

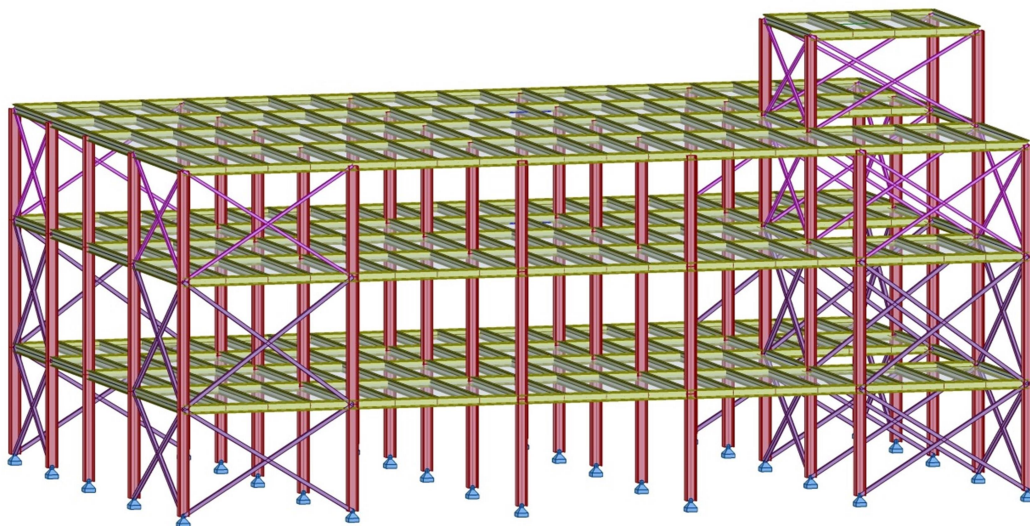


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Μελέτη του «Κτιρίου Γεωτεχνικής» του ΕΜΠ ως μεταλλικό πλαίσιο με συνδέσμους δυσκαμψίας



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Αθανασία-Κωνσταντίνα Α. Κουδουνά

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Ιούλιος 2020

ΕΜΚ ΔΕ 2020/24

Κουδουνά Α. Α. (2020).
Μελέτη του «Κτιρίου Γεωτεχνικής» του ΕΜΠ ως μεταλλικό πλαίσιο με συνδέσμους δυσκαμψίας
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2020/24
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Koudouna A. A. (2020).
Design of the building of the “Department of Geotechnical Engineering” of NTUA as a steel
frame with concentric braces
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2020/24
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας Περιεχομένων

Πίνακας Περιεχομένων	1
Περίληψη	3
Abstract	5
Ευχαριστίες	7
1 Εισαγωγή	9
1.1 Αντικείμενο της εργασίας	9
1.2 Περιγραφή της κατασκευής	9
1.3 Υλικά κατασκευής.....	15
2 Δράσεις	17
2.1 Μόνιμα φορτία	17
2.2 Κινητά φορτία	18
2.3 Δράσεις χιονιού	20
2.4 Δράσεις ανέμου	20
2.4.1 Υπολογισμός βασικών μεγεθών για την εκτίμηση των δράσεων ανέμου.....	21
2.4.2 Εξωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων τοίχων	26
2.4.3 Εσωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων τοίχων	30
2.4.4 Τελική Πίεση Ανέμου.....	35
2.5 Σεισμικές δράσεις.....	35
2.6 Θερμοκρασιακές μεταβολές.....	41
2.7 Συνδυασμοί δράσεων	41
2.7.1 Συντελεστές Ασφαλείας	42
2.7.2 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.....	43
2.7.3 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	44
2.7.4 Συνδυασμοί δράσεων κτιρίου.....	44
3 Σχεδιασμός και ανάλυση κατασκευής	47
3.1 Στατικό προσομοίωμα.....	47
3.2 Στατική ανάλυση.....	48
3.3 Δυναμική ανάλυση.....	48
4 Διαστασιολόγηση και έλεγχος μελών	51
4.1 Κατάταξη διατομών – βασικές αρχές.....	51
4.2 Δάπεδο – Σύμμικτες πλάκες.....	55
4.3 Διαστασιολόγηση δευτερευουσών δοκών – σύμμικτες διαδοκίδες.....	59
4.3.1 Κατάταξη σύμμικτης δοκού	61
4.3.2 Έλεγχος στη φάση κατασκευής.....	61
4.3.3 Έλεγχος στη φάση λειτουργίας	63
4.3.4 Διατμητική Σύνδεση	70
4.4 Διαστασιολόγηση κύριων δοκών – δοκοί πλαισίων ροπής.....	72
4.4.1 Κατάταξη κύριας δοκού	74
4.4.2 Έλεγχος στη φάση λειτουργίας	74

4.5	Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων	77
4.5.1	Κατάταξη υποστυλώματος	78
4.5.2	Έλεγχος στη φάση λειτουργίας	78
4.6	Ικανοτικοί έλεγχοι	82
4.6.1	Έλεγχος διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας	82
4.6.2	Έλεγχος υποστυλωμάτων	85
4.6.3	Έλεγχος δοκών	86
4.6.4	Έλεγχος απόληξης κλιμακοστασίου	86
5	Συνδέσεις	87
5.1	Έδραση	91
5.2	Σύνδεση κύριας δοκού – υποστυλώματος	92
5.3	Σύνδεση διαδοκίδας - υποστυλώματος	93
5.4	Σύνδεση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας - υποστυλώματος	94
6	Συμπεράσματα	97
7	Βιβλιογραφία	99
	Παράρτημα Α	101

Μελέτη του «Κτιρίου Γεωτεχνικής» του ΕΜΠ ως μεταλλικό πλαίσιο με συνδέσμους δυσκαμψίας

Αθανασία Α. Κουδουνά (Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο αντισεισμικός σχεδιασμός και η μελέτη ενός μεταλλικού κτιρίου εργαστηρίων και γραφείων, με Α΄ και Β΄ υπόγειο, ισόγειο και δώμα. Το κτίριο αυτό είναι η έδρα του τομέα Γεωτεχνικής της σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, στην περιοχή Ζωγράφου. Ο φέρων οργανισμός του υφιστάμενου κτιρίου αποτελείται αποκλειστικά από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Στην παρούσα εργασία μελετάται ένας εναλλακτικός φέρων οργανισμός αποτελούμενος από μεταλλικά στοιχεία και στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος. Συγκεκριμένα, τα δάπεδα του κτιρίου αποτελούνται από σύμμικτες πλάκες, οι οποίες είναι διατμητικά συνδεδεμένες με τις δευτερεύουσες δοκούς και προσφέρουν διαφραγματική λειτουργία. Στο κτίριο έχουν τοποθετηθεί κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά τις δύο διευθύνσεις, προκειμένου να εξασφαλιστεί η αμεταθετότητα των πλαισίων. Ο υπόλοιπος φορέας αποτελείται από μεταλλικές δοκούς και μεταλλικά υποστυλώματα.

