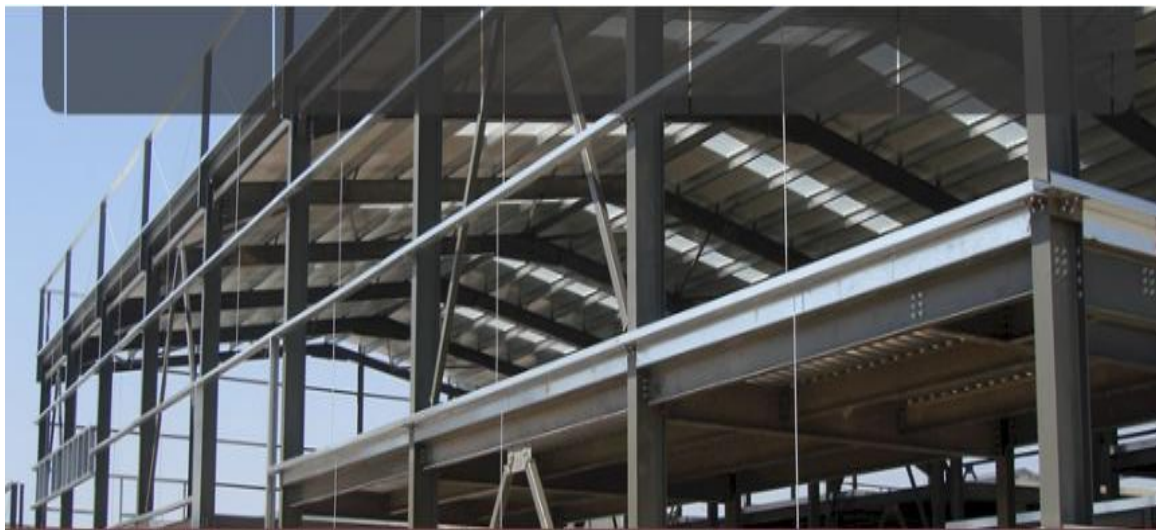




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Μελέτη Διώροφου Εμπορικού Κτιρίου



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Νικόλαος Β. Μπουντάς

Αθήνα, Μάρτιος 2012

ΕΜΚ ΔΕ 2012/02

Επιβλέπων Καθηγητής: Γεώργιος Ιωαννίδης

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη.....	3
Abstract.....	4
Ευχαριστίες.....	5
1 Σκοπός της Εργασίας.....	6
2 Περιγραφή του Κτιρίου	7
3 Περιγραφή προσομοιώματος.....	12
3.1 Παρουσίαση προγράμματος ETABS.....	12
3.2 Παρουσίαση μοντέλου υπό μελέτη κτιρίου στο ETABS	14
3.3 Ποιότητα υλικών κατασκευής.....	17
3.3.1 Σκυρόδεμα C35/45	17
3.3.2 Δομικός Χάλυβας S355	17
3.3.3 Σύμμικτες Πλάκες.....	17
3.3.4 Χάλυβας οπλισμού B500C	17
3.4 Φορτίσεις.....	18
3.4.1 Μόνιμα φορτία (Dead Loads):.....	19
3.4.2 Κινητά (μεταβλητά) φορτία (Live Loads):	19
3.4.3 Δράσεις ανέμου	20
3.4.4 Θερμοκρασιακές μεταβολές	28
3.4.5 Φορτίο χιονιού.....	29
3.4.6 Σεισμικές δράσεις.....	30
3.5 Συνδυασμοί δράσεων.....	36
3.5.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας.....	36
3.5.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	37
3.5.3 Συνδυασμοί φορτίσεων.....	38
4 Ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα.....	39
4.1 Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση αστοχίας.....	39
4.1.1 Υποστύλωμα.....	40
4.1.2 Κύρια δοκός.....	41
4.1.3 Δευτερεύουσα δοκός	43
4.1.4 Τεγίδες.....	44
4.1.5 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	46
4.1.6 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	47
4.2 Διαστασιολόγηση Σύμμικτων μελών	49

4.2.1 Με χρήση των αποτελεσμάτων του προγράμματος.....	49
4.2.2 Με αναλυτικό έλεγχο.....	51
Διαμόρφωση σύμμικτης πλάκας:.....	52
4.3 Δείκτης βλάβης.....	56
4.4 Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ):.....	56
4.5 Ικανοτικός έλεγχος κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας	58
5 Συγκριτική ανάλυση σχετικά με την επιβολή σεισμικού φορτίου.....	61
5.1 Εισαγωγή	61
5.2 Δυναμική φασματική μέθοδος.....	61
5.2.1 Αποτελέσματα από την προσομοίωση.....	61
5.2.2 Τοποθέτηση ζυγώματος στο ακριανό υποστύλωμα στη στάθμη 11,29 και στη δεύτερη διεύθυνση.....	67
5.3 Απλοποιημένη φασματική μέθοδος.....	68
5.3.1 Εισαγωγή στο πρόγραμμα	68
5.3.2 Σύγκριση διατομών.....	69
5.3.3 Σύγκριση των αντιδράσεων στη βάση των υποστηλωμάτων	70
5.3.4 Σύγκριση μέγιστων μετακινήσεων	70
5.4 Συμπεράσματα.....	71
6 Έλεγχος συνδέσεων.....	72
6.1 Εισαγωγή	72
6.2 Σύνδεση κατακόρυφου διαγώνιου συνδέσμου ακαμψίας- υποστηλώματος.....	73
6.3 Σύνδεση δοκού-βραχέως δοκού - υποστηλώματος	76
6.4 Σύνδεση κύριας δοκού- δευτερεύουσας δοκού	83
6.5 Αποκατάσταση συνέχειας δοκού.....	84
6.6 Έδραση Υποστηλώματος- Χάραξη διαγράμματος αλληλεπίδρασης	85
7 Παραλλαγές.....	91
7.1 Διαστασιολόγηση για κατασκευή στην Αθήνα	91
7.2 Χωρίς σύμμικτες πλάκες	93
7.3 Δείκτης βλάβης χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας.....	95
7.4 Έλεγχος επιρροών 2 ^{ης} τάξης.....	96
7.4.1 Έλεγχος ικανοποίησης κριτηρίου μεταθετότητας	96
7.4.2 Πραγματοποίηση ανάλυσης με γεωμετρική μη γραμμικότητα (Π- Δέλτα).....	97
8 Συμπεράσματα.....	100
Βιβλιογραφία	103

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως αντικείμενο τη μελέτη ενός διώροφου εμπορικού μεταλλικού κτιρίου με τους Ευρωπαϊκές EN 1990, 1991, 1993, 1994 και 1998. Το κτίριο είναι σχεδόν κανονικό σε κάτοψη. Πιο συγκεκριμένα, είναι ορθογωνικής κάτοψης με ένα τμήμα να προεξέχει στο νότιο τμήμα του. Επιλέχθηκαν μεταλλικές και σύμμικτες διατομές, λόγω της ευελιξίας που προσφέρουν τόσο στον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό (πχ. μεγάλα ανοίγματα), όσο και στη διαδικασία κατασκευής τους. Η εργασία αποτελείται από 9 κεφάλαια. Αναλυτικότερα:

Στο 1^ο Κεφάλαιο αναφέρεται ο σκοπός της εργασίας και οι κανονισμοί που χρησιμοποιήθηκαν.

Στο 2^ο Κεφάλαιο γίνεται η περιγραφή του κτιρίου και δίνονται πληροφορίες για τη γεωμετρία και τις διαστάσεις του.

Στο 3^ο Κεφάλαιο γίνεται η περιγραφή του προσομοιώματος. Παρουσιάζεται το προγράμμα που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση και διαστασιολόγηση, το οποίο είναι το ETABS. Ακολούθως, παρουσιάζεται το μοντέλο του κτηρίου, όπως εισήχθη στο πρόγραμμα. Επιπλέον, παρουσιάζονται τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν, υπολογίζονται οι δράσεις της κατασκευής καθώς και οι συνδυασμοί δράσεων με βάση τους οποίους έγινε η ανάλυση και η διαστασιολόγηση.

Στο 4^ο Κεφάλαιο φαίνεται η ανάλυση του φορέα. Γίνονται έλεγχοι τόσο για τα αμιγώς μεταλλικά στοιχεία όσο και για σύμμικτα στην οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ) και στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ). Παρουσιάζεται, η συμπεριφορά τυπικών μελών. Ειδικά για τη σύμμικτη δοκό φαίνονται οι έλεγχοι τόσο με χρήση του προγράμματος όσο και με αναλυτικό τρόπο. Επίσης, ελέγχεται ο δείκτης βλάβης και γίνεται ικανοτικός έλεγχος κατακόρυφων δυνδέσμων δυσκαμψίας.

Στο 5^ο Κεφάλαιο γίνεται σύγκριτική ανάλυση σχετικά με την επιβολή σεισμικού φορτίου, και συγκεκριμένα σύγκριση από την ανάλυση του υπό μελέτη κτηρίου με την απλοποιημένη φασματική μέθοδο και με τη δυναμική φασματική μέθοδο. Παρουσιάζεται μία παραλλαγή που οδηγεί σε καλύτερη σεισμική συμπεριφορά.

Στο 6^ο Κεφάλαιο περιγράφονται ο σχεδιασμός και ο έλεγχος των συνδέσεων των μελών του φορέα. Ενδεικτικά παρουσιάζονται συνδέσεις κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας-υποστυλώματος, δοκού- υποστυλώματος, αποκατάσταση συνέχειας δοκού και έδραση υποστυλώματος.

Στο 7^ο Κεφάλαιο μελετούνται και αξιολογούνται ορισμένες παραλλαγές του κτηρίου. Πιο συγκεκριμένα, παρουσιάζεται η διαστασιολόγηση του κτηρίου, όπως θα έπρεπε να γίνει στην περίπτωση που αυτό κατασκευαζόταν στην Αθήνα, η περίπτωση μη σύμμικτης λειτουργίας των δοκών στην οροφού ισογείου και ο δείκτης βλάβης στην περίπτωση αφαίρεσης των συνδέσμων δυσκαμψίας. Τέλος, γίνεται έλεγχος ικανοποίησης του κτιρίου μεταθετότητας και αν και δεν είναι αναγκαίο πραγματοποιείται η ανάλυση με γεωμετρική μη γραμμικότητα (Π- Δέλτα).

Στο 8^ο Κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την εκπόνηση της εργασίας.

Abstract

This diploma thesis deals with the study and design of a two-storey composite commercial center, under the requirements of Eurocodes EN 1990, 1991, 1993, 1994 and 1998. Structural steel and composite structures were chosen because of the flexibility they offer both in architectural design (exp. large beam opens) and in the process of manufacture. The paper consists of 6 chapters, the description of which is given below:

In the First Chapter, both the goal of this diploma thesis and the web of regulations are described.

The Second Chapter contains the basic information of the construction and details about its geometry and dimensions are given.

In the Third Chapter, the simulation of the building is described. First of all, the means used to analyze the dynamic modal response spectrum analysis of the structure, which is ETABS, is presented, as well as the model of the building used in ETABS. Moreover, the properties of construction materials used are shown, the loads acting on the structure are calculated and the load combinations are determined.

In the Forth Chapter, the results of checks for both steel and composite components for the construction, at the Ultimate Limit State and Serviceability, and the story drifts are presented. Examples of checks are presented for some typical members. Especially the analysis for the composite beams is made both using the program and using analytic methods.

In the Fifth Chapter, there is a comparison between the results of the Dynamic and the Simple Seismic Methods. A change which results in better seismic behavior is displayed.

In the Sixth Chapter, typical joints are tested, such as the joints between column- beam, beam- secondary beam etc.

In the Seventh Chapter, several variations of the building are studied. More precisely, the elements of the building if this was constructed in Athens is presented, as well as the behavior of the building if the beams at the roof of the bottom floor weren't composite, an alteration of the story drifts. At the end, the need of a P- Delta analysis is checked and, even if it is not needed, a P- Delta analysis is made.

Finally, in the eighth and conclusive chapter of the thesis the results are summarized and conclusions are mentioned.

Ευχαριστίες

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον Καθηγητή κύριο Ιωαννίδη Γεώργιο, για την ευκαιρία που μου έδωσε να κάνω τη διπλωματική μου εργασία στο Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών και με αυτόν τον τρόπο να εμβαθύνω τις γνώσεις μου στο αντικείμενο αυτό, για τη γενόμενη επίβλεψη της διπλωματικής μου εργασίας, καθώς και για την ενθάρρυνση και την πολύτιμη επιστημονική καθοδήγηση καθ' όλη τη διάρκεια της εκπόνησής της.

Ευχαριστώ ακόμη την κ. Βίκυ Μπεκιάρη, γραμματέα του Εργαστηρίου, για τη βοήθεια που μου παρείχε στη διεκπεραίωση όλων των διαδικαστικών θεμάτων που αφορούσαν την παράδοση της παρούσας διπλωματικής και στην άρτια επικοινωνία μου με τον Τομέα.

Επίσης, ευχαριστώ το Γιώργο Παπαδόπουλο, απόφοιτο Πολιτικό Μηχανικό Ε.Μ.Π., για την καθοδήγηση στη χρήση του λογισμικού προγράμματος Etabs.

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

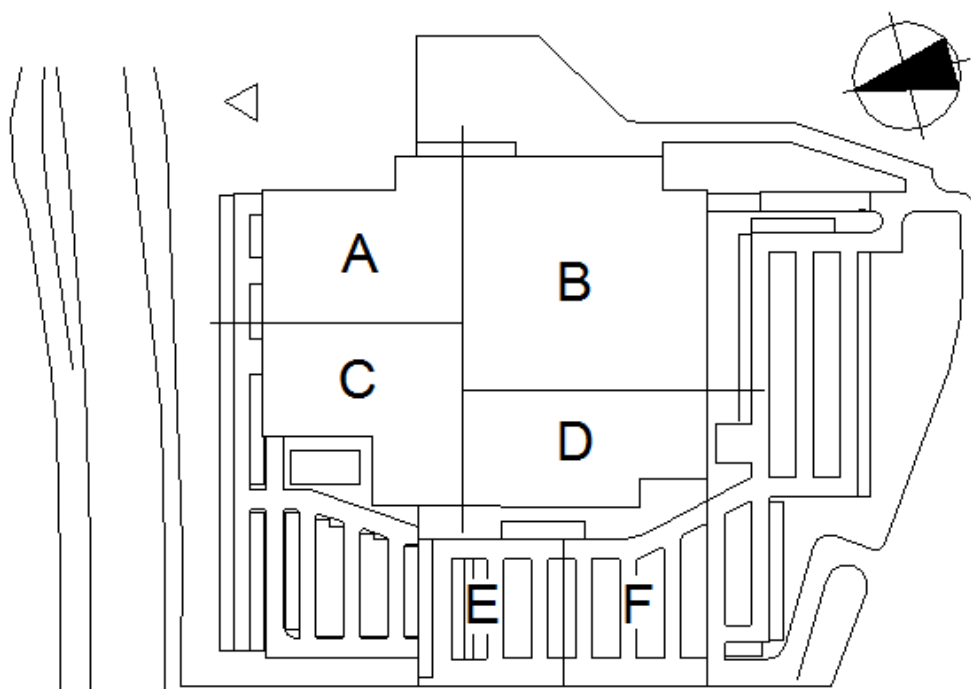
Τέλος, αισθάνομαι την ανάγκη να ευχαριστήσω την οικογένειά μου για την κατανόηση, την υπομονή και τη συμπαράσταση που μου προσέφερε καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

1 Σκοπός της Εργασίας

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση διώροφου μεταλλικού κτιρίου, με φέροντα οργανισμό από χάλυβα, το οποίο θα βρίσκεται στην περιοχή της Αττικής με τους ισχύοντες Ευρωκώδικες. Το συγκεκριμένο κτίριο σχεδιάστηκε στα πρότυπα τμήματος του υπάρχοντος κτιρίου ΙΚΕΑ στη Σόφια Βουλγαρίας, και συγκεκριμένα πρόκειται για το BLOCK D. Η μελέτη έγινε με τη χρήση του προγράμματος ηλεκτρονικού υπολογιστή ETABS v9.5 και βασίστηκε στους Ευρωκώδικες EN 1990, 1991, 1993, 1994 και 1998 και τα Ελληνικά Εθνικά Προσαρτήματα.

Πιο συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν:

- Ευρωκώδικας 0: Βάσεις σχεδιασμού
- Ευρωκώδικας 1: Βασικές Αρχές Σχεδιασμού και Δράσεις στις Κατασκευές
- Ευρωκώδικας 3 : Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα
- Ευρωκώδικας 4 : Σχεδιασμός Σύμμικτων Κατασκευών
- Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός



Σχήμα 1.1: Σύμπλεγμα κτηρίων του συγκροτήματος ΙΚΕΑ Σόφιας

2 Περιγραφή του Κτιρίου

Το κτίριο που μελετάται είναι ένα από τα κτήρια που αποτελούν το συγκρότημα κτιρίων ΙΚΕΑ Σόφιας, και συγκεκριμένα το BLOCK D (δες σχήμα 1.1). Για το λόγο αυτό, δεν τοποθετήσαμε αρμούς διαστολής στο υπό μελέτη κτήριο. Πρόκειται για διώροφο εμπορικό κτίριο με μεταλλικό σκελετό. Η κάτοψη του κάθε ορόφου είναι επιφάνειας 2.560 m^2 , ενώ η συνολική του ωφέλιμη επιφάνεια 5.120 m^2 . Ο σκελετός του κτιρίου αποτελείται από μεταλλικά υποστυλώματα, μεταλλικές δοκούς, σύμμικτες δοκούς και πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα. Στην επιλογή μεταλλικής κατασκευής οδήγησε η απαίτηση για μεγάλα ανοίγματα, χωρίς να παρεμβάλλονται υποστηλώματα, και η ταχύτητα κατασκευής.

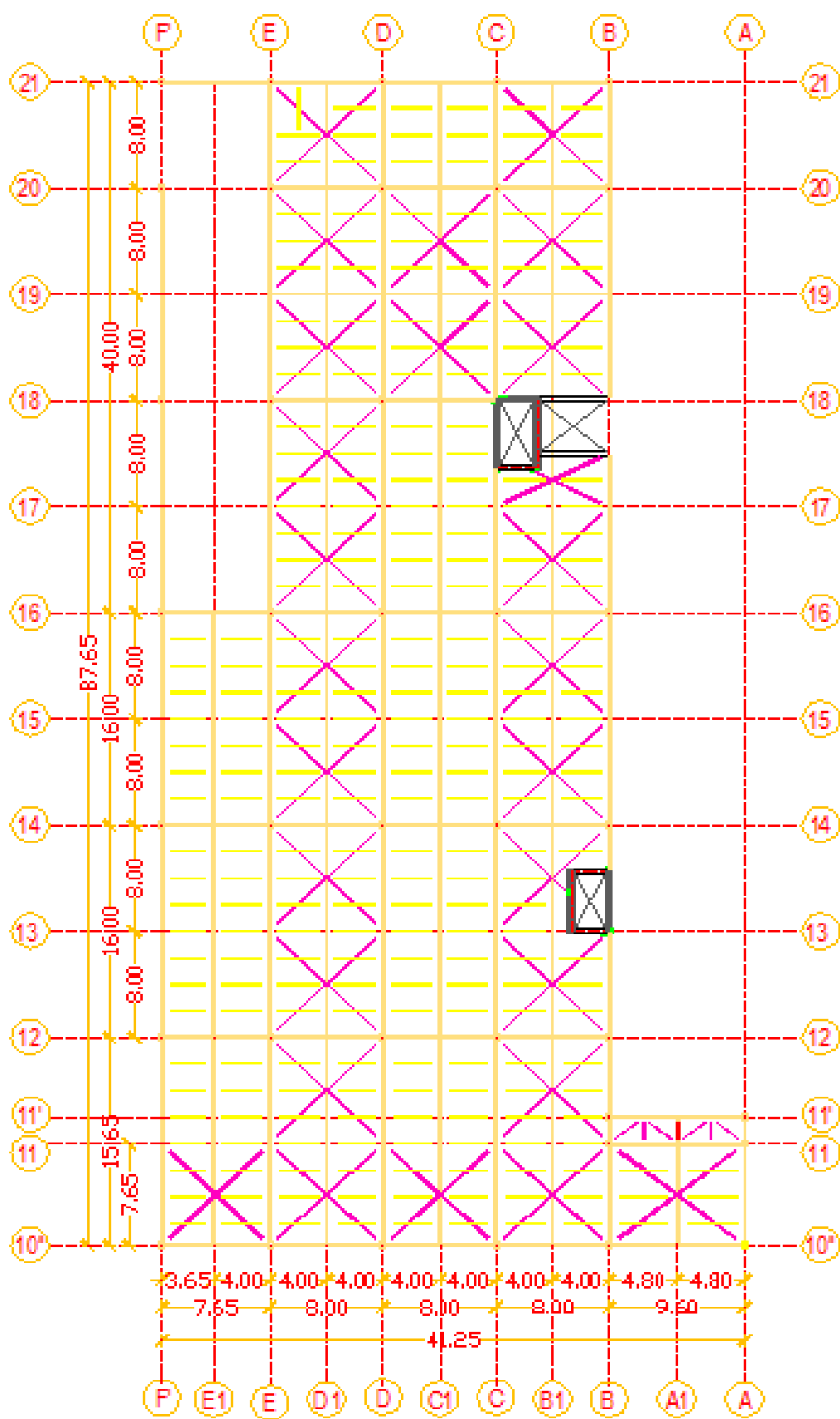
Το σχήμα της κάτοψης είναι πολυγωνικό, όπως φαίνεται και στο σχήμα 2.1. Το κτίριο εντάσσεται σε ορθογωνικό σύστημα αξόνων. Κατά τον άξονα $x'x$, η πλευρά (Α-Β) έχει μήκος 48,00 m, η (Γ-Δ) 40,00 m, η (Ζ-Ε) 80,00 m, ενώ η πιο μικρή (Θ-Η) έχει μήκος 8,00 m. Κατά τον άξονα $y'y$, η πλευρά του (Α-Θ) έχει μήκος 40,00 m, η (Β-Γ) 8,00 m, η (Δ-Ε) 24,00 m, ενώ τέλος η (Ζ-Η) έχει μήκος 8,00 m. Το ύψος του ισογείου είναι 5,41 m, ενώ του πρώτου ορόφου είναι 5,61 m. Το υψόμετρο του εδάφους είναι m. Συνολικά το ύψος του κτιρίου είναι 11,02 m.

Η αρχιτεκτονική σχεδίαση του κτιρίου είναι βασισμένη σε κάρναβο με φατώματα των 8,00 m και κατά τις δύο διευθύνσεις.

Όλες οι συνδέσεις (δοκών-υποστυλωμάτων, υποστυλωμάτων-συνδέσμων δυσκαμψίας, κυρίων δοκών-δευτερευουσών δοκών) είναι απλές συνδέσεις τέμνουσας (αρθρώσεις). Μάλιστα, θεωρήσαμε ότι ακόμα και οι βάσεις των υποστυλωμάτων συνδέονται αρθρωτά καθώς στην πραγματικότητα στηρίζονται σε υποστηλώματα από μπετό που βρίσκονται στον κάτω όροφο.

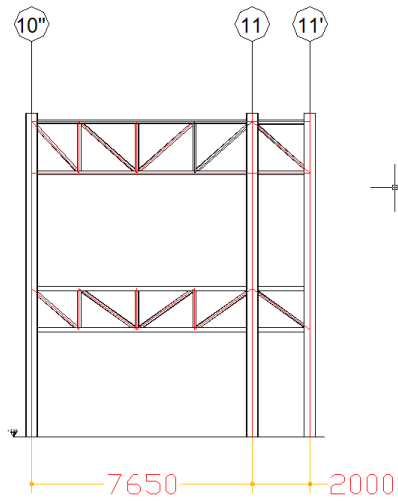
Οι διατομές όλων των υποστυλωμάτων και των κύριων δοκών είναι κοίλες τετραγωνικές. Οι τεγίδες έχουν διατομή διπλού ταυ. Κανένα μέλος δεν έχει εσωτερικές ελευθερώσεις. Η σύμμικτη πλάκα της οροφής του ισογείου αποτελείται από χαλυβδόφυλλα, έγχυτο σκυρόδεμα και σιδηροπλισμό, ενώ στην οροφή του κτηρίου έχει τοποθετηθεί απλό χαλυβδόφυλλο.

Τέλος, τοποθετήθηκαν οριζόντιοι και κατακόρυφοι χιαστοί σύνδεσμοι στο κέλυφος του κτιρίου, με σκοπό την πλευρική εξασφάλιση από φορτία ανέμου και σεισμικά φορτία.

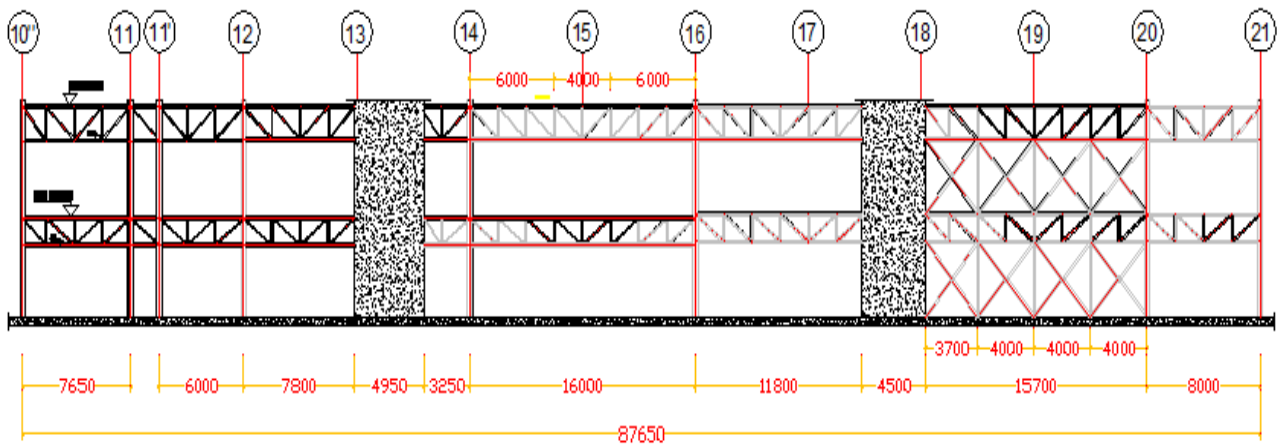


Σχήμα 2. 1: Κάτοψη τυπικού ορόφου

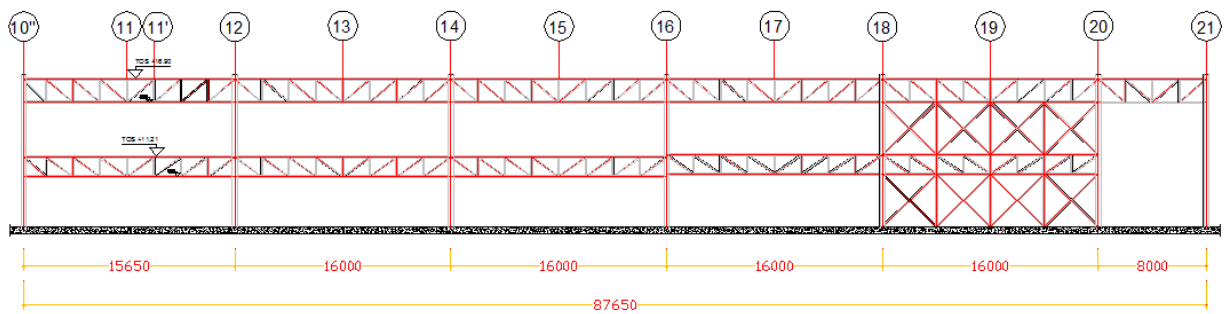
Παρουσιάζονται επίσης οι ακόλουθες χαρακτηριστικές όψεις:



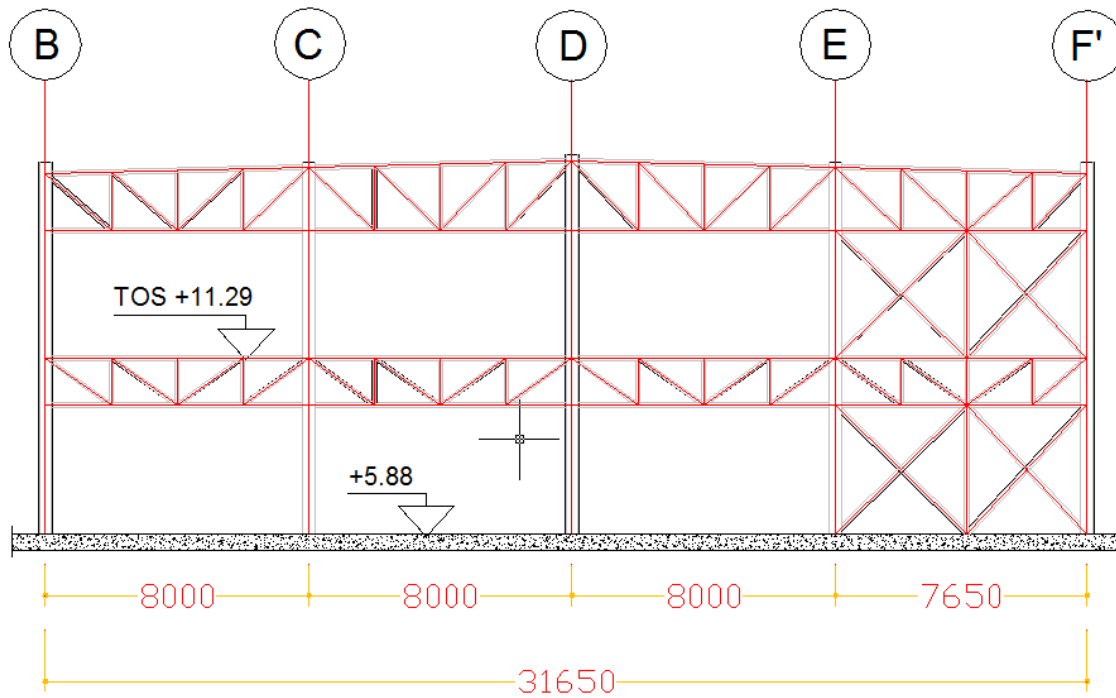
Σχήμα 2. 2 Όψη πλαισίου άξονα Α



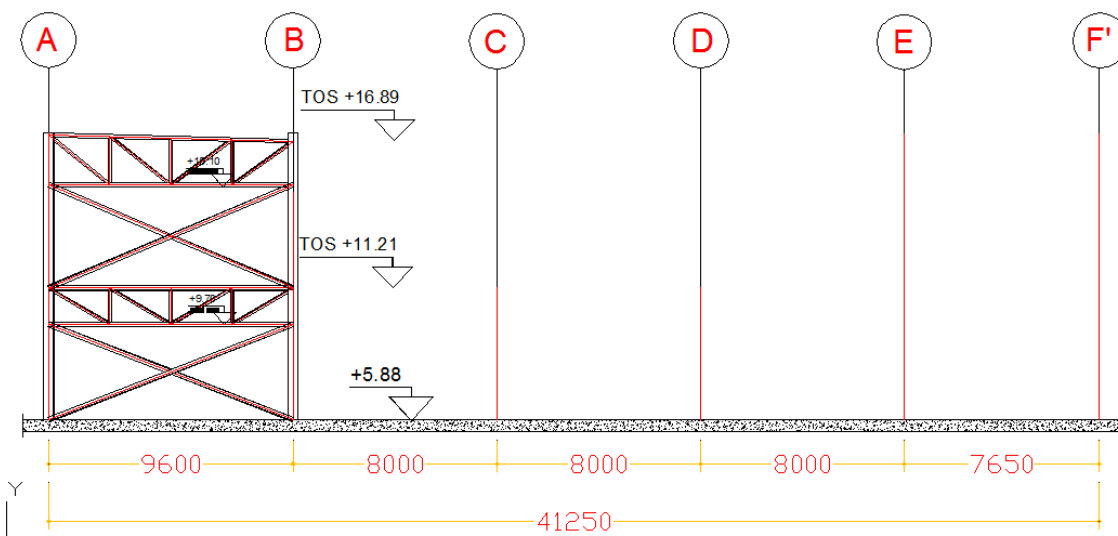
Σχήμα 2.3 : Όψη πλαισίου άξονα Β



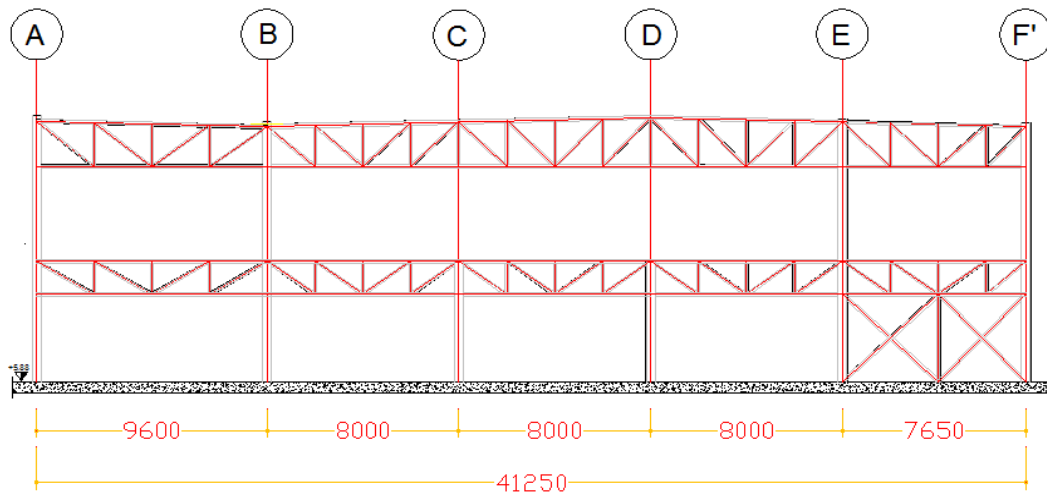
Σχήμα 2. 4: Όψη πλαισίου άξονα F



Σχήμα 2.5: Όψη πλαισίου άξονα 21



Σχήμα 2.6: Όψη πλαισίου άξονα 11'



Σχήμα 2.7: Όψη πλαισίου άξονα 10"

3 Περιγραφή προσομοιώματος

3.1 Παρουσίαση προγράμματος ETABS

Το μέσο ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκε για την κατασκευή είναι το πρόγραμμα ETABS 9.5, το οποίο είναι ευρέως διαδεδομένο για την ανάλυση και διαστασιολόγηση κτιρίων. Το πρόγραμμα αυτό ήταν από 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 περιέχει όρους δομικών αντικειμένων που χρησιμοποιούνται καθημερινά όπως Υποστυλώματα, Δοκοί, Σύνδεσμοι Ακαμψίας, Τοιχώματα σε αντίθεση με τα κοινά προγράμματα στατικής ανάλυσης που χρησιμοποιούν κόμβους, μέλη κλπ. Παράλληλα παρέχει αυτοματισμούς μόρφωσης, ανάλυσης και διαστασιολόγησης του φορέα, με γρήγορο, άνετο και αποτελεσματικό τρόπο.

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 δομημάτων με μόρφωση συστήματος δοκών, πλακών, υποστυλωμάτων, 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 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 τον 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.

Μάλιστα, το ETABS PLUS, ως πακέτο ανάλυσης και διαστασιολόγησης κτιρίων περιλαμβάνει ακόμα:

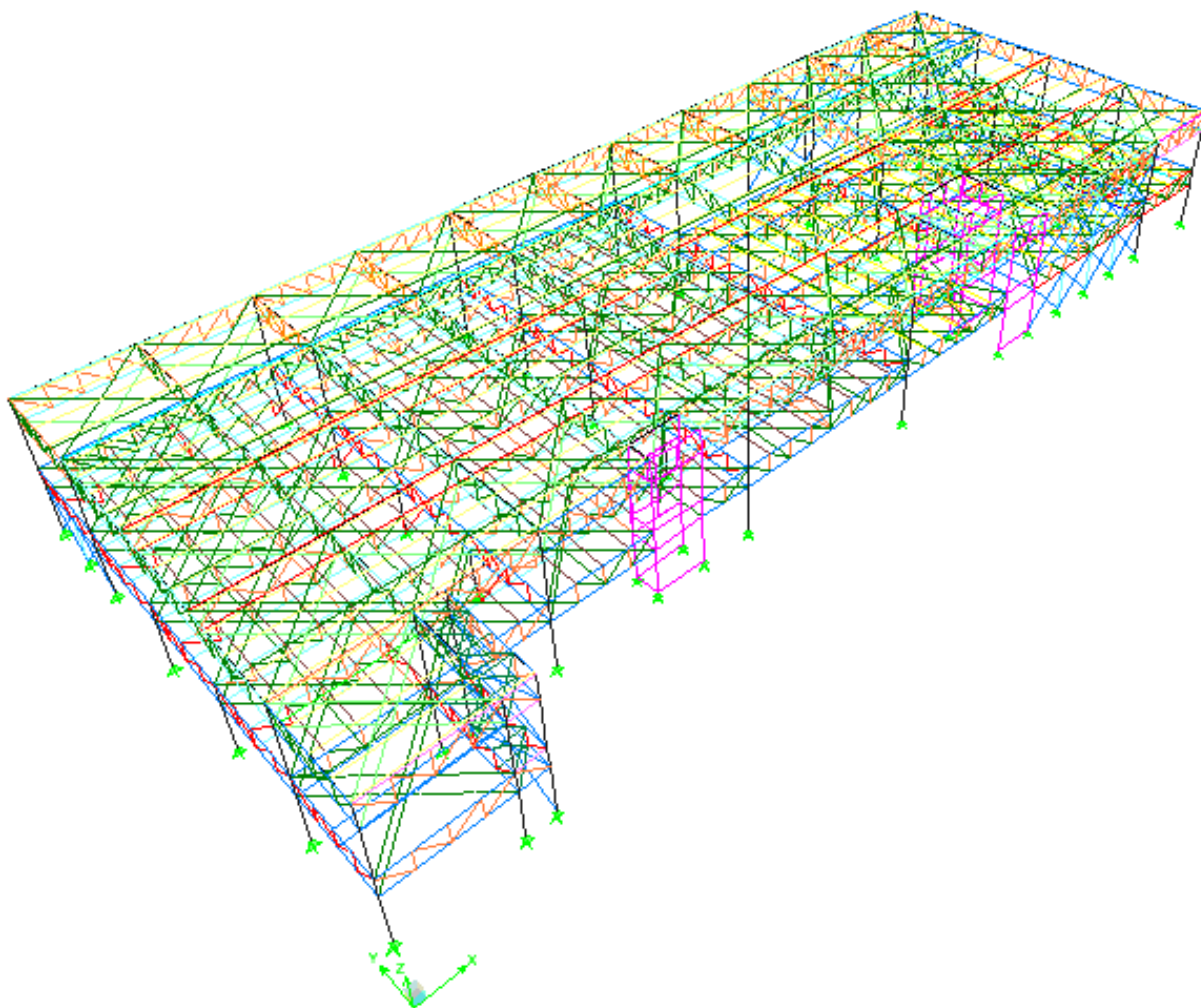
- Πλήρως τρισδιάστατο κτιριακό μοντέλο
- Κτιριακή ορολογία (δοκοί, πλάκες, υποστυλώματα κλπ)
- Αυτόματη γένεση φορτίων βαρύτητας
- Αυτόματη γένεση φορτίων ανέμου
- Αυτόματη γένεση σεισμικών φορτίων
- Τρισδιάστατη ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων
- Ραβδωτά, επιφανειακά, κομβικά στοιχεία και στοιχεία σύζευξης
- Δυνατότητα ανάλυσης φαινομένων δευτέρας τάξεως (P-Δ)
- Γραμμική στατική ανάλυση
- Ιδιομορφική ανάλυση
- Δυναμική φασματική ανάλυση
- Γραμμική ανάλυση με χρονοϊστορία
- Διαστασιολόγηση χάλυβα
- Διαστασιολόγηση οπλισμένου σκυροδέματος
- Διαστασιολόγηση συμμεικτών διατομών
- Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα

3.2 Παρουσίαση μοντέλου υπό μελέτη κτηρίου στο ETABS

Σύμφωνα με όσα έχουν αναφερθεί έγινε εισαγωγή του μοντέλου του κτηρίου στο ETABS. Λόγω της πολυπλοκότητας του κτηρίου και της χρήσης σε αυτό 22 διαφορετικών διατομών, έγινε μία προσπάθεια ομαδοποίησης και έτσι χρησιμοποιήθηκαν διαφορετικά χρώματα για διαφορετικές διατομές.

