

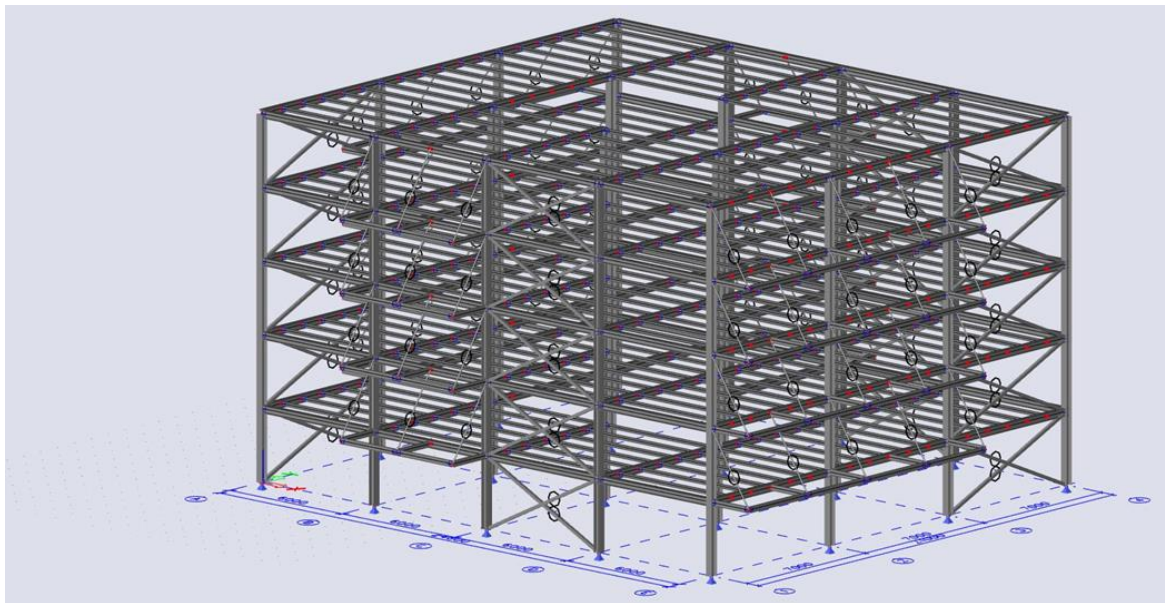


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

**ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΠΟΛΥΩΡΟΦΟΥ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ
ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ**



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΝΔΡΕΑΣ Γ. ΚΟΥΤΣΟΥΚΟΣ

Επιβλέπων: Πάυλος Θανόπουλος

Αθήνα, Νοέμβριος 2021

ΕΜΚ ΔΕ 2021 27

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΠΟΛΥΩΡΟΦΟΥ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Κουτσούκος Α.Γ. (2021)

Σχεδιασμός πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου με συνδέσμους δυσκαμψίας

Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2021 27

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Koytsoykos A.G. (2021)

Design of a multi-storey building with concentrically braced frames

Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2021 27

Institute of steel structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

1	Είσαγωγή και ανάλυση δομικού συστήματος.....	10
1.1	Είσαγωγή - Περιγραφή φορέα.....	10
1.2	Δομικό σύστημα.....	12
1.2.1	Υποστυλώματα.....	12
1.2.2	Πλάκα.....	12
1.2.3	Δοκοί.....	13
1.2.4	Εξώστες.....	15
1.2.5	Χιαστί κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	15
2	Φορτία σχεδιασμού.....	17
2.1	Είσαγωγή.....	17
2.1.1	Δράσεις.....	17
2.2	Μόνιμα φορτία.....	18
2.3	Κινητά φορτία.....	18
2.4	Χιόνι.....	20
2.5	Άνεμος.....	22
2.5.1	Κανονιστικές διατάξεις υπολογισμού φορτίου ανέμου.....	23
2.5.2	Υπολογισμός φορτίου ανέμου.....	29
2.6	Σεισμικές δράσεις.....	31
2.6.1	Γενικά.....	31
2.6.2	Συντελεστής συμπεριφοράς q.....	34
2.7	Συνδυασμοί φορτίσεων.....	37
2.7.1	Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ).....	37
2.7.2	Οριακή Κατάσταση Λειτουργίας (ΟΚΛ).....	38
3	Ανάλυση.....	41
3.1	Παραμορφώσεις φορέα (Περιβάλλουσα συνδυασμών αστοχίας ΟΚΑ).....	41
3.2	Σεισμός.....	44
3.3	Εντατική μεγέθη φορέα.....	48
3.4	Εξώστες.....	50
4	Διαστασιολόγηση.....	54
4.1	Κατηγορίες διατομών.....	54
4.2	Αποτελέσματα ανα κατηγορία διατομής.....	59
4.3	Διαστασιολόγηση υποστυλώματος.....	60
4.4	Διαστασιολόγηση Κύριας Δοκού.....	64
5.	Συνδέσεις.....	77
5.1	Σύνδεση υποστυλωμάτων HEB 300 με δοκούς.....	77
5.2	Σύνδεση δοκού σε ισχυρό άξονα υποστυλώματος.....	78
5.3	Σύνδεση δοκού σε ασθενή άξονα υποστυλώματος.....	79
5.4	Σύνδεση διαδοκίδας HEA 160 με κύρια δοκό HEB 300.....	80
5.5	Σύνδεση συνδέσμων δυσκαμψίας με κύρια δοκό HEB 300 και υποστυλώμα HEB300.....	81
5.6	Σύνδεση ροπής δοκού προβόλου με δοκούς κυρίως κτιρίου.....	83
5.7	Έδραση υποστυλωμάτων.....	85
6.	Συμπεράσματα.....	87

Σχεδιασμός πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου με συνδέσμους δυσκαμψίας

Κουτσούκος Α.Γ (Επιβλέπων: Θανόπουλος Π.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας αρχικά είναι η καλύτερη αντίληψη του γνωστικού αντικειμένου των μεταλλικών κατασκευών. Αυτό επιτυγχάνεται με την στατική μελέτη ενός πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου που αναλαμβάνει όλα τα οριζόντια φορτία με οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας.

Η μελέτη του κτιρίου έγινε με τη βοήθεια της εκπαιδευτικής έκδοσης του υπολογιστικού προγράμματος Scia 21 αλλά της αντιστοιχης έκδοσης του προγράμματος IDEA StatiCa. Επίσης έχουν ακολουθηθεί όλα οι ισχύοντες Ευρωπαϊκοί κανονισμοί που αφορούν τέτοιου είδους κατασκευές και αυτοί είναι Ευρωκώδικες 1, 3,4,8.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2021 27

Design of a multi-storey building with concentrically braced frames

Koytsoykos A.G. (supervised by Thanopoulos P.)

Abstract

The basic objective of this dissertation was the better understanding of steel structures. This was achieved by the structural design of a multi-storey steel building that resists all horizontal loads with concentric braces.

The design of the building was performed with the educational version of the structural software Scia 21, as well as the corresponding version of the program Idea StatiCa. In addition, all the current European regulations concerning such structures, namely Eurocodes 1, 3, 4 and 8 were implemented.

Ευχαριστίες

Ολοκληρώνοντας την διπλωματική μου εργασία, ολοκληρώνω και τις προπτυχιακές μου σπουδές στο Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου το οποίο αποτελεί έναν από τους μεγαλύτερους στόχους αφού είμαι ήδη απόφοιτος του τμήματος Πολιτικών Μηχανικών της ΑΣΠΑΙΤΕ. Να ευχαριστήσω την μητέρα μου που από μικρό παιδί πάντα με ωθούσε να τελειώσω το τμήμα των Πολιτικών Μηχανικών του ΕΜΠ μιας και είναι συνάδελφος και γνωρίζει την αξία του Πολυτεχνείου, την κοπέλα μου που μου στάθηκε και με στήριξε σε αυτή την προσπάθεια. Όμως αφιερώνω την συγκεκριμένη εργασία αλλά και το δίπλωμα μου στον πατέρα μου..

Τέλος να ευχαριστήσω τον Κο Θανόπουλο, Λέκτορα του Τομέα Δομοστατικής, για την συνολική επιστημονική βοήθεια και επίβλεψη κατά την διάρκεια εκπόνησης της παρούσας εργασίας

1 Είσαγωγή και ανάλυση δομικού συστήματος.

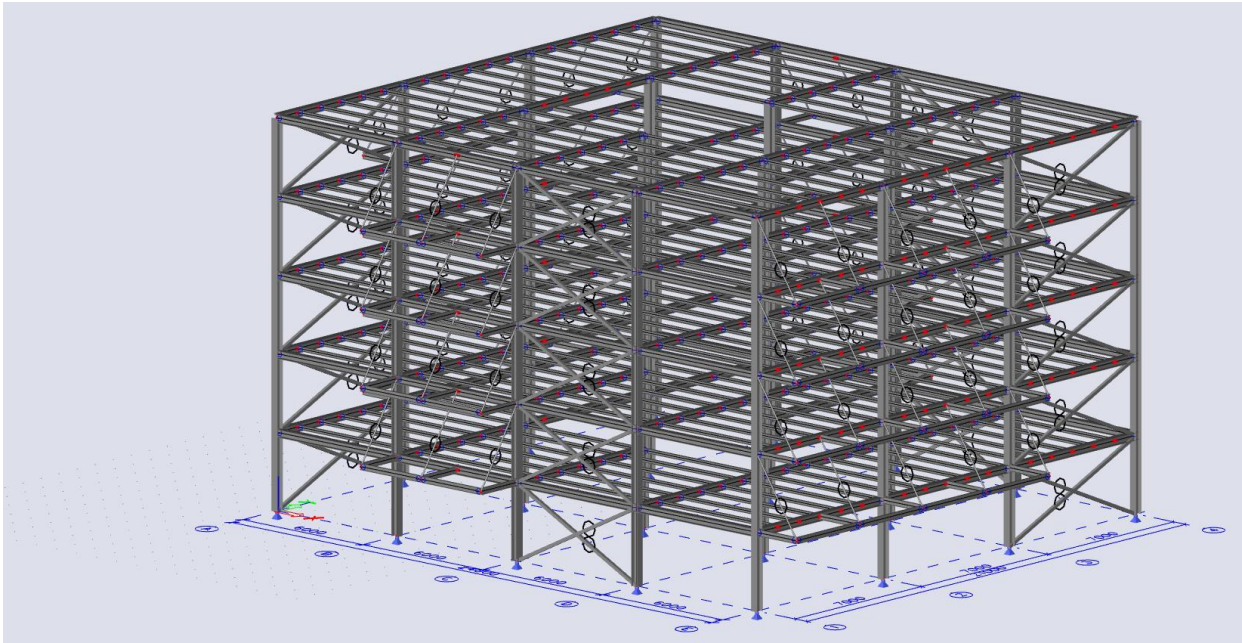
1.1 Εισαγωγή - Περιγραφή φορέα

Την τελευταία δεκαετία παρατηρείται ότι τα μεταλλικά κτίρια αρχίζουν να καταλαμβάνουν μεγαλύτερο μερίδιο στις εγχώριες συμβατικές κατασκευές και επομένως παίρνουν όλο και περισσότερο έδαφος έναντι των μέχρι πρότινος κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Ο κυριότερος και σημαντικότερος λόγος οφείλεται στην γρήγορη κατασκευή τους αλλά και στην αντισεισμική θωράκιση που προσφέρουν.

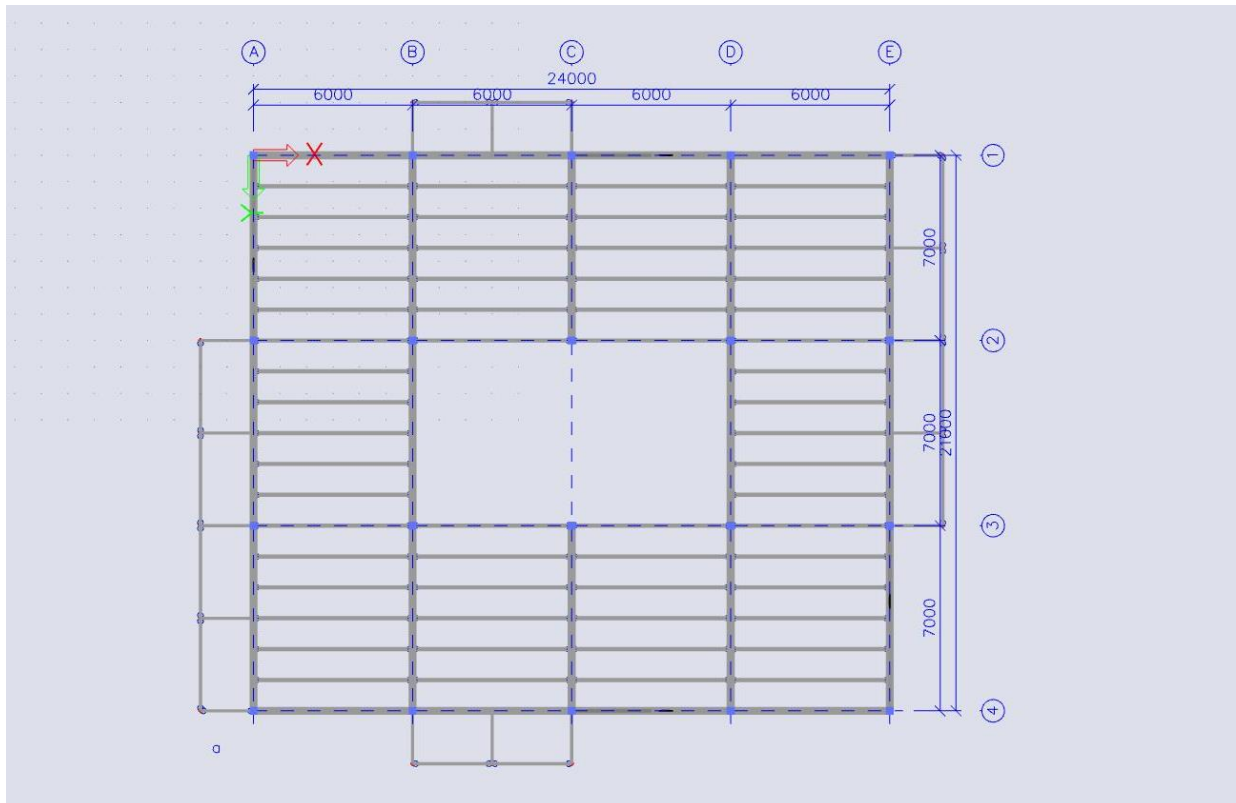
Όσο αφορά την παρούσα εργασία και τον φορέα μελέτης, πρόκειται για μία τετραώροφη (4) όροφη κατασκευή συνολικής κάτοψης 504 m². Η κάτοψη είναι τετραγωνική και αποτελείται από τρία ανοίγματα μήκους 7.0 m στην μία οριζόντια διεύθυνση (κατά Y) και 4 ανοίγματα μήκους 6.0 m στην άλλη οριζόντια διεύθυνση (κατά X). Εσωτερικά της κατασκευής δημιουργείται αίθριο 84 m² και είναι από 2 φατώματα των 6.0 m και 1 φάτνωμα των 7.0 m. Στην περίμετρο γίνονται εξώστες με μέγιστο μήκος 2.0 m. Στις παρακάτω εικόνες δίνεται 3d απεικόνιση αλλά και κάτοψη του τυπικού ορόφου

Δημιουργείται κάρναβος με 4*3 φατώματα όπου στις τομές των αξόνων τοποθετείται μεταλλικό υποσύλωμα. Ο όροφος είναι τυπικός και επαναλαμβάνεται καθ' ύψος. Το ύψος του τυπικού ορόφου είναι 3.0 m. Τα συνολικά μήκη που καλύπτει το κτίριο είναι 24m κατά τον άξονα X και 21m κατά τον Y. Όπως προαναφέρθηκε στο εσωτερικό του κτιρίου θα κατασκευαστεί ένα αίθριο με 12m κατά X και 7m κατά Y, το αίθριο είναι τοποθετημένο ακριβώς στο κέντρο του κτιρίου όπως φαίνεται στις απεικονίσεις του φορέα στα σχήματα 1.1 και 1.2. Το κτίριο είναι αμιγώς μεταλλικό και σχεδιασμένο να κατασκευαστεί από δομικό χάλυβα με εξαίρεση τις πλάκες των δαπέδων της κατασκευή που θα είναι σύμμικτες από σκυρόδεμα με σκοπό να κερδίσουμε στην κατασκευή μας την αντοχή του σκυροδέματος σε θλίψη. Η ποιότητα των υλικών που θα χρησιμοποιηθούν είναι S275 για τον χάλυβα και C30/37 για το σκυρόδεμα.

Στην κάτοψη της 1.2 φαίνονται οι κύριοι δοκοί σε όλους τους άξονες κατά Y και η διαδοκίδωση που γίνεται ανά φάτνωμα. Επίσης δημιουργούνται εξώστες και στις δύο κατευθύνσεις του κτηρίου με μήκος 2m. Η στήριξη τους γίνεται με προβολικούς δοκούς αλλά και με ελκυστήρες που λειτουργούν σαν στήριξη αλλά και μειώνουν όσο το δυνατόν τις παραμορφώσεις του προβόλου.



Σχήμα 1.1: 3d απεικόνιση στατικού φορέα



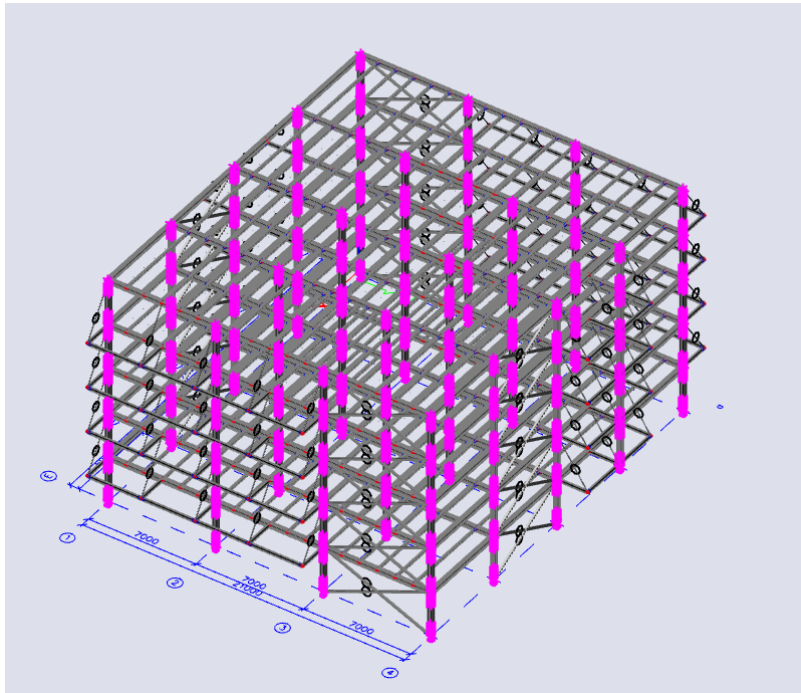
Σχήμα 1.2: κάτοψη στατικού φορέα

1.2 Δομικό σύστημα

1.2.1 Υποστυλώματα

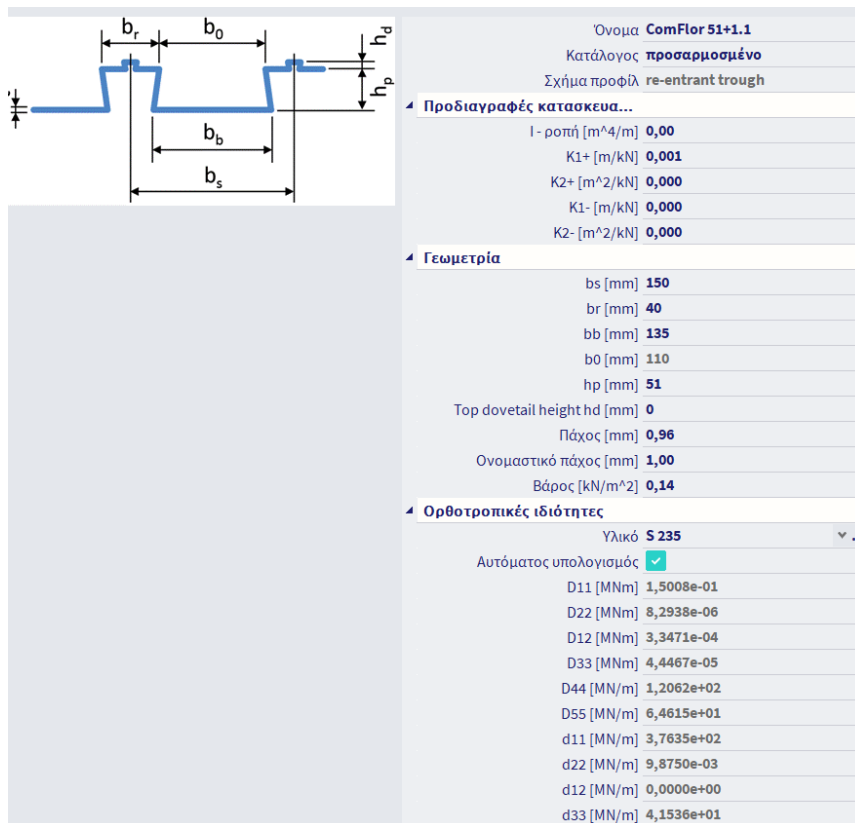
Η κατασκευή αποτελείται από μεταλλικά υποστυλώματα διατομής HEB 300. Οι συνδέσεις με τα δοκάρια είναι αρθρωτές και τα υποστυλώματα δεν φέρουν ροπές αλλά μόνο αξονικά φορτία. Άρθρωση είναι και η έδραση του υποστυλώματος. Η μεταφορά των φορτίων στις διαδοκίδες και μετέπειτα στα υπόλοιπα δομικά στοιχεία γίνεται μέσω πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος που εξασφαλίζει σύμμικτη δράση με την μεταλλική κατασκευή

Σχήμα 1.3: απεικόνιση των υποστυλωμάτων του μοντέλου



1.2.2 Πλάκα

Το πάχος της πλάκας είναι 15 cm και το χαλυβδόφυλλο που χρησιμοποιείται είναι ComFlor 51 , οι μηχανικές ιδιότητες καθώς και η γεωμετρία του φαίνεται στο Σχήμα 1.4. Η επιφάνεια της λαμαρίνας δεν είναι λεία και με αυτό τον τρόπο επιτυγχάνεται όσο τον δυνατόν καλύτερη ισορροπία μεταξύ βάρους και μηχανικών ιδιοτήτων.



Σχήμα 1.4: πλάκα από χαλυβδόφυλλο ComFlor 51

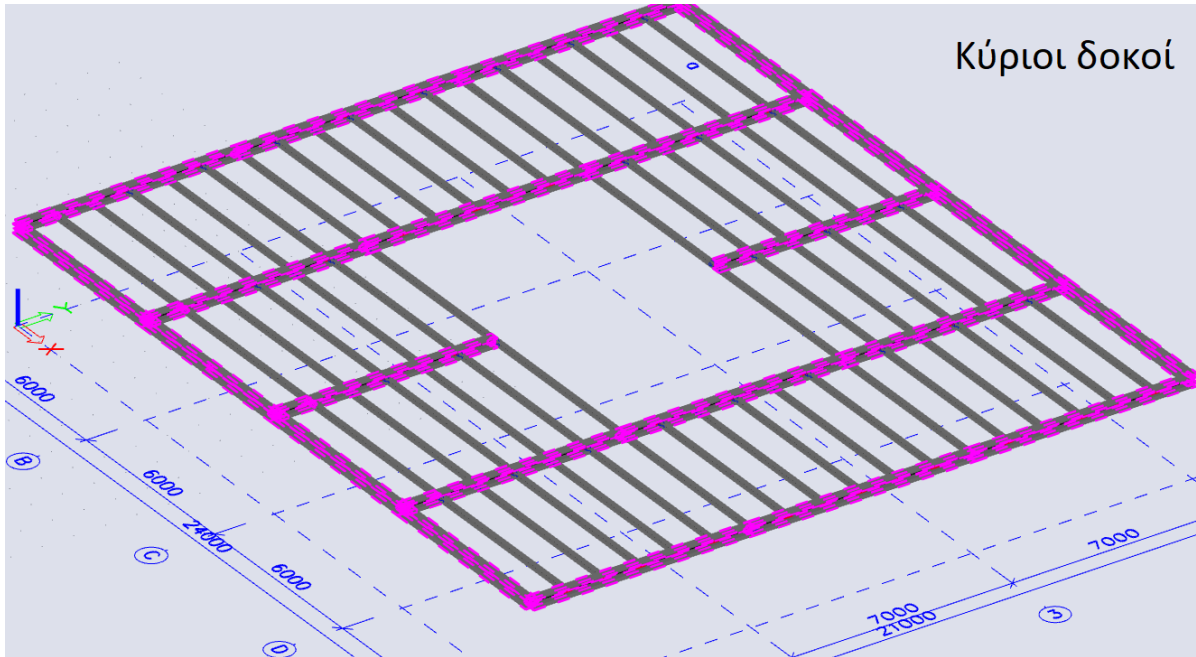
Όπως προαναφέρθηκε η πλάκα θα είναι σύμμικτη και αυτό γίνεται για να επωφεληθούμε από τα πλεονεκτήματα της σύμμικτης λειτουργίας κάποια από αυτά είναι τα παρακάτω:

1. Μεγαλύτερες μηχανικές ιδιότητες των μεταλλικών δοκών λόγω συνεργασίας σκυροδέματος-χάλυβα.
2. Χρήση του σκυροδέματος για την παραλαβή θλίψης. Σε κατασκευές που δεν χρησιμοποιείται πλάκα σκυροδέματος και δεν υπάρχει σύμμικτή λειτουργία τότε αναλαμβάνει εξ ολοκλήρου η μεταλλική διατομή την κάμψη και επομένως και την θλίψη.
3. Μη χρήση ικριωμάτων κατά την σκυροδέτηση. Μπορεί υπολογιστεί το νωπό σκυρόδεμα σαν φορτίο και αρχικά να αναλάβει εξ ολοκλήρου το φορτίο σκυροδέτησης η μεταλλική δοκός.
4. Επιτυγχάνεται πλευρική εξασφάλιση και αποφυγή πλευρικών αστοχιών (στρεμπτικός λυγισμός)
5. Επιτυγχάνεται διαφραγματική λειτουργία των επιπέδων
6. Αποφεύγεται η χρήση οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας που χρησιμοποιούνται για την αποφυγή στεπτικών και γενικά μετακινήσεων της πλάκας.

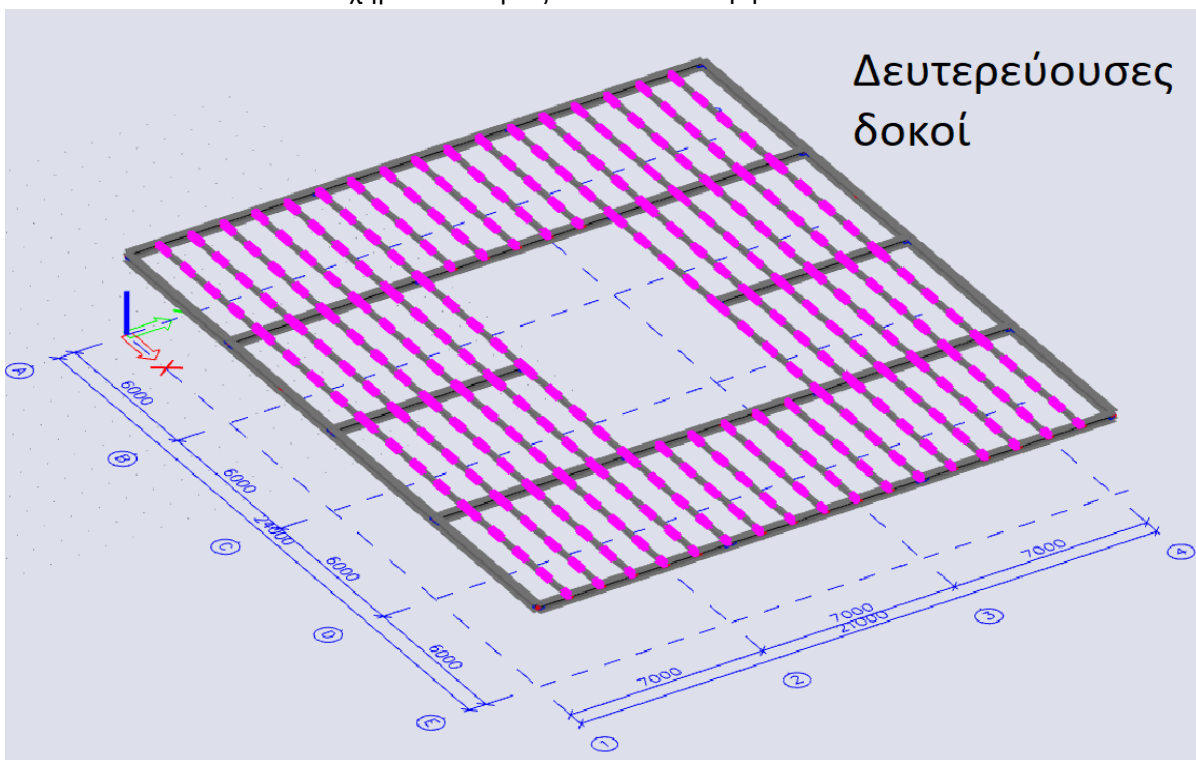
1.2.3 Δοκοί

Η διαδοκίδωση του ορόφου αποτελείται από τις κύριες δοκούς και τις δευτερεύουσες (διαδοκίδες). Οι κύριες δοκοί είναι διατομές HEB 300 και είναι τοποθετημένες παράλληλα στην μικρή διάσταση της κάτοψης (3*7.0=21 m). Συνδέονται αρθρωτά με τα υποστυλώματα. Οι διαδοκίδες συνδέονται και αυτές αρθρωτά με τις κυρίες δοκούς και είναι HEA 160. Σε κάθε φάτνωμα του σχεδιαστικού καννάβου δημιουργούνται 6 ισαπέχουσες αποστάσεις μεταξύ των διαδοκίδων. Με την σύμμικτη λειτουργία και με την τοποθέτηση των «λουκιών» της μεταλλικής λαμαρίνας εγκάρσια στις μεταλλικές διαδοκίδες, αρχικά μεταφέρονται τα φορτία

της κατασκευής από την επιφάνεια του ορόφου στις διαδοκίδες και μετέπειτα στις κύριες δοκούς. Τέλος απο εκεί μεταφέρονται τα φορτία στα υποστυλώματα που με την σειρά τους μεταφέρουν τα φορτία στην θεμελίωση. Για την παραλαβή των οριζόντιων φορτίσεων (σεισμός, άνεμος) τοποθετούνται διατομές μορφής κοιλοδοκών διαφορετικής γεωμετρίας ανάλογα με τις απαιτήσεις. Οι εξώστες είναι από διατομές IPE 240. Η σύνδεση τους γίνεται με σύνδεση ροπής με τα περιμετρικά κύρια δοκάρια του κτιρίου αλλά και με την χρήση ελκυστήρων. Οι ελκυστήρες είναι κυκλικές κοίλες διατομές που αναλαμβάνουν μόνο αξονικό φορτίο.



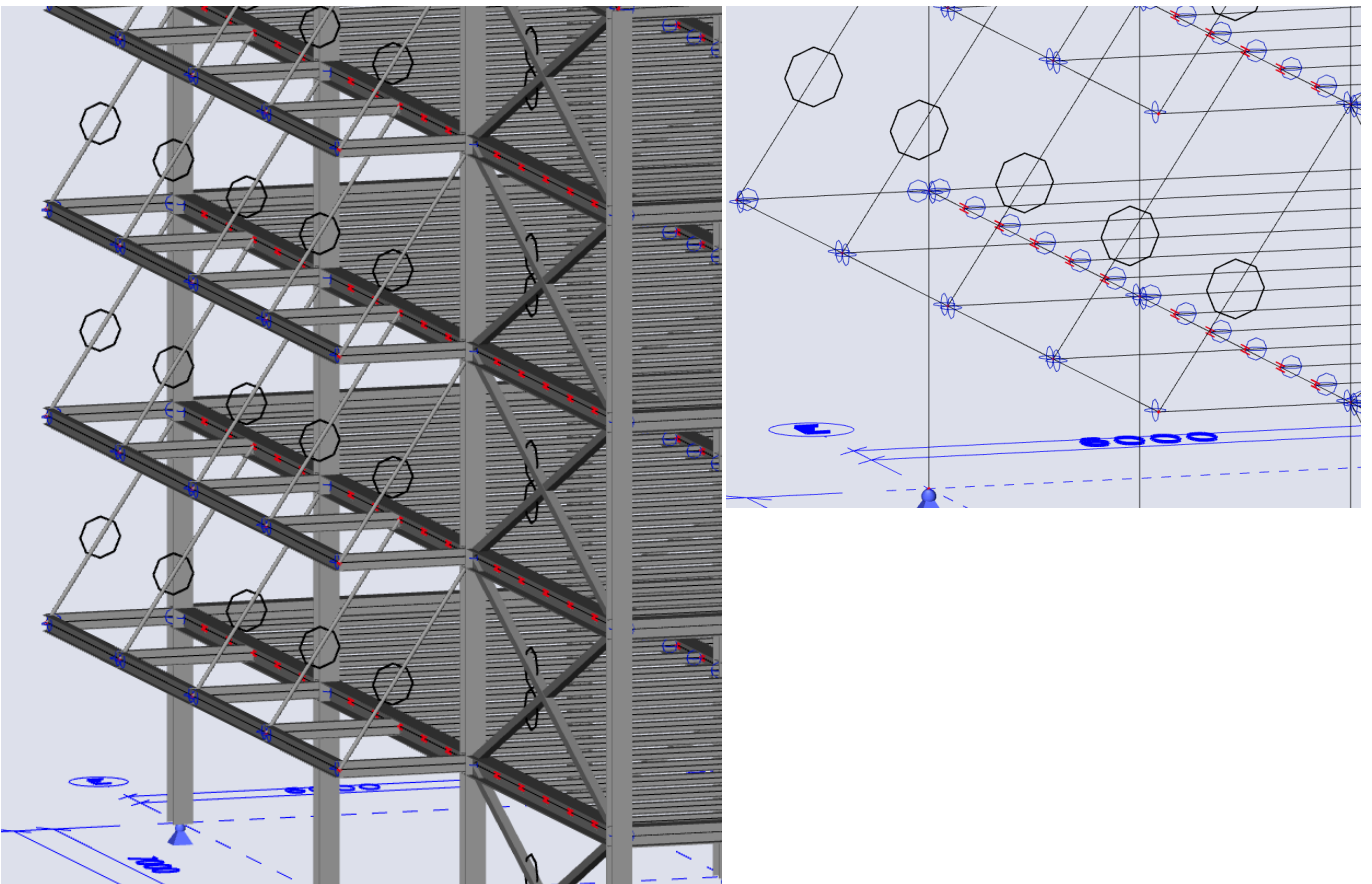
Σχήμα 1.5: Κύριες δοκοί σε κάτοψη



Σχήμα 1.6: Δευτερεύουσες δοκοί σε κάτοψη

1.2.4 Εξώστες

Στην περίμετρο της κατασκευής έχουν τοποθετηθεί εξώστες μήκους 2.0 m. Η διατομή της κύριας δοκού είναι IPE 240. Γίνεται χρήση ελκυστήρα διατομής CHS 60.3*4. Ο τρόπος στήριξης των εξωστών είναι με σύνδεση ροπής της κύριας δοκού του εξώστη με τα υπόλοιπα δομικά στοιχεία της κατασκευής (υποστυλώματα και κυρίους δοκούς). Επίσης υπάρχει στήριξη στην ακμή του προβόλου με ελκυστήρες και ο κύριος σκοπός είναι η παραλαβή αξονικών φορτίων, η μείωση του βέλους κάμψης αλλά και η βοήθεια στην μείωση της ροπής στήριξης της κύριας δοκού.