Η μελέτη του κτιρίου πραγματοποιήθηκε μέσω του λογισμικού *Robot Structural Analysis* της *Autodesk* και βασίστηκε στις ισχύουσες διατάξεις του Ευρωκώδικα και του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ 2000).

Αρχικά, υπολογίζονται οι επί μέρους δράσεις από τις οποίες καταπονείται το κτίριο, καθώς και οι συνδυασμοί φορτίσεων, οι οποίοι λαμβάνονται υπόψη κατά την επίλυση του φορέα.

Εν συνεχεία, εκτελείται διαστασιολόγηση και έλεγχος των μελών της κατασκευής, τόσο για τα στατικά φορτία, όσο και για τα σεισμικά. Συγκεκριμένα, για την ανάλυση της σύμμικτης πλάκας, χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό *SymDeck Designer*, της εταιρίας *Έλαστρον*.

Ακολούθως, υπολογίζονται και ελέγχονται οι συνδέσεις της κατασκευής, για το φορέα που προέκυψε από τη διαστασιολόγηση.

Τέλος, καταγράφονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την μελέτη, μαζί με ορισμένα από τα πλεονεκτήματα του χάλυβα ως φέροντα οργανισμό.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2020/24

**Design of the building of the “Department of Geotechnical Engineering” of
NTUA as a steel frame with concentric braces**

Athanasia A. Koudouna (supervised by Pavlos Thanopoulos)

Abstract

The subject of this thesis is the seismic design and structural analysis of a steel building containing laboratories and offices, with A' and B' basement, ground floor and flat roof. The building hosts the Department of Geotechnical Engineering of School of Civil Engineering at the National Technical University of Athens, located in the area of Zographou. The bearing structure of the existing building consists entirely of reinforced concrete.

The alternative bearing structure, studied in this thesis, consists of steel and reinforced concrete components. In particular, the floors of the building are composed of composite slabs, which are shear-bonded to secondary beams and act as rigid diaphragm. Vertical stiffeners have been installed in both directions of construction, to ensure the integrity of the frames. The rest of the bearing structure consists of steel beams and steel columns.

The design of this building was carried out through the *Autodesk Robot Structural Analysis* program, and it was based on the existing regulations of Eurocodes and Greek Seismic Code EAK 2000.

Firstly, the loads strain of the structure, as well as the combinations of actions used to resolve the structure, are obtained.

Subsequently, the analysis and design of all members, both for static and seismic loads, is performed. The analysis of the composite slab is conducted via the *Elastron SymDeck Designer* program.

Next, the bolt connections between the members of building under study are designed and assessed.

Finally, the conclusions of this study are presented, along with some of the advantages and of steel used as bearing structure.

Ευχαριστίες

Στο πλαίσιο της συγγραφής της παρούσας διπλωματικής εργασίας, θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους εκείνους που άμεσα ή έμμεσα συνέβαλαν στην ολοκλήρωση αυτής της προσπάθειας.

Θα ήθελα πρωτίστως να ευχαριστήσω το Λέκτορα του Τομέα Δομοστατικών και επιβλέποντα της εργασίας, κ. Παύλο Θανόπουλο, για την πολύτιμη βοήθεια και συνεχή καθοδήγηση που μου παρείχε καθ' όλη την διάρκεια εκπόνησής της. Η επιστημονική αρωγή του αλλά και η εμπιστοσύνη που έδειξε στο πρόσωπό μου, έδρασαν καταλυτικά στην ολοκλήρωση της εργασίας.

Ακόμη, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένειά μου για την υποστήριξή της σε όλες τις πτυχές της ζωής μου. Τα εφόδια που μου παρείχαν, υλικά και ψυχικά, αποτελούν πανάκεια για κάθε δυσκολία που μπορεί να εμφανιστεί.

Θερμές ευχαριστίες οφείλω επίσης στους φίλους και τις φίλες μου για την συμπαράστασή τους. Καθένας τους ξεχωριστά, αποτελεί μία συνιστώσα στην ζωή μου γεμάτη ευγνωμοσύνη.

Τέλος, ιδιαίτερες ευχαριστίες οφείλω από καρδιάς στον Παναγιώτη, που με το ενδιαφέρον, την αγάπη και την υπομονή του, με στήριξε με τον μοναδικό του τρόπο, στην ολοκλήρωση των σπουδών μου.

1 Εισαγωγή

1.1 Αντικείμενο της εργασίας

Το αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι ο αντισεισμικός σχεδιασμός και η μελέτη ενός μεταλλικού κτιρίου εργαστηρίων και γραφείων, με Α΄ και Β΄ υπόγειο, ισόγειο και δώμα. Συγκεκριμένα, μελετάται το κτίριο στο οποίο έχει την έδρα του ο τομέας Γεωτεχνικής της σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.

Το υπό μελέτη κτίριο (στην παρούσα εργασία θα αναφέρεται ως «Κτίριο Γεωτεχνικής») έχει κατασκευαστεί με φέροντα οργανισμό αποκλειστικά από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Μέχρι πρότινος, το οπλισμένο σκυρόδεμα ήταν το βασικό υλικό του φέροντος οργανισμού για τα συνήθη οικοδομικά έργα. Ωστόσο, τα πλεονεκτήματα του δομικού χάλυβα ως υλικό του φέροντος οργανισμού - τα οποία θα αναλυθούν στη συνέχεια - είναι ιδιαίτερα σημαντικά και για το λόγο αυτό παρατηρείται ολοένα και περισσότερο πλέον στις σύγχρονες κατασκευές. Ενδεικτικά, κάποια από τα πλεονεκτήματα του χάλυβα είναι ο μειωμένος χρόνος κατασκευής, η μεγάλη αντοχή και δυσκαμψία ως προς το βάρος του, το μειωμένο ίδιο βάρος της κατασκευής και η καλή αντισεισμική συμπεριφορά.

Ο φορέας αποτελείται από μεταλλικές δοκούς, οι οποίες έχουν σύμμικτη λειτουργία με την πλάκα σκυροδέματος των ορόφων, μεταλλικά υποστυλώματα και κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας, οι οποίοι τοποθετήθηκαν για να εξασφαλίσουν την απαιτούμενη πλευρική δυσκαμψία της κατασκευής.

Για τον σχεδιασμό και την μελέτη του κτιρίου χρησιμοποιήθηκαν οι εξής ισχύοντες κανονισμοί:

- Ευρωκώδικας 0: Βάσεις Σχεδιασμού
- Ευρωκώδικας 1: Βασικές Αρχές Σχεδιασμού και Δράσεις στις κατασκευές
- Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα
- Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός Σύμμικτων Κατασκευών
- Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ 2000)

1.2 Περιγραφή της κατασκευής

Το κτίριο Γεωτεχνικής, το οποίο περιέχει γραφεία και εργαστήρια, αποτελείται από Α΄ υπόγειο, Β΄ υπόγειο, ισόγειο και δώμα, συνολικού ύψους 11.65 m. Το τελικό ύψος, λόγω της απόληξης του κλιμακοστασίου στο δώμα, ανέρχεται στα 14.90 m. Τα στατικά ύψη κάθε ορόφου επιλέχθηκαν βάσει του υφιστάμενου στατικού σχεδίου του κτιρίου και είναι τα εξής: 3.60 m για το Β΄ υπόγειο, 4.30 m για το Α΄ υπόγειο, 3.75 m για το Ισόγειο και 3.25 m για την απόληξη του κλιμακοστασίου. Στις Εικόνα 1.1 και Εικόνα 1.2 παρουσιάζεται το υφιστάμενο κτίριο Γεωτεχνικής.