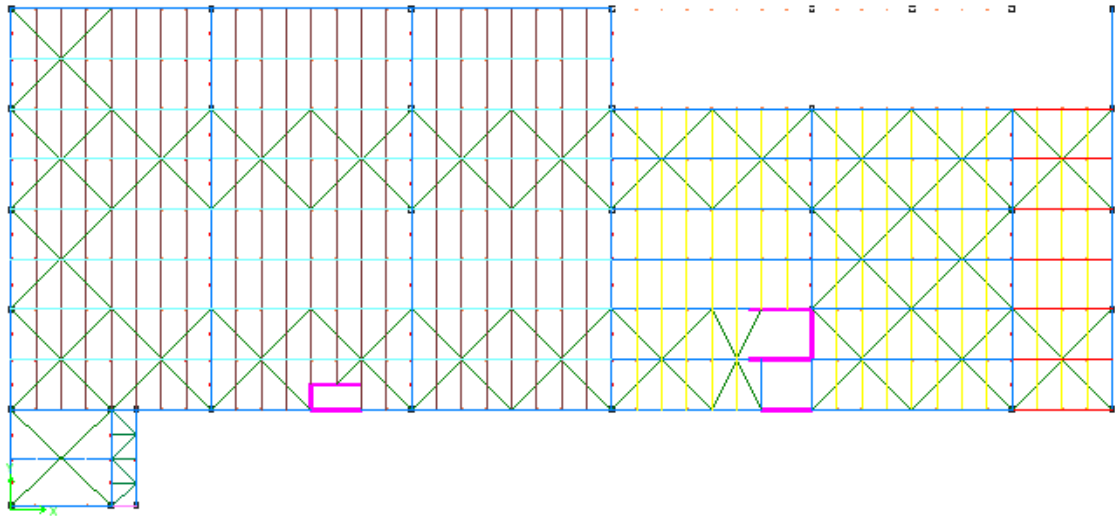
Οι κυριότερες διατομές που συναντώνται στα διάφορα μέλη του φορέα και τα αντίστοιχα χρώματα είναι:

- 1) SHS 400*12,5: υποστηλώματα: μαύρο
- 2) IPE 240: τεγίδες κίτρινο
- 3) SHS 100*5: οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας: λαχανί
- 4) SHS 180*6: κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας :μπλε
- 5) SHS 140*8: δευτερεύουσες δοκοί: κόκκινο
- 6) SHS 160*6: κύριες δοκοί :ροζ
- 7) SHS 120*5: δευτερεύουσες δοκοί:πράσινο
- 8) IPE 200: τεγίδες: καφέ
- 9) L 60*6: οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας: χρυσαφί
- 10) RHS 300*200*12,5: κύριες δοκοί: καφέ
- 11) SHS 120*6: δευτερεύουσες δοκοί: πορτοκαλί

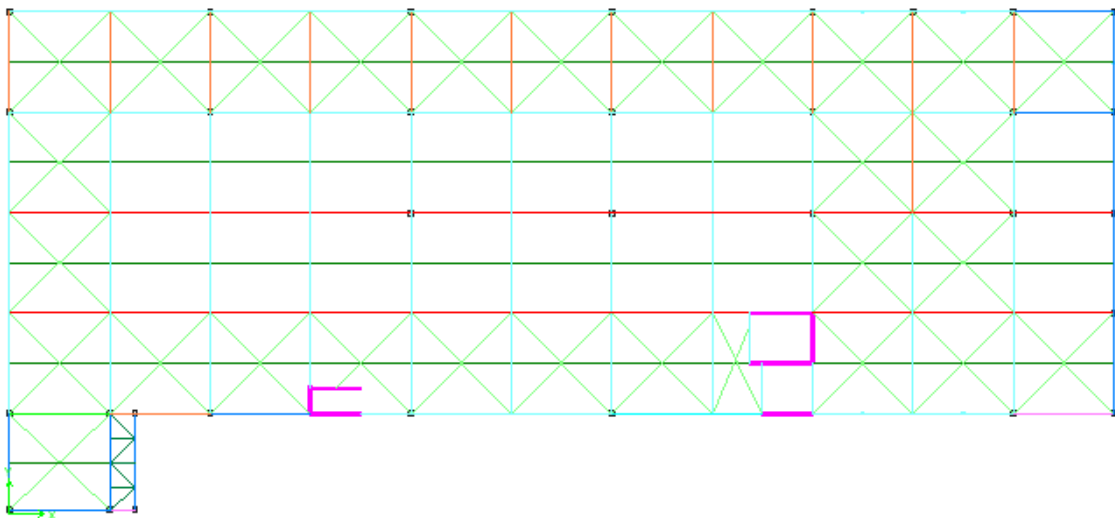


Σχήμα 3.1: Το τρισδιάστατο μοντέλο

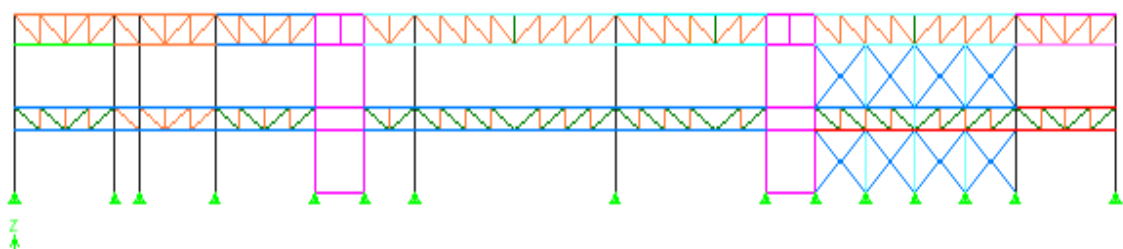
Ενδεικτικά, επίσης, παρουσιάζονται:



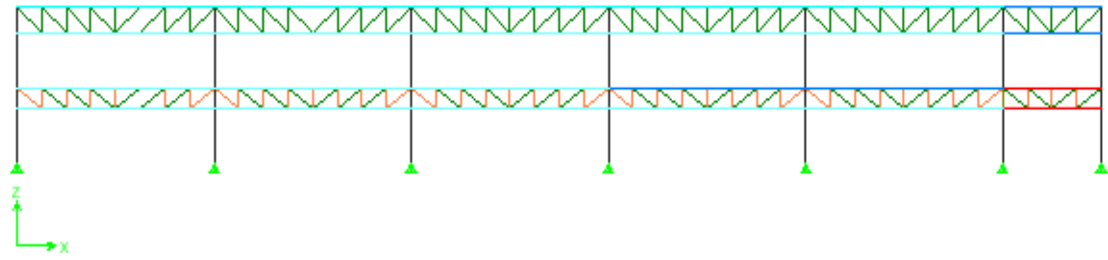
Σχήμα 3.2: Κάτοψη ορόφου TOP 11,29



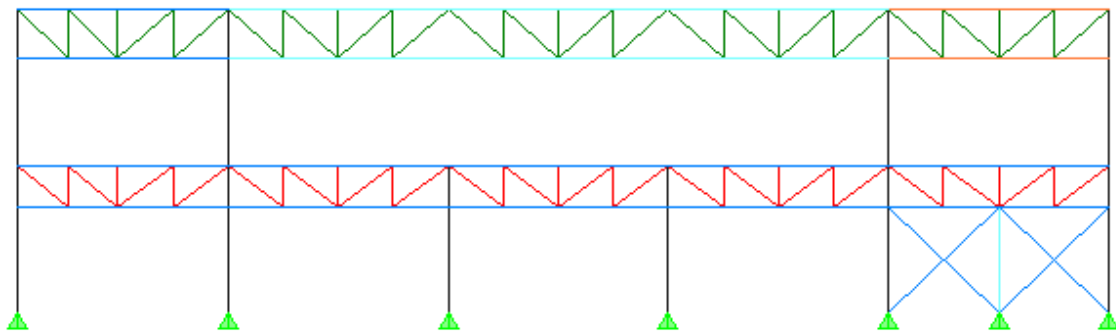
Σχήμα 3.3: Κάτοψη ορόφου BOTTOM 16,9



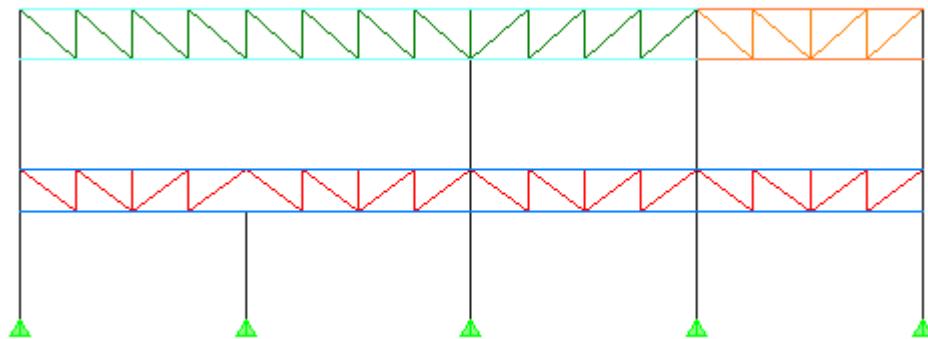
Σχήμα 3.4: Όψη 3



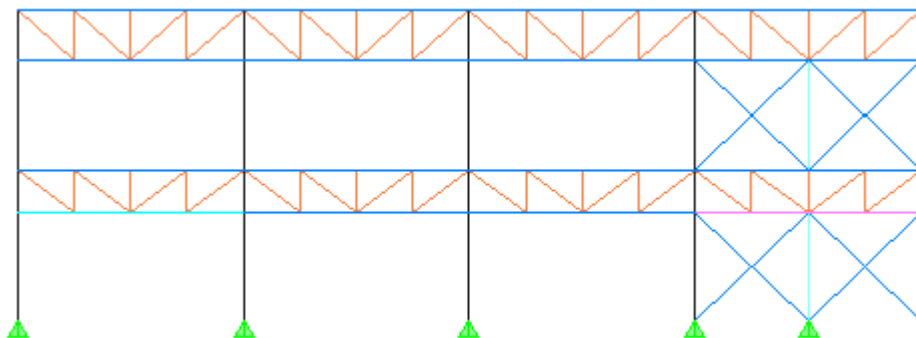
Σχήμα 3.5: Όψη 9



Σχήμα 3.6: Όψη Α



Σχήμα 3.7: Όψη Q



Σχήμα 3.8: Όψη X=88

3.3 Ποιότητα υλικών κατασκευής

3.3.1 Σκυρόδεμα C35/45

Για τις πλάκες του κτιρίου και τα τοιχώματα όπου αυτά υπάρχουν, έχει χρησιμοποιηθεί σκυρόδεμα κατηγορίας C35/45, 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:	$f_{ck}= 35000 \text{ kN/m}^2$

3.3.2 Δομικός Χάλυβας S355

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 S355. 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:	$f_y = 355000 \text{ kN/m}^2$
Εφελκυστική Αντοχή:	$f_u = 510000 \text{ kN/m}^2$

3.3.3 Σύμμικτες Πλάκες

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 Ribdeck E60 Section με $t_c=0.12$, $h_r=0.07$, $w_r=0.11$ και $s_r=0.33$.

3.3.4 Χάλυβας οπλισμού B500C

Οι τιμές σχεδιασμού του είναι:

Χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής: $f_{yk} = 500000 \text{ kN/m}^2$

3.4 Φορτίσεις

Ανάλογα με τη χρήση, τη μορφή και τη θέση του έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με τις οποίες ο μελετητής θα προβεί στην ανάλυση του φορέα, για να προσδιορισθούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη.

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
 - Θερμοκρασιακές μεταβολές
- Τυχηματικά Φορτία
- Σεισμικά Φορτία (έμμεσο φορτίο με επιβολή επιβεβλημένων μετατοπίσεων)

Λόγω της μορφής του κτηρίου, θεωρήθηκε ότι όλα τα οριζόντια φορτία ασκούνται στις τεγίδες και από εκεί μεταβιβάζονται στις κύριες δοκούς και στα υπόλοιπα μέλη του φορέα. Αντιστοίχως, έγινε η θεώρηση ότι τα κατακόρυφα φορτία ασκούνται στα υποστηλώματα (λαμβάνοντας υπόψη τις αντίστοιχες επιφάνειες επιρροής) και από εκεί μεταβιβάζονται στα υπόλοιπα μέλη.

3.4.1 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 0.80 kN/m^2 για την οροφή και 3.65 kN/m^2 για τους υπόλοιπους ορόφους.

3.4.2 Κινητά (μεταβλητά) 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 κατανεμημένες 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 $1,00\text{ kN/m}^2$.

3.4.3 Δράσεις ανέμου

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, μέρος 1-4 (pr EN 1991-1-4), 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.

Οι δράσεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα, παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις τη βασική φόρτιση. Το μέγεθος των δράσεων αυτών μεταβάλλεται ανάλογα με την τοποθεσία, το ύψος της κατασκευής, το είδος του περιβάλλοντος χώρου κλπ.

Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Συνήθως, όμως, η επίδραση αυτή είναι μικρή, οπότε τα φορτία του ανέμου μπορεί να θεωρούνται ως στατικά.

Η πιο σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα ανέμου, η οποία 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 (θ=0°) και τη θετική διεύθυνση του άξονα y'y (θ=90°).

Στο συγκεκριμένο έργο οι δράσεις λόγω ανέμου υπολογίστηκαν ως εξής:

Δίνεται ότι ένας τυπικός άνεμος στην Ελλάδα, (σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα) έχει ταχύτητες:

- 33 m/s σε απόσταση έως και 10 Km από την ακτή
 - 27 m/s στην υπόλοιπη χώρα
- $$(v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1 \cdot 1 \cdot 33 \text{ m/s} = 33 \text{ m/s})$$

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).

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 $C_r(z)$ λαμβάνει υπόψη τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και λόγω της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου. Για ύψος 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:

$$k_r = 0,19 \left(z_0 / z_{0,11} \right)^{0,07} \text{ (συντελεστής εδάφους)}$$

z_0 : είναι το μήκος της ταχύτητας 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 $\theta=0^\circ$: έχω ύψος $h=16,9\text{m}$ και πλάτος $b=40\text{ m}$ $\rightarrow h < b \rightarrow$ το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από ένα τμήμα με ύψος $z_e = h$
 Ισχύει ότι: $z_{min} \leq z \leq z_{max}=200\text{m}$
 $z = h \rightarrow Cr(z) = kr \ln(z/z_0) = 0,19(1,0 / 0,05)^{0,07} \ln(16,9 / 1,0) = 0,6625$
- Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$: έχω ύψος $h=16,90\text{ m}$ και πλάτος $b=88\text{m} \rightarrow h \leq b \rightarrow z_e = h$
 Ισχύει ότι: $z_{min} \leq z = 17,6 \leq z_{max}=200\text{m}$
 $\rightarrow Cr(z) = kr \ln(z/z_0) = 0,19(1,0 / 0,05)^{0,07} \ln(16,90 / 1,0) = 0,6625$

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:

- $C_t = 1$ για $\Phi < 0,05$
- $C_t = 1 + 2 s \Phi$ για $0,05 < \Phi < 0,3$
- $C_t = 1 + 0,6 s$ για $\Phi > 0,3$

όπου:

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

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

Θεωρώ $\Phi=0$, άρα $C_t = 1$

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 $\theta=0^\circ$: έχω ύψος $h=16,90\text{ m}$ και πλάτος $b=87,65\text{m} \rightarrow$
 $c_s c_d = 0,80$
- ✓ Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$: έχω ύψος $h=16,90\text{ m}$ και πλάτος $b=41,25\text{m} \rightarrow$
 $c_s c_d = 0,86$

Αεροδυναμικοί Συντελεστές πίεσης και δύναμης

Οι συντελεστές αυτοί (εξωτερικής πίεσης c_{pe} , εσωτερικής πίεσης c_{pi} και συντελεστής δύναμης c_f) εισάγονται προκειμένου να υπολογιστούν οι τελικές πιέσεις επί των επιφανειών των κατασκευών, ή οι τελικές δυνάμεις ανέμου σε όλη την κατασκευή, ή σε ένα τμήμα της. Εξαρτώνται, μάλιστα, από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας A , η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του.

Εμβαδόν φορτιζόμενης επιφάνειας

- ✓ Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$: έχω ύψος 16,90 m και πλάτος $b=41,25\text{m}$
 $\rightarrow A=697,16\text{ m}^2$
- ✓ Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$: έχω ύψος 16,90 m και πλάτος $b=87,65\text{m}$
 $\rightarrow A=1481,29\text{ m}^2$

Και στις δύο περιπτώσεις το εμβαδόν είναι μεγαλύτερο των 10 m^2 , επομένως

$$c_{pe} = c_{pe,10}.$$

Στους πίνακες που ακολουθούν και αναφέρονται μόνο σε κτήρια, οι τιμές των συντελεστών c_{pe} αντιστοιχούν σε διευθύνσεις του ανέμου κατά γωνίες 0° , 90° και 180° , έχουν όμως προκύψει για το εύρος μεταβολής της γωνίας αυτής κατά 45° ανά διεύθυνση. Αντιπροσωπεύουν επομένως τις δυσμενέστερες πιέσεις που μπορεί να εμφανιστούν στα διάφορα σημεία του κτηρίου.

Κατακόρυφοι τοίχοι κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη:

- ✓ Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$: έχω ύψος 16,90 m και πλάτος $b=40\text{ m}$ $\rightarrow h < b \rightarrow$ το κτίριο λαμβάνεται ως ένα τμήμα με $z_e=h$.
Ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους c_{pe} προκύπτει από πίνακα για γνωστό h/d . Για ενδιάμεσες τιμές του h/d θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή.
 $e = \min\{b, 2h\} = \min\{40, 2 \cdot 16.9\} = \min\{40, 33.8\} = 33.8\text{ m}$
 $e = 33.80\text{ m} < d = 88\text{ m}$

$$\text{Για } h/d = 16.9/88 = 0.193$$

$$\rightarrow c_{pe} = 0,700 : D$$

$$\rightarrow c_{pe} = -0,300 : E$$

$$\rightarrow c_{pe} = -1,200 : A$$

$$\rightarrow c_{pe} = -1,100 : B$$

$$\rightarrow c_{pe} = -0,500 : C$$

- ✓ Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$: έχω ύψος 16,90 m και πλάτος $b=88$ $\rightarrow h \leq b \rightarrow z_e = h$
 $e = \min\{b, 2h\} = \min\{40, 2 \cdot 16.9\} = \min\{41.25, 33.80\} = 33.80\text{ m}$
 $e = 33.80 < d = 40$

$$\text{Για } h/d = 16.9/40 = 0,41$$

$$\rightarrow c_{pe} = 0,721 : D$$

$$\rightarrow c_{pe} = -0,343 : E$$

$$\rightarrow c_{pe} = -1,200 : A$$

$$\rightarrow c_{pe} = -1,100 : B$$

$$\rightarrow c_{pe} = -0,500 : C$$

Πίεση ταχύτητας Αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z , η οποία περιλαμβάνει μέσες και μικρής 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 στην μελέτη μας λήφθηκε 33m/s (σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα).

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 0,662521057

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

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

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

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

όπου:

k_i : είναι ο συντελεστής στροβιλισμού (ίσος με 1,0)

Τελική Πίεση

Η τελική πίεση επί ενός τοίχου ή ενός επιμέρους στοιχείου είναι η διαφορά πιέσεων επί των επιφανειών του τοίχου ή του στοιχείου, λαμβάνοντας υπόψη τη φορά των πιέσεων αυτών. Η πίεση που κατευθύνεται προς την επιφάνεια λαμβάνεται ως θετική, ενώ η αναρρόφηση, το διάνυσμα της οποίας απομακρύνεται από την επιφάνεια, λαμβάνεται ως αρνητική.

Υπολογισμοί για τις δυο διευθύνσεις του ανέμου:

✓ Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$: έχω ύψος $h=16,90$ m και πλάτος $b=40$ m, $d=88$ m
 $\rightarrow h < b \rightarrow z_e = h$

Για $z_e = h = 16,90$ m :

$$\rightarrow I_v(z) = 1,0 / (1,0 \cdot \ln(16,90/1,0)) = 0,353692633$$

$$\rightarrow v_m(z) = 0,662521057 \cdot 1,0 \cdot 33 \text{ m/s} = 21,863195 \text{ m/s}$$

$$\begin{aligned} \text{Επομένως: } q_p(z) &= [1 + 7 \cdot 0,353692633] \cdot 1/2 \cdot 0,00125 \cdot 21,863195^2 = \\ &= 1,038 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\frac{h}{d} = 0,19$$

Η εξωτερική πίεση λοιπόν θα είναι:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,038407 \cdot 0,700 = +0,73 \text{ kN/m}^2 : D$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,038407 \cdot (-0,300) = -0,31 \text{ kN/m}^2 : E$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,038407 \cdot (-1,200) = -1,25 \text{ kN/m}^2 : A$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,038407 \cdot (-1,100) = -1,14 \text{ kN/m}^2 : B$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,038407 \cdot (-0,500) = -0,52 \text{ kN/m}^2 : C$$

✓ Για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$: έχω ύψος $h=16,90$ m και πλάτος $b=88$ m, $d=40$ m
 $\rightarrow h \leq b \rightarrow z_e = h$

$$\rightarrow I_v(z) = 1,0 / (1,0 \cdot \ln(16,90/1,0)) = 0,353692633$$

$$\rightarrow v_m(z) = 0,662521057 \cdot 1,0 \cdot 33 \text{ m/s} = 21,863195 \text{ m/s}$$

$$\begin{aligned} \text{Επομένως: } q_p(z) &= [1 + 7 \cdot 0,353692633] \cdot 1/2 \cdot 0,00125 \cdot 21,863195^2 = \\ &= 1,038 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\frac{h}{d} = 0,42$$

Η εξωτερική πίεση λοιπόν θα είναι:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,038407 \cdot 0,721 = +0,75 \text{ kN/m}^2 : D$$

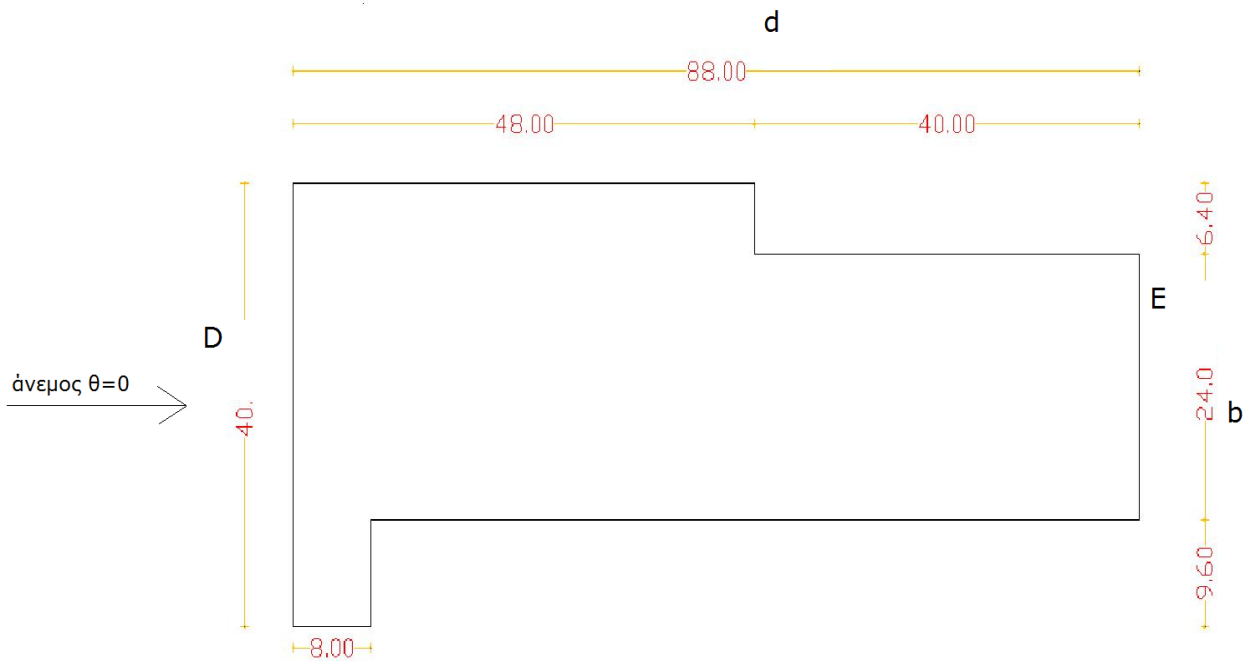
$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,038407 \cdot (-0,343) = -0,37 \text{ kN/m}^2 : E$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,038407 \cdot (-1,200) = -1,25 \text{ kN/m}^2 : A$$

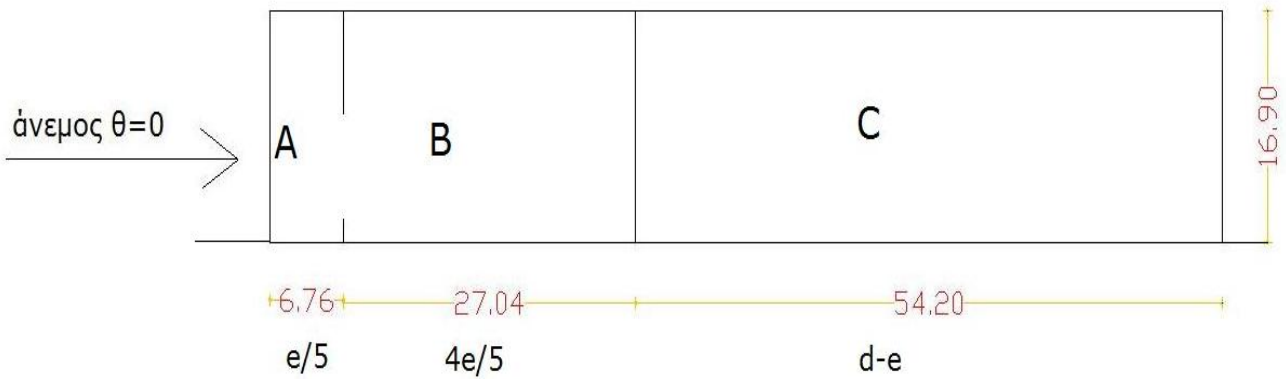
$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,038407 \cdot (-1,100) = -1,15 \text{ kN/m}^2 : B$$

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,038407 \cdot (-0,500) = -0,52 \text{ kN/m}^2 : C$$

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

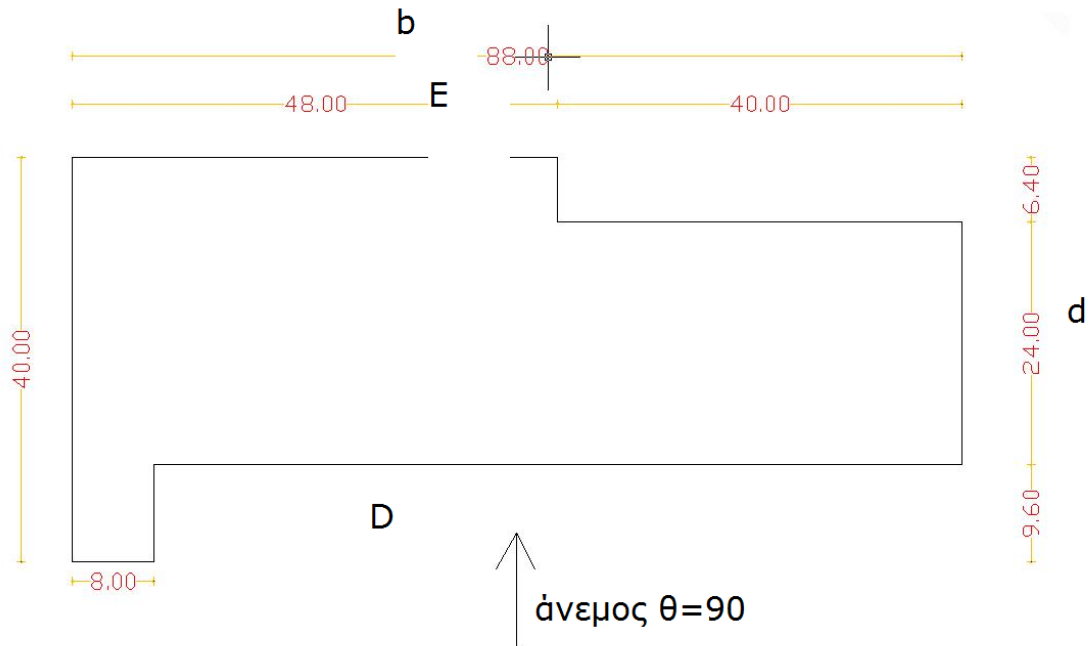


Σχήμα 3.9 : Κάτοψη κτιρίου

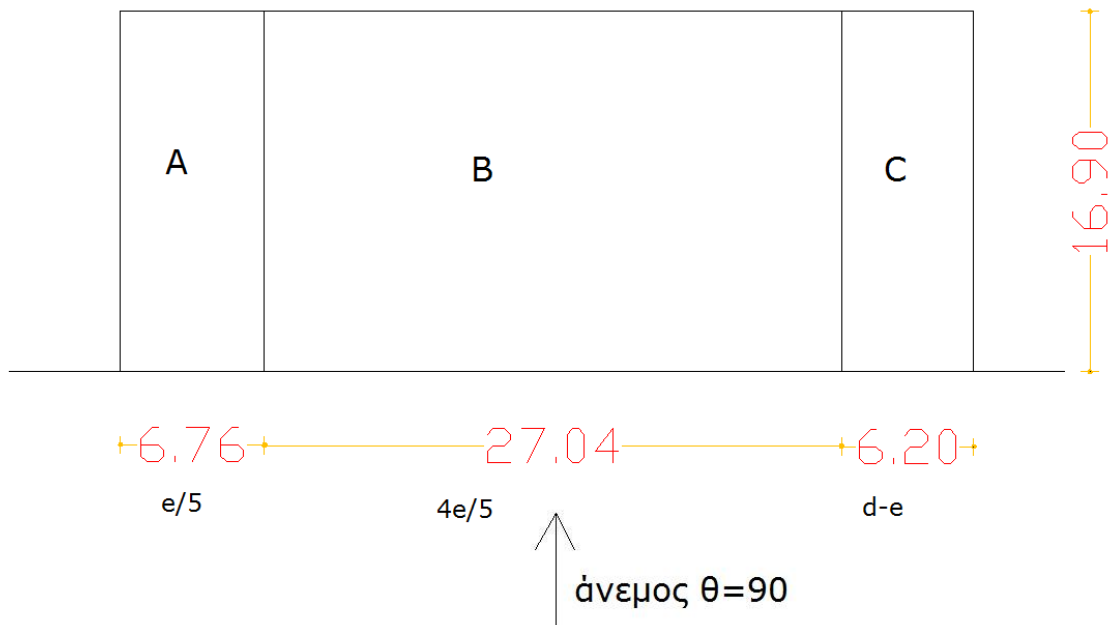


Σχήμα 3.10: Όψη κτιρίου για $e < d$

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

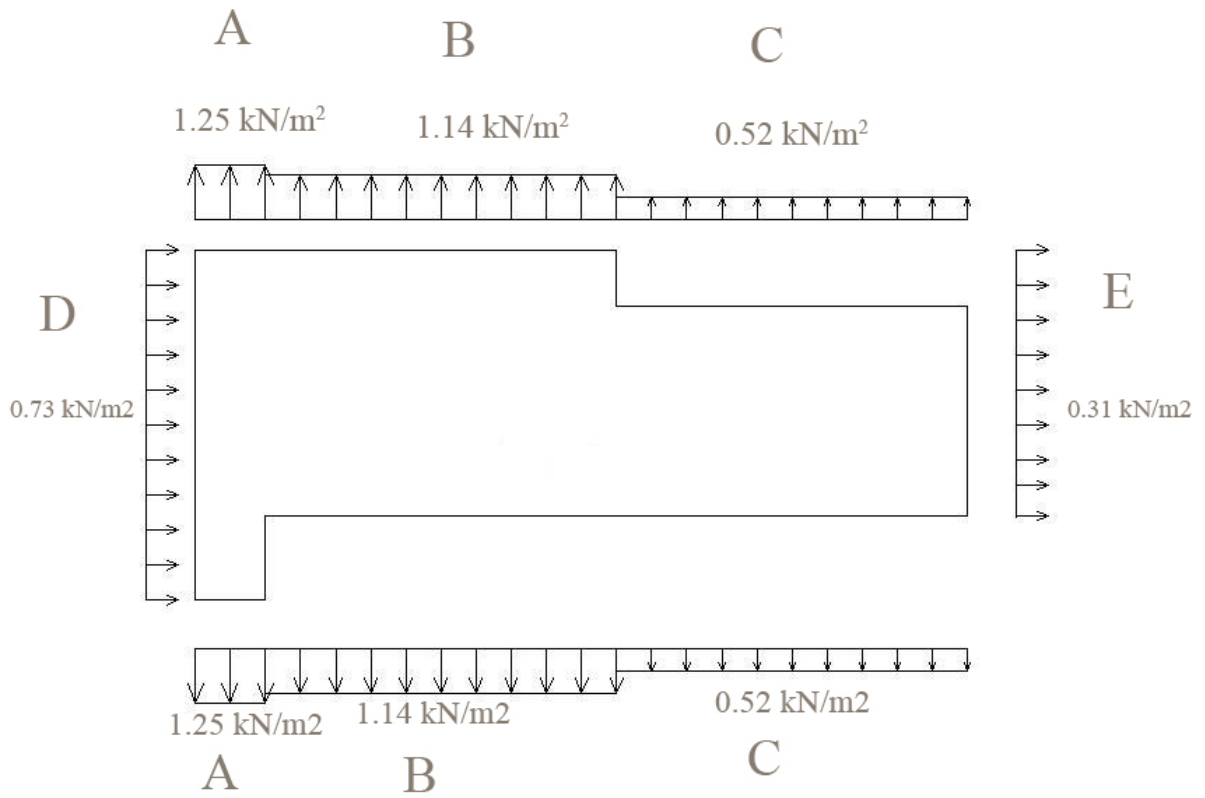


Σχήμα 3.11: Κάτοψη κτιρίου

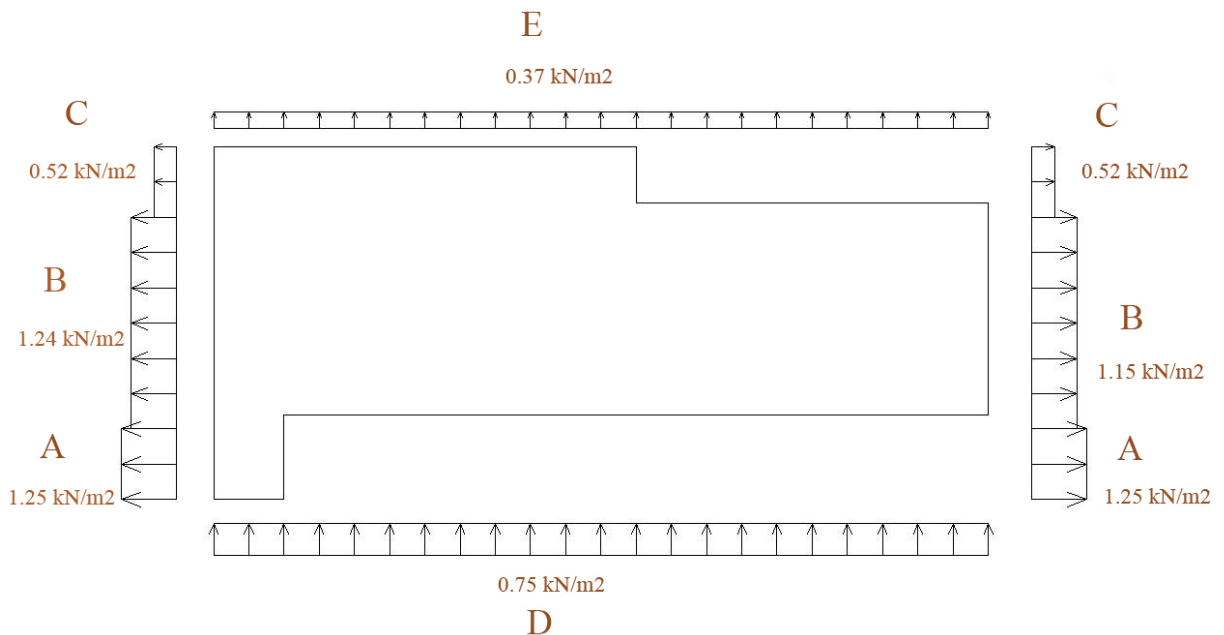


Σχήμα 3.12 : Όψη κτιρίου για $e < d$

Εξωτερικές πιέσεις για τις δυο διευθύνσεις του ανέμου:



Σχήμα 3.13: Εξωτερικές πιέσεις για διεύθυνση ανέμου $x-x$



Σχήμα 3.14 : Εξωτερικές πιέσεις για διεύθυνση ανέμου $y-y$

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.

Για τον υπολογισμό των δράσεων λόγω ανέμου δεν λήφθηκε υπόψη το σχήμα του κτιρίου διότι πρόκειται για βαριά κατασκευή (πλάκες από σκυρόδεμα) και προσεγγίζει αρκετά το ορθογωνικό.

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

3.4.4 Θερμοκρασιακές μεταβολές

Προκειμένου να λάβουμε υπ' όψη και τα φορτία που επιβάλλονται στην κατασκευή από συστολο-διαστολές εισάγαμε μέσω του eTabs μεταβολή θερμοκρασίας $\Delta T = \pm 20^{\circ}\text{C}$, η οποία και υπολογίστηκε αυτόματα από το πρόγραμμα.

Με αυτόν τον τρόπο κατασκευάσαμε τα φορτία TPLUS και TMINUS. Για να διευκόλυνση στη δημιουργία των συνδυασμών δράσεων δημιουργήσαμε το φορτίο T, το οποίο ορίστηκε ως περιβάλλουσα (ENVE) των δύο παραπάνω φορτίων.

3.4.5 Φορτίο χιονιού

Τα φορτία λόγω χιονιού αντιμετωπίζονται παραδοσιακά, ορίζοντας μία συγκεκριμένη απλή τιμή φορτίου, με πιθανές μειώσεις για απότομες κλίσεις στεγών. Η καλύτερη προσέγγιση είναι η χρησιμοποίηση κατάλληλου χάρτη, που δίνει βασικές εντάσεις των φορτίων χιονιού για ένα συγκεκριμένο υψόμετρο και περίοδο αναφοράς, ενώ μπορούν να εφαρμοστούν εν συνεχεία διορθώσεις για διαφορετικά υψόμετρα ή διάρκεια ζωής σχεδιασμού.

Τα φορτία του χιονιού προσδιορίζονται με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 μέρος 1-3. 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 Ζώνη III ισούται με $0,8 \text{ kN/m}^2$

C_e : είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται 1.

C_t : είναι θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης. Μπορεί να επιτρέπονται μικρότερες τιμές, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επιρροή της απώλειας θερμότητας μέσω της στέγης.

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

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

όπου:

A : είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από την στάθμη της θάλασσας, το οποίο είναι 5,88 m για την δικιά μας περίπτωση

Επομένως:
$$s_k = 0,8 * \left[1 + \left(\frac{5,88}{917}\right)^2\right] = 0,80 \text{ kN/m}^2$$

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

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,800033 = 0,64 \text{ kN/m}^2$$

3.4.6 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:

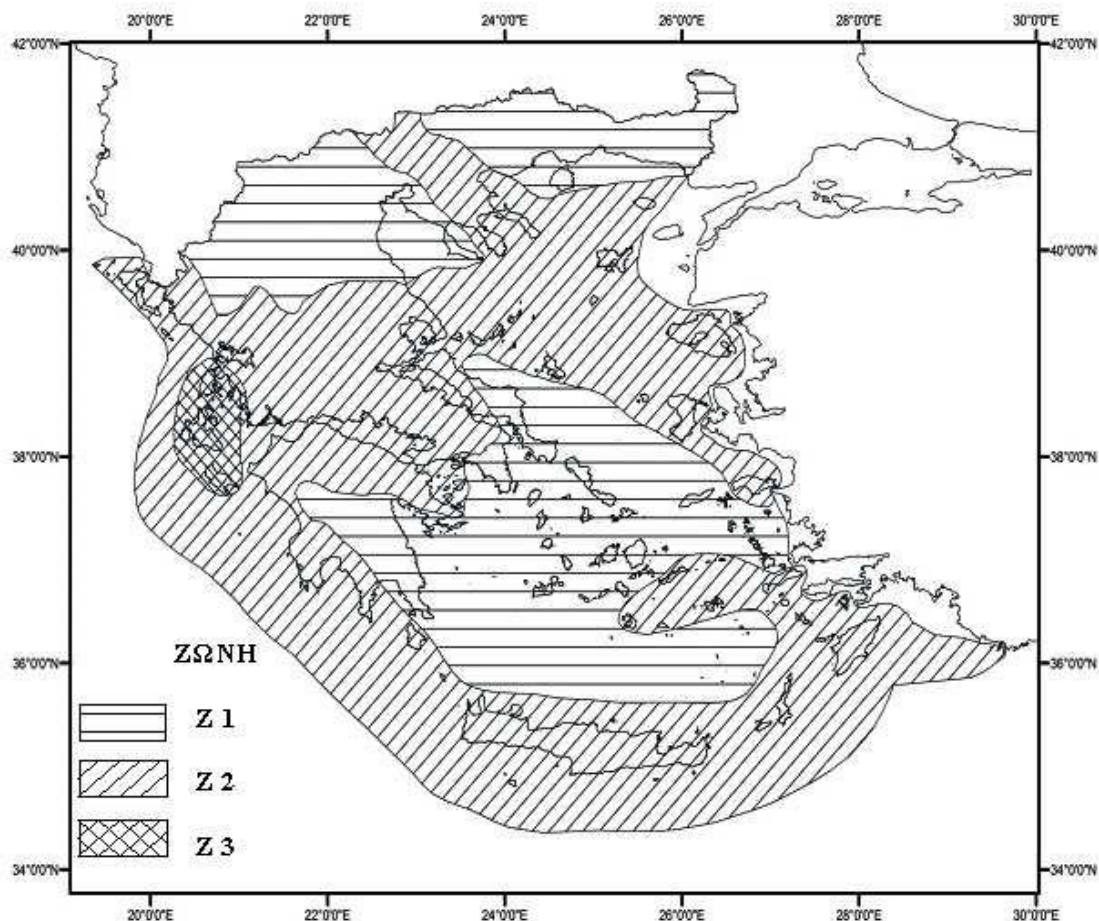
- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

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. 15: 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 $A = \alpha \times g$. Για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II, η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους είναι $A = 0,24 \times g$.

