}=0,154$
 $E=210000000,00$ $F_y=275000,000$
 $RLLF=0,400$

N-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,226 = 0,223 + 0,000 + 0,003

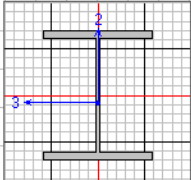
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS		N	M33	M22	U2	U3
Combo	ULS3	-936,273	-2,933	0,008	-1,729	0,004

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (6.62)		Ned	Nc,Rd	Nt,Rd	Mb33,Rd	Mb22,Rd
Axial		936,273	4199,819	4977,500	4278,187	4199,819

	Med	Mc,Rd	Mu,Rd	Mb,Rd		
Major Bending	2,933	737,825	737,825	737,825		
Minor Bending	0,008	283,800	283,800			

	K	L	k	kzy	kyz	C1
Major Bending	2,293	0,926	0,431	0,926		2,700
Minor Bending	1,000	0,926	0,435		0,261	

SHEAR DESIGN		Ued	Uc,Rd	Stress	Status	Ted
Major Shear		1,729	714,471	0,002	OK	0,000
Minor Shear		0,004	1786,177	2,201E-06	OK	0,000



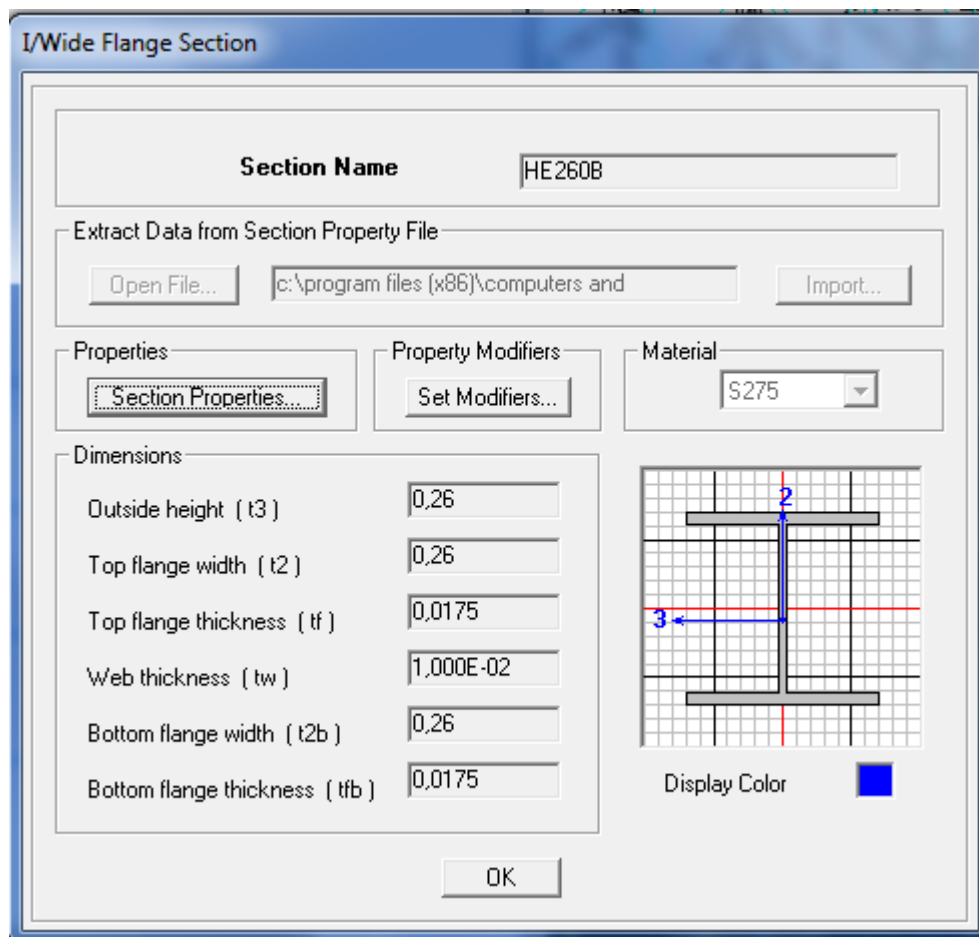
Επομένως η διατομή HEB360 επαρκεί ως προς τον έλεγχο οριακής αστοχίας εξασφαλίζοντας έτσι το μικρότερο δυνατό κόστος.

5.1.2 Έλεγχος κύριας δοκού

Ο έλεγχος της κύριας δοκού θα γίνει στο μέλος B7 (κύρια δοκός 1^{ου} ορόφου) όπως και προηγουμένως , για λόγους σύγκρισης.

Η διατομή της κύριας δοκού έχει τα εξής χαρακτηριστικά

Πίνακας 5. 6: Χαρακτηριστικά διατομής HEB260



Πίνακας 5. 7 : Πίνακας ανάλυσης μέλους B7 για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Story: STORY2 Analysis Section: HE260B
 Beam: B7 Design Section: HE260B

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
ULS2	4,50	0,094 (T)	= 0,001 + 0,092 + 0,000	0,288	0,000
ULS2	5,00	0,078 (T)	= 0,001 + 0,076 + 0,000	0,289	0,000
ULS2	5,00	0,078 (T)	= 0,002 + 0,076 + 0,000	0,298	0,000
ULS2	5,50	0,256 (T)	= 0,002 + 0,255 + 0,000	0,312	0,000
ULS2	5,50	0,256 (T)	= 0,002 + 0,255 + 0,000	0,320	0,000
ULS2	5,80	0,369 (T)	= 0,002 + 0,367 + 0,000	0,321	0,000
ULS3	0,20	0,379 (T)	= 0,003 + 0,375 + 0,000	0,324	0,004

Strength Deflection

Overwrites Details OK Cancel

Πίνακας 5. 8: Πίνακας ανάλυσης μέλους B7 για τον συνδυασμό αστοχίας ULS3

Steel Stress Check Information Eurocode 3-2005

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station) Units: KN-m

Level: STORY2 Element: B7 Station Loc: 0,200 Section ID: HE260B
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

L=6,000
 $\alpha=0,012$ $I_{22}=5,135E-05$ $I_{33}=1,492E-04$ $W_{p122}=6,020E-04$ $W_{p133}=0,001$
 $W_{e122}=3,950E-04$ $W_{e133}=0,001$ $I_{22}=0,066$ $I_{33}=0,112$
 $E=210000000,00$ $F_y=275000,000$
 $RLLF=0,917$

N-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,379 = 0,003 + 0,375 + 0,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Combo	ULS3	N	M33	M22	U2	U3
		9,546	-132,370	-0,139	-133,585	-4,513

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (6.2.1)

	Med	Nc,Rd	Nt,Rd	Nb33,Rd	Nb22,Rd
Axial	9,546	2758,451	3245,000	2758,451	3142,856
Major Bending	132,370	352,825	352,825	352,825	
Minor Bending	0,139	165,550	165,550		

	K	L	k	kzy	kyz	C1
Major Bending	1,000	0,933	0,675	0,862		1,000
Minor Bending	1,000	0,250	1,000		0,600	

SHEAR DESIGN

	Ued	Uc,Rd	Stress	Status	Ted
Major Shear	133,585	412,805	0,324	OK	0,000
Minor Shear	4,513	1204,016	0,004	OK	0,000

Παρατηρούμε ότι ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής είναι 0,379 για τον δυσμενέστερο συνδυασμό που είναι ο ULS3 και συνεπώς η διατομή επαρκεί.

5.1.3 Έλεγχος κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας

Η διατομή των συνδέσμων δυσκαμψίας παραμένει η ίδια με του αρχικού φορέα (SHS 180.180.10), της οποίας τα χαρακτηριστικά έχουν δοθεί στην § 4.1.3.

Συνεπώς για λόγους σύγκρισης επιλέγεται για τον ενδεικτικό έλεγχο ο κατακόρυφος χιαστί σύνδεσμος δυσκαμψίας D4.

Πίνακας 5. 9 :Πίνακας ανάλυσης μέλους D4 για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Story: STORY2 Analysis Section: TUBO180x180x10
Brace: D4 Design Section: TUBO180x180x10

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
ULS10	0,00	0,014 (C)	= 0,014 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000
ULS10	3,36	0,017 (C)	= 0,014 + 0,003 + 0,000	0,001	0,000
ULS10	3,36	0,019 (C)	= 0,013 + 0,006 + 0,000	0,002	0,000
ULS10	6,73	0,012 (C)	= 0,012 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000
ULS11	0,00	0,418 (C)	= 0,418 + 0,000 + 0,000	0,002	0,000
ULS11	3,36	0,429 (C)	= 0,417 + 0,002 + 0,010	0,002	0,000
ULS11	3,36	0,430 (C)	= 0,414 + 0,002 + 0,014	0,002	0,000

Buttons: Overwrites, Details, OK, Cancel

Πίνακας 5. 10 : Πίνακας ανάλυσης μέλους D4 για τον συνδυασμό αστοχίας ULS11

Steel Stress Check Information Eurocode 3-2005

File

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station) Units: KN-m

Level: STORY2 Element: D4 Station Loc: 3,363 Section ID: TUBO180x180x10
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

L=6,727
 $A=0,007$ $I_{22}=3,287E-05$ $I_{33}=3,287E-05$ $W_{p122}=4,340E-04$ $W_{p133}=4,340E-04$
 $W_{e122}=3,652E-04$ $W_{e133}=3,652E-04$ $i_{22}=0,070$ $i_{33}=0,070$
 $E=210000000,00$ $F_y=275000,000$
 $RLLF=1,000$

N-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is $0,430 = 0,414 + 0,002 + 0,014$

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Combo	ULS11	N	M33	M22	U2	U3
		-454,068	-2,027	0,156	-1,270	0,046

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (6.62)

	Med	Nc,Rd	Nt,Rd	Mb33,Rd	Mb22,Rd
Axial	454,068	1096,081	1070,000	1693,282	1096,081

	Med	Mc,Rd	Mu,Rd	Mb,Rd
Major Bending	2,027	119,350	119,350	119,350
Minor Bending	0,156	119,350	119,350	

	K	L	k	kzy	kyz	C1
Major Bending	1,000	0,500	1,096	0,945		1,000
Minor Bending	1,000	1,000	1,331		0,799	

SHEAR DESIGN

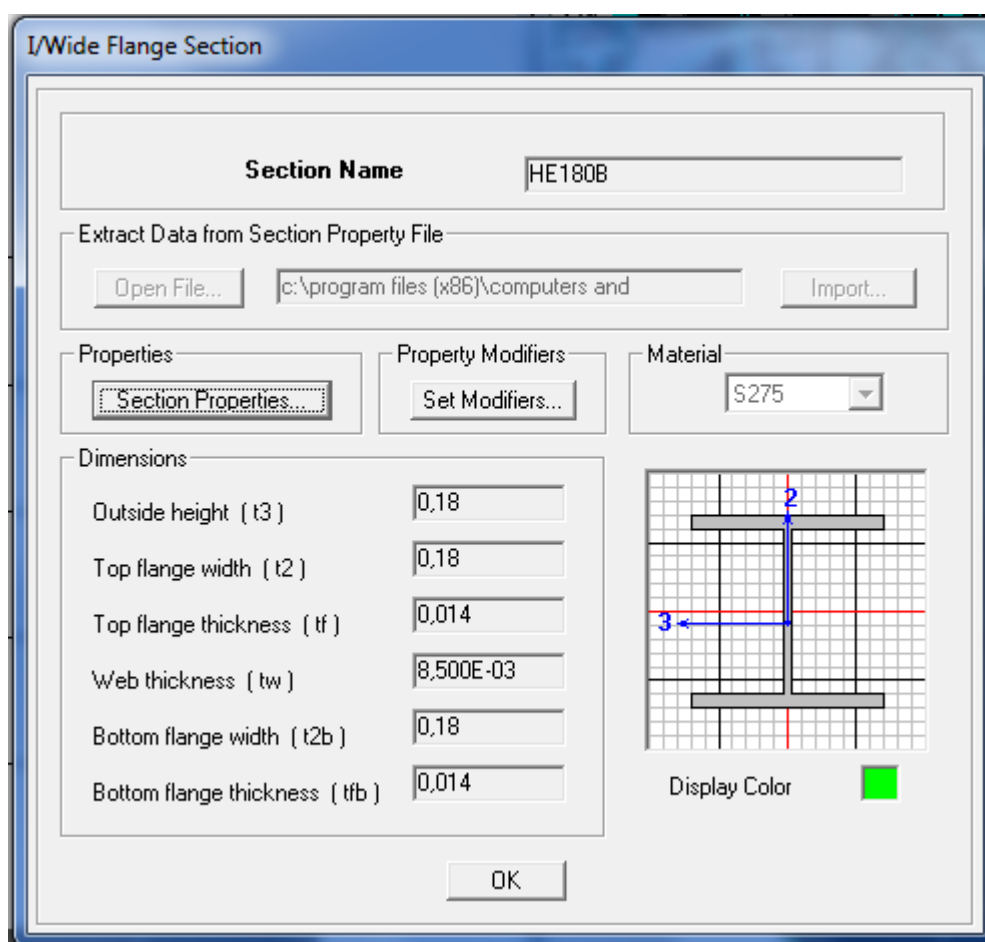
	Ued	Uc,Rd	Stress	Status	Ted
Major Shear	1,270	571,577	0,002	OK	0,000
Minor Shear	0,046	571,577	$8,110E-05$	OK	0,000

Ο δείκτης Ratio για το μέλος D4 προκύπτει από την ανάλυση 0,430 και συνεπώς η διατομή κρίνεται επαρκής όσον αφορά τον έλεγχο οριακής αστοχίας.

5.1.4 Έλεγχος σύμμικτης πλάκας

Τα χαρακτηριστικά της σύμμικτης πλάκας όσον αφορά την γεωμετρία της και τα υλικά παρέμειναν όπως και στον αρχικό φορέα με την μόνη βελτιστοποίηση στην διατομή των δευτερευουσών δοκών που συμμετέχουν στην σύμμικτη λειτουργία. Οι δευτερεύουσες δοκοί διατομής HEB220 στον αρχικό φορέα αντικαταστάθηκαν από δοκούς διατομής HEB180 με χαρακτηριστική διατομή που φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.

Πίνακας 5. 11 : Χαρακτηριστικά διατομής HEB180



Ο έλεγχος έγινε σε όλα τα μέλη του φορέα και ενδεικτικά παρουσιάζουμε τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την ανάλυση για το μέλος B30 , το οποίο έχουμε παρουσιάσει και στην ανάλυση του αρχικού φορέα.

Πίνακας 5. 12 : Πίνακας ανάλυσης μέλους B30

The screenshot shows the 'Composite Beam Design (AISC-LRFD93)' window with the 'Summary' tab selected. The window displays a table of design parameters and results for beam B30. The parameters are organized into columns: AISC-LRFD93, Composite Beam Design, Beam Label: B30, and Units: KN-m. The results include various material properties, geometric dimensions, and utilization ratios.

AISC-LRFD93	Composite Beam Design	Beam Label: B30	Units: KN-m
Beam Label: B30	Story: STORY2	Shored: No	Overwrites: No
Group: None	Length: 5,000	Camber: 0,000	b-cp: N/A
Beam: HE180B	Loc X: 7,500	Comparative: \$0,58	t-cp: N/A
Fy: 275000,000	Loc Y: 6,000	Stud Diam.: 0,019	Fy-cp: N/A
Fu: 430000,000	Requested as: Composite		Consider-cp: No
RLLF: 1,000	Designed as: Composite		
Deck Left: DECK1	Deck Right: DECK1	b _{eff} Left: 0,500	b _{eff} Right: 0,500
Dir. Left: Perpnclr	Dir. Right: Perpnclr	F _c Left: 20000,000	F _c Right: 20000,000
Ctop Left: 0,000	Ctop Right: 0,000	E _c (S) Left: 29000000,00	E _c (S) Right: 29000000,00
Cbot Left: 0,000	Cbot Right: 0,000	E _c (D) Left: 29000000,00	E _c (D) Right: 29000000,00
		E _c (V) Left: 39150000,0	E _c (V) Right: 39150000,0
I _s : 3,831E-05			
I _{bare} : 3,831E-05	y _{bare} : 0,090		
I _{trans} (S): 1,713E-04	y _{trans} (S): 0,195	I _{eff} (S): 1,014E-04	y _{eff} (S): 0,158
I _{trans} (D): 1,713E-04	y _{trans} (D): 0,195	I _{eff} (D): 1,014E-04	y _{eff} (D): 0,158
I _{trans} (V): 1,895E-04	y _{trans} (V): 0,209	I _{eff} (V): 1,895E-04	y _{eff} (V): 0,209
Q _n : [109,10(1 stud/row), 89,55 (2studs/row)]			
Stud Layout: 6			
Seg. Length: 4,375			
Stud Ratio: 0,130			
PCC: 22,52%	Utilization Limit: 1,000		
Overall Ratio: 0,310	Stress Ratio: 0,310	Deflection Ratio: 0,258	

Παρατηρούμε ότι με Ratio = 0,31 η διατομή επαρκεί για τον έλεγχο οριακής αστοχίας.

Οι διαδοκίδες διατομής IPE180 παρέμειναν ως έχουν με τα χαρακτηριστικά της διατομής να παρουσιάζονται στην §4.1.4. Ενδεικτικά παρουσιάζουμε τα αποτελέσματα από τον έλεγχο του μέλους B64.