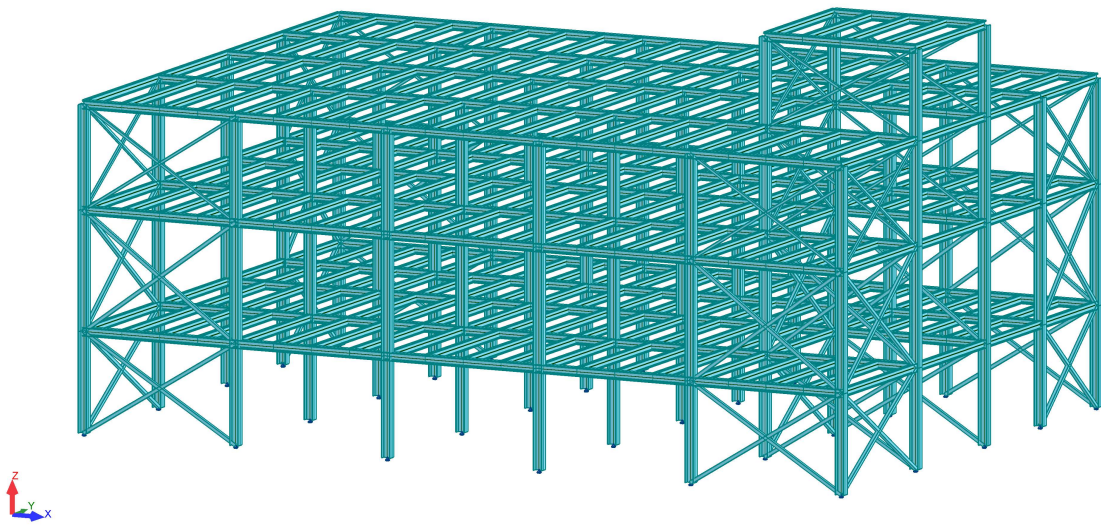
Εικόνα 1.1: Κτίριο Γεωτεχνικής, Πολυτεχνειούπολη Ζωγράφου (Google Maps).



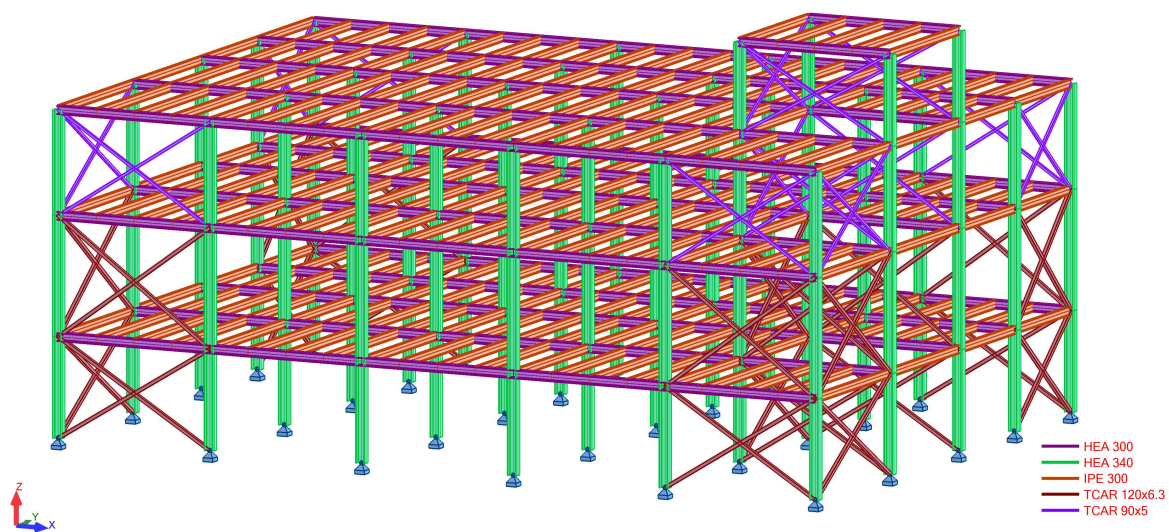
Εικόνα 1.2: Κτίριο Γεωτεχνικής, Πολυτεχνειούπολη Ζωγράφου, όψη εισόδου.

Αναφορικά με το συνολικό στατικό ύψος κάθε ορόφου, υπάρχει επαρκής διαφορά μεταξύ ολικού ύψους και καθαρού ύψους, λόγω των υλικών που παρεμβάλλονται ενδιάμεσα (σωληνώσεις, επικαλύψεις, φωτισμός, ψευδοροφή, πλάκα σκυροδέματος κλπ.).

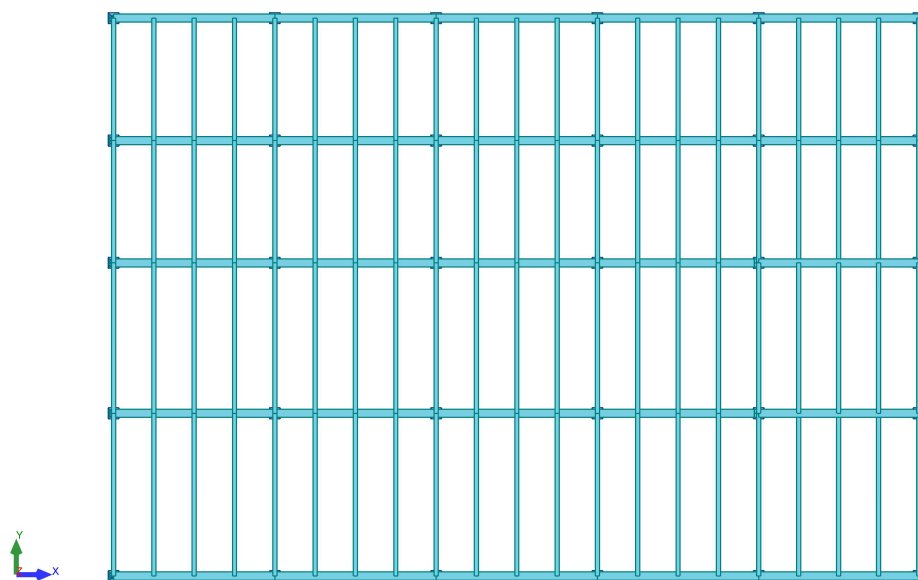
Το υφιστάμενο κτίριο σε κάτοψη έχει διαστάσεις ($X \times Y$) 59 m \times 20.40 m, με αρμό κτιρίου στη διεύθυνση Y . Στην παρούσα μελέτη, λάβαμε ως στατικό φορέα τον μισό, μέχρι τον αρμό, θεωρώντας ότι είναι δύο ανεξάρτητα κτίρια. Το δεύτερο κτίριο είναι παρόμοιο σε διαστάσεις και απαιτήσεις, επομένως ο σχεδιασμός του θα είναι σε πλήρη αντιστοιχία με αυτό που παρουσιάζεται στη διπλωματική εργασία. Η κάτοψη του κτιρίου σε κάθε όροφο είναι ίδια, διαστάσεων ($X \times Y$) 29.45m \times 20.40 m. Οι εικόνες που ακολουθούν (Εικόνα 1.3 - Εικόνα 1.7) παρουσιάζουν το στατικό φορέα που μελετήθηκε σε όλες τις διευθύνσεις.