Πίνακας 3.1 : Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III
α	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, χαλίκων, 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 3.2 : Κατηγορία Εδάφους

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
A	<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>
B	<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>
X	<p>Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοιλιώδη 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 3.3: 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. ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ	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 3%

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

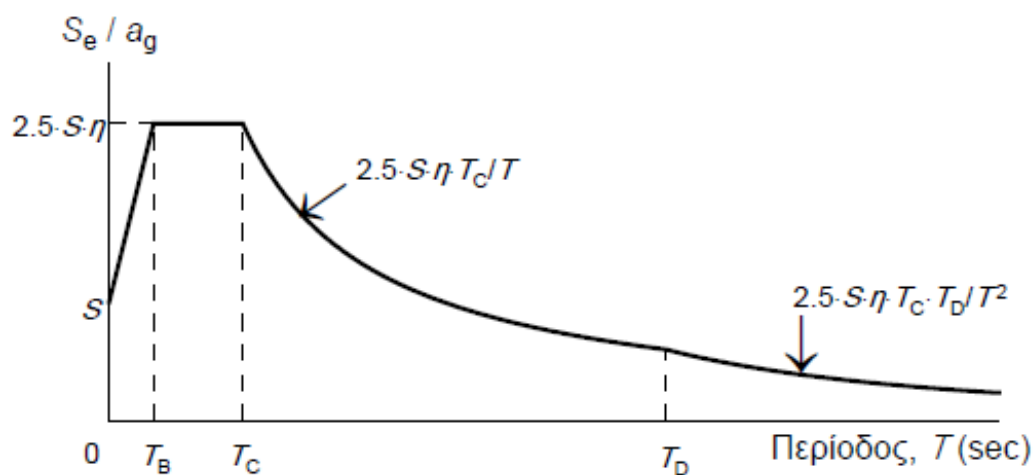
T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

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 3.16 : Φασματική Επιτάχυνση

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

Πίνακας 3.4: 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

3.5 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.

Τα φορτία που παρουσιάστηκαν στην παράγραφο 4.2 μπορούν να δρουν σε συνδυασμό. Οι συνδυασμοί αυτοί και η ακριβής τιμή τους σε αυτούς λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό με τη μέθοδο των οριακών καταστάσεων. Αυτές, μάλιστα, διακρίνονται στις Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας και στις Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας.

3.5.1 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 διαρκείας ή παροδικές :

$$\sum \gamma_G G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$
 όπου το $Q_{k,1}$ αντιστοιχεί στην εκάστοτε επικρατέστερη μεταβλητή δράση.
- Για καταστάσεις σεισμού :

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

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

Πίνακας 3.5 : Οι τιμές των συντελεστών ψ_i για κτήρια

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων			
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6

Κατηγορία Ε: χώροι αποθήκευσης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων ≤30kN	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων 30kN < βάρος οχημάτων ≤160kN	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία Η: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια (βλέπε EN1991-1-3)			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε ύψος H >1000m	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο H ≤ 1000m	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια (βλέπε EN1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (εκτός πυρκαγιάς) σε κτίρια	0,6	0,5	0

3.5.2 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:

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

3.5.3 Συνδυασμοί φορτίσεων

Ακολουθούν οι συνδυασμοί φορτίσεων όπως έχουν ορισθεί στο πρόγραμμα:

όπου	DEAD:	άθροισμα μόνιμων φορτίων
	LIVE:	άθροισμα κινητών φορτίων
	T:	θερμοκρασιακή μεταβολή
	WIND:	άνεμος (περιβάλλουσα των διευθύνσεων x-x ,y-y)
	SNOW:	φορτίο χιονιού
	SEISMOS:	σεισμός

Πίνακας 3.6: Οι συνδυασμοί φορτίσεων όπως εισήχθησαν

συνδυασμός	DEAD	LIVE	SNOW	WIND	T	SEISMOS
ASTOXIA 1	1,35	1,50			0,90	
ASTOXIA 2	1,35	1,50	0,75	0,90	0,90	
ASTOXIA 3	1,35	1,50	0,75		0,90	
ASTOXIA 4	1,35	1,50		0,90	0,90	
ASTOXIA 5	1,35	1,05	1,50	0,90	0,90	
ASTOXIA 6	1,35		1,50	0,90	0,90	
ASTOXIA 7	1,35	1,05	1,50		0,90	
ASTOXIA 8	1,35	1,05	0,75	1,50	0,90	
ASTOXIA 9	1,35			1,50	0,90	
ASTOXIA 10	1,00	0,30				1,00
ASTOXIA 11	1,35		0,75	0,90	1,50	
ASTOXIA 12	1,35			0,90	1,50	
ASTOXIA 13	1,35		0,75		1,50	
ASTOXIA 14	1,00	1,00				
LEIT 1	1,00	1,00	0,50			
LEIT 2	1,00	1,00	0,50	0,60		
LEIT 3	1,00	1,00		0,60		
LEIT 4	1,00	0,70	1,00			
LEIT 5	1,00	0,70	1,00	0,60		
LEIT 6	1,00		1,00	0,60		
LEIT 7	1,00			1,00		
LEIT 8	1,00	0,70	0,50	1,00		

4 Ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα

4.1 Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Ενδεικτικά παρουσιάζεται η διαστασιολόγηση χαρακτηριστικών μελών, όπως προέκυψε από την επίλυση του προγράμματος. Η επιλογή έγινε έτσι ώστε να ικανοποιούνται 2 κριτήρια:

- I. Να πρόκειται για τις όσο το δυνατόν δυσμενέστερες διατομές
- II. Επιλέχθηκαν διατομές που εξετάζονται ατη συνέχεια για διάφορες παραλλαγές, για λόγους σύγκρισης

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

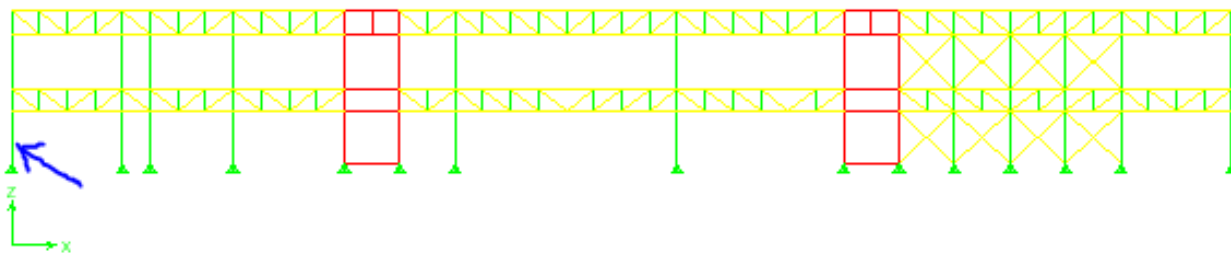
Αν παρατηρήσουμε τα αποτελέσματα των δράσεων επί της κατασκευής, και συγκεκριμένα, τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται μέσω των δυσμενέστερων συνδυασμών δράσεων, βλέπουμε ότι κύριο φορτίο στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι ο άνεμος. Ο κύριος λόγος είναι οι μεγάλες διαστάσεις που έχουν τέτοιου είδους κτήρια, σε συνδυασμό με τα μικρά ωφέλιμα φορτία επί της στέγης. Για αυτό, η τοποθέτηση συνδέσμων δυσκαμψίας για την παραλαβή των φορτίων ανέμου είναι καθοριστικής σημασίας.

Επιγραμματικά, οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται στα μέλη για την οριακή κατάσταση αστοχίας (OKA) 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.

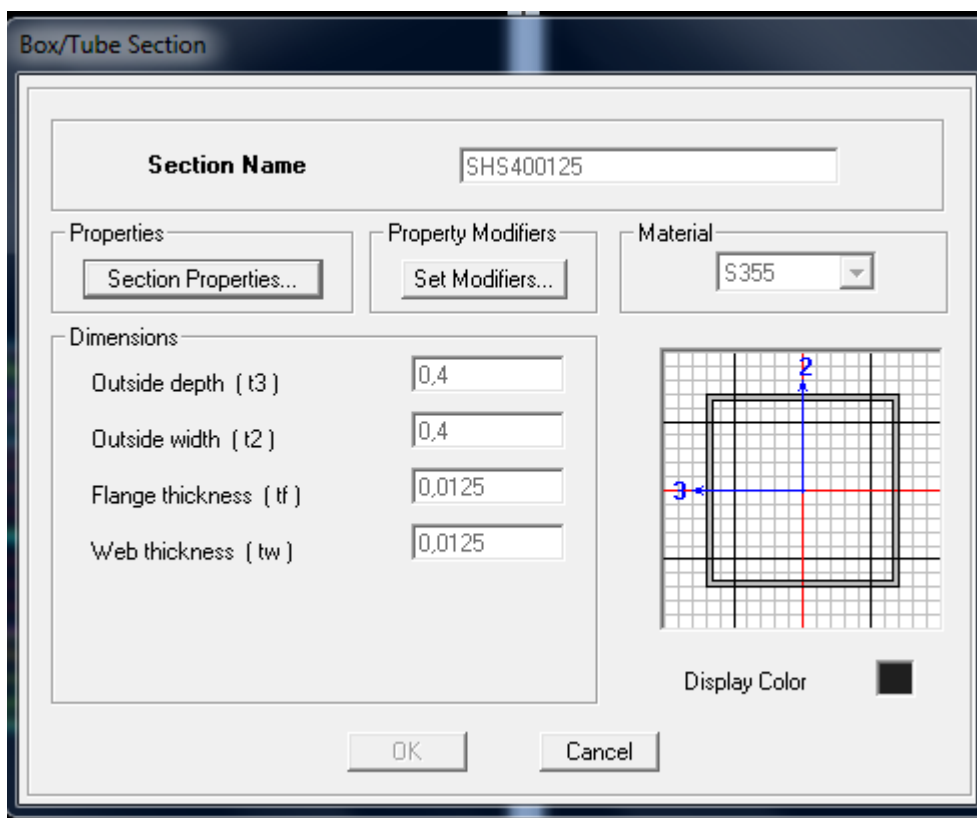
Αξίζει να τονιστεί ότι υπάρχουν διατομές στα επίπεδα TOP 16,9 και BOTTOM 11,21, οι οποίες αστοχούν σύμφωνα με τα φορτία που έχουμε εισάγει. Αυτό είναι αναμενόμενο και οφείλεται στο ότι τα φορτία τα υπολογίσαμε βάσει του Ευρωκώδικα και των Εθνικών Προσαρτημάτων για την περίπτωση που το υπό μελέτη κτήριο κατασκευαζόταν στην Αθήνα. Ωστόσο, αυτό έχει κατασκευαστεί στη Σόφια, πιθανόν με κάποιον άλλο κανονισμό (σίγουρα διαφορετικό Εθνικό Προσάρτημα) ή, έστω, με άλλους συντελεστές. Για αυτό, φορτία όπως τα φορτία ανέμου και χιονιού είναι λογικό να παρουσιάζουν διαφορές. Στο κεφάλαιο 7.1 γίνεται ακριβής διαστασιολόγηση για τα φορτία που έχουμε βάλει, με αλλαγές σε ορισμένες από τις διατομές.

4.1.1 Υποστύλωμα

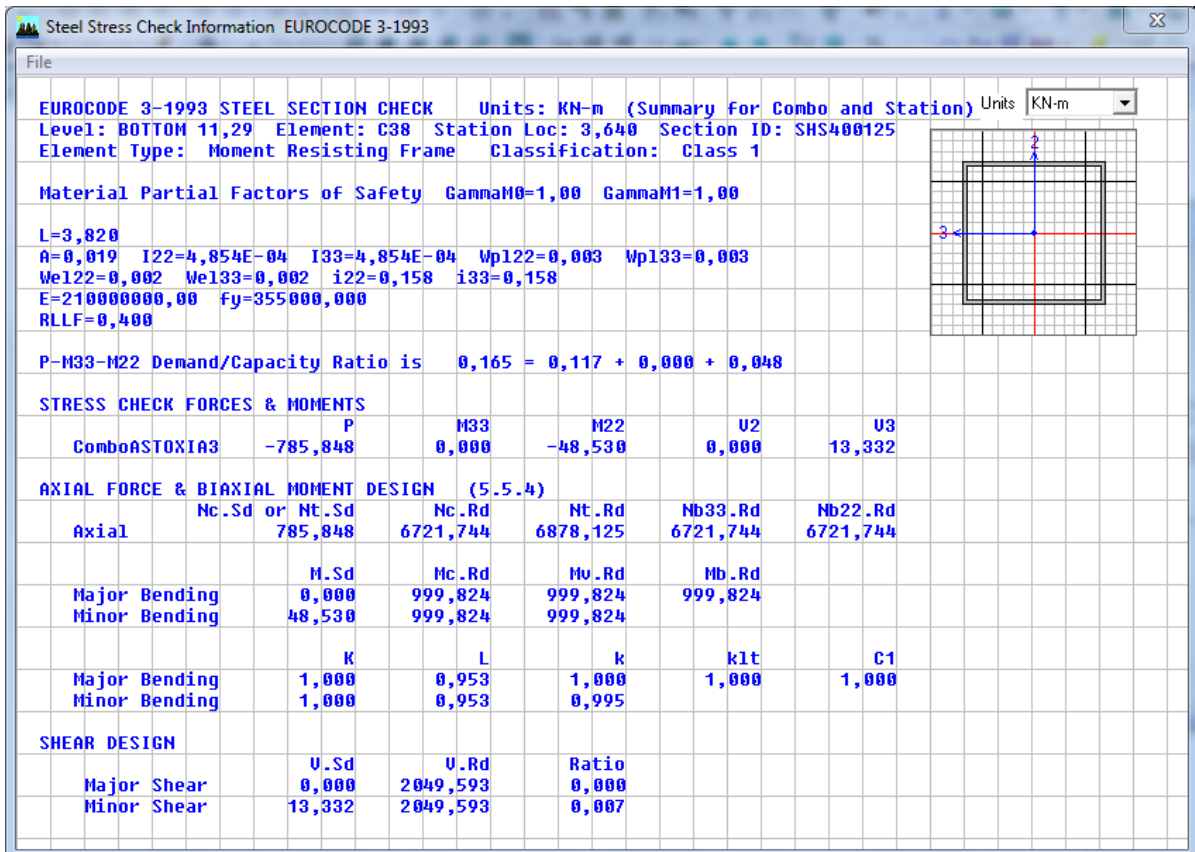
Επιλέχθηκε διατομή SHS 400*12,5, η οποία συναπατάται στην όψη 3 στο άκρη αριστερά υποστύλωμα.



Σχήμα 4.1 Ακριβής θέση του υποστυλώματος



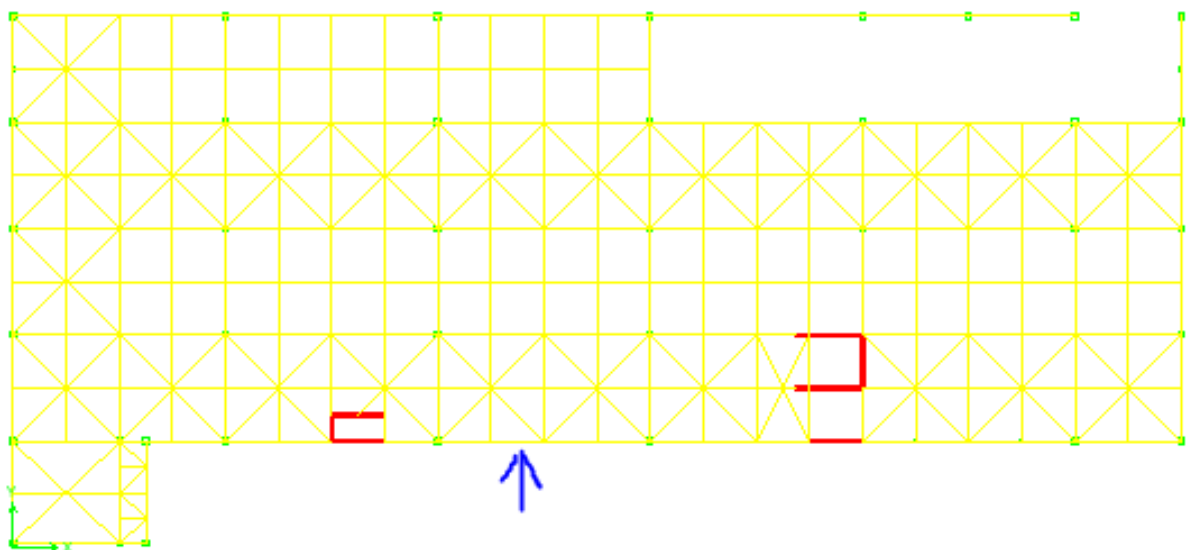
Σχήμα 4.2 Χαρακτηριστικά διατομής υποστυλώματος



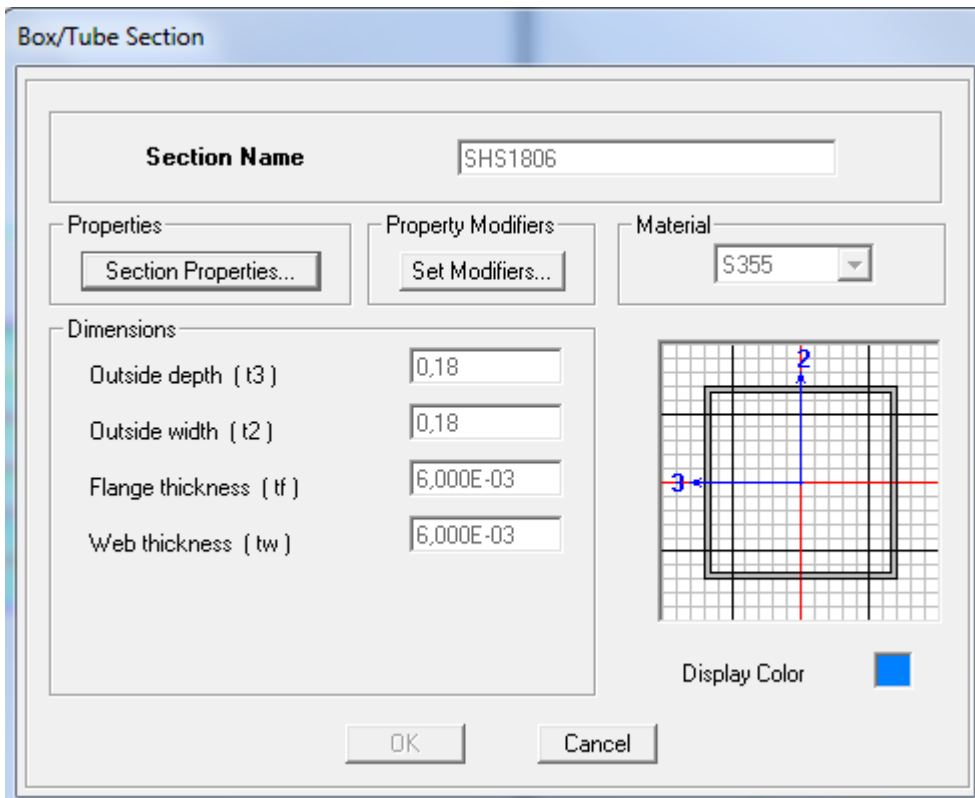
Σχήμα 4.3 Ανάλυση μέλους C38

4.1.2 Κόρια δοκός

Επιλέγεται για ακριανή δοκό διατομή SHS 180*6, η οποία βρίσκεται στο επίπεδο BOTTOM 11,21



Σχήμα 4.4: Ακριβής θέση κύριας δοκού



Σχήμα 4.5 Χαρακτηριστικά διατομής κύριας δοκού

Steel Stress Check Information EUROCODE 3-1993

File

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Stat Units: KN-m)

Level: BOTTOM 11,29 Element: B362 Station Loc: 8,000 Section ID: SHS1806

Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 2

Material Partial Factors of Safety $\gamma_{M0}=1,00$ $\gamma_{M1}=1,00$

L=16,000

A=0,004 I22=2,110E-05 I33=2,110E-05 Wp122=2,726E-04 Wp133=2,726E-04

We122=2,344E-04 We133=2,344E-04 i22=0,071 i33=0,071

E=210000000,00 Fy=355000,000

RLLF=1,000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,670 = 0,606 + 0,046 + 0,017

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	U2	U3
ComboASTOXIA2	899,104	4,471	-1,686	0,893	0,584

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.4.8.1)

	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
Axial	899,104	1230,349	1482,480	1230,349	1230,349

	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd
Major Bending	4,471	96,770	96,770	96,770
Minor Bending	1,686	96,770	96,770	

	K	L	k	klt	C1
Major Bending	1,000	0,250	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	1,000	0,250	1,000		

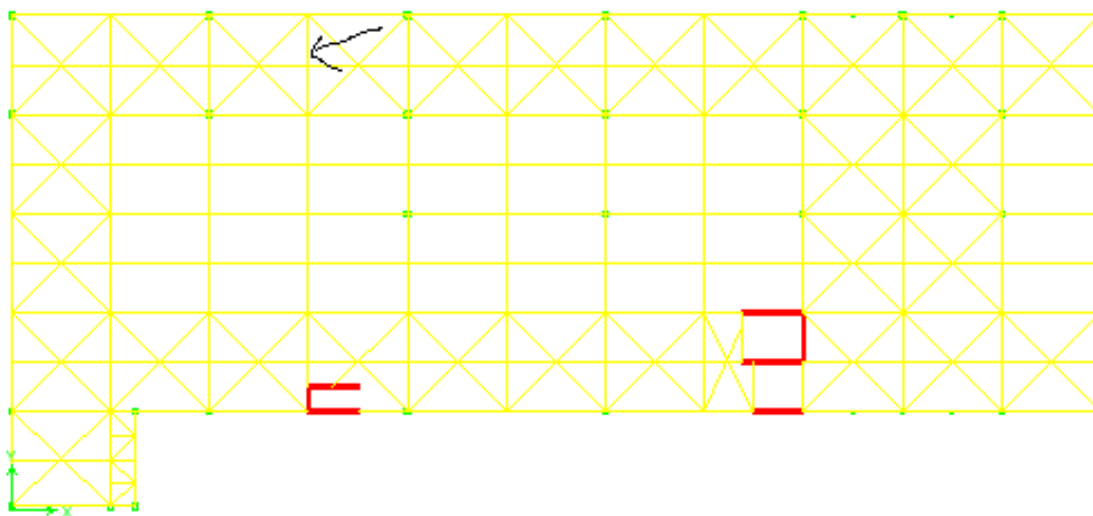
SHEAR DESIGN

	V.Sd	V.Rd	Ratio
Major Shear	0,893	442,712	0,002
Minor Shear	0,584	442,712	0,001

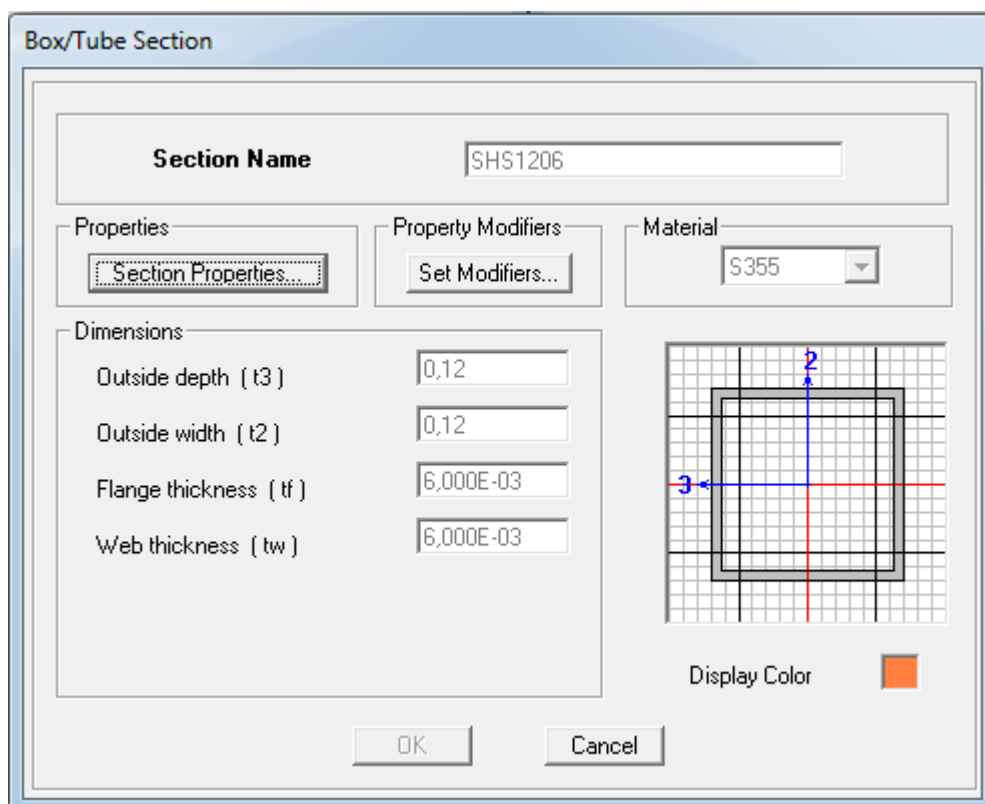
Σχήμα 4.6 Ανάλυση μέλους B362

4.1.3 Δευτερεύουσα δοκός

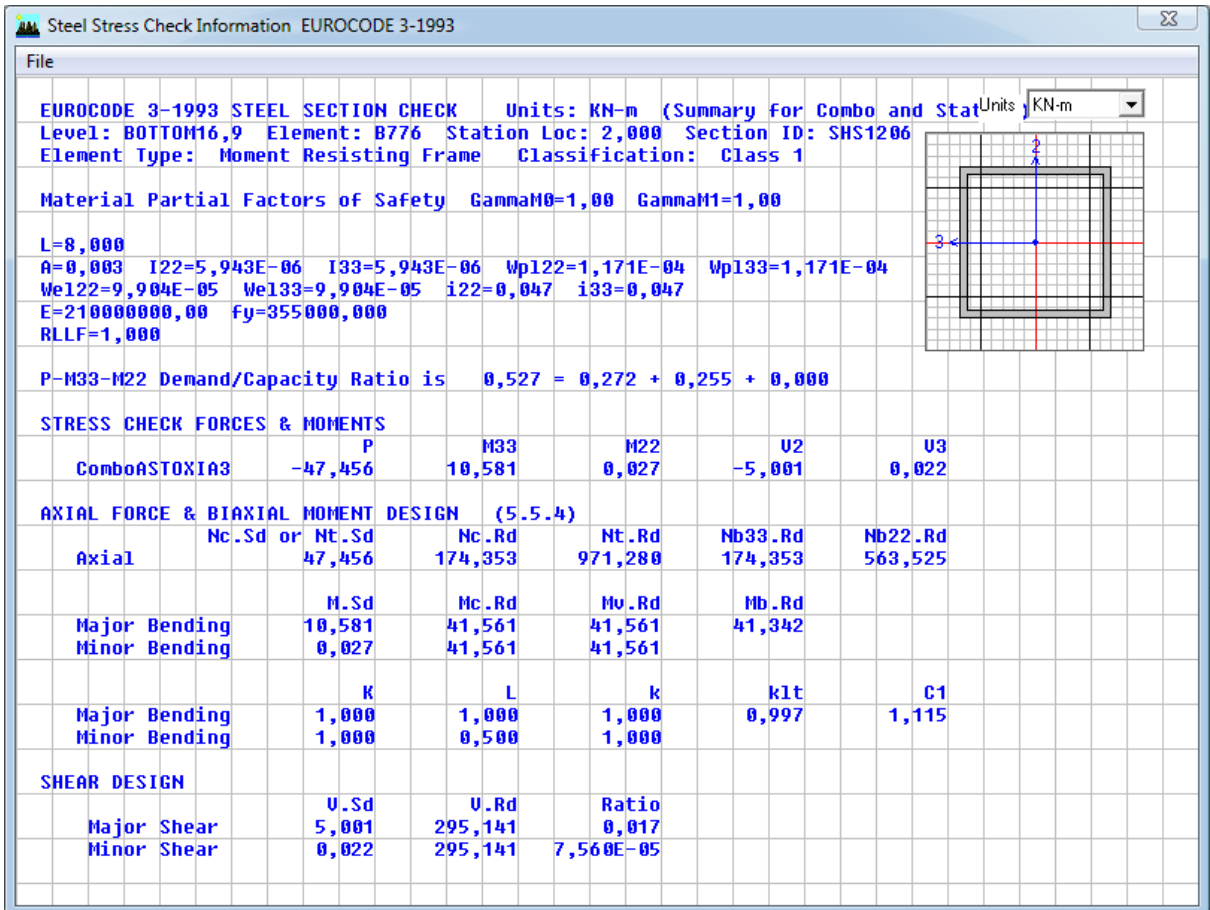
Επιλέγεται δευτερεύουσα δοκός διατομής SHS 120*6 που βρίσκεται στο επίπεδο BOTTOM 16,9



Σχήμα 4.7 Ακριβής θέση δευτερεύουσας δοκού δοκού



Σχήμα 4.8 Χαρακτηριστικά διατομής δευτερεύουσας δοκού



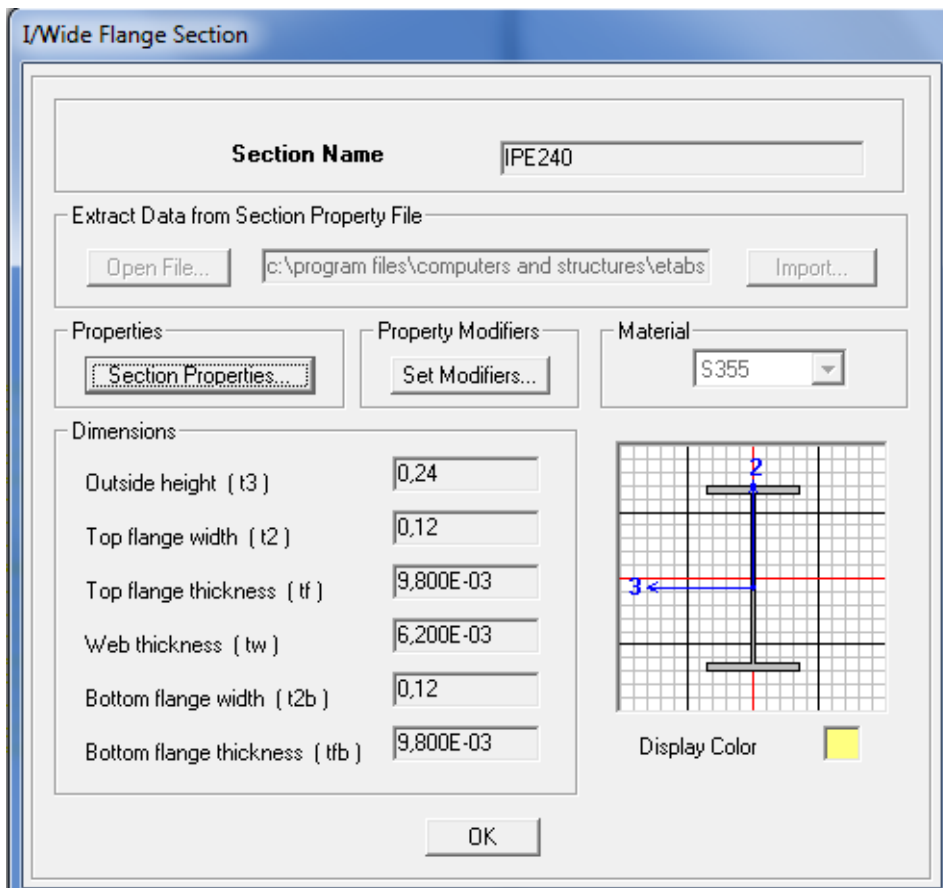
Σχήμα 4.9 Ανάλυση μέλους B776

4.1.4 Τεγίδες

Επιλέγεται διατομή IPE 240 για τις τεγίδες που βρίσκονται στο επίπεδο TOP 16,9



Σχήμα 4.10 Ακριβής θέση της τεγίδας



Σχήμα 4.11 Χαρακτηριστικά διατομής τεγίδας

Steel Stress Check Information EUROCODE 3-1993

File

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station) Units: KN-m

Level: TOP16,9 Element: B836 Station Loc: 4,000 Section ID: IPE240

Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

Material Partial Factors of Safety $\gamma_{M0}=1,00$ $\gamma_{M1}=1,00$

L=8,000

A=0,004 I22=2,840E-06 I33=3,892E-05 Wp122=7,390E-05 Wp133=3,670E-04

We122=4,733E-05 We133=3,243E-04 i22=0,027 i33=0,100

E=210000000,00 fy=355000,000

RLLF=1,000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,867 = 0,041 + 0,802 + 0,023

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	U2	U3
ComboASTOXIA7	57,071	52,022	0,613	-0,320	-2,478

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
Axial	57,071	306,203	1388,050	891,175	306,203

	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd
Major Bending	52,022	130,285	130,285	60,107
Minor Bending	0,613	26,235	26,235	

	K	L	k	k1t	C1
Major Bending	1,000	0,985	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	1,000	0,500	1,000		

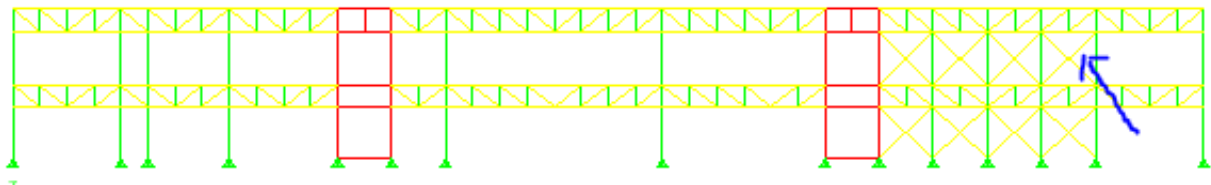
SHEAR DESIGN

	U.Sd	U.Rd	Ratio
Major Shear	0,320	304,980	0,001
Minor Shear	2,478	401,720	0,006

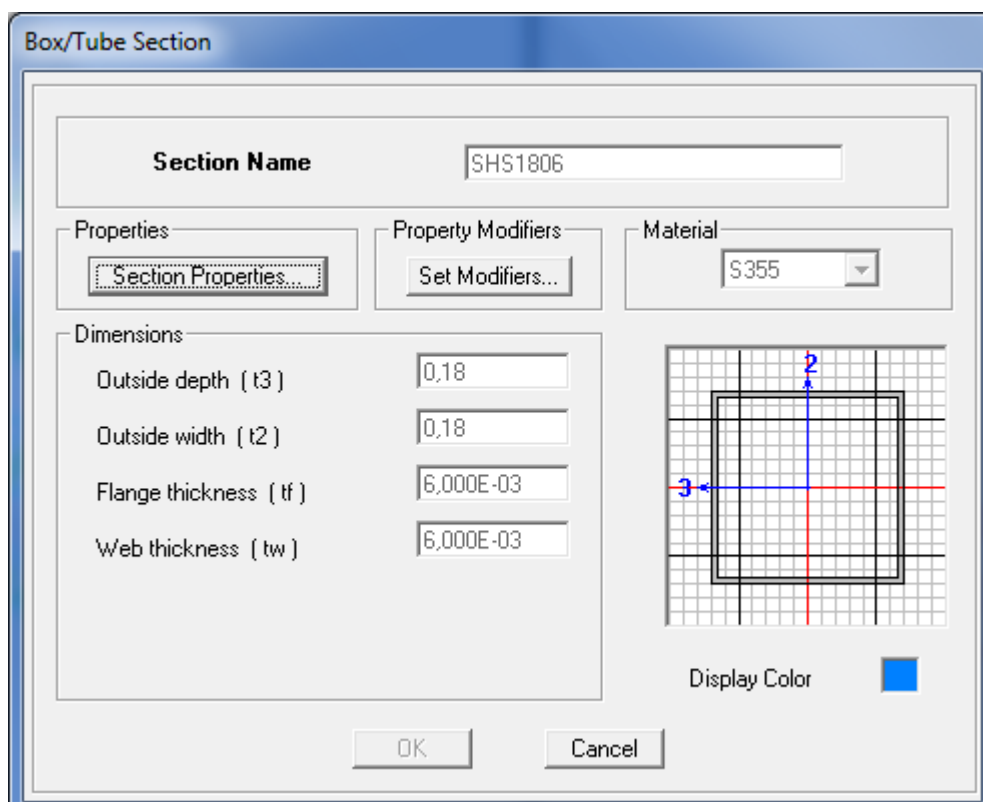
Σχήμα 4.12 Ανάλυση μέλους B836

4.1.5 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Επιλέχθηκε διατομή SHS 180*6 στην όψη 3



Σχήμα 4.13 Ακριβής θέση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας



Σχήμα 4.14 Χαρακτηριστικά διατομής κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας

Steel Stress Check Information EUROCODE 3-1993

File

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station) Units: KN-m

Level: BOTTOM16,9 Element: D37 Station Loc: 2,790 Section ID: SHS1806
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

Material Partial Factors of Safety $\gamma_{M0}=1,00$ $\gamma_{M1}=1,00$

L=5,580
 A=0,004 I22=2,110E-05 I33=2,110E-05 Wp122=2,726E-04 Wp133=2,726E-04
 We122=2,344E-04 We133=2,344E-04 i22=0,071 i33=0,071
 E=210000000,00 fy=355000,000
 RLLF=1,000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,091 = 0,071 + 0,009 + 0,011

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	U2	U3
ComboASTOXIA1	-97,174	0,890	-1,044	0,217	0,374

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

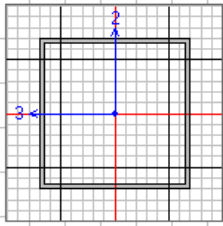
	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
Axial	97,174	1363,838	1482,480	1363,838	1363,838

	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd
Major Bending	0,890	96,770	96,770	96,770
Minor Bending	1,044	96,770	96,770	

	K	L	k	klt	C1
Major Bending	1,000	0,500	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	1,000	0,500	1,000		

SHEAR DESIGN

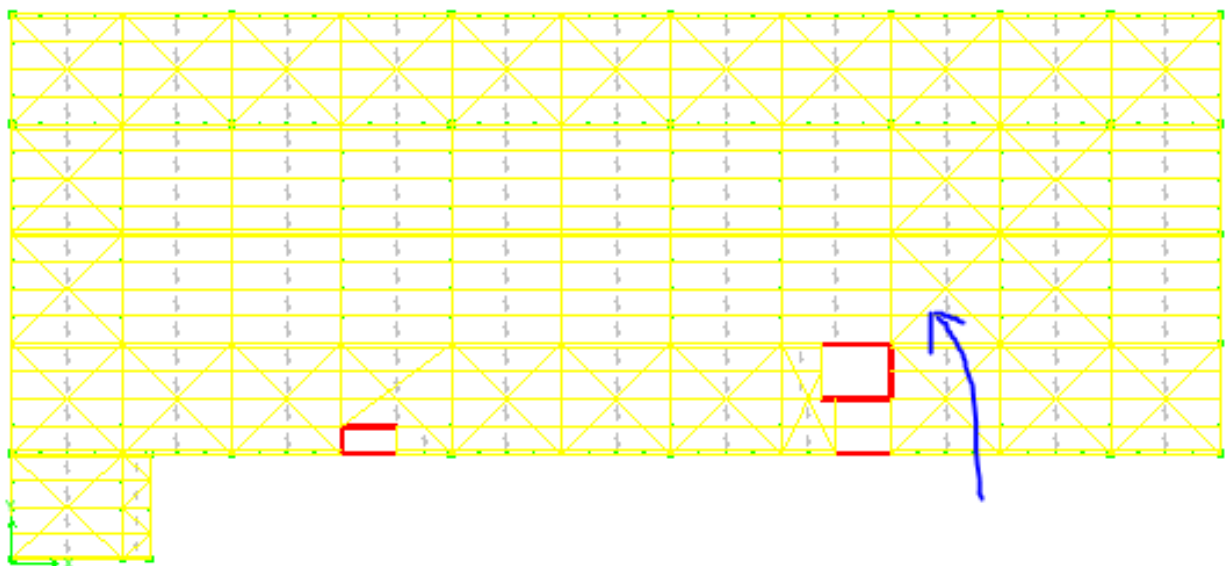
	U.Sd	U.Rd	Ratio
Major Shear	0,217	442,712	0,000
Minor Shear	0,374	442,712	0,001