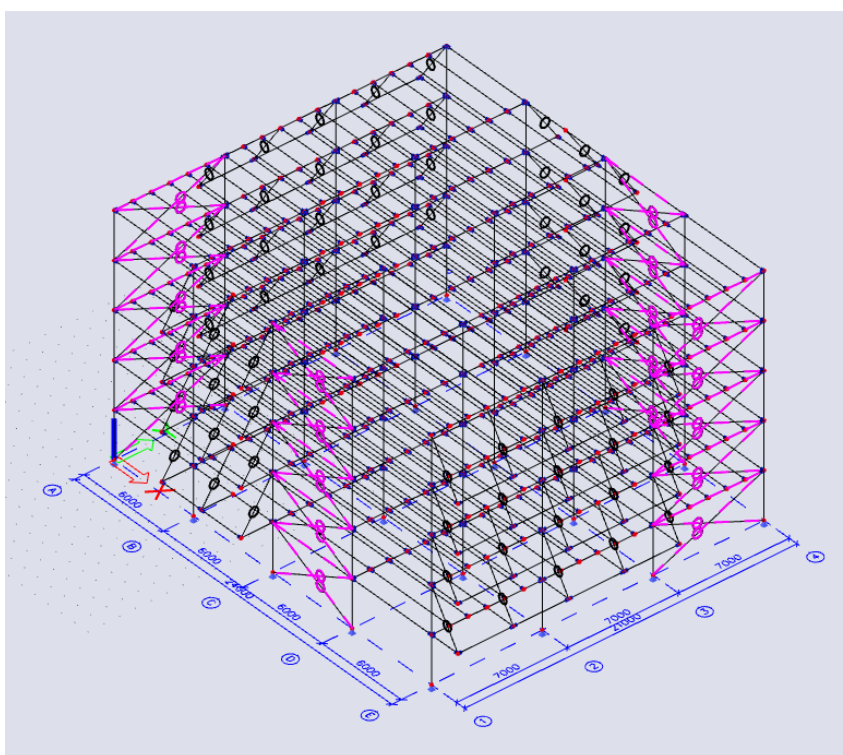
Σχήμα 1.6: Όψη των εξωστών με τους ελκυστήρες

1.2.5 Χιαστί κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Για την παραλαβή των οριζόντιων φορτίων (σεισμικά φορτία, άνεμος) και με γνώμονα ότι όλες οι συνδέσεις δοκών με υποστυλώματα είναι αρθρωτές, γίνεται χρήση κατακόρυφων συνδέσεων δυσκαμψίας. Οι διατομές που χρησιμοποιούνται είναι κοιλοδοκοί τετραγωνικών διαστάσεων (SHS) και η γεωμετρία ποικίλει ανάλογα με τα μεγέθη που αναλαμβάνουν σε

κάθε επίπεδο. Ο σκοπός είναι να παραληφθούν όλες οι οριζόντιες δυνάμεις από τις συγκεκριμένες διατομές μέσω αξονικών φορτίων. Η επιλογή της συγκεκριμένης ομάδας διατομών έγινε επειδή έχουν τις ίδιες μηχανικές ιδιότητες στους δυο κεντροβαρικούς άξονες αλλά και πολύ καλή συμπεριφορά σε παραλαβή αξονικών φορτίων. Τοποθετούνται στην περίμετρο του κτιρίου όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα σε τέσσερα φατνώματα καθ' ύψος, όπου τα δυο εκ των τεσσάρων φατνωμάτων είναι υπεύθυνα για την παραλαβή των οριζόντιων δυνάμεων κατά Χ και τα υπόλοιπα για τις οριζόντιες δυνάμεις κατά Υ. Γενικά οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας χρησιμοποιούνται για τους παρακάτω λόγους :

1. Παραλαβή σεισμικών φορτίων και φορτίων ανέμου
2. Ομοιόμορφος σχεδιασμός συνδέσμων σε όλα τα επίπεδα του κτιρίου, ώστε να αποφευχθεί τυχόν επιπλέον φορτίσεις από την εκκεντρότητα που θα έχει η εφαρμογή του σεισμικού φορτίου με το κέντρο μάζας της κατασκευής.
3. Να μοιράζεται το εμβαδόν και η δυσκαμψία των διατομών καθ' ύψος ανάλογα τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την ανάλυση της κατασκευής, ώστε οι διατομές να λειτουργούν όσο το δυνατόν στα ίδια ποσοστά και με αυτό τον τρόπο να επιτυγχάνεται ομοιομορφία στην πλαστιμότητα της κατασκευής.
4. Να αποφεύγεται το κτίριο να είναι στρεπτικά ευαίσθητο. Αυτό επιτυγχάνεται με την τοποθέτηση χιαστί συνδέσμων στην περίμετρο.
5. Προτείνεται να χρησιμοποιούνται διατομές με «φτωχή» απόκριση στον λυγισμό, ώστε να μην παρεμποδίζουν τον εφελκυσμό όταν αυτό απαιτείται.



Σχήμα 1.7: Όψη κτιρίου με απεικόνιση χιαστών

2 Φορτία σχεδιασμού

2.1 Εισαγωγή

Στο EN 1990, αναλύονται οι αρχές και οι απαιτήσεις για την επίτευξη της ασφάλειας, της λειτουργικότητας και της ανθεκτικότητας των κατασκευών, βάσει της θεωρίας των οριακών καταστάσεων και της μεθόδου των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας.

Για την σωστή ανάλυση και διαστασιολόγηση νέων κατασκευών, θα πρέπει να χρησιμοποιείται, το Πρότυπο αυτό σε συνδυασμό με τους υπόλοιπους Ευρωκώδικες και ταυτόχρονα λαμβάνοντας υπόψη τα αντίστοιχα Εθνικά Προσαρτήματα στα οποία προσδιορίζονται, σε εθνικό επίπεδο, χαρακτηριστικά στοιχεία και παράμετροι. Οι κατασκευές που σχεδιάζονται βάσει των Ευρωκωδίκων θα πρέπει, καθ' όλη την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής τους, να παραμένουν κατάλληλες για την χρήση για την οποία προορίζονται και ταυτόχρονα πρέπει να μπορούν να παραλαμβάνουν όλες τις δράσεις που πιθανόν να ασκηθούν κατά την διάρκεια της ανέγερσης και της χρήσης τους.

Ακόμα, θα πρέπει να ελαχιστοποιηθεί η πιθανότητα να υποστούν δυσανάλογα μεγάλες βλάβες και αυτό επιτυγχάνεται με τη χρήση των καταστάσεων σχεδιασμού, οι οποίες είναι καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές ή τυχηματικές ή καταστάσεις σεισμού.

2.1.1 Δράσεις

Οι δράσεις ταξινομούνται ανάλογα με:

1. Τον χρόνο
2. την θέση τους
3. και την φύση τους

Οι βασικότερες και συνηθέστερες δράσεις που εισάγονται στις συμβατικές κατασκευές, είναι αυτές με τον χρόνο και αναλύονται σε :

- Μόνιμες δράσεις: Ιδίο βάρος κατασκευής, επικαλύψεις.
- Μεταβλητές δράσεις: ανάλογα την χρήση της κατασκευής μελέτης τα φορτία αλλάζουν όπως αυτά ορίζονται απο τον κανονισμό. Επίσης μεταβλητή δράση θεωρούνται και τα καιρικά φαινόμενα όπως άνεμος και χιόνι.
- Τυχηματικές δράσεις: Σεισμός, κρουστικά δυναμικά φορτία (έκρηξη, σημειακή κρούση)

Η θεμελιώδης αρχή των κανισμών φορτίσεων είναι να επιτευχθεί η επαυξημένη δύναμη σχεδιασμού να είναι μικρότερη απο την απομειωμένη δύναμη αντοχής της εκαστοτε διατομής ελέγχου. Η απομείωση της αντοχής γίνεται διαιρώντας την πραγματική τιμή

αντοχής διατομής με τον συντελεστή γ_m όπου λαμβάνονται τυχόν αποκλίσεις υλικών από τις χαρακτηριστικές τιμές αντοχής.

Οι επαυξημένες τιμές σχεδιασμού προκύπτουν από τους συνδυασμούς οριακής κατάστασης αστοχίας και λειτουργίας που προτείνει ο κανονισμός. Με τους συνδυασμούς αστοχίας γίνεται έλεγχος μέχρι την οριακή κατάσταση αντοχής των διατομών ενώ με τους συνδυασμούς λειτουργίας γίνεται έλεγχος παραμορφώσεων των κατασκευών. Για το συγκεκριμένο κομμάτι γίνεται εκτενέστερη ανάλυση σε παρακάτω κεφάλαιο.

2.2 Μόνιμα φορτία

Τα μόνιμα φορτία της κατασκευής νοείται το ίδιο βάρος της κατασκευής και οι επικαλύψεις. Ιδίο βάρος είναι το βάρος όλων των δομικών στοιχείων από δομικό χάλυβα αλλά και το βάρος των πλακών σκυροδέματος.

- Ιδίο Βάρος χάλυβα: Ειδικό βάρος (78.5 kN/m^3) * Εμβαδόν διατομής /m, δίνει το γραμμικό ομοιόμορφο φορτίο στις δοκούς
- Ιδίο βάρος σκυροδέματος: Ειδικό βάρος σκυροδέματος (25 ή 26 kN/m^3) * ύψος πλάκας, δίνει την κατανεμημένη επιφανειακή δύναμη πάνω στην πλάκα.

Η τιμή του ειδικού βάρους σκυροδέματος έχει το εύρος μεταξύ $25-26 \text{ kN/m}^3$ και εξαρτάται στις δύο φάσεις του υλικού (νωπό και σκληρό σκυρόδεμα), ώστε να μπορεί να γίνει έλεγχος του φορέα και κατά την εργοταξιακή κατασκευή που το σκυρόδεμα δρά μονο σαν φορτίο και δεν συνησφέρει σαν δομικό υλικό. Λόγω ακανόνιστης γεωμετρίας του καλουπιού της πλάκας (αυτό τον ρόλο αναλαμβάνει η λαμαρίνα) το στατικό ύψος προκύπτει από το ισοδύναμο στατικό ύψος της πλάκας που για την περίπτωση της συγκεκριμένης μελέτης έχει υπολογιστεί 12.15 cm . Η γεωμετρία της πλάκας απεικονίζεται στο Σχήμα 1.4: πλάκα από χαλυβδόφυλλο ComFlor 51 και το επιπλέον βάρος λόγω χαλυβδόφυλλου είναι 0.14 kN/m^2

Το φορτίο επικαλύψεων που έχει υπολογιστεί είναι 1.00 kN/m^2 και περιλαμβάνει τις δαπεδοστρώσεις, τυχόν ηλεκτρομηχανολογικό εξοπλισμό και γείνια όλα τα τελικά υλικά επίστρωσης ώστε ο χώρος να είναι άμεσα λειτουργικός.

2.3 Κινητά φορτία

Στην κατηγορία αυτή εντάσσονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτηρίου και προέρχονται από τη παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων, αποθηκευμένων αγαθών κτλ. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών, δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους, γι' αυτό και προσδιορίζονται στατιστικά, οι δε τιμές εφαρμογής τους (χαρακτηριστικές τιμές) δίνονται από τους κανονισμούς.

Οι μεταβλητές δράσεις θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι ενδεχόμενες φορτικές καταστάσεις και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους.

Όταν έχουμε όμως περισσότερες από μία μεταβλητές δράσεις, επειδή η πιθανότητα ταυτόχρονης φόρτισης του φορέα με τις επιβαλλόμενες δράσεις είναι σχετικά μικρή, οι κανονισμοί προβλέπουν κάποια ποσοστά απομείωσής τους σε συγκεκριμένες περιπτώσεις.

Τα επιβαλλόμενα φορτία μπορεί να είναι συγκεντρωμένα (Qκ) ή κατανομημένα (qκ) και ανάλογα με τη κατηγορία χρήσης του κτηρίου (Πίνακας Π2.1) παίρνουν τιμές καθορισμένες από τον κανονισμό που φαίνονται στον πίνακα Π2.2.

Πίνακας 2.1: Κατηγορίες χρήσης επιφανειών κτιρίων (Ερμόπουλος)

Πιν. 2.1 Κατηγορίες χρήσης επιφανειών κτιρίων		
Κατηγορία	Ειδική χρήση	Παράδειγμα
A	Επιφάνειες κατοικιών και παρομοίων δραστηριοτήτων	Δωμάτια σε κτίρια κατοικιών και οικιών, υπνοδωμάτια και θάλαμοι νοσοκομείων, υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία ή οικοτροφεία, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Επιφάνειες γραφείων	
C	Επιφάνειες όπου μπορεί να συγκεντρωθούν άνθρωποι (εκτός των κατηγοριών A, B και D)	<p>C1: Επιφάνειες με τραπέζια κλπ, π.χ. σχολεία, καφενεία, εστιατόρια, τραπεζαρίες, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής.</p> <p>C2: Επιφάνειες με σταθερά καθίσματα, π.χ. εκκλησίες, θέατρα, κινηματογράφοι, αίθουσες συνεδρίων ή διαλέξεων ή συνελεύσεων, αίθουσες αναμονής.</p> <p>C3: Επιφάνειες χωρίς εμπόδια για την κίνηση του κοινού, π.χ. μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, και επιφάνειες προσπέλασης σε δημόσια και κτίρια διοίκησης, ξενοδοχεία, νοσοκομεία, σταθμοί τρένων.</p> <p>C4: Επιφάνειες με πιθανές φυσικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού ή γυμναστικής, θεατρικές σκηνές.</p> <p>C5: Επιφάνειες επιδεικτικές σε συνωστισμό, π.χ. κτίρια δημοσίων θεαμάτων, αίθουσες μουσικής, γυμναστήρια, εξέδρες, τάρτσες και επιφάνειες προσπέλασης, πλατφόρμες τρένων.</p>
D	Επιφάνειες εμπορικών συναλλαγών	<p>D1: Επιφάνειες σε καταστήματα λιανικής πώλησης.</p> <p>D2: Πολυκαταστήματα.</p>

Πίνακας 2.2: Επιβαλλόμενα φορτία βάσει κατηγοριών χρήσης (Ερμόπουλος)

Πιν. 2.2 Επιβαλλόμενα φορτία δαπέδων κτιρίων		
Φορτιζόμενες επιφάνειες	q_k [kN/m²]	Q_k [kN]
Κατηγορία Α - δάπεδα	1,5 έως 2,0 (2,0)	2,0 έως 3,0 (2,0)
- κλίμακες	2,0 έως 4,0 (3,5)	2,0 έως 4,0 (2,0)
- εξώστες	2,5 έως 4,0 (5,0)	2,0 έως 3,0 (3,0)
Κατηγορία Β	2,0 έως 3,0 (ως Α)	1,5 έως 4,5 (ως Α)
Κατηγορία C - C1	2,0 έως 3,0 (3,0)	3,0 έως 4,0 (3,0)
- C2	3,0 έως 4,0 (5,0)	2,5 έως 7,0 (4,0)
- C3	3,0 έως 5,0 (5,0)	4,0 έως 7,0 (4,0)
- C4	4,5 έως 5,0 (5,0)	3,5 έως 7,0 (4,0)
- C5	5,0 έως 7,5 (7,5)	3,5 έως 4,5 (4,5)
Κατηγορία D - D1	4,0 έως 5,0 (5,0)	3,5 έως 7,0 (4,0)
- D2	4,0 έως 5,0 (5,0)	3,5 έως 7,0 (4,0)
Κατηγορία E1	7,5 (7,5)	7,0 (7,0)

Οι συνιστώμενες τιμές του EN 1991 είναι bold.
Στις παρενθέσεις περιέχονται οι προτεινόμενες τιμές του Εθνικού Προσαρτήματος.

Βάσει του παραπάνω πίνακα η κατασκευή μας ανήκει στην Κατηγορία Β και έτσι έχουμε σαν κατανεμημένο ομοιόμορφο φορτίο 2.0-3.0 kN/m² για τις πλάκες και 5.0 kN/m² για του προβόλους της κατασκευής. Τα φορτία που έχουν επιλεγεί για την επίλυση είναι τα δυσμενέστερα δηλαδή τα (2.0 kN/m²) για τις πλάκες. Στην περιοχή των εξωστών και για ην καλύτερη εποπτεία του βέλους κάμψης, που κρίνεται και ο κρισιμότερος έλεγχος στην συγκεκριμένη περιοχή, έχει οριστεί φορτίο σχεδιασμού 5.0 kN/m².

2.4 Χιόνι

Το φορτίο χιονιού προκαλείται από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες. Η ποσότητα που εναποτίθεται σε μια στέγη εξαρτάται τόσο από την κλίση της στέγης όσο και απ' το υψόμετρο και προσανατολισμό του έργου, ενώ η πυκνότητά του χιονιού, μέσω της οποίας υπολογίζεται το φορτίο του, βασίζεται στον βαθμό συμπύκνωσής του στην εκάστοτε θέση. Άλλοι παράγοντες που επηρεάζουν, μπορεί να είναι, ο άνεμος λόγω της ανακατανομής που μπορεί να προκαλέσει, αλλά και οι ανακατανομές που εμφανίζονται εξαιτίας διαφυγών θερμότητας του κτιρίου. Ο υπολογισμός έγινε σύμφωνα με το ευρωπαϊκό πρότυπο EN 1991-1-3, στον οποίο αναγράφονται κατάλληλες παράμετροι και μορφές φόρτισης που πρέπει να ληφθούν υπόψη κατά την ανάλυση.

Το φορτίο χιονιού σε μια στέγη προσδιορίζεται από τις σχέσεις:

$$\text{Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:} \quad s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (2.1)$$

$$\text{Για τυχηματικές καταστάσεις:} \quad s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_{Ad} \quad (2.2)$$

όπου:

μ : ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

s_k : είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

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

Συνιστώμενες τιμές για άλλες συνθήκες είναι:

- Για έκθεση σε ισχυρούς ανέμους $C_e = 0,8$.
- Για κατασκευές προστατευμένες (από κτίρια ή δέντρα) $C_e = 1,2$.

C_t είναι ο 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.

$S_{Ad} = C_{es1} \cdot s_k$ είναι η τιμή σχεδιασμού του φορτίου χιονιού επί του εδάφους (συντελεστής για εξαιρετικά φορτία χιονιού: $C_{es1} = 2, 0$).

Το φορτίο s θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης.

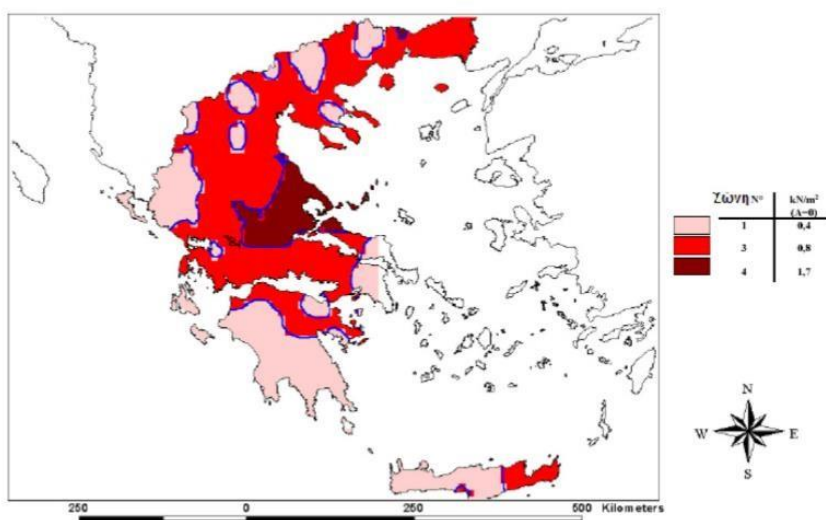
Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης, οι τιμές του s_k για περίοδο επαναφοράς 50 ετών δίνονται στο Παράρτημα C του EN 1991 - Μέρος 1-3.

Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές $s_k, 0$ των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας:

1. Ζώνη Ι ($s_k, 0 = 0,4 \text{ kN/m}^2$): Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας.

2. Ζώνη ΙΙ ($s_k, 0 = 1,7 \text{ kN/m}^2$): Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.

3. Ζώνη ΙΙΙ ($s_k, 0 = 0,8 \text{ kN/m}^2$): Υπόλοιπη χώρα.



Σχήμα 2.2: Γεωγραφική απεικόνιση για χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού

Για τοποθεσίες με υψόμετρο μεγαλύτερο από 1500m πρέπει να γίνει ειδική μελέτη και αξιολόγηση. Περισσότερες πληροφορίες για ειδικές περιπτώσεις στο Εθνικό Προσάρτημα. Η χαρακτηριστική τιμή s_k του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε kN/m^2 συναρτῆσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου (A), για μία συγκεκριμένη τοποθεσία δίνεται απο τη σχέση:

$$s_k = s_{k,0} \times \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right) \quad (2.3)$$

Όπου:

$s_{k,0}$: Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου στη στάθμη της θάλασσας σε kN/m^2

A: Το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από την στάθμη της θάλασσας σε m

Το κτίριο πρόκειται να κατασκευαστεί στον νομό Αττικής σε υψόμετρο 100m, ο οποίος ανήκει στην Ζώνη Ι. Σύμφωνα με τα δεδομένα της μελέτης και την σχέση (2.1) προκύπτει επιφανειακό φορτίο στέγης $0.40 kN/m^2$

2.5 Άνεμος

Ο EN 1991-1-4 (Ευρωκώδικας 1, Μέρος 1-4) παρέχει κανόνες και μεθόδους υπολογισμού των δράσεων λόγω ανέμου σε κτίρια και έργα πολιτικού μηχανικού και στα επιμέρους στοιχεία και προσαρτήματά τους για ύψη μέχρι 200 m.

Οι δράσεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα, παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις τη βασική φόρτιση, ανεξάρτητα από τον τύπο τους (μονώροφα, πολυώροφα κλπ.). 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. Για πολλές όμως κατασκευές (π.χ. σε δύσκαμπτες) η δυναμική αυτή επίδραση είναι μικρή, οπότε τα φορτία του ανέμου μπορεί να θεωρούνται ως στατικά. Σε εύκαμπτες κατασκευές οι δυναμικές επιρροές μπορεί να είναι σημαντικές, οπότε πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυναμική τους συμπεριφορά.

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

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

- Η γεωγραφική θέση της κατασκευής
- Η φυσική θέση της κατασκευής
- Η τοπογραφία
- Οι διαστάσεις των κτιρίων
- Η μέση ταχύτητα του ανέμου
- Το σχήμα της κατασκευής
- Η κλίση της στέγης
- Η διεύθυνση του ανέμου

2.5.1 Κανονιστικές διατάξεις υπολογισμού φορτίου ανέμου

Βασική ταχύτητα ανέμου

$$vb = cdir * cseason * vb,0 \quad (2.4)$$

όπου:

vb: είναι η βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10m πάνω από έδαφος κατηγορίας II

cdir είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (=1,0)

cseason είναι ο συντελεστής εποχής (=1,0)

vb,0 είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου ***Vb,0*** για την Ελλάδα ορίζεται στα 33 m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10 km από την ακτή και στα 27 m/s για την υπόλοιπη χώρα.



Σχήμα 2.3: Χαρακτηρισμός περιοχών ανάλογα την ταχύτητα ανέμου

Πίεση ταχύτητας αιχμής

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

$$q_p(z) = (1 + 7 \cdot I_v(z)) \cdot (1/2) \cdot \rho \cdot v_m(z)^2 = c_e(z) \cdot q_b \quad (2.5)$$

Όπου:

$v_m(z)$: η μέση ταχύτητα του ανέμου σε ύψος z πάνω από το έδαφος

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

ρ : η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, την θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά την διάρκεια ανεμοθύελλας ($\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$)

$c_e(z)$: ο συντελεστής έκθεσης και δίνεται από τη σχέση: $c_e(z) = q_p(z) / q_b$ (2.6)

q_b : η βασική πίεση και δίνεται από τη σχέση: $q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2$ (2.7)

v_b : η βασική ταχύτητα ανέμου,

Μέση ταχύτητα ανέμου $v_m(z)$

Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$, σε ύψος z πάνω από το έδαφος δίνεται από τη σχέση:

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

όπου:

$c_o(z)$ είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης. Για επίπεδο έδαφος λαμβάνεται ίσος με 1,00

$c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας. Υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_0) \text{ για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (2.9)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \text{ για } z \leq z_{\min}$$

όπου:

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας, που δίνεται από τον Πίνακα 2.5

k_r είναι ο συντελεστής εδάφους. Εξαρτάται από το μήκος τραχύτητας z_0 και δίνεται από τη σχέση: $k_r = 0,19 \cdot (z_0/z_{0,II})^{0,07}$ (2.10)

όπου:

z_0 είναι ίσο με 0,05 (κατηγορία εδάφους II, Πίνακας 2.5)

z_{min} είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον Πίνακα 2.5

z_{max} λαμβάνεται ίσο με 200m

z_0, z_{min} εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους (Πίνακας 2.5)

Ένταση στροβιλισμού ανέμου $I_v(z)$

Η ένταση του στροβιλισμού $I_v(z)$ σε ύψος z δίνεται από τη σχέση:

$$I_v(z) = \sigma_v v_m(z) = kI/c_e (z_0)^* \ln(z/z_0) \text{ για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (2.11)$$

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

όπου:

kI είναι ο συντελεστής στροβιλισμού, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1,00

c_0 είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης του εδάφους

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας

Κατηγορία Εδάφους	Z_0 (m)	Z_{min} (m)
Ο Θάλασσα ή παράκτια περιοχή ανοικτής θάλασσας	0,003	1
Ι Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια.	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων.	0.05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση).	0.3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15m.	1,0	10

Πίνακας 2.4: Χαρακτηρισμός περιοχών ανάλογα την ταχύτητα ανέμου

Εξωτερική πίεση w_e

Η εξωτερική πίεση που δέχεται η κατασκευή από τον άνεμο, προκύπτει από την σχέση:

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

όπου:

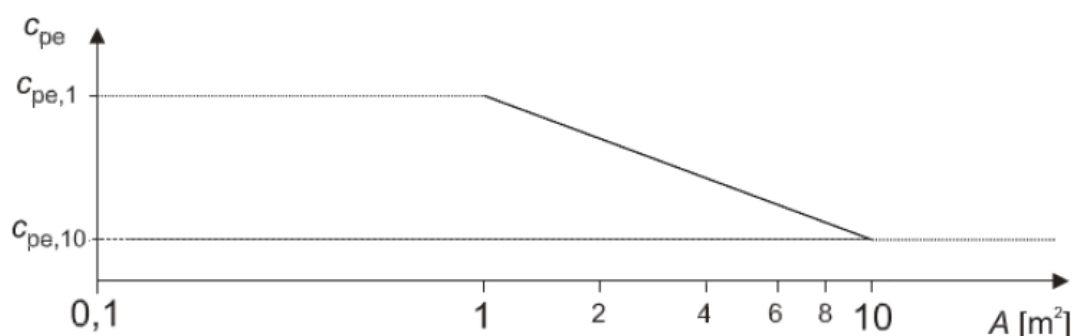
$q_p(z_e)$: η πίεση ταχύτητας αιχμής

z_e : το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση

c_{pe} : ο συντελεστής πίεσης για την εξωτερική πίεση

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} για κτίρια και τμήματα κτιρίων εξαρτώνται από το μέγεθος της φορτιζόμενης επιφάνειας A , η οποία είναι η επιφάνεια της κατασκευής που δημιουργεί τη δράση του ανέμου στο υπολογιζόμενο τμήμα. Στο Σχήμα 3.8 δίνεται η γραφική απεικόνιση της μεταβολής της πίεσης c_{pe} συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας A , το οποίο στηρίζεται στα παρακάτω ενδεχόμενα:

1. $c_{pe} = c_{pe,1}$ για $A \leq 1\text{m}^2$
2. $c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log A$ για $1\text{m}^2 \leq A \leq 10\text{m}^2$
3. $c_{pe} = c_{pe,10}$ για $A \geq 10\text{m}^2$



Σχήμα 2.5: Ύψος αναφοράς, z_e , που εξαρτάται από τα h και b , και την αντιστοιχούσα κατανομή πιέσεων.

Οι τιμές $c_{pe,10}$ και $c_{pe,1}$ χρησιμοποιούνται για τις ορθογώνιες διευθύνσεις ανέμου 0° , 90° , 180° , 270° . Αυτές οι τιμές αντιπροσωπεύουν τις πλέον δυσμενείς τιμές που προκύπτουν σε ένα εύρος της διεύθυνσης του ανέμου $\varphi = \pm 45^\circ$ και από τις δύο πλευρές της αντίστοιχης ορθογώνιας διεύθυνσης.

Ο τελικός υπολογισμός των συντελεστών πίεσης για τους προσήνεμους τοίχους, γίνεται με την χρήση προτεινόμενων τιμών από το ευρωπαϊκό πρότυπο, οι οποίες εξαρτώνται από τον λόγο h/d και κατανέμουν την φόρτιση σε κατάλληλες ζώνες, όπου h το ύψος του κτιρίου και d η πλευρά του κτιρίου παράλληλη στην εκάστοτε διεύθυνση του ανέμου όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.5, 2.6 και στον πίνακα 2.2

Εσωτερική πίεση

Η πίεση του ανέμου που δρα στις εσωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής, w_i , λαμβάνεται από την σχέση:

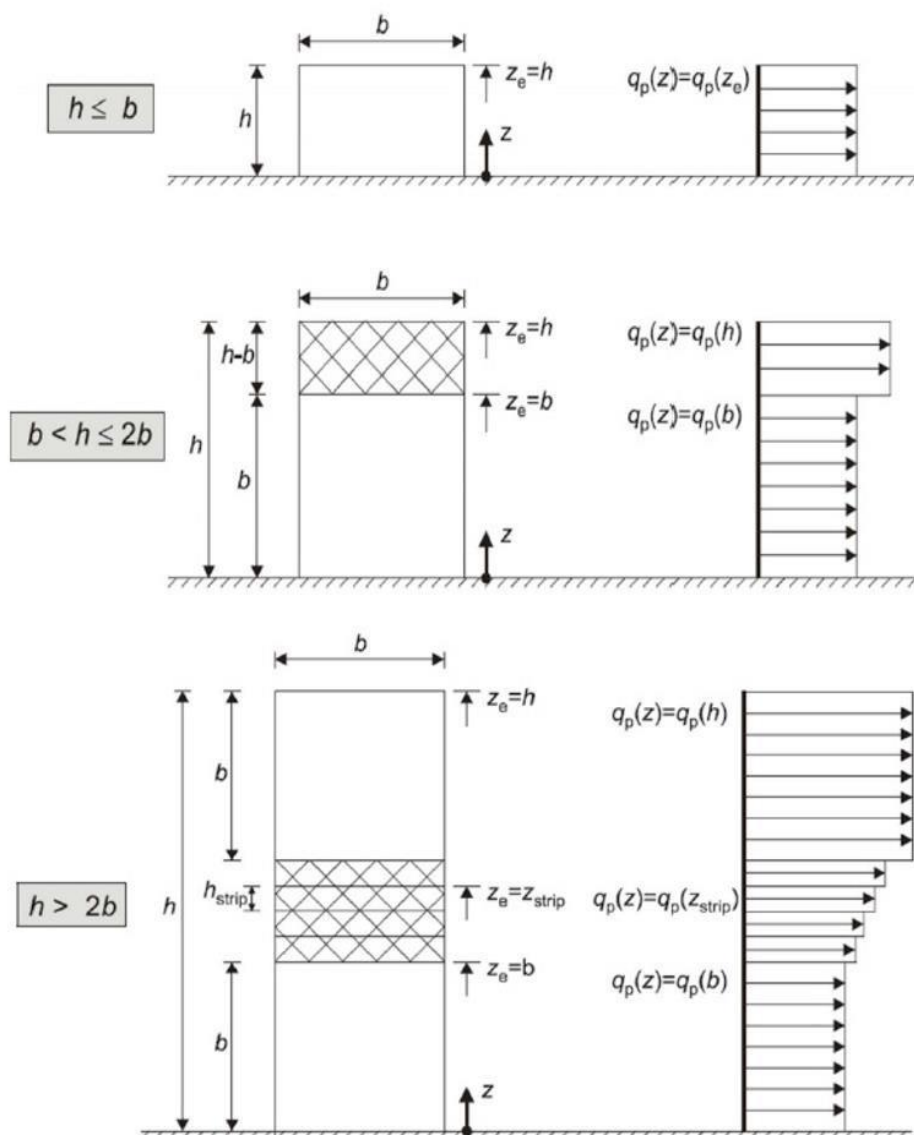
$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (3.13)$$

όπου:

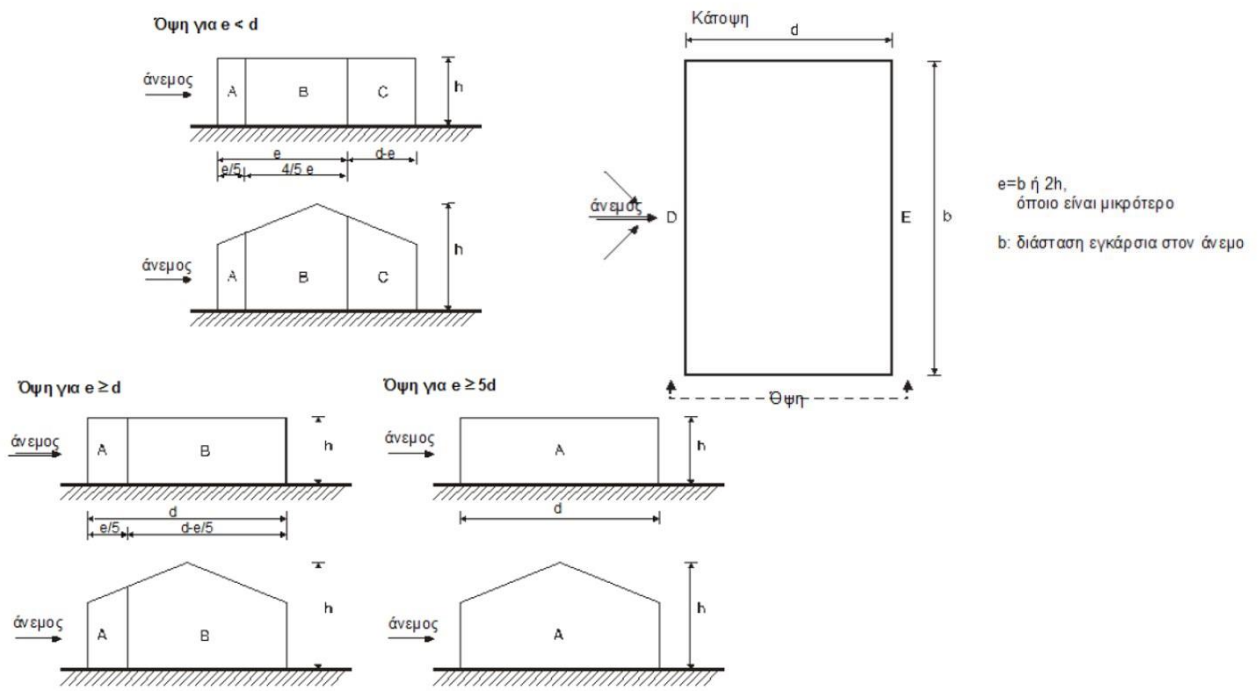
$q_p(z_i)$: η πίεση ταχύτητας αιχμής

z_i : το ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση

c_{pi} : ο συντελεστής πίεσης για την εσωτερική πίεση



Σχήμα 2.6: Ύψος αναφοράς, z_e , που εξαρτάται από τα h και b , και την αντιστοιχούσα κατανομή πιέσεων.