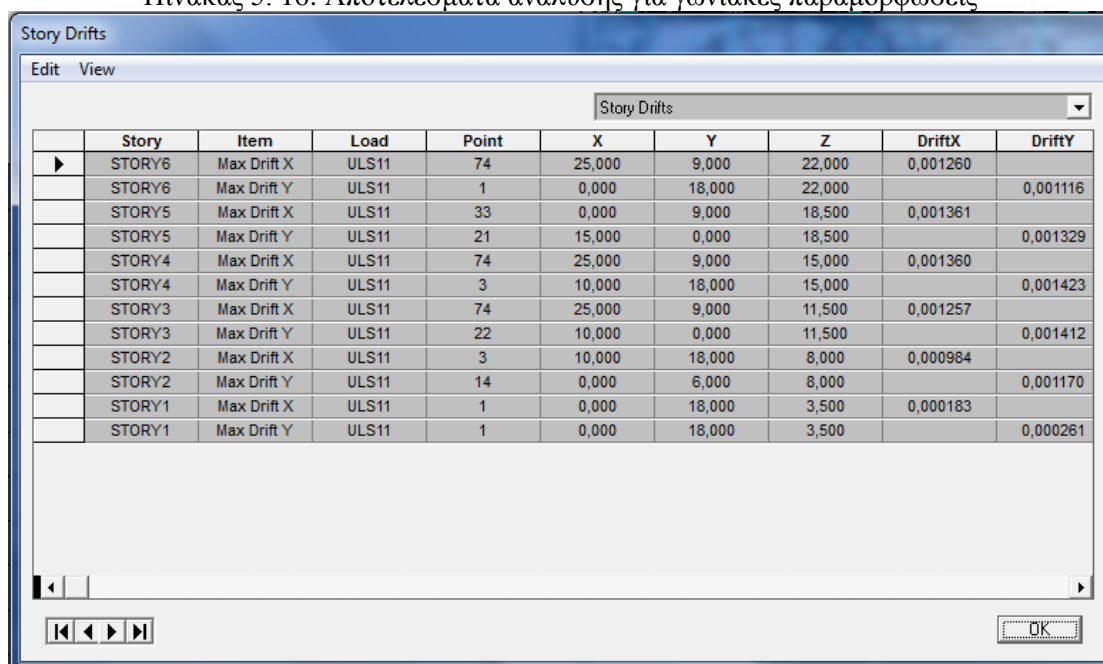
Πίνακας 5. 13: Αποτελέσματα ανάλυσης μέλους B64

Composite Beam Design (AISC-LRFD93)			
Summary	Strength	Stud Details	Serviceability
AISC-LRFD93 Composite Beam Design Beam Label: B64 Units: KN-m			
Beam Label: B64	Story: STORY2	Shored: No	Overwrites: No
Group: None	Length: 5,000	Camber: 0,000	b-cp: N/A
Beam: IPE180	Loc X: 12,500	Comparative: \$0,21	t-cp: N/A
Fy: 275000,000	Loc Y: 15,000	Stud Diam.: 0,019	Fy-cp: N/A
Fu: 430000,000	Requested as: Composite		Consider-cp: No
RLLF: 1,000	Designed as: Composite		
Deck Left: DECK1	Deck Right: DECK1	b _{eff} Left: 0,500	b _{eff} Right: 0,500
Dir. Left: Perpdclr	Dir. Right: Perpdclr	F' _c Left: 20000,000	F' _c Right: 20000,000
Ctop Left: 0,024	Ctop Right: 0,024	E _c (S) Left: 29000000,00	E _c (S) Right: 29000000,00
Cbot Left: 0,000	Cbot Right: 0,000	E _c (D) Left: 29000000,00	E _c (D) Right: 29000000,00
		E _c (V) Left: 39150000,0	E _c (V) Right: 39150000,0
I _s : 1,317E-05	y _{bar} : 0,090	I _{eff} (S): 5,314E-05	y _{eff} (S): 0,202
I _{bar} : 1,317E-05	y _{trans} (S): 0,237	I _{eff} (D): 5,314E-05	y _{eff} (D): 0,202
I _{trans} (S): 8,253E-05	y _{trans} (D): 0,237	I _{eff} (V): 8,760E-05	y _{eff} (V): 0,246
I _{trans} (D): 8,253E-05	y _{trans} (V): 0,246		
I _{trans} (V): 8,760E-05			
Q _n : 109,10			
Stud Layout: 6			
Seg. Length: 4,715			
Stud Ratio: 0,240			
PCC: 33,20%	Utilization Limit: 1,000		
Overall Ratio: 0,772	Stress Ratio: 0,698	Deflection Ratio: 0,772	

5.3 Περιορισμών βλαβών

Όπως και προηγουμένως στον αρχικό φορέα, πρέπει να ελένξουμε τις γωνιακές παραμορφώσεις σύμφωνα με τον τον ΕΑΚ2000 (§4.2.2)

Πίνακας 5. 16: Αποτελέσματα ανάλυσης για γωνιακές παραμορφώσεις



Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY6	Max Drift X	ULS11	74	25,000	9,000	22,000	0,001260	
STORY6	Max Drift Y	ULS11	1	0,000	18,000	22,000		0,001116
STORY5	Max Drift X	ULS11	33	0,000	9,000	18,500	0,001361	
STORY5	Max Drift Y	ULS11	21	15,000	0,000	18,500		0,001329
STORY4	Max Drift X	ULS11	74	25,000	9,000	15,000	0,001360	
STORY4	Max Drift Y	ULS11	3	10,000	18,000	15,000		0,001423
STORY3	Max Drift X	ULS11	74	25,000	9,000	11,500	0,001257	
STORY3	Max Drift Y	ULS11	22	10,000	0,000	11,500		0,001412
STORY2	Max Drift X	ULS11	3	10,000	18,000	8,000	0,000984	
STORY2	Max Drift Y	ULS11	14	0,000	6,000	8,000		0,001170
STORY1	Max Drift X	ULS11	1	0,000	18,000	3,500	0,000183	
STORY1	Max Drift Y	ULS11	1	0,000	18,000	3,500		0,000261

Σύμφωνα με τον κανονισμό και τα όρια που επιβάλλει, δηλαδή :

- 5% για ευαίσθητα διαχωριστικά, δηλαδή για κτήρια με μη-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό συνδεδεμένα με το φορέα (πχ γυαλί, τούβλα)
- 7% για μη ευαίσθητα διαχωριστικά, δηλαδή για κτήρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία (πχ πανέλα)

Οι γωνιακές παραμορφώσεις που προέκυψαν από την ανάλυση ικανοποιούν τις προϋποθέσεις.

5.4 Ικανοτικός έλεγχος κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

Ο ενδεικτικός έλεγχος θα γίνει στο ίδιο πλαίσιο του 1^{ου} ορόφου, το οποίο μελετήθηκε και την 1^η επίλυση με την διαφορά ότι οι διατομές των κεφαλοδοκών (δευτερεύουσες δοκοί) έχουν μειωθεί από HEB220 σε HEB180 και συνεπώς οι προς έλεγχο διατομές είναι οι εξής :

- Υποστύλωμα διατομής HEB400
- Κεφαλοδοκός διατομής HEB180
- Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας TUBO 180.180.10

- Περιορισμός λυγηρότητας

Τα χαρακτηριστικά της διατομής RHS 180.180.10 είναι:

$$A=64,6 \text{ cm}^2 \quad I=3017 \text{ cm}^4$$

Όπως υπολογίστηκε προηγουμένως στην παράγραφο §4.4 το μήκος λυγισμού

$$\lambda = \frac{1}{2} \sqrt{(5,00\text{m})^2 + (4,50\text{m})^2} = 0,5 * 6,73 \text{ m} = 3,36 \text{ m}$$

Πρέπει να ισχύει :

$$\lambda = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{A * f_y}{\pi^2 * E * I}} * \ell^2 = \frac{\ell}{\pi} * \sqrt{\frac{A}{I}} * \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$
$$= \frac{336 \text{ cm}}{\pi} * \sqrt{\frac{64,6 \text{ cm}^2}{3017 \text{ cm}^4}} * \sqrt{\frac{27,5 \text{ kN/m}^2}{21000 \text{ kN/m}^2}} = 0,566 < 1,50$$

Άρα η διατομή επαρκεί. Αφού μάλιστα έχουμε κοίλη διατομή, το λ είναι ίδιο και στις 2 διευθύνσεις.

Θλιβόμενη διαγώνιος

Θεωρούμε ότι πρόκειται για κοίλες διατομές θερμής ελάσεως, οπότε έχουμε καμπύλη
λυγισμού $a \rightarrow \chi=0,91$

Δρώσα αξονική δύναμη $N_{sd} = N_{Ed} + N_{Vd}$

όπου $N_{Ed} = 301,58 \text{ KN}$ αξονική δύναμη λόγω σεισμού

$N_{Vd} = 38,02 \text{ KN}$ αξονική δύναμη λόγω μη σεισμικών δράσεων το
σεισμικού συνδυασμού (συνδυασμός DEAD+0,3LIVE)

Οπότε $N_{sd} = 339,67 \text{ KN}$

Και συνεπώς ο έλεγχος διαγωνίου ικανοποιείται όπως φαίνεται παρακάτω.

$$N_{Rd} = \chi * A * f_y / \gamma_M = 0,91 * 64,6 * 27,5 / 1 = 1616,615 \text{ KN} > N_{sd} = 339,67 \text{ KN}$$

Εφελκόμενη διαγώνιος

$$N_{pdi} = A * f_y / \gamma_M = 64,6 * 27,5 / 1 = 1776,5 \text{ KN} > N_{sd} = 339,67 \text{ KN}$$

- Συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης

$$\alpha_{cd} = \frac{1,2 N_{pd} - N_{vd}}{N_{Ed}} = \frac{1,2 * 1870,00 - 71,493}{453,113} = 4,79 > q = 1,5$$

όπου $N_{pd} = N_{td, RD}$ η εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού της διαγωνίου.

Ο συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης προέκυψε μεγαλύτερος του q και συνεπώς δεν έχει νόημα αφού για $\alpha_{cd} = q$ μεταπίπτουμε σε ελαστική ανάλυση. Άρα ο έλεγχος θα γίνει με $\alpha_{cd} = 1,5$.

Θεωρήθηκε δηλαδή ότι οι διαγώνιες του χιαστί συνδέσμου είναι ενεργές τόσο σε θλίψη, όσο και σε εφελκυσμό.

- Έλεγχος Υποστυλώματος πλαισίου 1^{ου} ορόφου:

Διατομή HEB 400 με χαρακτηριστικά

$$A = 198 \text{ cm}^2$$

$$I = 57680 \text{ cm}^4$$

Δρώσα αξονική δύναμη $N_{sd} = N_{vd} + \alpha_{cd} N_{Ed} = 246,19 + 1,50 * 1108,69 = 1909,225 \text{ KN}$
όπου

$N_{Ed} = 1108,69 \text{ KN}$ αξονική δύναμη λόγω σεισμού

$N_{vd} = 246,19 \text{ KN}$ αξονική δύναμη λόγω μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού (συνδυασμός DEAD+0,3LIVE)

Οι δρώσες ροπές είναι αμελητέες.

Λόγω της ύπαρξης της πλάκας και των δοκών, λαμβάνεται ως μήκος λυγισμού του Υποστυλώματος το καθαρό ύψος του ορόφου, το οποίο εκτιμάται στο 90% του θεωρητικού ύψους.

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{57680}{198}} = 17,07$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \quad \varepsilon = \pi \sqrt{\frac{21000}{27,5}} = 86,815$$

$$\lambda_z = \frac{Lcr}{i \times \lambda_1} = \frac{0.9 \times 450 / 17.07}{86.815} = 0.273$$

Για ανηγμένη λυγηρότητα λ_z και καμπύλη λυγισμού $\alpha \rightarrow \chi = 0.97$

Έλεγχος λυγισμού:

$$N_{Rd} = \chi * A * f_y / \gamma_M = 0.97 * 198 * 27.5 / 1 = 5281.65 \text{ KN} > N_{sd} = 1909.225 \text{ KN}$$

- Έλεγχος Κεφαλοδοκού:

Διατομή HEB 180 με χαρακτηριστικά:

$$A = 65.25 \text{ cm}^2 \quad I = 3831.00 \text{ cm}^4$$

Και η κεφαλοδοκός θα διαστασιολογηθεί με τα μεγέθη της σεισμικής έντασης πολλαπλασιασμένα επί το συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης $\alpha_{cd} = 1.50$

$$\text{Δρώσα αξονική δύναμη } N_{sd} = N_{vd} + \alpha_{cd} N_{Ed} = 28.28 + 1.50 * 66.36 = 127.82 \text{ kN} \quad \text{όπου}$$

$$N_{Ed} = 66.36 \text{ kN} \quad \text{αξονική δύναμη λόγω σεισμού}$$

$$N_{vd} = 28.28 \text{ kN} \quad \text{αξονική δύναμη λόγω μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού (συνδυασμός DEAD+0.3LIVE)}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{3831.0}{65.25}} = 7.66$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \quad \varepsilon = \pi \sqrt{\frac{21000}{27.5}} = 86.815$$

$$\lambda_z = \frac{Lcr}{i \times \lambda_1} = \frac{0.9 \times 450 / 7.66}{86.815} = 0.609$$

Για ανηγμένη λυγηρότητα λ_z και καμπύλη λυγισμού $\alpha \rightarrow \chi = 0.87$

$$N_{b,Rd} = \chi * A * f_y / \gamma_M = 0.87 * 65.25 * 27.5 / 1 = 1561.11 \text{ KN} > N_{sd} = 127.82 \text{ KN}$$

5.5 Σεισμική συμπεριφορά

Σε αυτό το σημείο παρασιάζονται τα χαρακτηριστικά των ιδιομορφών όπως εμφανίζονται στο πρόγραμμα :

Πίνακας 5. 17 : Χαρακτηριστικά ιδιομορφών

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,429607	0,0000	34,6996	0,0000	34,6996
2	0,416452	32,8652	0,0000	32,8652	34,6996
3	0,225463	0,0000	0,0000	32,8652	34,6996
4	0,12726	0,0000	6,5355	32,8652	41,2351
5	0,114103	7,3129	0,0000	40,1781	41,2351
6	0,07657	0,0000	1,7957	40,1781	43,0308
7	0,068785	0,0000	0,0000	40,1781	43,0308
8	0,065074	1,2784	0,0000	41,4565	43,0308
9	0,059226	0,0000	1,2910	41,4565	44,3218
10	0,052008	0,3886	0,0000	41,8451	44,3218
11	0,05082	0,0000	2,5966	41,8451	46,9185
12	0,047197	0,0000	9,7363	41,8451	56,6548
13	0,046681	0,1008	0,0000	41,9459	56,6548
14	0,034643	15,1251	0,0000	57,0710	56,6548
15	0,030512	0,0000	0,0154	57,0710	56,6702
16	0,027091	0,0000	0,0418	57,0710	56,712
17	0,019311	0,0022	0,7639	57,0732	57,476
18	0,019181	0,2166	0,0105	57,2898	57,4864
19	0,017311	0,1733	0,0013	57,4631	57,4877
20	0,015428	0,0002	1,0486	57,4633	58,5363
21	0,011183	1,0488	0,0014	58,5120	58,5377
22	0,008141	0,0523	11,1445	58,5643	69,6821
23	0,00763	28,2554	0,0365	86,8197	69,7187
24	0,00589	0,0081	25,3523	86,8278	95,0709
25	0,004231	9,8909	0,0039	96,7187	95,0748

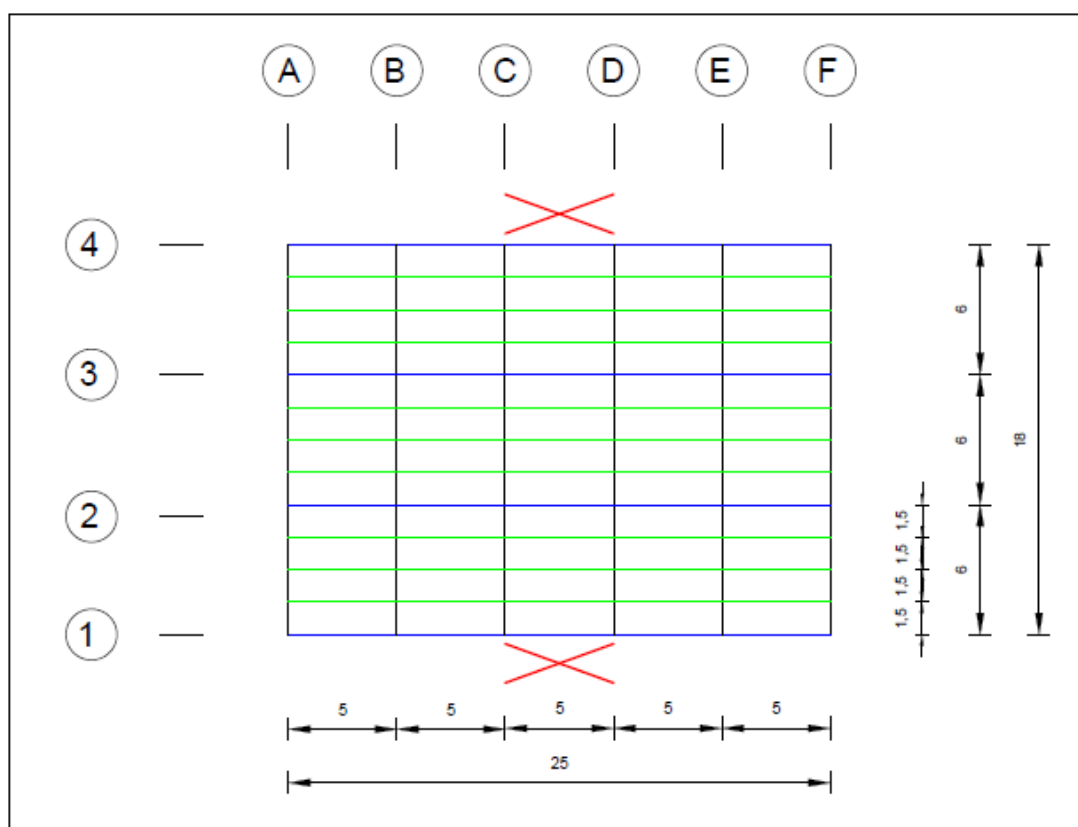
Όπως παρατηρούμε από τους δείκτες sumUX και sumUY ότι οι 25 ιδιομορφές που πήραμε ήταν πάνω από το 90% των δρώσων ιδιομορφικών μαζών.

Οι ιδιομορφές δεν παρουσιάζονται αναλυτικά σε αυτό το σημείο λόγω του ότι δεν παρουσιάζουν κάποια ιδιαίτερη διαφορά στην μορφή τους σε σχέση με αυτές του αρχικού φορέα, οι οποίες φαίνονται στην § 4.5.

6 Ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας

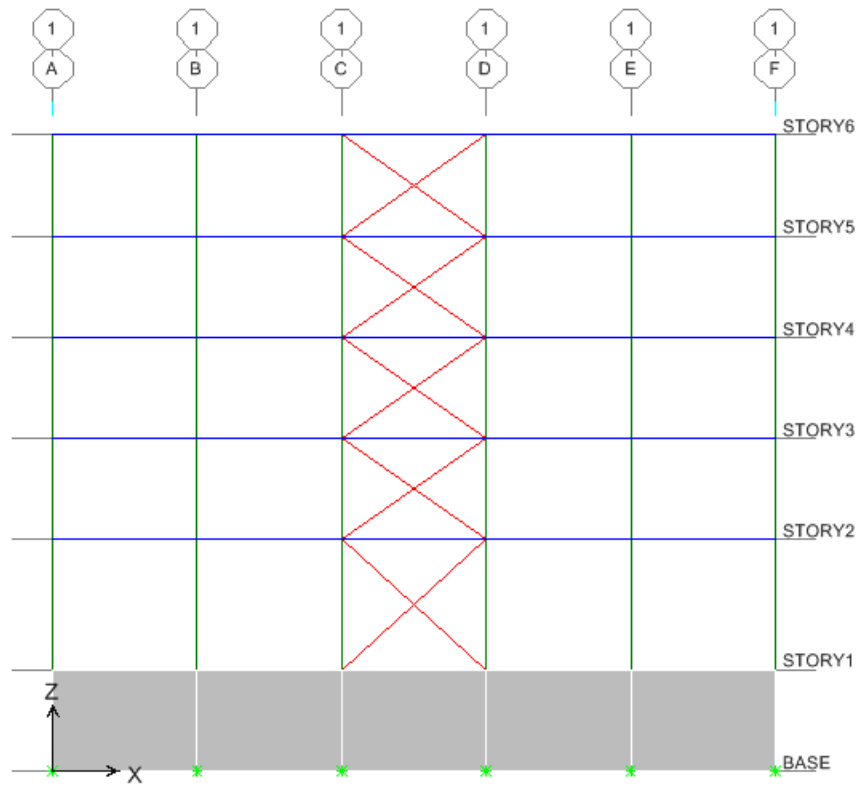
6.1 Περιγραφή του κτιρίου

Σε αυτή την επίλυση αφαιρέθηκαν όλοι οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας εκτός από αυτούς στα μεσαία ζυγώματα, οι οποίοι κρίνονται αναγκαίοι για την ευστάθεια του κτιρίου. Παρουσιάζεται σχηματικά η κάτοψη του κτιρίου με τους συνδέσμους δυσκαμψίας.