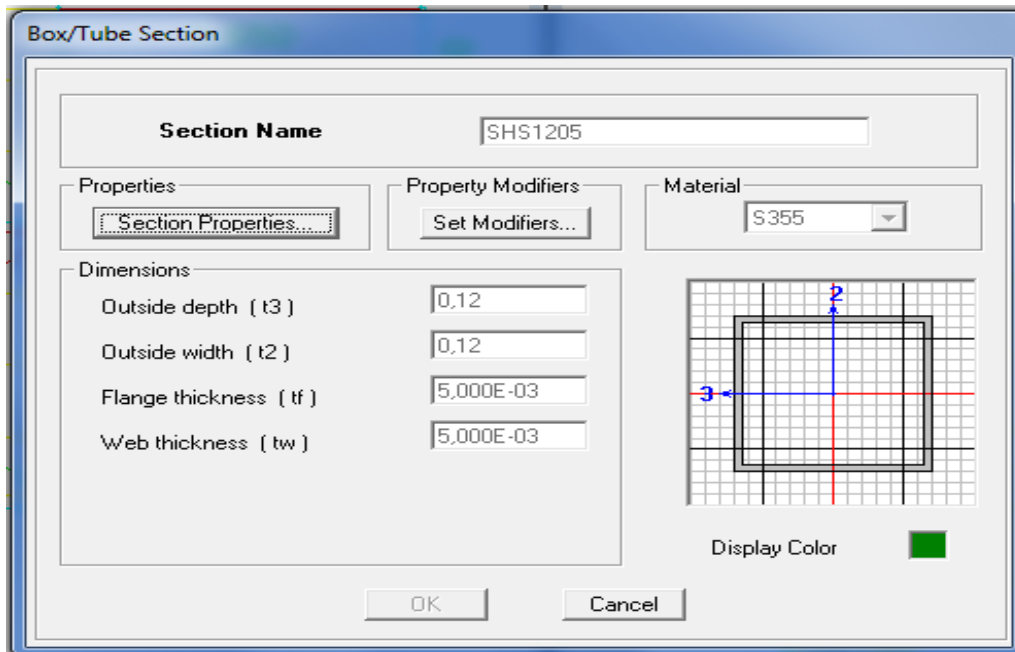
Σχήμα 4.15 Ανάλυση μέλους D37

4.1.6 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Επιλέχθηκε διατομή SHS 120*5 στο επίπεδο TOP 16,9



Σχήμα 4.16 Ακριβής θέση οριζοντίου συνδέσμου δυσκαμψίας



Σχήμα 4.17 Χαρακτηριστικά διατομής οριζοντίου συνδέσμου δυσκαμψίας

Steel Stress Check Information EUROCODE 3-1993

File

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station) Units: KN-m

Level: TOP16,9 Element: B1148 Station Loc: 0,060 Section ID: SHS1205

Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

Material Partial Factors of Safety $\gamma_{M0}=1,00$ $\gamma_{M1}=1,00$

$L=11,314$
 $A=0,002$ $I_{22}=5,079E-06$ $I_{33}=5,079E-06$ $W_{p122}=9,925E-05$ $W_{p133}=9,925E-05$
 $W_{e122}=8,465E-05$ $W_{e133}=8,465E-05$ $i_{22}=0,047$ $i_{33}=0,047$
 $E=210000000,00$ $f_y=355000,000$
 $RLLF=1,000$

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is $0,828 = 0,807 + 0,000 + 0,020$

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	U2	U3
ComboASTOXIA1	-63,407	0,000	-0,722	-0,355	-1,231

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
Axial	63,407	78,538	816,500	78,538	655,364

	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd
Major Bending	0,000	35,234	35,234	35,234
Minor Bending	0,722	35,234	35,234	

	K	L	k	kIt	C1
Major Bending	1,000	0,989	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	1,000	0,250	1,000		

SHEAR DESIGN

	U.Sd	U.Rd	Ratio
Major Shear	0,355	245,951	0,001
Minor Shear	1,231	245,951	0,005

Σχήμα 4.18 Ανάλυση μέλους B1148

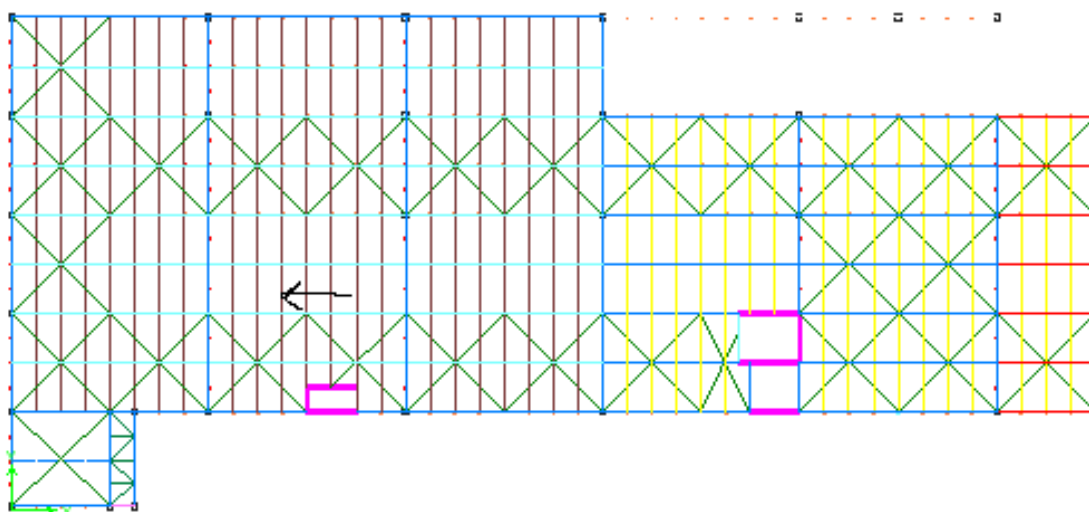
4.2 Διαστασιολόγηση Σύμμικτων μελών

4.2.1 Με χρήση των αποτελεσμάτων του προγράμματος

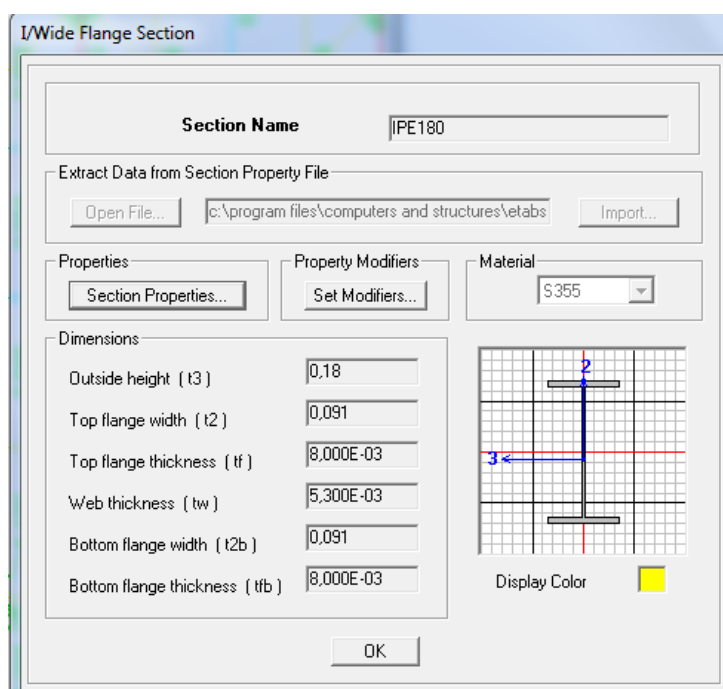
Στο επίπεδο TOP 11,21 έχει τοποθετηθεί σύμμικτη πλάκα. Για αυτό, οι τεγίδες σε αυτό το επίπεδο μορφώνονται ως σύμμικτες. Είναι όλες διατομής IPE 180.

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.

Χαρακτηριστικά γίνεται ο έλεγχος του μέλους B664.



Σχήμα 4.19 Ακριβής θέση σύμμικτης τεγίδας στο επίπεδο TOP 11,29



Σχήμα 4.20 Χαρακτηριστικά διατομής σύμμικτης τεγίδας

Composite Beam Design (AISC-ASD01)

Summary | Strength | Stud Details | Serviceability

AISC-ASD01 Composite Beam Design Beam Label: B664 Units: KN-m

Beam Label: B664 Story: TOP11,29 Shored: No Overwrites: No
 Group: None Length: 4,000 Camber: 0,000 b-cp: N/A
 Beam: IPE180 Loc X: 54,000 Comparative: \$203710,27 t-cp: N/A
 Fy: 355000,000 Loc Y: 18,000 Stud Diam.: 0,016 Fy-cp: N/A
 Fu:510000,000 Requested as: Composite Consider-cp:No
 RLLF:1,000 Designed as:Composite

Deck Left: COMPSLAB Deck Right: COMPSLAB beff Left: 0,500 beff Right: 0,500
 Dir. Left: Perpndclr Dir. Right: Perpndclr F'c Left: 27579,032 F'c Right: 27579,032
 Ctop Left: 0,000 Ctop Right: 0,000 Ec(S) Left: 26436249,68 Ec(S) Right: 26436249,68
 Cbot Left: 0,000 Cbot Right: 0,000 Ec(D) Left: 31000000,00 Ec(D) Right: 31000000,00
 Ec(V) Left: 35688937,1 Ec(V) Right: 35688937,1

Is: 1,317E-05
 Ibare: 1,317E-05 ybare: 0,090
 Itrans(S): 1,298E-04 ytrans(S): 0,284 Ieff(S): 7,654E-05 yeff(S): 0,243
 Itrans(D): 1,340E-04 ytrans(D): 0,290 Ieff(D): 7,879E-05 yeff(D): 0,248
 Itrans(V): 1,601E-04 ytrans(V): 0,295 Ieff(V): 1,601E-04 yeff(V): 0,295

q: 31,30
 Stud Layout: 9
 Seg. Length: 3,735
 Stud Ratio: 0,818

PCC: 29,51% Utilization Limit: 1,000
 Overall Ratio: 0,818 Stress Ratio: 0,640 Deflection Ratio: 0,582

Composite Beam Design (AISC-ASD01)

Summary | Strength | Stud Details | Serviceability

AISC-ASD01 Composite Beam Design Beam Label: B664 Units: KN-m

Moment Design Pmax:0,00 Pmax Combo:NA

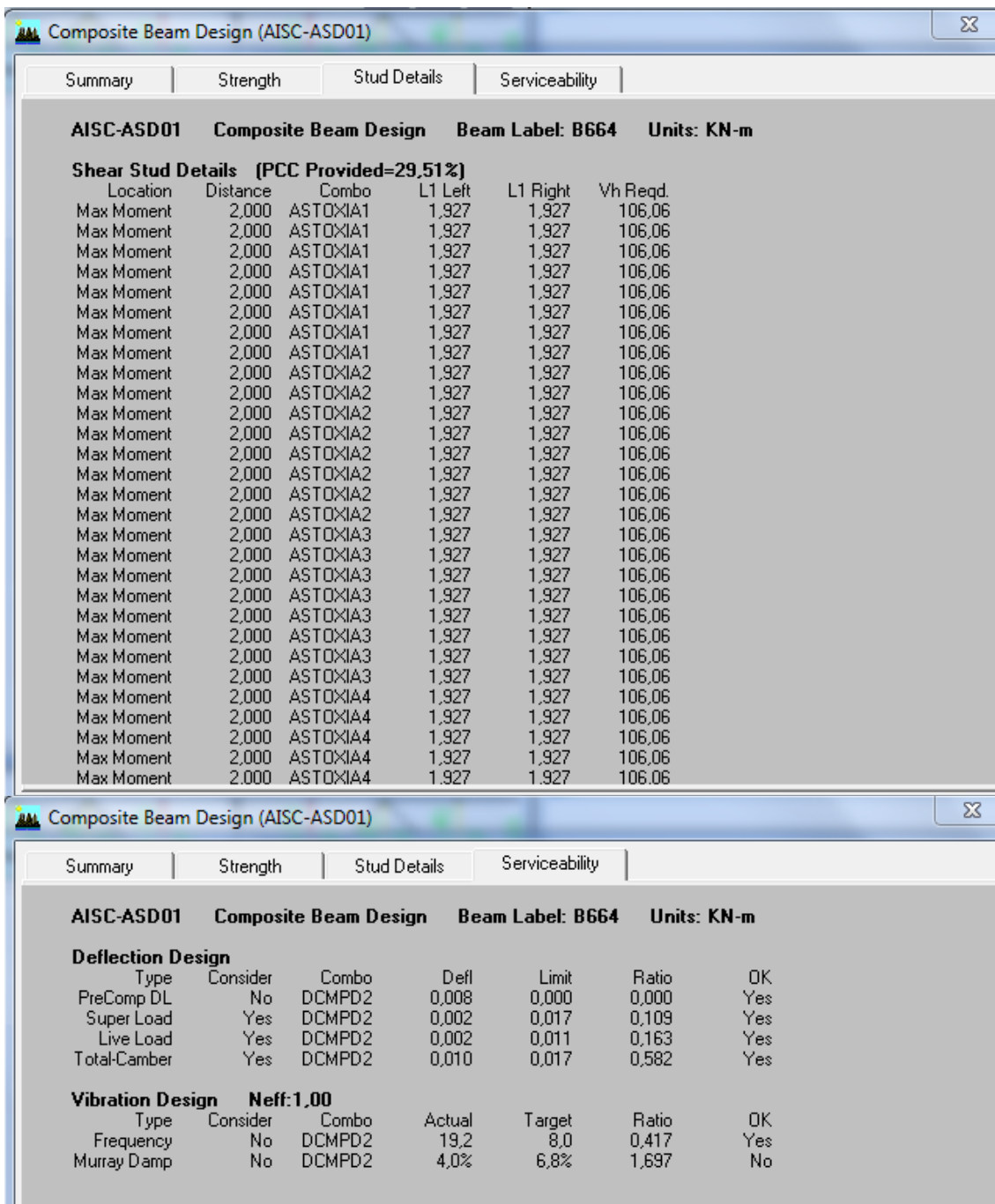
Type	Combo	Location	M	fb	Fb	1/3 Factor	Ratio	Lb
Constr Pos	DCMPC2	Bot. Flange	17,854	122007,701	234300,000	No	0,521	0,000
Final Pos	ASTOXIA4	Bot. Flange	47,249	149984,484	234300,000	No	0,640	0,000
Final Pos	ASTOXIA4	Top Flange	47,249	38862,866	234300,000	No	0,166	0,000
Final Pos	ASTOXIA4	Web Top	47,249	43801,604	234300,000	No	0,187	0,000
Final Pos	ASTOXIA4	Web Bottom	47,249	145045,745	234300,000	No	0,619	0,000
Final Pos	ASTOXIA4	Bot. Flange	47,249	149984,484	234300,000	No	0,640	0,000
Final Pos	ASTOXIA4	Conc. Left	47,249	3563,520	12410,564	No	0,287	0,000
Final Pos	ASTOXIA4	Conc. Right	47,249	3563,520	12410,564	No	0,287	0,000
Final Seq	ASTOXIA4	Top Flange	47,249	38862,866	319500,000	No	0,122	0,000
Final Seq	ASTOXIA4	Bot. Flange	47,249	149984,484	319500,000	No	0,469	0,000

Shear Design

Type	Combo	Block	V	Iv	Fv	1/3 Factor	Ratio
Constr Left	DCMPC2	OK	18,41	19293,47	142000,00	No	0,136
Constr Right	DCMPC2	OK	18,41	19293,47	142000,00	No	0,136
Final Left	ASTOXIA3	OK	48,71	51058,76	142000,00	No	0,360
Final Right	ASTOXIA4	OK	48,71	51058,76	142000,00	No	0,360

End Reactions

Left Combo	L. Reaction	Right Combo	R. Reaction
ASTOXIA3	48,71	ASTOXIA4	48,71

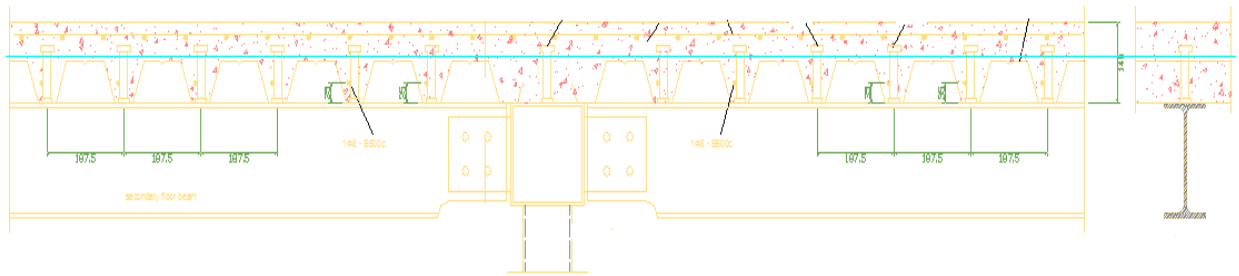


Σχήμα 4.21 Ανάλυση μέλους B664

4.2.2 Με αναλυτικό έλεγχο

Επιλέχθηκε σύμμικτη διατομή IPE 200, η οποία βρίσκεται στο επίπεδο TOP 11,29 με πάχος σκυροδέματος 0,14 m και χάλυβα οπλισμού πλακών ποιότητας B500C. Οι ράβδοι του οπλισμού είναι διαμέτρου Φ8 ανά 0,20 m με επικάλυψη 0,02 m. Η δοκός είναι αμφιαρθρωτή με $b_{eff} = 1,00$ m.

Διαμόρφωση σύμμικτης πλάκας:



Γεωμετρικά στοιχεία της χαλύβδινης διατομής (IPE 200):

$h=200 \text{ mm}$	$b=100 \text{ mm}$	$t_w=5,6 \text{ mm}$
$t_f=8,5 \text{ mm}$	$d=159 \text{ mm}$	$A=28,48 \text{ cm}^2$
$I_y=1943 \text{ cm}^4$	$I_z=142,4 \text{ cm}^4$	$r=12 \text{ mm}$
$i_y=8,26 \text{ cm}$	$i_z=2,24 \text{ cm}$	

Συνεργαζόμενα πλάτη δοκών:

Τα συνεργαζόμενα πλάτη των σύμμικτων δοκών υπολογίζονται απλοποιητικά για τις δοκούς κατά την διεύθυνση x, $b_{\text{eff}}=L/4=4,00/4=1,00 \text{ m}$, δηλ. σα να είναι αμφιαρθρωτές.

Κατάταξη διατομής της δοκού:

- Πέλματα:

$$c = \frac{b}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ mm}$$

Χάλυβας S355 $\rightarrow \epsilon=0,81$

$$\frac{c}{t} = \frac{50 \text{ mm}}{8.5 \text{ mm}} = 5.88 < 10\epsilon = 8,1 \Rightarrow \text{κατηγορία 1}$$

- Κορμός:

Θα υπολογίσουμε την θέση του ουδέτερου άξονα και αν βρίσκεται εντός του πέλματος του σκυροδέματος, τότε η σιδηροδοκός υπόκειται σε εφελκυσμό. Συνεπώς, είναι κατηγορίας 1 και μπορούμε να εφαρμόσουμε πλαστική ανάλυση.

Υποθέτουμε ότι η ουδέτερη γραμμή βρίσκεται εντός του πέλματος του σκυροδέματος $z_0 \leq d$.

$$\text{Θέση ουδέτερου άξονα από την συνθήκη: } D=Z \rightarrow z_0 = \frac{A_a * f_{ad}}{b * f_{cd}}$$

όπου

Σκυρόδεμα σε θλίψη:

$$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * 3,5 / 1,5 = 1,98 \text{ kN/cm}^2$$

Δομικός χάλυβας:

$$F_{ad} = f_{ya} / \gamma_a = 35,5 / 1,1 = 32,27 \text{ kN / cm}^2$$

$$\text{Άρα } D=Z \rightarrow z_0 = \frac{28,48 * 32,27}{1,98 * 100} = 4,64 \text{ cm} \leq d = 15,90 \text{ cm} \Rightarrow \text{κατηγορία 1}$$

Τελικώς, η διατομή είναι κατηγορίας 1 επειδή τόσο το πέλμα όσο και ο κορμός είναι κατηγορίας 1.

Έλεγχος ροπών σύμμικτων δοκών:

Για τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης M_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιείται ο έλεγχος :

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

Ο υπολογισμός της ροπής αντοχής θα γίνει με πλαστική ανάλυση:

$$\text{Θλιπτική δύναμη: } D = b \cdot z_0 \cdot f_{cd}$$

$$\text{Εφελκυστική δύναμη: } Z = A_a f_{cd} = 28.48 \text{ cm}^2 \cdot 32.27 \text{ kN/cm}^2 = 1557.99 \text{ kN}$$

$$M_{pl,Rd} = Z \cdot \left(z_a - \frac{z_0}{2} \right) = 1557.99 \cdot \left(24 - \frac{4.64}{2} \right) = 33777.22 \text{ kNcm} = 337.77 \text{ kNm}$$

όπου z_a είναι η θέση του κέντρου βάρους της σιδηροδοκού

Η αντοχή δράσης προέκυψε από το πρόγραμμα για τον δυσμενέστερο συνδυασμό

Αστοχίας ASTOXIA4 είναι $M_{Ed} = 41.39 \text{ kNm}$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \implies \frac{41,39}{337,77} = 0,123 \leq 1,0 \text{ επομένως ο έλεγχος ικανοποιείται.}$$

Με τη μέθοδο της ισοδύναμης διατομής θα υπολογίσουμε την ροπή αδράνειας της ισοδύναμης διατομής (της σιδηροδοκού και της πλάκας του σκυροδέματος).

Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή η σύμμικτη διατομή μετατρέπεται σε ισοδύναμη διατομή χάλυβα. Αποτελείται λοιπόν από τη διατομή της σιδηροδοκού, τη διατομή του σιδηροπλισμού και την ισοδύναμη διατομή του σκυροδέματος. Επομένως, της διατομής αυτής μπορούν να βρεθούν τα γεωμετρικά και τα αδρανειακά στοιχεία της. Στην ελαστική ανάλυση η κατανομή των εντατικών μεγεθών στα επί μέρους τμήματα της διατομής γίνεται ανάλογα με την δυσκαμψία τους. Επειδή η δυσκαμψία είναι ίση με EA ή EI, είναι φανερό ότι στον υπολογισμό εισέρχονται τα μέτρα ελαστικότητας του χάλυβα και του σκυροδέματος ή ο λόγος αυτών:

$$\eta = \frac{E_a}{E_c}$$

$$\text{Εμβαδόν διατομής: } A_e = A_a + A_s + A_c/n$$

$$\text{Κέντρο βάρους S: } z_e = (A_a z_a + A_s z_s + A_c z_c/n) / A_e$$

$$\text{Ροπή αδράνειας: } I_e = I_{a,0} + A_a (z_a - z_e)^2 + I_{c,0}/n + A_c/n * (z_c - z_e)^2 + A_s * (z_s - z_e)^2$$

($I_{a,0}$, $I_{c,0}$ είναι οι ροπές αδράνειας της σιδηροδοκού και της πλάκας του σκυροδέματος ως προς το κέντρο βάρους τους)

$$h_c = 14 \text{ cm}, \ell = 4.00 \text{ m}, b_{eff} = \ell/4 = 1.00 \text{ m}$$

$$A_c = b_{eff} * f_c = 100 \text{ cm} * 14 \text{ cm} = 1400 \text{ cm}^2$$

$$I_{c,0} = \frac{100 * 14^3}{12} = 22866.67 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 10 \pi 0.8^2/4 = 5.03 \text{ cm}^2 \quad z_s = 7.0 \text{ cm}$$

$$A_a = 28.48 \text{ cm}^2, \quad z_a = 14 + \frac{20}{2} = 24 \text{ cm}, \quad I_{a,0} = 1943 \text{ cm}^4$$

$$\eta = \frac{E_a}{E_c} = \frac{210}{32} = 6.6$$

$$\text{Εμβαδόν διατομής: } A_e = A_a + A_s + \frac{A_c}{n} = 28.48 + 5.03 + \frac{1400}{6.6} = 246.63 \text{ cm}^2$$

Κέντρο βάρους S:

$$z_e = (A_a z_a + A_s z_s + A_c z_c/n) / A_e = \frac{28.48 * 24 + 6.03 * 7 + 1400 * 7/6.6}{246.63} = 8.96 \text{ cm}$$

Ροπή αδράνειας:

$$I_e = I_{a,0} + A_a (z_a - z_e)^2 + I_{c,0}/n + A_c/n * (z_c - z_e)^2 + A_s * (z_s - z_e)^2 = 1943 + 28.48 * (24 - 8.96)^2 +$$

$$\frac{22866.67}{6.6} + \frac{1400}{6.6} (7 - 8.96)^2 + 6.03 (7 - 8.96)^2 = 30726.55 \text{ cm}^4$$

Έλεγχος Τεμνουσών σύμμικτων δοκών:

Για τον έλεγχο επάρκειας μιας δοκού έναντι τέμνουσας και για να μην υπάρχει αλληλεπίδραση με τις ροπές, θα πρέπει η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας δύναμης V_{Ed} σε κάθε διατομή να ικανοποιεί τη συνθήκη:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} < 0,5$$

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

Για πλαστικό σχεδιασμό, η $V_{c,Rd}$ είναι ίση με την πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$. Οι τέμνουσες δυνάμεις παραλαμβάνονται μόνο από τον κορμό της σιδηροδοκού. Η αναπτυσσόμενη τάση είναι κατά von Mises ίση με:

$$f_a/\sqrt{3}$$

οπότε η αντοχή σε τέμνουσα δίνεται από τη σχέση:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v * \left(\frac{f_a}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_a}$$

όπου A_v είναι το εμβαδόν του κορμού που παραλαμβάνει την τέμνουσα

γ_a είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τον δομικό χάλυβα και ισούται με 1,10.

Το εμβαδόν αυτό λαμβάνεται προσεγγιστικά ίσο με:

$$A_v = 1,04 h t_w \text{ για πρότυπες διατομές}$$

Προϋπόθεση ισχύος της παραπάνω εξίσωσης είναι να μην είναι ο κορμός λεπτότοιχος, ώστε να υπόκειται σε τοπικό λυγισμό (κύρτωση). Αυτό εξαρτάται από τον λόγο ύψους προς πάχος του κορμού h_w/t_w , από το αν ο κορμός είναι εγκιβωτισμένος ή όχι στο σκυρόδεμα και από το αν ενισχύεται ή όχι με εγκάρσιες νευρώσεις, δεδομένου ότι ο εγκιβωτισμός στο σκυρόδεμα και οι νευρώσεις δυσχεραίνουν την ανάπτυξη του τοπικού λυγισμού.

Για μη ενισχυμένο, μη εγκιβωτισμένο κορμό ο EC4 προβλέπει τα παρακάτω όρια λυγηρότητας:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{159}{5.6} = 28.39 < 69\epsilon = 55,89$$

$$\text{Επομένως: } A_v = 1,04 h t_w = 1,04 * 200 * 6,6 = 13,73 \text{ cm}^2$$

Η αντοχή σε τέμνουσα είναι:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v * \left(\frac{f_a}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_a} = \frac{13,73 * \left(\frac{35,5}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 255,83 \text{ kN}$$

Η αντοχή δράσης προέκυψε από το πρόγραμμα για τον δυσμενέστερο συνδυασμό Αστοχίας ASTOXIA4 είναι $V_{Ed} = 45.75 \text{ kN}$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = \frac{45.75}{255.83} = 0.18 < 0,5, \text{ επομένως ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Έλεγχος σε διατμητική σύνδεση:

Θα υπολογίσουμε τη διαμήκη διάτμηση στην επιφάνεια σιδηροδοκού-πλάκας σκυροδέματος:

• Πλαστική Ανάλυση:

Ξέρουμε ότι: $M_{pl,Rd} = 377.77 \text{ kNm}$ και $z_0 = 4.64 \text{ cm}$

$$Z = A_a * f_{ad} = 28.48 \text{ cm}^2 * 32.27 \text{ kN/cm}^2 = 919.05 \text{ kN}$$

Στα στηρίγματα $D = Z = 0$

Μεταξύ μηδενικών και θετικών ροπών, για το σύνολο της διαμήκουσ διάτμησης ισχύει η σχέση: $V_i = D^+ = Z^+$

Επομένως, η διαμήκουσ διάτμηση είναι: $V_i = D^+ = Z^+ = 919.05 \text{ kN}$

Δρώσα ροπή: $M_{sd} = 377.77 \text{ kNm}$

Η οριακή αντοχή του ήλου προκύπτει ως η ελάχιστη τιμή από τις εξής:

- Αντοχή σε διάτμηση: $P_{Rd} = 0.8 * f_u * (\frac{\pi d_s^2}{4}) / \gamma_v$
- Αντοχή σε «σύνθλιψη άντυνας»: $P_{Rd} = 0.29 * a * d_s^2 * \sqrt{f_{ck} * E_{cm}} / \gamma_v$

όπου

d_s : διάμετρος κορμού του ήλου

f_u : ονομαστική τιμή της εφελκυστικής αντοχής του ήλου ≤ 500

f_{ck}, E_{cm} : θλιπτική αντοχή και μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος

$\alpha = 1$ για $4 < \frac{h}{d_s}$, όπου

h: ύψος ήλου

γ_v : επιμέρους συντελεστής ασφαλείας

Θα επιλέξουμε ήλους κεφαλής διαμέτρου 22 mm, ύψους 100 mm και ποιότητας χάλυβα S275

- Αντοχή σε διάτμηση:

$$P_{Rd} = 0.8 * f_u * (\frac{\pi d_s^2}{4}) / \gamma_v = 0.8 * 43 * (\frac{\pi * 22^2}{4}) / 1.25 = 104.613 \text{ kN}$$

$\alpha = 1$ αφού $4 < \frac{h}{d_s} = \frac{100}{22} = 4.55$

- Αντοχή σε «σύνθλιψη άντυνας»:

$$P_{Rd} = 0.29 * a * d_s^2 * \sqrt{f_{ck} * E_{cm}} / \gamma_v = 0.29 * 1 * 22^2 * \sqrt{3.1 * 3.5 * 10^3} / 1.25 = 116.963 \text{ kN}$$

Τελική αντοχή: $P_{Rd} = 104.631 \text{ kN}$

Συνεπώς, ο απαιτούμενος αριθμός συνδέσμων στη μισή δοκό είναι:

$$n = \frac{V_i}{P_{Rd}} = \frac{919.05}{104.613} = 8.79$$

Επιλέγονται 10 σύνδεσμοι.

Οι προϋποθέσεις για ομοιόμορφη κατανομή των συνδέσμων (πλαστική κατανομή) είναι:

- 1) Ήλοι από πίνακα που έχει αποδειχθεί η όλκιμη συμπεριφορά τους.
- 2) Μήκος ανοίγματος δοκού $\ell = 1,0 \text{ m} < 50 \text{ m}$

$$3) \frac{M_{pl}}{M_{pla}} = \frac{337.77}{171.82} = 2 < 2.50$$

όπου $M_{pla} = \frac{W_{pl,y} * f_y}{\gamma_M} = \frac{484 * 35.5}{1} = 171.82 \text{ kNm}$ είναι η πλαστική ροπή της σιδηροδοκού.

Τοποθετείται ένας σύνδεσμος σε κάθε διατομή σε ίσες αποστάσεις καθ' όλο το μήκος της δοκού.

$$\text{Απόσταση συνδέσμων: } e = \frac{\ell/2}{n} = \frac{400/2}{10} = 20 \text{ cm}$$

Έλεγχος αποστάσεων: $5d_s < e < \min(6d, 800) \implies$

$$\implies 5 * 22 = 110 \text{ cm} < 20 \text{ cm} < \min(6 * 22 = 132 \text{ cm}, 800 \text{ cm}) = 132 \text{ cm}$$

Απόσταση από το άκρο του πέλματος:

$$b/2 - d_s/2 = 100/2 - 22/2 = 39 \text{ mm} < 9t = 9 * 8.5 = 76.5 \text{ mm}$$

Η ελάχιστη επικάλυψη των ήλων είναι ίση με 20 mm.

$$d - h = 140 - 100 = 40 \text{ mm} > 20 \text{ mm}$$


4.3 Δείκτης βλάβης

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών αποτελεί θεμελιώδη αρχή που πρέπει να καλύπτεται με ικανοποιητική αξιοπιστία για φορείς σε σεισμικές περιοχές. Σύμφωνα με την παραπάνω απαίτηση, ο φορέας σχεδιάζεται και κατασκευάζεται για να αναλαμβάνει σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση βλαβών και συνεπακόλουθους περιορισμούς χρήσης, οι δαπάνες των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλές σε σύγκριση με τη δαπάνη του ίδιου του φορέα. Οι μέγιστες γωνιακές παραμορφώσεις των ορόφων για να μη σπάσουν τα διαχωριστικά είναι:

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

Στο κτήριο μας για να ελέγξουμε τις γωνιακές παραμορφώσεις που έχουμε, ακολουθούμε τη διαδρομή: Show Tables→Displacement→Story Drifts→ μόνο από το SEISMIKOSSYNDYASMOS, και παίρνουμε τον πίνακα:

Πίνακας 4.1 Γωνιακές παραμορφώσεις



	Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
▶	TOP16,9	Max Drift X	MIKOSSYNDIAS	612	2,000	32,000	16,900	0,001131	
	TOP16,9	Max Drift Y	MIKOSSYNDIAS	1129	72,000	10,000	16,900		0,001628
	BOTTOM16,9	Max Drift X	MIKOSSYNDIAS	200	0,000	40,000	15,100	0,003312	
	BOTTOM16,9	Max Drift Y	MIKOSSYNDIAS	806	0,000	2,175	15,100		0,002818
	TOP11,29	Max Drift X	MIKOSSYNDIAS	600	2,000	20,000	11,210	0,002055	
	TOP11,29	Max Drift Y	MIKOSSYNDIAS	433	16,000	12,000	11,210		0,002656
	BOTTOM 11,29	Max Drift X	MIKOSSYNDIAS	783	88,000	36,000	9,700	0,001381	
	BOTTOM 11,29	Max Drift Y	MIKOSSYNDIAS	776	80,000	40,000	9,700		0,002110

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

4.4 Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ):

Πέραν των ελέγχων στην οριακή κατάσταση αστοχίας, βασική είναι και η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, η οποία ασχολείται με την επιβεβαίωση, ότι οι μετατοπίσεις της κατασκευής δεν είναι υπερβολικές 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). Με την τάση προς μεγαλύτερα ανοίγματα, και με χρήση χαλύβων υψηλότερης αντοχής, ο έλεγχος των μετατοπίσεων έχει γίνει περισσότερο σημαντικός τα τελευταία χρόνια.

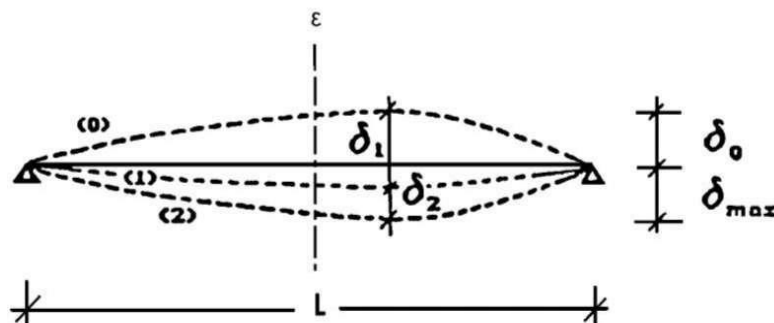
Ο σχεδιασμός περιλαμβάνει προσδιορισμό βελών και σύγκρισή τους με τα επιτρεπόμενα όρια, τα οποία εξαρτώνται από το είδος των φερόντων και μη φερόντων στοιχείων. Για παράδειγμα, τα όρια βελών για στέγες δεν είναι τόσο αυστηρά όσο για δάπεδα. Το συνολικό βέλος δ_{max} αποτελείται από επί μέρους συνιστώσες,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



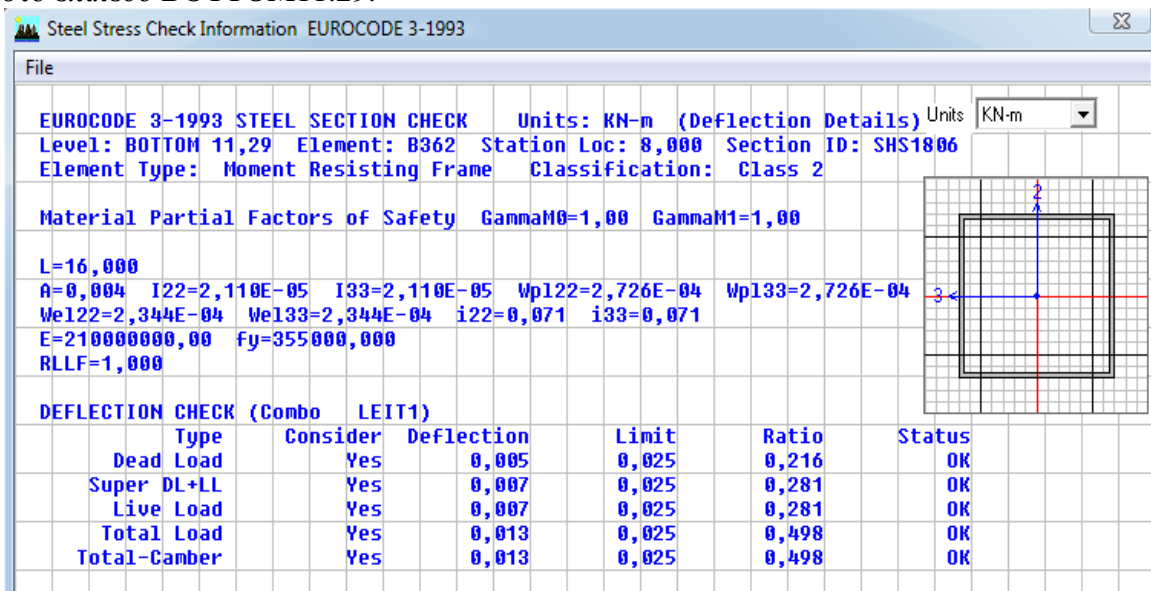
Σχήμα 4.22 Βέλη κάμψης

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

Πίνακας 4.2 Οριακές τιμές μετακινήσεων

	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 αστοχίας. Εδώ, ενδεικτικά παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τη δοκό που παρουσιάστηκε και στον έλεγχο αστοχίας, δηλαδή το μέλος B362, το οποίο βρίσκεται στο επίπεδο BOTTOM11.29.



Σχήμα 4.23 Έλεγχος δοκού B363 σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Βλέπουμε ότι ικανοποιεί τις απαιτήσεις σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

4.5 Ικανοτικός έλεγχος κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι συνήθως δικτυωτοί σχηματισμοί, διάφορων μορφών, που τοποθετούνται μεταξύ δύο διαδοχικών υποστηλωμάτων και μεταφέρουν στη θεμελίωση τα οριζόντια φορτία, τα οποία παραλαμβάνονται από τους οριζόντιους συνδέσμους και τις κεφαλοδοκούς. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας συνίσταται να τοποθετούνται στα ίδια φαινόμενα με τους οριζόντιους συνδέσμους.

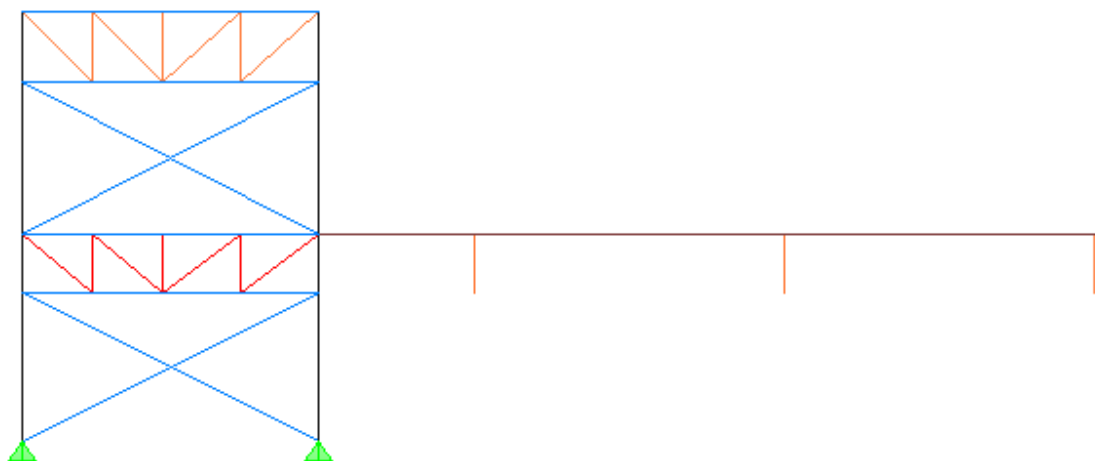
Οι κύριες λειτουργίες των συστημάτων εγκάρσιας δυσκαμψίας μπορούν να συνοψισθούν στα εξής:

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

Είναι φανερό ότι εκτός των άλλων φορτίων που προκαλούν οριζόντιες δυνάμεις στα κατά μήκος συστήματα δυσκαμψίας (άνεμος, σεισμός, γερανογέφυρες, θερμοκρασιακές μεταβολές, αρχικές ατέλειες), τα τελευταία θα πρέπει επί πλέον να διαθέτουν πρόσθετη αντοχή για την παραλαβή των απαιτούμενων δυνάμεων πλευρικής στήριξης των υποστυλωμάτων.

➤ Ενδεικτικός έλεγχος

Ενδεικτικά επιλέγεται για να εξεταστεί ο κατακόρυφος σύνδεσμος δυσκαμψίας, ο οποίος βρίσκεται στο ισόγειο στην όψη F. Η διατομή του είναι SHS 180*6.