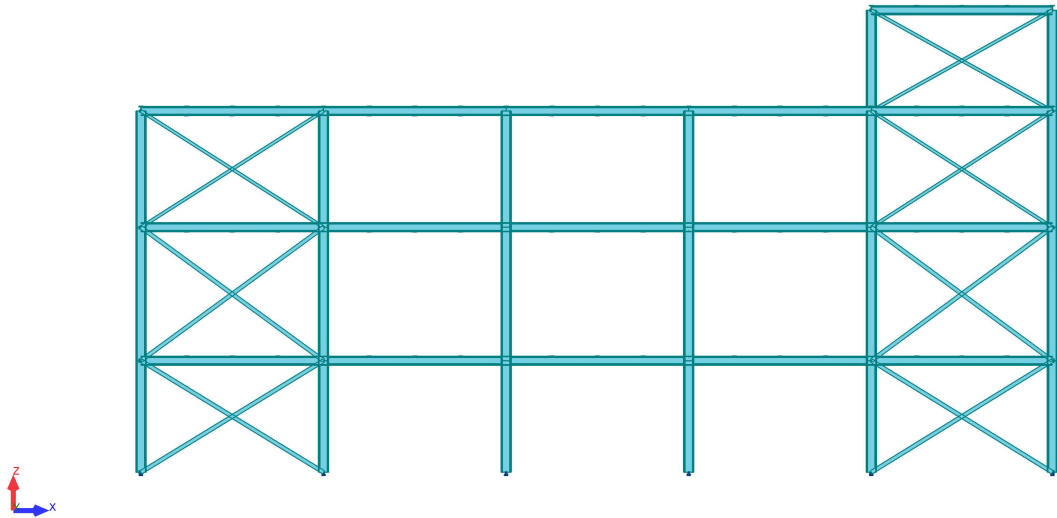
Εικόνα 1.3: Τρισδιάστατη απεικόνιση του κτιρίου στο *Robot*.



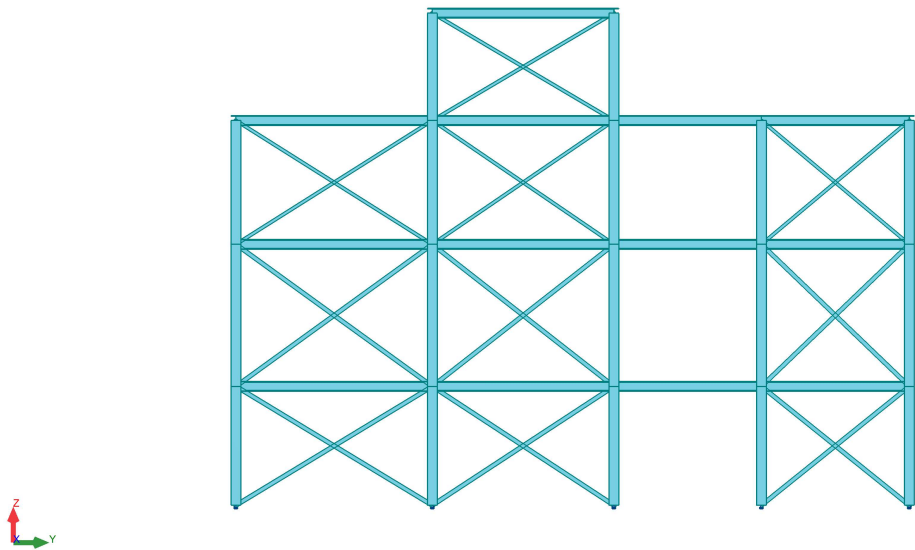
Εικόνα 1.4: Τρισδιάστατη απεικόνιση με χρωματική διαβάθμιση των μελών του κτιρίου στο *Robot*.



Εικόνα 1.5: Κάτοψη του κτιρίου στο *Robot*.



Εικόνα 1.6: Τομή X-X του κτιρίου στο *Robot*.

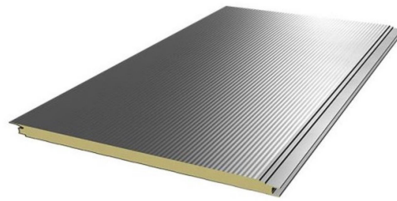


Εικόνα 1.7: Τομή Y-Y του κτιρίου στο *Robot*.

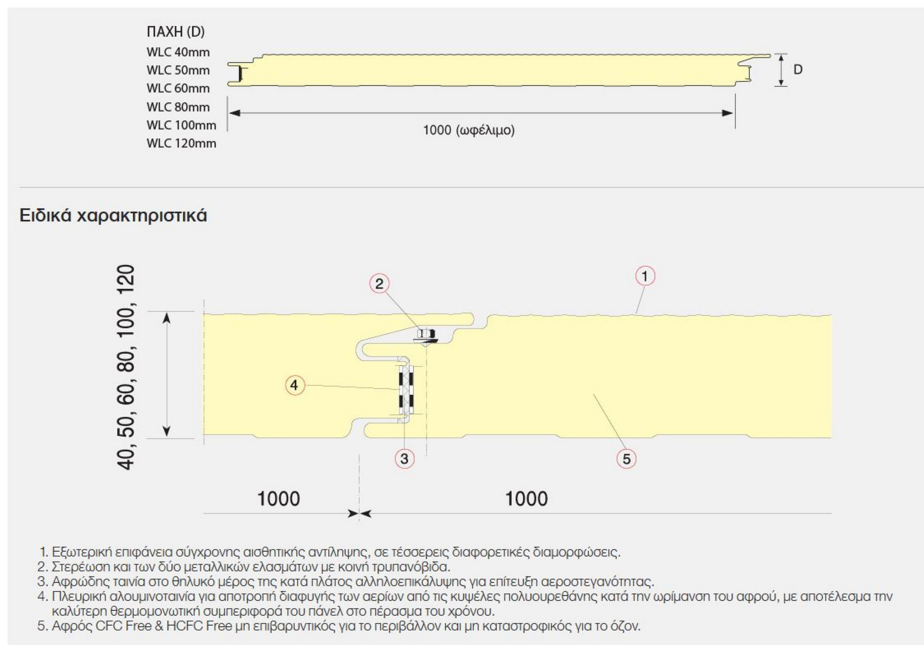
Σχετικά με τα μέλη του φορέα που καλούνται να παραλάβουν τα κατακόρυφα φορτία, κάθε όροφος αποτελείται από σύμμικτη πλάκα (τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο και έγχυτο σκυρόδεμα) συνολικού πάχους 15 cm, η οποία εδράζεται μέσω διατμητικών ήλων πάνω σε δευτερεύουσες δοκούς (διαδοκίδες), προσφέροντας διαφραγματική λειτουργία στο οριζόντιο επίπεδο. Οι διαδοκίδες εδράζονται αμφιαρθρωτά στις κύριες δοκούς και έχουν τον διαμήκη άξονα τους στον καθολικό άξονα Υ. Οι κύριες δοκοί στηρίζονται επίσης αμφίπακτα στα υποστυλώματα, τα οποία είναι αρθρωμένα στο έδαφος, και σχηματίζουν πλαίσια ροπής.