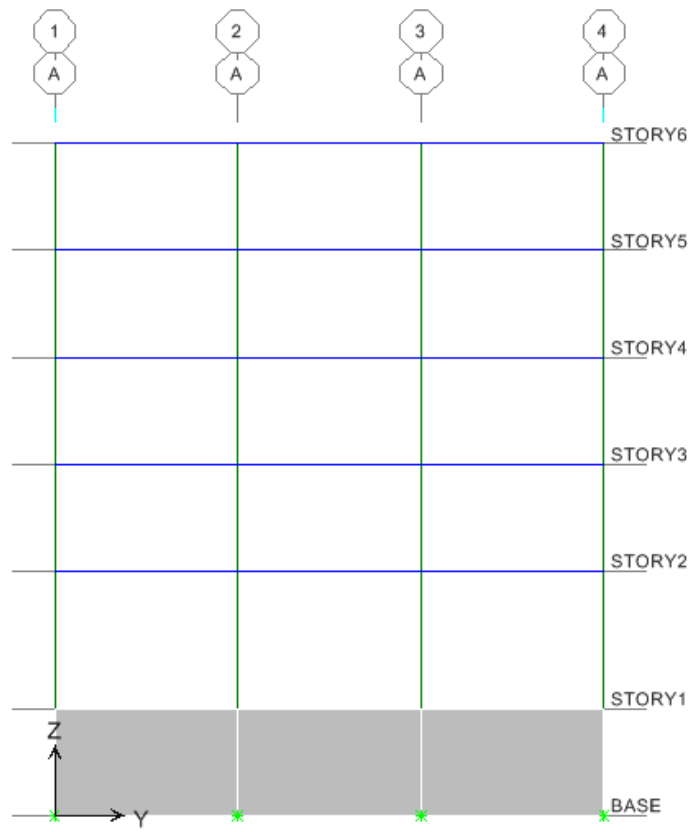


Σχήμα 6. 1 : Κάτοψη μεταλλικού κτιρίου με σχηματική απεικόνιση των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας

Παρουσιάζονται επίσης και οι 2 όψεις από το μοντέλο του Etabs



Σχήμα 6. 2: Όψη κτιρίου άξονα 1



Σχήμα 6. 3 : Όψη κτιρίου άξονα A

Μετά από δοκιμές διαπιστώθηκε ότι πρέπει να αυξήσουμε τις διατομές των υποστυλωμάτων αλλά και των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας ώστε να επιτύχουμε την απαραίτητη ευστάθεια με το λιγότερο δυνατό κόστος.

Οι αλλαγές των διατομών που προέκυψαν μετά από δοκιμές είναι οι εξής:

- Υποστυλώματα διατομής HEB500 στον 1^ο & 2^ο όροφο και HEB450 στους υπόλοιπους αντί για HEB400 του αρχικού φορέα
- Κύριες δοκοί διατομής HEB400 αντί HEB360
- Δευτερεύουσες δοκοί διατομής HEB220 (όπως και στον αρχικό φορέα)
- Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας παρέμειναν RHS180.180.10
- Διαδοκίδες διατομής IPE180 (όπως και στον αρχικό φορέα).

Κατά την διάρκεια των δοκιμών διαπιστώθηκε ότι για την ανακούφιση των υποστυλωμάτων του 1^{ου} ορόφου, τα οποία προκύπτουν δυσμενέστερα κατά τον έλεγχο αστοχίας, μπορούμε να αυξήσουμε την διατομή των κύριων δοκών αντί να αυξήσουμε την διατομή των υποστυλωμάτων. Με αυτό τον τρόπο επιτυγχάνουμε την ανακούφιση των υποστυλωμάτων αφού οι κύριες δοκοί μπορούν έτσι να αναλάβουν περισσότερα φορτία, με αποτέλεσμα την καλύτερη κατανομή και μεταφορά των φορτίων στο έδαφος. Στην περίπτωση που προσπαθούσαμε να μειώσουμε την ένταση που αναπτύσσεται στα υποστυλώματα μέσω της αύξησης των διατομών των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας και των υποστυλωμάτων των υπόλοιπων ορόφων , αυτό θα ήταν ανέφικτο καθώς με αυτό τον τρόπο θα είχαμε αύξηση της αξονικής δύναμης των υποστυλωμάτων του 1^{ου} ορόφου και συνεπώς θα είχαμε αστάθεια λόγω καμπτικού λυγισμού εξαιτίας της μεγάλης αξονικής δύναμης. Για τον λόγο αυτό επιλέξαμε να αυξήσουμε ελάχιστα τις διατομές των υποστυλωμάτων και των κύριων δοκών, διατηρώντας σταθερές τις διατομές των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων.

Παρακάτω παρουσιάζεται ο ενδεικτικός έλεγχος όλων των διατομών στην οριακή κατάσταση αστοχίας όπως και για τις προηγούμενες 2 επιλύσεις.

6.2 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας

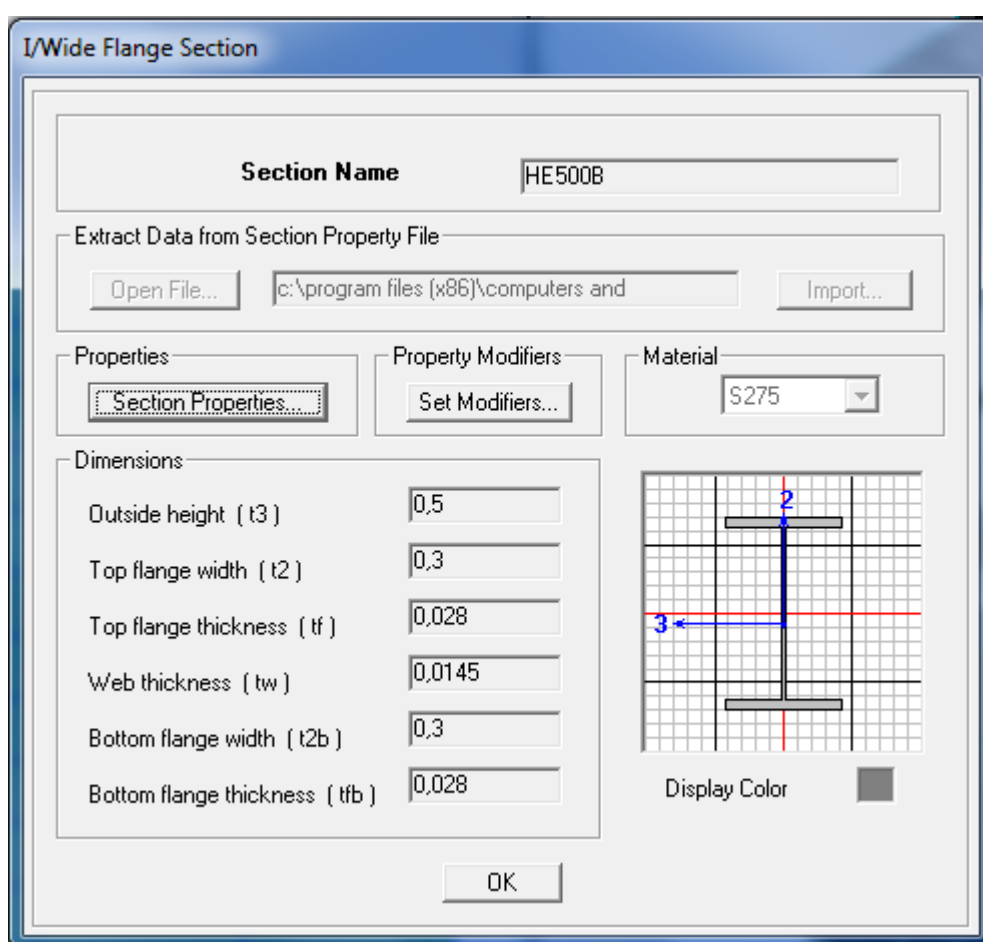
6.2.1 Έλεγχος υποστρωμάτων

Ο ενδεικτικός έλεγχος θα γίνει στα μέλη C15 (διατομής HEB500) και C17 (διατομής HEB450), τα οποία έχουμε μελετήσει και στις 2 προηγούμενες επιλύσεις.

- Μέλος C15

Τα χαρακτηριστικά της διατομής HEB500 παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα

Πίνακας 6. 1 : Χαρακτηριστικά διατομής HEB500 του μέλους C15



Τα αποτελέσματα της ανάλυσης για το μέλος C15 φαίνονται στους παρακάτω πίνακες :

Πίνακας 6. 2: Αποτελέσματα της ανάλυσης του μέλους C15 για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Story: STORY2 Analysis Section: HE500B
 Column: C15 Design Section: HE500B

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK =	AXL + B-MAJ + B-MIN	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
ULS1	0,00	0,686 (C)	=	0,679 + 0,003 + 0,004	0,002	0,000
ULS1	2,05	0,680 (C)	=	0,676 + 0,001 + 0,002	0,002	0,000
ULS1	4,10	0,675 (C)	=	0,674 + 0,000 + 0,000	0,002	0,000
ULS2	0,00	0,701 (C)	=	0,694 + 0,003 + 0,004	0,002	0,000
ULS2	2,05	0,695 (C)	=	0,692 + 0,001 + 0,002	0,002	0,000
ULS2	4,10	0,691 (C)	=	0,690 + 0,000 + 0,000	0,002	0,000
ULS3	0,00	0,701 (C)	=	0,694 + 0,003 + 0,004	0,002	0,000

Buttons: Overwrites, Details, OK, Cancel

Πίνακας 6. 3 : Πίνακας ανάλυσης μέλους C15 για τον δυσμενέστερο συνδυασμό αστοχίας ULS3

Steel Stress Check Information Eurocode 3-2005

File

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station) Units: KN-m

Level: STORY2 Element: C15 Station Loc: 0,000 Section ID: HE500B
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

L=4,500
 A=0,024 I22=1,262E-04 I33=0,001 Wp122=0,001 Wp133=0,005
 We122=0,413E-04 We133=0,004 i22=0,073 i33=0,212
 E=210000000,00 fy=275000,000
 RLLF=0,400

N-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,701 = 0,694 + 0,003 + 0,004

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Combo	ULS3	N	M33	M22	U2	U3
		-1670,877	8,603	-0,925	2,353	-0,265

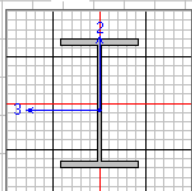
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (6.62)

	Med	Nc,Rd	Nt,Rd	Nb33,Rd	Nb22,Rd
Axial	1670,877	2407,222	6572,500	6572,500	2407,222
Major Bending	8,603	1324,125	1324,125	1324,125	
Minor Bending	0,925	355,300	355,300		

	K	L	k	kzy	kyz	C1
Major Bending	1,557	0,911	0,572	0,770		2,058
Minor Bending	2,212	0,911	1,046		0,627	

SHEAR DESIGN

	Ued	Uc,Rd	Stress	Status	Ted
Major Shear	2,353	1151,092	0,002	OK	0,000
Minor Shear	0,265	2222,799	0,000	OK	0,000

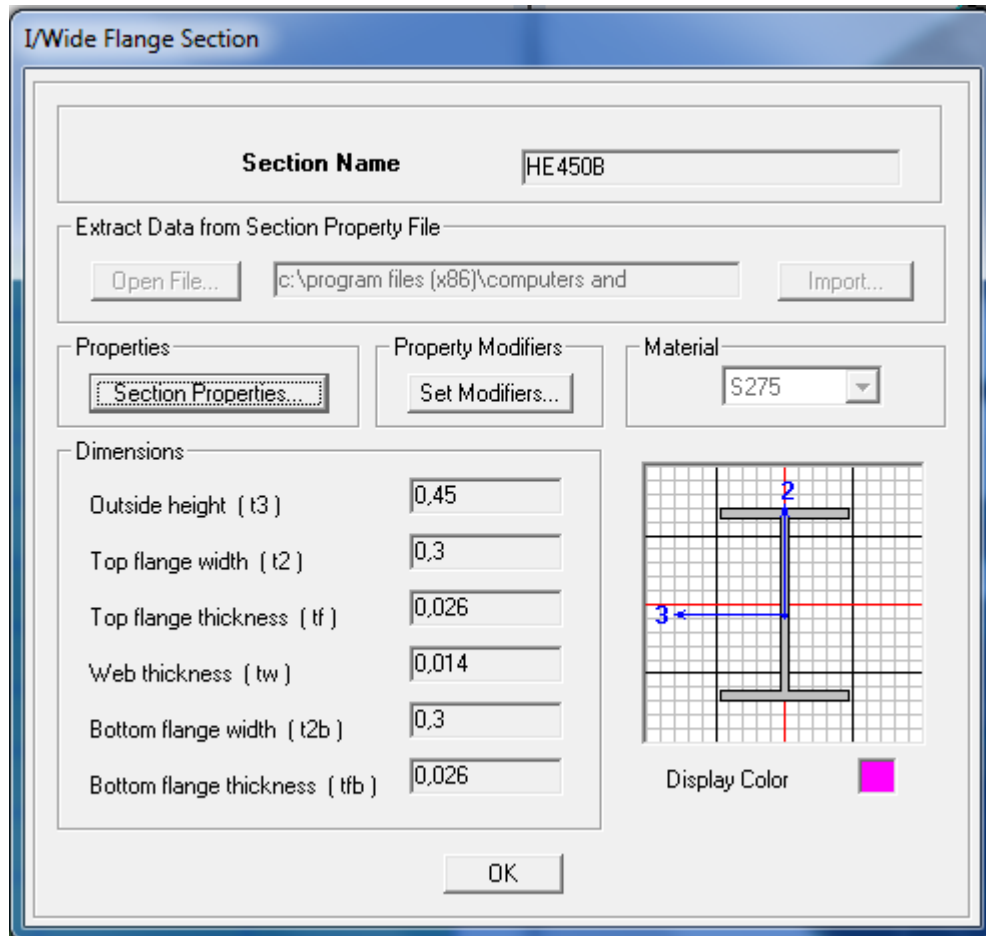


Παρατηρούμε ότι το Ratio του μέλους είναι 0,701 και συνεπώς η διατομή επαρκεί για τον έλεγχο οριακής αστοχίας.

- Μέλος C17

Το μέλος C17 έχει διατομή HEB450 της οποίας τα χαρακτηριστικά φαίνονται στον παρακάτω πίνακα :

Πίνακας 6. 4: Χαρακτηριστικά διατομής HEB450 του μέλους C17



Τα αποτεύματα της ανάλυσης γαι το μέλος C17 φαίνονται στους παρακάτω πίνακες.

Πίνακας 6. 5 : Αποτελέσματα της ανάλυσης του μέλους C17 για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Story: STORY4 Analysis Section: HE450B
 Column: C17 Design Section: HE450B

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
ULS9	0,00	0,065 (C)	= 0,064 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000
ULS9	1,55	0,064 (C)	= 0,064 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000
ULS9	3,10	0,064 (C)	= 0,063 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000
ULS10	0,00	0,048 (C)	= 0,048 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000
ULS10	1,55	0,047 (C)	= 0,047 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000
ULS10	3,10	0,047 (C)	= 0,047 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000
ULS11	0,00	0,280 (C)	= 0,080 + 0,187 + 0,012	0,131	0,000

Buttons: Overwrites, Details, OK, Cancel

Πίνακας 6. 6 : Πίνακας ανάλυσης μέλους C17 για τον δυσμενέστερο συνδυασμό αστοχίας ULS11 (σεισμικός συνδυασμός)

Steel Stress Check Information Eurocode 3-2005

File

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station) Units: KN-m

Level: STORY4 Element: C17 Station Loc: 0,000 Section ID: HE450B
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

L=3,500
 A=0,022 I22=1,172E-04 I33=7,989E-04 Wp122=0,001 Wp133=0,004
 We122=7,813E-04 We133=0,004 i22=0,073 i33=0,191
 E=210000000,00 fy=275000,000
 RLLF=0,400

N-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,280 = 0,080 + 0,187 + 0,012

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Combo	ULS11	N	M33	M22	U2	U3
		-480,721	-204,867	-4,057	-130,704	-1,143

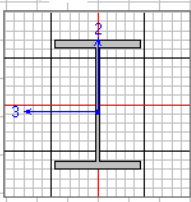
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (6.2)

	Med	Mc,Rd	Nt,Rd	Nb33,Rd	Nb22,Rd
Axial	480,721	5995,000	5995,000	5995,000	5995,000
Major Bending	204,867	1095,050	1095,050	1095,050	
Minor Bending	4,057	329,450	329,450		

	K	L	k	kzy	kyz	C1
Major Bending	1,728	0,886	0,404	0,974		2,700
Minor Bending	1,000	0,886	0,431		0,259	

SHEAR DESIGN

	Ved	Uc,Rd	Stress	Status	Ted
Major Shear	130,704	1000,259	0,131	OK	0,000
Minor Shear	1,143	2064,027	0,001	OK	0,000



Από το Ratio του μέλους, το οποίο προκύπτει ίσο με 0,280, διαπιστώνουμε ότι η διατομή επαρκεί στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

6.1.2 Έλεγχος κύριας δοκού

Τα χαρακτηριστικά της διατομής της κύριας δοκού , HEB400 παρουσιάζονται αναλυτικά στην §4.1.1. Συνεπώς παρουσιάζουμε μόνο τα αποτελέσματα της ανάλυσης του Etabs για το μέλος B7 , το οποίο έχουμε εξετάσει και στις προηγούμενες επιλύσεις.