Σχήμα 4.24 Ακριβής θέση του χιαστί στο κτήριο (όψη F)

• Περιορισμός λυγρότητας

Τα χαρακτηριστικά της διατομής SHS 180*6 είναι:

$$A=41,4 \text{ cm}^2$$

$$I=2077 \text{ cm}^4$$

❖ Θλιβόμενη διαγώνιος

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 δύνδεσης 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.

$$\ell = \frac{1}{2} \sqrt{(8m)^2 + (3,82m)^2} = 0,5 * 8,86 m = 443,3 cm$$

$$\begin{aligned} \text{Πρέπει να ισχύει } \lambda &= \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{A * f_y}{\pi^2 * E * I}} * \ell^2 = \frac{\ell}{\pi} * \sqrt{\frac{A}{I}} * \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \\ &= \frac{443,3 cm}{\pi} * \sqrt{\frac{41,4 cm^2}{2077 cm^4}} * \sqrt{\frac{35,5 kN/m^2}{21000 kN/m^2}} = 0,819 < 1,50 \end{aligned}$$

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 $\alpha \rightarrow \chi = 0,78$

Δρώσα αξονική δύναμη $N_{sd} = 315,11 + 121,97 = 437,08 kN$, όπου
 $N_{Ed} = 315,11 kN$ αξονική δύναμη λόγω σεισμού

$N_{vd} = 121,97 kN$ αξονική δύναμη λόγω μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού (συνδυασμός DEAD+0,3LIVE)

Έλεγχος διαγωνίου

$$N_{Rd} = \chi * A * f_y / \gamma_M = 0,78 * 41,4 * 35,5 / 1 = 1146,37 kN > N_{sd} = 437,08 kN$$

❖ Εφελκόμενη διαγώνιος

$$N_{Pdi} = A * f_y / \gamma_M = 41,4 * 35,5 / 1 = 1469,70 kN > N_{sd} = 437,08 kN$$

Συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης:

$$\alpha_{cd} = \frac{1,2 N_{pd} - N_{vd}}{N_{Ed}} = \frac{1,2 * 852,43 - 121,97}{315,11} = 2,84 > q = 1,5$$

Άρα εμείς θα ελέγξουμε για $\alpha_{cd} = 1,5$.

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

- Έλεγχος Υποστηλώματος Ισογείου πλαισίου:

Διατομή SHS 400*12,5 με χαρακτηριστικά

$$A=192 \text{ cm}^2 \quad I=47839 \text{ cm}^4$$

Δρώσα αξονική δύναμη $N_{sd} = N_{vd} + \alpha_{cd} N_{Ed} = 303,99 + 1,50 * 424,97 = 941,45 \text{ kN}$ όπου

$N_{Ed} = 424,97 \text{ kN}$ αξονική δύναμη λόγω σεισμού

$N_{vd} = 303,99 \text{ kN}$ 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 υποστηλώματος το καθαρό ύψος του ορόφου, το οποίο εκτιμάται στο 90% του θεωρητικού ύψους.

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{47839}{192}} = 15.79$$

$$\lambda_z = \frac{0.9 * 382 / 15.79}{76.4} = 0.285$$

καμπύλη λυγισμού $\alpha \rightarrow \chi = 0.98$

Έλεγχος λυγισμού:

$$N_{Rd} = \chi * A * f_y / \gamma_M = 0,98 * 192 * 35,5 / 1 = 6679,68 \text{ kN} > N_{sd} = 941,45 \text{ kN}$$

- Έλεγχος Κεφαλοδοκού:

Διατομή SHS 180*6 με χαρακτηριστικά:

$$A=41,4 \text{ cm}^2 \quad I=2077 \text{ cm}^4$$

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

Δρώσα αξονική δύναμη $N_{sd} = N_{vd} + \alpha_{cd} N_{Ed} = 34,00 + 1,50 * 267,63 = 435,45 \text{ kN}$ όπου

$N_{Ed} = 267,63 \text{ kN}$ αξονική δύναμη λόγω σεισμού

$N_{vd} = 34,00 \text{ kN}$ αξονική δύναμη λόγω μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού (συνδυσμός DEAD+0,3LIVE)

Αφού έχουμε ίδια διατομή με το χιαστί σύνδεσμο και εδώ είναι $\lambda = 0,819$, το οποίο με καμπύλη λυγισμού $\alpha \rightarrow \chi = 0,78$

$$N_{b,Rd} = \chi * A * f_y / \gamma_M = 0,78 * 41,4 * 35,5 / 1 = 1146,37 \text{ kN} > N_{sd} = 435,45 \text{ kN}$$

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 πλατεία και έχει σχετικά μικρό μήκος).

5 Συγκριτική ανάλυση σχετικά με την επιβολή σεισμικού φορτίου

5.1 Εισαγωγή

Οι σεισμοί θέτουν ένα ξεχωριστό τεχνικό πρόβλημα, αφού ένας δυνατός σεισμός αποτελεί τη δυσμενέστερη φόρτιση στην οποία είναι πιθανό να υποβληθούν οι περισσότερες κατασκευές, παρόλο που η πιθανότητα μιας δοσμένης κατασκευής να υποστεί ένα μεγάλο σεισμό είναι πολύ μικρή. Η βέλτιστη πρακτική προσέγγιση αυτού του συνδυασμού συνθηκών είναι να σχεδιαστεί η κατασκευή έτσι, ώστε να αποφύγει την κατάρρευση στην περίπτωση του πιο ισχυρού πιθανού σεισμού.

Με τον όρο «σεισμική απόκριση» νοείται, γενικά, η ένταση και η μετακίνηση/παραμόρφωση που προκύπτει σε τυχόν σημείο του συστήματος λόγω της σεισμικής δόνησης του εδάφους.

Οι πολλές μέθοδοι που υπάρχουν για τον γραμμικό υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών εμπίπτουν σε δύο διακεκριμένες κατηγορίες οι οποίες άλλωστε προαναφέρθηκαν:

- α) Ανάλυση με ισοδύναμα στατικά φορτία
- β) Δυναμική ανάλυση

5.2 Δυναμική φασματική μέθοδος

5.2.1 Αποτελέσματα από την προσομοίωση

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

Για την ανάλυση επιλέχθηκε η Δυναμική Φασματική Μέθοδος. 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 16 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.

Πίνακας 5.1 Τα χαρακτηριστικά των ιδιομορφών

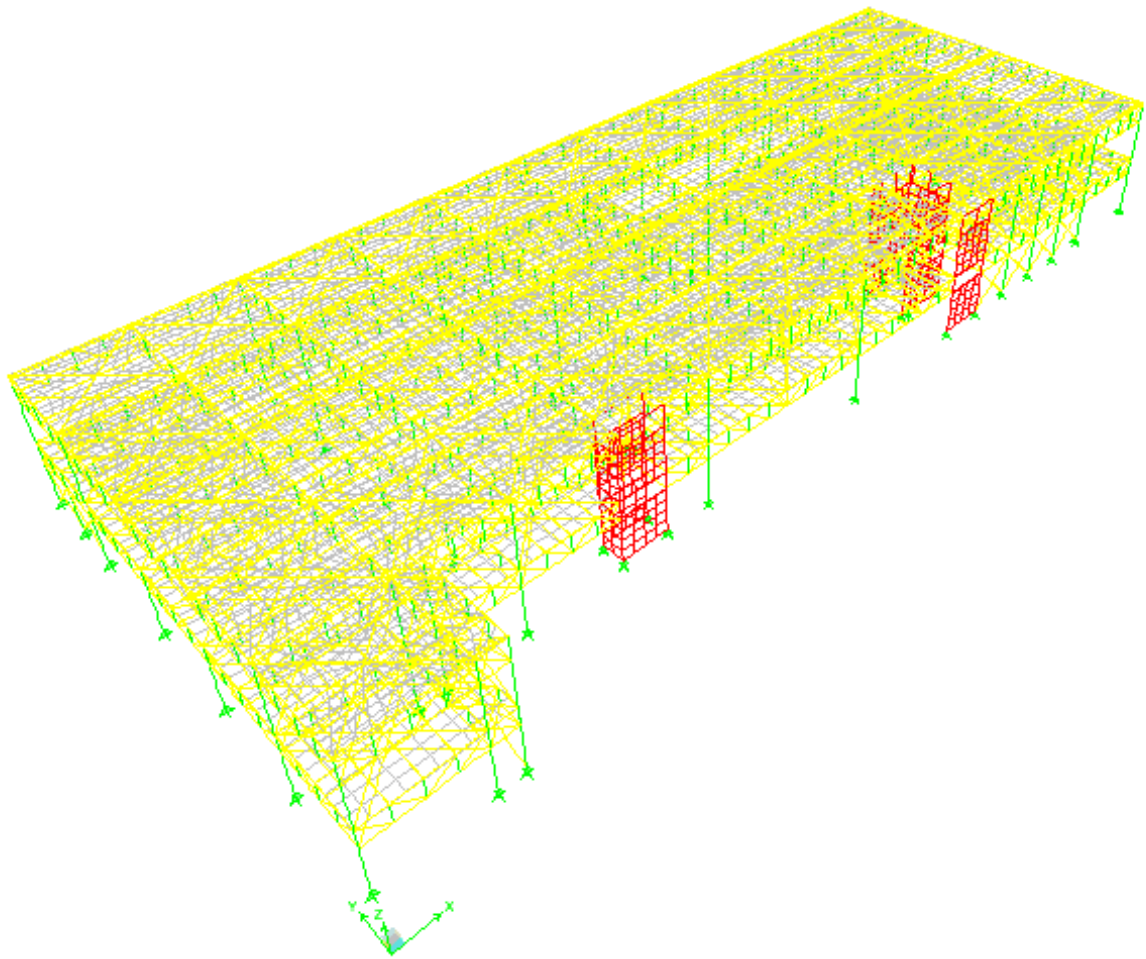
Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0,596487	0,235	0,0003	0,235	0,0003	4E-04	0,194	0,106	0,0004	0,194	0,106
2	0,259187	3,9223	55,7266	4,1573	55,7269	65,72	4,2893	23,84	65,72	4,4833	23,94
3	0,211037	21,3609	21,5649	25,5183	77,2919	27,69	24,474	32,54	93,407	28,957	56,48
4	0,164528	35,9816	1,4767	61,4999	78,7685	1,987	43,941	23,6	95,394	72,898	80,08
5	0,147798	0,0012	0,0054	61,501	78,7739	1E-04	0,0022	2E-04	95,395	72,901	80,08
6	0,145603	1,0626	0,0008	62,5636	78,7747	0,063	0,7475	0,773	95,458	73,648	80,85
7	0,144779	6,7597	0,0008	69,3233	78,7755	0,55	4,8029	6,397	96,008	78,451	87,25
8	0,130551	0,2491	15,4986	69,5724	94,2741	2,55	0,1979	0,179	98,558	78,649	87,43
9	0,127859	0,0179	0,4812	69,5903	94,7552	0,264	0,0016	0,316	98,821	78,651	87,74
10	0,115619	8,2934	1,9423	77,8837	96,6975	0,119	6,2387	0,011	98,941	84,889	87,75
11	0,101165	0,1848	0,056	78,0685	96,7535	0,107	0,1158	0,494	99,048	85,005	88,25
12	0,10018	5,7895	0,0312	83,858	96,7848	0,097	4,4985	4,456	99,145	89,503	92,7
13	0,097704	4,2789	0,0337	88,1369	96,8185	5E-04	2,5956	0,56	99,146	92,099	93,26
14	0,092855	0,018	0,0012	88,1549	96,8198	3E-04	0,0118	8E-04	99,146	92,111	93,27
15	0,092317	0,1165	0,003	88,2714	96,8228	0,003	0,0891	0,037	99,149	92,2	93,3
16	0,085022	5,5872	0,97	93,8586	97,7928	0,034	3,9923	3,626	99,183	96,192	96,93

Η συνολική μάζα του κτηρίου προκύπτει από το άθροισμα των αντιδράσεων για τους συνδυασμούς DEAD, LIVE αφού αυτές μπαίνουν στο SEISMIKOSYND ως εξής: $dead+0,3*live$ αντιστοιχεί σε μάζα $15.524,75kN+0,3*12.726,25kN=19.342,63kN=127,26$ τόνους

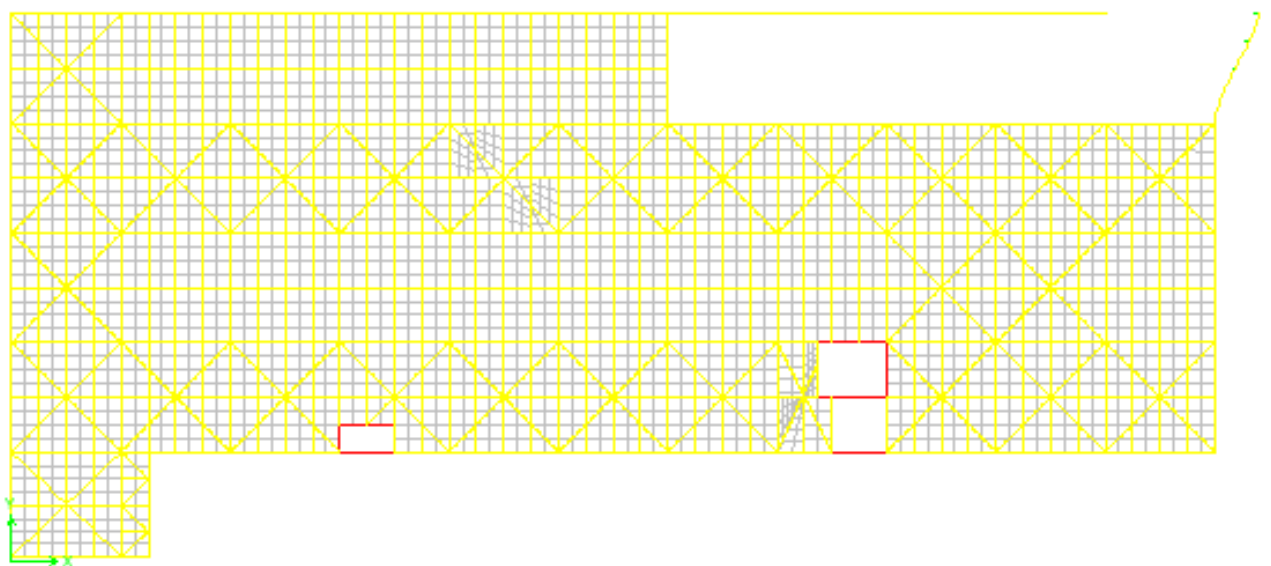
Παρακάτω ακολουθούν οι εικόνες των 4 πρώτων ιδιομορφών (σε κάθε ιδιομορφή παρατίθεται το τρισδιάστατο σχήμα του κτηρίου και η κάτοψη του άνω ορόφου. Στην 4^η ιδιομορφή μόνο φαίνεται και η όψη Α.

Αξίζει να σημειωθεί ότι η πρώτη ιδιομορφή δεν κινητοποιεί μεγάλο μέρος της μάζας, όπως θα περιμέναμε. Αυτό συμβαίνει επειδή το ακριανό υποστύλωμα C42 (το οποίο βρίσκεται στις όψεις 13 και X=88) που φαίνεται εξασφαλίζεται μέσω ζυγώματος μόνο κατά τη μία διεύθυνση (αυτή της όψης X=88) στο επίπεδο 11,21 (δες κεφ 6.1.β). Η 2^η ιδιομορφή κινητοποιεί το μεγαλύτερο ποσοστό μάζας κατά τη διεύθυνση Y και η 4^η κατά τη διεύθυνση X. Στην 3^η κινητοποιείται ένα πολύ μεγάλο ποσοστό και κατά τις δύο διευθύνσεις.

➤ 1^η ιδιομορφή ($T=0,596 \text{ sec}$)

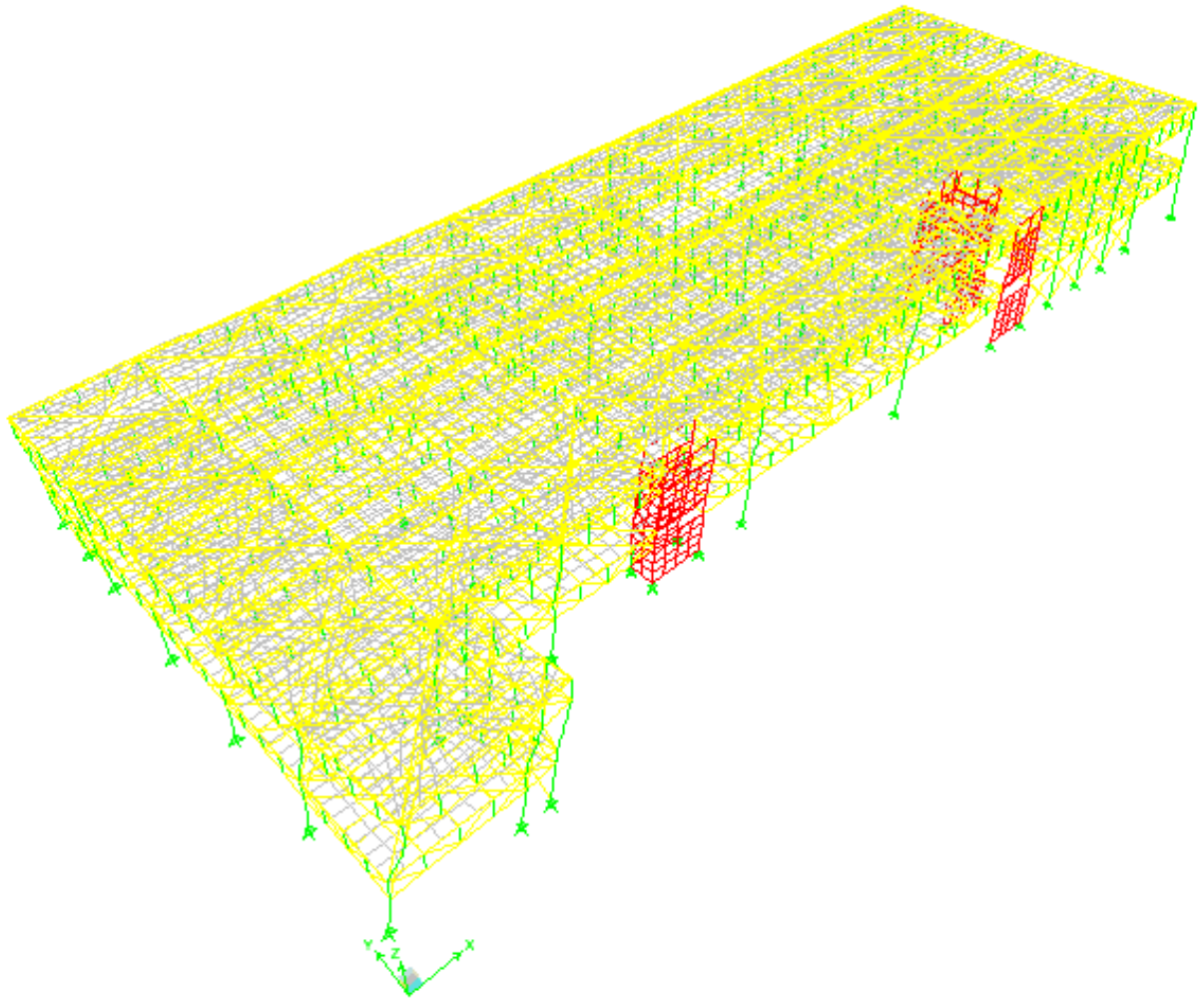


Σχήμα 5.1 Παραμόρφωση τρισδιάστατου μοντέλου κατά την 1^η ιδιομορφή

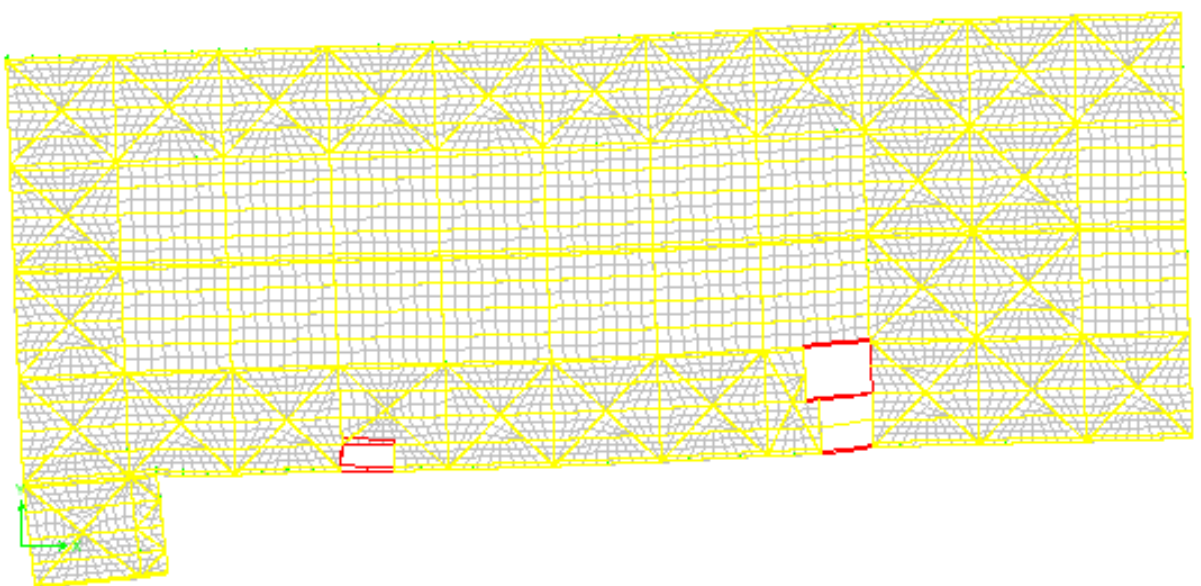


Σχήμα 5.2 Παραμόρφωση κατόψεων μοντέλου κατά την 1^η ιδιομορφή

➤ 2^η ιδιομορφή ($T=0,259 \text{ sec}$)

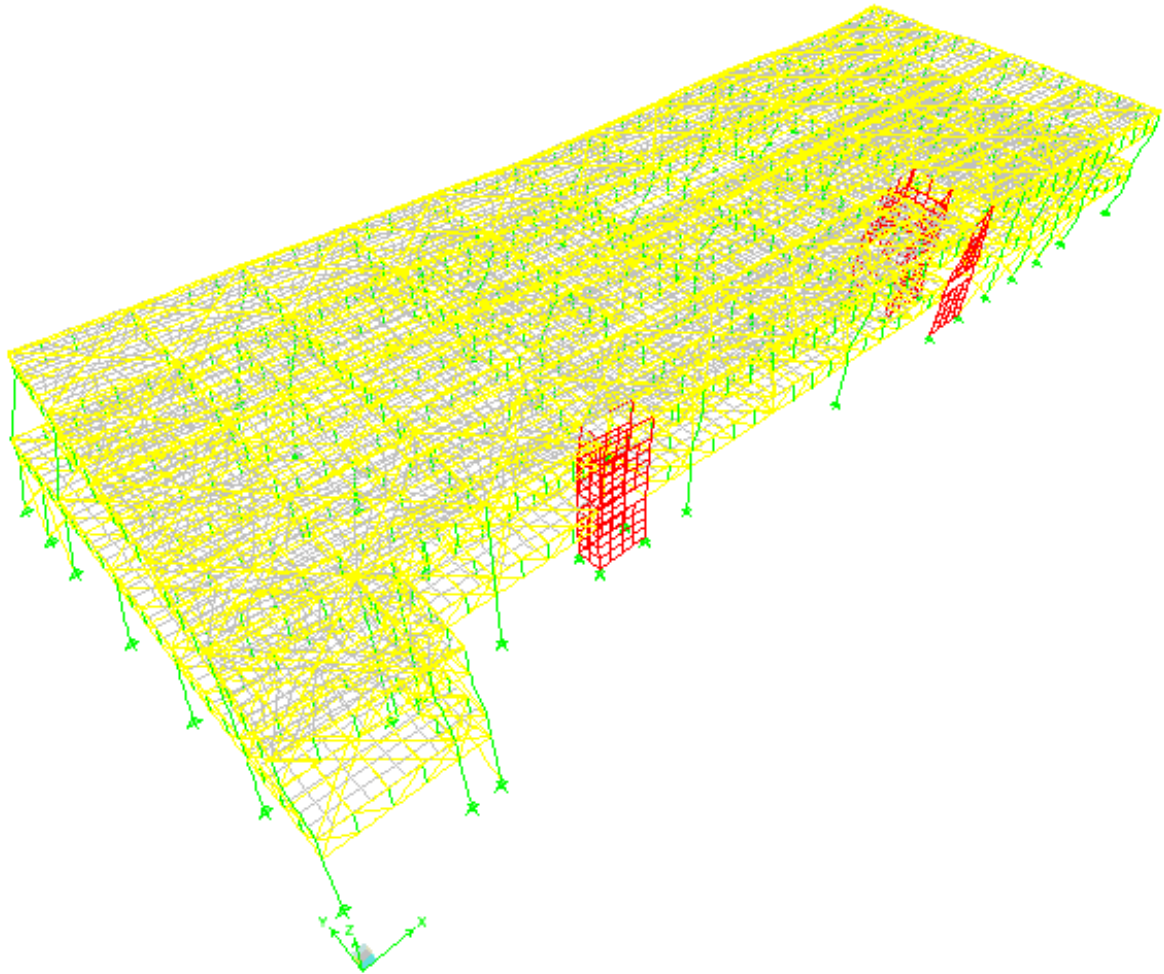


Σχήμα 5.3 Παραμόρφωση τρισδιάστατου μοντέλου κατά την 2^η ιδιομορφή

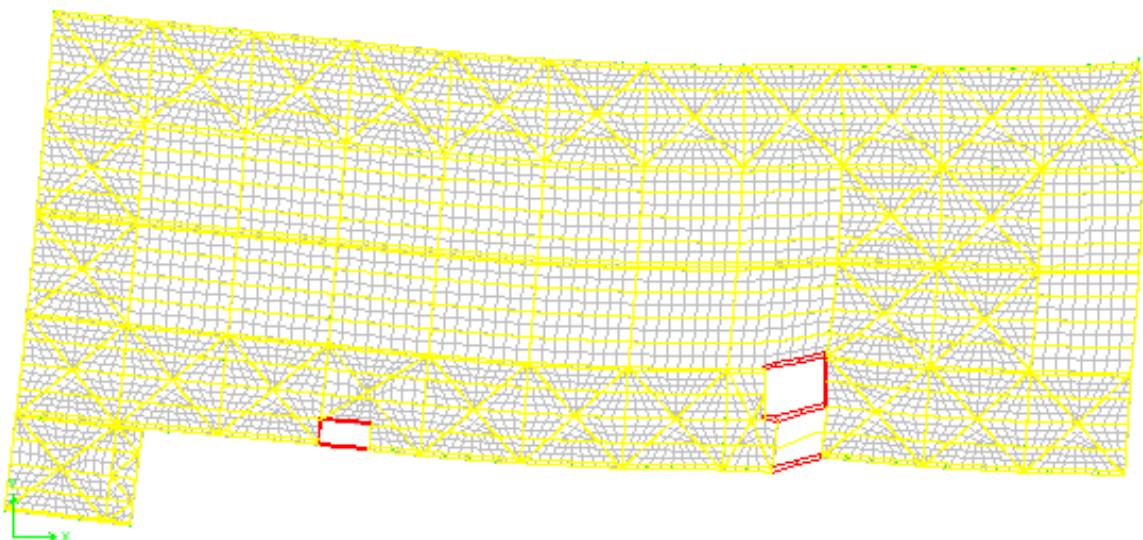


Σχήμα 5.4 Παραμόρφωση κατόψεων μοντέλου κατά την 2^η ιδιομορφή

➤ 3^η ιδιομορφή ($T=0,211 \text{ sec}$)

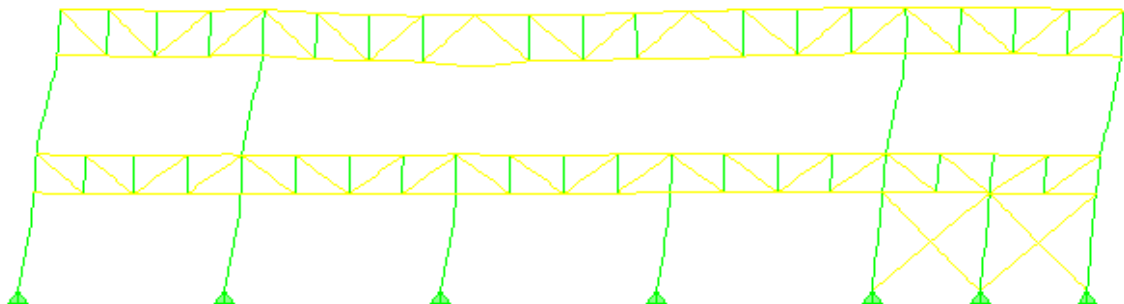
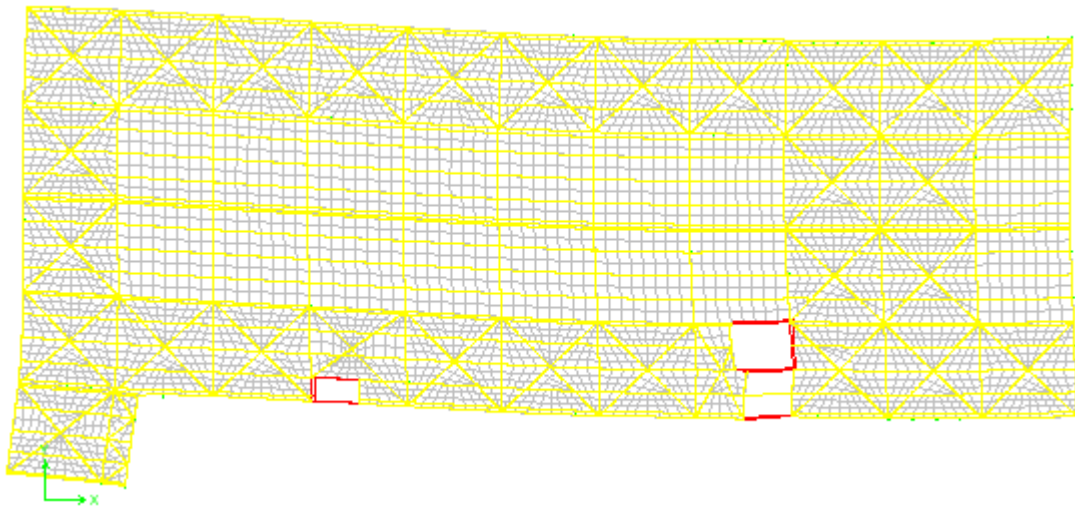
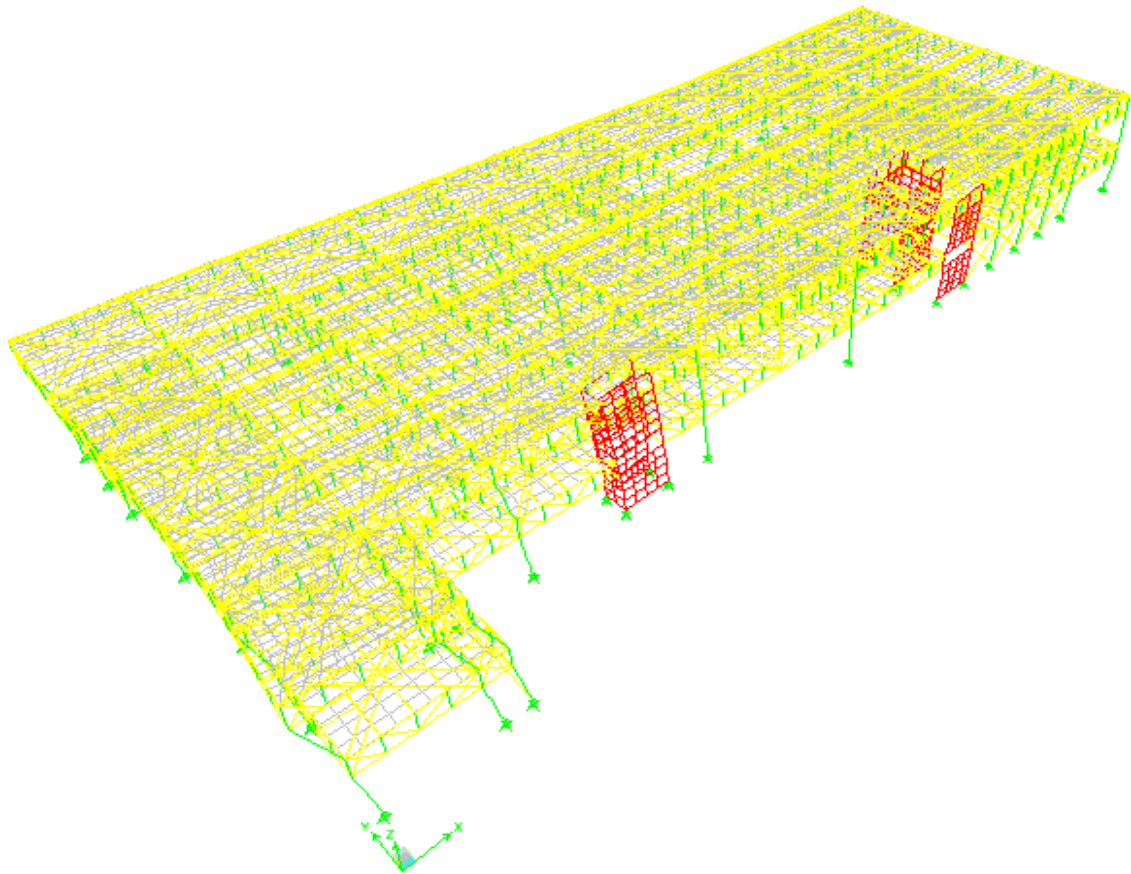


Σχήμα 5.5 Παραμόρφωση τρισδιάστατου μοντέλου κατά την 3^η ιδιομορφή



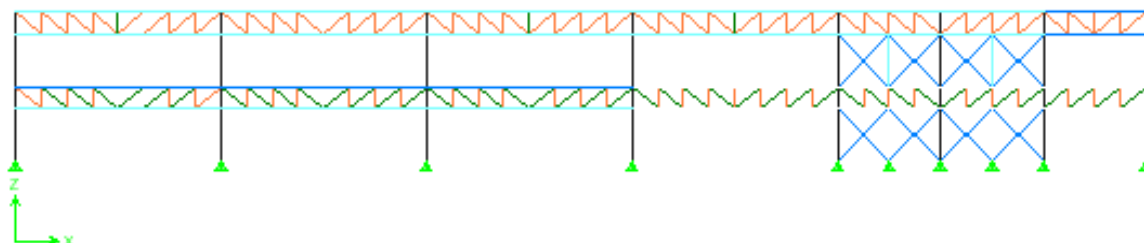
Σχήμα 5.6 Παραμόρφωση τρισδιάστατου μοντέλου κατά την 3^η ιδιομορφή

➤ 4^η ιδιομορφή ($T=0,164 \text{ sec}$)



5.2.2 Τοποθέτηση ζυγώματος στο ακριανό υποστύλωμα στη στάθμη 11,29 και στη δεύτερη διεύθυνση

Μελετάται η τοποθέτηση ζυγώματος και στην άλλη πλευρά (όψη 13) του υποστύλωματος C42, ούτως ώστε να του προσφέρει μεγαλύτερη ευστάθεια και πλευρική εξασφάλιση.



Σχήμα 5.7 Διαμόρφωση της όψης 13 σε αυτή την περίπτωση

Σε αυτή την περίπτωση τα χαρακτηριστικά των ιδιομορφών είναι:

Πίνακας 5.2 Χαρακτηριστικά ιδιομορφών στην περίπτωση τοποθέτησης ζυγώματος

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ	SumR X	SumR Y	SumR Z
1	0,259	3,76	56,24	3,76	56,24	66,36	4,10	23,55	66,36	4,10	23,55
2	0,211	21,21	21,10	24,97	77,34	27,11	24,24	33,47	93,47	28,33	57,03
3	0,164	36,74	1,46	61,71	78,79	1,94	44,78	23,02	95,41	73,11	80,05
4	0,148	0,00	0,01	61,71	78,80	0,00	0,00	0,00	95,41	73,11	80,05
5	0,145	7,70	0,00	69,41	78,80	0,61	5,46	7,10	96,02	78,57	87,15
6	0,131	0,27	15,17	69,68	93,97	2,47	0,21	0,15	98,49	78,78	87,30
7	0,128	0,01	0,34	69,69	94,31	0,22	0,00	0,29	98,71	78,78	87,59
8	0,117	5,61	2,30	75,30	96,61	0,00	4,15	0,01	98,71	82,94	87,60
9	0,110	3,02	0,08	78,32	96,69	0,41	2,34	0,10	99,12	85,28	87,70
10	0,100	5,83	0,07	84,15	96,76	0,03	4,43	5,01	99,14	89,70	92,70
11	0,098	3,58	0,04	87,73	96,80	0,00	2,11	0,40	99,15	91,82	93,10
12	0,094	0,11	0,00	87,85	96,80	0,00	0,08	0,03	99,15	91,90	93,14
13	0,092	0,15	0,00	88,00	96,81	0,00	0,12	0,05	99,15	92,01	93,19
14	0,085	5,76	0,98	93,76	97,79	0,03	4,12	3,68	99,18	96,13	96,86
15	0,076	0,00	0,06	93,76	97,85	0,02	0,00	0,04	99,20	96,13	96,90
16	0,075	0,02	0,02	93,78	97,88	0,00	0,01	0,04	99,20	96,14	96,94

Παρατηρούμε ότι σε αυτή την περίπτωση, απαιτήθηκαν 14 ιδιομορφές έτσι ώστε το άθροισμα των δράσεων ιδιομορφικών μαζών να γτάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος.

5.3 Απλοποιημένη φασματική μέθοδος

Η απλοποιημένη φασματική μέθοδος δεν απαιτεί ιδιομορφική ανάλυση, προκύπτει από τη δυναμική φασματική μέθοδο με προσεγγιστική θεώρηση μόνο της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού (μονο-ιδιομορφική μέθοδος), η οποία όμως ενισχύεται κατάλληλα ώστε τα προκύπτοντα αποτελέσματα να βρίσκονται προς την πλευρά της ασφαλείας. Η απλοποίηση αυτή επιτρέπει τον άμεσο υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης με τη βοήθεια “ισοδύναμων” σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες εφαρμόζονται σαν στατικά φορτία επάνω στην κατασκευή.

Κατά την εφαρμογή της μεθόδου οι δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού εκλέγονται παράλληλα προς τις κύριες διευθύνσεις του κτιρίου και χρησιμοποιείται πάντοτε το φάσμα σχεδιασμού $\Phi_d(T)$.

Η μέθοδος προορίζεται κυρίως για κανονικά κτήρια. Η διαφραγματική λειτουργία των πλακών αποτελεί βασική προϋπόθεση για την εφαρμογή της, διότι στην αντίθετη περίπτωση δεν είναι δυνατή η προσομοίωση της στρεπτικής ταλάντωσης των πατωμάτων. Επισημαίνεται δε ότι η κατά παρέκκλιση εφαρμογή της μεθόδου σε μη κανονικά κτήρια μειώνει την αξιοπιστία της ιδιαίτερα σε κτήρια με επάλληλες εσοχές όπως είναι η εν λόγω κατασκευή.

5.3.1 Εισαγωγή στο πρόγραμμα

Εισάγεται στο πρόγραμμα η φόρτιση EX όπως φαίνεται παρακάτω

The screenshot shows a dialog box titled "User Defined Seismic Loading". It is divided into several sections. The "Direction and Eccentricity" section contains six radio button options: "X Dir" (selected), "Y Dir", "X Dir + Eccen Y", "Y Dir + Eccen X", "X Dir - Eccen Y", and "Y Dir - Eccen X". Below these are two input fields: "Ecc. Ratio (All Diaph.)" and "Override Diaph. Eccen." with an "Override..." button. The "Factors" section has two input fields: "Base Shear Coefficient, C" with the value "0.4" and "Building Height Exp., K" with the value "1.". The "Story Range" section has two dropdown menus: "Top Story" set to "TOP16,9" and "Bottom Story" set to "BASE". At the bottom right of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

Σχήμα 5.8 Εισαγωγή φόρτισης EX στο πρόγραμμα

Η τιμή του C στον παραπάνω πίνακα αντιστοιχεί στην τιμή της φασματικής επιτάχυνσης $\Phi_d(T)/g$ είναι:

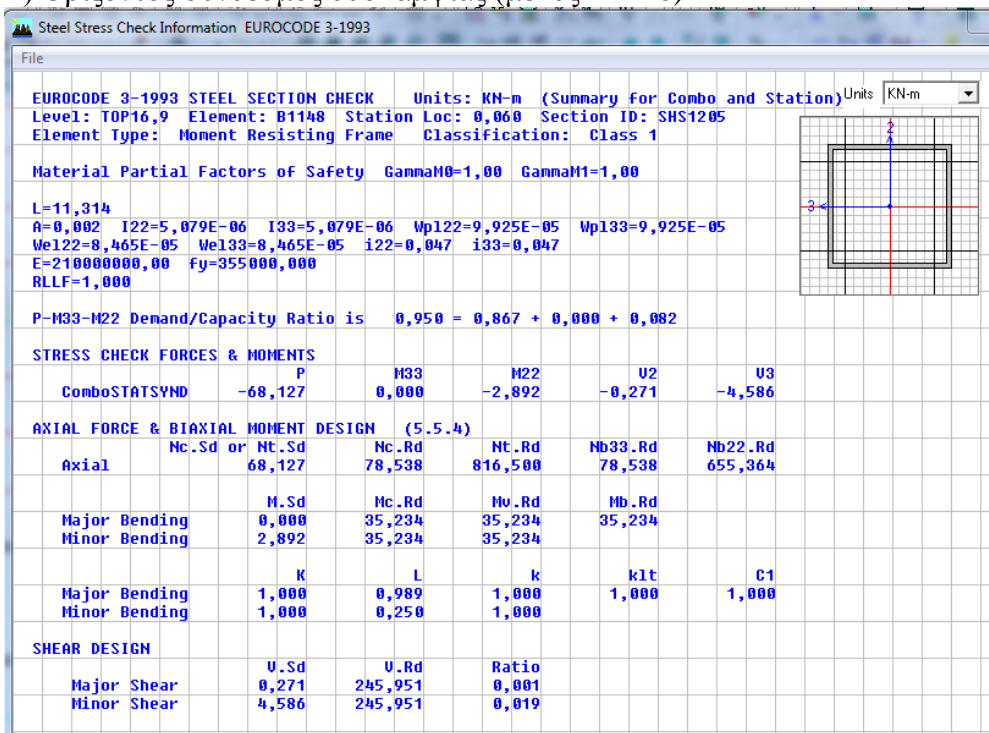
$$\Phi_d(T)/g = \gamma_1 * \alpha * \theta * \beta_0 / q = 0,4$$

Ομοίως εισάγεται η EY. Ακολουθός μορφώνουμε το νέο σεισμικό συνδυασμό STATQUAKE ως SSRS των EX και EY (στη θέση του SEISMOS spectra).