Για την παραλαβή των οριζόντιων δράσεων στην κατασκευή, έχουν τοποθετηθεί κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στις δύο διευθύνσεις.

Σχετικά με την τοιχοποιία, χρησιμοποιήθηκε θερμομονωτικό πάνελ πολυουρεθάνης της εταιρείας ΕΛΑΣΤΡΟΝ, που συνηθίζεται σε κτίρια γραφείων και εργαστηρίων. Συγκεκριμένα επιλέχθηκε ECOPANEL WLC πλαγιοκάλυψης κρυφής στήριξης πάχους 120 mm. Αναλυτικά η δομή της τοιχοποιίας παρουσιάζεται στις δυο εικόνες που ακολουθούν (Εικόνα 1.8 και Εικόνα 1.9).



Εικόνα 1.8: Πάνελ πολυουρεθάνης Ecopanel WLC.



Εικόνα 1.9: Δομή πάνελ πλαγιοκάλυψης Ecopanel WLC.

1.3 Υλικά κατασκευής

Στην παρούσα ενότητα παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά των υλικών κατασκευής τα οποία χρησιμοποιούνται στην παρούσα εργασία.

Δομικός Χάλυβας

Ο δομικός χάλυβας είναι το βασικό υλικό από το οποίο συντίθεται ο φέρων οργανισμός του κτιρίου. Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε σε όλα τα στοιχεία της κατασκευής (πλην των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας) είναι κατηγορίας S275 με τα εξής χαρακτηριστικά:

- Ειδικό βάρος: $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$.
- Όριο διαρροής: $f_y = 275 \text{ MPa}$.
- Εφελκυστική αντοχή: $f_u = 430 \text{ MPa}$.
- Μέτρο ελαστικότητας: $E = 210,000 \text{ MPa}$.
- Λόγος Poisson: $\nu = 0.3$.
- Μέτρο διάτμησης: $G = E / [2(1+\nu)] = 81,000 \text{ MPa}$.
- Συντ. θερμικής διαστολής: $\alpha_T = 12 \times 10^{-6}$ (για $T < 1000 \text{ }^\circ\text{C}$).

Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε για τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας είναι κατηγορίας S235 με τα εξής χαρακτηριστικά:

- Ειδικό βάρος: $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$.
- Όριο διαρροής: $f_y = 235 \text{ MPa}$.
- Εφελκυστική αντοχή: $f_u = 360 \text{ MPa}$.
- Μέτρο ελαστικότητας: $E = 210,000 \text{ MPa}$.
- Λόγος Poisson: $\nu = 0.3$.
- Μέτρο διάτμησης: $G = E / [2(1+\nu)] = 81000 \text{ MPa}$.
- Συντ. θερμικής διαστολής: $\alpha_T = 12 \times 10^{-6}$ (για $T < 1000 \text{ }^\circ\text{C}$).

Σκυρόδεμα

Για τη σύμμικτη πλάκα του κτιρίου, καθώς και για την πλάκα έδρασης των θεμελίων, χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα C25/30, του οποίου οι τιμές σχεδιασμού είναι:

- Μέτρο ελαστικότητας: $E = 30.5 \text{ GPa}$.
- Ειδικό βάρος: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.
- Αντοχή: $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$.
- Σταθερά Poisson: $\nu = 0.2$.

Χάλυβας οπλισμού B500C

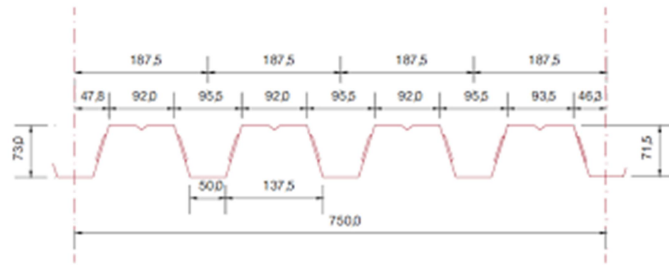
Η πλάκα αποτελείται από σκυρόδεμα, το οποίο οπλίζουμε με χάλυβα ποιότητας B500C. Οι τιμές σχεδιασμού είναι:

- Χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$.
- Μέτρο Ελαστικότητας: $E = 210,000 \text{ MPa}$.
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή: $\nu = 0.3$.
- Ειδικό βάρος: $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$.

Χαλυβδόφυλλο

Χρησιμοποιήθηκε το χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 πάχους 1 mm (Εικόνα 1.10), το οποίο είναι τραπεζοειδούς σχήματος, ποιότητας S320 σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4:

- Όριο διαρροής: $f_{yp} = 320$ MPa.
- Εφελκυστική αντοχή: $f_{up} = 390$ MPa.



Εικόνα 1.10: Γεωμετρία τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου Symdeck 73.

Κοχλίες

Στις μεταλλικές συνδέσεις χρησιμοποιήθηκαν κοχλίες ποιότητας 8.8 με τα εξής χαρακτηριστικά:

- Όριο διαρροής $f_{yb} = 640$ MPa.
- Εφελκυστική αντοχή $f_{ub} = 800$ MPa.

2 Δράσεις

Στο πλαίσιο του σχεδιασμού μιας κατασκευής, είναι απαραίτητο να προσδιοριστούν, με ικανοποιητικό βαθμό αξιοπιστίας, οι δράσεις που θα ασκηθούν σε αυτή, οι οποίες είναι πιθανόν να εμφανιστούν καθ' όλη την διάρκεια ζωής της κατασκευής. Στόχος είναι να καθοριστούν οι απαιτήσεις που πρέπει να πληρούν τα μέλη που συνιστούν την κατασκευή, ώστε να παραμένει κατάλληλη καθ' όλη τη διάρκεια της χρήσης για την οποία προορίζεται.

Ανάλογα με τη χρήση, την μορφή και τη θέση του έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις για την ανάλυση του φορέα, ώστε να προκύψουν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη.

Οι δράσεις που λαμβάνονται υπόψη στην παρούσα μελέτη υπολογίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 (EN-1991-1-1) [7] και ταξινομούνται στις παρακάτω κατηγορίες ανάλογα με τον χρόνο:

- Μόνιμες (G) (permanent)
- Μεταβλητές (Q) (variable)
- Τυχηματικές (A) (accidental)

Ειδική αναφορά πρέπει να γίνει στις Σεισμικές Δράσεις που, λόγω της έντονης σεισμικής δραστηριότητας που παρουσιάζει η Ελλάδα, επηρεάζουν σημαντικά τον σχεδιασμό και είναι καθοριστικές σε ό,τι αφορά στη διαστασιολόγηση αλλά και στην τελική μόνωση των κατασκευών.