Πίνακας 6. 7 : Αποτελέσματα της ανάλυσης του μέλους B7 για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Story: STORY2 Analysis Section: HE400B
Beam: B7 Design Section: HE400B

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT INTERACTION CHECK-----	MAJ-SHR	MIN-SHR
		RATIO = AXL + B-MAJ + B-MIN	RATIO	RATIO
ULS10	4,50	0,009 (T) = 0,000 + 0,009 + 0,000	0,036	0,000
ULS10	5,00	0,009 (T) = 0,000 + 0,009 + 0,000	0,037	0,000
ULS10	5,00	0,009 (T) = 0,000 + 0,009 + 0,000	0,037	0,000
ULS10	5,50	0,028 (T) = 0,000 + 0,027 + 0,000	0,040	0,000
ULS10	5,50	0,028 (T) = 0,000 + 0,027 + 0,000	0,041	0,000
ULS10	5,75	0,037 (T) = 0,000 + 0,037 + 0,000	0,041	0,000
ULS11	0,25	0,374 (T) = 0,005 + 0,369 + 0,000	0,176	0,004

Strength
 Deflection

Overwrites Details
OK Cancel

Πίνακας 6. 8: Πίνακας ανάλυσης μέλους B7 για τον δυσμενέστερο συνδυασμό αστοχίας ULS11 (σεισμικός συνδυασμός)

Steel Stress Check Information Eurocode 3-2005

File

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station) Units: KN-m

Level: STORY2 Element: B7 Station Loc: 0,250 Section ID: HE400B
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

L=6,000
 A=0,020 I22=1,082E-04 I33=5,768E-04 Wp122=0,001 Wp133=0,003
 We122=7,213E-04 We133=0,003 i22=0,074 i33=0,171
 E=210000000,00 Fy=275000,000
 RLLF=0,917

N-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,374 = 0,005 + 0,369 + 0,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Combo	ULS11	N	M33	M22	U2	U3
		25,900	-327,696	-0,146	-150,682	-7,059

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (6.2.1)

	Med	Nc,Rd	Nt,Rd	Nb33,Rd	Nb22,Rd
Axial	25,900	5228,389	5445,000	5228,389	5379,781
	Med	Mc,Rd	Mu,Rd	Mb,Rd	
Major Bending	327,696	888,800	888,800	888,800	
Minor Bending	0,146	303,600	303,600		

	K	L	k	kzy	kyz	C1
Major Bending	1,000	0,917	0,400	0,834		2,700
Minor Bending	1,000	0,250	0,999		0,600	

SHEAR DESIGN

	Ued	Uc,Rd	Stress	Status	Ted
Major Shear	150,682	857,365	0,176	OK	0,000
Minor Shear	7,059	1905,256	0,004	OK	0,000

Παρατηρούμε ότι για τον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης που στην περίπτωση αυτή προκύπτει ο σεισμικός συνδυασμός ULS11 το Ratio της διατομής είναι 0,374 και συνεπώς η διατομή επαρκεί στον έλεγχο οριακής αστοχίας.

6.1.3 Έλεγχος κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας

Ο έλεγχος γίνεται στο μέλος D10 με διατομή RHS 180.180.10 , τα χαρακτηριστικά της οποίας παρουσιάστηκαν στην παράγραφο §4.1.3.

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης φαίνονται παρακάτω :

Πίνακας 6. 9 : Αποτελέσματα ανάλυσης μέλους D10 για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Story: STORY2 Analysis Section: TUBO180x180x10
 Brace: D9 Design Section: TUBO180x180x10

COMBO ID	STATION LOC	---MOMENT INTERACTION CHECK---	MAJ-SHR	MIN-SHR
ID	LOC	RATIO = AXL + B-MAJ + B-MIN	RATIO	RATIO
ULS9	6,73	0,020 (C) = 0,020 + 0,000 + 0,000	0,001	0,000
ULS10	0,00	0,017 (C) = 0,017 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000
ULS10	3,36	0,020 (C) = 0,016 + 0,003 + 0,000	0,001	0,000
ULS10	3,36	0,022 (C) = 0,015 + 0,006 + 0,000	0,002	0,000
ULS10	6,73	0,014 (C) = 0,014 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000
ULS11	0,00	0,846 (C) = 0,846 + 0,000 + 0,000	0,003	0,000
ULS11	3,36	0,881 (C) = 0,845 + 0,014 + 0,023	0,003	0,000

Overwrites Details
 OK Cancel

Πίνακας 6. 10 : Αποτελέσματα ανάλυσης μέλους D10 για τον για τον δυσμενέστερο συνδυασμό αστοχίας ULS11 (σεισμικός συνδυασμός)

Steel Stress Check Information Eurocode 3-2005

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station) Units: KN-m

Level: STORY2 Element: D9 Station Loc: 3,363 Section ID: TUBO180x180x10
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

L=6,727
 A=0,007 I22=3,287E-05 I33=3,287E-05 Wp122=4,340E-04 Wp133=4,340E-04
 We122=3,652E-04 We133=3,652E-04 i22=0,070 i33=0,070
 E=210000000,00 Fy=275000,000
 RLLF=1,000

N-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,881 = 0,845 + 0,014 + 0,023

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Combo	ULS11	N	M33	M22	U2	U3
		-925,904	-3,614	0,969	1,742	-0,288

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (6.62)

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd	Nb33,Rd	Nb22,Rd
Axial	925,904	1096,081	1870,000	1693,282	1096,081

	Med	Mc,Rd	Mu,Rd	Mb,Rd
Major Bending	3,614	119,350	119,350	119,350
Minor Bending	0,969	119,350	119,350	

	K	L	k	kzy	kyz	C1
Major Bending	1,000	0,500	1,195	0,887		1,000
Minor Bending	1,000	1,000	1,676		1,005	

SHEAR DESIGN

	Ued	Uc,Rd	Stress	Status	Ted
Major Shear	1,742	571,577	0,003	OK	0,000
Minor Shear	0,288	571,577	0,001	OK	0,000

Παρατηρούμε ότι για τον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης που στην περίπτωση αυτή προκύπτει ο σεισμικός συνδυασμός ULS11 το Ratio της διατομής είναι 0,881 και συνεπώς η διατομή επαρκεί στον έλεγχο οριακής αστοχίας.

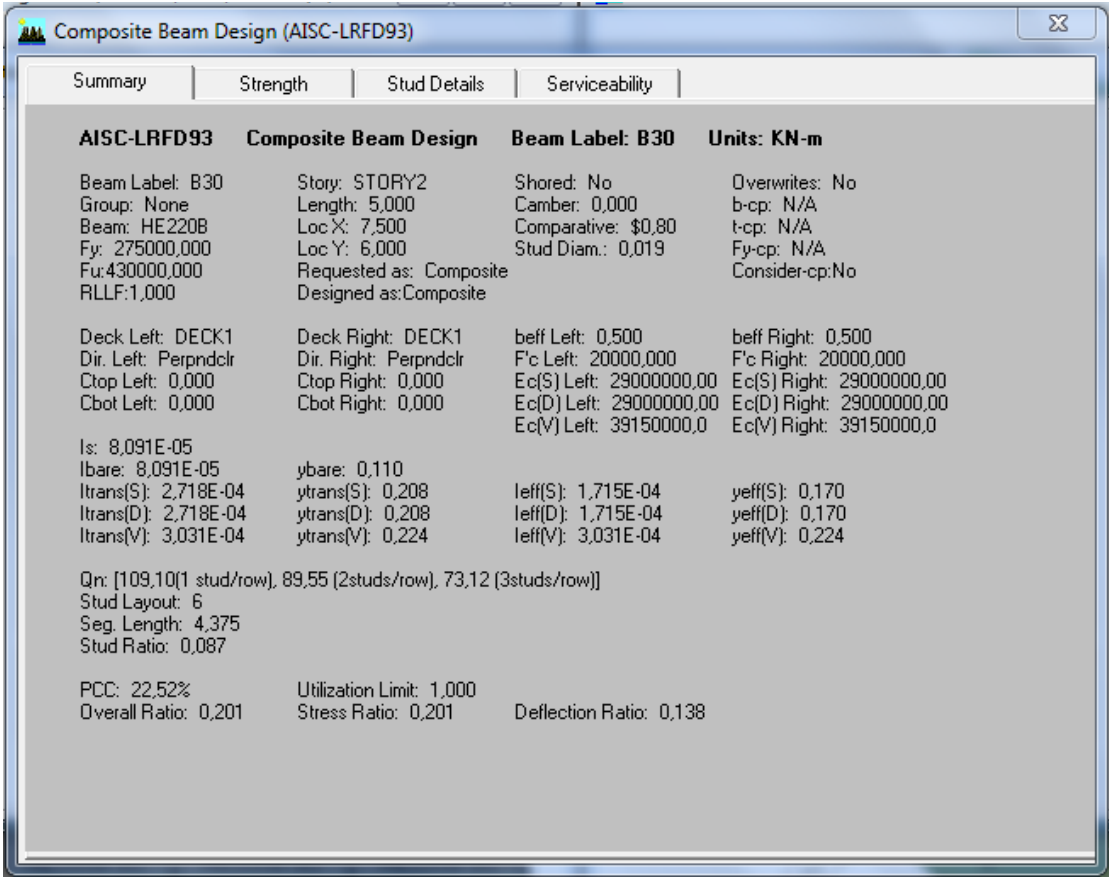
6.1.4 Έλεγχος σύμμικτων μελών

Τα σύμμικτα μέλη παρέμειναν ως έχουν σε σχέση με τον αρχικό φορέα, δηλαδή η σύμμικτη λειτουργία εξασφαλίζεται από δευτερεύουσες δοκούς διατομής HEB220 και διαδοκίδες διατομής IPE180 ανά 1,5m. Τα χαρακτηριστικά των διατομών παρουσιάζονται αναλυτικά στην παράγραφο §4.1.4.

Σε αυτό το σημείο θα παρουσιάσουμε τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την ανάλυση του προγράμματος για κάθε διατομή. Τα μέλη που επιλέξαμε για τον ενδεικτικό έλεγχο είναι τα B30 για τις δευτερεύουσες δοκούς διατομής HEB220 και B64 για τις διαδοκίδες διατομής IPE180.

- Δευτερεύουσες δοκοί HEB220

Πίνακας 6. 11 : Ανάλυση μέλους B30



Summary	Strength	Stud Details	Serviceability
AISC-LRFD93 Composite Beam Design Beam Label: B30 Units: KN-m			
Beam Label: B30 Group: None Beam: HE220B Fy: 275000,000 Fu: 430000,000 RLLF: 1,000	Story: STORY2 Length: 5,000 Loc X: 7,500 Loc Y: 6,000 Requested as: Composite Designed as: Composite	Shored: No Camber: 0,000 Comparative: \$0,80 Stud Diam.: 0,019	Overwrites: No b-cp: N/A t-cp: N/A Fy-cp: N/A Consider-cp: No
Deck Left: DECK1 Dir. Left: Perpendicular Ctop Left: 0,000 Cbot Left: 0,000	Deck Right: DECK1 Dir. Right: Perpendicular Ctop Right: 0,000 Cbot Right: 0,000	beff Left: 0,500 F'c Left: 20000,000 Ec(S) Left: 29000000,00 Ec(D) Left: 29000000,00 Ec(V) Left: 39150000,0	beff Right: 0,500 F'c Right: 20000,000 Ec(S) Right: 29000000,00 Ec(D) Right: 29000000,00 Ec(V) Right: 39150000,0
Is: 8,091E-05 Ibare: 8,091E-05 Itrans(S): 2,718E-04 Itrans(D): 2,718E-04 Itrans(V): 3,031E-04	ybare: 0,110 ytrans(S): 0,208 ytrans(D): 0,208 ytrans(V): 0,224	Ieff(S): 1,715E-04 Ieff(D): 1,715E-04 Ieff(V): 3,031E-04	yeff(S): 0,170 yeff(D): 0,170 yeff(V): 0,224
Qn: [109,10(1 stud/row), 89,55 (2studs/row), 73,12 (3studs/row)] Stud Layout: 6 Seg. Length: 4,375 Stud Ratio: 0,087			
PCC: 22,52% Overall Ratio: 0,201	Utilization Limit: 1,000 Stress Ratio: 0,201	Deflection Ratio: 0,138	

Συνεπώς η διατομή HEB220 των δευτερευουσών δοκών επαρκεί ως προς τον έλεγχο οριακής αστοχίας.

- Διαδοκίδες IPE180

Το Ratio του μέλους προκύπτει ίσο με 0,772 και συνεπώς η διατομή επαρκεί ως προς τον έλεγχο οριακής αστοχίας.

6.2 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Ενδεικτικά θα παρουσιάσουμε τα αποτελέσματα από τον έλεγχο λειτουργικότητας για το μέλος B7, το οποίο έχουμε ελέγξει και στις προηγούμενες 2 επιλύσεις. Η κύρια δοκός διατομής HEB400 του 1^{ου} ορόφου επαρκεί ως προς τον έλεγχο λειτουργικότητας για τον δυσμενέστερο συνδυασμό αστοχίας SLS3 όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 6. 13 : Αποτελέσματα ανάλυσης μέλους B7 για τον έλεγχο οριακής κατάστασης λειτουργικότητας

Steel Stress Check Information Eurocode 3-2005

File

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Deflection Details)

Level: STORY2 Element: B7 Station Loc: 3,000 Section ID: HE400B

Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

L=6,000

A=0,020 I22=1,082E-04 I33=5,768E-04 Wp122=0,001 Wp133=0,003

We122=7,213E-04 We133=0,003 i22=0,074 i33=0,171

E=210000000,00 fy=275000,000

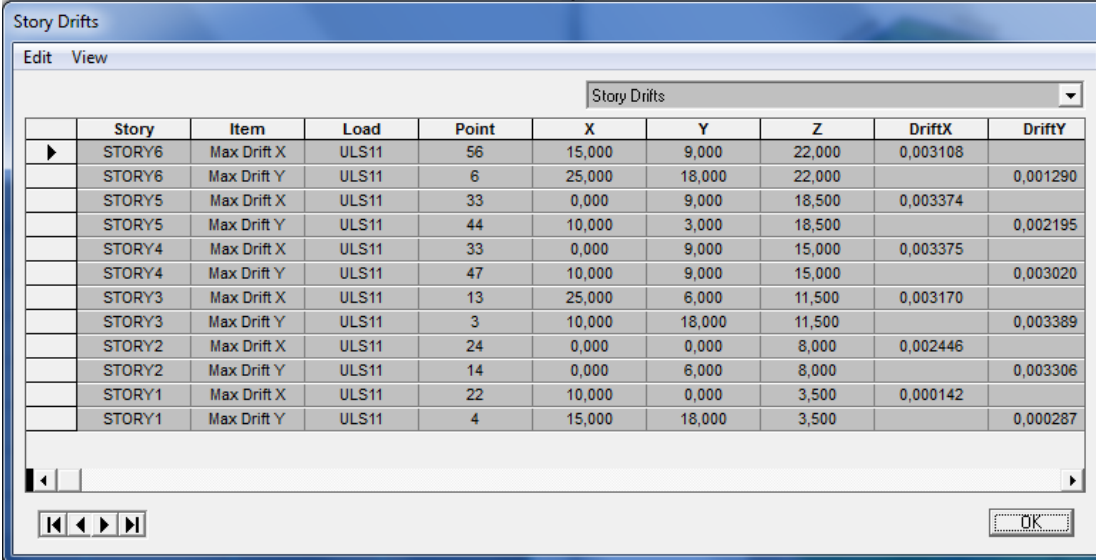
RLLF=0,917

DEFLECTION CHECK (Combo SLS3)		Consider	Deflection	Limit	Ratio	Status
Dead Load	Type	Yes	0,000	0,025	0,000	OK
Super DL+LL	Type	Yes	0,000	0,025	0,000	OK
Live Load	Type	Yes	0,000	0,017	0,000	OK
Total Load	Type	Yes	0,001	0,025	0,047	OK
Total-Camber	Type	Yes	0,001	0,025	0,047	OK

6.3 Περιορισμός βλαβών

Κρίνεται απαραίτητος ο έλεγχος των γωνιακών παραμορφώσεων σύμφωνα με τον ΕΑΚ και τα αποτελέσματα της ανάλυσης για τον σεισμικό συνδυασμό ULS11 παρατίθενται στον παρακάτω πίνακα :

Πίνακας 6. 14 : Γωνιακές παραμορφώσεις



	Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
▶	STORY6	Max Drift X	ULS11	56	15,000	9,000	22,000	0,003108	
	STORY6	Max Drift Y	ULS11	6	25,000	18,000	22,000		0,001290
	STORY5	Max Drift X	ULS11	33	0,000	9,000	18,500	0,003374	
	STORY5	Max Drift Y	ULS11	44	10,000	3,000	18,500		0,002195
	STORY4	Max Drift X	ULS11	33	0,000	9,000	15,000	0,003375	
	STORY4	Max Drift Y	ULS11	47	10,000	9,000	15,000		0,003020
	STORY3	Max Drift X	ULS11	13	25,000	6,000	11,500	0,003170	
	STORY3	Max Drift Y	ULS11	3	10,000	18,000	11,500		0,003389
	STORY2	Max Drift X	ULS11	24	0,000	0,000	8,000	0,002446	
	STORY2	Max Drift Y	ULS11	14	0,000	6,000	8,000		0,003306
	STORY1	Max Drift X	ULS11	22	10,000	0,000	3,500	0,000142	
	STORY1	Max Drift Y	ULS11	4	15,000	18,000	3,500		0,000287

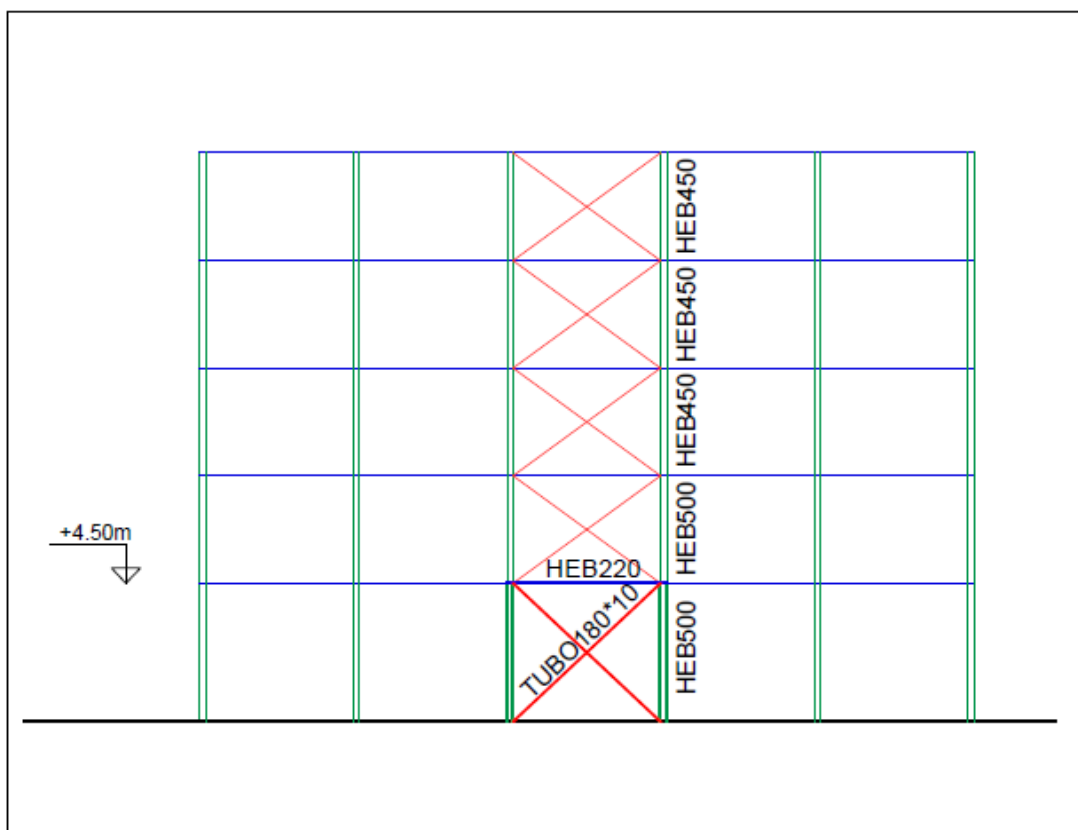
Παρατηρούμε ότι οι προκύπτουσες γωνιακές παραμορφώσεις είναι μικρότερες από τα μέγιστα επιτρεπόμενα όρια του κανονισμού, τα οποία αναγράφονται αναλυτικά στην παράγραφο § 4.3.