Σχήμα 2.7: Υποπεριοχές φορτίσεων για κατακόρυφους τοίχους

Οι προτεινόμενες τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κάθε ζώνη παρουσιάζονται στον πίνακα 2.4:

Ζώνη	A		B		C	D		E
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$ $C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$, $C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	+0,8	+1,0	-0,7
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	+0,8	+1,0	-0,5
< 0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	+0,7	+1,0	-0,3
Για ενδιάμεσες τιμές του h/d θα χρησιμοποιηθεί γραμμική παρεμβολή								

Πίνακας 2.4: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων

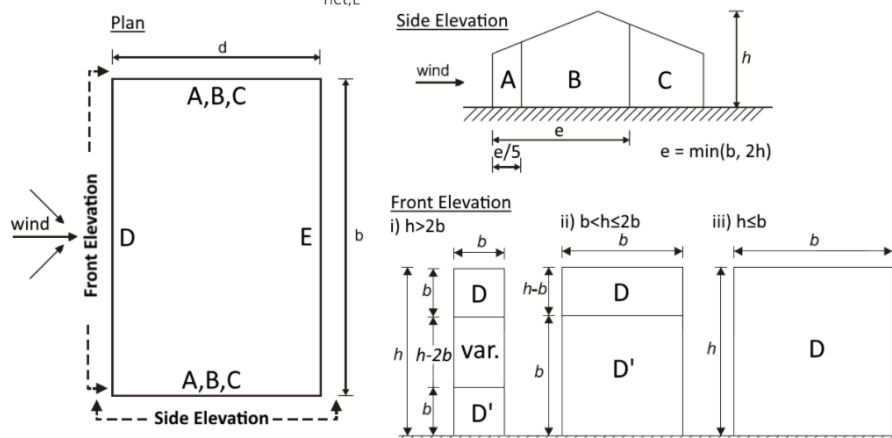
2.5.2 Υπολογισμός φορτίο ανέμου

Στην παρούσα μελέτη το κτίριο είναι διαστάσεων 24*21 m και έχει ύψος 15 m. Τα φορτία που προκύπτουν για τις δυο οριζόντιες διευθύνσεις του ανέμου είναι τα εξής:

Φορτίο ανέμου κατά Υ (Παράλληλα στην διάσταση 21 m)

Net wind pressure on zone A
Net wind pressure on zone B
Net wind pressure on zone C
Net wind pressure on zone D
Net wind pressure on zone D'
Net wind pressure on zone E

$W_{net,A} = -1.376 \text{ kN/m}^2$
 $W_{net,B} = -0.983 \text{ kN/m}^2$
 $W_{net,C} = \text{N/A}$
 $W_{net,D} = 1.043 \text{ kN/m}^2$
 $W_{net,D'} = \text{N/A}$
 $W_{net,E} = -0.613 \text{ kN/m}^2$



Pressure zones for side walls of building, reproduced from EN1991-1-4 Figures 7.4 and 7.5

$$k_r = 0.19 \cdot (z_0 / z_{0,II})^{0,07} = 0.19 \cdot (1.000 / 0.050)^{0,07} = 0.2343$$

$$z_e \geq z_{min} :$$

$$c(z) = k \cdot \ln(z_e / z_0) = 0.2343 \cdot \ln(15.000 \text{ m} / 1.000 \text{ m}) = 0.6346$$

$$I_v(z) = k / c_e(z_e) \cdot \ln(z_e / z_0) = 1.000 / [1.000 \cdot \ln(15.000 \text{ m} / 1.000 \text{ m})] = 0.3693$$

$$q_b = (1/2) \cdot \rho \cdot v_b^2 = (1/2) \cdot 1.25 \text{ kg/m} \cdot (33.00 \text{ m/s})^2 = 0.681 \text{ kN/m}^2$$

$$v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b = 0.6346 \cdot 1.000 \cdot 33.00 \text{ m/s} = 20.94 \text{ m/s}$$

$$q_p(z_e) = (1 + 7 \cdot I_v(z_e)) \cdot (1/2) \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) = (1 + 7 \cdot 0.3693) \cdot (1/2) \cdot 1.25 \text{ kg/m} \cdot (20.94 \text{ m/s})^2$$

$$\Rightarrow q(z) = 0.983 \text{ kN/m}^2$$

$$c_e(z_e) = q_p(z_e) / q_b = 0.983 \text{ kN/m} / 0.681 \text{ kN/m} = 1.4436$$

$$e = \min(b, 2h) = \min(24.000 \text{ m}, 2 \cdot 15.000 \text{ m}) = 24.000 \text{ m}$$

$$h/d = 15.000 \text{ m} / 21.000 \text{ m} = 0.714$$

$$\text{Ζώνη A: } C_{pe,A} = -1.200$$

$$\text{Ζώνη B: } C_{pe,B} = -0.800$$

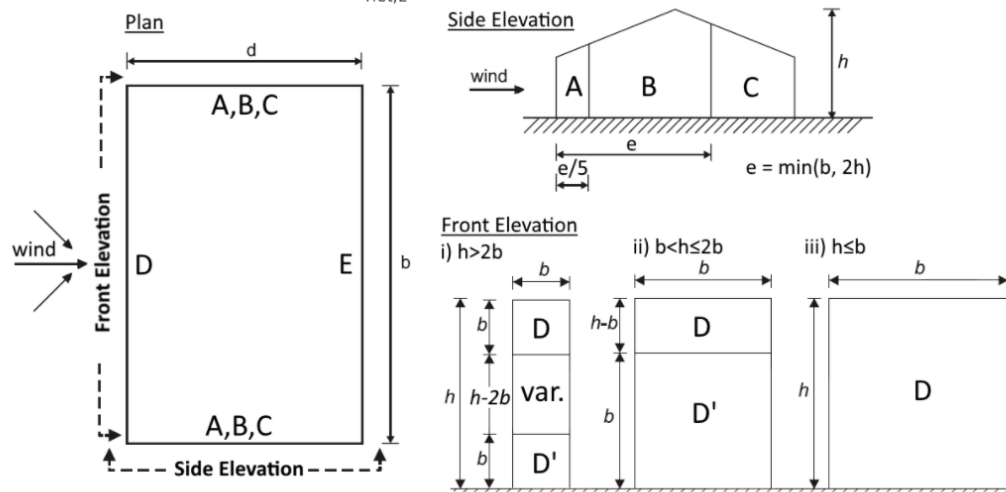
Ζώνη D: $C_{pe, D} = 0.762$

Ζώνη E: $C_{pe, D} = -0.424$

Φορτίο ανέμου κατά Χ(Παράλληλα στην διάσταση 24 m)

- Net wind pressure on zone A
- Net wind pressure on zone B
- Net wind pressure on zone C
- Net wind pressure on zone D
- Net wind pressure on zone D'
- Net wind pressure on zone E

- $w_{net,A} = -1.376 \text{ kN/m}^2$
- $w_{net,B} = -0.983 \text{ kN/m}^2$
- $w_{net,C} = -0.688 \text{ kN/m}^2$
- $w_{net,D} = 1.032 \text{ kN/m}^2$
- $w_{net,D'} = \text{N/A}$
- $w_{net,E} = -0.590 \text{ kN/m}^2$



Pressure zones for side walls of building, reproduced from EN1991-1-4 Figures 7.4 and 7.5

$$k_r = 0.19 \cdot (z_0 / z_{0,II})^{0.07} = 0.19 \cdot (1.000 / 0.050)^{0.07} = 0.2343$$

$z_e \geq z_{min}$:

$$c(z) = k \cdot \ln(z_e / z_0) = 0.2343 \cdot \ln(15.000 \text{ m} / 1.000 \text{ m}) = 0.6346$$

$$I_v(z) = k_l / c_e(z_e) \cdot \ln(z_e / z_0) = 1.000 / [1.000 \cdot \ln(15.000 \text{ m} / 1.000 \text{ m})] = 0.3693$$

$$q_b = (1/2) \cdot \rho \cdot v_b^2 = (1/2) \cdot 1.25 \text{ kg/m} \cdot (33.00 \text{ m/s})^2 = 0.681 \text{ kN/m}^2$$

$$v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b = 0.6346 \cdot 1.000 \cdot 33.00 \text{ m/s} = 20.94 \text{ m/s}$$

$$q_p(z_e) = (1 + 7 \cdot I_v(z_e)) \cdot (1/2) \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) = (1 + 7 \cdot 0.3693) \cdot (1/2) \cdot 1.25 \text{ kg/m} \cdot (20.94 \text{ m/s})^2$$

$$\Rightarrow q(z) = 0.983 \text{ kN/m}^2$$

$$c_e(z_e) = q_p(z_e) / q_b = 0.983 \text{ kN/m} / 0.681 \text{ kN/m} = 1.4436$$

$$e = \min(b, 2h) = \min(21.000 \text{ m}, 2 \cdot 15.000 \text{ m}) = 21.000 \text{ m}$$

$$h/d = 15.000 \text{ m} / 24.000 \text{ m} = 0.625$$

Ζώνη A: $C_{pe,A} = -1.200$

Ζώνη B: $C_{pe,B} = -0.800$

Ζώνη C: $C_{pe,C} = -0.500$

Ζώνη D: $C_{pe,D} = 0.750$

Ζώνη E: C_{pe} , $D = -0.400$

2.6 Σεισμικές δράσεις

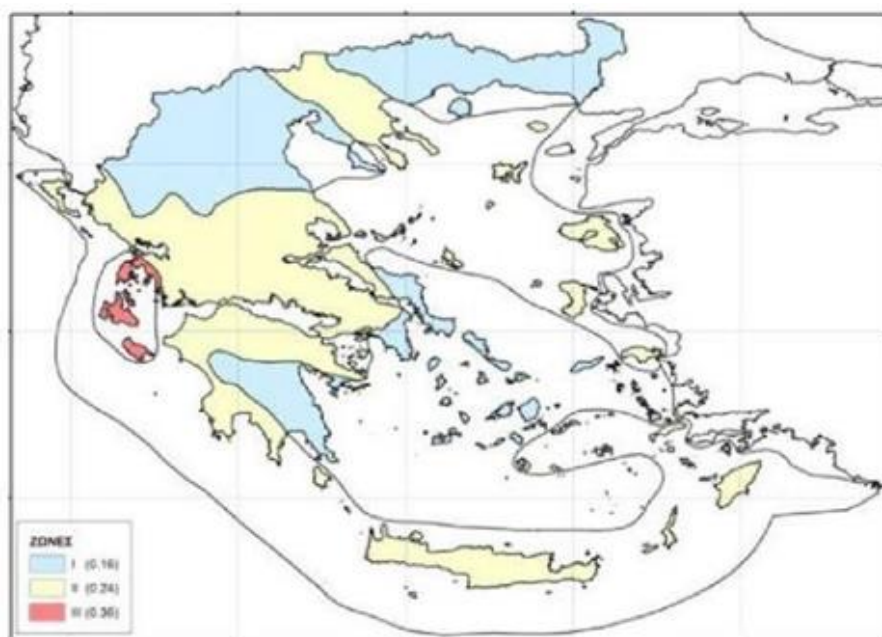
2.6.1 Γενικά

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 δεν μπορεί να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

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 στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου.

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων καθορίζεται βάση της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού ag_R ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα υποδιαιρείται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας τα όρια των οποίων καθορίζονται στο χάρτη της Εικόνας 19. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μία τιμή σεισμικής επιτάχυνσης αναφοράς, εδάφους A (βραχώδες έδαφος) η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (συνήθης διάρκεια ζωής μίας κατασκευής).

Στην παρούσα εργασία οι σεισμικές δράσεις υπολογίστηκαν σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, Μέρος 1 (EN 1998-1).



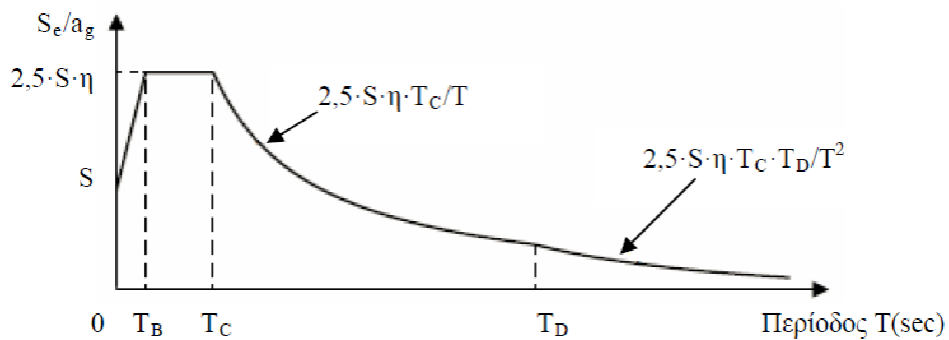
Σχήμα 2.7: Χάρτης με διαβαθμισμένες σεισμικές ζώνες

Πίνακας 2.5: Τιμές εδαφικής σεισμικής επιτάχυνσης σύμφωνα με γεωγραφική περιοχή

Ζώνη	a_{eR} / g
I	0,16
II	0,24
III	0,36

Βάσει του χάρτη του σχήματος 2.7 και πίνακα 2.5, βλέπουμε πως το κτήριο κατατάσσεται στην Ζώνη σεισμικής επιτάχυνσης 1.

Τα φάσματα απόκρισης που έχουν καταγραφεί παρουσιάζουν μεγάλες διαφορές που οφείλονται στα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης αλλά και στους διάφορους τύπους εδαφών. Έτσι κατά τον σχεδιασμό μίας νέας κατασκευής η σεισμική διέγερση στην επιφάνεια του εδάφους προσομοιώνεται με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού που καλύπτει τις μορφές των φασμάτων πιθανών σεισμών που μπορεί να εκδηλωθούν στην υπό εξέταση περιοχή. Η επιλογή της μορφής του ελαστικού φάσματος απόκρισης που πρέπει να χρησιμοποιηθεί καθορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα της κάθε χώρας, έτσι για την περίπτωση της κατασκευής μας χρησιμοποιήθηκε το οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης τύπου 1. Οι τιμές των περιόδων T_B , T_C και T_D καθώς και αυτή του συντελεστή εδάφους S εξαρτώνται από την κατηγορία του εδάφους.



Σχήμα 2.8 Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού τύπου 1

Πίνακας 2.6 : Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστάμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης, τύπου 1.

Κατηγορία Εδάφους	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)	S
A	0,15	0,40	2,50	1,00
B	0,15	0,50	2,50	1,20
C	0,20	0,60	2,50	1,15
D	0,20	0,80	2,50	1,35
E	0,15	0,50	2,50	1,40

Οι τιμές των περιόδων T_B , T_C και T_D καθώς και αυτή του συντελεστή εδάφους S εξαρτώνται από την κατηγορία του εδάφους, όπως φαίνεται στον πίνακα 2.6

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

Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στην μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται εφεξής "φάσμα σχεδιασμού". Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q . Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα. Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q , που περιλαμβάνουν επίσης την επιρροή ιξώδους απόσβεσης διαφορετικής από 5%, δίνονται για διάφορα υλικά και στατικά συστήματα σε εξάρτηση από τις σχετικές κατηγορίες πλαστιμότητας στα διάφορα μέρη του EN 1998. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q μπορεί να είναι διαφορετική σε διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας θα είναι η ίδια σε όλες τις διευθύνσεις.»

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

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

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

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right], \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases},$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right], \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases},$$

όπου:

Sd (T) : το φάσμα σχεδιασμού

T:η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

ag : η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A (ag=γI agR)

TB : η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

TC είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

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

q : ο συντελεστής συμπεριφοράς

β : συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού. Η τιμή που λαμβάνεται σε μια χώρα μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή είναι 0,2.

η:ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης όπου για ζ=5% , η=1 και μπορεί να ληφθεί από την έκφραση :

2.6.2 Συντελεστής συμπεριφοράς q

Με την εισαγωγή του σεισμικού συντελεστή γίνεται η ανάλογη απομείωση του σεισμικού φορτίου σχεδιασμού. Η τιμή που προκύπτει για τον συγκεκριμένο

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

συντελεστή ορίζεται συνήθως ανάλογα την πλαστιμότητα που θα οριστεί στην κατασκευή, το στατικό σύστημα του κτιρίου αλλά και την κανονικότητα της κατασκευής. Συγκεντρώνοντας όλα τα παραπάνω στοιχεία για τον στατικό φορέα, καταλήγουμε σε μια τιμή συντελεστή. Στην παρούσα εργασία γίνεται επίλυση δύο στατικών μοντέλων με τιμές συντελεστή q=1.5 και 3.0. Λόγω συμμετρικής κάτοψης και γεωμετρίας, μπορεί η κατασκευή να πάρει ακόμα μεγαλύτερες τιμές q και γενικά να δημιουργηθεί ένα αρκετά πλαστικό σύστημα.

Ενδεικτικοί τύποι κατασκευαστικών συστημάτων είναι οι εξής:

- Τοιχωματικό σύστημα: τα τοιχώματα αναλαμβάνουν ποσοστό της σεισμικής τέμνουσας βάσης μεγαλύτερο από 65% κατά την ελαστική ανάλυση.
Πλαισιακό σύστημα: τα πλαίσια δοκών-υποστυλωμάτων αναλαμβάνουν ποσοστό της σεισμικής τέμνουσας βάσης μεγαλύτερο από 65% κατά την ελαστική ανάλυση.
- Δυαδικό (ή διπλό) σύστημα: είτε τα τοιχώματα είτε τα πλαίσια αναλαμβάνουν ποσοστό της σεισμικής τέμνουσας βάσης μεταξύ 50% και 65% κατά την ελαστική ανάλυση. Ένα δυαδικό σύστημα μπορεί να είναι:

- α) Δυαδικό σύστημα ισοδύναμο με τοιχωματικό: όπου τα τοιχώματα αναλαμβάνουν ποσοστό της σεισμικής τέμνουσας βάσης μεταξύ 50% και 65%.
- β) Δυαδικό σύστημα ισοδύναμο με πλαίσιακό: όπου τα πλαίσια δοκών υποστρωμάτων αναλαμβάνουν ποσοστό της σεισμικής τέμνουσας βάσης μεταξύ 50% και 65%.
- Στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα: η ελάχιστη ακτίνα δυστρεψίας είναι σε κάποιον όροφο μικρότερη από την ακτίνα αδράνειας της μάζας του σε κάτοψη, με ενδεχόμενο αποτέλεσμα κυρίαρχες περί τον κατακόρυφο άξονα στρεπτικές ταλαντώσεις.
- Ανεστραμμένο εκκρεμές: τουλάχιστον η μισή μάζα βρίσκεται συγκεντρωμένη στο άνω τρίτο του ύψους, ή η ανελαστική παραμόρφωση και η απορρόφηση σεισμικής ενέργειας συγκεντρώνονται στη βάση ενός μόνο κατακόρυφου στοιχείου.

Πίνακας 2.7: Τιμές συντελεστή συμπεριφοράς κτιρίων Ο/Σ που σχεδιάζονται για αυξημένη πλαστιμότητα κατά ΕΑΚ ή EC8 (Fardis, 2009)

	ΕΑΚ			EC8			ΕΑΚ			EC8		
	ΕΑΚ	EC8		ΕΑΚ	EC8		ΕΑΚ	EC8		ΕΑΚ	EC8	
		DCM	DCH		DCM	DCH		DCM	DCH		DCM	DCH
<i>Στρεπτικά ευαίσθητο</i>	3.5	2.0	3.0	3.5	2.0	3.0	3.5	1.6	2.4	3.5	1.6	2.4
<i>Ανεστραμμένο εκκρεμές</i>	2.0	1.5	2.0	2.0	1.5	2.0	2.0	1.5	1.6	2.0	1.5	1.6
<i>Τοιχωματικό με >2 ασύζευκτα τοιχώματα/διεύθυνση</i>	3.0	3.0	4.4	3.0	3.0	4.2	3.0	2.4	3.5	3.0	2.4	3.35
<i>Τοιχωματικό με 2 ασύζευκτα τοιχώματα/διεύθυνση</i>	3.0	3.0	4.0	3.0	3.0	4.0	3.0	2.4	3.2	3.0	2.4	3.2
<i>Μικτό τοιχωματικό, τοιχωματικό συζευγμένων τοιχωμάτων ή πολνόροφο πλαίσιακό ή μικτό πλαίσιακό με ένα άνοιγμα</i>	3.5	3.6	5.4	3.5	3.3	4.95	3.5	2.9	4.3	3.5	2.65	3.95
<i>Πολνόροφο πλαίσιακό ή μικτό πλαίσιακό</i>	3.5	3.9	5.85	3.5	3.45	5.2	3.5	3.1	4.7	3.5	2.75	4.15
<i>Μονόροφο πλαίσιακό ή μικτό πλαίσιακό</i>	3.5	3.3	4.95	3.5	3.15	4.7	3.5	2.65	3.95	3.5	2.5	3.8

Κριτήρια κανονικότητας

Η κανονικότητα της κατασκευής ορίζεται τόσο σε κάτοψη όσο και καθ' ύψος

Σε κάτοψη θα πρέπει:

- 1 η κατανομή της δυσκαμψίας και της μάζας και ως προς τους δυο ορθογωνικούς οριζόντιους άξονες της κάτοψης είναι περίπου συμμετρική
- 2 η κάτοψη παρουσιάζει λόγο πλευρών περιγεγραμμένου ορθογωνίου που δεν υπερβαίνει το 4, ενώ οι εσοχές της περιμέτρου της ως προς το κυρτό πολυγωνικό της περίγραμμα δεν ξεπερνούν το 5% της επιφάνειας κάτοψης.
- 3 οι πλάκες θεωρούνται πρακτικώς απαραμόρφωτες στο επίπεδό τους.
- 4 Η εκκεντρότητα του κέντρου μάζας κάθε ορόφου ως προς το αντίστοιχο κέντρο δυσκαμψίας δεν ξεπερνά, σε καμία από τις δυο οριζόντιες διευθύνσεις το 30%

της αντίστοιχης ακτίνας δυστροπίας των στοιχείων δυσκαμψίας δηλαδή (EC8 § 4.2.3.2(6)): $0.3r_x \geq e_x$ και $0.3r_y \geq e_y$

- 5 Το δομικό σύστημα δεν είναι στρεπτικά ευαίσθητο σε κανέναν όροφο (η ελάχιστη ακτίνα δυστροπίας ορόφου πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την ακτίνα αδράνειας της μάζας του σε κάτοψη) δηλαδή (EC8 § 4.2.3.2(6)): $r_x, r_y \geq I_s$

Ενώ όσον αφορά την κανονικότητα σε ύψος, θα πρέπει:

- 1 Τα κατακόρυφα δομικά στοιχεία (τοιχώματα και πλαίσια) πρέπει να συνεχίζονται χωρίς διακοπή μέχρι την κορυφή του αντίστοιχου τμήματος της κάτοψης.
- 2 Η μάζα των ορόφων και η δυσκαμψία των δομικών στοιχείων τους πρέπει να είναι η ίδια σ' όλους τους ορόφους ή να μειώνεται ομαλά από τη βάση προς την κορυφή.
- 3 Σε πλαίσιακά δομικά συστήματα, δεν επιτρέπεται να υπάρχει έντονη ανομοιομορφία της υπεραντοχής έναντι οριζοντίων δράσεων (λόγος αντοχής προς σεισμική τέμνουσα ορόφου υπό το σεισμό σχεδιασμού) μεταξύ διαδοχικών ορόφων.
- 4 Κάθε εσοχή ορόφου από τον αμέσως κατώτερο δεν επιτρέπεται να ξεπερνά το 10% της παράλληλης ολικής διάστασης του αμέσως κατωτέρου ορόφου.
- 5 Αν οι εσοχές στις δυο απέναντι πλευρές το κτιρίου στην υπόψη διεύθυνση δεν είναι συμμετρικές, η συνολική εσοχή του τελευταίου ορόφου ως προς τη βάση του κτιρίου δεν επιτρέπεται να ξεπερνά το 30% της παράλληλης διάστασης της κάτοψης στη βάση.
- 6 Αν οι εσοχές αφορούν μια μόνο στάθμη στο κάτω 15% του ύψους του κτιρίου, αυτές δεν επιτρέπεται να ξεπερνούν συνολικά (και προς τις δυο πλευρές του κτιρίου) το 50% της κάτοψης στη βάση.

Η μη ύπαρξη κανονικότητας καθ' ύψος αναμένεται γενικώς να έχει πιο σοβαρές επιπτώσεις σε επίπεδο σχεδιασμού αλλά και στην τελική σεισμική απόκριση ενός κτιρίου σε σχέση με την έλλειψη κανονικότητας σε κάτοψη. Για τον λόγο αυτόν:

- Η στατική ανάλυση με (ισοδύναμα) οριζόντια σεισμικά φορτία επιτρέπεται να εφαρμόζεται μόνο σε κτίρια κανονικά καθ' ύψος, των οποίων η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ικανοποιεί και στις δυο κύριες οριζόντιες διευθύνσεις τις σχέσεις: $T \leq 2 \text{ sec}$ και $T \leq 4T_C$.
- Σε μη-κανονικά καθ' ύψος κτίρια μειώνεται κατά 20% ο συντελεστής συμπεριφοράς q σε σχέση με αυτόν που ισχύει σε κτίρια κανονικά καθ' ύψος.

2.7 Συνδυασμοί φορτίσεων

Στα δομικά έργα ο έλεγχος των κατασκευών βασίζεται στα φορτία που ασκούνται σε αυτά. Αυτά τα φορτία όμως δεν παραμένουν σταθερά καθ' όλη την διάρκεια του έργου, έτσι βασιζόμενοι στις πιθανότητες εμφάνισης μιας δράσης δημιουργούμε συνδυασμούς δράσεων. Προφανώς σε αυτούς τους συνδυασμούς τα φορτία δρουν ταυτόχρονα και πολλαπλασιάζοντας με συντελεστές ασφαλείας γ (συνήθως >1) και συντελεστές συνδυασμού ψ για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις. Οι οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις του φορέα πέραν των οποίων ο φορέας δεν ικανοποιεί τα κριτήρια σχεδιασμού του. Διακρίνονται σε οριακές καταστάσεις αστοχίας και οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας. Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας έχουν να κάνουν με την ασφάλεια του χρήστη, ενώ οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας με την απώλεια της λειτουργικότητας του κτιρίου. Αυτοί οι συνδυασμοί ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 1.

Ο σχεδιασμός και η κατασκευή ενός φορέα γίνεται έτσι ώστε να λειτουργεί κατάλληλα καθ' όλη τη διάρκεια της ζωής του και να είναι ικανός να αντιμετωπίσει όλες τις δράσεις που ασκούνται σε αυτόν κατά τη φάση κατασκευής του. Η επιλογή των καταστάσεων σχεδιασμού της κατασκευής γίνεται λαμβάνοντας υπόψη τις συνθήκες υπό τις οποίες θα λειτουργεί ο φορέας. Οι καταστάσεις σχεδιασμού είναι οι εξής:

1. Καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια, οι οποίες αναφέρονται στις συνθήκες κανονικής χρήσης.
2. Παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού, οι οποίες αναφέρονται σε προσωρινές συνθήκες και είναι εφαρμόσιμες στο φορέα, π.χ. κατά τη διάρκεια της εκτέλεσης ή επισκευής του.
3. Τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού, οι οποίες αναφέρονται σε εξαιρετικές περιπτώσεις συνθηκών και είναι εφαρμόσιμες στο φορέα ή στην έκθεσή του, π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση, ή οι συνέπειες τοπικής αστοχίας.
4. Καταστάσεις σχεδιασμού έναντι σεισμού, που αναφέρονται σε συνθήκες οι οποίες είναι εφαρμόσιμες στον φορέα όταν αυτός εκτίθεται σε σεισμικά συμβάντα. Οι αρχές σχεδιασμού ενός φορέα αφορούν τόσο στην οριακή κατάσταση αστοχίας, όσο και στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

2.7.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ)

Οριακές καταστάσεις αστοχίας ονομάζονται οι καταστάσεις κατά τις οποίες προκύπτουν πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κλπ, που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματος αυτού.

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που χρησιμοποιούνται για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι :

- Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Για τυχηματικές καταστάσεις

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

- Για καταστάσεις σεισμού

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

Όπου:

“+” σημαίνει “επαλληλία με”

- $G_{k,j}$: χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων
- $Q_{k,1}$: χαρακτηριστική τιμή επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
- $Q_{k,i}$: χαρακτηριστική τιμή λοιπών μεταβλητών δράσεων i
- A_{ED} : τιμή σχεδιασμού σεισμικής δράσης
- A_d : τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
- P : χαρακτηριστική τιμή προέντασης
- γ_G : επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την μόνιμη δράση j
- $\gamma_{Q,i}$: επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την μόνιμη δράση i
- γ_P : επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση

2.7.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργίας (ΟΚΛ)

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας σχετίζονται με τη λειτουργία ενός φορέα ή μέλους του υπό συνθήκες φυσιολογικής χρήσης, την άνεση των ανθρώπων και την εξωτερική εμφάνιση των κατασκευών. Οι συνδυασμοί δράσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας καθορίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1990:2002 και είναι οι εξής:

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός

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

- Συχνός συνδυασμός

$$\sum G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Οικονομικός μόνιμος συνδυασμός

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

Τα φορτία που προκύπτουν μετά τον πολλαπλασιασμό, είναι τα φορτία σχεδιασμού με τα οποία στην συνέχεια, μπορούν να γραφτούν οι συνδυασμοί, εφόσον έχουν ληφθεί

υπόψη οι πιθανότητες ταυτόχρονης εμφάνισης τους σε μια χρονική στιγμή κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής. Αυτό, γίνεται δυνατό με κατάλληλους συντελεστές ψ , οι οποίοι εξ' ορισμού εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο για την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με την χαρακτηριστική τιμή άλλων δράσεων. Παρακάτω στον Πίνακα 2.8 δίνονται οι τιμές τους σύμφωνα με τον EN 1990.

Πίνακας 2.8: Τιμές συντελεστή ψ

Action	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Imposed loads in buildings, category (see EN 1991-1-1)			
Category A : domestic, residential areas	0,7	0,5	0,3
Category B : office areas	0,7	0,5	0,3
Category C : congregation areas	0,7	0,7	0,6
Category D : shopping areas	0,7	0,7	0,6
Category E : storage areas	1,0	0,9	0,8
Category F : traffic area, vehicle weight $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Category G : traffic area, $30\text{kN} < \text{vehicle weight} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Category H : roofs	0	0	0
Snow loads on buildings (see EN 1991-1-3)*			
Finland, Iceland, Norway, Sweden	0,70	0,50	0,20
Remainder of CEN Member States, for sites located at altitude $H > 1000$ m a.s.l.	0,70	0,50	0,20
Remainder of CEN Member States, for sites located at altitude $H \leq 1000$ m a.s.l.	0,50	0,20	0
Wind loads on buildings (see EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperature (non-fire) in buildings (see EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
NOTE The ψ values may be set by the National annex.			
* For countries not mentioned below, see relevant local conditions.			

Για την δημιουργία των κατάλληλων συνδυασμών στις παραπάνω καταστάσεις, τα φορτία πολλαπλασιάζονται με συντελεστές ασφαλείας οι οποίοι είναι συνήθως μεγαλύτεροι ή ίσοι με την μονάδα όπως φαίνεται στον παρακάτω Πίνακα 3.10.

Πίνακας 2.9: Τιμές συντελεστή ασφαλείας

	Οριακή κατάσταση αστοχίας		Οριακές κατάσταση λειτουργικότητας	
	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση
γ_s	1,35	1,0	1,0	1,0
γ_φ	1,5	0	1,0	0

Σύμφωνα με τα παραπάνω για την μελέτη του κτιρίου χρησιμοποιούνται τα εξής φορτία σχεδιασμού:

Στο κτίριο με δεν υπάρχει προένταση , ούτε κάποια τυχηματική δράση.

Οι φορτίσεις που χρησιμοποιήθηκαν στο πρόγραμμα :

- Ίδιο βάρος σιδηροδοκών
- Ίδιο βάρος πλάκας τόσο σε φάση κατασκευής (νωπό σκυρόδεμα 26 kN/m²) όσο και σε φάση ολοκλήρωσης (έχει πήξει 25 kN/m²)
- Επιστρώσεις-επικαλύψεις
- Κινητά Q
- Άνεμος στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις (X,Y)
- Χιόνι
- Δεν υπάρχει προένταση ουτε κάποια τυχηματική δράση
- Σεισμός

3 Ανάλυση

Μετά την ολοκλήρωση σχεδιασμού του στατικού μοντέλου αλλά και την δημιουργία όλων των φορτίσεων και συνδυασμών σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς (Ευρωκώδικας 1) γίνεται έλεγχος οτι έχουν αναγνωριστεί σωστα όλες οι συνδέσεις και προχωράει η ανάλυση της κατασκευής.

Απο τα αποτελέσματα της αρχικής ανάλυσης φαίνεται εάν υπάρχει ορθος σχεδιασμός στην κατασκευή ή δεν υπάρχουν στατικές αοριστίες. Επίσης εκτιμάται εάν θα ακολουθηθεί γραμμική ή μη γραμμική ανάλυση. Με την γραμμική ανάλυση θεωρείται ότι η κατασκευή δεν αναπτύσσει μεγάλες παραμορφώσεις και οτι μπορεί πάντα να θεωρείται ότι βρίσκεται στην αρχική απαραμόρφωτη κατάσταση. Επίσης έχει γραμμική σχέση φορτίου-μεταπίσης και εξου και το όνομα της ανάλυσης. Επίσης το υλικό έχει ελαστική συμπεριφορά και βρίσκεται στον κλάδο που δεν υπάρχει πλαστική παραμένουσα παραμόρφωση. Η μη γραμμική συμπεριφορά αφορά τόσο το υλικό όσο και την γεωμετρία του φορέα. Οσο αφορά το υλικό γίνεται χρήση της ελαστοπλαστικότητας και της ολκιμότητας του χάλυβα με σκοπό οικονομία υλικού και χρησιμοποιείται η αντοχή της διατομής και μετά την διαρροή της. Η μη γραμμικότητα λόγω γεωμετρίας (φαινόμενα δευτέρας τάξης) δεν δίνει γραμμική σχέση μεταξύ φορτίου και παραμορφώσεις. Επίσης δεν μπορεί να θεωρείται απαραμόρφωτο στερεό η κατασκευή και θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψιν οι παραμένουσες μετατοπίσεις της κατασκευής.

Σε σύνηθες κατασκευές αποφεύγονται οι μη γραμμικές αναλύσεις λόγω της αίσθησης φόβου που δημιουργούν στον χρήστη οι μεγάλες μετατοπίσεις ακόμα και σε κατάσταση λειτουργίας αλλά τόσο και στον μελετητή για το εάν τα αποτελέσματα που του δίνονται από ένα μεγάλο αριθμό επιλύσεων, που έχουν έρθει μετα από πολλές παραδοχές που γίνονται, μπορούν να είναι εφαρμόσιμα και όχι τόσο αγχωτικά για την καθημερινή χρήση ενός κτιρίου.