Στις ενότητες που ακολουθούν περιγράφονται οι δράσεις που λήφθηκαν υπόψη κατά τη μελέτη του κτηρίου Γεωτεχνικής.

2.1 Μόνιμα φορτία

Με τον όρο Μόνιμα Φορτία νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία (το βάρος των μελών και της πλάκας, οι επικαλύψεις, οι τοίχοι πλήρωσης ή ακόμα και κάποιου είδους σταθερός εξοπλισμός στο έργο) που δρουν καθ' όλη την διάρκεια ζωής του έργου.

Οι δράσεις που λαμβάνονται υπόψη ως μόνιμες είναι οι εξής:

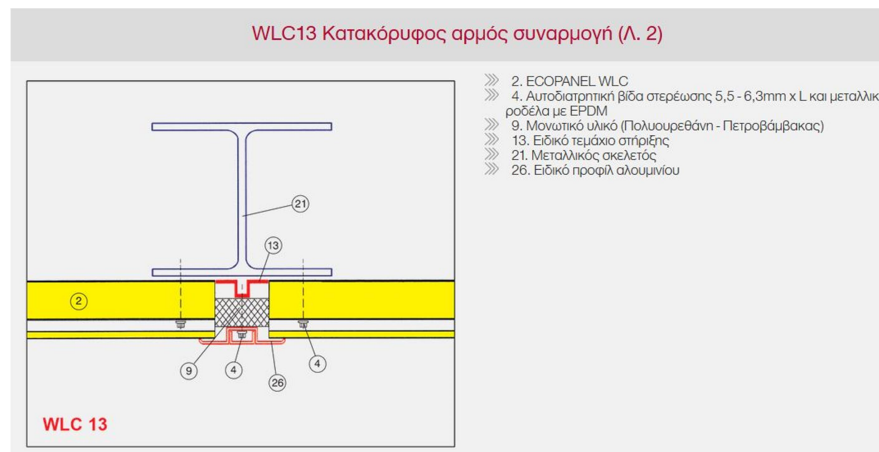
- Ίδιο βάρος (I.B.) της κατασκευής και των λοιπών φερόμενων στοιχείων επ' αυτής (δοκοί, υποστυλώματα), το οποίο υπολογίστηκε από το λογισμικό ανάλυσης *Robot Structural Analysis*.
- I.B. σύμμικτης πλάκας, ίσο με 2.73 kPa, το οποίο υπολογίστηκε απευθείας από το λογισμικό *Symdeck Designer*.
- πρόσθετα μόνιμα (επικαλύψεις, ψευδοροφές, services), ίσα με 1.5 kPa.
- I.B. τοιχοποιίας, ίσο με 1.4 kN/m (στις περιμετρικές δοκούς).

Να σημειωθεί ότι για την τοιχοποιία χρησιμοποιήθηκε θερμομονωτικό πάνελ πολυουρεθάνης της εταιρείας ΕΛΑΣΤΡΟΝ και συγκεκριμένα επιλέχθηκε ECOPANEL WLC πλαγιοκάλυψης κρυφής στήριξης πάχους 120 mm. Αναλυτικά, τα χαρακτηριστικά του πετάσματος παρουσιάζονται στις εικόνες που ακολουθούν (Εικόνα 2.1 και Εικόνα 2.2).

Τύπος Πάνελ	Εξωτερικό Πάχος Ελασμάτων (mm)	Εσωτερικό Πάχος Ελασμάτων (mm)	D (mm)	Βάρος Πάνελ (kg/m ²)	Συντελεστής Θερμοπερατότητας U (W/m ² K)	Μέγιστο Μήκος Παραγωγής (m)
WLC 40	0.45	0.40	40	8.67	0.62	16.0
WLC 50	0.45	0.40	50	9.05	0.48	
WLC 60	0.45	0.40	60	9.43	0.39	
WLC 80	0.45	0.40	80	10.19	0.28	
WLC 100	0.45	0.40	100	10.95	0.2	
WLC 120	0.45	0.40	120	11.71	0.18	

Συντελεστής θερμικής αγωγιμότητας "λ" = 0,02 W/m*K

Εικόνα 2.1: Χαρακτηριστικά πάνελ πλαγιοκάλυψης Ecorpanel WLC.



Εικόνα 2.2: Συνδεσμολογία πάνελ πλαγιοκάλυψης Ecorpanel WLC.

Σύμφωνα με την Εικόνα 2.1, το βάρος για το WLC 120 είναι 11.71 kg/m², ήτοι 0.14 kN/m².

Προσθέτοντας και δύο πυράντοχες γυψοσανίδες (πάχους 12.5mm η καθεμία), βάρους 20 kg/m² (ήτοι 0.20 kN/m²), προκύπτει: 0.14 + 0.20 = 0.34 kN/m².

Για ύψος ορόφου 3.90m (μέσος όρος), το γραμμικό φορτίο ανά μέτρο δοκού προκύπτει ίσο με 0.34 kN/m² × 3.90m = 1.4 kN/m.

2.2 Κινητά φορτία

Στην κατηγορία Κινητά ή Μεταβλητά Φορτία περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού κλπ. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών δεν είναι ακριβής η τιμή και η θέση τους, γι' αυτό προσδιορίζονται στατιστικά και οι τιμές τους δίνονται από κανονισμούς. Οι μεταβλητές δράσεις, λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανεμημένες και θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι δυσμενείς φορτίσεις.

Προκειμένου να γίνει ο καθορισμός των επιβαλλόμενων φορτίων, οι επιφάνειες των κτιρίων κατατάσσονται σε κατηγορίες, αναλόγως με τη χρήση τους.

Οι εσωτερικές επιφάνειες της κατασκευή καθώς και το βατό δώμα, σύμφωνα με τον Πίνακα 2.1 του Ευρωκώδικα 1 (EN 1991-1-1) [7], είναι κατηγορίας B (ισόγειο – χώροι γραφείων) και κατηγορίας C5 (Α' και Β' υπόγειο – εργαστήρια). Επομένως, τα συγκεντρωμένα φορτία θα αγνοηθούν.

Πίνακας 2.1: Ευρωκώδικας 1 - Κατηγορίες χρήσης επιφανειών κτιρίων.

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A,B, και D1)	C5: Χώροι επιρρεπείς σε μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.

Πίνακας 2.2: Ευρωκώδικας 1 - Επιβαλλόμενα φορτία δαπέδων κτιρίων.