6.4 Ικανοτικός έλεγχος κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας

Ο ενδεικτικός έλεγχος θα γίνει σε πλαίσιο του 1^{ου} ορόφου κατά αντιστοιχία με αυτό που μελετήθηκε στην 1^η επίλυση και με την διαφορά ότι οι διατομές των υποστυλωμάτων έχουν αυξηθεί από HEB400 σε HEB500 και συνεπώς οι προς έλεγχο διατομές είναι οι εξής :

- Υποσύλωμα διατομής HEB500
- Κεφαλοδοκός διατομής HEB220
- Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας TUBO 180.180.10

Το πλαίσιο που θα γίνει ο ενδεικτικός έλεγχος απεικονίζεται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 6. 4 : Απεικόνιση του πλαισίου για τον ενδεικτικό ικανοτικό έλεγχο (με έντονο χρώμα

- Περιορισμός λυγηρότητας

Τα χαρακτηριστικά της διατομής RHS 180.180.10 είναι:

$$A=64,6 \text{ cm}^2$$

$$I=3017 \text{ cm}^4$$

Όπως υπολογίστηκε προηγουμένως στην παράγραφο §4.4 το μήκος λυγισμού

$$\lambda = \frac{1}{2} \sqrt{(5,00\text{m})^2 + (4,50\text{m})^2} = 0,5 * 6,73 \text{ m} = 3,36 \text{ m}$$

Πρέπει να ισχύει :

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{\pi^2 \cdot E \cdot I}} \cdot \ell^2 = \frac{\ell}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{A}{I}} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$= \frac{336 \text{ cm} * \sqrt{64,6 \text{ cm}^2}}{\pi} * \sqrt{\frac{27,5 \text{ kN/m}^2}{21000 \text{ kN/m}^2}} = 0.566 < 1,50$$

Άρα η διατομή επαρκεί.

Θλιβόμενη διαγώνιος

Θεωρούμε ότι πρόκειται για κοίλες διατομές θερμής ελάσεως, οπότε έχουμε καμπύλη λυγισμού $a \rightarrow \chi=0,91$

Δρώσα αξονική δύναμη $N_{sd} = N_{Ed} + N_{Vd}$

όπου $N_{Ed} = 885,00 \text{ KN}$ αξονική δύναμη λόγω σεισμού

$N_{Vd} = 42,11 \text{ KN}$ αξονική δύναμη λόγω μη σεισμικών δράσεων το σεισμικού συνδυασμού (συνδυασμός DEAD+0,3LIVE)

Οπότε $N_{sd} = 927,11 \text{ KN}$

Και συνεπώς ο έλεγχος διαγωνίου ικανοποιείται όπως φαίνεται παρακάτω.

$$N_{Rd} = \chi * A * f_y / \gamma_M = 0,91 * 64,6 * 27,5 / 1 = 1616,615 \text{ KN} > N_{sd} = 927,11 \text{ KN}$$

Εφελκυστική διαγώνιος

$$N_{pdi} = A * f_y / \gamma_M = 64,6 * 27,5 / 1 = 1776,5 \text{ KN} > N_{sd} = 927,11 \text{ KN}$$

- Συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης

$$\alpha_{cd} = \frac{1,2 N_{pd} - N_{vd}}{N_{Ed}} = \frac{1,2 * 1870,00 - 98,058}{925,904} = 2,31 > q = 1,5$$

όπου $N_{pd} = N_{id,RD}$ η εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού της διαγωνίου.

Ο συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης προέκυψε μεγαλύτερος του q και συνεπώς δεν έχει νόημα αφού για $\alpha_{cd} = q$ μεταπίπτουμε σε ελαστική ανάλυση. Άρα ο έλεγχος θα γίνει με $\alpha_{cd} = 1,5$.

- Έλεγχος Υποστυλώματος πλαισίου 1^{ου} ορόφου:

Διατομή HEB 500 με χαρακτηριστικά

$$A=238,60 \text{ cm}^2$$

$$I=107200,0 \text{ cm}^4$$

Δρώσα αξονική δύναμη $N_{sd} = N_{vd} + \alpha_{cd} N_{Ed} = 352,08 + 1,50 * 2977,33 = 4818,075 \text{ KN}$ όπου

$N_{Ed} = 2977,33 \text{ KN}$ αξονική δύναμη λόγω σεισμού

$N_{vd} = 352,08 \text{ KN}$ αξονική δύναμη λόγω μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού (συνδυασμός DEAD+0,3LIVE)

Οι δρώσες ροπές είναι αμελητέες.

Λόγω της ύπαρξης της πλάκας και των δοκών, λαμβάνεται ως μήκος λυγισμού του υποστυλώματος το καθαρό ύψος του ορόφου, το οποίο εκτιμάται στο 90% του θεωρητικού ύψους.

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{107200}{238,6}} = 21,196$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{fy}} = 93,9 \quad \varepsilon = \pi \sqrt{\frac{21000}{27,5}} = 86,815$$

$$\lambda_z = \frac{Lcr}{i \times \lambda_1} = \frac{0,9 * 450 / 21,196}{86,815} = 0,22$$

Για ανηγμένη λυγηρότητα λ_z και καμπύλη λυγισμού $a \rightarrow \chi = 1,00$

Έλεγχος λυγισμού:

$$N_{Rd} = \chi * A * f_y / \gamma_M = 1,00 * 238,60 * 27,5 / 1 = 6561,50 \text{ KN} > N_{sd} = 4818,075 \text{ KN}$$

- Έλεγχος Κεφαλοδοκού:

Διατομή HEB 220 με χαρακτηριστικά:

$$A=91,04 \text{ cm}^2$$

$$I=8091,0 \text{ cm}^4$$

Και η κεφαλοδοκός θα διαστασιολογηθεί με τα μεγέθη της σεισμικής έντασης πολλαπλασιασμένα επί το συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης $\alpha_{cd}=1,50$

Δρώσα αξονική δύναμη $N_{sd} = N_{vd} + \alpha_{cd} N_{Ed} = 22,07 + 1,50 * 24,23 = 58,415 \text{ kN}$ όπου

$N_{Ed} = 24,23 \text{ kN}$ αξονική δύναμη λόγω σεισμού

$N_{vd} = 22,07 \text{ kN}$ αξονική δύναμη λόγω μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού (συνδυασμός DEAD+0,3LIVE)

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{8091}{91,04}} = 9,43$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{fy}} = 93,9 \quad \varepsilon = \pi \sqrt{\frac{21000}{27,5}} = 86,815$$

$$\lambda_z = \frac{Lcr}{i \times \lambda_1} = \frac{0.9 \times 450 / 9.43}{86.815} = 0.495$$

Για ανηγμένη λυγηρότητα λ_z και καμπύλη λυγισμού $\alpha \rightarrow \chi = 0.97$

$$N_{b,Rd} = \chi * A * f_y / \gamma_M = 0.90 * 91.04 * 27.5 / 1 = 2253.24 \text{ KN} > N_{sd} = 58.415 \text{ KN}$$

6.5 Σεισμική συμπεριφορά κατασκευής

Παρουσιάζονται τα στοιχεία των ιδιομορφών :

Πίνακας 6. 15 : Χαρακτηριστικά ιδιομορφών

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,704384	32,6669	0,0000	32,6669	0
2	0,673104	0,0000	36,1702	32,6669	36,1702
3	0,491366	0,0000	0,0000	32,6669	36,1702
4	0,206199	0,0000	3,9473	32,6669	40,1175
5	0,187891	6,7922	0,0000	39,4591	40,1175
6	0,145648	0,0000	0,0000	39,4591	40,1175
7	0,111651	0,0000	1,4144	39,4591	41,5319
8	0,10311	1,0465	0,0000	40,5056	41,5319
9	0,078457	0,3239	0,0000	40,8295	41,5319
10	0,072556	0,0000	0,9138	40,8295	42,4457
11	0,066713	0,0873	0,0000	40,9168	42,4457
12	0,056431	0,0000	2,0695	40,9168	44,5152
13	0,050415	0,0000	12,5214	40,9168	57,0366
14	0,036017	16,4917	0,0000	57,4085	57,0366
15	0,030591	0,0000	0,0021	57,4085	57,0387
16	0,02813	0,0000	0,0029	57,4085	57,0416
17	0,019325	0,1873	0,0000	57,5958	57,0416
18	0,018826	0,0000	1,0444	57,5958	58,0861
19	0,018012	0,2020	0,0000	57,7978	58,0861
20	0,014346	0,0000	1,0863	57,7978	59,1724
21	0,012384	0,5751	0,0001	58,3729	59,1724
22	0,007857	25,5418	0,0011	83,9148	59,1735
23	0,007363	0,0026	21,9220	83,9173	81,0955
24	0,005121	0,0243	14,5752	83,9416	95,6708
25	0,00489	12,1026	0,0233	96,0441	95,694

Όπως φαίνεται και σε αυτή την περίπτωση οι δρώσες ιδιομορφικές μάζες πάνουν το απαιτούμενο 90% στις 25 ιδιομορφές.

7 Σύγκριση αποτελεσμάτων

Στα προηγούμενα κεφάλαια έγινε διαστασιολόγηση και ανάλυση της κατασκευής για 3 διαφορετικές περιπτώσεις και συνδυασμούς των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν συνοψίζονται παρακάτω :

Διατομές αρχικού φορέα :

- Υποστυλώματα διατομής HEB 400
- Κύριες δοκοί διατομής HEB 360
- Δευτερεύουσες δοκοί διατομής HEB 220
- Διαδοκίδες διατομής IPE 180
- Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατομής RHS 180.180.10

Διατομές 1^{ης} παραλλαγής (με περισσότερους συνδέσμους δυσκαμψίας)

- Υποστυλώματα διατομής HEB400 (στον 1ο & 2ο όροφο) και HEB360 σε ολόκληρο τον φορέα
- Κύριες δοκοί διατομής HEB260
- Δευτερεύουσες δοκοί διατομής HEB180
- Διαδοκίδες διατομής IPE 180
- Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατομής RHS 180.180.10

Διατομές 2^{ης} παραλλαγής (με λιγότερους συνδέσμους δυσκαμψίας)

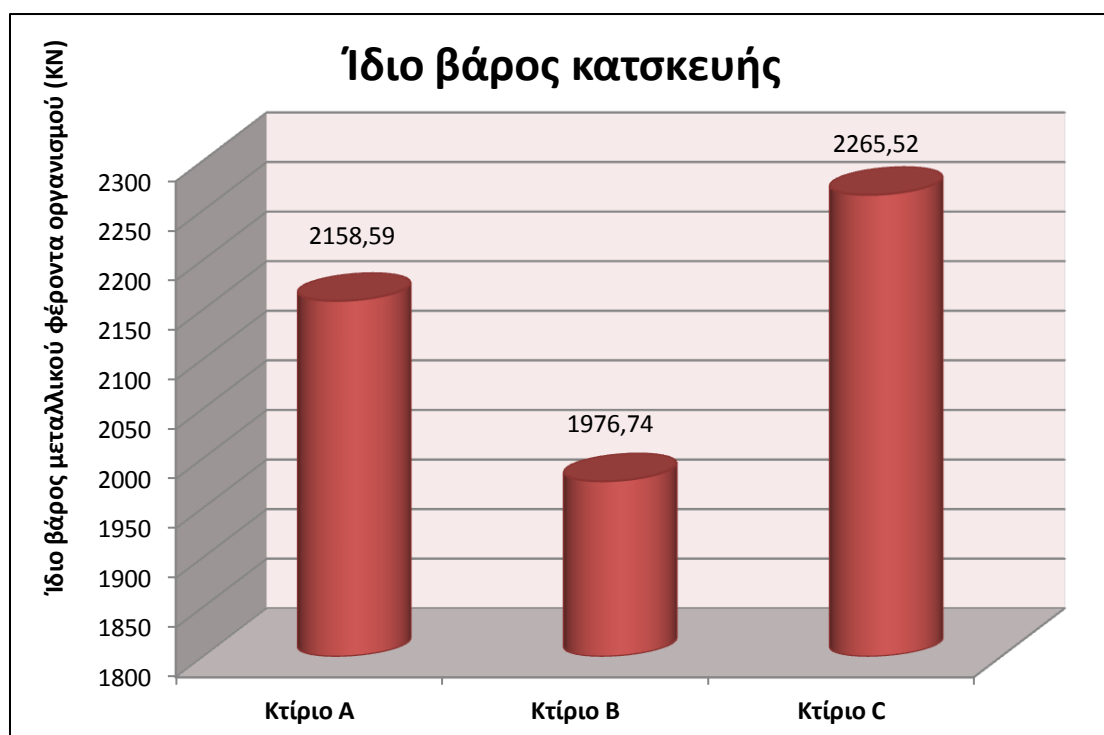
- Υποστυλώματα διατομής HEB500 στον 1^ο & 2^ο όροφο και HEB450 στους υπόλοιπους
- Κύριες δοκοί διατομής HEB400
- Δευτερεύουσες δοκοί διατομής HEB220
- Διαδοκίδες διατομής IPE180
- Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας RHS180.180.10

Παρακάτω θα γίνει μία γενικότερη σύγκριση των 3 περιπτώσεων όσον αφορά το ίδιο βάρος της κατασκευής, τα εντατικά μεγέθη των μελών που μελετήθηκαν προηγουμένως για τον έλεγχο οριακής αστοχίας, η συμπεριφορά της κατασκευής κατά την σεισμική δράση καθώς και οι μετακινήσεις και οι γωνιακές παραμορφώσεις των κόμβων.

7.1 Σύγκριση ίδιου βάρους κατασκευής

Η σύγκριση του ίδιου βάρους της κατασκευής στις 3 περιπτώσεις των μεταλλικών κτιρίων που μελετήθηκαν έγινε όσον αφορά τα μεταλλικά στοιχεία της κατασκευής. Μετά την βελτιστοποίηση των μεταλλικών διατομών με σκοπό την μικρότερη δυνατή κοστολόγηση του έργου έγινε υπολογισμός του βάρους του φέροντα οργανισμού από χάλυβα χωρίς τα στοιχεία από μπετό.

Πίνακας 7. 1 : Σύγκριση ίδιου βάρους κατασκευής



Όπως προκύπτει από τα αποτελέσματα της σύγκρισης το κτίριο B με τους περισσότερους κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας έχει το μικρότερο βάρος μεταλλικών στοιχείων λόγω της μείωσης των περισσότερων διατομών, πράγμα το οποίο ήταν εφικτό λόγω της πλευρικής ευστάθειας που παρείχαν οι περισσότεροι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Στην περίπτωση του κτίριου C όπου έχουμε αφαιρέσει τους περισσότερους συνδέσμους δυσκαμψίας παρατηρούμε ότι το ίδιο βάρος αυξάνεται σημαντικά καθώς απαιτούνται μεγαλύτερες διατομές υποστυλωμάτων και κύριων δοκών.

7.2 Σύγκριση εντατικών μεγεθών

7.2.1 Αξονική ένταση υποστυλωμάτων

Η σύγκριση των αξονικών δυνάμεων θα πραγματοποιηθεί στα μέλη C15 και C17 τα οποία έχουμε ελέγξει προηγουμένως για την επάρκεια των διατομών.

Μέλος C15

Πίνακας 7. 2 : Σύγκριση αξονικής έντασης υποστυλωμάτων για το μέλος C15

Αξονική Δύναμη Υποστηλωμάτων					
	Μέλος	Διατομή	Συνδυασμός φόρτισης	Axial Force Ned (KN)	Ποσοστιαία μεταβολή (%)
Κτίριο A	C15	HEB400	ULS3	1644,720	
Κτίριο B	C15	HEB400	ULS3	1628,010	-1,02
Κτίριο C	C15	HEB500	ULS3	1670,877	1,59

Παρατηρούμε ότι αν και αυξάνουμε την διατομή του υποστυλώματος από HEB400 σε HEB500 στην περίπτωση του κτιρίου C , τα υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου δεν ανακουφίζονται από την αξονική δύναμη αλλά αντιθέτως παρουσιάζεται μία αύξηση της τάξεως του 1,5 % .

Στο κτίριο B, η παρουσία περισσότερων συνδέσμων δυσκαμψίας μας επέτρεψε την μείωση των διατομών των υποστυλωμάτων στους 3 τελευταίους ορόφους και με αυτό τον τρόπο το ίδιο βάρος και η συνεπώς η αξονική δύναμη που μεταφέρεται μέσω του μεταλλικού φέροντος οργανισμού στα υποστυλώματα μειώνεται σε σχέση με αυτή του αρχικού φορέα κατά 1% .

Μέλος C17

Το μέλος C17 είναι υποστυλώμα του 3^{ου} ορόφου όπου και έχουμε μειώσει τις διατομές σε σχέση με τα υποστυλώματα του 1^{ου} και 2^{ου} ορόφου.

Πίνακας 7. 3 : Σύγκριση αξονικής έντασης υποστυλωμάτων για το μέλος C17

	Μέλος	Διατομή	Συνδυασμός φόρτισης	Axial Force Ned (KN)	Ποσοστιαία μεταβολή (%)
Κτίριο A	C17	HEB400	ULS3	396,525	
Κτίριο B	C17	HEB360	ULS3	937,273	136,37
Κτίριο C	C17	HEB450	ULS3	480,721	21,23

Στον παραπάνω πίνακα εμφανίζεται μεγάλη αύξηση της αξονικής των υποστυλωμάτων του B κτιρίου για τον λόγο ότι μειώσαμε την διατομή από HEB400 σε HEB360 και συνεπώς για να παραλάβει τα ίδια φορτία αναπτύσσει μεγαλύτερη αξονική. Στο κτίριο C , αν και οι διατομές των υποστυλωμάτων είναι αυξημένες σε σχέση με το κτίριο A παρατηρούμε ότι η αξονική δύναμη έχει αυξηθεί.