Σύμφωνα με τα παραπάνω γίνεται γραμμική ανάλυση στην παρούσα εργασία. Κάποιοι από τους ελέγχους που γίνονται και παραθέτοντας παρακάτω είναι οι εξής:

- Έλεγχος μετακινήσεων-μετατοπίσεων
- Έλεγχος συντελεστή θ

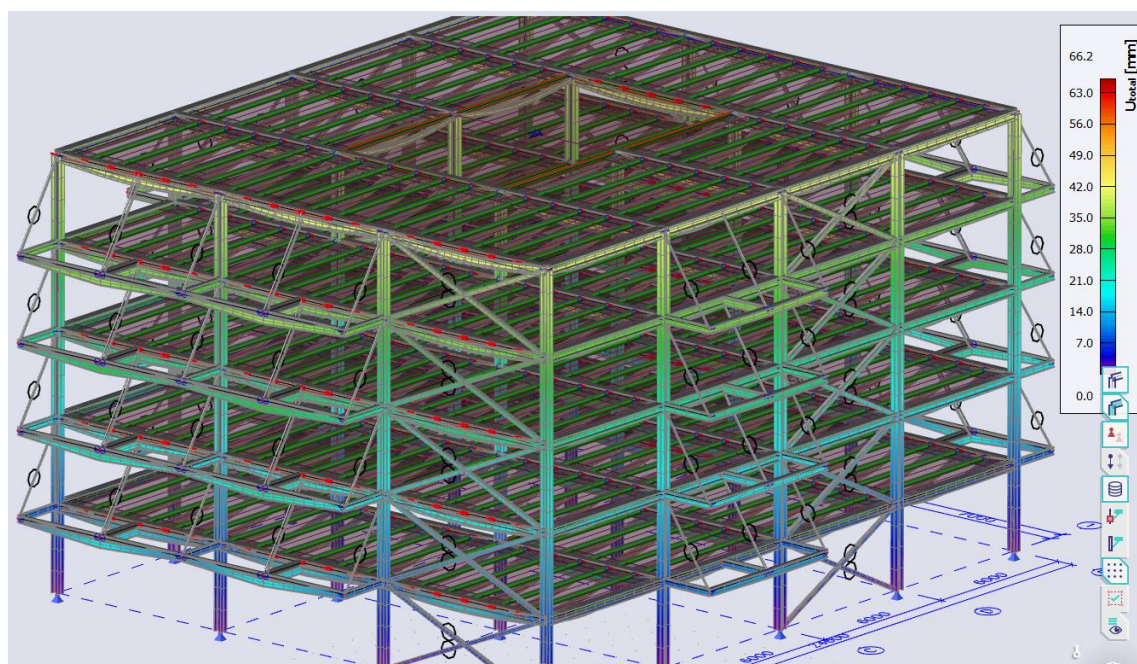
Επίσης γίνεται ιδιομορφική ανάλυση ώστε να προκύψει η σεισμική δράση μετα από την ιδιομορφική επαλληλία ενός πλήθους ιδιόμορφών που ενεργοποιούν το 90% της δρώσας μάζας της κατασκευής.

3.1 Παραμορφώσεις φορέα (Περιβάλλουσα συνδυασμών αστοχίας ΟΚΑ)

Ένα από τα πρώτα πράγματα που ελέγχθηκαν ήταν η περιβάλλουσα των μετατοπίσεων της κατασκευής (Βλέπε παρακάτω Σχήματα). Με αυτόν τον τρόπο, αρχικά φαίνεται εάν έχει γίνει κάποιο λάθος κατά τον σχεδιασμό του στατικού φορέα και επομένως υπάρχει μή αρτιότητα

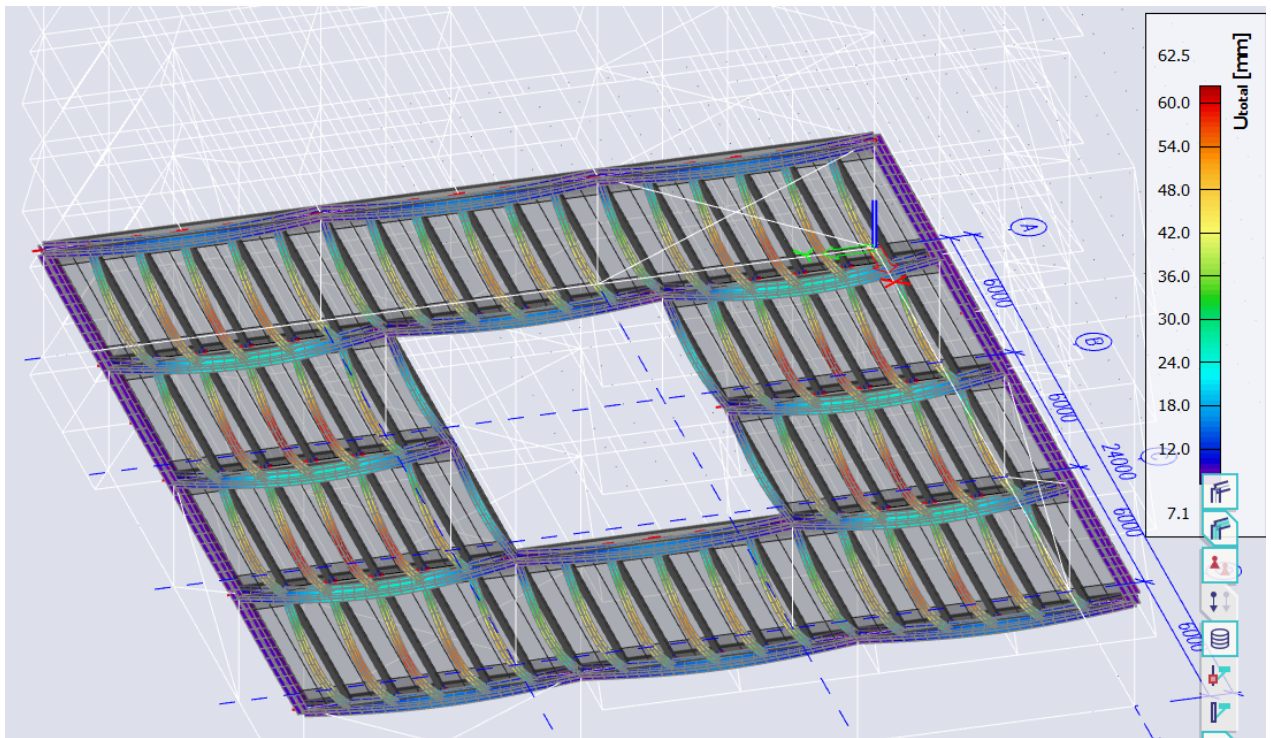
στις συνδέσεις ή κάποια στατική αοριστία και ο τρόπος που αυτό φαίνεται είναι εάν οι μετατοπίσεις είναι αδικαιολόγητα μεγάλες. Μετέπειτα γίνονται έλεγχοι για τους συνδυασμούς λειτουργίας ώστε οι διατομές της κατασκευής να έχουν μετατοπίσεις εντός των επιτρεπτών ορίων που ορίζει ο κανονισμός. Εκτός από τις μεταθετικές μετατοπίσεις γίνεται έλεγχος και για τις στρεπτικές μετακινήσεις και εάν επομένως η κατασκευή είναι στρεπτικά ευαίσθητη. Σε περίπτωση που ισχύσει αυτό, τότε θα πρέπει να ληφθούν όλα τα απαραίτητα μέτρα καταπολέμησης του συγκεκριμένου προβλήματος.

Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται οι συνολικές μετατοπίσεις του φορέα από το σύνολο των συνδυασμών της κατασκευής. Όπως φαίνεται στα υποστυλώματα, η μέγιστη μετατόπιση είναι 40 mm και αφορά συνδυασμούς αστοχίας. Επίσης φαίνεται ότι οι μετατοπίσεις έχουν μια ομαλή κατανομή καθ' ύψος και αυτό προσδίδει ότι έχει επιτευχθεί πλαστιμότητα στην κατασκευή.

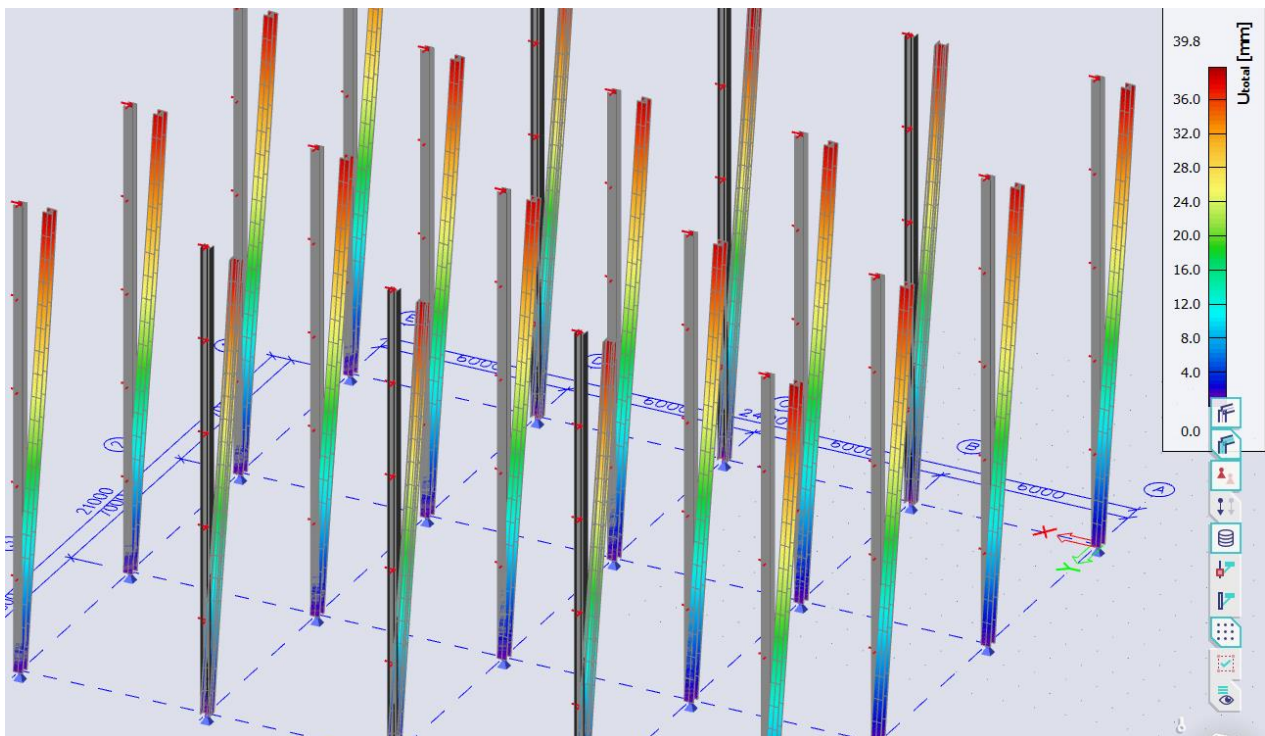


Σχέδιο 3.1 : μετατοπίσεις ολικού κτηρίου

Οι μέγιστες μετατοπίσεις προκύπτουν στις δοκούς και πιο συγκεκριμένα στις διαδοκίδες. Αυτό, όπως φαίνεται και στο παρακάτω κεφάλαιο, είναι το κρίσιμότερο στην διαστασιολόγηση των εν λόγω δοκών. Στην παρακάτω εικόνα φαίνονται οι μετατοπίσεις από την περιβάλλουσα όλων των συνδυασμών. Οι αντίστοιχες μέγιστες μετατοπίσεις από όλους τους συνδυασμούς λειτουργίας είναι 45.7 mm.



Σχέδιο 3.2 : μετατοπίσεις δοκών



Σχέδιο 3.3 : μετατοπίσεις υποστυλωμάτων

3.2 Σεισμός

Η μέγιστη ενεργοποίηση δρυσών μαζών γίνεται απο τις δυο πρώτες μεταφορικές ιδιομορφές. Στην παρακάτω επισυναπτόμενη εικόνα φαίνεται οτι απο την πρώτη κύρια μεταφορική ιδιομορφή ενεργοποιείται περίπου το 80% της μάζας σε κάθε διεύθυνση. Επίσης οι ιδιοπερίοδοι της κατασκευής βρίσκονται στον φθίνοντα κλάδο του φάσματος σχεδιασμού (μεταξύ TC,TD)

Ισμός σχήμα	Ω [rad/s]	Περίοδος [s]	Συχν. [Hz]	W_{xi}/W_{xtot}	W_{yi}/W_{ytot}
1	8.8178	0,71	1,40	0,8048	0,0000
2	9.11183	0,69	1,45	0,0000	0,8230
3	14.2129	0,44	2,26	0,0000	0,0000

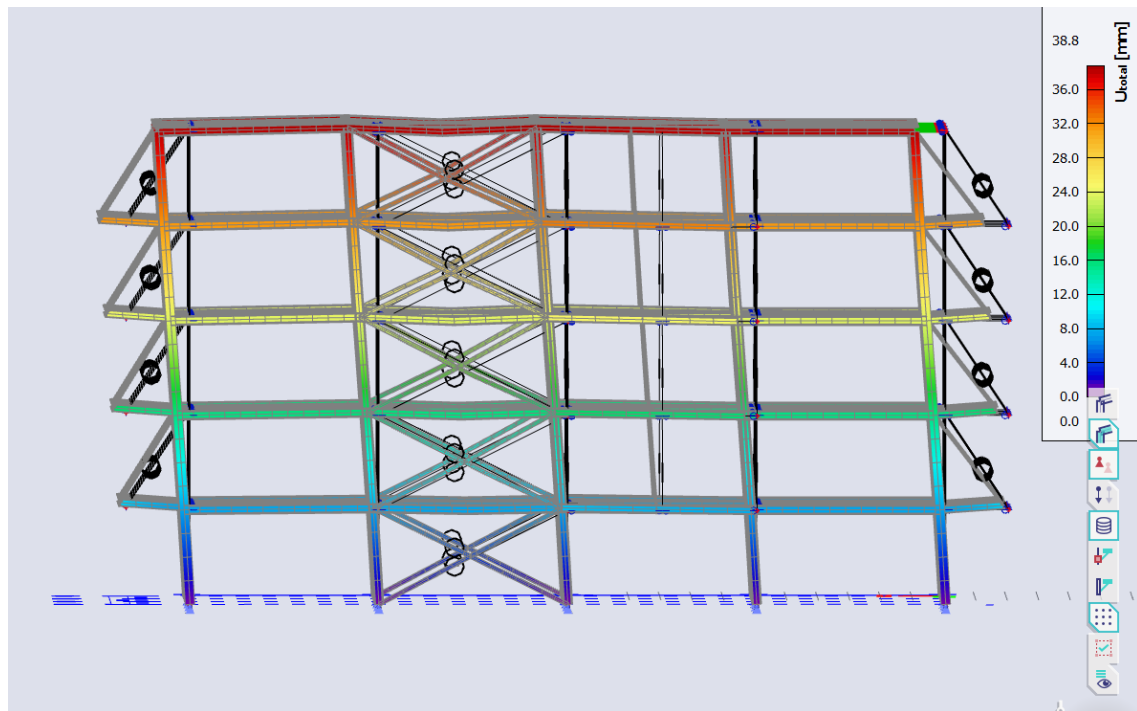
Όπως αναφέρεται παραπάνω, στο κεφάλαιο των φορτίων, έχει γίνει χρήση σεισμικού συντελεστή $q=1.5$. Με αυτή την παραδοχή γίνεται συντηρητικά χρήση του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού, μεγάλων σεισμικών δυνάμεων (αφού στην ουσία δεν γίνεται μείωση σεισμικών φορτίων) και σχεδόν καθόλου χρήση του πλαστικού συστήματος που έχει δημιουργηθεί και φαίνεται απο την ομαλή κατανομή των μετακινήσεων. Για την καλύτερη κατανόηση-εμβάθυνση στην επίδραση του σεισμού στην κατασκευή έγινε επίλυση αρκετών στατικών μοντελών με διαφορετικούς στατικούς συντελεστές και παρακάτω παραθετόνται εικόνες για τα μοντέλα με $q=1.5$ και $q=3.0$.

Όσο αφορά το στατικό μοντέλο με $q=1.5$, τόσο στον σεισμό κατά Χ αλλά και κατά Υ οι μετατοπίσεις κυμαίνονται μέχρι 40 mm. Με γνώμονα 1) το συνολικό ύψος του κτιρίου 2) οτι χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού και 3) οτι δεν έχει γίνει μείωση επιταχύνσεων με την χρήση του σεισμικού συντελεστή ($q=1.5$), προκύπτει μετατόπιση της τάξεως του $L/375$. Στην περίπτωση χρήσης του ανελαστικού φάσματος σχεδιασμού και με χρήση σεισμικού συντελεστή $q=3.0$ οι οριζόντιες μετατοπίσεις μειώνονται καί είναι της τάξεως $L/800$.

Σύμφωνα με τον σχετικό έλεγχο μετατοπίσεων θα πρέπει για την σεισμική φόρτιση η διαφορά μετατοπίσεων μεταξύ δύο διαδοχικών ορόφων προς το ύψος του ορόφου να μην είναι κάτω απο 0.5 % ανα όροφο. Το ύψος ορόφου είναι 3000 mm και η διαφορά μετατοπίσεων μεταξύ ορόφων δεν ξεπερνάει τα 8 mm. Αυτό δίνει μέγιστη τιμή 0.25 % και επομένως επιτυγχάνεται επάρκεια του κριτηρίου σχετικών μετατοπίσεων ορόφων.

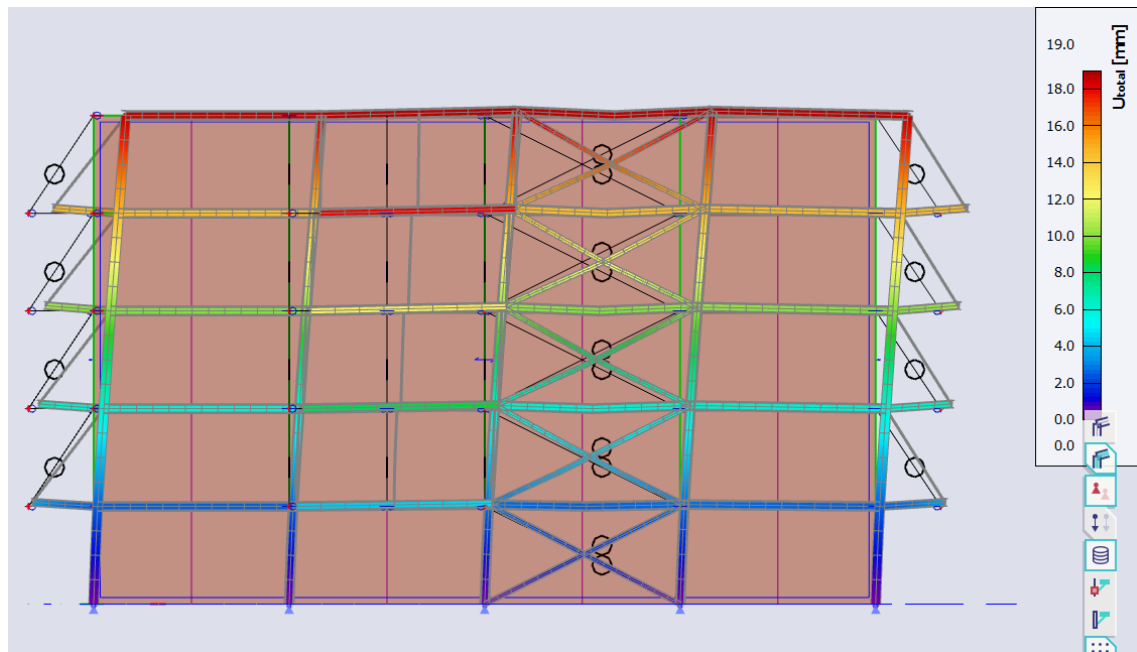
Όπως ήδη αναφερθηκε, στις παραμορφώσεις, φαίνεται οτι εχει γίνει ομαλή κατανομή των σεισμικών φορτίων στην κατασκευή. Στις παρακάτω φωτογραφίες φαίνονται οι συνολικές και οι σχετικές μετατοπίσεις του φορέα για τα δυο στατικά μοντέλα ($q=1.3,3.0$) για τις δυο οριζόντιες διευθυνσεις. Επιτυγχάνεται η ομαλή κατανομή των σεισμικών φορτίων και η ομαλή παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα.

Σεισμός κατά Χ ($q=1.5$)



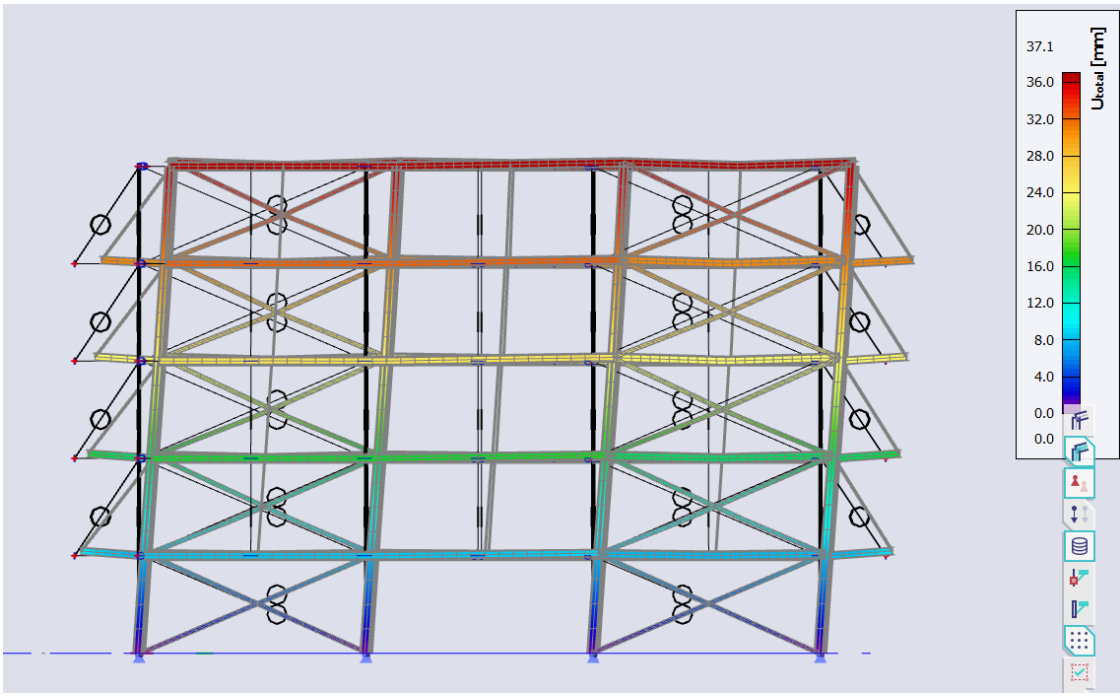
Σχέδιο 3.4 : Σεισμός κατά Χ ($q=1.5$)

Σεισμός κατά Χ ($q=3.0$)



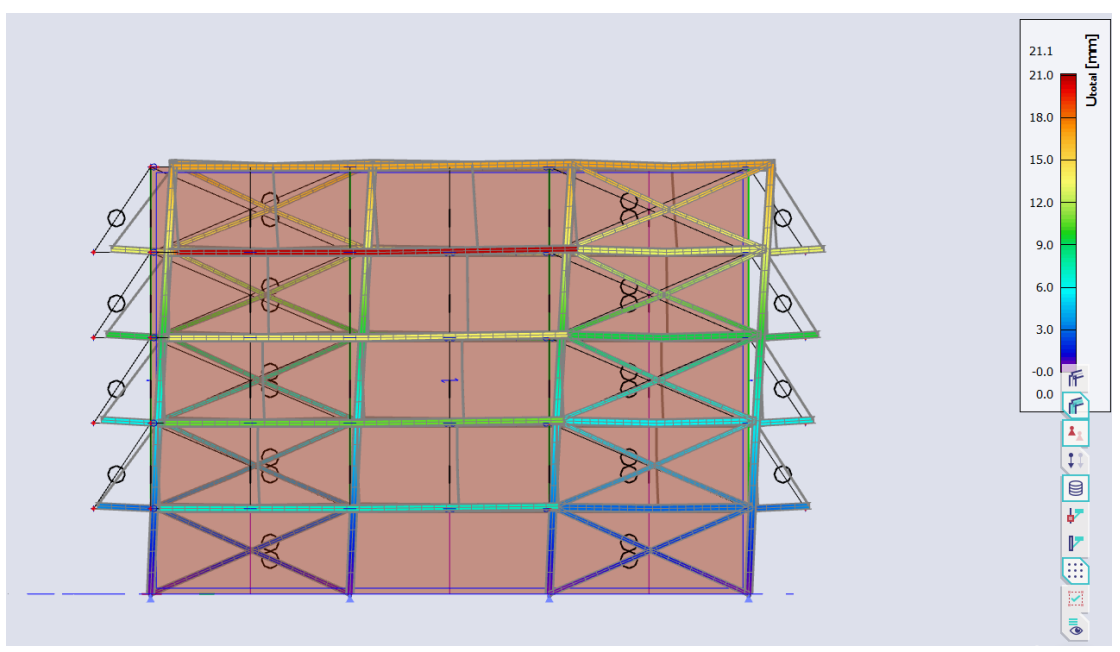
Σχέδιο 3.5 : Σεισμός κατά Χ ($q=3.0$)

Σεισμός κατά Y ($q=1.5$)



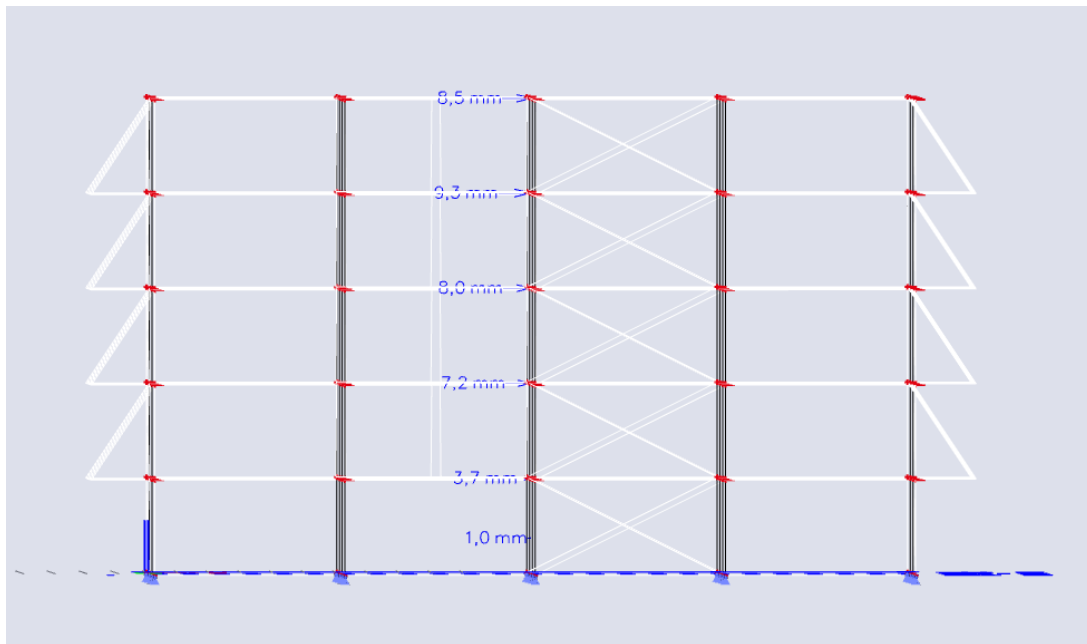
Σχέδιο 3.6 : Σεισμός κατά Y ($q=1.5$)

Σεισμός κατά Y ($q=3.0$)



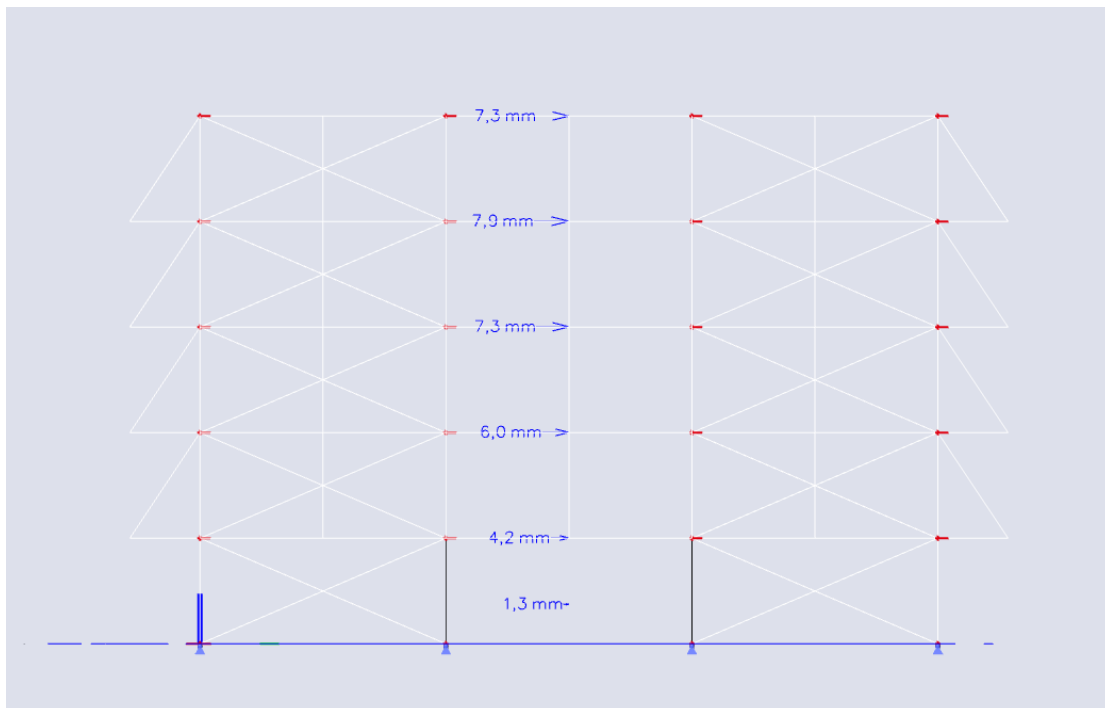
Σχέδιο 3.7 : Σεισμός κατά Y ($q=1.5$)

Σχετικές μετατοπίσεις ορόφων κατά Χ ($q=1.5$)



Σχέδιο 3.8 : Μετατοπίσεις ορόφων κατά Χ ($q=1.5$)

Σχετικές μετατοπίσεις ορόφων κατά Υ ($q=1.5$)



Σχέδιο 3.9 : Μετατοπίσεις ορόφων κατά Υ ($q=1.5$)

Σύμφωνα με τα παραπάνω και ο έλεγχος Θ φαίνεται να ικανοποιείται. Δηλαδή η τιμή Θ είναι μικρότερη από 0.1 και επομένως η κατασκευή αποφεύγει τα φαινόμενα μη γραμμικότητας λόγω γεωμετρίας, γνωστά και ως φαινόμενα δευτέρας τάξης.

Ενδεικτικά η γωνία αποκλισης από την πλήρη κατακοριφότητα και για τις δύο διευθύνσεις προκύπτει να είναι

$$\tan\theta = U_x \text{ ή } U_y / H \text{ κτιρίου} = 0.002$$

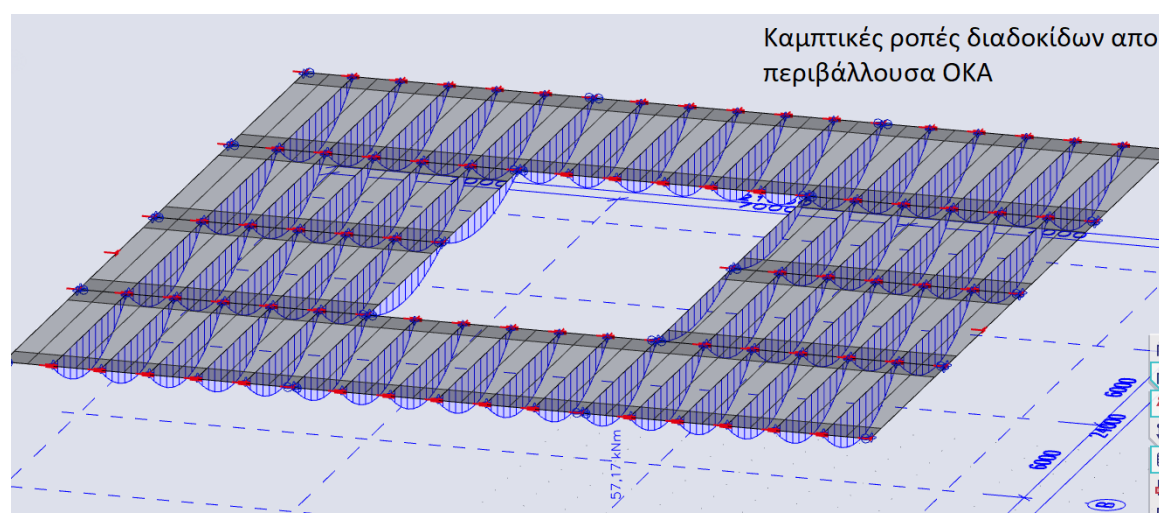
Η παραπάνω τιμή είναι ακόμα μικρότερη σε περίπτωση που γίνει ο έλεγχος με $q = 3.0$.

3.3 Εντατική μεγέθη φορέα

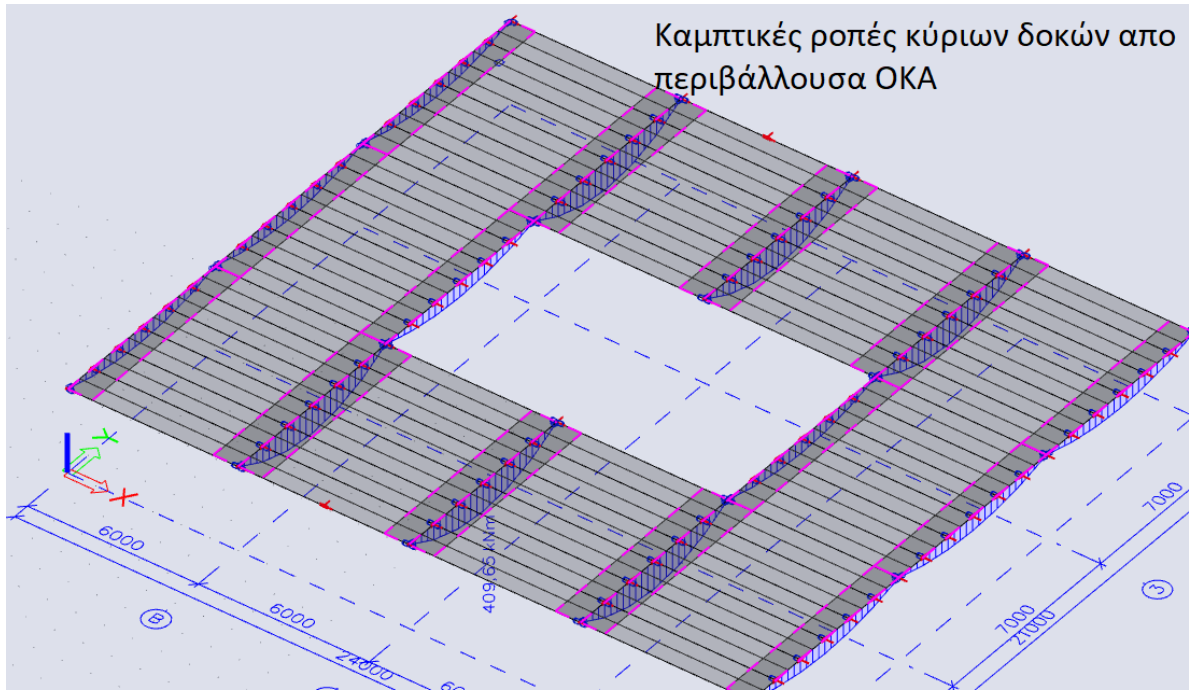
Σύμφωνα με τον στατικό σχεδιασμό και τις συνδέσεις που έχουν επηλεχθεί μεταξύ των δμικών στοιχείων, για το κάθε μέλος το κρίσιμότερο εντατικό μέγεθος είναι το εξής:

- 1) Υποστυλώματα: Λόγω των αρθρωτών συνδέσεων με όλα τα δοκάρια, το κρίσιμότερο εντατικό μέγεθος είναι οι αξονικές δυνάμεις και επομένως η θλίψη και ο λυγισμός που θα προκληθεί. Λόγω χρήσης διατομής διπλού ταύ κρίνεται ότι κρησιμότερη θα είναι η λειτουργία της διατομής στον ασθενή άξονα. Η μέγιστη θλιπτική δύναμη είναι 3062 kN.
- 2) Δοκοί: Τόσο οι κύριες αλλά και οι δευτερεύουσες διατομές λειτουργούν και αυτές αμφιαρθωτά. Αυτό σημαίνει ότι η διατομή δεν έχει αρνητική ροπή στήριξης και ότι κατά βάση λειτουργεί σε εφελκυσμό. Το κρίσιμότερο μέγεθος είναι η ροπή κάμψης. Οι ροπές που προκύπτουν είναι περίπου στο μέσο του ανοιγματος και η μέγιστη καμπτική ροπή για τις κύριες δοκούς είναι 409.65 kNm ενώ για τις δευτερεύουσες είναι 57.17 kNm
- 3) Χιαστί κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας: Παραλαμβάνουν τον σεισμό μόνο με αξονικό εφελκυσμό. Επομένως το κρίσιμότερο και μόνο εντατικό μέγεθος είναι τα αξονικά φορτία.