Προσθέτοντας σε αυτόν +1*DEAD+0,3*LIVE προκύπτει ο STATSynd (στη θέση του SEISMIKOSSynd).

5.3.2 Σύγκριση διατομών

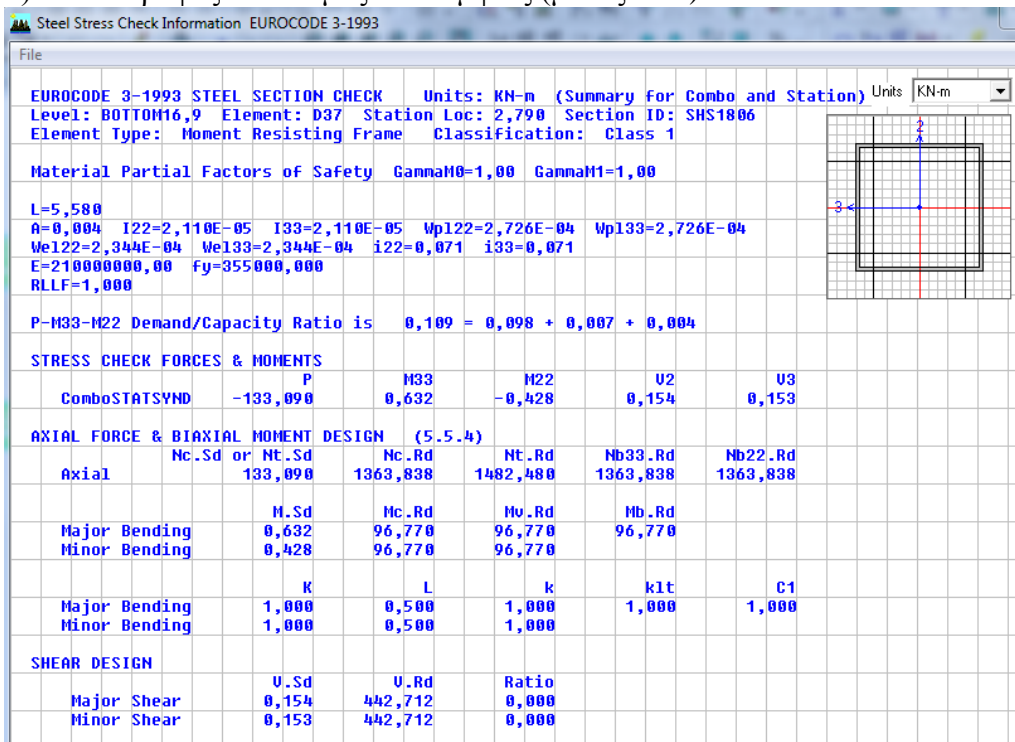
A) Οριζόντος σύνδεσμος δυσκαμψίας (μέλος B1148)



Σχήμα 5.9 Ανάλυση μέλους B1148

Παρατηρούμε ότι ο συντελεστής εκμετάλλευσης (RATIO) αυξήθηκε κατά 15% (από 0,828 στη δυναμική Φασματική Ανάλυση έγινε 0,950 στην Απλοποιημένη)

B) Κατακόρυφος σύνδεσμος δυσκαμψίας (μέλος D37)



Σχήμα 5.10 Ανάλυση μέλους D37

Παρατηρούμε ότι ο συντελεστής εκμετάλλευσης αυξήθηκε κατά 20% (από 0,091 στη δυναμική Φασματική Ανάλυση έγινε 0,109 στην Απλοποιημένη)

5.3.3 Σύγκριση των αντιδράσεων στη βάση των υποστηλωμάτων

Ενδεικτικά συγκρίνονται οι δύο θέσεις με τις μέγιστες αντιδράσεις κατά X και κατά Y

Πίνακας 5.3 Σύγκριση μέγιστων αντιδράσεων

Story	Point	Load	FX	FY	FZ
BASE	1084	SEISMIKOSSYNDIASMOS MAX	450,35	0,4	19,57
BASE	-10206	SEISMIKOSSYNDIASMOS MAX	4,36	629,84	42,13
BASE	1084	STATSYND MAX	480,42	0,04	25,12
BASE	-10206	STATSYND MAX	5,1	728,21	493,1

Παρατηρούμε ότι η συνολική αντίδραση κατά X είναι αυξημένη κατά 7%, ενώ η συνολική αντίδραση κατά Y κατά 16%.

5.3.4 Σύγκριση μέγιστων μετακινήσεων

Ενδεικτικά, συγκρίνονται οι μετακινήσεις σε δύο σημεία στο επίπεδο TOP 16,9

Πίνακας 5.4 Σύγκριση μέγιστων μετακινήσεων

Story	Point	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
TOP16,9	397	SEISMIKOSSYNDIASMOS	0,0054	0,0108	-	-	0,00055	0,00035
TOP16,9	420	SEISMIKOSSYNDIASMOS	0,0048	0,0057	-	0,00051	0,00017	0,00018
TOP16,9	397	STATSYND MAX	0,0068	0,0129	-	-0,0011	0,00061	0,00034
TOP16,9	420	STATSYND MAX	0,0064	0,0079	-	0,00051	0,00015	0,00013

Ενώ και στα δύο σημεία οι μετακινήσεις κατά Z είναι ίδιες, στο σημείο 397 η μέγιστη μετακίνηση στην Απλή Φασματική Μέθοδο, σε σχέση με τη Δυναμική, κατά X είναι αυξημένη κατά 26%, ενώ κατά Y κατά 19%. Στο σημείο 420, τα αντίστοιχα ποσοστά είναι 33 και 38%. Γενικότερα, όλες σχεδόν οι μετατοπίσεις παρουσιάζουν αυξημένες τιμές για την επίλυση με Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδο εν συγκρίσει με τη Δυναμική Φασματική Μέθοδο.

5.4 Συμπεράσματα

Θα πρέπει να αναφερθεί πως η απλοποιημένη φασματική μέθοδος οδηγεί σε δυσμενέστερα αποτελέσματα. Πιο αναλυτικά, οι διατομές που εξετάστηκαν αύξησαν το RATIO τους κατά 15% και 20%. Γενικότερα, το RATIO των διατομών αυξήθηκε κατά περίπου 6 %, κατά μέσο όρο. Όσον αφορά στις μέγιστες αντιδράσεις, η συνολική αντίδραση κατά X είναι αυξημένη κατά 7%, ενώ η συνολική αντίδραση κατά Y κατά 16%. Τέλος, ως προς τις μέγιστες μετακινήσεις, τα μεγέθη της Απλοποιημένης Φασματικής Μεθόδου είναι αυξημένα ως και 39%.

Οι διαφοροποιήσεις οι οποίες παρατηρήθηκαν στις τιμές των επιλύσεων με τις ως άνω μεθόδους ήταν απολύτως αναμενόμενες. Η απλοποιημένη φασματική μέθοδος οδηγεί σε δυσμενέστερα αποτελέσματα, στοιχείο το οποίο αιτιολογείται ως εξής:

Η απλοποιημένη φασματική μέθοδος βασίζεται στον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης με τη βοήθεια ισοδύναμων σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες εφαρμόζονται στην κατασκευή ως στατικά φορτία. Έτσι για κάθε κύρια διεύθυνση του κτηρίου το συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων (τέμνουσα βάση) υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_o = M \cdot \Phi_d(T),$$

όπου:

M: συνολική ταλαντούμενη μάζα

$\Phi_d(T)$: τιμή φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού

T: θεμελιώδης ασύζευκτη ιδιοπερίοδος μεταφορικής ταλάντωσης κατά τη θεωρούμενη κύρια διεύθυνση του κτηρίου

Η ως άνω σχέση είναι συντηρητική για δύο λόγους :

1. Η πραγματική δρώσα μάζα της θεμελιώδους ιδιομορφής είναι πάντοτε μικρότερη από τη M
2. Η συζευγμένη ιδιοπερίοδος είναι πάντοτε μεγαλύτερη από την ασύζευκτη T, οπότε η φασματική επιτάχυνση $\Phi_d(T)$ προκύπτει μεγαλύτερη η ίση προς την πραγματική του συζευγμένου συστήματος.

6 Έλεγχος συνδέσεων

6.1 Εισαγωγή

Σημαντικό κομμάτι της ανέγερσης μιας μεταλλικής κατασκευής αποτελούν οι συνδέσεις των μελών της. Οι συνδέσεις θα πρέπει να παρέχουν τη δυνατότητα ανάπτυξης ολόκληρης της πλαστικής ικανότητας των μελών, έτσι ώστε να εκμεταλλευόμαστε στο έπακρο την αντοχή και την πλαστιμότητα των μελών ενός χαλύβδινου πλαισίου.

Οι συνδέσεις θα πρέπει να υπολογίζονται με τέτοιο τρόπο, ώστε η κατασκευή και η ανέγερση των μεταλλικών κατασκευών να είναι όσο το δυνατόν πιο απλή και γρήγορη. Οι συνδέσεις δεν θα πρέπει να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητες σε κατασκευαστικές ατέλειες του εργοστασίου ή του εργοταξίου, θα πρέπει να ελαχιστοποιούν τη χρησιμοποίηση μέσων υψηλής εξειδίκευσης, ενώ θα πρέπει να παρέχουν τη δυνατότητα επιθεώρησης κατά τη διάρκεια της κατασκευής.

Ανάλογα με τον τρόπο σύνδεσης, οι συνδέσεις διακρίνονται σε :

- Συνδέσεις με μηχανικά μέσα : κοχλίες, ήλοι, πείροι κ.τ.λ.
- Συγκολλήσεις : εσωραφές και εξωραφές

Τα διάφορα μέσα συνδέσεων μπορούν να χρησιμοποιούνται στις συνδέσεις, είτε ανεξάρτητα είτε σε συνδυασμό. Οι συνδέσεις αποκλειστικά με κοχλίες ή ήλους είναι συνήθως πολύ μεγάλες και δαπανηρές και γι' αυτό το λόγο οι συνδέσεις με πλήρη συγκόλληση ή με μερική συγκόλληση και κοχλίωση είναι πιο διαδομένες.

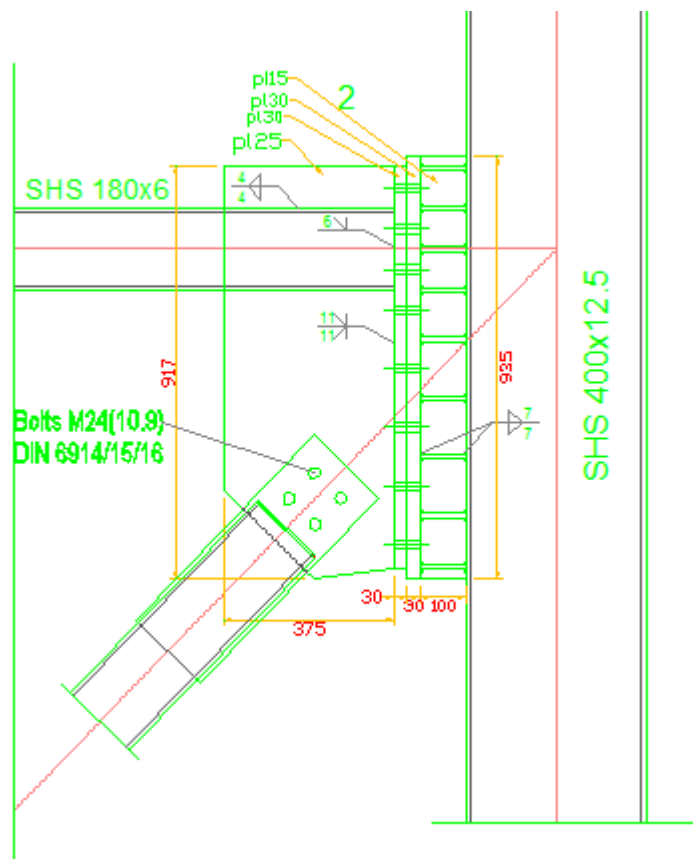
Η διαμόρφωση των κόμβων της κατασκευής εξαρτάται από τη διατομή των προς σύνδεση στοιχείων αλλά και την επιθυμητή συμπεριφορά τους σε σχέση με την αντοχή και τη δυσκαμψία τους. Η συμπεριφορά των κόμβων χαρακτηρίζεται από την αντοχή, τη δυσκαμψία και τη στροφική ικανότητα του κόμβου. Με κριτήριο την αντοχή οι κόμβοι χαρακτηρίζονται ως πλήρους ή μερικής αντοχής, αν η ροπή τους είναι μεγαλύτερη ή όχι από τη ροπή αντοχής της δοκού που συνδέουν στην υπόψη διεύθυνση (θετική ή αρνητική ροπή). Οι κόμβοι αντιμετωπίζονται ως αρθρωτοί αν η ροπή αντοχής τους είναι μικρότερη από το 25% της ροπής αντοχής της δοκού που συνδέουν. Με κριτήριο τη δυσκαμψία οι κόμβοι χαρακτηρίζονται ως αρθρωτοί, ημιάκαμπτοι ή άκαμπτοι. Οι αρθρωτοί κόμβοι προσομοιάζονται ως αρθρώσεις, οι άκαμπτοι ως πακτώσεις και οι ημιάκαμπτοι με τη βοήθεια κατάλληλων στροφικών ελατηρίων.

Στην παρούσα διπλωματική θα μελετηθούν ενδεικτικά οι εξής συνδέσεις:

- Σύνδεση διαγωνίου συνδέσμου ακαμψίας- υποστηλώματος
- Σύνδεση δοκού- βραχέως δοκού- υποστηλώματος
- Σύνδεση κύριας δοκού – δευτερεύουσας δοκού
- Αποκατάσταση συνέχειας δοκού
- Έδραση Υποστηλώματος

6.2 Σύνδεση κατακόρυφου διαγωνίου συνδέσμου ακαμψίας-υποστηλώματος

Για λόγους πληρότητας, επιλέγεται να μελετηθεί η σύνδεση του κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας, ο οποίος μελετήθηκε σε ικανοτικό σχεδιασμό στο κεφάλαιο 5.8



Σχήμα 6.1 Σύνδεση διαγωνίου ακαμψίας- υποστηλώματος

Έλεγχος σε εφελκυσμό διατομής ελάσματος σύνδεσης

Για τη σύνδεση της διαγωνίου με τους κόμβους τοποθετείται έλασμα, του οποίου το πάχος επιλέγεται ίσο με 25 mm. Επίσης, επιλέγονται κοχλίες M24.

Επιθυμείται η διαρροή να γίνεται στη βασική διατομή της διαγωνίου και όχι στο έλασμα σύνδεσης. Επίσης το βοηθητικό έλασμα σχεδιάζεται έτσι ώστε να έχει υπεραντοχή έναντι της βασικής διατομής της διαγωνίου. Επισημαίνεται ότι οι συνδέσεις σε περιοχές πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να έχουν επαρκή υπεραντοχή, ώστε να περιορίζουν τη διαρροή στα πλάστιμα μέλη και πρέπει να ικανοποιούν την παρακάτω σχέση:

$$R_d \geq 1,20R_{fy}$$

όπου

R_d : η οριακή αντοχή της σύνδεσης

R_{fy} : η αντοχή διαρροής του πλάστιμου μέλους

Το έλασμα είναι ποιότητας χάλυβα S355, με χαρακτηριστικές τιμές $f_y=35.5 \text{ kN/cm}^2$ και $f_u=51 \text{ kN/cm}^2$

Επομένως θα πρέπει να ισχύει:

$$t_b \geq 1,2A \implies b \geq \frac{1,2 \cdot 41,4 \text{ cm}^2}{2,5 \text{ cm}} = 19,87 \text{ cm} \quad \text{και}$$

$$1,2 N_{pl,rd} = \frac{1,2 \cdot 41,4 \cdot 35,5}{1} = 1763,64 \text{ kN} \geq N_{u,Rd,ελασμ} = \frac{0,9 \cdot (b - 2 \cdot 2,6 \text{ cm}) \cdot 2,5 \text{ cm} \cdot 51 \text{ kN/cm}^2}{1,25} \implies b \geq 24,41 \text{ cm}$$

Επιλέγεται πλάτος ελάσματος στη θέση της πρώτης οπής ίσο με $b=250 \text{ mm}$

Αντοχή συγκόλλησης

Η αντοχή της συγκόλλησης δίνεται ως εξής:

$$f_{v,wd} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{Mw}} = \frac{51 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 0,9 \cdot 1,25} = 26,17 \text{ kN/cm}^2$$

όπου $\beta_w=0.90$ για S355. Επιλέγεται πάχος συγκόλλησης 7mm. Το απαιτούμενο μήκος συγκόλλησης υπολογίζεται ως εξής:

$$1,2 N_{pl,rd} \leq 4\ell a f_{v,wd} \implies \ell \geq \frac{1,2 N_{pl,rd}}{4\alpha f_{v,wd}} = \frac{1763,64}{4 \cdot 0,7 \cdot 26,17} = 24,07 \text{ cm}$$

Έλεγχος πάχους συγκόλλησης

$$\alpha = 7 \text{ mm} = 0,7 \text{ cm} < 0,7 \cdot t_{\min} = 0,7 \cdot 2,5 \text{ cm} = 1,75 \text{ cm}$$

Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση

Έχουν επιλεγεί κοχλίες M24 ποιότητας 10,9. Οι κοχλίες διαμορφώνονται ως μονότμητοι με χρήση ενός κομβοελάσματος.

A: Η διατομή του κάθε κοχλία ($A = \pi d^2 / 4 = \pi (2,4 \text{ cm})^2 / 4 = 4,52 \text{ cm}^2$)

Επομένως, θα πρέπει να ισχύει:

$$F_{v,Rd} = n \frac{a_v A f_{ub}}{\gamma_{M2}} m = 1 \cdot \frac{0,6 \cdot 4,52 \text{ cm}^2 \cdot 100 \text{ kN/cm}^2}{1,25} \cdot m = 216,96 \cdot m \text{ kN}$$

$$1,2 N_{pl,rd} = 1763,64 \text{ kN} \implies m > 8,13 \rightarrow \text{για αυτό τοποθετούνται } m=9 \text{ κοχλίες.}$$

Με 9 κοχλίες M24 ποιότητας (10,9) η αντοχή των κοχλιών σε διάτμηση είναι:

$$F_{v,Rd} = n \frac{a_v A f_{ub}}{\gamma_{M2}} m = 1 \cdot \frac{0,6 \cdot 4,52 \text{ cm}^2 \cdot 100 \text{ kN/cm}^2}{1,25} \cdot 9 = 1952,64 \text{ kN}$$

Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγος

Από το σχήμα φαίνεται ότι έχουν επιλεγεί αποστάσεις $e_1=e_2=60 \text{ mm}$ και $p_1=p_2=80 \text{ mm}$

Οι ελάχιστες αποστάσεις θα είναι:

$$\min e_1 = \min e_2 = 1,2 d_0 = 1,2 \cdot 26 = 31,20 \text{ mm} < 60 \text{ mm}$$

$$\min p_1 = 2,2 d_0 = 2,2 \cdot 26 = 57,2 \text{ mm} < 80 \text{ mm}$$

$$\min p_2 = 2,4 d_0 = 2,4 \cdot 26 = 62,4 \text{ mm} < 80 \text{ mm}$$

Μέγιστες αποστάσεις:

$$\max e_1 = 40 \text{ mm} + 4t = 40 + 4 \cdot 7 \text{ mm} = 64 \text{ mm} > 60 \text{ mm}$$

$$\max p_1 = \max p_2 = \min(14t, 200) = \min(14 \cdot 6, 200) = 84 \text{ mm} > 60 \text{ mm}$$

Για τον υπολογισμό σε σύνθλιψη άντυνας ισχύει:

$$k_1 = \min(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7) = \min(2,8 \frac{60}{3 \cdot 26} - 1,7; 2,5; 1,4 \frac{80}{26} - 1,7) = \\ = \min(4,76; 2,5; 2,61) \Rightarrow k_1 = 2,5$$

$$a_d = \min(\frac{f_{ub}}{f_u}; \frac{e_1}{3 d_0}; \frac{p_1}{3 d_0} \frac{1}{4}; 1) = \min(\frac{100}{51}; \frac{60}{3 \cdot 26}; \frac{80}{3 \cdot 26} - \frac{1}{4}; 1) = \min(1,96; 0,77; 0,78; 1) \Rightarrow \\ a_d = 0,77$$

Η συνολική αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας θα είναι:

$$F_{b,Rd} = m \frac{k_1 \cdot a_d \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 4 \cdot \frac{2,5 \cdot 0,77 \cdot 51 \cdot 2,4 \cdot 2,5}{1,25} = 1884,96 \text{ kN}$$

Ισχύει

$$F_{b,Rd} = 1884,96 \text{ kN} > 1,2 N_{pl,Rd} = 1763,64 \text{ kN}$$

Επίσης, ισχύει το κριτήριο ολκιμότητας, σύμφωνα με το οποίο καθοριστική πρέπει να είναι η αστοχία σε σύνθλιψη άντυνας των οπών και όχι η αστοχία σε διάτμηση των κοχλιών, το οποίο είναι υποχρεωτικό, εφόσον ισχύει:

$$1,2 N_{pl,Rd} = 1763,64 \text{ kN} < F_{b,Rd} = 1884,96 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 1952,64 \text{ kN}$$

Ελάσματα σύνδεσης

Θα πρέπει να ικανοποιείται η συνθήκη ολκιμότητας μεταξύ της διαγωνίου και του ελάσματος σύνδεσης. Συνεπώς η διαρροή της διαγωνίου θα πρέπει να προηγείται της θραύσης του ελάσματος σύνδεσης, οπότε ισχύει:

$$N_{pl,Rd} < N_{u,Rd}$$

$$N_{pl,Rd} = A f_y / \gamma_{M0} = 41,4 \cdot 35,5 / 1,1 = 1336,09 \text{ kN}$$

$$A_{net} = (A - 2d_0) \cdot t = (25 - 2 \cdot 2,4) \cdot 2,5 = 50,50 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot 50,50 \cdot 51 / 1,25 = 1854,36 \text{ kN} > N_{pl,Rd} = 1336,09 \text{ kN}$$

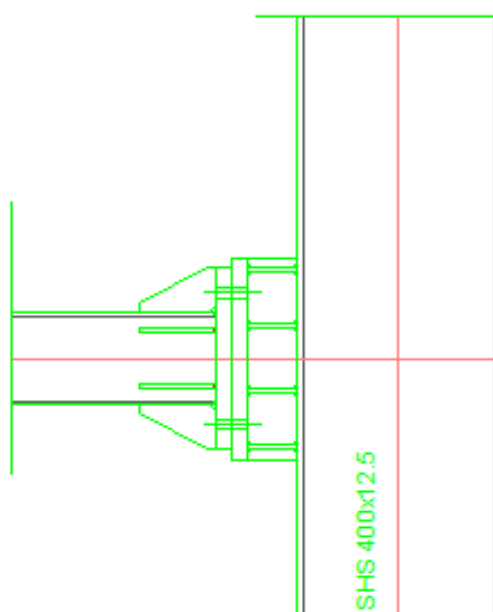
Εξωραφή ελασμάτων σύνδεσης δοκού

Πάχος ραφής $t = 11 \text{ mm}$

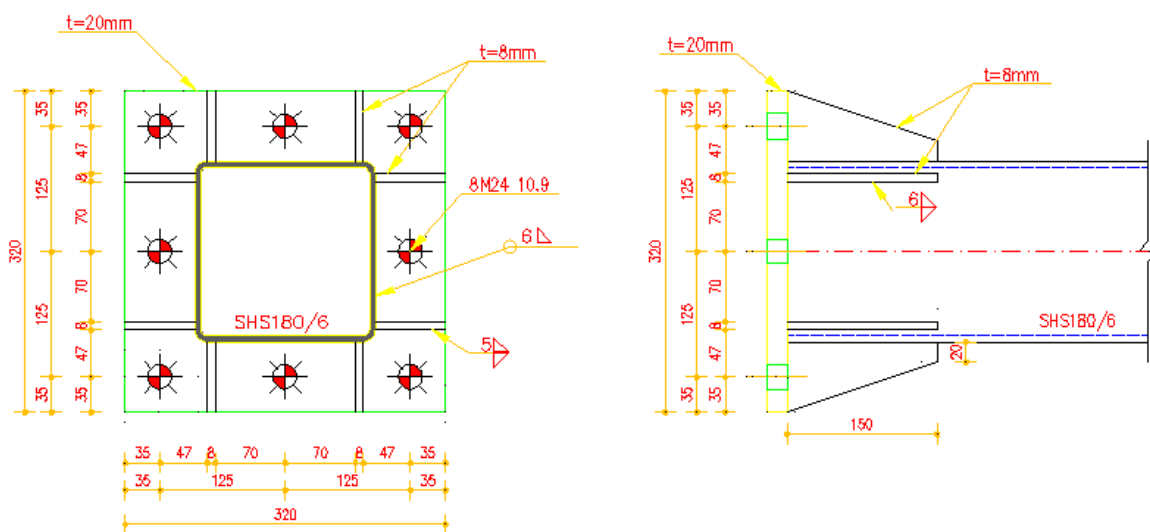
$$F_{w,Rd} = f_{v,wd} \cdot \ell \cdot a = 26,17 \cdot 62,6 \cdot 1,1 = 1802,07 \text{ kN} > 1,2 N_{pl,Rd} = 1763,64 \text{ kN}$$

6.3 Σύνδεση δοκού-βραχέως δοκού - υποστύλωματος

Μελετάται η σύνδεση δοκού διατομής SHS 180/6 με υποστήλαμα διατομής SHS 400/12.5. Επειδή όλα τα υποστύλωματα και οι δοκοί μας αποτελούνται από κοίλες διατομές, προκειμένου να επιτευχθεί η σύνδεση δοκού-υποστύλωματος θεωρούμε ότι έρχεται το υποστύλωμα με μία δοκό πολύ μικρού μήκους (πχ 50 cm) συγκολλημένη και επί τόπου στο εργοτάξιο πραγματοποιείται σύνδεση αποκατάστασης συνέχειας με το υπόλοιπο τμήμα της δοκού. Εδώ η σύνδεση δοκού-υποστύλωματος μελετάται μελετώντας τη σύνδεση βραχέως δοκού- υποστύλωματος και τη σύνδεση αποκατάστασης συνέχειας μεταξύ δοκού-βραχέως δοκού . Όπως φαίνεται και στο σχήμα 6.3 τοποθετείται λάμα έτσι ώστε να επιτύχουμε την πλήρη πάκτωση.



Σχήμα 6.2 Σύνδεση βραχέως δοκού- υποστύλωματος



Σχήμα 6.3: Σύνδεση αποκατάστασης συνέχειας δοκού- βραχέως δοκού

Απαιτούμενοι έλεγχοι

Η πορεία προσδιορισμού της ροπής σχεδιασμού της κοχλιωτής σύνδεσης θα γίνει σύμφωνα με το μέρος 1.8 του Ευρωκώδικα 3. Όμως αυτό δεν αφορά στη σύνδεση κοίλων διατομών για αυτό εδώ θα γίνει μία προσαρμογή των απαιτήσεων της σύνδεσής μας στις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα. Οι έλεγχοι που θα γίνουν είναι οι εξής:

Προσδιορισμός της αντοχής των βασικών συνιστωσών της σύνδεσης, δηλαδή:

1) Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη

Προσδιορισμός των δυνάμεων των κοχλιών, οι οποίες υπολογίζονται από:

2) Μετωπική πλάκα σε κάμψη

3) Κορμός δοκού σε εφελκυσμό

Τέλος, γίνεται ο έλεγχος:

4) Έλεγχος συγκόλλησης βραχέος δοκού- υποστυλώματος

1. Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη

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

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd,b} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{349,5 \text{ cm}^3 * 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1} = 12407,25 \text{ kNcm}$$

Επομένως:

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h - t_{fb}} = \frac{12407,25}{40 - 1,25} = 320,19 \text{ kN}$$

2. Μετωπική πλάκα σε κάμψη

$e_x = 35 \text{ mm}$ (η κατακόρυφη απόσταση του κοχλία από το άνω άκρο της πλάκας)

$p = 125 \text{ mm}$ (η κατακόρυφη απόσταση των κοχλιών)

$e = 35 \text{ mm}$ (η οριζόντια απόσταση του κοχλία από το άκρο της πλάκας)

$w = 250 \text{ mm}$ (η οριζόντια απόσταση των κοχλιών)

$b_p = 320 \text{ mm}$ (το πλάτος της μετωπικής πλάκας)

$m_x = 47 \text{ mm} - 0,8 \times 6 \text{ mm} \times 2 = 40,21 \text{ mm}$

(η κατακόρυφη απόσταση κοχλία – άνω πέλματος δοκού)

$n = \min\{e_x ; 1,25 \times m_x\} = \min\{35 \text{ mm} ; 1,25 \times 40,21 \text{ mm}\} = 35 \text{ mm}$

2.1. Άνω πρώτη σειρά κοχλιών (ακραία σειρά)

Ενεργό μήκος (μεμονωμένοι κοχλίες εκτός εφελκυσμένου πέλματος δοκού)

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

$l_{eff,cp} = \min\{2\pi \times 40,21 \text{ mm} ; \pi \times 40,21 \text{ mm} + 250 \text{ mm} ; \pi \times 40,21 \text{ mm} + 2 \times 35 \text{ mm}\} \Rightarrow$

$l_{eff,cp} = \min\{252,65 \text{ mm} ; 376,32 \text{ mm} ; 196,32 \text{ mm}\} = 196,32 \text{ mm}$

Μη κυκλικές μορφές

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

$l_{eff,nc} = \min\{4 \times 40,21 \text{ mm} + 1,25 \times 35 \text{ mm} ; 35 \text{ mm} + 2 \times 40,21 \text{ mm} + 0,625 \times 35 \text{ mm} ;$

$0,5 \times 320 \text{ mm} ; 0,5 \times 250 \text{ mm} + 2 \times 40,21 \text{ mm} + 0,625 \times 35 \text{ mm}\} \Rightarrow$

$l_{eff,nc} = \min\{204,59 \text{ mm} ; 137,30 \text{ mm} ; 160 \text{ mm} ; 227,30 \text{ mm}\} = 137,30 \text{ mm}$

Μηχανισμός 1

$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 196,32 \text{ mm}$ αλλά θα πρέπει $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}=137,30\text{mm}$

άρα $l_{eff,1} = 137,30 \text{ mm}$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,Rd} = 0,25 \frac{\Sigma l_{eff,1} * t_f^2 * f_y}{\gamma_{Mo}} = 0,25 \frac{13,73 \text{ cm} * (2 \text{ cm})^2 * 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1} = 487,42 \text{ kNcm}$$

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

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 * 487,42 \text{ kNcm}}{4,021 \text{ cm}} = 484,87 \text{ kN}$$

Μηχανισμός 2

$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 196,32 \text{ mm}$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 2 είναι:

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \frac{\Sigma l_{eff,2} * t_f^2 * f_y}{\gamma_{Mo}} = 0,25 \frac{19,632 \text{ cm} * (2 \text{ cm})^2 * 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1} = 696,94 \text{ kNcm}$$

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

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,2,Rd} + n \Sigma F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 * 696,94 \text{ kNcm} + 3,5 \text{ cm} * (2 * 254,16 \text{ kN})}{4,021 \text{ cm} + 3,5 \text{ cm}} = 421,92 \text{ kN}$$

Μηχανισμός 3

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

$$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd} = 2 \times 254,2 \text{ kN} = 508,2 \text{ kN}$$

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

$$F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd} ; F_{T,2,Rd} ; F_{T,3,Rd}\} = \min\{487,87 \text{ kN} ; 421,92 \text{ kN} ; 508,2 \text{ kN}\} = 421,92 \text{ kN}$$

6.2. Δεύτερη σειρά κοχλιών (κάτω από το εφελκυόμενο πέλημα)

$$m = \frac{w - t_{wb}}{2} - 2,8 a_{wb} \sqrt{2} = \frac{250 \text{ mm} - 6 \text{ mm}}{2} - 0,8 * 6 * \sqrt{2} = 115,21 \text{ mm}$$

$$m_2 = 78 - 6 - 0,8 * 6 * \sqrt{2} = 65,21 \text{ mm}$$

$$\lambda_1 = \frac{m}{m+e} = \frac{115,21}{115,21+35} = 0,76$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_2+e} = \frac{65,21}{65,21+35} = 0,65$$

Για αυτές τις τιμές των λ_1, λ_2 προκύπτει $\alpha=4,70$

$$n = \min\{e ; 1,25 * m\} = \min\{35 \text{ mm} ; 1,25 * 115,21 \text{ mm}\} = 35 \text{ mm}$$

Ενεργό μήκος (μεμονωμένοι κοχλίες)

Κυκλικές μορφές: $l_{eff,cp} = 2\pi m = 723,88 \text{ mm}$

Μη κυκλικές μορφές: $l_{eff,nc} = \alpha m = 4,7 * 115,21 = 541,49 \text{ mm}$

Μηχανισμός 1

$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 541,49 \text{ mm}$ αλλά θα πρέπει $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp} = 723,88 \text{ mm}$

άρα $l_{eff,1} = 541,49 \text{ mm}$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,Rd} = 0,25 \frac{\Sigma \ell_{eff,1} * t_f^2 * f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \frac{54,15 \text{ cm} * (2 \text{ cm})^2 * 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1} = 1922,33 \text{ kNcm}$$

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

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 * 1922,33 \text{ kNcm}}{11,521 \text{ cm}} = 667,42 \text{ kN}$$

Μηχανισμός 2

$$\ell_{eff,2} = \ell_{eff,nc} = 541,49 \text{ mm}$$

Η ροπή αντοχής για τον μηχανισμό 2 είναι:

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \frac{\Sigma \ell_{eff,2} * t_f^2 * f_y}{\gamma_{M0}} = 01922,33 \text{ kNcm}$$

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

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,2,Rd} + n \Sigma F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 * 1922,33 \text{ kNcm} + 3,5 \text{ cm} * (2 * 254,16 \text{ kN})}{11,52 \text{ cm} + 3,5 \text{ cm}} = 374,44 \text{ kN}$$

Μηχανισμός 3

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

$$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd} = 2 \times 254,2 \text{ kN} = 508,32 \text{ kN}$$

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

$$F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd} ; F_{T,2,Rd} ; F_{T,3,Rd}\} = \min\{667,42 \text{ kN} ; 374,44 \text{ kN} ; 508,20 \text{ kN}\} = 374,44 \text{ kN}$$

6.3. Πρώτη και δεύτερη σειρά κοχλιών

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

6.4. Τρίτη σειρά κοχλιών (κάτω από το εφελκυσμένο πέλμα)

Η τρίτη σειρά κοχλιών θεωρούμε ότι δεν εφελκύεται επειδή βρίσκεται πολύ κοντά στο θλιβόμενο πέλμα, γι'

αυτό και δεν υπολογίζουμε την αντοχή, αφού η δύναμη που παίρνει είναι πολύ μικρή.

3. Κορμός δοκού σε εφελκυσμό

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:

$$b_{eff,t,wb} = \ell_{eff,nc} = 323,88 \text{ mm}$$

Σε μία κοχλιωτή σύνδεση με μετωπική πλάκα, η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό του κορμού της δοκού

πρέπει να υπολογίζεται από τη σχέση:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} = \frac{32,388 \text{ cm} * 0,6 \text{ cm} * 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1} = 689,86 \text{ kN}$$

Αντοχή κόμβου

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

$$z_1 = 55 \text{ mm} + 70 \text{ mm} + 125 \text{ mm} - 2 * \frac{6 \text{ mm}}{2} = 247 \text{ mm}$$

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

$$z_2=247-125=122 \text{ mm}$$

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

$$M_{B,Rd}=F_{1,Rd} z_1 + F_{2,Rd} z_2 = 345,57 \text{ kN} \times 24,7 \text{ cm} + 150,56 \text{ kN} \times 12,2 \text{ cm} = 10372,41 \text{ kNcm} = 103,72 \text{ kNm}$$

Από το πρόγραμμα προέκυψε η τιμή για τον συνδυασμό ASTOXIA4 $M_{Ed} = 96,77 \text{ kNm}$

Επειδή ισχύει $M_{B,Rd} = 103,72 \text{ kNm} > M_{Ed} = 96,77 \text{ kNm}$, 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:

$$\min e_1 = \min e_2 = 1,2 d_0 = 1,2 \cdot 26 = 31,20 \text{ mm} < e_1 = e_2 = 35 \text{ mm}$$

$$\min p_1 = 2,2 d_0 = 2,2 \cdot 26 = 57,20 \text{ mm} < p_1 = 125 \text{ mm}$$

$$\min p_2 = 2,4 d_0 = 2,4 \cdot 26 = 62,40 \text{ mm} < p_2 = 125 \text{ mm}$$

Μέγιστες αποστάσεις:

$$\max e_1 = 40 \text{ mm} + 4t = 40 + 4 \cdot 20 \text{ mm} = 120 \text{ mm} > e_1 = e_2 = 35 \text{ mm}$$

$$\max p_1 = \max p_2 = \min(14t; 200) = \min(14 \cdot 20; 200) = 200 \text{ mm} > p_1 = p_2 = 125 \text{ mm}$$

Η κοιλίωση είναι τύπου A.

Το σπείρωμα θεωρείται εντός του επιπέδου διάτμησης

$$F_{v,Rd} = \frac{a_v A f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 3,53 \text{ cm}^2 \cdot 100 \text{ kN/cm}^2}{1,25} = 169,44 \text{ kN}$$

Για τον υπολογισμό σε σύνθλιψη άντυνας ισχύει:

$$k_1 = \min \left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7 \right) = \min \left(2,8 \frac{35}{3 \cdot 26} - 1,7; 2,5; 1,4 \frac{125}{26} - 1,7 \right) = \min(2,07; 5,03; 2,5) \Rightarrow k_1 = 2,07$$

$$a_d = \min \left(\frac{f_{ub}}{f_u}; \frac{e_1}{3 d_0}; \frac{p_1}{3 d_0} - \frac{1}{4}; 1 \right) = \min \left(\frac{100}{51}; \frac{35}{3 \cdot 26}; \frac{125}{3 \cdot 26} - \frac{1}{4}; 1 \right) = \min(0,45; 1,35; 1,96; 1) \Rightarrow a_d = 0,45$$

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

Η συνολική αντοχή σε σύθλιψη άντυνας θα είναι:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 a_d f_u d t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,07 \cdot 0,45 \cdot 51 \cdot 2,4 \cdot 1,25}{1,25} = 114,02 \text{ kN}$$

Άρα $\min(F_{b,Rd}; F_{v,Rd}) = \min(169,44 \text{ kN}; 114,02 \text{ kN}) = 114,02 \text{ kN}$

και για μία σειρά κοχλιών (3 κοχλίες): $F_{v,Rd} = 3 \cdot 114,02 \text{ kN} = 342,05 \text{ kN}$

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

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

$$1\eta \text{ σειρά κοχλιών} \quad F_{s,Rd} = 342,05 \left(1 - \frac{345,57}{1,4 \cdot 508,2}\right) = 175,91 \text{ kN}$$

$$2\eta \text{ σειρά κοχλιών} \quad F_{s,Rd} = 342,05 \left(1 - \frac{296,12}{1,4 \cdot 508,2}\right) = 199,69 \text{ kN}$$

$$3\eta \text{ σειρά κοχλιών} \quad F_{s,Rd} = 342,05 \left(1 - \frac{150,56}{1,4 \cdot 508,2}\right) = 269,67 \text{ kN}$$

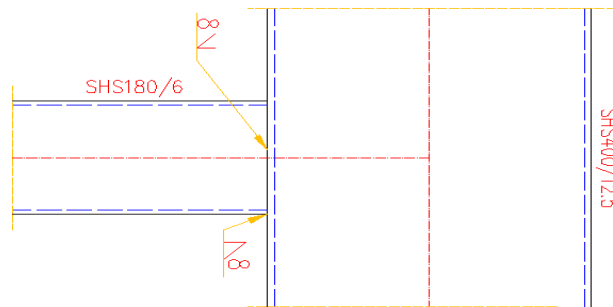
Τέμνουσα σχεδιασμού της σύνδεσης

$$V_{Rd} = 175,91 + 199,69 + 269,67 = 645,27 \text{ kN}$$

Η τέμνουσα σχεδιασμού της δοκού έχει προκύψει από το συνδυασμό ASTOXIA 4 και είναι $V_{Ed} = 354,63 \text{ kN}$

Αφού $V_{Rd} = 645,27 \text{ kN} > V_{Ed} = 354,63 \text{ kN}$, η σύνδεση μπορεί να παραλάβει την εξωτερική δράση τέμνουσα στον κόμβο.