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία A		
- Δάπεδα	1,5 έως <u>2,0</u>	<u>2,0</u> έως 3,0
- Σκάλες	<u>2,0</u> έως 4,0	<u>2,0</u> έως 4,0
- Μπαλκόνια	<u>2,5</u> έως 4,0	<u>2,0</u> έως 3,0
Κατηγορία B	2,0 έως <u>3,0</u>	1,5 έως <u>4,5</u>
Κατηγορία C		
- C1	2,0 έως <u>3,0</u>	3,0 έως 4,0
- C2	3,0 έως <u>4,0</u>	2,5 έως 7,0 (<u>4,0</u>)
- C3	3,0 έως <u>5,0</u>	<u>4,0</u> έως 7,0
- C4	4,5 έως <u>5,0</u>	<u>3,5</u> έως <u>7,0</u>
- C5	<u>5,0</u> έως 7,5	<u>3,5</u> έως <u>4,5</u>
Κατηγορία D		
- D1	<u>4,0</u> έως 5,0	3,5 έως 7,0 (<u>4,0</u>)
- D2	4,0 έως <u>5,0</u>	3,5 έως <u>7,0</u>

Από τους παραπάνω πίνακες (Πίνακας 2.1 και Πίνακας 2.2) από τον Ευρωκώδικα 1 (EN 1991-1-1) [7], προκύπτουν τα παρακάτω ωφέλιμα φορτία:

- Δάπεδο ισογείου και βατό δώμα: $q_k = 2 \text{ kN/m}^2$
- Δάπεδο Α' και Β' υπογείου: $q_k = 7.5 \text{ kN/m}^2$

Επίσης, ως κινητό φορτίο λήφθηκε και επιπλέον φορτίο που λαμβάνει υπόψη τα οποιαδήποτε εσωτερικά ενδιάμεσα χωρίσματα στους ορόφους. Στο υπό μελέτη κτίριο λήφθηκε το φορτίο αυτό ως, $q_k = 0.8 \text{ kN/m}^2$, σύμφωνα με τον σημείωση 6.3.1.2(8) του EN 1991-1-1 [7] (Εικόνα 2.3):

- για μετακινήσιμα χωρίσματα με ίδιον βάρος $\leq 1,0 \text{ kN/m}$ μήκους τοίχου:
 $q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$
- για μετακινήσιμα χωρίσματα με ίδιον βάρος $\leq 2,0 \text{ kN/m}$ μήκους τοίχου:
 $q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$
- για μετακινήσιμα χωρίσματα με ίδιον βάρος $\leq 3,0 \text{ kN/m}$ μήκους τοίχου:
 $q_k = 1,2 \text{ kN/m}^2$

Εικόνα 2.3: Ισοδύναμο φορτίο χωρισμάτων επί των δαπέδων.

2.3 Δράσεις χιονιού

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

Τα φορτία λόγω χιονόπτωσης προσδιορίζονται με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 - (EN 1991-1-3) [8]. Τα φορτία αυτά αναφέρονται σε κτίρια ή σε έργα πολιτικού μηχανικού γενικά, για υψόμετρο κάτω των 1500 m. Θεωρούνται ως στατικά, δρώντας κατά τη διεύθυνση της βαρύτητας, οφειλόμενα σε συσσωρεύσεις χιονιού σε μέρος ή μέρη της στέγης, και κατατάσσονται στις χρονικά μεταβλητές, αλλά πάγιες (σταθερές στον χώρο) δράσεις (όπως αυτές ορίζονται στον EN 1991 [8]). Το χιόνι συσσωρεύεται στις στέγες των κτιρίων με διάφορους τρόπους, αναλόγως τον τύπο της στέγης, τα θερμικά χαρακτηριστικά, την τραχύτητα της επιφάνειάς της, το ποσό της θερμότητας που εκλύεται κάτω από τη στέγη, την απόσταση των γειτονικών κτιρίων, τον περιβάλλοντα χώρο και τις κλιματολογικές συνθήκες της περιοχής όπου βρίσκεται η κατασκευή. Ιδιαίτερη σημασία έχει το κατά πόσο είναι εκτεθειμένη η οροφή στον άνεμο, οι μεταβολές της θερμοκρασίας καθώς και η πιθανότητα συγκέντρωσης λόγω κατακρήμνισης ή βροχόπτωσης. Σε ειδικές περιπτώσεις, όπως όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές, οι οποίες δε μπορούν να αξιοποιηθούν μέσω των στατικών μεθόδων, το χιόνι μπορεί να θεωρείται τυχηματική δράση. Για την εκτίμηση του φορτίου χιονιού, συνήθως θεωρείται αρχικά το ομοιόμορφο χιόνι που συγκεντρώνεται υπό συνθήκες νηνεμίας, ενώ η τελική μορφή προκύπτει για συνθήκες που επικρατούν άνεμοι. Για τοποθεσίες όπου επικρατούν κανονικές συνθήκες (δηλαδή χωρίς πιθανότητα να λάβει χώρα εξαιρετική χιονόπτωση ή μετατόπιση λόγω ανέμων), θα εφαρμόζεται ο συνδυασμός που αντιστοιχεί σε καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές.

Στην παρούσα μελέτη, το φορτίο του χιονιού δεν λαμβάνεται υπόψη, καθώς το φορτίο λόγω βατού δώματος υπερτερεί.

2.4 Δράσεις ανέμου

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 (EN 1991-1-4) [9], για κτίρια και έργα ύψους μέχρι 200 m, οι δράσεις ανέμου στις κατασκευές κατατάσσονται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις και αναπαρίστανται με ένα απλοποιημένο σύνολο πιέσεων ή δυνάμεων των οποίων οι επιδράσεις

είναι ισοδύναμες με τις ακραίες επιδράσεις του στροβιλώδους ανέμου. Λαμβάνεται υπόψη η ταυτόχρονη επιρροή και άλλων δράσεων επί της κατασκευής (π.χ. χιόνι, κυκλοφορία, πάγος) που είναι δυνατόν να επιφέρουν αλλαγές στην επιφάνεια αναφοράς ή σε κάποιους συντελεστές, καθώς επίσης και αλλαγές του σχήματος κατά την φάση κατασκευής, που θα μπορούσαν να αλλάζουν την εξωτερική και εσωτερική πίεση ή τα δυναμικά χαρακτηριστικά. Τα φορτία ανέμου είναι πολύ σημαντικά στις Μεταλλικές Κατασκευές, ενώ πολλές φορές αποτελούν τη κρίσιμη φόρτιση (πχ. κτίρια μεγάλου ύψους). Μάλιστα, ο άνεμος λόγω της φύσης του μπορεί σε κάποιες κατασκευές να προκαλέσει ακόμα και φαινόμενα ταλάντωσης, όμως σε κατασκευές με μεγάλη δυσκαμψία σαν αυτή που μελετάται, η δυναμική αυτή επίδραση είναι αμελητέα και τα φορτία θεωρούνται στατικά.

Οι τιμές των φορτίων που παράγονται λόγω των πιέσεων του ανέμου υπολογίζονται αναλυτικά παρακάτω, σύμφωνα με τους αντίστοιχους πίνακες του κανονισμού (EN1991-1-4:2005 [9]). Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα, ως δράση του ανέμου επί των κατασκευών θεωρείται η πίεση που αναπτύσσεται από την ανάσχεση της ροής του ανέμου. Από τις αναπτυσσόμενες πιέσεις προκύπτουν δυνάμεις κάθετες προς την προσβαλλόμενη επιφάνεια. Η δράση του ανέμου σε μία κατασκευή προσδιορίζεται από την πίεση αιχμής και από τους κατάλληλους αεροδυναμικούς συντελεστές.