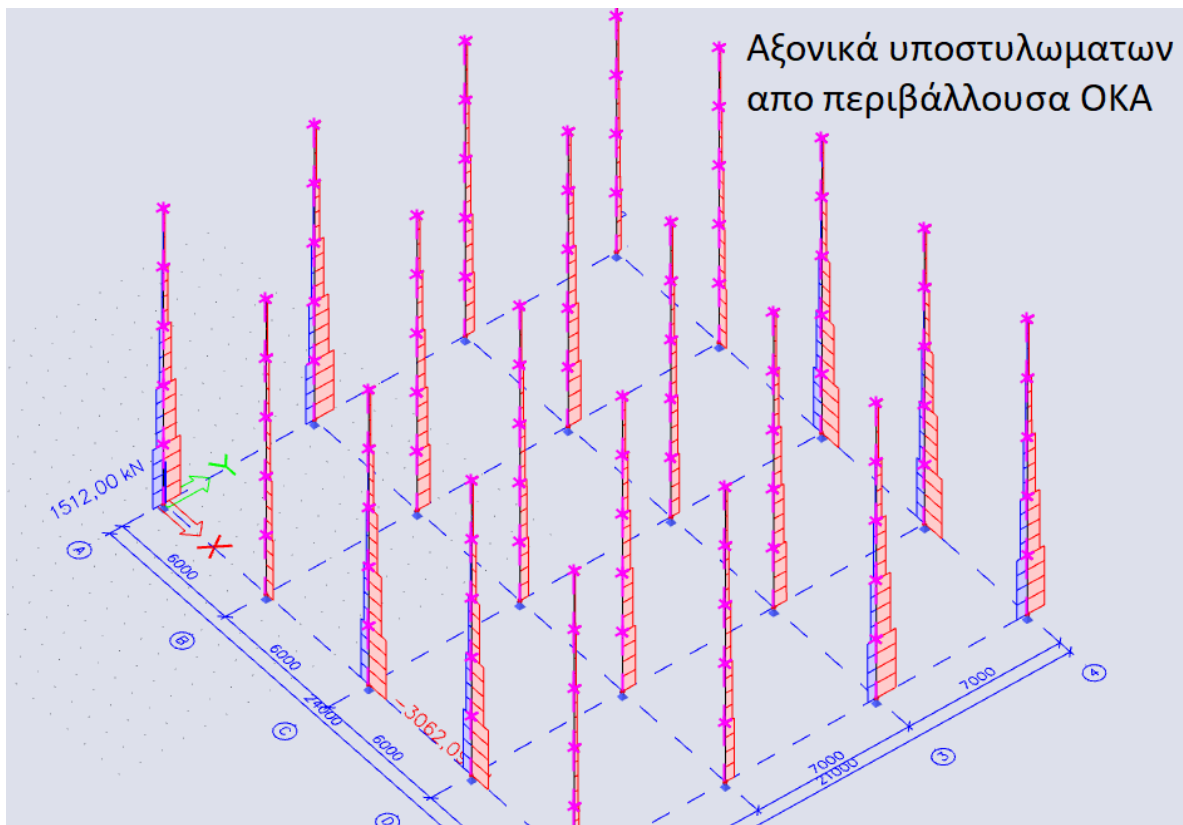
Παρακάτω δίνονται σχήματα από τον στατικό φορέα για τις παραπάνω αναφερόμενες κατηγορίες μελών. Τα αποτελέσματα που έχουν προκύψει είναι τα δυσμενέστερα από το σύνολο των συνδυασμών του κανονισμού.



Σχέδιο 3.10 : Σχέδιο Καμπτικών ροπών διαδοκίδων



Σχέδιο 3.11 : Σχέδιο Καμπτικών ροπών κύριων δοκών

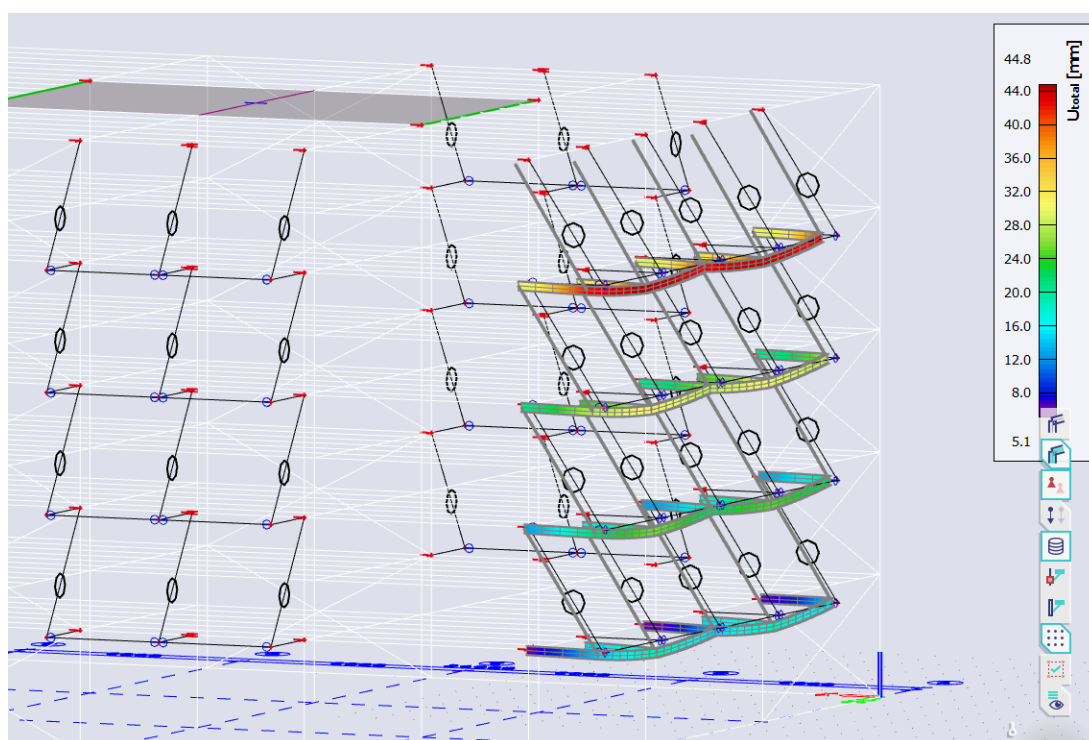


Σχέδιο 3.12 : Σχέδιο αξονικών δυνάμεων υποστυλωμάτων

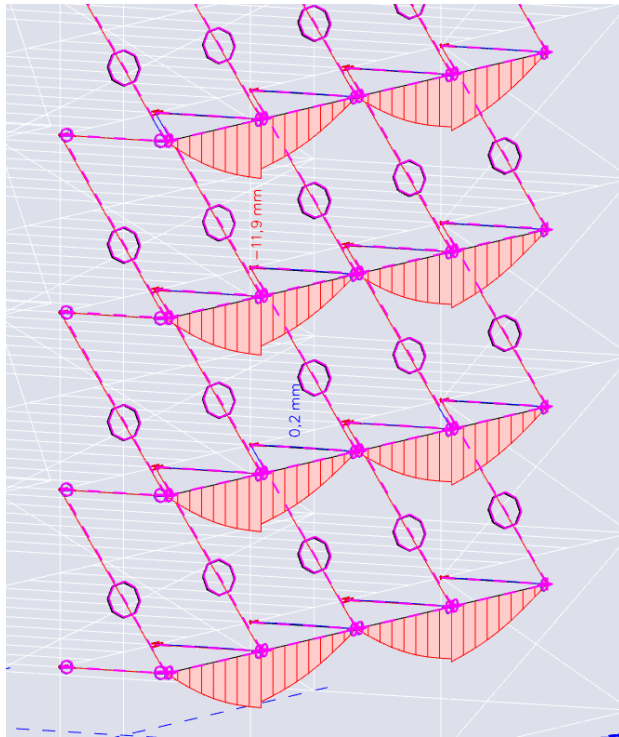
3.4 Εξώστες

Λόγω της μορφής τους, γίνεται ξεχωριστή αναφορά στο συγκεκριμένο τμήμα της κατασκευής. Οι εξώστες στηρίζονται κατα κύριο λόγο στην προεξέχοντα δοκό με σύνδεση ροπής και υπάρχει και η βοήθεια από μεταλλικές αντιρίδες που λειτουργούν σαν μορφή στήριξης αλλά και μείωση των παραμορφώσεων.

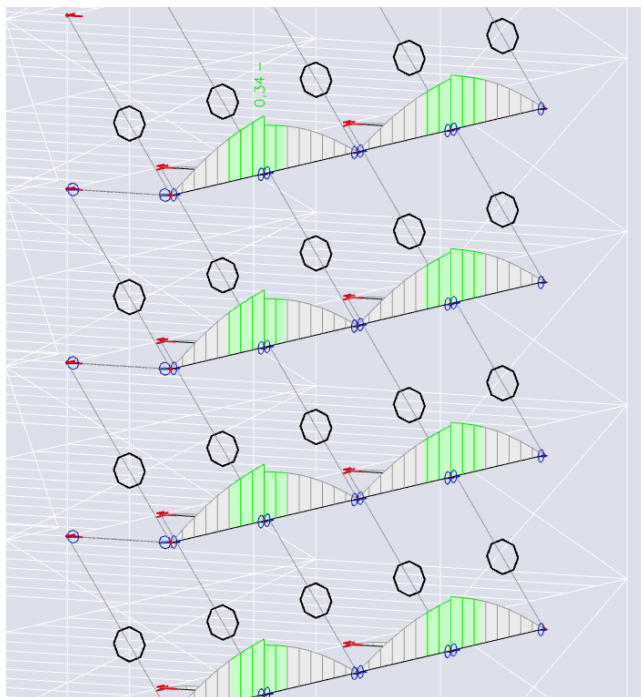
Παρακάτω γίνεται αναφορά στις παραμορφώσεις αλλά και στην εντατική κατάσταση του φορέα. Οι μέγιστες τιμές παραμορφώσεων προκύπτουν από την ΟΚΑ και είναι στην μέση των εξωτερικών δοκών των προβόλων. Οι μέγιστες παραμορφώσεις σε συνδυασμούς ΟΚΛ προκύπτουν στο ίδιο σημείο με αυτό που προκύπτει στους συνδυασμούς ΟΚΑ και παρακάτω δίνεται εικόνα από τον στατικό φορέα και τις σχετικές μετατοπίσεις.



Σχέδιο 3.13 : Παραμορφώσεις εξωστών από περιβάλλουσα σχεδιασμού ΟΚΑ



Σχέδιο 3.13: Σχετική μετατόπιση εξωστών από ΟΚΛ

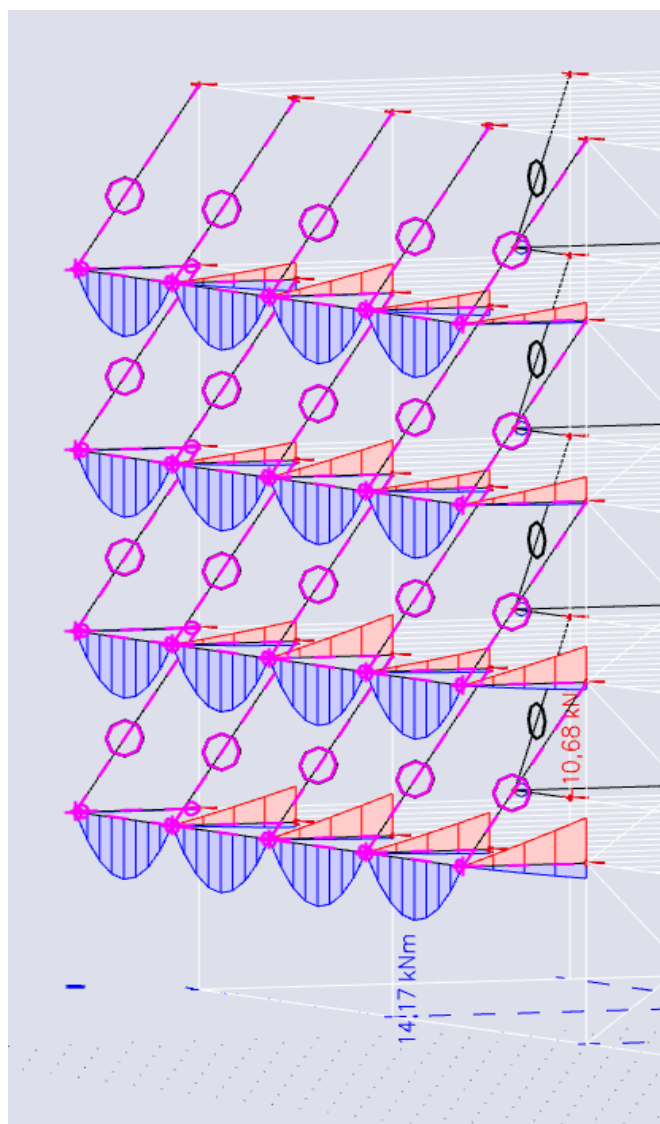


Σχέδιο 3.14: Έλεγχος παραμορφώσεων εξωστών

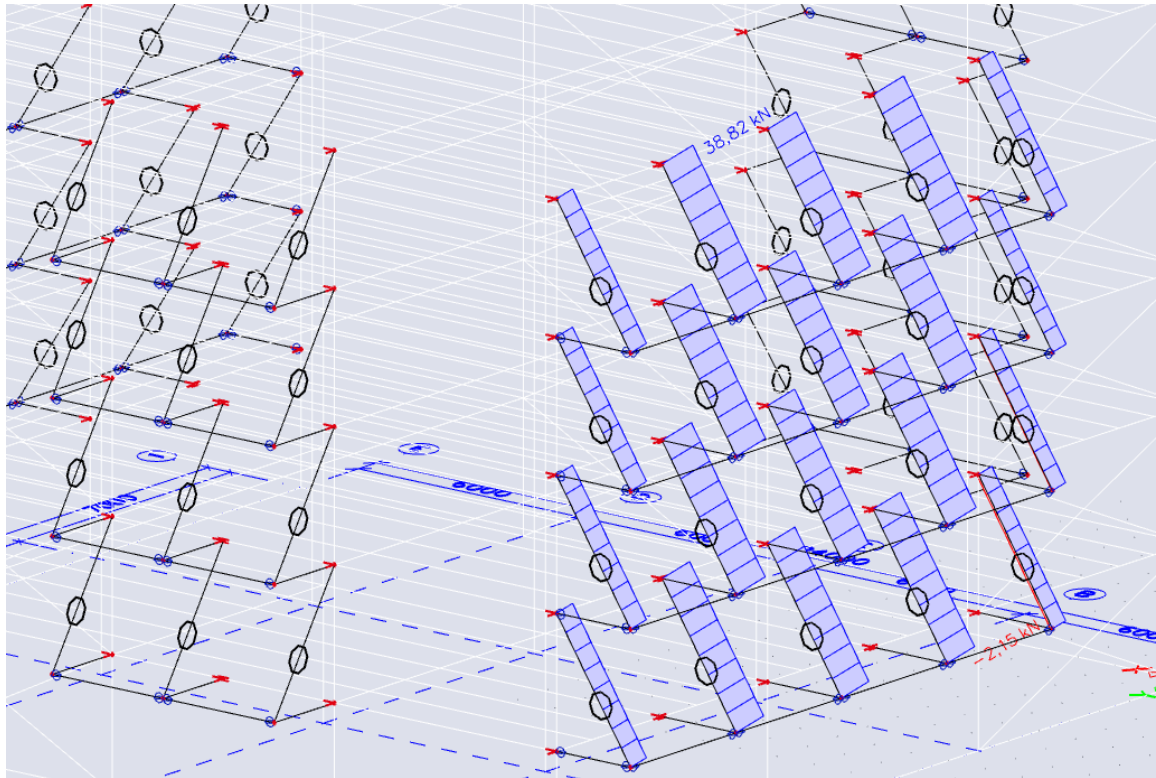
Στο παραπάνω σχέδιο φαίνεται το ποσοστό λειτουργίας των διατομών του εξώστη όσο αφορά το βέλος κάμψης (η τιμή 1.0 ορίζεται σαν το όριο για την επάρκεια) που είναι και ο κρισιμότερος έλεγχος για την συγκεκριμένη διατομή. Ο έλεγχος έγινε με τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη από την περιβάλλουσα όλων των συνδυασμών λειτουργίας.

Τα εντατικά μεγέθη στην κατασκευή είναι σύμφωνα με τις παρακάτω εικόνες του στατικού μοντέλου, και πιο συγκεκριμένα είναι:”

- 1) Κύρια δοκός εξώστη: Λειτουργεί σε κάμψη προβόλου και επομένως παραλαμβάνει μέγιστη ροπή στήριξης 10.68 kNm
- 2) Εξωτερική διαδοκίδα: Ενώνει τις προβολικούς δοκούς της κατασκευής, βρίσκεται στην εξωτερική περίμετρο της κατασκευής και συνδέεται αρθρωτα και στα δυο άκρα της. Επομένως η μέγιστη καμπική ροπή προκύπτει στην μέση του ανοίγματος και είναι 14.17 kNm
- 3) Ελκυστήρας: Αναλαμβάνει μόνο αξονικά φορτία και επομένως είναι και τα κρισιμότερα για την συγκριμένη κατηγορία διατομής. Μέγιστη τιμή 38.82 kN.



Σχήμα 3.15 :Καμπτικές ροπές σχεδιασμού από περιβάλλουσα σχεδιασμού



Σχήμα 3.16: Αξονικά φορτία ελκυστήρα

4 Διαστασιολόγηση

4.1 Κατηγορίες διατομών

Ο σχεδιασμός της κατασκευής προϋποθέτει την επιλογή μιας κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης και ελέγχου. Η επιλογή της μεθόδου ανάλυσης αφορά αφενός την ανάλυση, μέσω της οποίας προσδιορίζονται τα εντατικά και παραμορφωτικά μεγέθη, αφετέρου δε τον τρόπο υπολογισμού της αντοχής της διατομής. Με βάση τη μέθοδο ανάλυσης και υπολογισμού της αντοχής των διατομών για την οριακή κατάσταση αστοχίας, αλλά και με την έκταση στην οποία η αντοχή και η στροφική ικανότητα των διατομών περιορίζεται από τον τοπικό λυγισμό, οι διατομές κατατάσσονται στις ακόλουθες τέσσερις κατηγορίες:

- Διατομές κατηγορίας 1: Σχηματίζουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση στροφική ικανότητα χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- Διατομές κατηγορίας 2: Αναπτύσσουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη στροφική ικανότητα λόγω τοπικού λυγισμού.
- Διατομές κατηγορίας 3: Η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φθάσει το όριο διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός εμποδίζει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.
- Διατομές κατηγορίας 4: Είναι εκείνες στις οποίες τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Πίνακας 4.1 ΟΚΑ διατομών

Κατηγορία	Ροπή αντοχής	
1 και 2	πλαστική ροπή	$M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$
3	ελαστική ροπή	$M_{el} = W_{el} \cdot f_y$
4	ροπή τοπικού λυγισμού	$M_0 < M_{el}$

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

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

1. Εσωτερικά στοιχεία: Εκείνα τα οποία απολήγουν σε άλλα εγκάρσια στοιχεία της διατομής. Μπορεί να θεωρούνται αμφιέριστα μεταξύ των γραμμών επαφής τους με τα εγκάρσια στοιχεία (για παράδειγμα, ο κορμός μιας διατομής διπλού ταυ είναι εσωτερικό στοιχείο μεταξύ των δύο πέλματων).
2. Προεξέχοντα στοιχεία: Τα στοιχεία αυτά θεωρούνται ότι στηρίζονται κατά μήκος μιας ακμής και είναι ελεύθερα κατά μήκος της άλλης ακμής, παράλληλα προς την κατεύθυνση της θλιπτικής τάσης.

3. Τα επιμέρους θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία μιας διατομής (π.χ. ο κορμός ή το πέλμα) μπορούν, γενικά, να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες, η δε διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία (λιγότερο ευγενή) των θλιβόμενων στοιχείων της. Εναλλακτικά, η κατάταξη μιας διατομής μπορεί να ορισθεί λαμβάνοντας υπόψη τόσο την κατηγορία των πελμάτων όσο και την κατηγορία του κορμού.
4. Τα όρια για τα θλιβόμενα στοιχεία κατηγορίας 1, 2 και 3 λαμβάνονται από τον Πίνακα 4.2. Αν ένα στοιχείο της διατομής δεν ικανοποιεί τα όρια της κατηγορίας 3, κατατάσσεται στην κατηγορία 4. Σε διατομές κατηγορίας 4, προκειμένου να ληφθούν υπόψη οι μειώσεις στην αντοχή λόγω των επιδράσεων του τοπικού λυγισμού, χρησιμοποιούνται τα ενεργά πλάτη σύμφωνα με το Πρότυπο EN 1993-1-5.

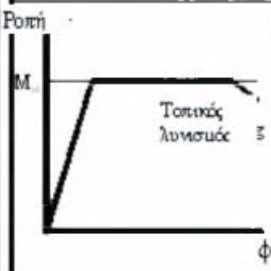
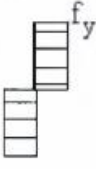
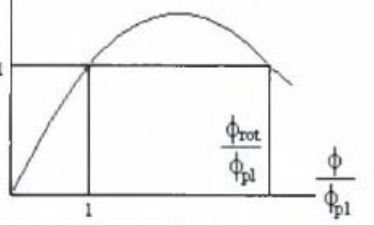
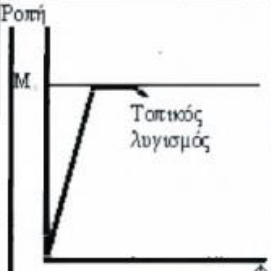

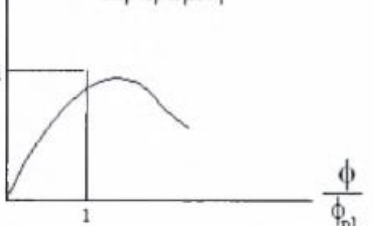
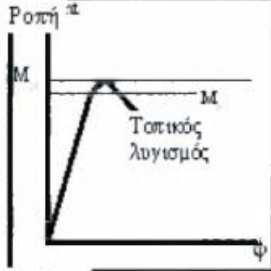

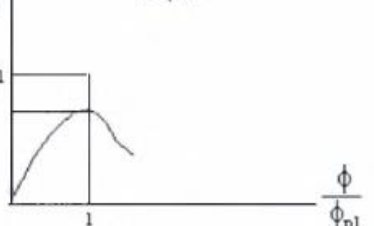
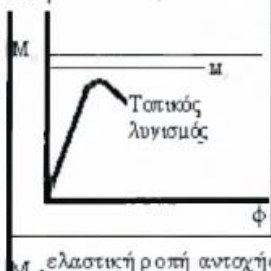

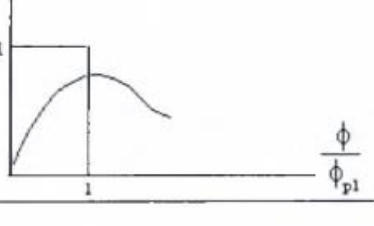
Οι οριακές τιμές του λόγου c/t των πλακοειδών στοιχείων διατομών ισχύουν για μέλη από χάλυβα συγκεκριμένου ορίου διαρροής. Για να καλύπτονται οι περιπτώσεις χάλυβα διαφορετικής ποιότητας, ο Ευρωκώδικας 3 παρουσιάζει τα δεδομένα του τοπικού λυγισμού υπό αδιάστατη μορφή με χρήση του μειωτικού συντελεστή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

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} \quad (4.1)$$

Όπου:

- 235 συντελεστής που αντιστοιχεί στο όριο διαρροής αναφοράς
- f_y όριο διαρροής του υπόψη χάλυβα σε N/mm².

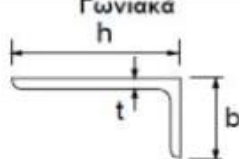
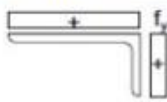
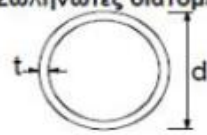
Πίνακας 4.2: Κατάταξη διατομών σε σχέση με τη ροπή αντοχής και τη στρωφική ικανότητα

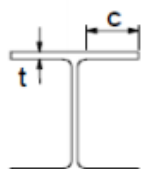
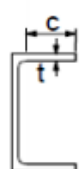
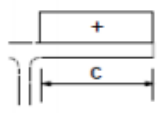
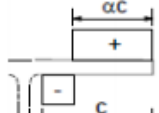
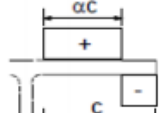
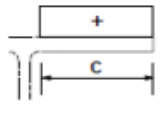
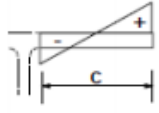
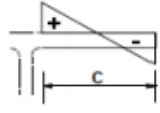
Μοντέλο Συμπεριφοράς	Ροπή Αντοχής	Ικανότητα Στροφής	Κατηγορία
 <p>Ροπή M</p> <p>Τοπικός λυγισμός</p> <p>ϕ</p>	<p>Πλαστική ροπή της πλήρους διατομής</p>  <p>f_y</p>	<p>$\frac{M}{M}$</p> <p>Επαρκής</p>  <p>1</p> <p>$\frac{\phi_{rot}}{\phi_{pl}}$</p> <p>$\frac{\phi}{\phi_{pl}}$</p>	1
 <p>Ροπή M</p> <p>Τοπικός λυγισμός</p> <p>ϕ</p>	<p>Πλαστική ροπή της πλήρους διατομής</p>  <p>f_y</p>	<p>$\frac{M}{M}$</p> <p>Περιορισμένη</p>  <p>1</p> <p>$\frac{\phi}{\phi_{pl}}$</p>	2
 <p>Ροπή M</p> <p>Τοπικός λυγισμός</p> <p>M</p> <p>ϕ</p>	<p>Ελαστική ροπή της πλήρους διατομής</p>  <p>f_y</p>	<p>$\frac{M}{M}$</p> <p>Καμία</p>  <p>1</p> <p>$\frac{\phi}{\phi_{pl}}$</p>	3
 <p>Ροπή M</p> <p>Τοπικός λυγισμός</p> <p>M</p> <p>ϕ</p>	<p>Ελαστική ροπή της ενεργού διατομής</p>  <p>f_y</p>	<p>$\frac{M}{M}$</p> <p>Καμία</p>  <p>1</p> <p>$\frac{\phi}{\phi_{pl}}$</p>	4
<p>M_e : ελαστική ροπή αντοχής της διατομής n</p> <p>M_p : πλαστική ροπή αντοχής της διατομής 1</p> <p>M : δρώσα ροπή</p> <p>ϕ : στρωφή (καμπυλότητα) της διατομής</p> <p>ϕ_{pl} : στρωφή (καμπυλότητα) της διατομής απαιτούμενη για να προκαλέσει πλήρη πλαστική κατανομή τάσεων στη διατομή</p>			

Πίνακας 4.3: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα						
						Άξονας κάμψης
						Άξονας Κάμψης
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	όταν $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ όταν $\psi \leq -1^{\circ}$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1.00	0.92	0.81	0.75	0.71

Πίνακας 4.3: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία

Γωνιακά						
<p>Αναφορά επίσης στα "Προεξέχοντα πέλματα" (βλέπε φύλο 2 από 3)</p>  <p>Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία</p>						
Κατηγορία	Διατομή σε θλίψη					
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)						
3	$h/t \leq 15\epsilon : \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
Σωληνωτές διατομές						
						
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για $d/t > 90\epsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Προεξέχοντα πέλματα						
						
Ελατές διατομές		Συγκολλητές διατομές				
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη				
		Άκρο σε θλίψη	Άκρο σε εφελκυσμό			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_c}$				
Για k_c βλέπε EN 1993-1-5						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

4.2 Αποτελέσματα ανα κατηγορία διατομής

Υποστυλώματα: Η δυσμενέστερη διατομή λειτουργεί στο 91% και είναι λόγω συνδυασμού κάμψης και θλίψης. Παρόλο που τα υποστυλώματα συνδέονται με τις δοκούς αρθρωτά και κατα κύριο λόγο λειτουργούν σε θλίψη, υπάρχουν υποστυλώματα που δίνουν ροπές (σύνδεση με εξώστες). Αυτές οι ροπές δεν είναι τόσο μεγάλες και για αυτό δεν επηρεάζουν σημαντικά την επάρκεια των διατομών σε σχέση με τον έλεγχο σε θλίψη. Ενδεικτικά η διατομή λειτουργεί σε θλίψη στο 78 % και σε καμπτικό λυγισμό στο 87%.

Κύριοι δοκοί: Η δυσμενέστερη διατομή λειτουργεί στο 56% και είναι σε έλεγχο καμπτικής ροπής στο τελικό στάδιο σε ΟΚΑ.

Διαδοκίδες: Η δυσμενέστερη διατομή λειτουργεί στο 9 % σε έλεγχος βέλους κατά την κατασκευή και επομένως όταν η διατομή λειτουργεί χωρίς την λειτουργία του σκυροδέματος και στο 88% στο τελικό στάδιο κατα ΟΚΛ. (κάνεις υποκεφάλαιο και επισυνάπτεις το αρχείο ελέγχου)

Χιαστί συνδέσμοι δυσκαμψίας: Λειτουργούν μόνο σε αξονικά φορτία. Παρόλο που έχει γίνει σχεδιασμός με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού, έχει γίνει προσπάθεια για κατανομή πλαστιμότητας καθ' ύψος. Αυτό επιτυγχάνεται με την χρήση διαφορετικών διατομών καθ' ύψος ώστε να επιτευχθεί σε όλα τα επίπεδα οι διατομές να λειτουργούν στο ίδιο ποσοστό λειτουργίας με μια απόκλιση περίπου 25 %.

Για να επιτευχθεί αυτό θα πρέπει:

- Στην διεύθυνση Χ να χρησιμοποιείται
 - επίπεδο1: SHS 180*12
 - επίπεδο 2: SHS 160*16
 - επίπεδο 3: SHS 160*12
 - επίπεδο 4: SHS 160*10
 - επίπεδο 5: SHS 160*5
- Στην διεύθυνση Υ να χρησιμοποιείται
 - επίπεδο1: SHS 160*14.2
 - επίπεδο 2: SHS 160*10
 - επίπεδο 3: SHS 160*10
 - επίπεδο 4: SHS 160*6.3
 - επίπεδο 5: SHS 150*5

Στην διεύθυνση Χ οι διατομές λειτουργουν απο 81% έως 97% (διαφορά έως 13%) ενώ στην διεύθυνση Υ απο 78% έως 95% (διαφορά έως 22%)

Δοκός ροπής προβόλου: Λειτουργεί στο 41% σε έλεγχο κάμψης και θλίψης.

Ελκυστήρας προβόλου: Λειτουργεί στο 20% σε έλεγχο αξονικού φορτίου

Παρακάτω επισυνάπτονται ο έλεγχος της δυσμενέστερης διατομής κύριας δοκού και υποστυλώματος.

4.3 Διαστασιολόγηση υποστυλώματος

EC-EN 1993 Έλεγχος ΟΚΑ

Γραμμική ανάλυση
Κατηγορία: All ULS
Σύστημα συντεταγμένων: Κυρίως
Ακρότατο 1D: Καθολικό
Επιλογή: B9

EN 1993-1-1 Code Check

Εθνικό παράρτημα: Πρότυπο EN

Μέλος B9 0,000 / 3,000 m HEB300 S 275 All ULS 0,91 -

Υπόμνημα συνδυασμών
All ULS / LC1 + LC2 + LC3 + LC1 dry concrete - EX

Επί μέρους συντελεστές ασφαλείας	
γ _{M0} για αντοχή των διατομών	1,00
γ _{M1} for resistance to instability	1,00
γ _{M2} για αντοχή των απομειωμένων διατομών	1,25

Υλικό			
Τάση διαρροής	f _y	275,0	MPa
Οριακή αντοχή	f _u	430,0	MPa
Κατεργασία		Ελατό	

....:ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:....

Ο κρίσιμος έλεγχος είναι στην διατομή 0,000 m

Εντατικά μεγέθη	Υπολογισμένο	Μονάδα	
Ορθή δύναμη	N _{Ed}	-3194,53	kN
Διατμητική δύναμη	V _{y,Ed}	-1,64	kN
Διατμητική δύναμη	V _{z,Ed}	-7,31	kN
Στρέψη	T _{Ed}	0,00	kNm
Καμπτική ροπή	M _{y,Ed}	0,00	kNm
Καμπτική ροπή	M _{z,Ed}	0,00	kNm

Κατηγοριοποίηση για σχεδιασμό διατομής

Κατάταξη σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 άρθρο 5.5.2

Classification of Internal and Outstand parts according to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 1 & 2

Id	Τύπος	c [mm]	t [mm]	σ ₁ [kN/m ²]	σ ₂ [kN/m ²]	ψ [-]	k _σ [-]	α' [-]	c/t [-]	Κατηγορία 1 Όριο [-]	Κατηγορία 2 Όριο [-]	Κατηγορία 3 Όριο [-]	Κατηγορία
1	SO	117	19	2,142e+05	2,142e+05	1,00	0,43	1,00	6,18	8,32	9,24	12,94	1
3	SO	117	19	2,142e+05	2,142e+05	1,00	0,43	1,00	6,18	8,32	9,24	12,94	1
4	I	208	11	2,142e+05	2,142e+05	1,00		1,00	18,91	25,88	31,43	35,13	1
5	SO	117	19	2,142e+05	2,142e+05	1,00	0,43	1,00	6,18	8,32	9,24	12,94	1
7	SO	117	19	2,142e+05	2,142e+05	1,00	0,43	1,00	6,18	8,32	9,24	12,94	1

Σημείωση: Τα όρια κατάταξης έχουν οριστεί σύμφωνα με το Semi-Comp+.