4. Έλεγχος συγκόλλησης βραχέος δοκού- υποστηλώματος



Σχήμα 6.4 Συγκόλληση αυτιού- υποστηλώματος

Εντατικά μεγέθη

Τέμνουσα δύναμη: $V_{Ed} = 72,79 \text{ kN}$

Καμπτική ροπή: $M_{Ed} = 96,77 \text{ kNm}$

Ροπές αδράνειας της συγκόλλησης

Η ροπή αδράνειας της συγκόλλησης κατά τον άξονα y και z είναι:

$$I_y = I_z = 2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 0,8 \text{ cm} \cdot (18 \text{ cm})^3 + 2 \cdot 18,0 \text{ cm} \cdot 0,8 \text{ cm} \cdot (9,0 \text{ cm})^2 = 3110,4 \text{ cm}^4$$

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 περισσότερο καταπονούμενα σημεία και εκεί γίνεται ο έλεγχος αντοχής της συγκόλλησης.

Έλεγχος πάχους συγκόλλησης

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

$$\text{Πάχος συγκόλλησης } a = 8 \text{ mm} = 0,8 \text{ cm} < 0,70 \times t_{\min} = 0,70 \times 1,25 \text{ cm} = 0,875 \text{ cm}$$

Διατμητική τάση στη συγκόλληση

Οι διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται στη συγκόλληση λόγω στρέψης και διάτμησης είναι ίσες με:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} = \frac{72,79 \text{ kN}}{2 \cdot 0,8 \text{ cm} \cdot 15 \text{ cm}} = 2,53 \text{ kN/cm}^2$$

Ορθή τάση στη συγκόλληση

Η ορθή τάση που οφείλεται στην καμπτική ροπή είναι:

$$\sigma_{καθ} = \frac{M_{Ed} * z}{I} = \frac{9677 \text{ kNcm} * 9,0 \text{ cm}}{3110,4 \text{ cm}^4} = 14,03 \text{ kN/cm}^2$$

Αντοχή συγκολλήσεων

Η συνισταμένη τάση στη συγκόλληση είναι:

$$\sqrt{(\sigma_{καθ})^2 + (\tau_{Ed})^2} = \sqrt{(14,03 \text{ kN/cm}^2)^2 + (2,53 \text{ kN/cm}^2)^2} = 14,23 \text{ kN/cm}^2 <$$

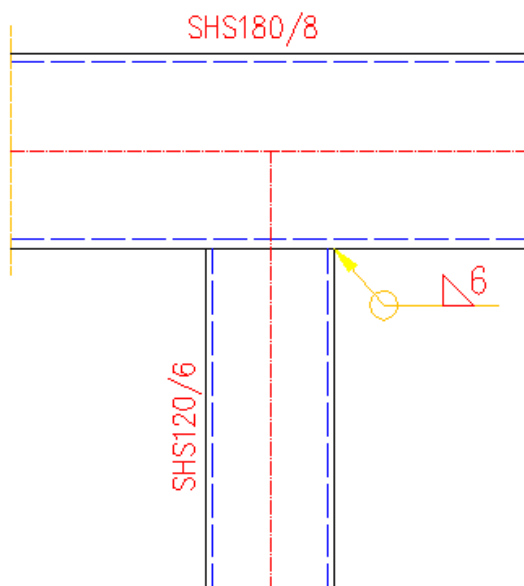
$$< \frac{f_u}{\sqrt{3} * \beta_w * \gamma_{M0}} = \frac{51,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\sqrt{3} * 0,9 * 1,25} = 26,17 \text{ kN/cm}^2$$

όπου ο συντελεστής συσχετίσεως $\beta_w = 0,9$ για χάλυβα S355

Αξίζει να τονίσουμε ότι σε τέτοιου είδους συνδέσεις η νεύρωση αυξάνει σημαντικά την αντοχή του κόμβου.

6.4 Σύνδεση κύριας δοκού- δευτερεύουσας δοκού

Μελετάται η σύνδεση κύριας δοκού διατομής SHS 180/8 με δευτερεύουσα δοκό διατομής SHS 120/6, η οποία βρίσκεται στο επίπεδο BOTTOM 11,21 στη βόρεια πλευρά.



Σχήμα 6.5 Σύνδεση δοκού –δευτερεύουσας δοκού

Εντατικά μεγέθη

Τέμνουσα δύναμη: $V_{Ed} = 47,56 \text{ kN}$
Καμπτική ροπή: $M_{Ed} = 10,58 \text{ kNm}$

Ροπές αδράνειας της συγκόλλησης

Η ροπή αδράνειας της συγκόλλησης κατά τον άξονα y και z είναι:

$$I_y = I_z = 2 * \frac{1}{12} * 0,6 \text{ cm} * (12 \text{ cm})^3 + 2 * 12,0 \text{ cm} * 0,6 \text{ cm} * (6,0 \text{ cm})^2 = 691,20 \text{ cm}^4$$

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 περισσότερο καταπονούμενα σημεία και εκεί γίνεται ο έλεγχος αντοχής της συγκόλλησης.

Έλεγχος πάχους συγκόλλησης

$$t_{\min} = \min(8 \text{ mm}, 12 \text{ mm}) = 9,0 \text{ mm} = 0,9 \text{ cm}$$

$$\text{Πάχος συγκόλλησης } a = 6 \text{ mm} = 0,6 \text{ cm} < 0,70 * t_{\min} = 0,70 * 0,9 \text{ cm} = 0,63 \text{ cm}$$

Διατμητική τάση στη συγκόλληση

Οι διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται στη συγκόλληση λόγω στρέψης και διάτμησης είναι ίσες με:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} = \frac{47,56 \text{ kN}}{2 * 0,6 \text{ cm} * 12 \text{ cm}} = 3,30 \text{ kN/cm}^2$$

Ορθή τάση στη συγκόλληση

Η ορθή τάση που οφείλεται στην καμπτική ροπή είναι:

$$\sigma_{καθ} = \frac{M_{Ed} * z}{I} = \frac{1058 \text{ kNcm} * 6,0 \text{ cm}}{691,20 \text{ cm}^4} = 9,18 \text{ kN/cm}^2$$

Αντοχή συγκολλήσεων

Η συνισταμένη τάση στη συγκόλληση είναι:

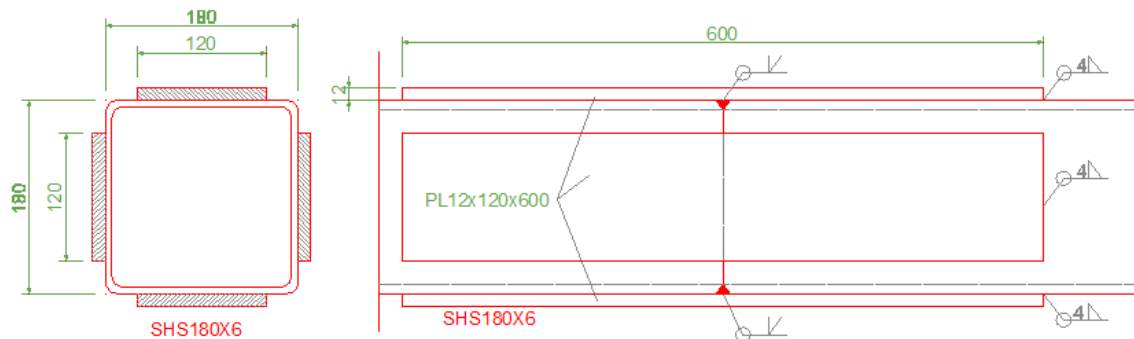
$$\sqrt{(\sigma_{καθ})^2 + (\tau_{Ed})^2} = \sqrt{(9,81 \text{ kN/cm}^2)^2 + (3,30 \text{ kN/cm}^2)^2} = 9,76 \text{ kN/cm}^2 <$$

$$< \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M0}} = \frac{51,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\sqrt{3} \cdot 0,9 \cdot 1,25} = 26,17 \text{ kN/cm}^2$$

όπου ο συντελεστής συσχέτισεως $\beta_w=0,9$ για χάλυβα S355

6.5 Αποκατάσταση συνέχειας δοκού

Θα μελετηθεί η αποκατάσταση της συνέχειας της δοκού B362, διατομής SHS 180*6, η οποία αναλύθηκε και προηγουμένως. Καθώς πρόκειται για κοίλη διατομή, η αποκατάσταση συνέχειας δε γίνεται να γίνει με κοχλίες παρά μόνο με συγκόλληση και διαμορφώνεται ως εξής:



Σχήμα 6.6 Γεωμετρία συγκόλλησης

Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας διάτμησης

Η αντοχή σε διάτμηση είναι:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{24,80 \text{ cm}^2 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1} = 508,30 \text{ kN} > V_{Ed} = 62,25 \text{ kN}$$

Ισχύει:

$$V_{b,Ed} = 62,25 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,Rd} = 204,15 \text{ kN}$$

Επομένως δεν χρειάζεται απομείωση της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω διάτμησης.

Αντοχή σχεδιασμού σε ροπή

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

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl,fy} / \gamma_{M0} = 349,5 \text{ cm}^3 \cdot 35,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,00 = 124,07 \text{ kNm} > M_{Ed} = 96,77 \text{ kNm}$$

Έλεγχος επάρκειας κορμού και πέλματος δοκού σε θλίψη

$$F_{c,fb,Rd} = M_{c,Rd} / (h - t_{fb}) = 124,07 \text{ kNm} / (18 \text{ cm} - 0,6 \text{ cm}) = 740,70 \text{ kN} > F_{c,Ed} = 577,70 \text{ kN}$$

$$\text{όπου } F_{c,Ed} = M_{b,Rd} / (h - t_{fb}) = 96,77 \text{ kNm} / (18 \text{ cm} - 0,6 \text{ cm}) = 577,70 \text{ kN}$$

Αντοχή Συγκολλήσεων

Η ροπή αδρανείας της συγκόλλησης θα είναι:

$$I = 2 \cdot \frac{1}{12} \cdot a_w \cdot d_b^3 + 2 \cdot a_f \cdot b \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 + 2 \cdot a_f \cdot (b - t - 2r) \cdot \left(\frac{h}{2} - t\right)^2 = \\ = 2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 0,4 \cdot 12^3 + 2 \cdot 0,4 \cdot 12 \cdot \left(\frac{18}{2}\right)^2 + 2 \cdot 0,4 \cdot (12 - 0,6 - 2 \cdot 1) \cdot \left(\frac{18}{2} - 0,6\right)^2 = 2423,41 \text{ cm}^4$$

Τάση στη συγκόλληση κορμού

Η τάση που προκαλεί στη συγκόλληση η τέμνουσα δύναμη είναι διατμητική παράλληλη στον άξονα της συγκόλλησης και ίση με:

$$\tau_{\text{παρ}} = \frac{V_{b,Ed}}{2da} = \frac{62.25 \text{ kN}}{2 \cdot 12 \text{ cm} \cdot 0.4 \text{ cm}} = 6.48 \text{ kN/cm}^2$$

Τάση στη συγκόλληση πέλματος

Η καμπτική ροπή $M_{B,Ed}$ προκαλεί τριγωνικό διάγραμμα ορθών τάσεων $\sigma_{\text{παρ}}$ κάθετα στη ραφή. Στις ακραίες θέσεις η ορθή τάση λόγω της καμπτικής ροπής θα είναι:

$$\sigma_{\text{καθ}} = \frac{M_{b,Ed} \cdot d}{2I} = \frac{9677 \text{ kNcm} \cdot 12 \text{ cm}}{2 \cdot 2423.41 \text{ cm}^4} = 23.96 \text{ kN/cm}^2$$

Αντοχή συγκολλήσεων

Ισχύει:

$$\sigma_{\text{καθ}} = 23.96 \text{ kN/cm}^2 < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{51 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1.25} = 40.80 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sqrt{\sigma_{\text{καθ}}^2 + \tau_{\text{παρ}}^2} = \sqrt{23.96^2 + 6.48^2} = 24.82 \text{ kN/cm}^2 <$$

$$\frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2}} = \frac{51 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\sqrt{3} \cdot 0.8 \cdot 1.25} = 29.45 \text{ kN/cm}^2$$

Άρα η συγκόλληση επαρκεί για την αποκατάσταση συνέχειας της δοκού.

6.6 Έδραση Υποστηλώματος- Χάραξη διαγράμματος αλληλεπίδρασης

Η τυπική διαδικασία σύνδεσης της ανωδομής με το θεμέλιο είναι η ενσωμάτωση σε αυτό, κατά τη φάση σκυροδέτησης, των αγκυριών επί των οποίων, κατά τη φάση ανέγερσης, συνδέεται κοχλιωτά η πλάκα έδρασης του υποστηλώματος. Προκειμένου να διατηρηθούν κατά τη σκυροδέτηση τα αγκύρια σε σταθερές μεταξύ τους αποστάσεις, συνδέονται με επίπεδη πλάκα (καλίμπρα) μικρού πάχους, της οποίας συνήθως η τελική ανώτερη επιφάνεια συμπίπτει με την επιφάνεια του σκυροδέματος. Αρθρωτή έδραση πραγματοποιείται τυπικά με δύο αγκύρια, τοποθετούμενα εκατέρωθεν του κορμού του υποστηλώματος επί του ισχυρού άξονα αδρανείας του. Συνηθέστερα, όμως, επιδιώκεται να διαμορφώνεται με τέσσερα αγκύρια, που τοποθετούνται μεταξύ των πελμάτων του υποστηλώματος προκειμένου να εξασφαλιστεί κατά την ανέγερση μία ελάχιστη απαιτούμενη ευστάθειά του.

Τα μεταλλικά υποστηλώματα του κτηρίου μας δεν εδράζονται απ'ευθείας στο θεμέλιο, καθώς το μεταλλικό κτήριο που μελετάται βρίσκεται πάνω από ένα κτήριο από σκυρόδεμα. Έτσι, η έδραση μορφώνεται ως αρθρωτή και το υποστήλωμα καταπονείται μόνο από αξονική δύναμη. Θεωρούμε πλάκα έδρασης διαστάσεων 600*600*30 και σε διαστάσεις θεμελίου τις διαστάσεις του υποστηλώματος από σκυρόδεμα του κάτω κτηρίου (ως ύψος προσεγγιστικά λαμβάνουμε το μισό του ύψος του ορόφου), δηλαδή 800*800*1500. Η μελέτη έγινε σύμφωνα με EC2/1 και EC3, Μέρος 1.8

Το υποστήλωμα έχει διατομή SHS 400*12,5 με b=400 mm.

Αγκύρια

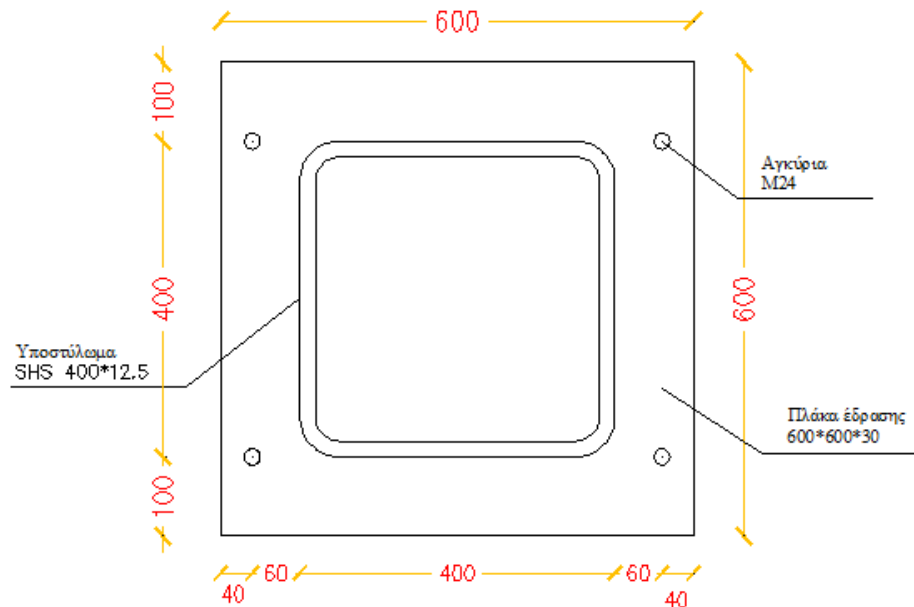
Επιλέχθηκαν να χρησιμοποιηθούν 4 αγκύρια M24, όπως φαίνεται στο σχήμα που ακολουθεί, με τα εξής χαρακτηριστικά:

Εμβαδόν σπειρώματος: $A_s=3.53 \text{ cm}^2$

Ποιότητα αγκυρίου: 4.6

$f_{yb}= 240 \text{ MPa}$

$f_{ub}= 400 \text{ MPa}$



Σχήμα 6.7 Έδραση υποστύλωματος (διαστάσεις σε mm)

1) Διαστάσεις Ενεργού Θεμελίου

Είναι: $\max b_2=3b_1=3*500=1500 \text{ mm}$

$\max d_2=3d_1=3*500=1500 \text{ mm}$

Η επιφάνεια $A_{c1}=b_2*d_2$ περιέχεται όλη στην κάτω επιφάνεια του κάτω κτηρίου και συγχόνως ισχύει:

$h \geq b_2 - b_1=2b_1=1000 \text{ mm}$

$h \geq d_2 - d_1=2d_1=1000 \text{ mm}$

Άρα $A_{c0}=b_1*d_1=500*500= 250*10^3 \text{ mm}^2$

$A_{c1}=b_2*d_2=1500*1500= 2250*10^3 \text{ mm}^2$

2) Αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος

Η συγκεντρωμένη αντοχή σχεδιασμού είναι:

$$F_{Rdu}=A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3*f_{cd}*A_{c0}$$

$$\text{ή } F_{Rdu}=250*10^3*\frac{35}{1,5}*\sqrt{\frac{2250}{250}}= 17,5*10^6 \text{ N} \leq 3*f_{cd}*A_{c0}=3*\frac{35}{1,5}*250*10^3= 17,5*10^6 \text{ N}$$

Ο συντελεστής υλικού του κόμβου, με υπόθεση αντοχής κονιάματος μεγαλύτερης του 0,2 της αντοχής του σκυροδέματος θεμελίωσης και ακόμη επειδή για το πάχος του κονιάματος των 20 mm ισχύει:

$0,2 \min(d_1, b_1)= 100 \text{ mm} > 20 \text{ mm}$ (= πάχος κονιάματος), είναι $\beta_j=2/3$

Η αντοχή επαφής της έδρασης είναι:

$$f_{jd}=\beta_j*F_{Rdu}/(b_{eff}*l_{eff}) = \frac{2}{3}*\frac{17,5*10^6}{250*10^3} = 46,67 \text{ N/mm}^2$$

3) *Ενεργός επιφάνεια έδρασης*

Το ενεργό πλάτος έδρασης c είναι:

$$c \leq t * \left(\frac{f_y}{3 * f_{jd} * \gamma_{M0}} \right)^{0,5} = 20 * \left(\frac{355}{3 * 46,67 * 1} \right)^{0,5} = 31,85 \text{ mm}$$

και η ενεργός επιφάνεια:

$$A_{\text{eff}} = (400 + 2c)^2 - (400 + 2c - t - 2c) * (400 - 2t - 2c) = (400 + 2 * 31,85)^2 - (400 - 12,5) * (400 - 2 * 12,5 - 2 * 31,85) = 215017,69 - 120628,75 = 94,4 * 10^3 \text{ mm}^2$$

4) *Έλεγχος αντοχής έδρασης σε θλίψη*

$N_{Rd} = A_{\text{eff}} * f_{jd} = 94,4 * 10^3 * 46,67 = 4.405,6 * 10^3 \text{ N} = 4.405,6 \text{ kN} > N_{Ed} = 2.352,64 \text{ kN}$, η οποία είναι η αξονική δύναμη σχεδιασμού και η δυσμενέστερη που εμφανίζεται στα υποστηλώματα (βρίσκεται στον όψη 9 στη μέση)

5) *Ροπή αντοχής της έδρασης*

Ενεργό μήκος (μεμονομένη σειρά κοχλιών εκτός εφελκυόμενου πέλματος δοκού):

$$e_x = \frac{600 \text{ mm} - 400 \text{ mm}}{2} - 60 \text{ mm} = 40 \text{ mm}$$

$$m_x = 60,0 \text{ mm} - 0,8 * 10 \text{ mm} * \sqrt{2} = 48,69 \text{ mm}$$

$$e = \frac{600 \text{ mm} - 400 \text{ mm}}{2} = 100 \text{ mm}$$

$$w = 400 \text{ mm}$$

$$b_p = 600 \text{ mm}$$

Κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{\text{eff,cp}} = \min(2\pi m_x; \pi m_x + w; \pi m_x + 2e) \\ = \min(2\pi * 48,69 \text{ mm}; \pi * 48,69 + 400; \pi * 48,69 + 2 * 100) = \min(305,93; 552,96; 352,96) \Rightarrow \\ l_{\text{eff,cp}} = 305,93 \text{ mm}$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{\text{eff,nc}} = \min(4m_x + 1,25 * e_x; e + 2m_x + 0,625 e_x; 0,5 b_p; 0,5w + 2m_x + 0,625 e_x) = \\ \min(4 * 48,69 + 1,25 * 40; 100 + 2 * 48,69 + 0,625 * 40; 0,5 * 600; 0,5 * 400 + 2 * 48,69 + 0,625 * 40) \\ = \min(244,76; 222,38; 300; 322,38) \Rightarrow l_{\text{eff,nc}} = 222,38 \text{ mm}$$

$$l_{\text{eff,1}} = l_{\text{eff,nc}} = 222,38 \text{ mm} \text{ αλλά θα πρέπει } l_{\text{eff,1}} \leq l_{\text{eff,cp}} = 305,93 \text{ mm}$$

$$\text{Άρα } l_{\text{eff,1}} = 222,38 \text{ mm} \text{ και } l_{\text{eff,2}} = l_{\text{eff,cp}} = 305,93 \text{ mm}$$

Αντοχή τμήματος της πλάκας έδρασης προς την πλευρά των εφελκυόμενων αγκυρίων

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \frac{\Sigma l_{\text{eff},1} * t_f^2 * f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \frac{22,24 \text{ cm} * (1,25 \text{ cm})^2 * 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1} = 308,406 \text{ kNcm}$$

$$n = \min(e_1; 1,25m) = \min(40; 1,25 * 48,69) = 40 \text{ mm}$$

Η αντοχή ενός κοχλίου σε εφελκυσμό δίνεται ως εξής:

$$B_t, Rd = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,90 * 40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 3,53 \text{ cm}^2}{1,25} = 101,66 \text{ kN}$$

Πρώτη μορφή αστοχίας

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,Rd}}{m} = \frac{4 * 308,406 \text{ kNcm}}{4,87 \text{ cm}} = 253,31 \text{ kN}$$

Δεύτερη μορφή αστοχίας

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,Rd} + n * \Sigma B_t, Rd}{m} = \frac{2 * 308,40 + 4 * 2 * 101,66}{4,87 + 4} = 161,23 \text{ kN}$$

Τρίτη μορφή αστοχίας

$$F_{T,3,Rd} = \Sigma B_t, Rd = 2 * 101,66 = 203,32 \text{ kN}$$

Τελική αντοχή

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}) = \min(253,31; 161,23; 203,32) = 161,23 \text{ kN}$$

Χάραξη καμπύλης αλληλεπίδρασης M_{Rd} - N_{Rd}

Για τη χάραξη του διαγράμματος αλληλεπίδρασης υπολογίζονται τα ζεύγη τιμών M_{Rd} - N_{Rd} στα εξής χαρακτηριστικά σημεία της :

➤ Σημείο 0

Στη διατομή αναπτύσσεται μόνο καμπτική ροπή M_{Rd} ($N_{Rd}=0$)

Όπως προκύπτει από το σχήμα

$$A_{eff,0} = \frac{F_{R,Rd}}{f_{jd}} = \frac{161.23 \text{ kN}}{4.667 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 34.55 \text{ cm}^2$$

Και

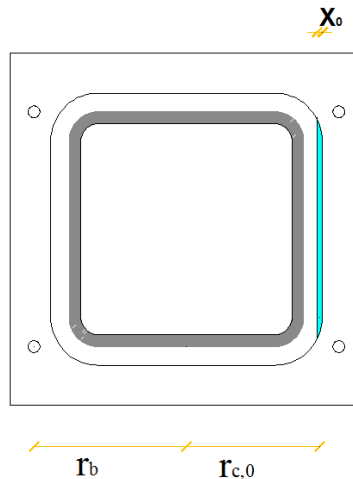
$$A_{eff,0} = x_0 * (2 * c + b_f) \Rightarrow x_0 = \frac{A_{eff,0}}{2 * c + b} = \frac{34.55 \text{ cm}^2}{2 * 3.185 \text{ cm} + 35 \text{ cm}} = 0.84 \text{ cm}$$

$$r_{c,0} = \frac{h_c}{2} + c - \frac{x_0}{2} = \frac{40}{2} + 4.819 - \frac{1.01}{2} = 24.38 \text{ cm}$$

$$r_b = \frac{40}{2} + 6 = 26 \text{ cm}$$

$$M_{Rd,0} = A_{eff,0} * f_{jd} * r_{c,0} * F_{T,Rd} * r_b =$$

$$= 34.55 \text{ cm}^2 * 4.667 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 24.38 \text{ cm} + 161.23 \text{ kN} * 26 \text{ cm} = 81.23 \text{ kNm}$$



Σχήμα 6.8 Έδραση υποστρώματος όταν αναπτύσσεται μόνο καμπτική ροπή M_{Rd} ($N_{Rd}=0$)

➤ Σημείο 1

Ο ουδέτερος άξονας συμπίπτει με την εσωτερική πλευρά της ενεργού επιφάνειας έδρασης. Όπως προκύπτει από το σχήμα:

$$A_{eff,1} = (2 * c + b_f) * (c + t_f) = (2 * 3.185 \text{ cm} + 35 \text{ cm}) * (2 * 3.185 \text{ cm} + 1.25 \text{ cm}) = 315.24 \text{ cm}^2$$

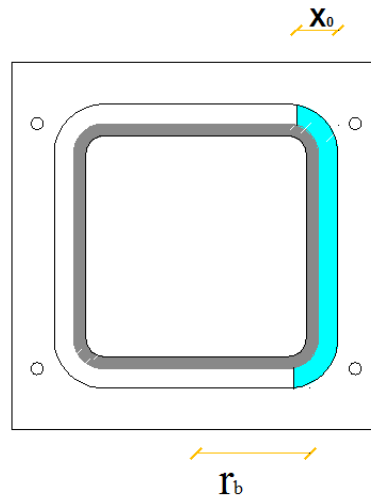
$$N_{Rd,1} = A_{eff,1} * f_{jd} - F_{T,Rd} = 315.24 \text{ cm}^2 * 4.667 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} - 161.23 \text{ kN} = 1309.99 \text{ kN}$$

$$r_{c,1} = \frac{40 \text{ cm}}{2} - \frac{1.25 \text{ cm}}{2} = 19.38 \text{ cm}$$

$$r_b = \frac{40}{2} + 6 = 26 \text{ cm}$$

$$M_{Rd,1} = A_{eff,1} * f_{jd} * r_{c,1} * F_{T,Rd} * r_b =$$

$$= 315.24 \text{ cm}^2 * 4.667 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 19.38 \text{ cm} + 161.23 \text{ kN} * 26 \text{ cm} = 327.04 \text{ kNm}$$



Σχήμα 6.9 Έδραση υποστύλωματος όταν ο ουδέτερος άξονας συμπίπτει με την εσωτερική πλευρά της ενεργού επιφάνειας έδρασης

➤ Σημείο 2

Ο ουδέτερος άξονας συμπίπτει με τον ισχυρό άξονα του υποστύλωματος. Όπως προκύπτει από το σχήμα:

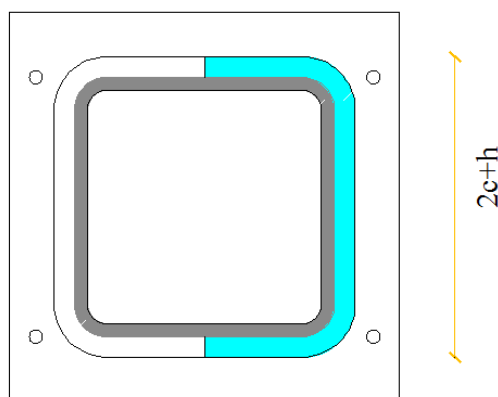
$$A_{eff,2} = A_{eff,1} + 2 * c * \frac{b}{2} = 315.24 \text{ cm}^2 + 2 * 3.185 \text{ cm} * \frac{35 \text{ cm}}{2} = 426,72 \text{ cm}^2$$

$$N_{Rd,2} = A_{eff,2} * f_{jd} + F_{T,Rd} = 426,72 \text{ cm}^2 * 4.667 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} + 161.23 \text{ kN} = 2152.71 \text{ kN}$$

$$r_{c,2} = \frac{h_c}{2} + c - \frac{\frac{1}{2} * (2 * c + t_w) * (2 * c + t_f)^2}{A_{eff,2}} - \frac{(2 * c + t_w) * (\frac{h_c}{2} - c - t_f) * (\frac{h_c}{4} + \frac{3}{2} * c + t_f / 2)}{A_{eff,2}} = \frac{40}{2} + 4.819 - \frac{\frac{1}{2} * (2 * 4.819 + 30) * (2 * 4.819 + 1.25)^2}{582.56} - \frac{(2 * 4.819 + 1.25) * (\frac{40}{2} - 4.819 - 1.25) * (\frac{40}{4} + \frac{3}{2} * 4.819 + 1.25 / 2)}{582.56}$$

$$\Rightarrow r_{c,2} = 13.57 \text{ cm}$$

$$M_{Rd,2} = A_{eff,2} * f_{jd} * r_{c,2} * F_{T,Rd} * r_b = 426.72 \text{ cm}^2 * 4.667 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 13.57 \text{ cm} + 161.23 \text{ kN} * 26 \text{ cm} = 312.17 \text{ kNm}$$



Σχήμα 6.10 Έδραση υποστύλωματος όταν ουδέτερος άξονας συμπίπτει με τον ισχυρό άξονα του υποστύλωματος

➤ Σημείο 3

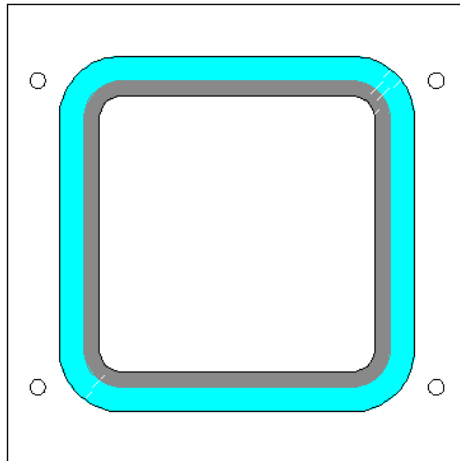
Στη διατομή αναπτύσσεται μόνο αξονική δύναμη N_{Rd} ($M_{Rd} = 0$)

Όπως προκύπτει από το σχήμα

$$M_{Rd,3} = 0$$

$$N_{Rd,3} = A_{eff,3} * f_{jd} - F_{T,Rd} = 2 * A_{eff,2} * f_{jd} * r_{c,2} * F_{T,Rd} * r_b =$$

$$= 2 * 426.72 \text{ cm}^2 * 4.667 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} + 161.23 \text{ kN} = 4144.23 \text{ kN}$$



Σχήμα 6.11 Έδραση υποστρώματος όταν αναπτύσσεται μόνο αξονική δύναμη N_{Rd} ($M_{Rd} = 0$)

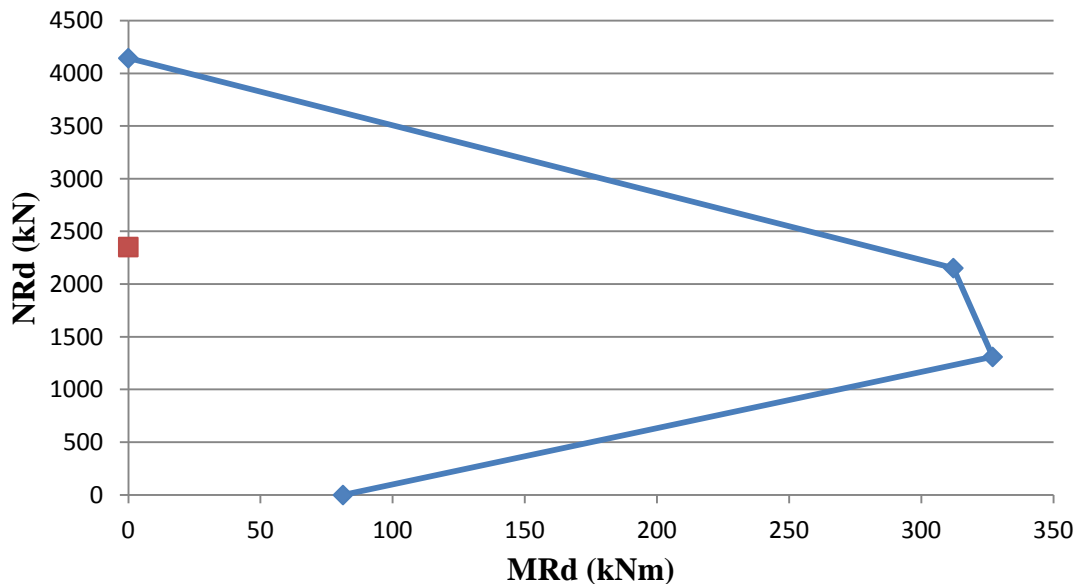
Με βάση τα προηγούμενα ζεύγη τιμών $M_{Rd} - N_{Rd}$, μπορεί να χαραχθεί η καμπύλη αλληλεπίδρασης του σχήματος

Στο ίδιο σχήμα τοποθετούνται και τα δρώντα εντατικά μεγέθη

$M_{Ed} = 0 \text{ kNm}$ (αρθρωτή έρδαση υποστρώματος)

$N_{Ed} = 2352,64 \text{ kN}$ (η μεγαλύτερη τιμή της αξονικής)

τα οποία, όπως φαίνεται, η έδραση μπορεί να τα παραλάβει με ασφάλεια, αφού μπορεί να παραλάβει με ασφάλεια τη μεγαλύτερη τιμή της αξονικής που αναπτύσσεται στο κτήριο.



Σχήμα 6.12 Διάγραμμα αλληλεπίδρασης M-N

7 Παραλλαγές

7.1 Διαστασιολόγηση για κατασκευή στην Αθήνα

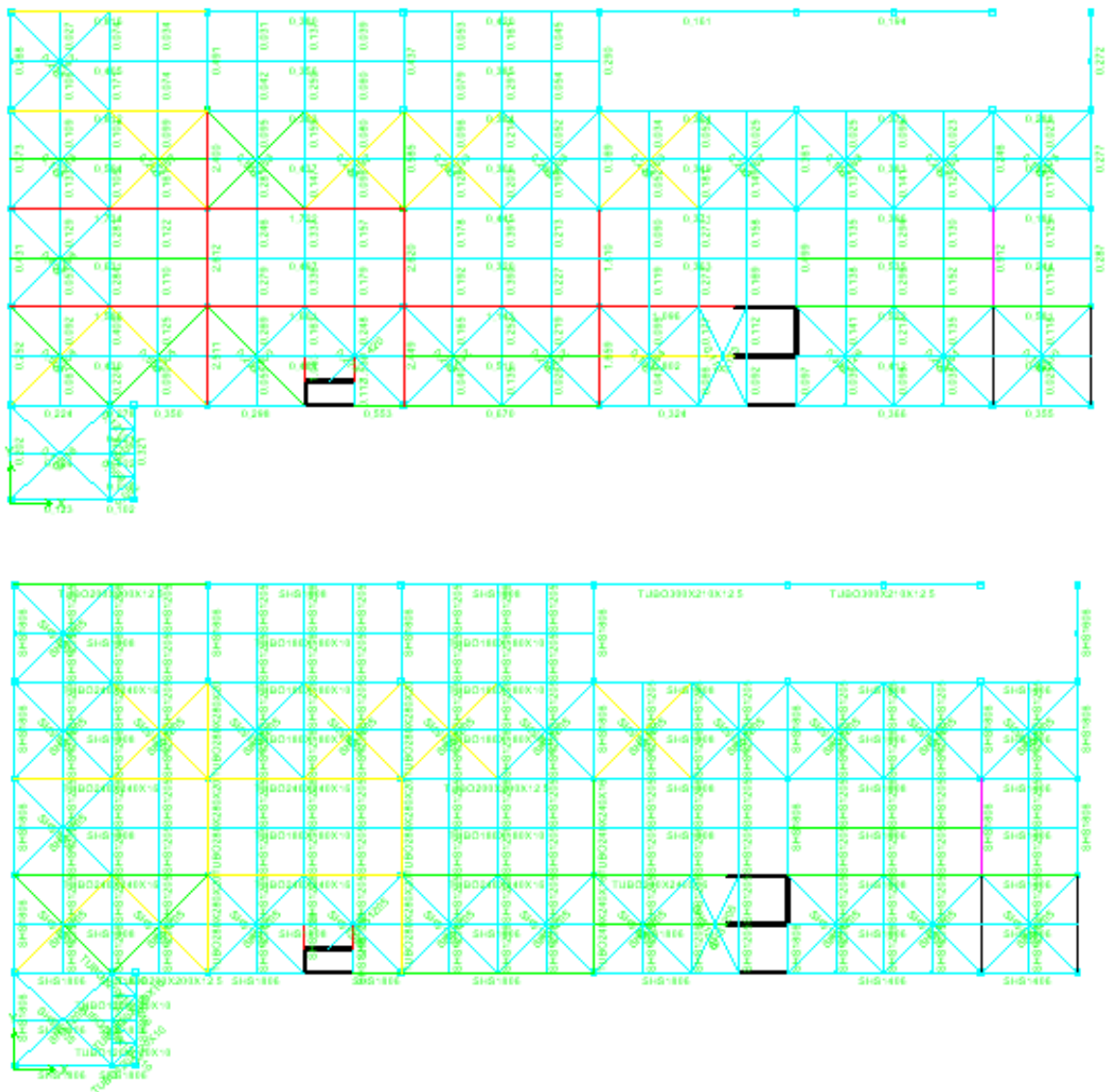
Όπως έχει αναλυθεί και στο κεφάλαιο 5.1 μερικές διατομές αστοχούν, λόγω διαφορετικού κανονισμού που ελήφθη υπ' όψη κατά τη μελέτη του κτηρίου, από ότι κατά την παρούσα μελέτη. Αυτές οι διατομές βρίσκονται στα επίπεδα TOP 16,9 και BOTTOM 11,21. Προκειμένου να μην έχουμε αστοχίες προτείνονται οι εξής αλλαγές:

- Στο επίπεδο TOP 16,9 οι τεγίδες αντί για IPE 240 να γίνουν IPE 300.
- Στο επίπεδο TOP 16,9 οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας αντί για SHS 120*5, να γίνουν SHS 140*6.
- Στο επίπεδο BOTTOM 11,21 οι κύριες και δευτερεύουσες δοκοί αντί για SHS 180*10 και SHS 180*6, να γίνουν SHS 240*16 και SHS 240*10, αντίστοιχα.