7.2.2 Τέμνουσα δύναμη κύριων δοκών

Τα συγκριτικά μεγέθη της τέμνουσας θα προκύψουν από την ανάλυση του μέλους B7 , το οποίο έχουμε ελέγξει προηγουμένως στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

Πίνακας 7. 4: Σύγκριση τέμνουσας δύναμης κύριων δοκών για το μέλος B7

Τέμνουσα δύναμη Κύριων δοκών					
	Μέλος	Διατομή	Συνδυασμός φόρτισης	Shear Force Ved (KN)	Ποσοστιαία μεταβολή (%)
Κτίριο A	B7	HEB360	ULS11	135,336	
Κτίριο B	B7	HEB260	ULS3	133,585	-1,29
Κτίριο C	B7	HEB400	ULS11	150,682	11,34

Παρατηρούμε ότι αν και αυξάνουμε την διατομή του υποστυλώματος από HEB360 σε HEB400 στην περίπτωση του κτιρίου C έχουμε αρκετά μεγάλη αύξηση της τέμνουσας.

7.2.3 Ροπή κάμψης κύριων δοκών

Σε αυτό το σημείο γίνεται η σύγκριση της ροπής κάμψης M_y κατά τον ισχυρό άξονα (M2-2) για το μέλος B7.

Πίνακας 7. 5: Σύγκριση ροπής κάμψεως κύριων δοκών για το μέλος B7

Ροπή κάμψης Κύριων δοκών					
	Μέλος	Διατομή	Συνδυασμός φόρτισης	Biaxial Moment Med (KN)	Ποσοστιαία μεταβολή (%)
Κτίριο A	B7	HEB360	ULS11	293,045	
Κτίριο B	B7	HEB260	ULS3	132,370	-54,83
Κτίριο C	B7	HEB400	ULS11	326,696	11,48

Μετά την σύγκριση των εντατικών μεγεθών είναι εμφανές ότι κατά την τοποθέτηση περισσότερων κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας η κατασκευή λειτουργεί με λιγότερα φορτία και συνεπώς αυτό μας δίνει το δικαίωμα να διαστασιολογήσουμε με μικρότερες διατομές.

7.3 Σύγκριση ιδιομορφών

Μπορούμε να συγκρίνουμε τις ιδιοπερίόδους των κατασκευών από την σεισμική ανάλυση.

Πίνακας 7. 6 : Ιδιοπερίοδοι κατασκευών και mass ratios

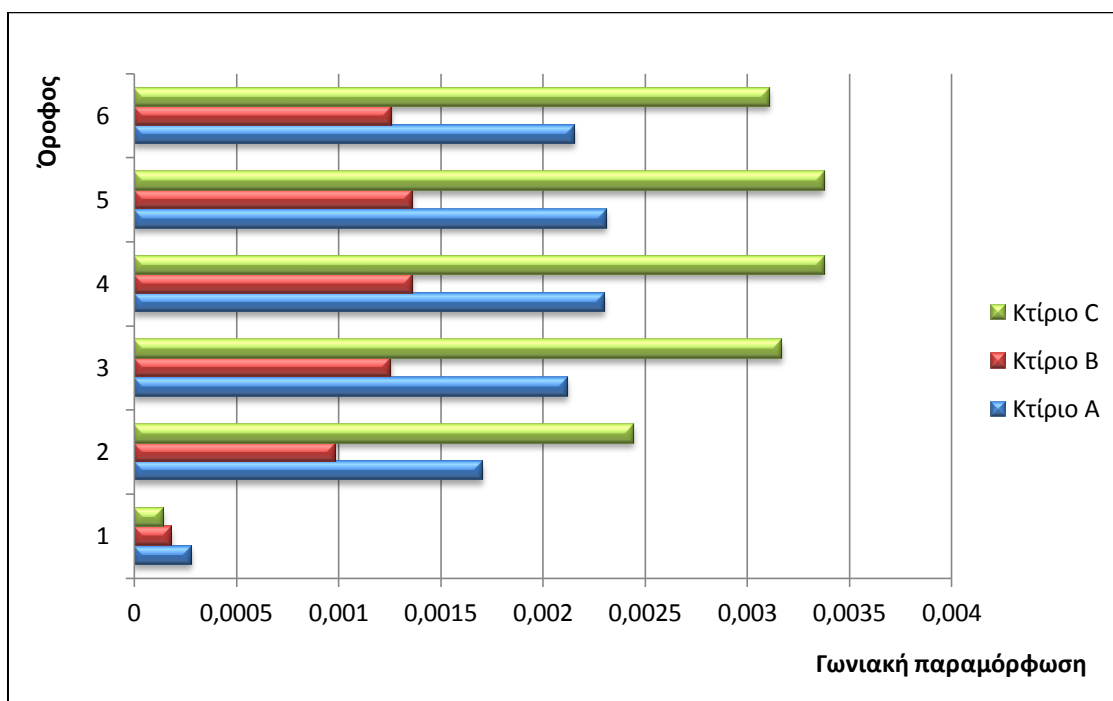
Mode	Period								
	A			B			C		
	T	SumUX	SumUY	T	SumUX	SumUY	T	SumUX	SumUY
1	0,792192	0,00	36,2233	0,429607	0,0000	34,6996	0,704384	32,6669	0
2	0,543105	33,1883	36,2233	0,416452	32,8652	34,6996	0,673104	32,6669	36,1702
3	0,443498	33,1883	36,2233	0,225463	32,8652	34,6996	0,491366	32,6669	36,1702
4	0,242788	33,1883	39,7694	0,12726	32,8652	41,2351	0,206199	32,6669	40,1175
5	0,140659	40,3026	39,7694	0,114103	40,1781	41,2351	0,187891	39,4591	40,1175
6	0,131998	40,3026	40,8751	0,07657	40,1781	43,0308	0,145648	39,4591	40,1175
7	0,126629	40,3026	40,8751	0,068785	40,1781	43,0308	0,111651	39,4591	41,5319
8	0,086531	40,3026	41,331	0,065074	41,4565	43,0308	0,10311	40,5056	41,5319
9	0,079714	41,3697	41,331	0,059226	41,4565	44,3218	0,078457	40,8295	41,5319
10	0,070807	41,3697	41,331	0,052008	41,8451	44,3218	0,072556	40,8295	42,4457
11	0,066044	41,3697	41,5674	0,05082	41,8451	46,9185	0,066713	40,9168	42,4457
12	0,063684	41,667	41,5674	0,047197	41,8451	56,6548	0,056431	40,9168	44,5152
13	0,056702	41,7414	41,5674	0,046681	41,9459	56,6548	0,050415	40,9168	57,0366
14	0,049803	41,7414	57,0524	0,034643	57,0710	56,6548	0,036017	57,4085	57,0366
15	0,035447	57,3418	57,0524	0,030512	57,0710	56,6702	0,030591	57,4085	57,0387
16	0,03104	57,3418	57,0809	0,027091	57,0710	56,712	0,02813	57,4085	57,0416
17	0,028197	57,3418	57,1101	0,019311	57,0732	57,476	0,019325	57,5958	57,0416
18	0,019515	57,3418	57,6852	0,019181	57,2898	57,4864	0,018826	57,5958	58,0861
19	0,01903	57,666	57,6852	0,017311	57,4631	57,4877	0,018012	57,7978	58,0861
20	0,016376	57,666	58,7485	0,015428	57,4633	58,5363	0,014346	57,7978	59,1724
21	0,015078	57,9081	58,7485	0,011183	58,5120	58,5377	0,012384	58,3729	59,1724
22	0,009249	57,9081	63,8182	0,008141	58,5643	69,6821	0,007857	83,9148	59,1735
23	0,008236	78,1995	63,8182	0,00763	86,8197	69,7187	0,007363	83,9173	81,0955
24	0,006235	78,1995	94,747	0,00589	86,8278	95,0709	0,005121	83,9416	95,6708
25	0,005634	95,377	94,747	0,004231	96,7187	95,0748	0,00489	96,0441	95,694

Σύμφωνα με τον παραπάνω πίνακα, παρατηρούμε ότι το κτίριο C, με τους λιγότερους συνδέσμους δυσκαμψίας, αναπτύσσει μεγαλύτερες ιδιοπερίόδους στις ιδιομορφές που κινητοποιούν την μεγαλύτερη μάζα. Το κτίριο A αναπτύσσει εξίσου μεγάλες ιδιοπερίόδους για όλες τις ιδιομορφές. Το κτίριο B, με τους περισσότερους συνδέσμους δυσκαμψίας και το οποίο λόγω αυξημένης δυσκαμψίας αναπτύσσει τις μικρότερες ιδιοπερίόδους σε σύγκριση με τα άλλα κτίρια.

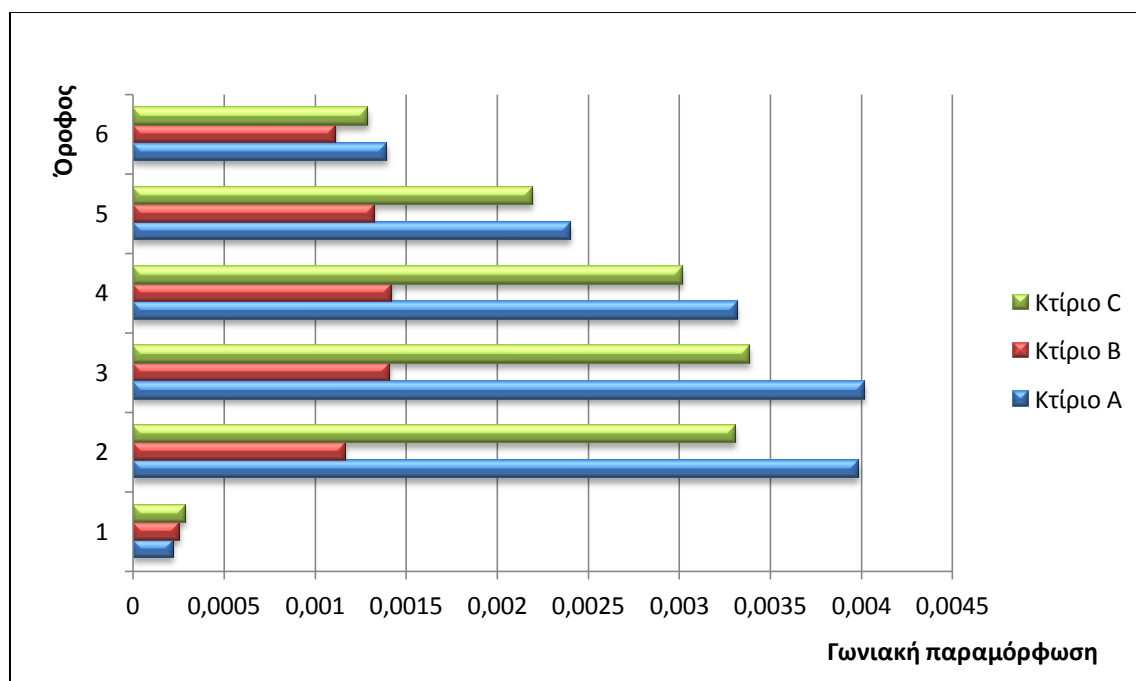
7.4 Σύγκριση γωνιακών παραμορφώσεων

Από τους πίνακες των γωνιακών παραμορφώσεων για το κάθε κτίριο, οι οποίοι παρουσιάζονται στους ελέγχους περιορισμού βλαβών στις παραγράφους § 4.3 , §5.3 και §6.3 αντίστοιχα, προέκυψε τα παρακάτω διαγράμματα κατά τους άξονες $x - x$ και $y - y$.

Πίνακας 7. 7 : Διάγραμμα σύγκρισης γωνιακών παραμορφώσεων κατά τον άξονα x



Πίνακας 7. 8 : Διάγραμμα σύγκρισης γωνιακών παραμορφώσεων κατά τον άξονα y



Η σύγκριση των γωνιακών παραμορφώσεων θα γίνει μόνο κατά την διεύθυνση x , όπου επιδρούν οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, ενώ κατά την διεύθυνση y έχουμε πλαισιακή λειτουργία και συνεπώς δεν μπορούμε να εξάγουμε συμπέρασμα. Είναι φανερό από το παραπάνω διάγραμμα για την διεύθυνση x , ότι το κτίριο C έχει τις μεγαλύτερες γωνιακές παραμορφώσεις ενώ το κτίριο B τις μικρότερες.

7.5 Σύγκριση σεισμικών τεμνουσών ορόφων

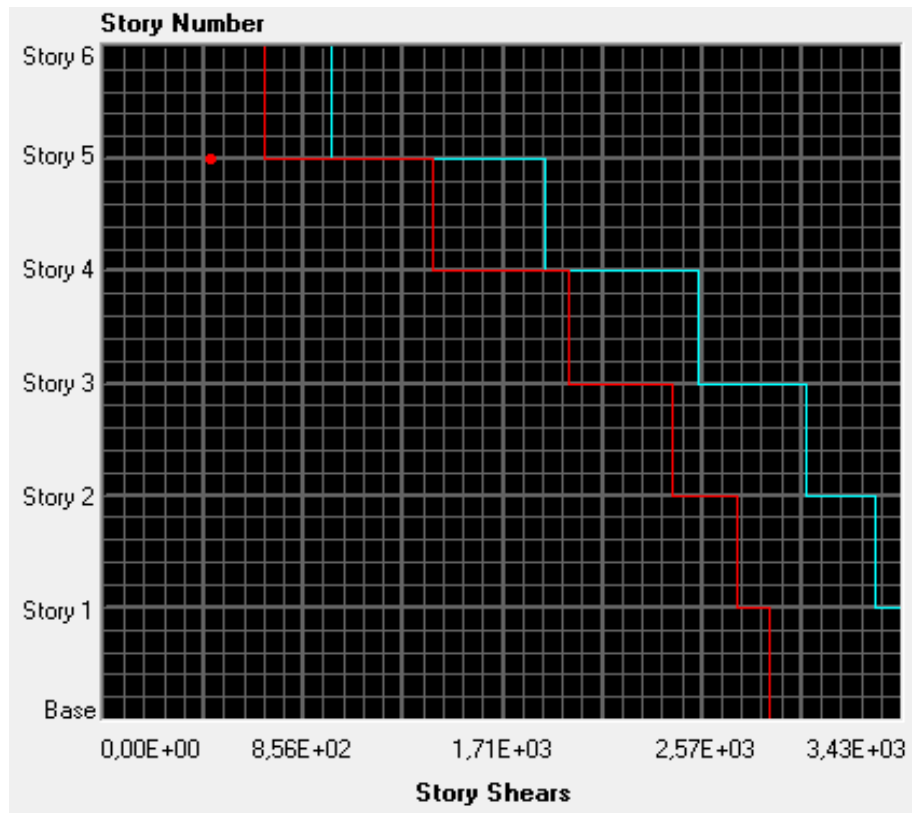
Για τον σεισμικό συνδυασμό αστοχίας ULS11 προκύπτουν από την ανάλυση οι σεισμικές τέμνουσες των ορόφων κατά την διεύθυνση X και Y όπως φαίνεται και από τον παρακάτω πίνακα για το κτίριο A.

Πίνακας 7. 9 : Σεισμικές δράσεις ορόφων για το αρχικό κτίριο

Story	Load	Loc	P	VX	VY
STORY6	ULS11 MAX	Top	1655,5	971,46	687,7
STORY6	ULS11 MAX	Bottom	1812,12	971,46	687,7
STORY6	ULS11 MIN	Top	1655,5	-971,46	-687,7
STORY6	ULS11 MIN	Bottom	1812,12	-971,46	-687,7
STORY5	ULS11 MAX	Top	3872,62	1895,93	1413,62
STORY5	ULS11 MAX	Bottom	4029,25	1895,93	1413,62
STORY5	ULS11 MIN	Top	3872,62	-1895,9	-1413,6
STORY5	ULS11 MIN	Bottom	4029,25	-1895,9	-1413,6
STORY4	ULS11 MAX	Top	6089,75	2555,7	1997,23
STORY4	ULS11 MAX	Bottom	6246,37	2555,7	1997,23
STORY4	ULS11 MIN	Top	6089,75	-2555,7	-1997,2
STORY4	ULS11 MIN	Bottom	6246,37	-2555,7	-1997,2
STORY3	ULS11 MAX	Top	8306,87	3021,33	2439,52
STORY3	ULS11 MAX	Bottom	8463,5	3021,33	2439,52
STORY3	ULS11 MIN	Top	8306,87	-3021,3	-2439,5
STORY3	ULS11 MIN	Bottom	8463,5	-3021,3	-2439,5
STORY2	ULS11 MAX	Top	10524	3310,38	2720,51
STORY2	ULS11 MAX	Bottom	10720,6	3310,38	2720,51
STORY2	ULS11 MIN	Top	10524	-3310,4	-2720,5
STORY2	ULS11 MIN	Bottom	10720,6	-3310,4	-2720,5
STORY1	ULS11 MAX	Top	14377,6	3425,75	2860,67
STORY1	ULS11 MAX	Bottom	16510,8	3463,01	2907,77
STORY1	ULS11 MIN	Top	14377,6	-3425,8	-2860,7
STORY1	ULS11 MIN	Bottom	16510,8	-3463	-2907,8

Όπου P (KN) είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και V_x , V_y (KN) η σεισμική τέμνουσα του ορόφου κατά την διεύθυνση x και y αντίστοιχα.

Παρατίθεται το σχετικό διάγραμμα των τεμνουσών των ορόφων για τον σεισμικό συνδυασμό από την ανάλυση του Etabs στο οποίο με γαλάζιο χρώμα απεικονίζεται η τέμνουσα κατά τον άξονα x και με κόκκινο χρώμα η τέμνουσα κατα y .