Η διατομή είναι κατηγορίας 1

Έλεγχος σε θλίψη

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.4 και τύπο (6.9)

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,4910 \cdot 10^{-2} [m^2] \times 275,0 [MPa]}{1,00} = 4100,25 [kN] \quad (EC3-1-1: 6.10)$$

$$\text{Έλεγχος μοιάδος} = \frac{|N_{Ed}|}{N_{c,Rd}} = \frac{|-3194,53 [kN]|}{4100,25 [kN]} = 0,78 \leq 1,00 \quad (EC3-1-1: 6.9)$$

Έλεγχος διάτμησης για V_y

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.6 και τύπο (6.17)

$$V_{pl,y,Rd} = \frac{A_v \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{1,1818 \cdot 10^{-2} [m^2] \times \frac{275,0 [MPa]}{\sqrt{3}}}{1,00} = 1876,36 [kN] \quad (EC3-1-1: 6.18)$$

$$\text{Έλεγχος μοιάδος} = \frac{|V_{y,Ed}|}{V_{c,y,Rd}} = \frac{|-1,64 [kN]|}{1876,36 [kN]} = 0,00 \leq 1,00 \quad (EC3-1-1: 6.17)$$

Έλεγχος διάτμησης για V_z

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.2.6 και τύπο (6.17)

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_v \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{4,7450 \cdot 10^{-3} [m^2] \times \frac{275,0 [MPa]}{\sqrt{3}}}{1,00} = 753,37 [kN] \quad (EC3-1-1: 6.18)$$

$$\text{Έλεγχος μοιάδος} = \frac{|V_{z,Ed}|}{V_{c,z,Rd}} = \frac{|-7,31 [kN]|}{753,37 [kN]} = 0,01 \leq 1,00 \quad (EC3-1-1: 6.17)$$

Το μέλος ικανοποιεί τον έλεγχο διατομής.

....:ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ:....

Κατηγοριοποίηση για σχεδιασμό λυγισμού μέλους

Καθοριστική θέση για κατηγοριοποίηση σε ευστάθεια: 3,000 m

Κατάταξη σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 άρθρο 5.5.2

Classification of Internal and Outstand parts according to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 1 & 2

Id	Τύπος	c [mm]	t [mm]	σ_1 [kN/m ²]	σ_2 [kN/m ²]	Ψ [-]	k_{σ} [-]	α [-]	c/t [-]	Κατηγορία 1 Όριο [-]	Κατηγορία 2 Όριο [-]	Κατηγορία 3 Όριο [-]	Κατηγορία
1	SO	117	19	2,279e+05	2,347e+05	0,97	0,43	1,00	6,18	8,32	9,24	12,76	1
3	SO	117	19	2,242e+05	2,174e+05	0,97	0,44	1,00	6,18	8,32	9,24	12,90	1
4	I	208	11	2,229e+05	2,051e+05	0,92		1,00	18,91	25,88	31,43	36,13	1
5	SO	117	19	2,001e+05	1,933e+05	0,97	0,44	1,00	6,18	8,32	9,24	12,91	1
7	SO	117	19	2,039e+05	2,106e+05	0,97	0,43	1,00	6,18	8,32	9,24	12,76	1

Σημείωση: Τα όρια κατάταξης έχουν οριστεί σύμφωνα με το Semi-Comp+.

Η διατομή είναι κατηγορίας 1

Σημείωση: The stability classification is based on the maximum section classification along the member.

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.3.1.1 και τύπο (6.46)

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{l_{cr,y}^2} = \frac{\pi^2 \times 210000,0[\text{MPa}] \times 2,5170 \cdot 10^{-4}[\text{m}^4]}{2,802[\text{m}]^2} = 66433,55[\text{kN}]$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{l_{cr,z}^2} = \frac{\pi^2 \times 210000,0[\text{MPa}] \times 8,5630 \cdot 10^{-5}[\text{m}^4]}{2,707[\text{m}]^2} = 24227,54[\text{kN}]$$

$$\lambda_y = \frac{l_{cr,y}}{i_y} = \frac{2,802[\text{m}]}{130[\text{mm}]} = 21,57$$

$$\lambda_z = \frac{l_{cr,z}}{i_z} = \frac{2,707[\text{m}]}{76[\text{mm}]} = 35,71$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}} = \frac{21,57}{\pi \times \sqrt{\frac{210000,0[\text{MPa}]}{275,0[\text{MPa}]}}} = 0,25 \quad (\text{EC3-1-1: 6.50})$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}} = \frac{35,71}{\pi \times \sqrt{\frac{210000,0[\text{MPa}]}{275,0[\text{MPa}]}}} = 0,41 \quad (\text{EC3-1-1: 6.50})$$

$$\varphi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y \times (\lambda_{rel,y} - \lambda_{rel,y,0}) + \lambda_{rel,y}^2] = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,25 - 0,20) + 0,25^2] = 0,54$$

$$\varphi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z \times (\lambda_{rel,z} - \lambda_{rel,z,0}) + \lambda_{rel,z}^2] = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (0,41 - 0,20) + 0,41^2] = 0,64$$

$$\chi_y = \min \left(\frac{1}{\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}, \frac{1}{\lambda_{rel,y}}, 1 \right) = \min \left(\frac{1}{0,54 + \sqrt{0,54^2 - 0,25^2}}, \frac{1}{0,25}, 1 \right) = \min(0,98, 16, 20, 1) = 0,98 \quad (\text{EC3-1-1: 6.49})$$

$$\chi_z = \min \left(\frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}}, \frac{1}{\lambda_{rel,z}}, 1 \right) = \min \left(\frac{1}{0,64 + \sqrt{0,64^2 - 0,41^2}}, \frac{1}{0,41}, 1 \right) = \min(0,89, 5,91, 1) = 0,89 \quad (\text{EC3-1-1: 6.49})$$

$$N_{b,y,Rd} = \frac{\chi_y \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,98 \times 1,4910 \cdot 10^{-2}[\text{m}^2] \times 275,0[\text{MPa}]}{1,00} = 4029,61[\text{kN}] \quad (\text{EC3-1-1: 6.47})$$

$$N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,89 \times 1,4910 \cdot 10^{-2}[\text{m}^2] \times 275,0[\text{MPa}]}{1,00} = 3654,48[\text{kN}] \quad (\text{EC3-1-1: 6.47})$$

$$N_{b,Rd} = \min(N_{b,y,Rd}, N_{b,z,Rd}) = \min(4029,61[\text{kN}], 3654,48[\text{kN}]) = 3654,48[\text{kN}]$$

$$\text{Έλεγχος μονάδος} = \frac{|N_{Ed}|}{N_{b,Rd}} = \frac{|-3194,53[\text{kN}]|}{3654,48[\text{kN}]} = 0,87 \leq 1,00 \quad (\text{EC3-1-1: 6.46})$$

Στρεπτικός(-Καμπτικός) έλεγχος λυγισμού

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.3.1.1 και τύπο (6.46)

Σημείωση: Για τη συγκεκριμένη I-διατομή η αντίσταση σε Στρεπτικό(-Καμπτικό) λυγισμό είναι μεγαλύτερη από του Καμπτικού λυγισμού. Συνεπώς δεν εμφανίζονται τα αποτελέσματα του Στρεπτικού(-Καμπτικού) στο τεύχος.

Έλεγχος σε κάμψη και αξονική θλίψη

Σύμφωνα με EN 1993-1-1 άρθρο 6.3.3 και τύπο (6.61),(6.62)

Η μέγιστη ροπή $M_{y,Ed}$ προκύπτει από τη δοκό B9 στη θέση 3,000 m.

Η μέγιστη ροπή $M_{z,Ed}$ προκύπτει από τη δοκό B9 στη θέση 3,000 m.

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{l_{cr,y}^2} = \frac{\pi^2 \times 210000,0[\text{MPa}] \times 2,5170 \cdot 10^{-4}[\text{m}^4]}{2,802[\text{m}]^2} = 66433,55[\text{kN}]$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{l_{cr,z}^2} = \frac{\pi^2 \times 210000,0[\text{MPa}] \times 8,5630 \cdot 10^{-5}[\text{m}^4]}{2,707[\text{m}]^2} = 24227,54[\text{kN}]$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{\beta} \times \left(G \times i_t + \frac{\pi^2 \times E \times I_w}{l_{cr}^2} \right) = \frac{1}{150[\text{mm}]^2} \times \left(80769,2[\text{MPa}] \times 1,8500 \cdot 10^{-6}[\text{m}^4] + \frac{\pi^2 \times 210000,0[\text{MPa}] \times 1,6878 \cdot 10^{-6}[\text{m}^6]}{3,000[\text{m}]^2} \right) = 23784,30[\text{kN}]$$

$$C_{m_y,0} = 1 + \left(\frac{\pi^2 \times E \times I_y \times |\delta_z|}{L^2 \times |M_{y,Ed}|} - 1 \right) \times \frac{|N_{Ed}|}{N_{cr,y}} = 1 + \left(\frac{\pi^2 \times 210000,0[\text{MPa}] \times 2,5170 \cdot 10^{-4}[\text{m}^4] \times |0,2[\text{mm}]|}{3,000[\text{m}]^2 \times |-21,57[\text{kNm}]|} - 1 \right) \times \frac{|3194,53[\text{kN}]|}{66433,55[\text{kN}]} = 0,98$$

$$C_{mz,0} = 0,79 + 0,21 \times \psi_z + \frac{0,36 \times (\psi_z - 0,33)}{N_{cr,z}} \times |N_{Ed}| = 0,79 + 0,21 \times 0,00 + \frac{0,36 \times (0,00 - 0,33) \times |3194,53[\text{kN}]|}{24227,54[\text{kN}]} = 0,77$$

$$\mu_y = \frac{1 - \frac{|N_{Ed}|}{N_{cr,y}}}{1 - \frac{\chi_y \times |N_{Ed}|}{N_{cr,y}}} = \frac{1 - \frac{|3194,53[\text{kN}]|}{66433,55[\text{kN}]}}{1 - \frac{0,98 \times |3194,53[\text{kN}]|}{66433,55[\text{kN}]}} = 1,00$$

$$\mu_z = \frac{1 - \frac{|N_{Ed}|}{N_{cr,z}}}{1 - \frac{\chi_z \times |N_{Ed}|}{N_{cr,z}}} = \frac{1 - \frac{|3194,53[\text{kN}]|}{24227,54[\text{kN}]}}{1 - \frac{0,89 \times |3194,53[\text{kN}]|}{24227,54[\text{kN}]}} = 0,98$$

$$\varepsilon_y = \left| \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \right| \times \frac{A}{W_{el,y}} = \left| \frac{-21,57[\text{kNm}]}{3194,53[\text{kN}]} \right| \times \frac{1,4910 \cdot 10^{-2}[\text{m}^2]}{1,6780 \cdot 10^{-3}[\text{m}^3]} = 0,06$$

$$a_{LT} = \max \left(1 - \frac{I_t}{I_y}, 0 \right) = \max \left(1 - \frac{1,8500 \cdot 10^{-6}[\text{m}^4]}{2,5170 \cdot 10^{-4}[\text{m}^4]}, 0 \right) = \max(0,99, 0,00) = 0,99$$

$$M_{cr,0} = \frac{C_1 \times \pi^2 \times E \times I_z}{(k \times l_{LT})^2} \times \sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \times I_w + \frac{(k \times l_{LT})^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times z_g - C_3 \times z_y)^2 - (C_2 \times z_g - C_3 \times z_y)}$$

$$= \frac{1,00 \times \pi^2 \times 210000,0[\text{MPa}] \times 8,5630 \cdot 10^{-5}[\text{m}^4]}{(1,00 \times 3,000[\text{m}])^2}$$

$$\times \sqrt{\left(\frac{1,00}{1,00} \right)^2 \times 1,6878 \cdot 10^{-6}[\text{m}^6] + \frac{(1,00 \times 3,000[\text{m}])^2 \times 80769,2[\text{MPa}] \times 1,8500 \cdot 10^{-6}[\text{m}^4]}{\pi^2 \times 210000,0[\text{MPa}] \times 8,5630 \cdot 10^{-5}[\text{m}^4]} + (0,01 \times 0[\text{mm}] - 1,00 \times 0[\text{mm}])^2 - (0,01 \times 0[\text{mm}] - 1,00 \times 0[\text{mm}])}$$

$$= 3257,51[\text{kNm}]$$

$$\lambda_{rel,0} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr,0}}} = \sqrt{\frac{1,8690 \cdot 10^{-3}[\text{m}^3] \times 275,0[\text{MPa}]}{3257,51[\text{kNm}]} = 0,40$$

$$\lambda_{rel,0,imp} = 0,2 \times \sqrt{C_1} \times \sqrt{\left(1 - \frac{|N_{Ed}|}{N_{cr,z}} \right) \times \left(1 - \frac{|N_{Ed}|}{N_{cr,T}} \right)} = 0,2 \times \sqrt{1,80} \times \sqrt{\left(1 - \frac{|3194,53[\text{kN}]|}{24227,54[\text{kN}]} \right) \times \left(1 - \frac{|3194,53[\text{kN}]|}{23784,30[\text{kN}]} \right)} = 0,25$$

$$C_{m_y} = C_{m_y,0} + (1 - C_{m_y,0}) \times \frac{\sqrt{\varepsilon_y} \times a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} \times a_{LT}} = 0,98 + (1 - 0,98) \times \frac{\sqrt{0,06} \times 0,99}{1 + \sqrt{0,06} \times 0,99} = 0,98$$

$$C_{m_z} = C_{m_z,0} = 0,77$$

$$C_{mLT} = \max \left[C_{m_y}^2 \times \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{|N_{Ed}|}{N_{cr,z}} \right) \times \left(1 - \frac{|N_{Ed}|}{N_{cr,T}} \right)}}, 1 \right] = \max \left[0,98^2 \times \frac{0,99}{\sqrt{\left(1 - \frac{|3194,53[\text{kN}]|}{24227,54[\text{kN}]} \right) \times \left(1 - \frac{|3194,53[\text{kN}]|}{23784,30[\text{kN}]} \right)}}, 1 \right]$$

$$= \max[1, 11, 1,00] = 1,11$$

$$b_{LT} = 0,5 \times a_{LT} \times \lambda_{rel,0}^2 \times \frac{|M_{y,Ed}|}{\chi_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} \times \frac{|M_{z,Ed}|}{M_{pl,z,Rd}} = 0,5 \times 0,99 \times 0,40^2 \times \frac{|-21,57[\text{kNm}]|}{1,00 \times 513,98[\text{kNm}]} \times \frac{|-4,94[\text{kNm}]|}{239,28[\text{kNm}]} = 0,00$$

$$c_{LT} = 10 \times a_{LT} \times \frac{\lambda_{rel,0}^2}{5 + \lambda_{rel,z}^4} \times \frac{|M_{y,Ed}|}{C_{m_y} \times \chi_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} = 10 \times 0,99 \times \frac{0,40^2}{5 + 0,41^4} \times \frac{|-21,57[\text{kNm}]|}{0,98 \times 1,00 \times 513,98[\text{kNm}]} = 0,01$$

$$d_{LT} = 2 \times a_{LT} \times \frac{\lambda_{rel,0}}{0,1 + \lambda_{rel,z}^4} \times \frac{|M_{y,Ed}|}{C_{m_y} \times \chi_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} \times \frac{|M_{z,Ed}|}{C_{m_z} \times M_{pl,z,Rd}}$$

$$= 2 \times 0,99 \times \frac{0,40}{0,1 + 0,41^4} \times \frac{|-21,57[\text{kNm}]|}{0,98 \times 1,00 \times 513,98[\text{kNm}]} \times \frac{|-4,94[\text{kNm}]|}{0,77 \times 239,28[\text{kNm}]} = 0,01$$

$$e_{LT} = 1,7 \times a_{LT} \times \frac{\lambda_{rel,0}}{0,1 + \lambda_{rel,z}^4} \times \frac{|M_{y,Ed}|}{C_{m_y} \times \chi_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} = 1,7 \times 0,99 \times \frac{0,40}{0,1 + 0,41^4} \times \frac{|-21,57[\text{kNm}]|}{0,98 \times 1,00 \times 513,98[\text{kNm}]} = 0,22$$

$$w_y = \min \left(\frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}}, 1,5 \right) = \min \left(\frac{1,8690 \cdot 10^{-3}[\text{m}^3]}{1,6780 \cdot 10^{-3}[\text{m}^3]}, 1,5 \right) = \min(1,11, 1,50) = 1,11$$

$$w_z = \min \left(\frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}}, 1,5 \right) = \min \left(\frac{8,7010 \cdot 10^{-4}[\text{m}^3]}{5,7090 \cdot 10^{-4}[\text{m}^3]}, 1,5 \right) = \min(1,52, 1,50) = 1,50$$

$$n_{pl} = \frac{|N_{Ed}|}{\frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{|3194,53[\text{kN}]|}{\frac{4100,25[\text{kN}]}{1,00}} = 0,78$$

$$\lambda_{rel,max} = \max(\lambda_{rel,y}, \lambda_{rel,z}) = \max(0,25, 0,41) = 0,41$$

$$C_{yy} = \max \left\{ 1 + (w_y - 1) \times \left[\left(2 - \frac{1,6}{w_y} \times C_{my}^2 \times \lambda_{rel,max} - \frac{1,6}{w_y} \times C_{my}^2 \times \lambda_{rel,max}^2 \right) \times \eta_{pl} - b_{LT} \right] \cdot \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}} \right\}$$

$$= \max \left\{ 1 + (1,11 - 1) \times \left[\left(2 - \frac{1,6}{1,11} \times 0,98^2 \times 0,41 - \frac{1,6}{1,11} \times 0,98^2 \times 0,41^2 \right) \times 0,78 - 0,00 \right] \cdot \frac{1,6780 \cdot 10^{-3} [m^3]}{1,8690 \cdot 10^{-3} [m^3]} \right\} = \max \{ 1,11, 0,90 \}$$

$$= 1,11$$

$$C_{yz} = \max \left\{ 1 + (w_z - 1) \times \left[\left(2 - 14 \times \frac{C_{mz}^2 \times \lambda_{rel,max}^2}{w_z^5} \right) \times \eta_{pl} - c_{LT} \right] \cdot 0,6 \times \sqrt{\frac{w_z}{w_y}} \times \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}} \right\}$$

$$= \max \left\{ 1 + (1,50 - 1) \times \left[\left(2 - 14 \times \frac{0,77^2 \times 0,41^2}{1,50^5} \right) \times 0,78 - 0,01 \right] \cdot 0,6 \times \sqrt{\frac{1,50}{1,11}} \times \frac{5,7090 \cdot 10^{-4} [m^3]}{8,7010 \cdot 10^{-4} [m^3]} \right\} = \max \{ 1,70, 0,46 \} = 1,70$$

$$C_{zy} = \max \left\{ 1 + (w_y - 1) \times \left[\left(2 - 14 \times \frac{C_{my}^2 \times \lambda_{rel,max}^2}{w_y^5} \right) \times \eta_{pl} - d_{LT} \right] \cdot 0,6 \times \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} \times \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}} \right\}$$

$$= \max \left\{ 1 + (1,11 - 1) \times \left[\left(2 - 14 \times \frac{0,98^2 \times 0,41^2}{1,11^5} \right) \times 0,78 - 0,01 \right] \cdot 0,6 \times \sqrt{\frac{1,11}{1,50}} \times \frac{1,6780 \cdot 10^{-3} [m^3]}{1,8690 \cdot 10^{-3} [m^3]} \right\} = \max \{ 1,06, 0,46 \} = 1,06$$

$$C_{zz} = \max \left[1 + (w_z - 1) \times \left(2 - \frac{1,6}{w_z} \times C_{mz}^2 \times \lambda_{rel,max} - \frac{1,6}{w_z} \times C_{mz}^2 \times \lambda_{rel,max}^2 - e_{LT} \right) \times \eta_{pl} \cdot \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}} \right]$$

$$= \max \left[1 + (1,50 - 1) \times \left(2 - \frac{1,6}{1,50} \times 0,77^2 \times 0,41 - \frac{1,6}{1,50} \times 0,77^2 \times 0,41^2 - 0,22 \right) \times 0,78 \cdot \frac{5,7090 \cdot 10^{-4} [m^3]}{8,7010 \cdot 10^{-4} [m^3]} \right] = \max [1,55, 0,66] = 1,55$$

$$N_{Rk} = A \times f_y = 1,4910 \cdot 10^{-2} [m^2] \times 275,0 [MPa] = 4100,25 [kN]$$

$$M_{y,Rk} = W_{pl,y} \times f_y = 1,8690 \cdot 10^{-3} [m^3] \times 275,0 [MPa] = 513,98 [kNm]$$

$$M_{z,Rk} = W_{pl,z} \times f_y = 8,7010 \cdot 10^{-4} [m^3] \times 275,0 [MPa] = 239,28 [kNm]$$

$$k_{yy} = C_{my} \times C_{mLT} \times \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \times \frac{1}{C_{yy}} = 0,98 \times 1,11 \times \frac{1,00}{1 - \frac{3194,53 [kN]}{66433,55 [kN]}} \times \frac{1}{1,11} = 1,03$$

$$k_{yz} = C_{mz} \times \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \times \frac{1}{C_{yz}} \times 0,6 \times \sqrt{\frac{w_z}{w_y}} = 0,77 \times \frac{1,00}{1 - \frac{3194,53 [kN]}{24227,54 [kN]}} \times \frac{1}{1,70} \times 0,6 \times \sqrt{\frac{1,50}{1,11}} = 0,37$$

$$k_{zy} = C_{my} \times C_{inLT} \times \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \times \frac{1}{C_{zy}} \times 0,6 \times \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} = 0,98 \times 1,11 \times \frac{0,98}{1 - \frac{3194,53 [kN]}{66433,55 [kN]}} \times \frac{1}{1,06} \times 0,6 \times \sqrt{\frac{1,11}{1,50}} = 0,55$$

$$k_{zz} = C_{mz} \times \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \times \frac{1}{C_{zz}} = 0,77 \times \frac{0,98}{1 - \frac{3194,53 [kN]}{24227,54 [kN]}} \times \frac{1}{1,55} = 0,57$$

$$\text{'Ελεγχος μονάδος (6.61)} = \frac{|N_{Ed}|}{\chi_y \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \times \frac{|M_{y,Ed}| + |\Delta M_{y,Ed}|}{\chi_{LT,mod} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \times \frac{|M_{z,Ed}| + |\Delta M_{z,Ed}|}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}$$

$$= \frac{3194,53 [kN]}{0,98 \times \frac{4100,25 [kN]}{1,00}} + 1,03 \times \frac{|-21,57 [kNm]| + |0,00 [kNm]|}{1,00 \times \frac{513,98 [kNm]}{1,00}} + 0,37 \times \frac{|-4,94 [kNm]| + |0,00 [kNm]|}{\frac{239,28 [kNm]}{1,00}} = \mathbf{0,84 \leq 1,00}$$

(EC3-1-1: 6.61)

$$\text{'Ελεγχος μονάδος (6.62)} = \frac{|N_{Ed}|}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \times \frac{|M_{y,Ed}| + |\Delta M_{y,Ed}|}{\chi_{LT,mod} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \times \frac{|M_{z,Ed}| + |\Delta M_{z,Ed}|}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}$$

$$= \frac{3194,53 [kN]}{0,89 \times \frac{4100,25 [kN]}{1,00}} + 0,55 \times \frac{|-21,57 [kNm]| + |0,00 [kNm]|}{1,00 \times \frac{513,98 [kNm]}{1,00}} + 0,57 \times \frac{|-4,94 [kNm]| + |0,00 [kNm]|}{\frac{239,28 [kNm]}{1,00}} = \mathbf{0,91 \leq 1,00}$$

(EC3-1-1: 6.62)

$$\text{'Ελεγχος μονάδος} = \max(\text{'Ελεγχος μονάδος (6.61)}, \text{'Ελεγχος μονάδος (6.62)}) = \max(0,84, 0,91) = \mathbf{0,91 \leq 1,00}$$

Έλεγχος διατμητικού λυγισμού

Σύμφωνα με EN 1993-1-5 άρθρο 5 & 7.1 και τύπο (5.10) & (7.1)

$$h_w/t = \frac{h_w}{t} = \frac{262 [mm]}{11 [mm]} = 23,82$$

$$\delta\rho_{io} h_w/t = \frac{72 \times \varepsilon}{\eta} = \frac{72 \times 0,92}{1,20} = 55,46$$

Σημείωση: Ο κορμός έχει τέτοια λυγηρότητα που το φαινόμενο του Διατμητικού λυγισμού μπορεί να αγνοηθεί κατά το άρθρο 5.1(2) του EN 1993-1-5.

Το μέλος ικανοποιεί τον έλεγχο ευστάθειας.

ΦΟΙΤΗΤΗΤΙΚΗ ΈΚΔΟΣΗ

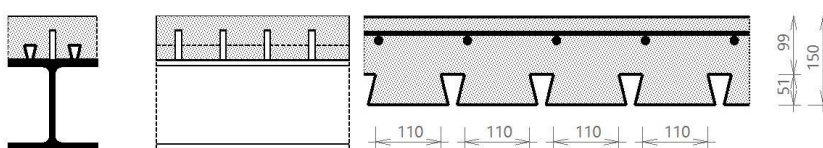
4.4 Διαστασιολόγηση Κύριας Δοκού

Σύμμικτη Δοκός - EN 1994-1-1

Γραμμική ανάλυση
Κατηγορία: Composite design
Σύστημα συντεταγμένων: Κιρίως
Ακρότατο 1D: Καθολικό
Επιλογή: B48

Σχεδιασμός σύμμικτης δοκού για μέλος B48, σύμφωνα με EC EN 1994-1-1.

1. Δεδομένα γεωμετρίας



Απλά στηριζόμενη δοκός

Σύμβολο	Τιμή	Περιγραφή
L	7 m	Μήκος τρέχοντος ανοίγματος
L _{left}	6 m	Απόσταση δοκού στα αριστερά
L _{right}	6 m	Απόσταση δοκού στα δεξιά

Warning: Οι ενδιάμεσοι καταναγκασμοί λυγισμού κατά την διεύθυνση z (y-y) αγνοούνται κατά τον υπολογισμό του συνεργαζόμενου πλάτους τόσο για την ανάλυση όσο και για τους ελέγχους. Παρακαλώ ελέγξτε τις ρυθμίσεις λυγισμού ή διαιρέστε την δοκό.

2. Διατομή & υλικά

2.1 Ιδιότητες μεταλλικής διατομής

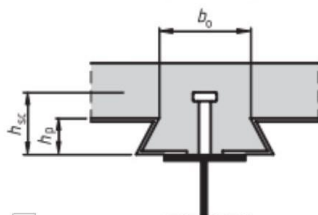
Διατομή: HEB300

Σύμβολο	Τιμή	Περιγραφή
h _a	300 mm	Ύψος
b	300 mm	Πλάτος
t _w	11 mm	Πάχος κορμού
t _f	19 mm	Πάχος πέλματος
r	27 mm	Ακτίνα
A _a	14910 mm ²	Εμβαδόν
I _y	252·10 ⁶ mm ⁴	Ροπή αδράνειας
i _z	75.8 mm	Ακτίνα περιστροφής
W _{ply}	1.87·10 ⁶ mm ³	Πλαστική ροπή αντίστασης

Υλικό διατομής: S 275

Σύμβολο	Τιμή	Περιγραφή
f _{yb}	275 MPa	Αντοχή διαρροής
f _{ub}	430 MPa	Οριακή αντοχή
E _b	210 GPa	E μέτρο ελαστικότητας

2.2 Πλάκα από σκυρόδεμα με διαμορφωμένα φύλλα



Πλάκα

Σύμβολο	Τιμή	Περιγραφή
h _s	150 mm	Συνολικό πάχος της πλάκας

Υλικό πλάκας: C30/37

Σύμβολο	Τιμή	Περιγραφή
f _{ck}	30 MPa	Χαρακτηριστική αντοχή
E _{cm}	32.8 GPa	E μέτρο ελαστικότητας

Διαμορφωμένο χαλυβδόφυλλο: ComFlor 51+1.0
 Υλικό διαμορφωμένου χαλυβδόφυλλου: S 235

Σύμβολο	Τιμή	Περιγραφή
h_p	51 mm	Ύψος νευρώσεων
h_c	99 mm	Ύψος σκυροδέματος
h_d	0 mm	Ύψος άνω ψαλιδωτής σύνδεσης
b_s	150 mm	Απόσταση νευρώσεων
b_r	40 mm	Πλάτος άνω μέρους της νευρώσης
b_b	135 mm	Πλάτος κάτω μέρους της νευρώσης
$b_{0,rib}$	110 mm	Μέσο πλάτος νευρώσεων
t_p	0.96 mm	πάχος φύλλων

Διατμητικός σύνδεσμος: SHC1

Σύμβολο	Τιμή	Περιγραφή
d_s	20 mm	Διάμετρος
h_{sc}	100 mm	Όνομαστικό ύψος
n_r	1	Ποσότητα ανά πτύχωση ή τμήμα

Υλικό διατμητικού σύνδεσμου: S 275

Σύμβολο	Τιμή	Περιγραφή
f_{us}	430 MPa	Οριακή αντοχή

Οπλισμός

Σύμβολο	Τιμή	Περιγραφή
d_l	16 mm	Διάμετρος διαμήκους ράβδου
s_l	150 mm	Απόσταση μεταξύ των διαμήκων ράβδων
c_l	30 mm	Επικάλυψη διαμήκους ράβδου
d_t	16 mm	Διάμετρος εγκάρσιας ράβδου
s_t	150 mm	Εγκάρσια απόσταση ράβδου
c_t	46 mm	Εγκάρσια επικάλυψη ράβδου

Υλικό οπλισμού: B 500C

Σύμβολο	Τιμή	Περιγραφή
f_{ykr}	500 MPa	Χαρακτηριστική αντοχή διαρροής

3. Έλεγχοι ΟΚΑ στη φάση κατασκευής

3.1 Μερικοί συντελεστές ασφαλείας

Χαλύβδινη διατομή

$$\gamma_{M0} = 1$$

(EN 1993-1-1 §6.1(1))

$$\gamma_{M1} = 1$$

3.2 Αντοχή διατομής της χαλύβδινης δοκού

3.2.1 Διατμητικός λυγισμός

$$h_w = h_a - 2 \cdot t_f = 300 - 2 \cdot 19 = 262 \text{ mm}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yb}}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$$

(EN 1993-1-5 §5.1(2))

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72 \cdot \varepsilon}{\eta_{sb}}$$

$$\frac{262}{11} \leq \frac{72 \cdot 0.924}{1.2}$$

(EN 1993-1-1 §5.6 Tab. 5.2)

23.8 ≤ 55.5 **Εντάξει**

Η διατμητική αντίσταση του κορμού δεν χρειάζεται να εξεταστεί.

$$U_{con,SB} = 0.00 \leq 1 \text{ **Εντάξει**}$$

Ο διατμητικός λυγισμός της διατομής είναι επαρκής.

3.2.2 Κατακόρυφη διάτμηση

Θέση

$$d_x = 7,00 \text{ m}$$

Όνομα Φορτίου

ULS-Set B-CS (auto)

Περιεχόμενο συνδυασμού

1.35*LC1+1.50*LC1_freshconcrete

Διατμητική δύναμη

$$V_{Ed,con,V} = -108,91 \text{ kN}$$

$$A_v = A_a - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 14910 - 2 \cdot 300 \cdot 19 + (11 + 2 \cdot 27) \cdot 19 = 4745 \text{ mm}^2$$

(EN 1993-1-1 §6.2.6(3))

$$A_{v,min} = \eta_{sb} \cdot h_w \cdot t_w = 1.2 \cdot 262 \cdot 11 = 3458 \text{ mm}^2$$

$$A_v \geq A_{v,min}$$

$$4745 \text{ mm}^2 \geq 3458 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yb}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{4745 \cdot 275}{\sqrt{3} \cdot 1} = 753.37 \text{ kN}$$

(EN 1993-1-1 (6.18))

$$U_{con,V} = \frac{\text{abs}(V_{Ed,con,V})}{V_{pl,Rd}} = \frac{\text{abs}(-108,91)}{753} = 0.14 \leq 1 \text{ **Εντάξει**}$$

(EN 1993-1-1 (6.17))

Η διατμητική αντοχή της διατομής επαρκεί

3.2.3 Καμπτική ροπή

Θέση
Όνομα Φορτίου
Περιεχόμενο συνδυασμού
Διατμητική δύναμη
Καμπτική ροπή

$d_w = 3,50$ m
ULS-Set B-CS (auto)
1.35*LC1+1.50*LC1_freshconcrete
 $V_{Ed,con,M} = 20,69$ kN
 $M_{Ed,con,M} = 226,47$ kNm

3.2.3.1 Αντοχή

$$\frac{V_{pl,Rd}}{2} > \text{abs}(V_{Ed,con,M}) \quad (\text{EN 1993-1-1 §6.2.8(2)})$$

$$\frac{753 \text{ kN}}{2} > 20.7 \text{ kN}$$

377 kN > 20.7 kN **Εντάξει**

Η επιρροή της κατακόρυφης διάτμησης στην αντοχή σε καμπτική ροπή μπορεί να παραληφθεί.

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}} = \frac{1.87 \cdot 10^6 \cdot 275}{1} = 513.98 \text{ kNm} \quad (\text{EN 1993-1-1 (6.13)})$$

$$U_{C_{con,M}} = \frac{\text{abs}(M_{Ed,con,M})}{M_{pl,Rd}} = \frac{\text{abs}(226.47)}{513.98} = 0.44 \leq 1 \quad \text{Εντάξει} \quad (\text{EN 1993-1-1 (6.12)})$$

Η αντοχή της διατομής σε καμπτική ροπή επαρκεί.

3.2.4 Κατάταξη διατομής

3.2.4.1 Θλιβόμενο πέλμα

(EN 1993-1-1 Tab. 5.2)

$$c_f = \frac{b - t_w - 2 \cdot r}{2} = \frac{300 - 11 - 2 \cdot 27}{2} = 118 \text{ mm}$$

$$\frac{c_f}{t_f} \leq 9 \cdot \epsilon$$

$$\frac{118}{19} \leq 9 \cdot 0.924$$

6.18 ≤ 8.32 **Εντάξει** Κατάταξη πέλματος ως Κατηγορίας 1.

3.2.4.2 Κορμός σε κάμψη και θλίψη

$$c_w = h_s - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r = 300 - 2 \cdot 19 - 2 \cdot 27 = 208 \text{ mm}$$

$$\frac{c_w}{t_w} \leq \frac{36 \cdot \epsilon}{\alpha_{cl}}$$

$$\frac{208}{11} \leq \frac{36 \cdot 0.924}{0.5}$$

18.9 ≤ 66.6 **Εντάξει** Κατάταξη κορμού ως Κατηγορία 1.

Η διατομή κατατάσσεται ως Κατηγορία 1

Τάξη Διατομής OK.