Τα συγκριτικά αποτελέσματα στα επίπεδα επισυνάπτονται (με κόκκινο σημειώνονται οι διατομές που αστοχούν):



Σχήμα 7.1 Ο έλεγχος διατομών στο επίπεδο TOP 16,9 πριν και μετά τις αλλαγές

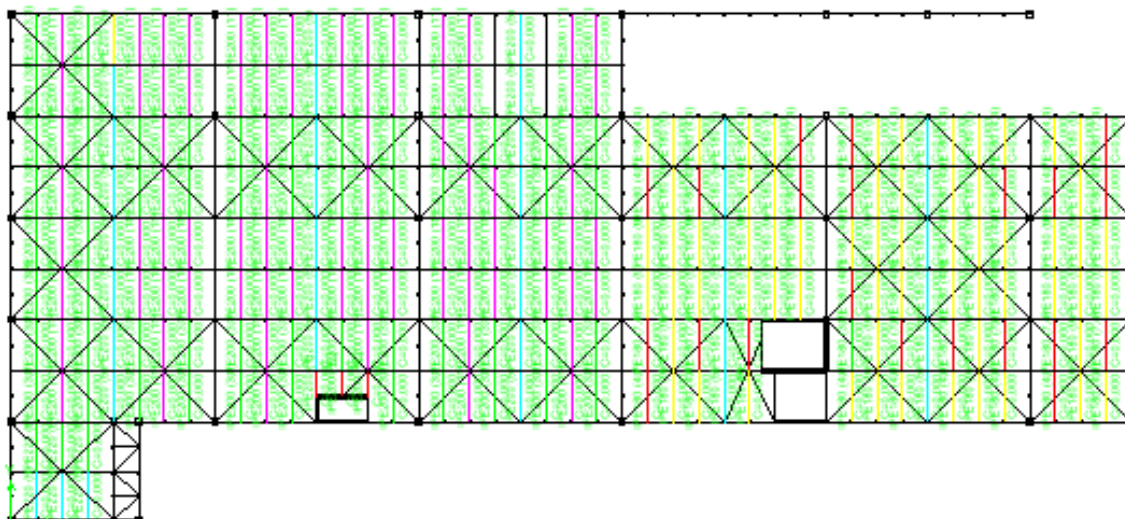


Σχήμα 7.2 Ο έλεγχος διατομών στο επίπεδο BOTTOM 11,21 πριν και μετά τις αλλαγές

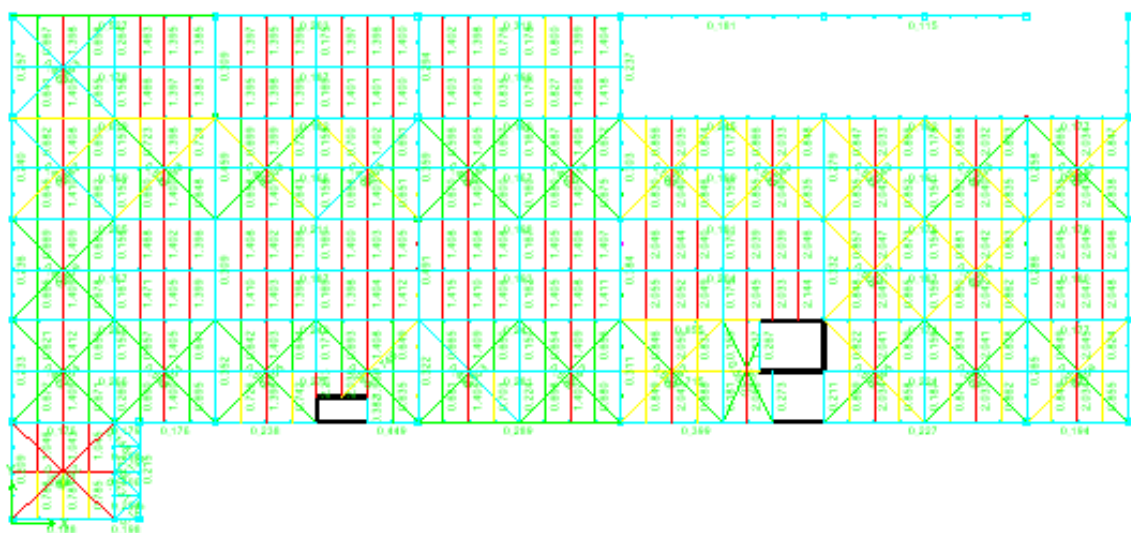
7.2 Χωρίς σύμμικτες πλάκες

Στο επίπεδο TOP 11,21, δοκιμάζουμε αντί της σύμμικτης πλάκας να τοποθετηθεί μία πλάκα με ίδιο ύψος, χωρίς όμως σύμμικτη λειτουργία των τεγίδων.

Τα αποτελέσματα προκύπτουν πολύ πιο δυσμενή και έτσι αστοχούν πολύ περισσότερες τεγίδες από ότι στην περίπτωση που αυτές λειτουργούσαν ως σύμμικτες. Αυτό φαίνεται και στα ακόλουθα σχήματα, καθώς με κόκκινο σημειώνονται οι διατομές που αστοχούν (RATIO>1).

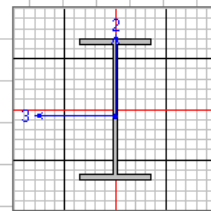


Σχήμα 7.3 Διαστασιολόγηση τεγίδων στην περίπτωση της σύμμικτης πλάκας (TOP 11,21)



Σχήμα 7.4 Διαστασιολόγηση τεγίδων στην περίπτωση απλής πλάκας (TOP 11,21)

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station)						
Level: TOP11,29 Element: B664 Station Loc: 2,000 Section ID: IPE180						
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1						
Material Partial Factors of Safety $\Gamma_{M0}=1,00$ $\Gamma_{M1}=1,00$						
L=4,000						
A=0,002 I22=1,010E-06 I33=1,317E-05 Wp122=3,460E-05 Wp133=1,660E-04						
We122=2,220E-05 We133=1,463E-04 i22=0,021 i33=0,074						
E=210000000,00 fy=355000,000						
RLLF=1,000						
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 2,049 = 0,134 + 1,913 + 0,002						
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
	P	M33	M22	U2	U3	
ComboASTOXIA4	113,623	47,249	0,024	0,000	0,017	
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)						
	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd	
Axial	113,623	121,170	848,450	725,508	121,170	
	M.Sd	Mc.Rd	Mu.Rd	Mb.Rd		
Major Bending	47,249	58,930	58,930	21,787		
Minor Bending	0,024	12,283	12,283			
	K	L	k	k1t	C1	
Major Bending	1,000	0,970	1,000	1,000	1,000	
Minor Bending	1,000	0,970	1,000			
SHEAR DESIGN						
	U.Sd	U.Rd	Ratio			
Major Shear	0,000	195,531	0,000			
Minor Shear	0,017	248,684	6,892E-05			



Σχήμα 7.5 Έλεγχος μέλους B664

Παρατηρούμε ότι το τυπικό μέλος B664, το οποίο έχει επιλεγεί ενδεικτικά προκύπτει υπερβολικά δυσμενέστερο (το RATIO του αυξάνει από 0,82 στην περίπτωση της σύμμικτης πλάκας σε 2,049 και φυσικά αστοχεί).

Κατά μέσο όρο, ο συντελεστής εκμετάλλευσης των τεγίδων στην περίπτωση που αυτές συμπεριφέρονται ως μεταλλικές δοκοί και όχι ως σύμμικτα δοκάρια, αυξάνει κατά 37%. Μπορεί να ποσοστό να ακούγεται μεγάλο, όμως είναι αναμενόμενο καθώς έχουμε σκυρόδεμα C35/45 (υψηλής αντοχής αλλά και βάρους), καθώς επίσης και η σύμμικτη λειτουργία των τεγίδων παρέχει πλευρική εξασφάλιση (ουσιαστικά μηδενίζεται η πιθανότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού).

Συμπερασματικά, τα αποτελέσματα είναι λογικά, καθώς στην περίπτωση της σύμμικτης πλάκας εκμεταλλευόμαστε πλήρως τις ιδιότητες των δύο συνεργαζόμενων υλικών, δηλαδή την καλή αντοχή του σκυροδέματος σε θλίψη και του χάλυβα σε εφελκυσμό. Επίσης, το χαλυβδόφυλλο της πλάκας λειτουργεί ξυλότυπος κατά τη φάση ανέγερσης. Ακόμη, η εφαρμογή της σύμμικτης πλάκας στο κτίριο αυξάνει πολύ την ταχύτητα ανέγερσης.

7.3 Δείκτης βλάβης χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας

Αρχικά, ελέγχεται η επιρροή της αφαίρεσης των συνδέσμων δυσκαμψίας στο δείκτη βλάβης. Φυσικά, η αφαίρεση των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας θα έχει και άλλα πολύ χειρότερα αποτελέσματα στο κτήριο μας, καθώς αυτοί πρέπει να προσφέρουν πλευρική εξασφάλιση και να παραλάβουν από τους οριζόντιους συνδέσμους τα οριζόντια φορτία και να τα μεταφέρουν στη θεμελίωση. Ωστόσο, μελετάται μόνο ως προς το δείκτη βλάβης. Πρέπει να τονίσουμε πως παρά την αφαίρεση των συνδέσμων δυσκαμψίας, ο φορέας δε γίνεται μηχανισμός επειδή εξασφαλίζεται η πλαισιακή λειτουργία και στις δύο διευθύνσεις αφού υπάρχουν αποκλειστικά κοίλες διατομές και συνδέσεις με πάκτωση.

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
TOP16,9	Max Drift X	ΔΙΚΟΣΣΥΝΔΙΑΣ	612	2,000	32,000	16,900	0,001114	
TOP16,9	Max Drift Y	ΔΙΚΟΣΣΥΝΔΙΑΣ	494	24,000	12,000	16,900		0,001677
BOTTOM16,9	Max Drift X	ΔΙΚΟΣΣΥΝΔΙΑΣ	200	0,000	40,000	15,100	0,004663	
BOTTOM16,9	Max Drift Y	ΔΙΚΟΣΣΥΝΔΙΑΣ	430	0,000	4,000	15,100		0,003705
TOP11,29	Max Drift X	ΔΙΚΟΣΣΥΝΔΙΑΣ	600	2,000	20,000	11,210	0,002054	
TOP11,29	Max Drift Y	ΔΙΚΟΣΣΥΝΔΙΑΣ	467	28,000	40,000	11,210		0,002925
BOTTOM 11,29	Max Drift X	ΔΙΚΟΣΣΥΝΔΙΑΣ	776	80,000	40,000	9,700	0,003491	
BOTTOM 11,29	Max Drift Y	ΔΙΚΟΣΣΥΝΔΙΑΣ	47	0,000	0,350	9,700		0,003753

Σχήμα 7.6 Γωνιακές παραμορφώσεις στην περίπτωση αφαίρεσης των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

Συγκρινόμενα με τα αποτελέσματα πριν αφαιρεθούν οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (κεφ. 5.6), οι γωνιακές παραμορφώσεις προκύπτουν αυξημένες κατά 40% κατά μέσο όρο, και μέγιστη αύξηση κατά X στο BOTTOM 11,21 κατά 150%.

Ακολουθώς, μελετάται η περίπτωση που αφαιρεθούν και οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, μόνο ως προς την επιρροή της στις γωνιακές παραμορφώσεις. Αυτό θα πολύ πιθανό να οδηγήσει σε αστοχία του κτηρίου, επειδή θα μειωθεί πολύ η δυσκαμψία του και δε θα υπάρχουν τα στοιχεία στα οποία αγκυρώνονται οι τεγίδες που προσφέρουν πλευρική στήριξη στα ζυγώματα.

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
TOP16,9	Max Drift X	ΔΙΚΟΣΣΥΝΔΙΑΣ	783	88,000	36,000	16,900	0,002378	
TOP16,9	Max Drift Y	ΔΙΚΟΣΣΥΝΔΙΑΣ	1129	72,000	10,000	16,900		0,001992
BOTTOM16,9	Max Drift X	ΔΙΚΟΣΣΥΝΔΙΑΣ	454	0,000	36,000	15,100	0,005413	
BOTTOM16,9	Max Drift Y	ΔΙΚΟΣΣΥΝΔΙΑΣ	430	0,000	4,000	15,100		0,003731
TOP11,29	Max Drift X	ΔΙΚΟΣΣΥΝΔΙΑΣ	600	2,000	20,000	11,210	0,002491	
TOP11,29	Max Drift Y	ΔΙΚΟΣΣΥΝΔΙΑΣ	467	28,000	40,000	11,210		0,003419
BOTTOM 11,29	Max Drift X	ΔΙΚΟΣΣΥΝΔΙΑΣ	776	80,000	40,000	9,700	0,003490	
BOTTOM 11,29	Max Drift Y	ΔΙΚΟΣΣΥΝΔΙΑΣ	47	0,000	0,350	9,700		0,003748

Σχήμα 7.7 Γωνιακές παραμορφώσεις στην περίπτωση αφαίρεσης όλων των συνδέσμων δυσκαμψίας

Σε αυτή τη περίπτωση, σε σχέση με τα αποτελέσματα του αρχικού κτηρίου (κεφ. 5.6), οι γωνιακές παραμορφώσεις προκύπτουν αυξημένες κατά 63%, κατά μέσο όρο και μέγιστη αύξηση κατά X στο BOTTOM 11,21 κατά 150%. Δηλαδή προκύπτουν ακόμα δυσμενέστερες. Μάλιστα, προκύπτουν τιμές γωνιακών παραμορφώσεων μεγαλύτερες

από 5‰, με αποτέλεσμα να καθίσταται απαγορευτική η τοποθέτηση ευαίσθητων διαχωριστικών, όπως γυαλί ή τούβλα.

Γίνεται λοιπόν κατανοητό ότι οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας συνεισφέρουν πολύ στο δείκτη βλάβης.

7.4 Έλεγχος επιρροών 2^{ης} τάξης

7.4.1 Έλεγχος ικανοποίησης κριτηρίου μεταθετότητας

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, αποτελέσματα δευτέρας τάξεως (αποτελέσματα Π-Δ) δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη εάν η ακόλουθη συνθήκη ικανοποιείται για όλους τους ορόφους:

$$\theta = \frac{P_{tot} * d_r}{V_{tot} * h} \leq 0,1$$

όπου

θ ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου

P_{tot} το συνολικό φορτίο βαρύτητας στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται

d_r η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου

V_{tot} η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου

h το ύψος του ορόφου

Επιπλέον, εάν $0,1 < \theta \leq 0,2$, τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις με συντελεστή ίσο με $1/(1-\theta)$ και

Η τιμή του συντελεστή θ δεν θα υπερβαίνει το 0,3.

Ίσως το πιο κοινό παράδειγμα των επιδράσεων των μετατοπίσεων βρίσκεται στα υποστηλώματα, τα οποία υπολογίζονται για μεγάλα φορτία θλίψης, μπορεί όμως να υπόκεινται και σε σημαντικές καμπτικές δράσεις, όταν έχουν μεγάλες οριζόντιες σχετικές μετατοπίσεις (επιρροή P-Δέλτα).

Στο μοντέλο μας, οι τιμές του P έχουν προκύψει από το συνδυασμό DEAD+0,3LIVE, ενώ του V από το SEISMIKOSSYND. Οι υπολογισμοί επισυνάπτονται.

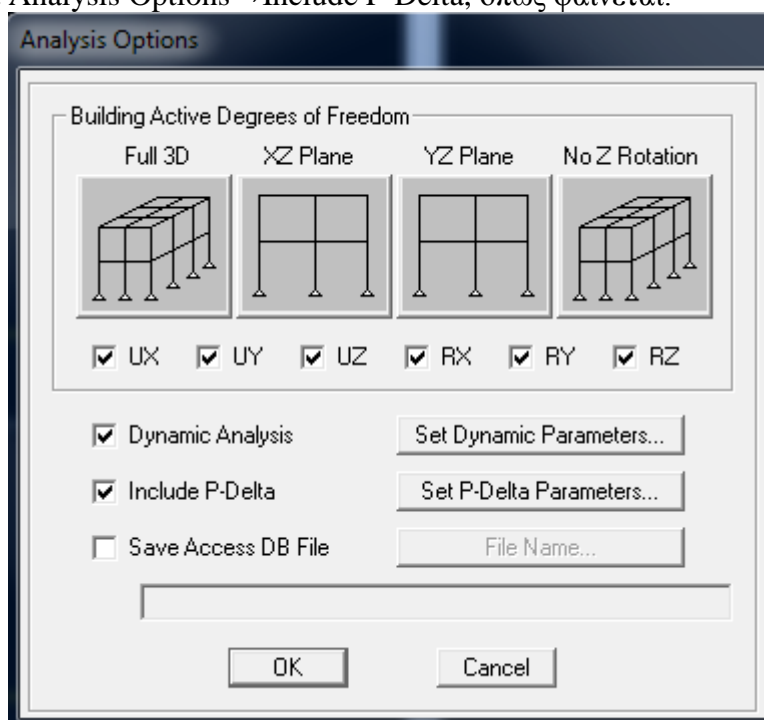
Πίνακας 7.1 Προσδιορισμός δεικτών θ

Επίπεδο	h (m)	P_{tot} (kN)	V_{totx} (kN)	d_{rx} (m)	V_{toty} (kN)	d_{ry} (m)	θ_x	θ_y
TOP 16,9	5,69	4689,34	1952,36	0,001131	2112,44	0,001628	0,000477	0,000635
TOP 11,21	5,33	17056,02	3858,69	0,010979	4973,66	0,002656	0,009105	0,001709

Παρατηρείται ότι και για τις δύο διευθύνσεις και σε όλους τους ορόφους είναι $\theta < 0,1$, οπότε οι επιρροές 2^{ης} τάξης επιτρέπεται να αγνοηθούν.

7.4.2 Πραγματοποίηση ανάλυσης με γεωμετρική μη γραμμικότητα (Π- Δέλτα)

Για λόγους πληρότητας, όμως, θα γίνει και ο έλεγχος 2^{ης} τάξης. Για να εισαχθεί ο έλεγχος μεταθετότητας στο πρόγραμμα ακολουθούμε την πορεία Analyze→Set Analysis Options→Include P-Delta, όπως φαίνεται:

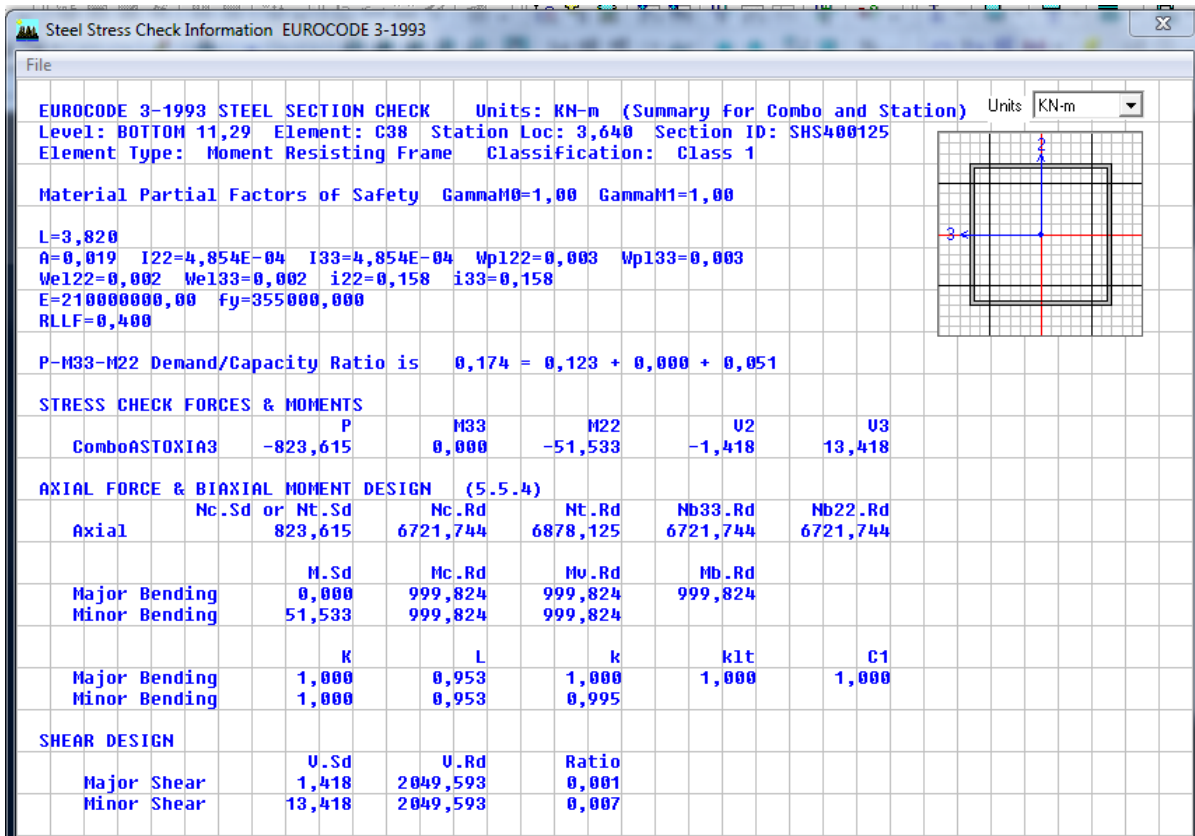


Σχήμα 7.8 Εισαγωγή ανάλυσης Π-Δ

Ως παραμέτρους εισάγουμε τα φορτία DEAD, LIVE.

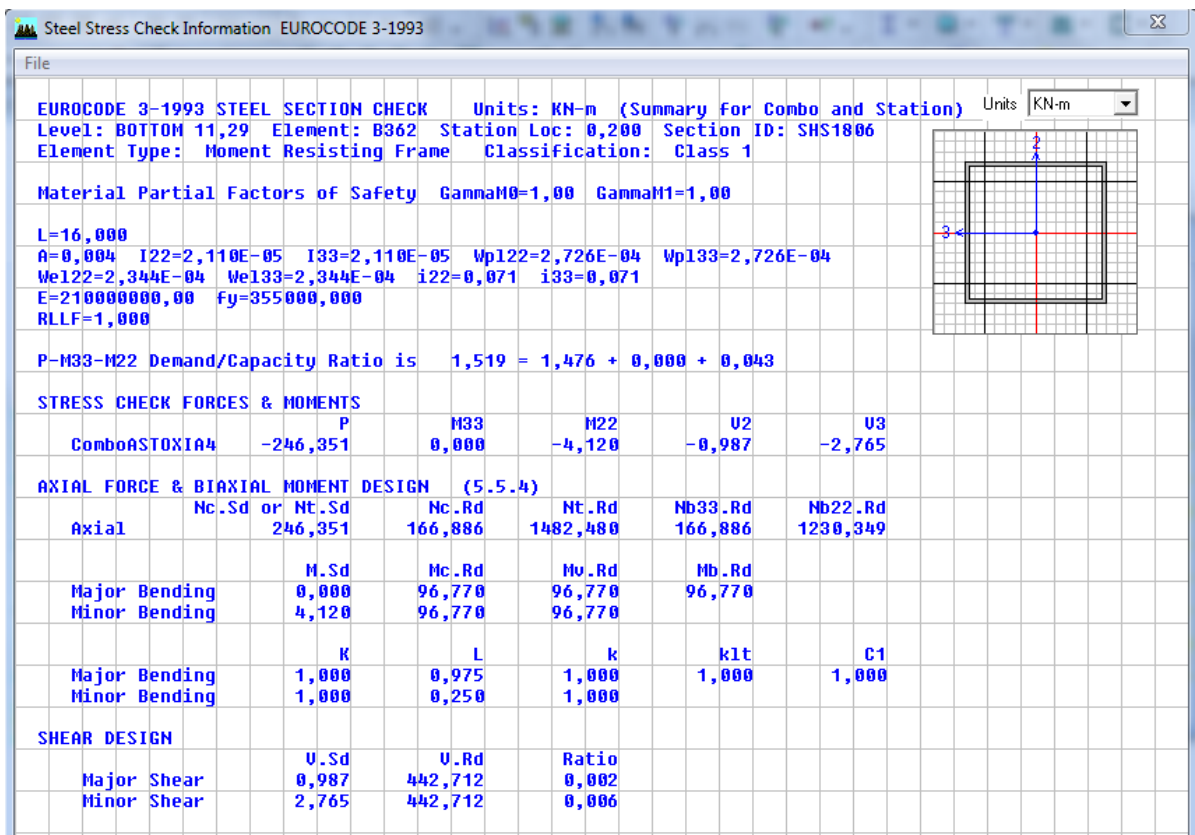
Τα αποτελέσματα προκύπτουν δυσμενέστερα από αυτά όταν αμελούσαμε την επιρροή δευτέρας τάξης και για αυτό αστοχούν περισσότερες διατομές. Ωστόσο υπάρχει ένας αξιόλογος αριθμός διατομών που προκύπτουν ευμενέστερες.

Ενδεικτικά παρουσιάζονται κάποιες. Πρέπει να τονιστεί ότι έχουν επιλεγεί επίτηδες διατομές των οποίων ο συντελεστής εκμετάλλευσης αυξάνει σημαντικά για να φανεί η επίδραση της ανάλυσης με γεωμετρική μη γραμμικότητα. Δεν είναι δηλαδή ενδεικτικές της επιρροής αυτής της ανάλυσης.



Σχήμα 7.9 Έλεγχος μέλους C38

Σε αυτό το υποστήλωμα, ο συντελεστής εκμετάλλευσης αυξάνει κατά 5%



Σχήμα 7.10 Έλεγχος μέλους B362.

Σε αυτό το δοκάρι, ο συντελεστής εκμετάλλευσης αυξάνει κατά 120% , με αποτέλεσμα να αστοχήσει.

Steel Stress Check Information EUROCODE 3-1993

File

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station) Units: KN-m

Level: TOP16,9 Element: B836 Station Loc: 4,000 Section ID: IPE240
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

Material Partial Factors of Safety $\gamma_{M0}=1,00$ $\gamma_{M1}=1,00$

L=8,000
 A=0,004 I22=2,840E-06 I33=3,892E-05 Wp122=7,390E-05 Wp133=3,670E-04
 We122=4,733E-05 We133=3,243E-04 i22=0,027 i33=0,100
 E=210000000,00 Fy=355000,000
 RLLF=0,959

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 1,265 = 0,053 + 1,193 + 0,020

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	U2	U3
ComboASTOXIA7	72,980	76,540	0,523	-0,775	2,240

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

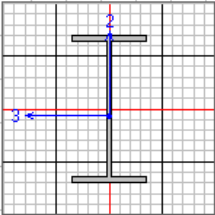
	Nc.Sd or	Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
Axial		72,980	306,203	1388,050	891,175	306,203

	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd
Major Bending	76,540	130,285	130,285	60,107
Minor Bending	0,523	26,235	26,235	

	K	L	k	klt	C1
Major Bending	1,000	0,985	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	1,000	0,500	1,000		

SHEAR DESIGN

	U.Sd	U.Rd	Ratio
Major Shear	0,775	304,980	0,003
Minor Shear	2,240	401,720	0,006



Σχήμα 7.11 Έλεγχος μέλους B836.

Αυτή η τεγίδα αυξάνει το RATIO της κατά 50% , με αποτέλεσμα να αστοχήσει

Γενικότερα, οι διατομές στην περίπτωση που γίνει ανάλυση Π-Δέλτα προκύπτουν λίγο δυσμενέστερες (κατά 6% κατά μέσο όρο) με τις μεγαλύτερες μεταβολές να παρατηρούνται στην οροφή του ορόφου. Αναλυτικότερα, στο επίπεδο BOTTOM 11,21 οι διατομές,κατά μέσο όρο δε μεταβάλλουν το συντελεστή εκμετάλλευσης τους (δηλαδή ίδιο ποσοστό προκύπτει ευμάνεστερο με αυτό που προκύπτει δυσμενέστερο), στο επίπεδο TOP 16,9 αυξάνεται κατά 12% και τέλος, στα υποστυλώματα κατά 2%. Αυτό δεν είναι γενικό, καθώς κάποιες διατομές προκύπτουν ευμενέστερες. Μία δοκός, μάλιστα, στο επίπεδο BOTTOM 11,21 προκύπτει ευμενέστερη κατα 55%.

8 Συμπεράσματα

Η διπλωματική εργασία είναι αναμφίβολα μια εξαιρετική ευκαιρία εφαρμογής των πολλών θεωρητικών γνώσεων που παρέχονται κατά τη διάρκεια των σπουδών. Αφομοιώνεται η λογική του σχεδιασμού, ανάλυσης και διαστασιολόγησης μιας κατασκευής και σε πολλές περιπτώσεις, όταν παρουσιαστούν δυσκολίες, πρέπει να αναπτυχθεί η κριτική ικανότητα από τον ίδιο το συντάκτη της εργασίας.

Ο σχεδιασμός και η κατασκευή δώροφου εμπορικού κτηρίου 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.

Αν παρατηρήσουμε τα αποτελέσματα των δράσεων επί της κατασκευής, και συγκεκριμένα, τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται μέσω των δυσμενέστερων συνδυασμών δράσεων, βλέπουμε ότι κύριο φορτίο στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι ο άνεμος. Ο κύριος λόγος είναι οι μεγάλες διαστάσεις που έχουν τέτοιου είδους κτήρια, σε συνδυασμό με τα μικρά ωφέλιμα φορτία επί της στέγης. Για αυτό, η τοποθέτηση συνδέσμων δυσκαμψίας για την παραλαβή των φορτίων ανέμου είναι καθοριστικής σημασίας. Μάλιστα, προέκυψε ότι οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας συνεισφέρουν πολύ στο δείκτη βλάβης. Αν δηλαδή τους αφαιρούσαμε, οι γωνιακές παραμορφώσεις προκύπτουν αυξημένες κατά 40% κατά μέσο όρο, ενώ το αντίστοιχο ποσοστό στην περίπτωση αφαίρεσης και των οριζόντιων δυνάμεων δυσκαμψίας είναι 63%, με αποτέλεσμα να προκύπτουν τιμές γωνιακών παραμορφώσεων μεγαλύτερες από 5‰, με αποτέλεσμα να καθίσταται απαγορευτική η τοποθέτηση ευαίσθητων διαχωριστικών, όπως γυαλί ή τούβλα. Πρέπει να τονίσουμε πως παρά την αφαίρεση των συνδέσμων δυσκαμψίας, ο φορέας δε γίνεται μηχανισμός επειδή εξασφαλίζεται η πλαισιακή λειτουργία και στις δύο διευθύνσεις αφού υπάρχουν αποκλειστικά κοίλες διατομές και συνδέσεις με πάκτωση.

Αξίζει να σημειωθεί ότι το κτήριο μελετήθηκε σε περίπτωση που κατασκευαζόταν στην Αθήνα, με χρήση του Ευρωκώδικα και των Εθνικών Προσαρτημάτων για την Ελλάδα, ενώ το υπάρχον κτήριο έχει κατασκευαστεί στη Σόφια με πιθανόν άλλους κανονισμούς. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα κάποιους από τις διατομές του να αστοχούν. Στην περίπτωση μας επιλέξαμε μεγαλύτερες διατομές για τις τεγίδες της οροφής ορόφου και τις δοκούς στο επίπεδο BOT TOM 11,21 με αποτέλεσμα να μην αστοχεί καμία διατομή στο κτίριο. Η διαστασιολόγηση βασίστηκε στην πλήρη αξιοποίηση της αντοχής των περισσότερων μελών της κατασκευής. Δηλαδή επιλέχθηκαν διατομές για τα μέλη αυτά οι οποίες ικανοποιούσαν τους ελέγχους σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας και οι οποίες παράλληλα οδηγούσαν στο μέγιστο δυνατό συντελεστή εκμετάλλευσής τους.

Για την οροφή ισογείου επιλέγεται η κατασκευή σύμμικτης πλάκας, το οποίο επιτυγχάνεται με διατημητική σύνδεση της πλάκας σκυροδέματος με τη σιδηροδοκό. Η λύση της σύμμικτης πλάκας αποτελεί οικονομικότερη λύση από μία πλάκα ωπλισμένου σκυροδέματος, διότι εκμεταλλευόμαστε πλήρως τις ιδιότητες των δύο συνεργαζόμενων υλικών, δηλαδή την καλή αντοχή του σκυροδέματος σε θλίψη και του χάλυβα σε εφελκυσμό. Επίσης, το χαλυβδόφυλλο της πλάκας λειτουργεί ξυλότυπος κατά τη φάση ανέγερσης. Ακόμη, η εφαρμογή της σύμμικτης πλάκας στο κτίριο αυξάνει πολύ την ταχύτητα ανέγερσης. Η σημασία της τοποθέτησης σύμμικτης πλάκας γίνεται εμφανής, επειδή στην περίπτωση κατά την οποία έγινε διαστασιολόγηση του κτηρίου χωρίς σύμμικτες πλάκες, ο συντελεστής εκμετάλλευσης των τεγίδων στην περίπτωση που αυτές συμπεριφέρονται ως μεταλλικές δοκοί και όχι ως σύμμικτα δοκάρια, αυξάνει κατά 37%. Μπορεί να ποσοστό να ακούγεται μεγάλο, όμως είναι αναμενόμενο καθώς έχουμε σκυρόδεμα C35/45 (υψηλής αντοχής αλλά και

βάρους), καθώς επίσης και η σύμμικτη λειτουργία των τεγίδων παρέχει πλευρική εξασφάλιση (ουσιαστικά μηδενίζεται η πιθανότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού).

Όσον αφορά στο σεισμό, έγινε ανάλυση τόσο με τη δυναμική φασματική μέθοδο όσο και με την απλοποιημένη φασματική μέθοδο. Στη δυναμική φασματική μέθοδο, απαιτήθηκαν 16 ιδιομορφές έτσι ώστε το άθροισμα των δρώσεων ιδιομορφικών μαζών να φτάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος. Άξιο ενδιαφέροντος είναι ότι η πρώτη ιδιομορφή κινητοποιεί ένα πολύ μικρό ποσοστό της μάζας καθώς ένα ακριανό υποστήλωμα ταλαντώνεται μόνο του επειδή είναι εξασφαλισμένο με ζύγωμα στην οροφή ισογείου μόνο κατά τη μία διεύθυνση. Αν τοποθετηθεί ζύγωμα και στην άλλη διεύθυνση, απαιτούνται 14 ιδιομορφές συνολικά και οι πρώτες κινητοποιούν μεγάλο ποσοστό της μάζας. Με την εκμετάλλευση της ανελαστικής συμπεριφοράς του κτιρίου, οδηγούμαστε σε οικονομικότερο σχεδιασμό, καθώς επιτρέπουμε στην κατασκευή να παραμορφωθεί στην πλαστική περιοχή κατά τη διάρκεια ενός ισχυρού σεισμού. Επίσης, οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας δεν είχαν πρόβλημα στον ικανοτικό έλεγχο.

Συγκρίνοντας τις δύο μεθόδους, η απλοποιημένη φασματική μέθοδος οδηγεί σε δυσμενέστερα αποτελέσματα. Πιο αναλυτικά, ο συντελεστής εκμετάλλευσης των διατομών αυξήθηκε κατά περίπου 6 %, κατά μέσο όρο. Όσον αφορά στις μέγιστες αντιδράσεις, η συνολική αντίδραση κατά X είναι αυξημένη κατά 7%, ενώ η συνολική αντίδραση κατά Y κατά 16%. Τέλος ως προς τις μέγιστες μετακινήσεις, τα μεγέθη της Απλοποιημένης Φασματικής Μεθόδου είναι αυξημένα ως και 39%. Οι διαφοροποιήσεις οι οποίες παρατηρήθηκαν στις τιμές των επιλύσεων με τις ως άνω μεθόδους ήταν απολύτως αναμενόμενες. Η απλοποιημένη φασματική μέθοδος οδηγεί σε δυσμενέστερα αποτελέσματα, καθώς βασίζεται στον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης με τη βοήθεια ισοδύναμων σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες εφαρμόζονται στην κατασκευή ως στατικά φορτία. Έτσι για κάθε κύρια διεύθυνση του κτηρίου το συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων (τέμνουσα βάρης) υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_o = M \cdot \Phi_d(T),$$

όπου:

M: συνολική ταλαντούμενη μάζα

$\Phi_d(T)$: τιμή φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού

T: θεμελιώδης ασύζευκτη ιδιοπερίοδος μεταφορικής ταλάντωσης κατά τη θεωρούμενη κύρια διεύθυνση του κτηρίου

Όμως, η ως άνω σχέση είναι συντηρητική για δύο λόγους :

1. Η πραγματική δρώσα μάζα της θεμελιώδους ιδιομορφής είναι πάντοτε μικρότερη από τη M
2. Η συζευγμένη ιδιοπερίοδος είναι πάντοτε μεγαλύτερη από την ασύζευκτη T, οπότε η φασματική επιτάχυνση $\Phi_d(T)$ προκύπτει μεγαλύτερη η ίση προς την πραγματική του συζευγμένου συστήματος

Επιπρόσθετα, ελέγχθηκε ότι και για τις δύο διευθύνσεις και σε όλους τους ορόφους οι επιρροές 2^{ης} τάξης επιτρέπεται να αγνοηθούν. Για λόγους πληρότητας, όμως, πραγματοποιήθηκε και η ανάλυση με γεωμετρική μη γραμμικότητα. Γενικότερα, οι διατομές στην περίπτωση που γίνει ανάλυση Π-Δέλτα προκύπτουν λίγο δυσμενέστερες (κατά 6% κατά μέσο όρο) με τις μεγαλύτερες μεταβολές να παρατηρούνται στην οροφή του ορόφου. Αναλυτικότερα, στο επίπεδο BOTTOM 11,21 οι διατομές, κατά μέσο όρο δε μεταβάλλουν το συντελεστή εκμετάλλευσης τους (δηλαδή ίδιο ποσοστό προκύπτει ευμενέστερο με αυτό που προκύπτει δυσμενέστερο), στο επίπεδο TOP 16,9 αυξάνεται κατά 12% και τέλος, στα υποστυλώματα κατά 2%. Αυτό δεν είναι γενικό, καθώς κάποιες διατομές προκύπτουν ευμενέστερες. Μία δοκός, μάλιστα, στο επίπεδο BOTTOM 11,21 προκύπτει ευμενέστερη κατά 55%.

Επιπλέον, το συμπέρασμα που βγήκε από τη μελέτη των συνδέσεων είναι ότι επειδή όλες οι διατομές των δοκών και των υποστυλωμάτων είναι κοίλες, η σύνδεση

διατομών απ'ευθείς με κοχλίες είναι δύσκολη. Για αυτό, η σύνδεση κύριας δοκού- δευτερεύουσας δοκού γίνεται με συγκόλληση, ενώ για τη σύνδεση δοκού- υποστυλώματος, το υποστύλωμα έρχεται συνδεδεμένο συγκολλητά με μία βραχεία δοκό και πραγματοποιείται αποκατάσταση συνέχειας δοκού- βραχέως δοκού. Μάλιστα, τοποθετείται λάμα έτσι ώστε να επιτύχουμε την πλήρη πάκτωση. Η έρδωση υποστυλώματος γίνεται με 4 αγκύρια M24, καθώς έχουμε αρθρωτή έδραση. Επίσης, η αποκατάσταση συνέχειας δοκού γίνεται με συγκόλληση λεπίδας. Ακόμα, η σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας- υποστυλώματος γίνεται με ικανοτικούς περιορισμούς.

Τέλος, από τη χρησιμοποίηση του λογισμικού προγράμματος Etabs, προσφέρθηκε η εκπαίδευση και η εμπάθυνση στη φιλοσοφία του σχεδιασμού και της ανάλυσης ενός μεταλλικού κτιρίου βάσει των αναγκών λειτουργίας του. Η εισαγωγή των μελών του φορέα στο πρόγραμμα και η προσομοίωση των στοιχείων αυτών έτσι ώστε να ανταποκρίνεται κατά το δυνατόν στην πραγματική υπόσταση του έργου, έδωσε τη δυνατότητα μιας πρακτικής εφαρμογής των θεωρητικών γνώσεων που έλαβα κατά τη διάρκεια των σπουδών μου στη σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.

Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι, Ιωαννίδης Γ. 2005. Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων. Αθήνα: Εκδόσεις Κλειδάριθμος.
2. Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι, Ιωαννίδης Γ. 2004. Σιδηρές κατασκευές–Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ. Αθήνα: Εκδόσεις Κλειδάριθμος.
3. Βάγιας Ι. 2006. Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, εκδ. 2η. Αθήνα: Εκδόσεις Κλειδάριθμος.
4. Βάγιας Ι. 2003. Σιδηρές κατασκευές-Ανάλυση και διαστασιολόγηση. Αθήνα: Εκδόσεις Κλειδάριθμος.
5. Ερμόπουλος Ι. 2000. Στοιχεία σχεδιασμού μεταλλικών κατασκευών. Αθήνα.
6. Ερμόπουλος Ι. 2005. Ευρωκώδικας 1-Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών & Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής. 2η Έκδοση, Αθήνα: Εκδόσεις Κλειδάριθμος.
7. Εταιρεία Ερευνών Μεταλλικών Έργων (ΕΕΜΕ): Τόμοι πρακτικών Εθνικών Συνεδρίων Σιδηρών Κατασκευών.
8. Καρύδη Π. Γ. 1996. Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας. Αθήνα: Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.
9. Κατσικαδέλης Ι.Θ. 2003. Δυναμική των Κατασκευών. Τόμος ΙΙ. Αθήνα: Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.
10. ΚΤΙΡΙΟ, τεχνικό περιοδικό, Εκδόσεις Επιλογή στη Δόμηση ΕΠΕ
11. ΜΕΤΑΛΛΟΝ, τεχνικό περιοδικό, Εκδόσεις New Genesis
12. Μιχάλτσος Γ, Ελαφρές Μεταλλικές κατασκευές , Β' Έκδοση, Εκδόσεις «Παπασωτηρίου», Αθήνα 2004
13. Ο.Α.Σ.Π-ΣΠΜΕ ,Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ.), Αθήνα 2001.
14. Σπυράκος Κωνσταντίνος. 2004. Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία. Αθήνα: Τεχνικό επιμελητήριο Ελλάδας
15. Chopra A. 2007. Δυναμική των κατασκευών-Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική. 3η Έκδοση. Εκδόσεις Μ Γκιούρδας.
16. 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.
17. CSI Hellas. Εγχειρίδια Προγραμματος Etabs
18. EN1993-1-1, Eurocode1: Actions on structures, Part 1-1: General actions-Densities, self weight, imposed loads for buildings, CEN, April 2002
19. EN1993-1-1, Eurocode3: Design of steel structures, Part1-1:General structural rules, CEN, Brussels,2002
20. EN 1994-1-1, Eurocode4: Design of composite steel and concrete structures Part 1-1: General rules and rules for buildings., CEN, January 2002
21. EN1998-1, Eurocode8: Design of structures for earthquake resistance-Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, CEN, December 2004
22. Trahair N.S., Bradford M.A., Nethercot D.A., Gardner L., The Behaviour and Design of Steel Structures to EC3