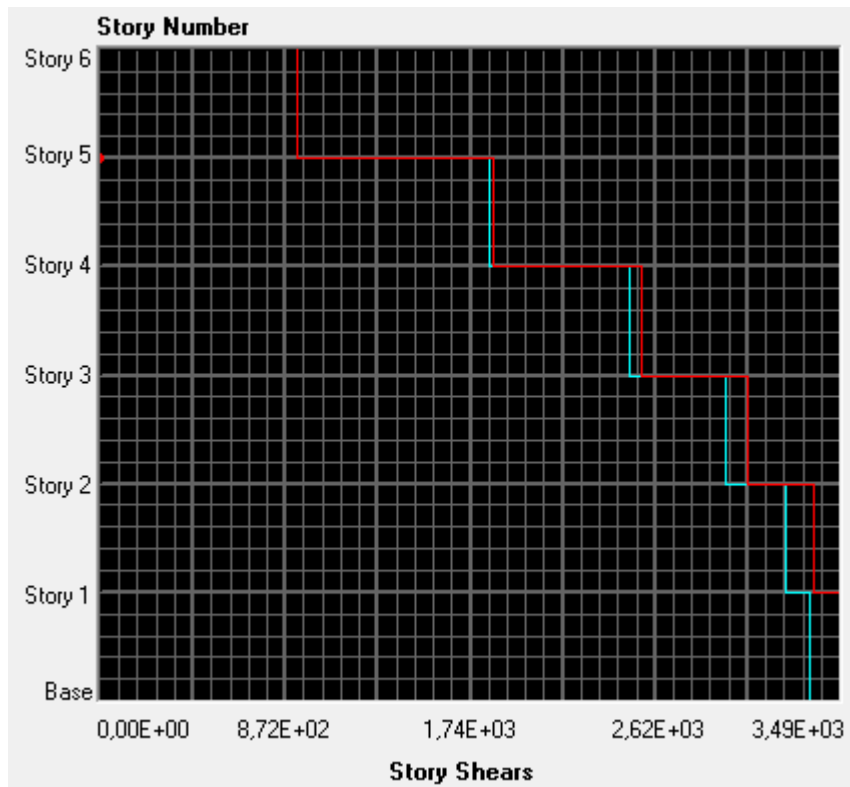


Σχήμα 7. 1: Απεικόνιση σεισμικών τεμνουσών ορόφων για το αρχικό κτίριο

Αντίστοιχα για τις άλλες 2 παραλλαγές του κτιρίου μας :

Πίνακας 7. 10: Σεισμικές δράσεις ορόφων για το κτίριο Β

Story	Load	Loc	P	VX	VY
STORY6	ULS11 MAX	Top	1569,27	928,98	923,19
STORY6	ULS11 MAX	Bottom	1757,38	928,98	923,19
STORY6	ULS11 MIN	Top	1569,27	-928,98	-923,19
STORY6	ULS11 MIN	Bottom	1757,38	-928,98	-923,19
STORY5	ULS11 MAX	Top	3729,58	1838,95	1856,67
STORY5	ULS11 MAX	Bottom	3918,15	1838,95	1856,67
STORY5	ULS11 MIN	Top	3729,58	-1838,95	-1856,67
STORY5	ULS11 MIN	Bottom	3918,15	-1838,95	-1856,67
STORY4	ULS11 MAX	Top	5890,35	2494,94	2553,31
STORY4	ULS11 MAX	Bottom	6078,46	2494,94	2553,31
STORY4	ULS11 MIN	Top	5890,35	-2494,94	-2553,31
STORY4	ULS11 MIN	Bottom	6078,46	-2494,94	-2553,31
STORY3	ULS11 MAX	Top	8050,66	2953,44	3053,86
STORY3	ULS11 MAX	Bottom	8249,98	2953,44	3053,86
STORY3	ULS11 MIN	Top	8050,66	-2953,44	-3053,86
STORY3	ULS11 MIN	Bottom	8249,98	-2953,44	-3053,86
STORY2	ULS11 MAX	Top	10222,18	3232,64	3365,02
STORY2	ULS11 MAX	Bottom	10465,16	3232,64	3365,02
STORY2	ULS11 MIN	Top	10222,18	-3232,64	-3365,02
STORY2	ULS11 MIN	Bottom	10465,16	-3232,64	-3365,02
STORY1	ULS11 MAX	Top	14122,16	3347,28	3489,65
STORY1	ULS11 MAX	Bottom	16255,41	3386,09	3524,4
STORY1	ULS11 MIN	Top	14122,16	-3347,28	-3489,65
STORY1	ULS11 MIN	Bottom	16255,41	-3386,09	-3524,4

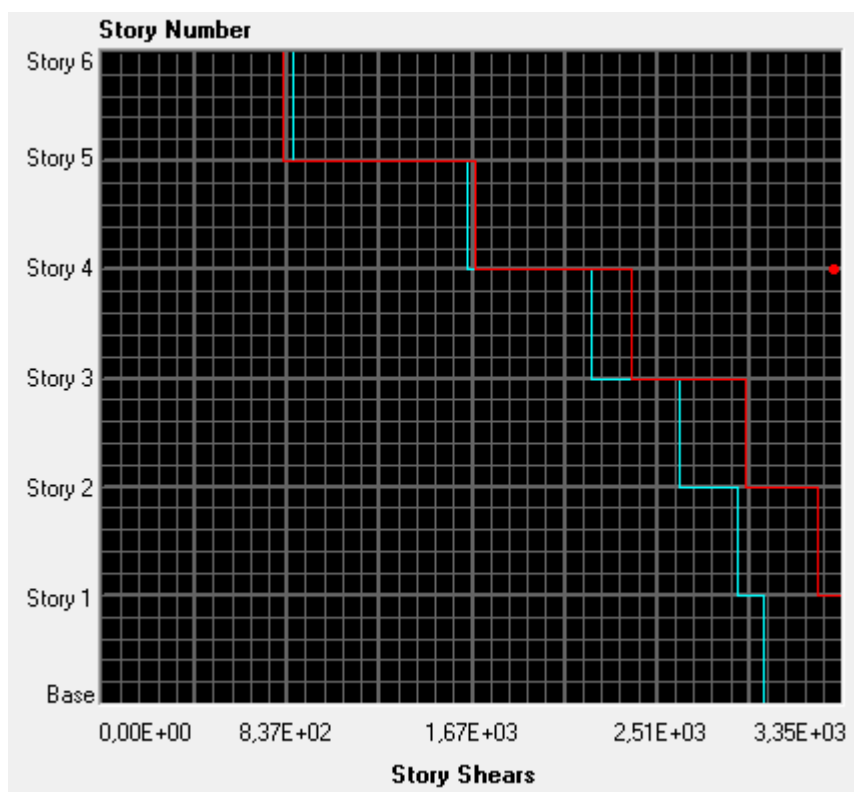


Σχήμα 7. 2: Απεικόνιση σειμικών τεμν ουσών ορόφων για το κτίριο

Πίνακας 7. 11: Σεισμικές δράσεις ορόφων για το κτίριο C

Story	Load	Loc	P	VX	VY
STORY6	ULS11 MAX	Top	1655,2	859,13	815,42
STORY6	ULS11 MAX	Bottom	1811,98	859,13	815,42
STORY6	ULS11 MIN	Top	1655,2	-859,13	-815,42
STORY6	ULS11 MIN	Bottom	1811,98	-859,13	-815,42
STORY5	ULS11 MAX	Top	3872,18	1651,28	1688,5
STORY5	ULS11 MAX	Bottom	4028,96	1651,28	1688,5
STORY5	ULS11 MIN	Top	3872,18	-1651,28	-1688,5
STORY5	ULS11 MIN	Bottom	4028,96	-1651,28	-1688,5
STORY4	ULS11 MAX	Top	6089,16	2208,77	2390,89
STORY4	ULS11 MAX	Bottom	6245,94	2208,77	2390,89
STORY4	ULS11 MIN	Top	6089,16	-2208,77	-2390,89
STORY4	ULS11 MIN	Bottom	6245,94	-2208,77	-2390,89
STORY3	ULS11 MAX	Top	8306,13	2613,72	2911,48
STORY3	ULS11 MAX	Bottom	8476,76	2613,72	2911,48
STORY3	ULS11 MIN	Top	8306,13	-2613,72	-2911,48
STORY3	ULS11 MIN	Bottom	8476,76	-2613,72	-2911,48
STORY2	ULS11 MAX	Top	10536,96	2872,91	3235,36
STORY2	ULS11 MAX	Bottom	10753,95	2872,91	3235,36

STORY2	ULS11 MIN	Top	10536,96	-2872,91	-3235,36
STORY2	ULS11 MIN	Bottom	10753,95	-2872,91	-3235,36
STORY1	ULS11 MAX	Top	14410,95	2994,63	3346,11
STORY1	ULS11 MAX	Bottom	16544,2	3036,99	3380,07
STORY1	ULS11 MIN	Top	14410,95	-2994,63	-3346,11
STORY1	ULS11 MIN	Bottom	16544,2	-3036,99	-3380,07



Σχήμα 7. 3: Απεικόνιση σεισμικών τεμνουσών ορόφων για το κτίριο C

Από τα διαγράμματα των σεισμικών τεμνουσών παρατηρούμε ότι οι σεισμικές τέμνουσες των ορόφων δεν έχουν μεγάλες διαφορές από κτίριο σε κτίριο καθώς το σεισμικό φορτίο δεν τις επηρεάζει ιδιαίτερα.

Τα μεγέθη αυτά που προέκυψαν από την ανάλυση των 3 μοντέλων του Etabs πέραν της συγκρίσεως στην οποία είναι εμφανές ότι το κτίριο B έχει καλύτερη σεισμική συμπεριφορά, είναι απαραίτητα και για τον έλεγχο επιρροής φαινομένων 2ας τάξεως. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 οι επιρροές 2ας τάξεως δεν λαμβάνονται υπόψη εάν ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους :

$$\theta = \frac{P_{tot} * dr}{V_{tot} * h} \leq 0,10$$

θ είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου

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

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

V_{tot} η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου

h το ύψος του ορόφου

Έλεγχος συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου θ για όλα τα κτίρια και για την διεύθυνση x :

Πίνακας 7. 12 : Συντελεστής ευαισθησίας θ για τους ορόφους του κτίριου A

Story	Ptot (KN)	Vx,tot (KN)	dr (m)	h (m)	θ
Story 6	1812,12	971,46	0,0075	3,50	0,0040
Story 5	4029,25	1895,93	0,0080	3,50	0,0049
Story 4	6246,37	2555,70	0,0080	3,50	0,0056
Story 3	8306,87	3021,33	0,0074	3,50	0,0058
Story 2	10720,60	3310,38	0,0069	3,50	0,0064
Story 1	16510,80	3425,80	0,0010	4,50	0,0011

Πίνακας 7. 13: Συντελεστής ευαισθησίας θ για τους ορόφους του κτίριου B

Story	Ptot (KN)	Vx,tot (KN)	dr (m)	h (m)	θ
Story 6	1757,38	928,98	0,0044	3,5	0,00238
Story 5	3918,58	1838,95	0,0047	3,5	0,00286
Story 4	6078,46	2494,94	0,0048	3,5	0,00334
Story 3	8249,98	2953,44	0,0043	3,5	0,00343
Story 2	10465,16	3232,64	0,0043	3,5	0,00398
Story 1	16255,41	3386,09	0,0004	4,5	0,00043

Πίνακας 7. 14 : Συντελεστής ευαισθησίας θ για τους ορόφους του κτίριου C

Story	Ptot (KN)	Vx,tot (KN)	dr (m)	h (m)	θ
Story 6	1811,98	859,13	0,0108	3,50	0,00651
Story 5	4028,96	1651,28	0,0118	3,50	0,00823
Story 4	4028,96	1651,28	0,0116	3,50	0,00809
Story 3	4028,96	1651,28	0,0110	3,50	0,00767
Story 2	4028,96	1651,28	0,0108	3,50	0,00753
Story 1	4028,96	1651,28	0,0003	4,50	0,00016

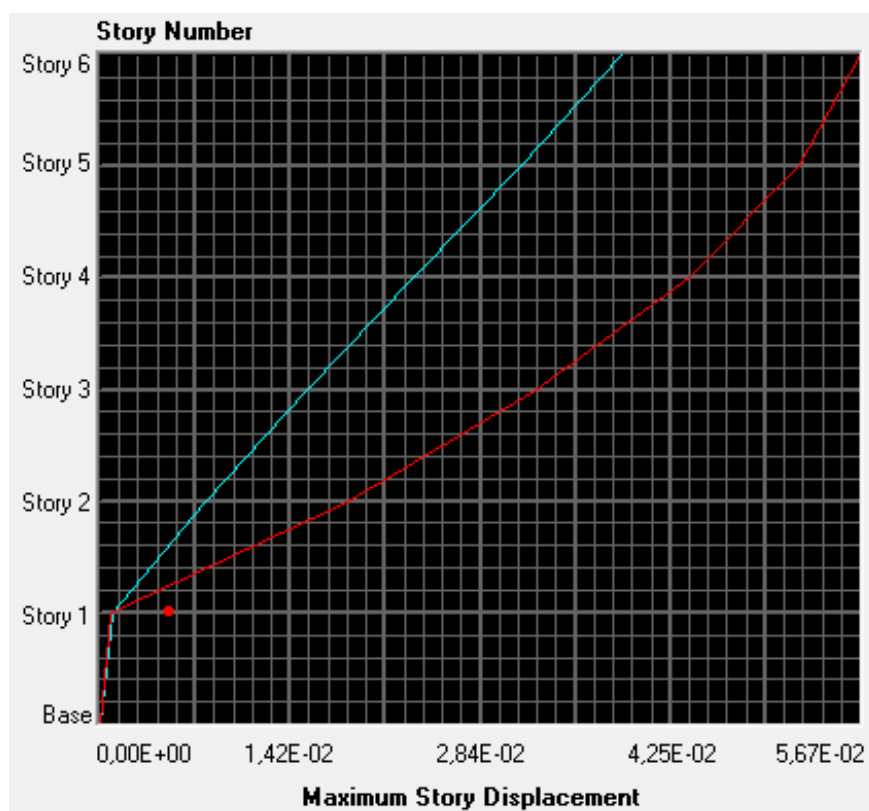
Το κριτήριο $\theta \leq 0,10$ ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους και στα τρία κτίρια και συνεπώς επιρροές 2ας τάξεως δεν λαμβάνονται υπόψη.

Ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου θ παρουσιάζει βαθμιαία μείωση στους χαμηλότερους ορόφους καθώς επίσης είναι εμφανές ότι το κτίριο Β έχει τους μικρότερους συντελεστές θ για όλους τους ορόφους.

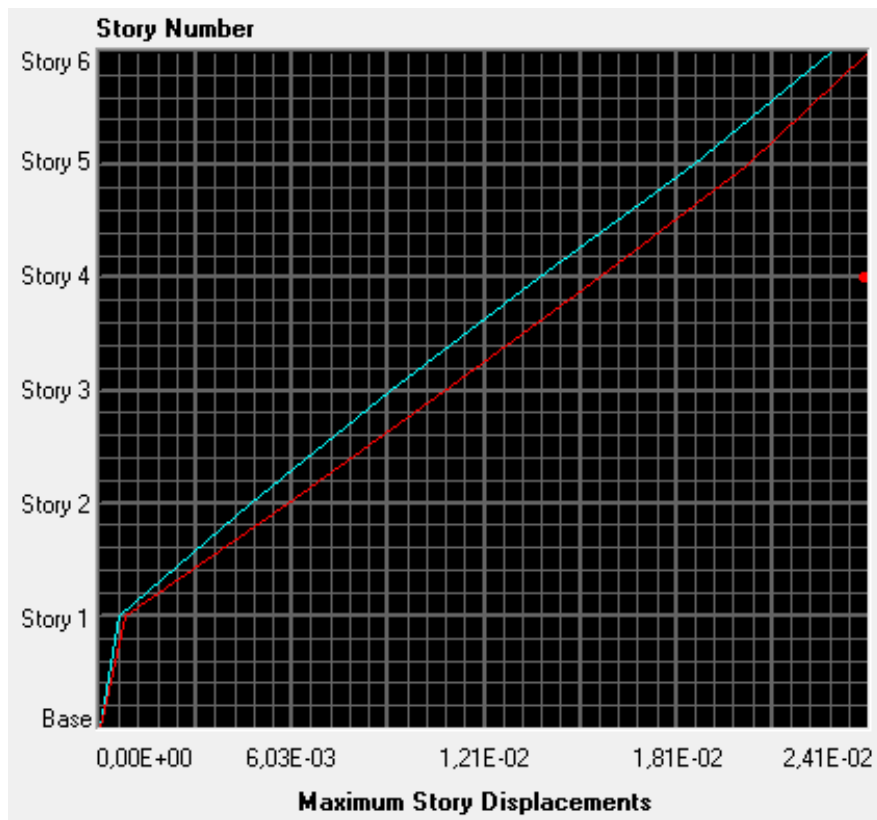
7.6 Σύγκριση μέγιστων μετακινήσεων ορόφων

Μπορούμε να συγκρίνουμε τις μέγιστες μετακινήσεις που εμφανίζονται σε κάθε όροφο με τα παρακάτω διαγράμματα που προκύπτουν από την ανάλυση του Etabs και όπου με γαλάζιο χρώμα αναπαρίσταται η μετακίνηση κατά την διεύθυνση x και με κόκκινο η μετακίνηση κατά την διεύθυνση y . Οι μετακινήσεις που προέκυψαν είναι αποτέλεσμα της σεισμικής δράσης.

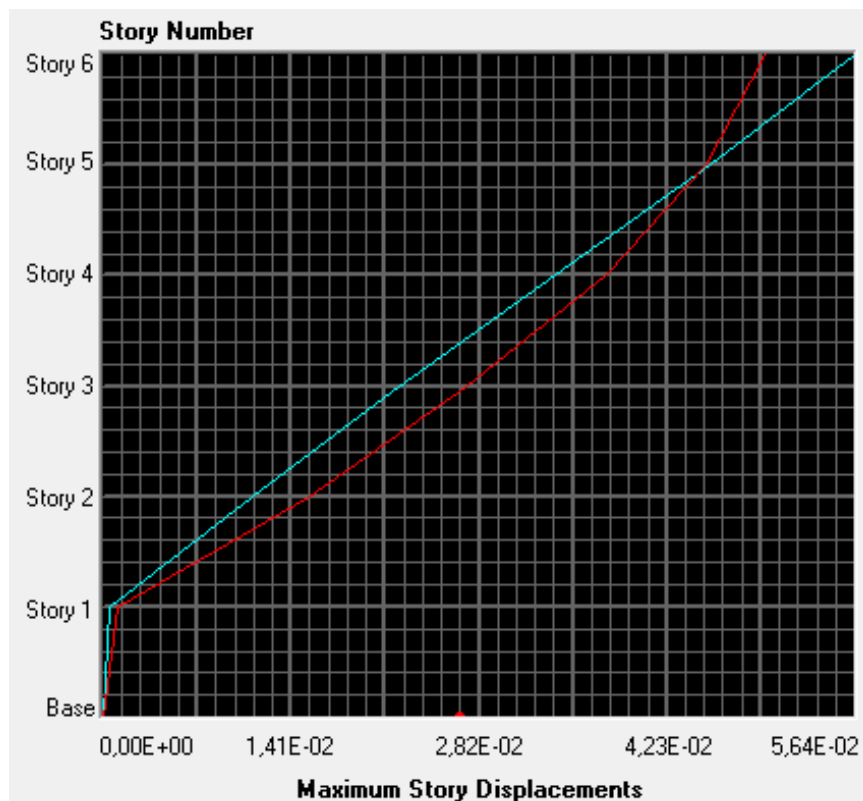
Πίνακας 7. 15 : Μέγιστες μετακινήσεις ορόφων κατά τους άξονες x , y για το κτίριο Α



Πίνακας 7. 16: Μέγιστες μετακινήσεις ορόφων κατά τους άξονες x, y για το κτίριο B



Πίνακας 7. 17: Μέγιστες μετακινήσεις ορόφων κατά τους άξονες x, y για το κτίριο C



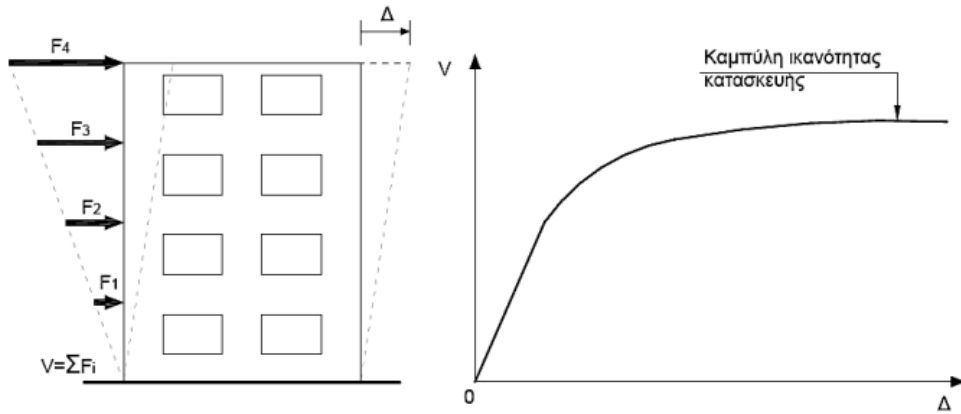
Παρατηρούμε ότι η κόκκινη καμπύλη, δηλαδή η μετακίνηση των ορόφων κατά την διεύθυνση y είναι περίπου ίδια για όλα τα κτίρια, πράγμα αναμενόμενο αφού έχουμε τοποθετήσει τους συνδέσμους δυσκαμψίας κατά την διεύθυνση x . Όσον αφορά την μπλε καμπύλη, δηλαδή η μετακίνηση των ορόφων κατά την διεύθυνση x , η καμπύλη του κτίριου C έχει πιο ήπια κλίση καθότι οι ελάχιστοι συνδέσμοι δυσκαμψίας καθιστούν το κτίριο πιο εύκαμπτο. Το κτίριο B έχει πολύ μικρότερες μετακινήσεις ορόφων από τα άλλα δύο κτίρια και αυτό οφείλεται στην λειτουργία των χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας κατά την διεύθυνση x .