ΦΟΙΤΗΤΙΚΗ ΈΚΔΟΣΗ

3.3 Στρεμτοκαμπτικός λυγισμός

Θέση $d_x = 3,50$ m
 Όνομα Φορτίου ULS-Set B-CS (auto)
 Περιεχόμενο συνδυασμού $1.35 \cdot LC1 + 1.50 \cdot LC1_{freshconcrete}$
 Καμπτική ροπή $M_{Ed,con,LTB} = 226,47$ kNm

$$\lambda_z = \frac{k_z \cdot L_z}{i_z} = \frac{1 \cdot 1.17}{0.0758} = 15.4$$

$$\lambda_1 = 93.9 \cdot \epsilon = 93.9 \cdot 0.924 = 86.8$$

$$\lambda_{z,rel} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{15.4}{86.8} = 0.177$$

$$k_p = \frac{0.9}{\left(1 + \frac{1}{20} \cdot \left(\frac{\lambda_z}{\frac{h_a}{t_f}}\right)^2\right)^{0.25}} = \frac{0.9}{\left(1 + \frac{1}{20} \cdot \left(\frac{15.4}{\frac{300}{19}}\right)^2\right)^{0.25}} = 0.89$$

(EN 1993-1-1 §6.3.1.3(1))

(ECCS 119 Annex C)

$$k_c = 0.94$$

$$\lambda_{LT,rel} = \lambda_{z,rel} \cdot k_p \cdot k_c = 0.177 \cdot 0.89 \cdot 0.94 = 0.148$$

$$X_{LT} = 1$$

$$M_{b,Rd} = \frac{X_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_{yb}}{\gamma_{M1}} = \frac{1 \cdot 1.87 \cdot 10^6 \cdot 275}{1} = 513.98 \text{ kNm}$$

(EN 1993-1-1 (6.55))

$$UC_{con,LTB} = \frac{\text{abs}(M_{Ed,con,LTB})}{M_{b,Rd}} = \frac{\text{abs}(226.47)}{513.98} = 0.44 \leq 1 \text{ Εντάξει}$$

(EN 1993-1-1 (6.54))

Η αντοχή της διατομής σε στρεμτοκαμπτικό λυγισμό επαρκεί.

3.4 Έλεγχος μονάδος

$$UC_{con,ULS} = \max(UC_{con,Sb}; UC_{con,V}; UC_{con,M}; UC_{con,LTB}) = \max(0.00; 0.14; 0.44; 0.44) = 0.44 \leq 1 \text{ Εντάξει}$$

Ο ULS έλεγχος του Σταδίου Κατασκευής ΠΛΗΡΕΙΤΑΙ.

4. Έλεγχοι ΟΚΛ στη φάση κατασκευής

4.1 Έλεγχος βέλους κάμψης

Θέση $d_x = 2,92$ m
 Όνομα Φορτίου SLS-Char-CS (auto)
 Περιεχόμενο συνδυασμού $LC1 + LC1_{freshconcrete}$
 Βέλος $\delta_z = -0,38$ mm

$$\delta_{z,lim} = \frac{L}{\delta_{z,lim,coef}} = \frac{7}{240} = 29.17 \text{ mm}$$

$$UC_{con,\delta z} = \frac{-\delta_z}{\delta_{z,lim}} = \frac{-(-0.38)}{29.17} = 0.01 \leq 1 \text{ Εντάξει}$$

Επάρκεια κατακόρυφου βέλους κάμψης

Ο έλεγχος ΟΚΛ στη φάση κατασκευής είναι ΟΚ.

5. Έλεγχοι ΟΚΑ στην τελική φάση

5.1 Μερικοί συντελεστές ασφαλείας

Χαλύβδινη διατομή	$\gamma_{M0} = 1$	(EN 1993-1-1 §6.1(1))
	$\gamma_{M1} = 1$	
Σύνδεσμοι διάτμησης	$\gamma_V = 1.25$	(§2.4.1.2(5)P)
Σκυρόδεμα	$\gamma_C = 1.5$	(EN 1992-1-1 Tab. 2.1N)
Οπλισμός	$\gamma_S = 1.15$	

Φοιτητική έκδοση

5.2 Διατμητικός σύνδεσμος

5.2.1 Αντοχή σχεδιασμού διατμητικών συνδέσμων

5.2.1.1 Διατμητικός σύνδεσμος σε συμπαγή πλάκα

$$\frac{h_{sc}}{d_s} > 4$$

$$\frac{100}{20} > 4$$

$$5 > 4 \Rightarrow \alpha = 1 \quad (6.21)$$

$$f_{us} = \min(430 \text{ MPa}; 500 \text{ MPa}) = 430 \text{ MPa} \quad (\$6.6.3.1(1))$$

$$P_{Rd,solid,1} = \frac{0.8 \cdot f_{us} \cdot \frac{\pi \cdot d_s^2}{4}}{\gamma_V} = \frac{0.8 \cdot 430 \cdot \frac{3.14 \cdot 20^2}{4}}{1.25} = 86.46 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$P_{Rd,solid,2} = \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d_s^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_V} = \frac{0.29 \cdot 1 \cdot 20^2 \cdot \sqrt{30 \cdot 32.8}}{1.25} = 92.05 \text{ kN} \quad (6.19)$$

$$P_{Rd,solid} = \min(P_{Rd,solid,1}; P_{Rd,solid,2}) = \min(86.46; 92.05) = 86.46 \text{ kN}$$

5.2.1.2 Διατμητικός σύνδεσμος σε διαμορφωμένα φύλλα

Φύλλο με νευρώσεις παράλληλες στην στηρίζουσα δοκό

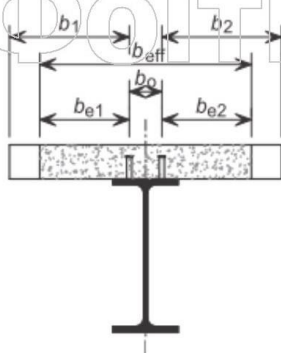
$$k_i = \frac{0.6 \cdot b_{0,rib}}{h_p} \cdot \left(\frac{\min(h_{sc}; h_p + 75)}{h_p} - 1 \right) = \frac{0.6 \cdot 110}{51} \cdot \left(\frac{\min(100; 51 + 75)}{51} - 1 \right) = 1.24 \quad (6.22)$$

$$k_i = \max(0; \min(k_i; 1)) = \max(0; \min(1.24; 1)) = 1$$

$$P_{Rd} = k_i \cdot P_{Rd,solid} = 1 \cdot 86.46 = 86.5 \text{ kN} \quad (\$6.6.4.1(2))$$

5.2.2 Βαθμός διατμητικής σύνδεσης

5.2.2.1 Καθορισμός του b_{eff} του πέλματος από σκυρόδεμα και μήκους L_e (\\$5.4.1.2(5-6))



Το συνεργαζόμενο πλάτος στο άνοιγμα <0.25;0.75>

(Fig. 5.1)

$$L_{e1} = L_1 = 7 \text{ m}$$

Αριστερή πλευρά δοκού

$$b_1 = \frac{L_{perp,left}}{2} - \frac{b_0}{2} = \frac{6 \text{ m}}{2} - \frac{0 \text{ mm}}{2} = 3 \text{ m}$$

$$b_{e10} = \min\left(\frac{L_{e0}}{8}; b_1\right) = \min\left(\frac{0 \text{ m}}{8}; 3 \text{ m}\right) = 0 \text{ m}$$

$$b_{e11} = \min\left(\frac{L_{e1}}{8}; b_1\right) = \min\left(\frac{7 \text{ m}}{8}; 3 \text{ m}\right) = 0.875 \text{ m}$$

$$b_{e12} = \min\left(\frac{L_{e2}}{8}; b_1\right) = \min\left(\frac{0 \text{ m}}{8}; 3 \text{ m}\right) = 0 \text{ m}$$

Δεξιά πλευρά δοκού

$$b_2 = \frac{L_{\text{perp, right}} - b_0}{2} = \frac{6 \text{ m} - 0 \text{ mm}}{2} = 3 \text{ m}$$

$$b_{e20} = \min\left(\frac{L_{e0}}{8}; b_2\right) = \min\left(\frac{0 \text{ m}}{8}; 3 \text{ m}\right) = 0 \text{ m}$$

$$b_{e21} = \min\left(\frac{L_{e1}}{8}; b_2\right) = \min\left(\frac{7 \text{ m}}{8}; 3 \text{ m}\right) = 0.875 \text{ m}$$

$$b_{e22} = \min\left(\frac{L_{e2}}{8}; b_2\right) = \min\left(\frac{0 \text{ m}}{8}; 3 \text{ m}\right) = 0 \text{ m}$$

Υπολογισμός του b_{eff}

$$L_e = L_{e1} = 7 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff},1} = b_0 + b_{e11} + b_{e21} = 0 \text{ mm} + 0.875 \text{ m} + 0.875 \text{ m} = 1.75 \text{ m} \quad (5.3)$$

$$b_{\text{eff}} = b_{\text{eff},1} = 1.75 \text{ m}$$

5.2.2.2 Ελάχιστος βαθμός διατμητικής σύνδεσης

Note: Τα προαπαιτούμενα για εφαρμογή του SCI P405 δεν πληρούνται: η διάμετρος ήλου πρέπει να είναι 19 mm με ενσωμάτωση τουλάχιστον 35 mm. Ο ελάχιστος βαθμός διατμητικής σύνδεσης υπολογίζεται σύμφωνα με το EN 1994-1-1.

$$\eta_{\text{min,calc}} = 1 - \frac{355}{f_{yb}} \cdot (0.75 - 0.03 \cdot L_e) = 1 - \frac{355}{275} \cdot (0.75 - 0.03 \cdot 7.00) = 0.30 \quad (6.12)$$

$$\eta_{\text{min}} = \max(\eta_{\text{min,calc}}; 0.4) = \max(0.30; 0.4) = 0.40$$

5.2.2.3 Προκαθορισμός βαθμού διατμητικής σύνδεσης

5.2.2.3.1 Αντοχές σε θλίψη και εφελκυσμό

Θλιπτική αντοχή πέλατος από σκυρόδεμα

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{30}{1.5} = 20 \text{ MPa}$$

$$N_{c,Rd} = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot b_{\text{eff},1} \cdot (h_c - h_d) = 0.85 \cdot 20 \cdot 1750 \cdot (99 - 0) = 2945.25 \text{ kN}$$

Εφελκυστική αντοχή του οπλισμού

$$A_s = \frac{b_{\text{eff},1} \cdot d_l^2}{s_l} \cdot \pi = \frac{0}{150} \cdot \frac{16^2}{4} \cdot 3.14 = 0 \text{ mm}^2$$

$$F_s = \frac{A_s \cdot f_{yk,r}}{\gamma_s} = \frac{0 \cdot 500}{1.15} = 0.00 \text{ kN}$$

5.2.2.3.2 Εφελκυστική αντοχή μέλους από χάλυβα

$$N_{pl,a} = f_{yb} \cdot A_a = 275 \cdot 14910 = 4100.25 \text{ kN}$$

5.2.2.3.3 Καθορισμός του $N_{c,f}$

Για θετική καμπτική ροπή

$$N_{c,f+} = \min(N_{c,Rd}; N_{pl,a}) = \min(2945.25; 4100.25) = 2945.25 \text{ kN}$$

Για αρνητική καμπτική ροπή

$$N_{c,f-} = \min(F_s; N_{pl,a}) = \min(0.00; 4100.25) = 0.00 \text{ kN}$$

ΦΟΙΤΗΤΙΚΗ ΈΚΔΟΣΗ

5.2.2.3.4 Αντοχή διατμητικών συνδέσμων

Για θετική καμπτική ροπή

$$n_{sp+} = \frac{\eta_i \cdot N_{c,f+}}{P_{Rd}} = \frac{0.55 \cdot 2945250.00}{86456.63} = 18.7$$

$$n_{sp+} = \text{RoundUp}(n_{sp+}; 0) = \text{RoundUp}(18.7; 0) = 19$$

Για αρνητική καμπτική ροπή

$$n_{sp-} = \frac{\eta_i \cdot N_{c,f-}}{P_{Rd}} = \frac{0.55 \cdot 0.00}{86456.63} = 0$$

$$N_c = n_{sp} \cdot P_{Rd} = 19 \cdot 86.46 = 1642.68 \text{ kN}$$

$$\eta = \min\left(\frac{N_c}{N_{c,f}}; 1\right) = \min\left(\frac{1642.68}{2945.25}; 1\right) = 0.56 \quad (\$6.6.1.2(1))$$

Καθοριστική σύμμεκτη δράση επι της δοκού

$$\eta_{ctrl} = \min\left(1; \frac{n_{sp,ctrl} \cdot P_{Rd}}{N_{c,f,ctrl}}\right) = \min\left(1; \frac{19 \cdot 86.46}{2945.25}\right) = 0.56$$

$$\eta \geq \eta_{min}$$

$$\min(0.56; 0.56) \geq 0.40 \quad \text{Εντάξει}$$

Ο βαθμός διατμητικής σύνδεσης είναι επαρκής.

5.3 Αντοχή διατομής της χαλύβδινης δοκού

5.3.1 Διατμητικός Λυγισμό

$$h_w = h_a - 2 \cdot t_f = 300 - 2 \cdot 19 = 262 \text{ mm}$$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yb}}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924 \quad (\text{EN } 1993-1-1 \text{ §5.6 Tab. } 5.2)$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72 \cdot \epsilon}{\eta_{sb}}$$

$$\frac{262}{11} \leq \frac{72 \cdot 0.924}{1.2}$$

$$23.8 \leq 55.5 \quad \text{Εντάξει}$$

Η διατμητική αντίσταση του κορμού δεν χρειάζεται να εξεταστεί.

$$UC_{fin,SB} = 0.00 \leq 1 \quad \text{Εντάξει}$$

Ο διατμητικός λυγισμός της διατομής είναι επαρκής.

5.3.2 Κατακόρυφη διάτμηση

Θέση	$d_v = 7,00 \text{ m}$
Όνομα Φορτίου	ULS-Set B-FS (auto)
Περιεχόμενο συνδυασμού	1.35*LC1+1.35*LC2+1.50*LC3+1.35*LC1_dryconcrete+0.90*3DΑνεμος10
Διατμητική δύναμη	$V_{Ed,fin,V} = -196,07 \text{ kN}$

$$A_v = A_a - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 14910 - 2 \cdot 300 \cdot 19 + (11 + 2 \cdot 27) \cdot 19 = 4745 \text{ mm}^2 \quad (\text{EN } 1993-1-1 \text{ §6.2.6(3)})$$

$$A_{v,min} = \eta_{sb} \cdot h_w \cdot t_w = 1.2 \cdot 262 \cdot 11 = 3458 \text{ mm}^2$$

$$A_v \geq A_{v,min}$$

$$4745 \text{ mm}^2 \geq 3458 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yb}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{4745 \cdot 275}{\sqrt{3} \cdot 1} = 753.37 \text{ kN} \quad (\text{EN } 1993-1-1 \text{ (6.18)})$$

$$UC_{fin,V} = \frac{\text{abs}(V_{Ed,fin,V})}{V_{pl,Rd}} = \frac{\text{abs}(-196.07)}{753} = 0.26 \leq 1 \quad \text{Εντάξει}$$

Η διατμητική άντοχή της διατομής επαρκεί.

5.3.3 Καμπτική ροπή

5.3.3.1 Καμπτική αντοχή

Θέση	$d_x = 3,50 \text{ m}$
Όνομα Φορτίου	JLS-Set E-FS (auto)
Περιεχόμενο συνδυασμού	1.35*LC1+1.35*LC2+1.50*LC3+1.35*LC1_dryconcrete+0.90*3DΑνεμος3
Διατμητική δύναμη	$V_{Ed,fin,M} = 38,13 \text{ kN}$
Καμπτική ροπή	$M_{Ed,fin,M} = 407,37 \text{ kNm}$
Συνεργαζόμενο πλάτος	$b_{eff} = 1,75 \text{ m}$

Καμπτική αντοχή χαλύβδινης διατομής

$$M_{pl,Rd,a} = \frac{W_{ply} \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}} = \frac{1.87 \cdot 10^6 \cdot 275}{1} = 514 \text{ kNm}$$

(EN 1993-1-1 (6.13))

Επιρροή διάτμησης

$$\frac{V_{pl,Rd}}{2} > \text{abs}(V_{Ed,fin,M})$$

$$\frac{753 \text{ kN}}{2} > 38.1 \text{ kN}$$

377 kN > 38.1 kN **Εντάξει**

$$f_{yb,w} = f_{yb} = 275 \text{ MPa}$$

Η επιρροή της κατακόρυφης διάτμησης στην αντοχή σε καμπτική ροπή μπορεί να παραληφθεί.

Υπολογισμός θετικής αντοχής σε καμπτική ροπή

$$N_{pl,a} > N_{c,Rd}$$

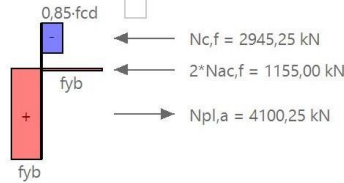
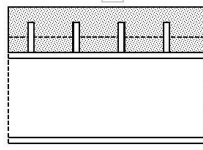
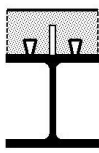
Ο πλαστικός ουδέτερος άξονας εντοπίζεται εντός του χαλύβδινου πέλματος.

$$N_{pl,a} = N_{c,f} + 2 \cdot N_{ac,f}$$

$$x = \frac{N_{pl,a} - N_{c,f}}{2 \cdot b \cdot f_{yb}} = \frac{4100.25 - 2945.25}{2 \cdot 300 \cdot 275} = 7 \text{ mm}$$

$$N_{ac,f} = b \cdot x \cdot f_{yb} = 300 \cdot 7 \cdot 275 = 577.50 \text{ kN}$$

$$b_{eff} = 1.75 \text{ m}$$



$$M_{pl,Rd} = N_{c,f} \cdot \left(\frac{h_a}{2} + h_s - \frac{h_c - h_d}{2} \right) + 2 \cdot N_{ac,f} \cdot \left(\frac{h_a}{2} - \frac{x}{2} \right)$$

$$= 2945.25 \cdot \left(\frac{300}{2} + 150 - \frac{99 - 0}{2} \right) + 2 \cdot 577.50 \cdot \left(\frac{300}{2} - \frac{7}{2} \right) = 907 \text{ kNm}$$

Καμπτική αντοχή σχεδιασμού με απλοποιημένη θεώρηση

$$M_{Rd} = M_{pl,Rd,a} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,Rd,a}) \cdot \eta = 513.98 + (906.99 - 513.98) \cdot 0.56 = 733 \text{ kNm}$$

(6.1)

$$UC_{fin,M} = \frac{\text{abs}(M_{Ed,fin,M})}{M_{Rd}} = \frac{\text{abs}(407.37)}{733} = 0.56 \leq 1 \text{ **Εντάξει**}$$

Η αντοχή της διατομής σε καμπτική ροπή επαρκεί.

Φοιτητική έκδοση

5.3.4 Κατάταξη διατομής

5.3.4.1 Ολιβόμενο πέλμα

$$c_f = \frac{b - t_w - 2 \cdot r}{2} = \frac{300 - 11 - 2 \cdot 27}{2} = 118 \text{ mm}$$

$$\frac{c_f}{t_f} \leq 9 \cdot \varepsilon$$

$$\frac{118}{19} \leq 9 \cdot 0.924$$

6.18 ≤ 8.32 **Εντάξει** Κατάταξη πλέγματος ως Κατηγορίας 1.

Η διατομή κατατάσσεται ως Κατηγορία 1

Τάξη Διατομής OK.

5.4 Αντοχή σε στρεπτικό λυγισμό

Note: Οι διατμητικοί σύνδεσμοι είναι συγκολλημένοι στη δοκό δια μέσου του χαλυβδόφυλλου, γεγονός που παρέχει συνεχή περιορισμό στο συνδεδεμένο πέλμα. Επομένως, η δοκός θεωρείται εντελώς περιορισμένη και μη υποκείμενη σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

$$UC_{fin,LTB} = 0.00 \leq 1 \text{ **Εντάξει**}$$

Η αντοχή της διατομής σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό επαρκεί.

5.5 Διαμήκης διάτμηση

5.5.1 Διαμήκης οπλισμός διάτμησης

Διατμητική ροή σχεδιασμού

$$h_f = h_c = 99 \text{ mm}$$

$$v_{Ed} = \frac{n_f \cdot P_{Rd}}{2 \cdot I_s \cdot h_f} = \frac{1 \cdot 86.46}{2 \cdot 167 \cdot 99} = 2.62 \text{ MPa}$$

Διαμήκης διατμητικός οπλισμός

$$\frac{A_{sf} \cdot f_{ykR}}{\gamma_s \cdot s_f} \geq \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\cotg(\theta)}$$

$$A_t = A_{sf} / s_f$$

$$A_t = \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\cotg(\theta) \cdot f_{ykR}} = \frac{2.62 \cdot 99}{\cotg(45.00) \cdot 500} = 597 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{t,prov} = \frac{1}{s_t} \cdot \frac{d_t^2}{4} \cdot \pi = \frac{1}{150} \cdot \frac{16^2}{4} \cdot 3.14 = 1340 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$UC_{fin,LSR} = \frac{A_t}{A_{t,prov}} = \frac{597}{1340} = 0.45 \text{ **Εντάξει**}$$

Ο διαμήκης διατμητικός οπλισμός της διατομής είναι επαρκής.

5.5.2 Αστοχία πέλματος σκυροδέματος

$$v = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0.528 \quad (\text{EN 1992-1-1 (6.6N)})$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1.5} = 20 \text{ MPa} \quad (\text{EN 1992-1-1 (3.15)})$$

$$v_{Rd} = v \cdot f_{cd} \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta) = 0.528 \cdot 20 \cdot \sin(45) \cdot \cos(45) = 5.28 \text{ MPa} \quad (\text{EN 1992-1-1 (6.22)})$$

$$UC_{fin,CCF} = \frac{v_{Ed}}{v_{Rd}} = \frac{2.62}{5.28} = 0.50 \text{ **Εντάξει**}$$

Η αντίσταση σύνθλιψης του σκυροδέματος είναι επαρκής.

ΦΟΙΤΗΤΙΚΗ ΈΚΔΟΣΗ

5.6 Έλεγχος μονάδος

$$UC_{fin,ULS} = \text{Μακ} \left\{ \begin{array}{l} UC_{fin,SB} \\ UC_{fin,V} \\ UC_{fin,LR} \\ UC_{fin,M} \\ UC_{fin,LTB} \\ UC_{fin,LSR} \\ UC_{fin,CCF} \end{array} \right\} = \text{Μακ} \left\{ \begin{array}{l} 0.00 \\ 0.26 \\ 0.00 \\ 0.56 \\ 0.00 \\ 0.45 \\ 0.50 \end{array} \right\} = 0.56 \leq 1 \quad \text{Εντάξει}$$

Ο ULS έλεγχος του Τελικού σταδίου ΠΛΗΡΕΙΤΑΙ.

6. Έλεγχοι ΟΚΛ στην τελική φάση

6.1 Έλεγχος καμπτικού βέλους υπό μεταβλητά φορτία

Θέση $d_x = 4,08 \text{ m}$
 Όνομα Φορτίου SLS-Char-FS (auto)
 Περιεχόμενο συνδυασμού LC1+LC2+LC3+LC1_dryconcrete+0.60*3DΑνεμος10
 Βέλος λόγω μεταβλητών φορτίων $\delta_{z, live} = -0,07 \text{ mm}$

$$\delta_{z, live, lim} = \frac{L}{\delta_{z, lim, coef}} = \frac{7}{360} = 19.44 \text{ mm}$$

$$UC_{fin, \delta z, live} = \frac{\text{abs}(\delta_{z, live})}{\delta_{z, live, lim}} = \frac{\text{abs}(-0.07)}{19.44} = 0.00 \leq 1 \quad \text{Εντάξει}$$

Επάρκεια κατακόρυφου βέλους κάμψης

6.2 Έλεγχος καμπτικού βέλους συνολικά φορτία

Θέση $d_x = 4,08 \text{ m}$
 Όνομα Φορτίου SLS-Char-FS (auto)
 Περιεχόμενο συνδυασμού LC1+LC2+LC3+LC1_dryconcrete+0.60*3DΑνεμος10
 Συνολικό βέλος $\delta_{z, tot} = -0,54 \text{ mm}$

$$\delta_{z, tot, lim} = \frac{L}{\delta_{z, lim, coef}} = \frac{7}{200} = 35.00 \text{ mm}$$

$$UC_{fin, \delta z, tot} = \frac{\text{abs}(\delta_{z, tot})}{\delta_{z, tot, lim}} = \frac{\text{abs}(-0.54)}{35.00} = 0.02 \leq 1 \quad \text{Εντάξει}$$

Επάρκεια κατακόρυφου βέλους κάμψης

6.3 Έλεγχος ιδιοσυχνότητας

Θέση $d_x = 4,08 \text{ m}$
 Όνομα Φορτίου SLS-Char-FS (auto)
 Περιεχόμενο συνδυασμού LC1+LC2+LC3+LC1_dryconcrete+0.60*3DΑνεμος10
 Βέλος λόγω μόνιμων φορτίων (επανυπολογισμός) $\delta_{z, per} = -0,158 \text{ mm}$
 Βέλος λόγω μεταβλητών φορτίων (επανυπολογισμός) $\delta_{z, live} = -0,0589 \text{ mm}$
 Ελάχιστη ιδιοσυχνότητα $f_{min} = 4,00 \text{ Hz}$
 Ποσοστό μεταβλητού φορτίου 10 %

Note: Τα βέλη που χρησιμοποιήθηκαν για τον έλεγχο ιδιοσυχνότητας επανυπολογίστηκαν χρησιμοποιώντας καθολική διατημητική σύνδεση και δυναμικό Μέτρο Ελαστικότητας σκυροδέματος.

Ιδιοσυχνότητα σύμφωνα με τη δημοσίευση: Σύμμικτες κατασκευές σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 5.4.

$$f = \frac{18}{\sqrt{\text{abs}(\delta_{z, per} + 0.1 \cdot (\delta_{z, live}))}} = \frac{18}{\sqrt{\text{abs}(-0.158 + 0.1 \cdot (-0.0589))}} = 44.5$$

$$UC_{nf} = \frac{f_{min}}{f} = \frac{4}{44.5} = 0.09 \leq 1 \quad \text{Εντάξει}$$

Ο έλεγχος ιδιοσυχνότητας είναι επαρκής.

Φοιτητική έκδοση

6.4 Ρηγμάτωση σκυροδέματος

6.4.1 Ελάχιστος οπλισμός

Θέση Συνεργαζόμενο πλάτος $d_x = 1,75 \text{ m}$
 $b_{\text{eff}} = 1,75 \text{ m}$

$$n_0 = \frac{E_b}{E_{\text{cm}}} = \frac{210}{32.8} = 6.4$$

$$y_d = \frac{A_a \cdot \frac{h_a}{2} + \frac{1}{n_0} \cdot b_{\text{eff}} \cdot (h_c - h_d) \cdot \left(h_a + h_s - \frac{h_c - h_d}{2} \right)}{A_a + \frac{1}{n_0} \cdot b_{\text{eff}} \cdot (h_c - h_d)}$$
$$= \frac{14910 \cdot \frac{300}{2} + \frac{1}{6.4} \cdot 1.75 \cdot (99 - 0) \cdot \left(300 + 150 - \frac{99 - 0}{2} \right)}{14910 + \frac{1}{6.4} \cdot 1.75 \cdot (99 - 0)} = 312 \text{ mm}$$

$$k_s = 0.9 \quad (\$7.4.2(1))$$

$$z_0 = h_a + h_s - \frac{h_c - h_d}{2} - y_d = 300 + 150 - \frac{99 - 0}{2} - 312 = 89 \text{ mm}$$

$$k_c = \min \left(\frac{1}{1 + \frac{h_c - h_d}{2 \cdot z_0}} + 0.3; 1 \right) = \min \left(\frac{1}{1 + \frac{99 - 0}{2 \cdot 89}} + 0.3; 1 \right) = 0.943 \quad (7.2)$$

$$k = 0.8$$

$$f_{\text{ct,eff}} = f_{\text{ctm}} = 2.9 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{ct}} = b_{\text{eff}} \cdot (h_c - h_d) = 1.75 \cdot (99 - 0) = 173250 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_s = f_{ykr} = 500 \text{ MPa}$$

$$A_{s,\text{min}} = \frac{k_s \cdot k_c \cdot k \cdot f_{\text{ct,eff}} \cdot A_{\text{ct}}}{\sigma_s} = \frac{0.9 \cdot 0.943 \cdot 0.8 \cdot 2.9 \cdot 173250}{500} = 682 \text{ mm}^2 \quad (7.1)$$

Παρεχόμενος οπλισμός

$$A_s = \frac{b_{\text{eff}} \cdot d_l^2}{s_l} \cdot \frac{\pi}{4} = \frac{1.75 \cdot 16^2}{150} \cdot \frac{\pi}{4} = 2346 \text{ mm}^2$$

$$UC_{\text{CC}} = \frac{A_{s,\text{min}}}{A_s} = \frac{682}{2346} = 0.29 \leq 1 \quad \text{Εντάξει}$$

Ο οπλισμός ρηγμάτωσης της διατομής είναι επαρκής.

6.5 Έλεγχος μονάδος

$$UC_{\text{fin,SLS}} = \max(UC_{\text{fin,Sz,live}}, UC_{\text{fin,Sz,tot}}, UC_{\text{fir}}, UC_{\text{CC}}) = \max(0.00; 0.02; 0.09; 0.29) = 0.29 \leq 1 \quad \text{Εντάξει}$$

Ο έλεγχος ΟΚΑ στην τελική φάση είναι ΟΚ.

ΦΟΙΤΗΤΙΚΗ ΈΚΔΟΣΗ

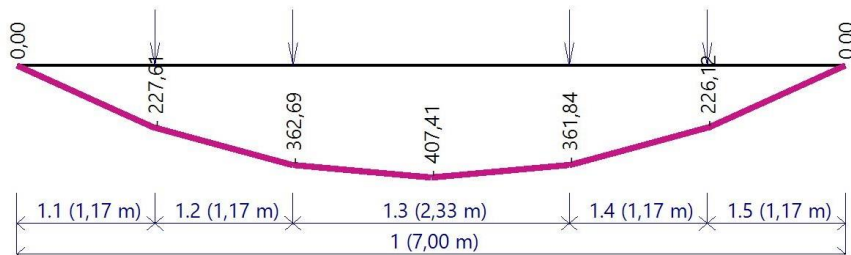
7. Έλεγχοι λεπτομερειών

Περιγραφή	Αναφορά	Έλεγχος μονάδος	Κατάσταση
Το ύψος της νευρώσεως δεν υπερβαίνει το ύψος της πλάκας.	-	-	Εντάξει
Ο σπλισμός δεν τέμνει τις νευρώσεις του χαλυβδόφυλλου.	-	-	Εντάξει
Ελάχιστο πάχος μεταλλικού χαλυβδόφυλλου.	§3.5(2)	-	Εντάξει
Ελάχιστη επικάλυψη σκυροδέματος των συνδέσμων.	§6.6.5.2(2)	-	Εντάξει
Το ύψος των διατμητικών ήλων δεν υπερβαίνει το ύψος της πλάκας.	§6.6.5.2(3)	-	Εντάξει
Μέγιστη απόσταση μεταξύ των ήλων στην διαμήκη διεύθυνση.	§6.6.5.5(3)	0,24	Εντάξει
Ελάχιστη απόσταση του ήλου με το άκρο του πέλματος της μεταλλικής δοκού.	§6.6.5.6(2)	0,14	Εντάξει
Ελάχιστο ύψος ήλων.	§6.6.5.7(1)	-	Εντάξει
Ελάχιστη απόσταση των ήλων στις νευρώσεις χαλυβδόφυλλου στην εγκάρσια διεύθυνση.	-	-	Εντάξει
Ελάχιστη απόσταση μεταξύ των ήλων στην διαμήκη διεύθυνση.	§6.6.5.7(4)	0,60	Εντάξει
Μέγιστη διάμετρος των ήλων σε σχέση με το πέλμα της μεταλλικής δοκού.	§6.6.5.7(5)	-	Εντάξει
Επέκταση του ύψους του διατμητικού ήλου πάνω από το ύψος του χαλυβδόφυλλου.	§6.6.5.8(1)	-	Εντάξει
Ελάχιστο πλάτος νευρώσεως του μεταλλικού χαλυβδόφυλλου.	§6.6.5.8(2)	-	Εντάξει

8. Περίληψη υπολογισμού

Αντικείμενο	Τιμή	Σχόλιο
Σύνολο ήλων (ομοιόμορφα)	[40]	-
Σύνολο ήλων (τμηματικά)	[7,6,12,6,7]	-
Προκαμπύλωση	0,00 mm	-
Διατμητική σύνδεση (υπολογιζόμενη)	56 %	εντάξει σε σύγκριση με 55 %
Εξάντληση	0,50	Εντάξει

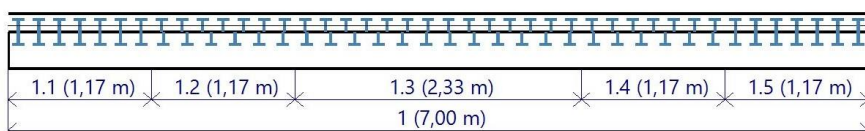
Διάγραμμα ροπής και σχέδιο ήλων



Φοιτητική έκδοση

Τμήμα	Αρχίζει στο	Τελειώνει στο	Μήκος τμήματος	Μέγιστη ροπή	Σχεδιασμένοι ήλοι	Απόσταση
1	0,00 m	7,00 m	7,00 m	407,4 kN*m	38 pcs	
1.1	0,00 m	1,17 m	1,17 m	227,6 kN*m	7 pcs	0,167 m
1.2	1,17 m	2,33 m	1,17 m	362,7 kN*m	6 pcs	0,194 m
1.3	2,33 m	4,67 m	2,33 m	407,4 kN*m	12 pcs	0,194 m
1.4	4,67 m	5,83 m	1,17 m	362,7 kN*m	6 pcs	0,194 m
1.5	5,83 m	7,00 m	1,17 m	227,7 kN*m	7 pcs	0,167 m

Ομοιόμορφοι ήλοι [40]



Ήλοι σε τμήματα [7,6,12,6,7]

Σφάλματα, προειδοποιήσεις και σημειώσεις

Ε/W/N	Περιγραφή
N/40	Τα προαπαιτούμενα για εφαρμογή του SCI P405 δεν πληρούνται: η διάμετρος ήλου πρέπει να είναι 19 mm με ενσωμάτωση τουλάχιστον 35 mm. Ο ελάχιστος βαθμός διατμητικής σύνδεσης υπολογίζεται σύμφωνα με το EN 1994-1-1.
N/13	Οι διατμητικοί σύνδεσμοι είναι συγκολλημένοι στη δοκό δια μέσου του χαλυβδόφυλλου, γεγονός που παρέχει συνεχή περιορισμό στο συνδεδεμένο πέλμα. Επομένως, η δοκός θεωρείται εντελώς περιορισμένη και μη υποκείμενη σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.
W/25	Οι ενδιάμεσοι καταναγκασμοί λυγισμού κατά την διεύθυνση z (y-y) αγνοούνται, κατά τον υπολογισμό του συνεργαζόμενου πλάτους τόσο για την ανάλυση όσο και για τους ελέγχους. Παρακαλώ ελέγξτε τις ρυθμίσεις λυγισμού ή διαιρέστε την δοκό.
N/30	Τα βέλη που χρησιμοποιήθηκαν για τον έλεγχο ιδιοσυχνότητας επανυπολογίστηκαν χρησιμοποιώντας καθολική διατμητική σύνδεση και δυναμικό Μέτρο Ελαστικότητας σκυροδέματος.
W/40	Η βελτιστοποίηση δεν ήταν δυνατό να υπολογίσει παραμέτρους ώστε να ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι.

Φοιτητική έκδοση

5. Συνδέσεις

Έχει γίνει πρόβλεψη ώστε όλες οι συνδέσεις να είναι κατασκευαστικά υλοποιήσιμες. Επίσης έχουν μελετηθεί και διαστασιολογηθεί με τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη και με την ικανοτική απαίτηση ότι σε περίπτωση που η κατασκευή αστοχήσει λόγω μεγαλύτερη σεισμικής δύναμης ή γενικά οριζόντια δύναμης σε σχέση με την δύναμη της μελέτης σχεδιασμού αρχικά να προέλθει αστοχία στην μεταλλική διατομή και μετέπειτα στην σύνδεση.

Οι συνδέσεις που έχουν μελετηθεί και θα αναπτυχθούν παραπάνω είναι οι εξής:

1. Σύνδεση υποστυλωμάτων με κύριες δοκούς
2. Σύνδεση υποστυλωμάτων και δοκών με διαγώνιους χιαστί συνδέσμους
3. Σύνδεση ροπής κύριας δοκού εξώστη με δοκούς κυρίως κτιρίου
4. Σύνδεση έδρασης υποστυλωμάτων
5. Σύνδεση διαδοκίδας με κύρια δοκό.

Με τις 5 παραπάνω κατηγορίες μελετιούνται όλες οι πιθανές συνδέσεις της συγκεκριμένης μελέτης. Όπως αναφέρεται και παραπάνω για το κάθε είδος σύνδεσης ο έλεγχος γίνεται με τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη στα δυσμενέστερα σημεία. Αυτό δίνει συντηριτική προσέγγιση στην διαστασιολόγηση του κτιρίου αλλά σίγουρα θα πρέπει να υπάρχει ένα είδος υπερδιαστασιολόγηση στα συγκεκριμένα σημεία γιατί μια πιθανή ψαθυρή αστοχία σε έναν κόμβο μπορεί να επιφέρει κατάρρευση.

Η μελέτη των συνδέσεων έχει γίνει με την χρήση του προγράμματος Idea statica

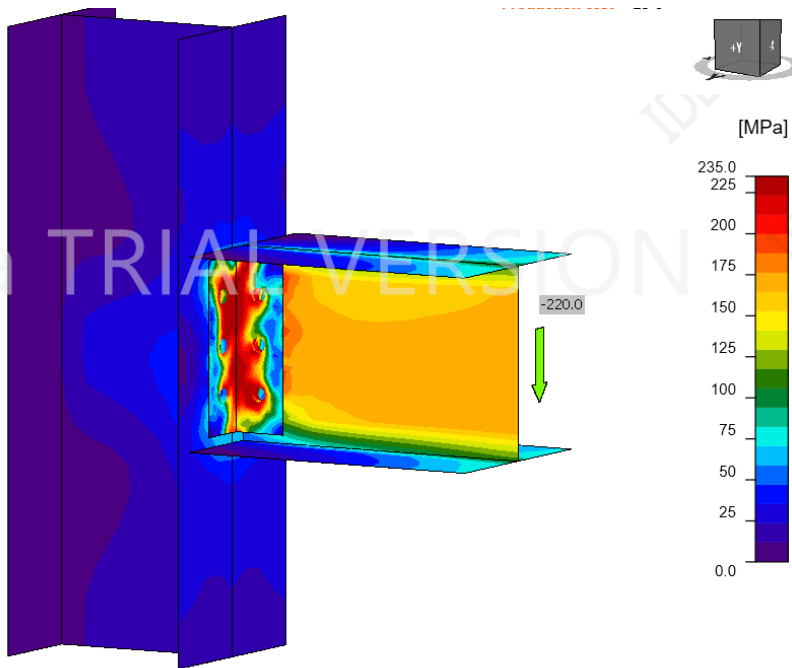
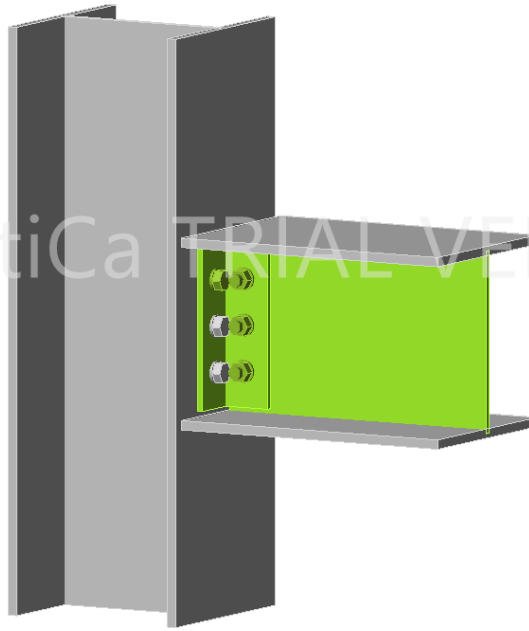
5.1. Σύνδεση υποστυλωμάτων HEB 300 με δοκούς

Όπως είναι γνωστό όλες οι συνδέσεις υποστυλωμάτων με δοκούς αφορούν συνδέσεις διάτμησης και δεν υπάρχουν καμπτικές ροπές. Η μέγιστη τέμνουσα που προκύπτει είναι 220 kN

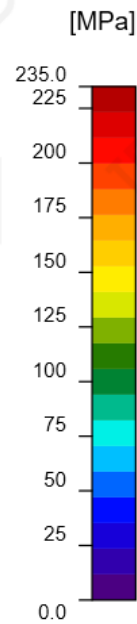
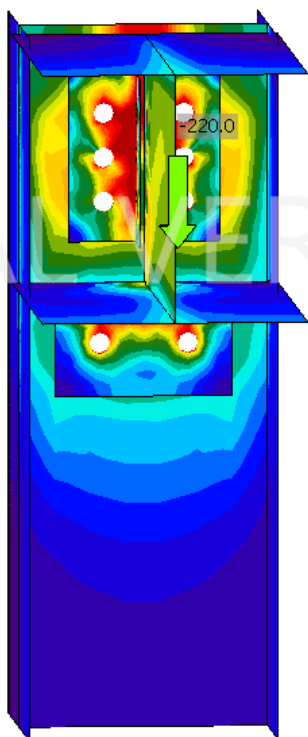
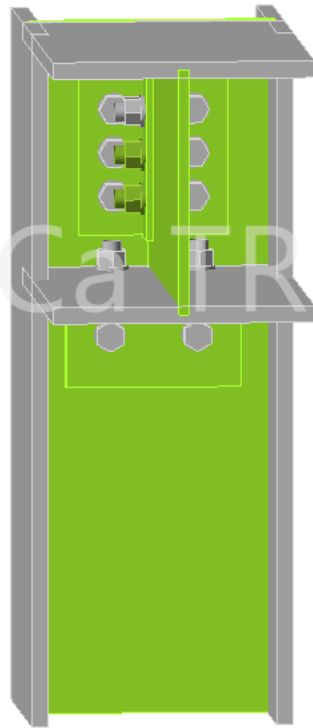
Η σύνδεση που προτείνεται είναι σύμφωνα με την παρακάτω εικόνα. Γίνεται έλεγχος με την μέγιστη τέμνουσα είτε η δοκός συνδέεται με τον ασθενή άξονα του υποστυλώματος είτε με τον ισχυρό άξονα. Δίνονται εικόνες από τα αποτελέσματα.

5.2. Σύνδεση δοκού σε ισχυρό άξονα υποστυλώματος

Analysis	✓	100.0%
Plates	✓	1.0 < 5.0%
Bolts	✓	87.0 < 100%
Buckling		Not calculated



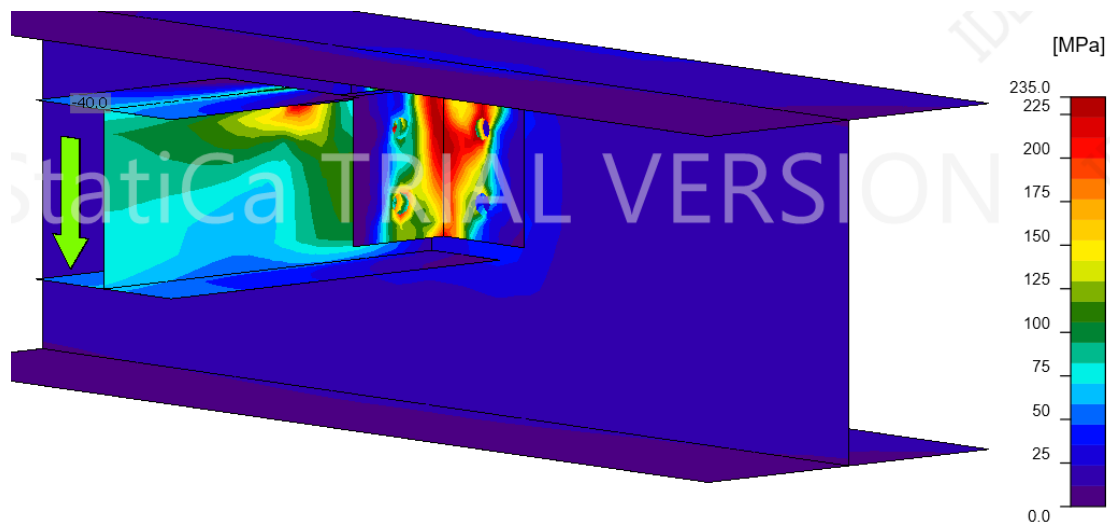
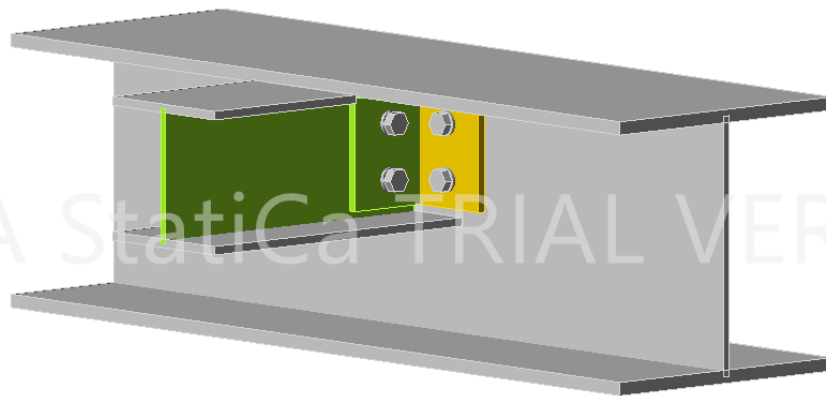
5.3. Σύνδεση δοκού σε ασθενή άξονα υποστυλώματος



5.4 Σύνδεση διαδοκίδας HEA 160 με κύρια δοκό HEB 300

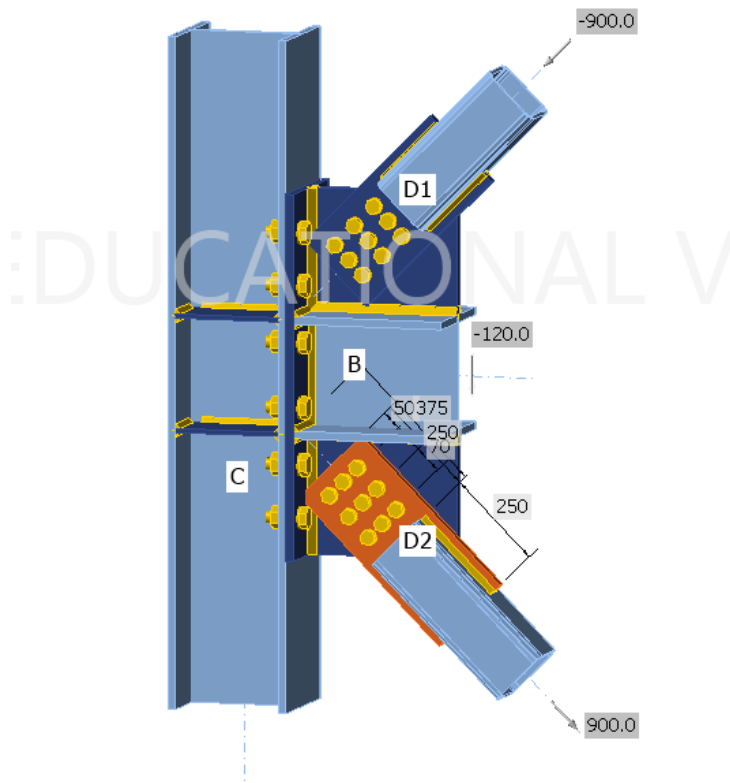
Όπως είναι γνωστό όλες οι συνδέσεις αφορούν συνδέσεις διάτμησης. Η μέγιστη τέμνουσα που προκύπτει είναι 40 k N

Analysis	✓	100.0%
Plates	✓	0.1 < 5.0%
Bolts	✓	59.1 < 100%
Welds	✓	18.6 < 100%
Buckling		Not calculated

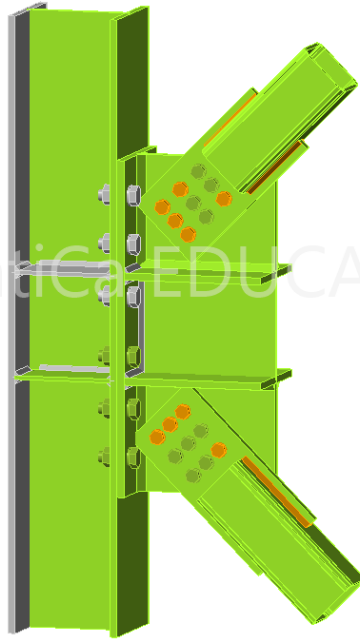


5.3. Σύνδεση συνδέσμων δυσκαμψίας με κύρια δοκό HEB 300 και υποστύλωμα HEB300

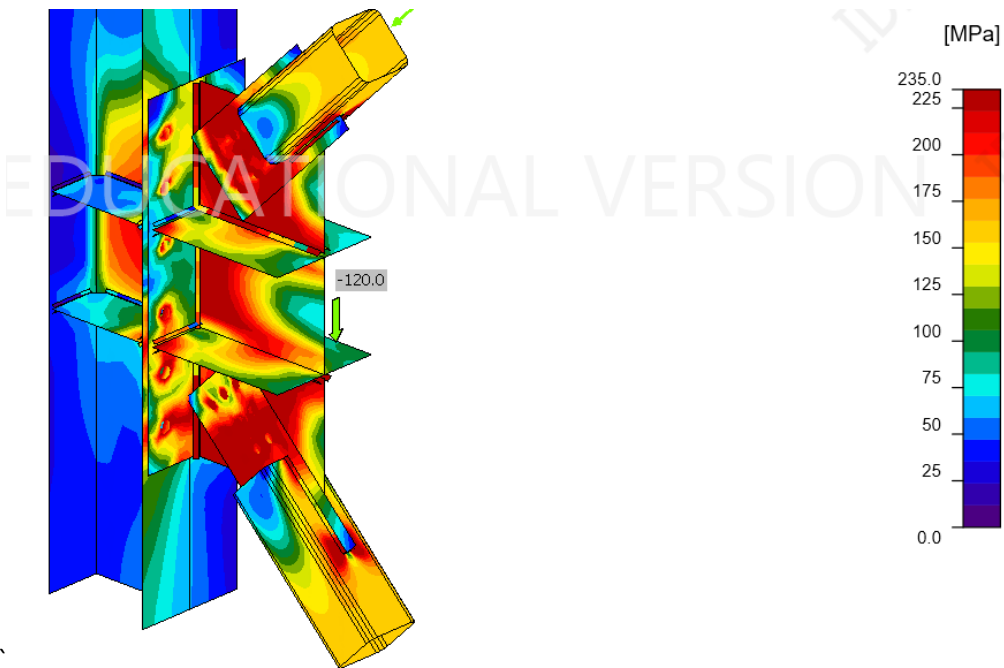
Ο έλεγχος για όλες τις συνδέσεις αυτού του τύπου γίνονται και αυτές με τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη. Αυτα προκύπτουν απο τις οριζόντιες φορτίσεις της κατασκευής. Το μέγιστο αξονικό φορτίο που προκύπτει απο τις σεισμικές φορτίσεις είναι 900 k N και η κατασκευαστική πρόταση είναι σύμφωνα με την παρακάτω εικόνα.

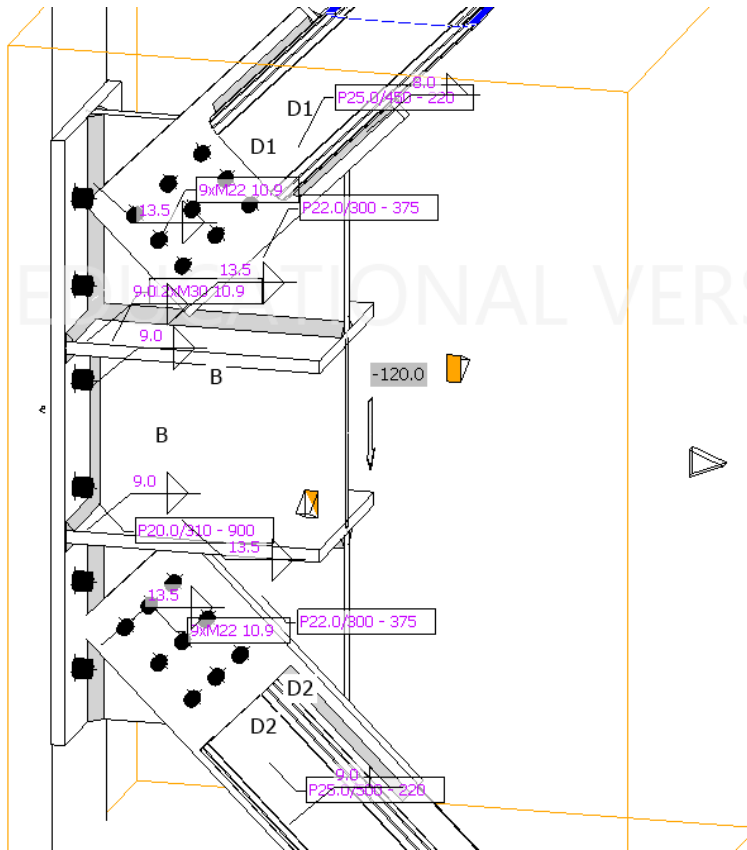


Analysis ✓ 100.0%
Plates ✓ 2.7 < 5.0%
Bolts ✓ 98.7 < 100%
Welds ✓ 98.3 < 100%
Buckling Not calculated



IDEA StatiCa EDUCATIC

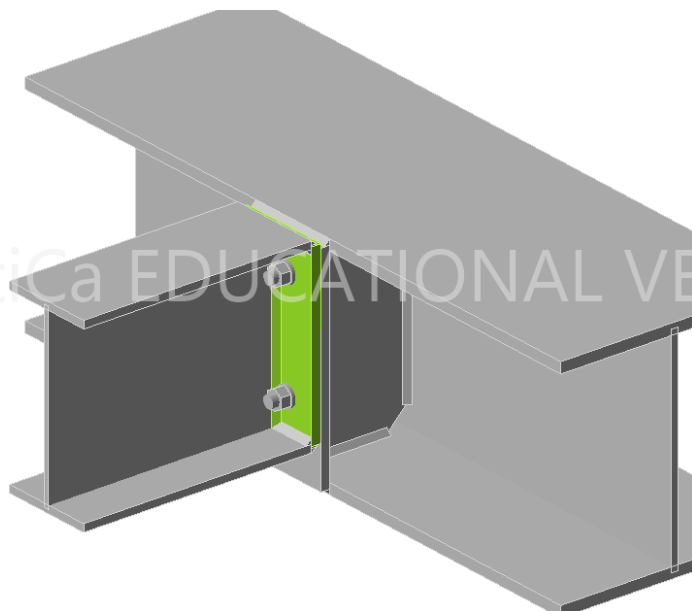


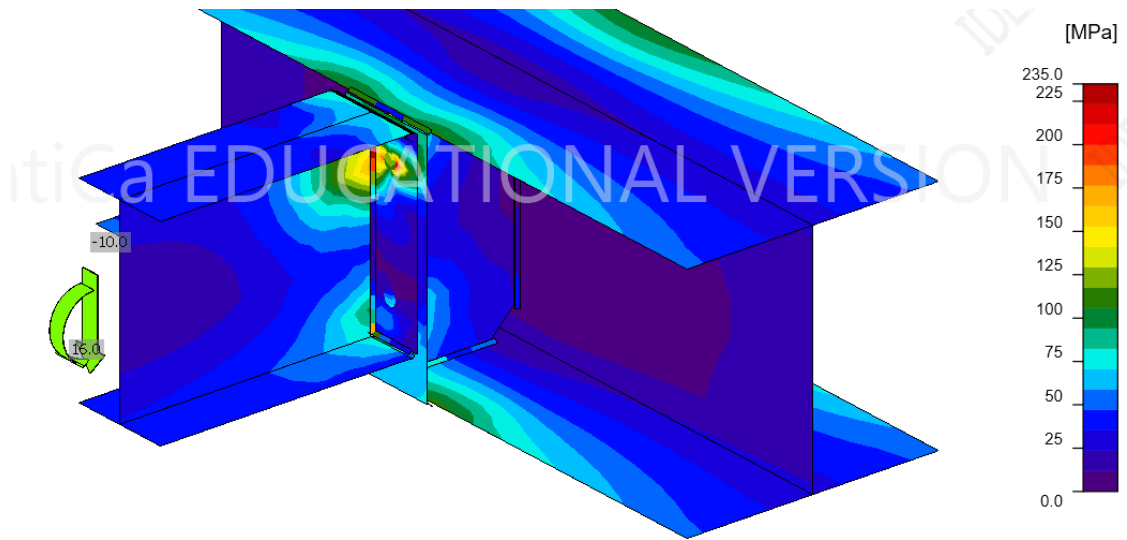


5.4. Σύνδεση ροπής δοκού προβόλου με δοκούς κυρίως κτιρίου

Όπως φαίνεται στα εντατικά μεγέθη των διατομών του εξώστη η μέγιστη καμπτική ροπή προβόλου είναι 16 k N και η σύνδεση που προτείνεται σε αυτή την περίπτωση είναι σύμφωνα με τις παρακάτω φωτογραφίες.

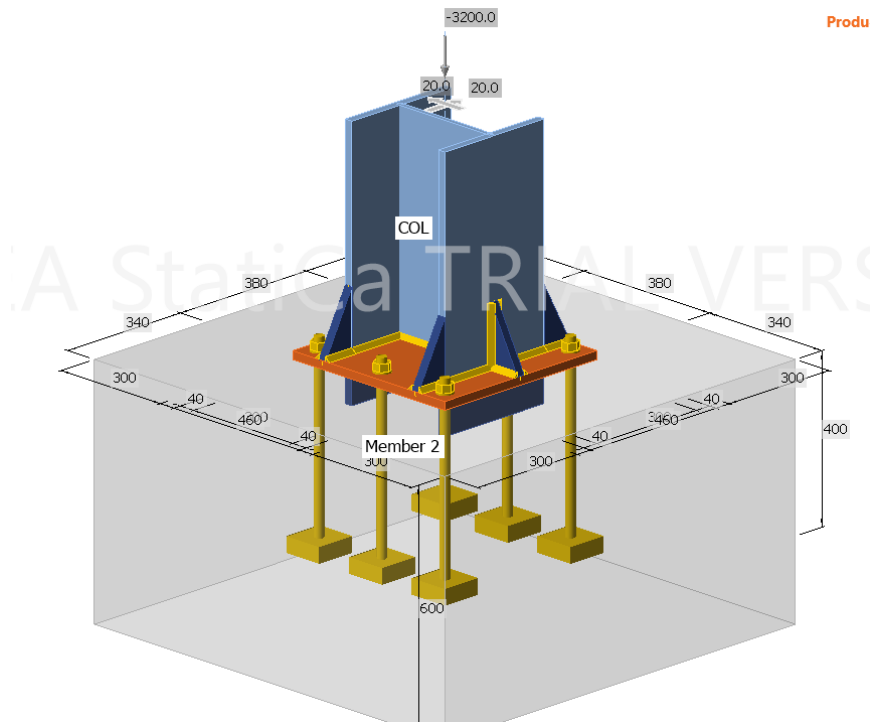
Analysis	✓	100.0%
Plates	✓	0.0 < 5.0%
Bolts	✓	46.7 < 100%
Welds	✓	69.6 < 100%



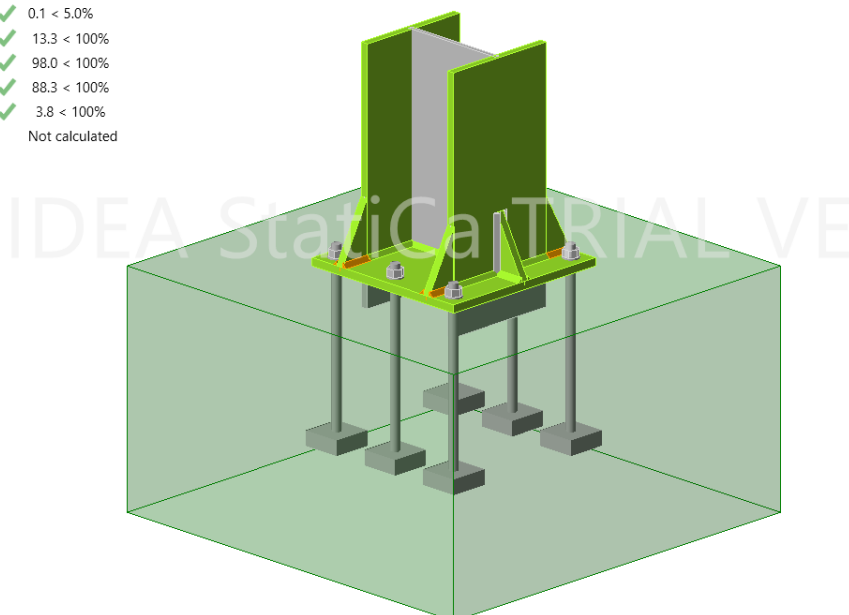


5.5. Έδραση υποστυλωμάτων

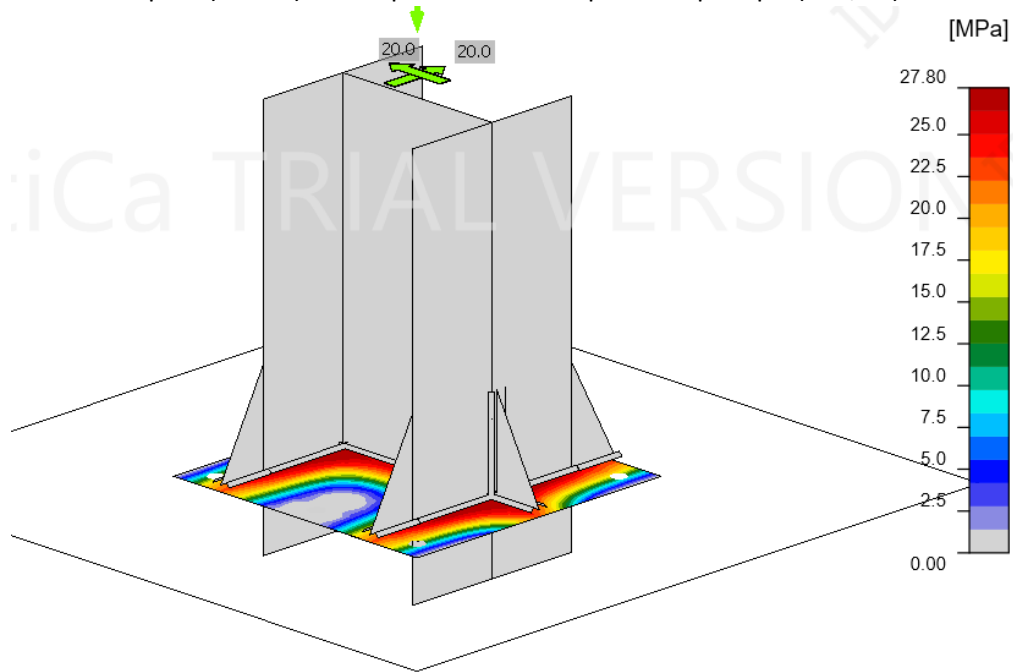
Όπως και στις υπόλοιπες κατηγορίες συνδέσεων ο έλεγχος σύνδεσης γίνεται με τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη. Επειδή πρόκειται για αρθρώσεις, το μέγιστο και επομένως κρισιμότερο εντατικό μέγεθος είναι η αξονική των υποστυλωμάτων. Απο την περιβάλλουσα των συνδυασμών προκύπτει $N = 3200 \text{ k N}$. Η πρόταση σύνδεσης είναι σύμφωνα με τις παρακάτω εικόνες



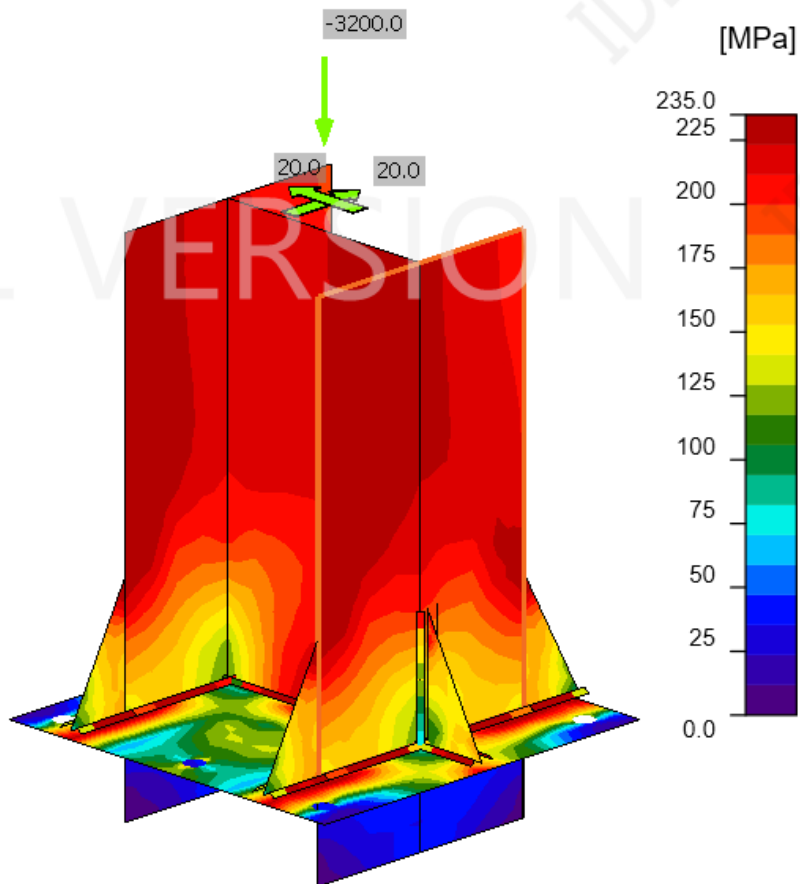
Analysis	✓	100.0%
Plates	✓	0.1 < 5.0%
Anchors	✓	13.3 < 100%
Welds	✓	98.0 < 100%
Concrete block	✓	88.3 < 100%
Shear	✓	3.8 < 100%
Buckling		Not calculated



Αναπτυσσόμενες τάσεις στο θεμέλιο απο οπλισμένο σκυρόδεμα (C30/37)



Αναπτυσσόμενες τάσεις σε σύνδεση



6. Συμπεράσματα

Παρατηρείται ότι ο μελετητής μηχανικός έχει περισσότερες δυνατότητες σε σχέση με τις συμβατικές κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα. Επομένως προκύπτει ότι:

- 1) Υπάρχει δυνατότητα για να πραγματοποιηθούν αλλαγές που μπορούν να οφελήσουν στην οικονομία της κατασκευής,
- 2) Μπορούν με αλλαγές μικρής κλίμακας (αλλαγή θέσης μια δοκού) να γίνουν τροποποιήσεις αλλαγές σε απαιτητικά αρχιτεκτονικά σχέδια.
- 3) Υπάρχει πλήρης εποπτεία αλλά και ποικιλία στην μόρφωση των συνδέσεων της κατασκευής. Αυτό δεν μπορεί να γίνει σε μια μονολιθική κατασκευή από σκυρόδεμα, που εκεί μοιραία υπάρχει ο συμβιβασμός των πακτώσεων. Εκτός από την εργονομία που προσφέρει, δίνει και την δυνατότητα του πλήρη ελεγχου στον μελετητή.

Επίσης παρατηρήθηκε ότι με την χρήση ελκυστήρων, σαν δεύτερη επιπλέον στήριξη, γίνεται απομείωση των εντατικών μεγεθών στον πρόβολο του εξώστη .

Στο μοντέλο που δημιουργήθηκε και όπως φαίνεται στα αποτελέσματα, γίνεται προσπάθεια για την όσο τον δυνατόν μεγαλύτερη εκμετάλλευση της συμμετρικής λειτουργίας και επομένως και του σκυροδέματος σε θλίψη. Η ύπαρξη αρθρωτών δοκών και επομένως μη αρνητικών ροπών στις στηρίξεις, δεν βάζει το σκυρόδεμα σε εφελκυστικές τάσεις.

Από την διαστασιολόγηση φαίνεται ο

τι στο τελικό στάδιο κατασκευής η μεταλλική δοκός λειτουργεί σε εφελκυσμό και το σκυρόδεμα σε θλίψη και αυτό δίνει την ιδανική λειτουργία των δυο δομικών υλικών.

Βιβλιογραφία

1. Βάλλας Τηλέμαχος, Διπλωματική εργασία (2016) «Σχεδιασμός μεταλλικού κτιρίου με κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους», Αθήνα
2. Αναστασίου. Δ, Διπλωματική (2016): «Ανάλυση και διαστασιολόγηση προστατευτικού μεταλλικού στεγάστρου για το τέμενος Βαγιαζήτ Α΄ στο Διδυμότειχο Έβρου», Αθήνα
3. Ζήκου Α., Διπλωματική εργασία (2016) «Σχεδιασμός Μεταλλικού Τετραώροφου Κτιρίου Γραφείων με Συνδέσμους Δυσκαμψίας», Αθήνα
4. Βαλάς Θ., Διπλωματική εργασία (2018) «Σχεδιασμός Κλειστού Γηπέδου Καλαθοσφαίρισης από Μεταλλικό Κυλινδρικό Στέγαστρο», Αθήνα
5. Παπαμηνάς Α., Διπλωματική εργασία (2016) «Εναλλακτικοί Τρόποι Κατασκευής Διώροφου Εμπορικού Κτηρίου με Υπόγειο», Αθήνα
6. Παναγιωτόπουλος Σ., (2020) «Σχεδιασμός μεταλλικού κτιρίου γραφείων με γυάλινη πρόσοψη», Αθήνα
7. Θεοδώρου Κ., Διπλωματική εργασία (2014) « Εναλλακτικοί τρόποι σχεδιασμού μεταλλικού υπόστεγου», Αθήνα
8. Σδόνας Χ., Διπλωματική εργασία (2015) «Σχεδιασμός Πολυώροφου Μεταλλικού Κτιρίου», Αθήνα
9. Κεχαγιά Σ., (2019), Διπλωματική εργασία (2019) «ς Σχεδιασμός Κτιρίου Κατοικιών Με Δομικό Χάλυβα Και Οπλισμένο Σκυρόδεμα», Αθήνα
10. Παπαγιάννη Μ., Πτυχιακή εργασία «Φορτία χιονιού και φορτία ανέμου σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1», Πειραιάς
11. Ερμόπουλος Ι. (2005). «Ευρωκώδικας 1, Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επι των κατασκευών. Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
12. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2013). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
13. Βάγιας Ι., (2018). « Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 4^η έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
14. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις σε κατασκευές, Μέρος 1-3: Γενικές δράσεις-Φορτία χιονιού. (EN 1991-1-3)
15. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις σε κατασκευές, Μέρος 1-4: Γενικές δράσεις- Δράσεις ανέμου. (EN 1991-1-4)
16. Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες για κτίρια. (EN 1993-1-1)
17. <https://mycourses.ntua.gr/> σημειώσεις από τα εγγραφα του μαθήματος «Σιδηρές κατασκευές Ι»