8 Στατική υπερωθητική ανάλυση

Η στατική υπερωθητική ανάλυση (ΣΥΑ), γνωστή και ως Pushover Analysis, είναι μια διαδεδομένη μέθοδος προσεγγιστικής εκτίμησης της ανελαστικής σεισμικής απόκρισης κατασκευών, η οποία κατά την τελευταία δεκαετία υιοθετήθηκε από αντισεισμικούς κανονισμούς και προκανονιστικά κείμενα διεθνώς με την ονομασία Ανελαστική Στατική Μέθοδος. Η εφαρμογή της μάλιστα επιτρέπεται αδιακρίτως τόσο σε επίπεδα, όσο και σε χωρικά συστήματα (ασύμμετρα κτίρια). Ο αντισεισμικός σχεδιασμός με μη-γραμμική στατική προσαυξητική μέθοδο εκτελείται υπό την δράση σταθερών φορτίων βαρύτητας και μονοτονικά αυξανόμενων οριζόντιων φορτίων. Μπορεί να εφαρμοστεί σε νέα και υπάρχοντα κτίρια για τον έλεγχο ή την αναθεώρηση των τιμών του λόγου υπεραντοχής α_u / α_1 , για την εκτίμηση των αναμενόμενων πλαστικών μηχανισμών και της κατανομής των βλαβών σε νέες κατασκευές και για την αποτίμηση της στατικής συμπεριφοράς υπαρχόντων ή ανασχεδιαζόμενων κτιρίων.

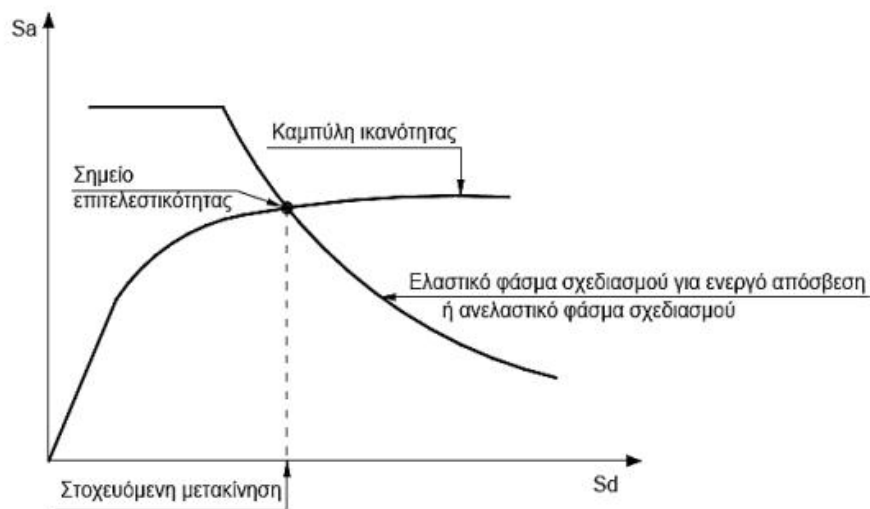
Το προσομοίωμα, ήδη φορτισμένο με τα φορτία βαρύτητας του σεισμικού συνδυασμού, υποβάλλεται σε προοδευτικά αυξανόμενα οριζόντια στατικά φορτία (υπερωθητική ανάλυση). Απαιτείται η εφαρμογή τουλάχιστον δύο διαφορετικών καθ' ύψος κατανομών φορτίων: μιας “ομοιόμορφης” (φορτία ανάλογα με τις μάζες των ορόφων) και μιας “ιδιομορφικής” (φορτία ανάλογα με τις δυνάμεις που προκύπτουν από ελαστική ανάλυση). Έτσι μέσω πολλών στατικών επιλύσεων, με σταδιακή αύξηση της τέμνουσας βάσης και υπολογισμό της μετακίνησης της κορυφής σε κάθε βήμα, κατασκευάζεται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής (capacity curve) λαμβάνοντας υπόψη τη μειωμένη δυσκαμψία των στοιχείων που έχουν διαρρεύσει. Κάθε φορά που σχηματίζεται μία πλαστική άρθρωση (ή περισσότερες ταυτόχρονα), το προσομοίωμα τροποποιείται με την εισαγωγή αντίστοιχων μηχανικών αρθρώσεων και η επαυξητική διαδικασία συνεχίζεται. Το αποτέλεσμα της υπερωθητικής ανάλυσης είναι η παραγωγή της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής, η οποία αναπαριστά τη μετακίνηση δ ενός χαρακτηριστικού σημείου (κόμβου ελέγχου) κατά τη διεύθυνση εφαρμογής του φορτίου συναρτήσει της τέμνουσας βάσης V (καμπύλη $V - \delta$). Ως κόμβος ελέγχου λαμβάνεται κατά κανόνα το κέντρο βάρους του ανώτατου ορόφου.

Με άλλα λόγια, η μέθοδος εξετάζει τον πραγματικό τρόπο που θα συμπεριφερθεί η κατασκευή σε διάφορα επίπεδα ισχύος της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού και το αντίστοιχο αναμενόμενο επίπεδο ζημιών.



Σχήμα 8. 1: Κατασκευή της καμπύλης ικανότητας της κατασκευής

Οι στόχοι της σεισμικής ικανότητας μιας κατασκευής αποτελούν συνδυασμούς μιας στάθμης επιτελεστικότητας (δηλαδή του αποδεκτού επιπέδου βλαβών) και ενός επιπέδου της σεισμικής δράσης, που συνήθως καθορίζεται από την ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης στη διάρκεια ζωής της κατασκευής ή την ισοδύναμη περίοδο επανάληψης. Δηλαδή, κάθε στόχος σεισμικής ικανότητας καθορίζει μία ανεκτή οριακή κατάσταση βλαβών για συγκεκριμένη ισχύ της σεισμικής δόνησης. Αφού καθοριστεί ο επιθυμητός στόχος σεισμικής ικανότητας, μπορεί στη συνέχεια να γίνει η αποτίμηση μιας υφιστάμενης κατασκευής ή ο ανασχεδιασμός της (ενίσχυσή της) ή ο σχεδιασμός μιας νέας κατασκευής. Οι στόχοι σεισμικής ικανότητας αναφέρονται τόσο στο φέροντα οργανισμό, όσο και στο μη-φέροντα οργανισμό, δηλαδή στο σύστημα που δεν συμμετέχει στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων. Ο συνολικός στόχος για όλη την κατασκευή προκύπτει από συνδυασμό των στόχων για το φέροντα και το μη φέροντα οργανισμό.



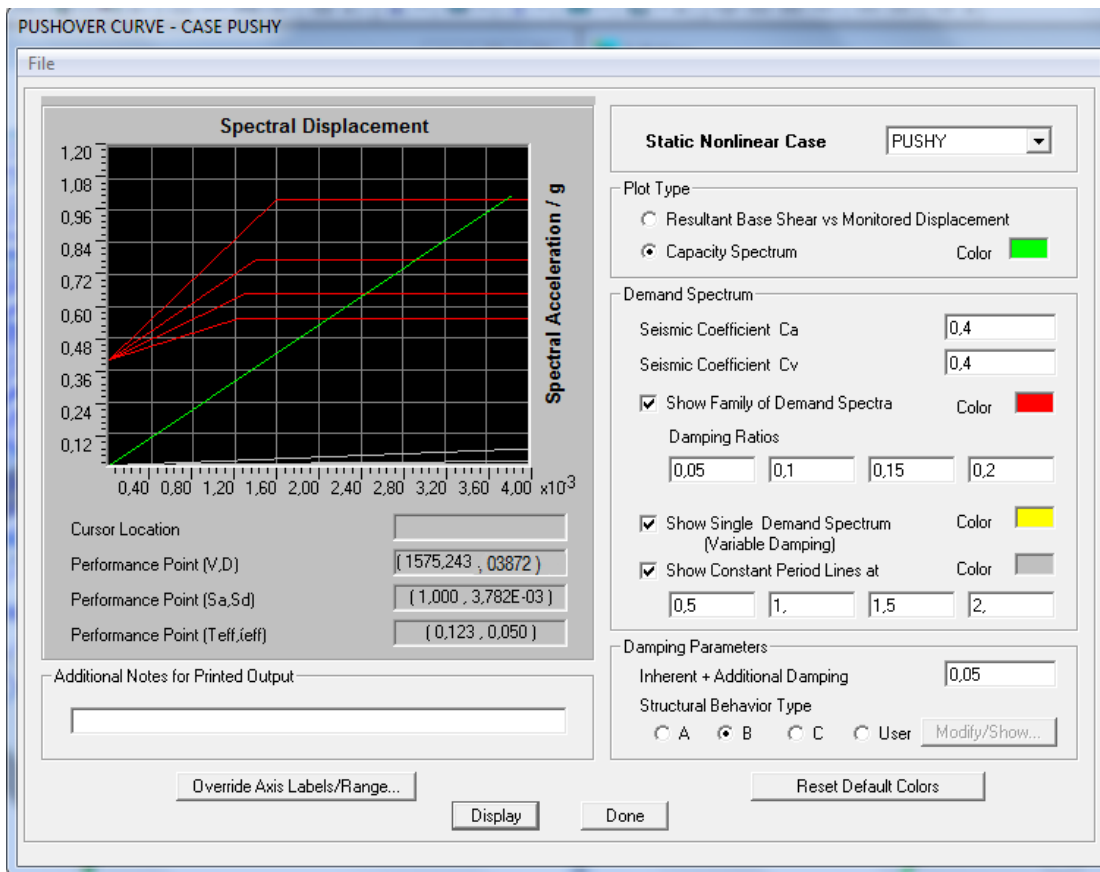
Σχήμα 8. 2 : Προσδιορισμός της στοχευόμενης μετακίνησης του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

Το φάσμα που χρησιμοποιείται σε όλες τις αναλύσεις για τον υπολογισμό της στοχευμένης μετακίνησης είναι το ελαστικό φάσμα του Ευρωκώδικα 8 για:

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας ΙΙ (Επιτάχυνση $A=0,24 \text{ g}$)
- Κατηγορία εδάφους Β
- Κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙ (συνήθη κτίρια), $\gamma=1,00$
- Συντελεστής συμπεριφοράς q 1,50
- Απόσβεση 4%

Η pushover έγινε κατά την διεύθυνση y , κατά την πλαισιακή λειτουργία

Πίνακας 8. 1: Pushover κατά την διεύθυνση y και εύρεση στοχευμένης μετακίνησης



Τα υποστυλώματα ελέγχθηκαν όλα για διαρροή πριν από όλες τις στάθμες επιτελεστικότητας των διαγωνίων, και αποδείχθηκε ότι όσα διαρρέουν είναι μετά την στάθμη CP και μόνο για την pushover κατά y με ομοιόμορφη κατανομή φορτίων, όπου λειτουργούν στον ασθενή άξονα.

Τέλος, όσον αφορά τη σύγκριση των χαρακτηριστικών του φορέα στις δυο διευθύνσεις, κατά y είναι πιο εύκαμπτος από ότι κατά x λόγω της πιο μεγάλης κλίσης που έχουν τα χιαστί στην διεύθυνση y . Οπότε αναμενόμενα σε όλες τις αναλύσεις το σημείο επιτελεστικότητας της κατασκευής προκύπτει μεγαλύτερο κατά y από ότι κατά x .

Ως συμπέρασμα εξάγεται πόσο σημαντική είναι η ικανοποιητική δυσκαμψία των υποστυλωμάτων ώστε να μπορεί η κατασκευή να αναπτύξει την πλαστιμότητα που απαιτείται στον σεισμό.

9 Συμπεράσματα

Ο σχεδιασμός και η κατασκευή του πενταόροφου μεταλλικού κτιρίου γίνεται τόσο με βάση την επάρκειά του σε καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, όσο και με γνώμονα την απαίτηση να αποτελεί μία λειτουργική μονάδα για την απαίτηση των αναγκών για τις οποίες κατασκευάζεται. Για αυτό το λόγο, οι διατομές του ελέγχθηκαν από το πρόγραμμα με βάση την ικανοποίηση των ελέγχων σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας.

Για κάθε παραλλαγή του κτιρίου που μελετήθηκε, έγινε ξεχωριστά διαστασιολόγηση και έλεγχος των διατομών με σκοπό να βελτιστοποιήσουμε την λειτουργικότητα αλλά και την οικονομικότητα του κτιρίου.

Από τις προηγούμενες συγκρίσεις, καταλήγουμε στο ότι η χρήση των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας μειώνει σημαντικά το ίδιο βάρος της κατασκευής ενώ ταυτόχρονα αυξάνει την δυσκαμψία της. Σε γενικές γραμμές έχουμε αύξηση των εντατικών μεγεθών στο κτίριο με τους λιγότερους συνδέσμους δυσκαμψίας (κτίριο C) και μία μικρή ανακούφιση των μεγεθών στο κτίριο με τους περισσότερους συνδέσμους (κτίριο B) σε σχέση πάντα με τον αρχικό φορέα. Δεν παρατηρείται μεγάλη μείωση των τριών εντατικών μεγεθών που εξετάστηκαν καθώς οι μειωμένες διατομές του κτιρίου B καλούνται να παραλάβουν τα ίδια φορτία με το αρχικό κτίριο με αποτέλεσμα να αναπτύσσουν μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη. Γενικότερα το κτίριο B εμφανίζει καλύτερη σεισμική συμπεριφορά όπως φαίνεται και από την σύγκριση των ιδιοπερίοδων και των ποσοστών της δρώσας μάζας καθώς επίσης και μικρότερες γωνιακές παραμορφώσεις και μετακινήσεις ορόφων. Από κάθε εξεταζόμενη πλευρά οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετούμενοι κατά την διεύθυνση x προσφέρουν στο κτίριο καλύτερη κατανομή των εντατικών μεγεθών στα μέλη της κατασκευής, οικονομικότητα της κατασκευής (μείωση ίδιου βάρους) και αύξηση αντισεισμικότητας του.

Βιβλιογραφία

- Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι, Ιωαννίδης Γ. 2005. Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων. Αθήνα: Εκδόσεις Κλειδάριθμος.
- Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι, Ιωαννίδης Γ. 2004. Σιδηρές κατασκευές–Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ. Αθήνα: Εκδόσεις Κλειδάριθμος.
- Βάγιας Ι. 2006. Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, εκδ. 2η. Αθήνα: Εκδόσεις Κλειδάριθμος.
- Βάγιας Ι. 2003. Σιδηρές κατασκευές-Ανάλυση και διαστασιολόγηση. Αθήνα: Εκδόσεις Κλειδάριθμος.
- Chopra A. 2007. Δυναμική των κατασκευών-Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική. 3η Έκδοση. Εκδόσεις Μ Γκιούρδας.
- CSI Hellas. Εγχειρίδια Προγράμματος Etabs
- EN1993-1-1, Eurocode3: Design of steel structures, Part1-1:General structural rules, CEN, Brussels,2002
- EN1993-1-1, Eurocode1: Actions on structures, Part 1-1: General actions-Densities, self weight, imposed loads for buildings, CEN, April 2002
- EN 1994-1-1, Eurocode4: Design of composite steel and concrete structures Part 1-1: General rules and rules for buildings., CEN, January 2002
- EN1998-1, Eurocode8: Design of structures for earthquake resistance-Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, CEN, December 2004
- Ερμόπουλος Ι. 2000. Στοιχεία σχεδιασμού μεταλλικών κατασκευών. Αθήνα.
- Ερμόπουλος Ι. 2005. Ευρωκώδικας 1-Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών & Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής. 2η Έκδοση, Αθήνα: Εκδόσεις Κλειδάριθμος.
- Εταιρεία Ερευνών Μεταλλικών Έργων (ΕΕΜΕ): Τόμοι πρακτικών Εθνικών Συνεδρίων Σιδηρών Κατασκευών.
- Καρύδη Π. Γ. 1996. Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας. Αθήνα: Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.
- Κατσιαδέλης Ι.Θ. 2003. Δυναμική των Κατασκευών. Τόμος ΙΙ. Αθήνα: Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.
- Berkeley, California, USA «ETABS® Structural and Earthquake Engineering Software, Integrated Analysis, Design and drafting of building systems –Steel Design Manual, Composite Design Manual », Computers and Structures, Inc.
- ΚΤΙΠΙΟ, τεχνικό περιοδικό, Εκδόσεις Επιλογή στη Δόμηση ΕΠΕ
- ΜΕΤΑΛΛΟΝ, τεχνικό περιοδικό, Εκδόσεις New Genesis
- Μιχάλτσος Γ, Ελαφρές Μεταλλικές κατασκευές , Β' Έκδοση, Εκδόσεις «Παπασωτηρίου», Αθήνα 2004
- Ο.Α.Σ.Π-ΣΠΜΕ ,Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α..Κ.), Αθήνα 2001.
- Σπυράκος Κωνσταντίνος. 2004. Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία. Αθήνα: Τεχνικό επιμελητήριο Ελλάδας.
- Trahair N.S., Bradford M.A., Nethercot D.A., Gardner L., The Behaviour and Design of Steel Structures to EC3