Η σημαντικότερη παράμετρος που προσδιορίζει τις δράσεις αυτές είναι η ταχύτητα του ανέμου και ο σχεδιασμός γίνεται με βάση τη μέγιστη πίεση που θα εμφανιστεί στη διάρκεια ζωής του έργου. Η ταχύτητα του ανέμου επηρεάζεται από ένα πλήθος παραγόντων, όπως: η γεωγραφική θέση της κατασκευής, η φυσική της θέση, η τοπογραφία της περιοχής στην οποία θα κατασκευαστεί, οι διαστάσεις του κτιρίου, η μέση ταχύτητα ανέμου, το σχήμα της κατασκευής, η κλίση της στέγης και η διεύθυνση του ανέμου.

Τα στοιχεία αυτά εισάγονται στους υπολογισμούς με κατάλληλους συντελεστές και σχέσεις που θα δώσουν τις τελικές τιμές για τον σχεδιασμό.

Στην παρούσα μελέτη, έχει θεωρηθεί άνεμος κάθετα στην πρόσοψη, λόγω ύπαρξης κτιρίων εκατέρωθεν. Ακολουθούν, οι υπολογισμοί των δράσεων του ανέμου για το υπό μελέτη κτίριο.

2.4.1 Υπολογισμός βασικών μεγεθών για την εκτίμηση των δράσεων ανέμου

Βασική Ταχύτητα Ανέμου

Η βασική ταχύτητα ανέμου V_b δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$V_b = c_{dir} c_{season} V_{b,o} \quad (2.1)$$

όπου, c_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (ίσος με 1.0), c_{season} είναι ο συντελεστής εποχής (ίσος με 1.0) και $V_{b,o}$ η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου.

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου για τις περιοχές με απόσταση μεγαλύτερη των 10 km από την ακτή (πλην των νησιών), ορίζεται ως $V_b = 27$ m/s.

Βασική ανεμοπίεση

Η βασική ανεμοπίεση ανέμου q_b δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$q_b = 0.5 \rho V_b^2 \quad (2.2)$$

όπου $\rho = \rho_{air} = 1.25$ kg/m³ και V_b η βασική ταχύτητα ανέμου.

Επομένως, προκύπτει ότι η βασική ανεμοπίεση είναι ίση με:

$$q_b = 0.5 \times 1.25 \times 27 = 455.63 \text{ kg/ms}^2 = 0.455 \text{ kN/m}^2.$$

Μέση Ταχύτητα Ανέμου

Η μέση ταχύτητα ανέμου $V_m(z)$ συναρτήσει του ύψους z δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$V_m(z) = c_r(z)c_0(z)V_b \quad (2.3)$$

όπου, $c_0(z)$ ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (προτεινόμενη τιμή 1.0) και $c_r(z)$ ο συντελεστής τραχύτητας.

Για τον άνεμο ισχύει η θεωρία του οριακού στρώματος και η ταχύτητά του θεωρείται ότι μεταβάλλεται καθ' ύψος με λογαριθμικό τρόπο (ισχύει μέχρι ύψους $z_{max} = 200 \text{ m}$). Η μεταβολή αυτή της ταχύτητας του ανέμου, για τις διάφορες τραχύτητες εδάφους, δίνεται από τον συντελεστή τραχύτητας και υπολογίζεται από την σχέση:

$$c_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (2.4)$$

όπου, z_0 το μήκος τραχύτητας και k_r ο συντελεστής εδάφους που υπολογίζεται ως:

$$k_r = 0.19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \quad (2.5)$$

Οι τιμές του μήκους τραχύτητας z_0 , καθώς και το ελάχιστο ύψος z_{min} , για τις διάφορες κατηγορίες εδαφών και παραμέτρων εδάφους, δίνονται στον Πίνακα 2.3 (EN 1991-1-4 [9]).

Πίνακας 2.3: Κατηγορίες εδάφους και παράμετροι εδάφους

Κατηγορία εδάφους		z_0 (m)	z_{min} (m)
0	Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε θάλασσα	0.003	1
I	Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0.01	1
II	Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) 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 χωρία, 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

Η περιοχή όπου βρίσκεται το υπό μελέτη κτίριο είναι κατηγορίας III, και επομένως οι παράμετροι που προκύπτουν από τον Πίνακα 2.3 είναι $z_0 = 0.3 \text{ m}$, $z_{min} = 5 \text{ m}$ και $z_{0,II} = 0.05$ (κατηγορία εδάφους II).

Επομένως, για ύψος κτιρίου $z = 11.65 \text{ m}$ και για τις παραπάνω τιμές, από την Εξ. (2.5) προκύπτει συντελεστής εδάφους ίσος με $k_r = 0.215$. Ακολούθως, από την Εξ. (2.4) προκύπτει συντελεστής τραχύτητας ίσος με $c_r(z) = 0.7867$.

Από την Εξ. (2.3), η μέση ταχύτητα του ανέμου υπολογίζεται ίση με $V_m(z) = 21.24 \text{ m/s}$.

Μέση Ένταση Στροβιλισμού

Η μέση ένταση στροβιλισμού $I_v(z)$, συναρτήσεως του ύψους z , δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{V_m(z)} = \frac{k_I}{c_0(z) \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (2.6)$$

όπου k_I είναι ο συντελεστής στροβιλισμού (ίσος με 1.0).

Η μέση ταχύτητα στροβιλισμού προκύπτει ίση με $I_v(z) = 0.273$.

Πίεση Ταχύτητας Αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$, συναρτήσεως του ύψους z , δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$q_p(z) = [1 + 7I_v(z)] \frac{1}{2} \rho V_m^2(z) \quad (2.7)$$

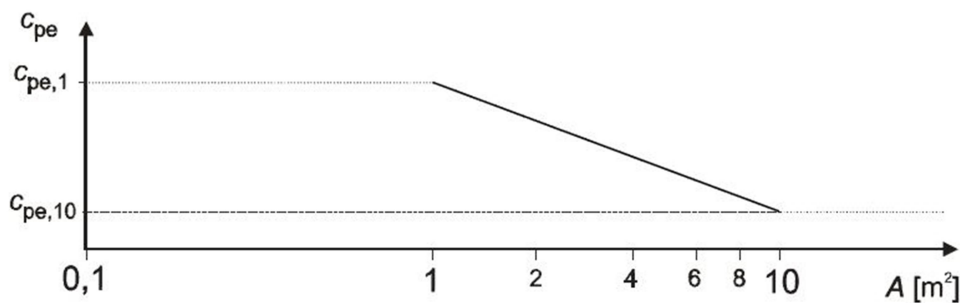
Από την Εξ. (2.7), η πίεση ταχύτητας αιχμής, η οποία περιλαμβάνει μέσες και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, προκύπτει ίση με $q_p(z) = 0.82 \text{ kN / m}^2$.

Συντελεστής Εξωτερικής Πίεσης

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εξωτερικές επιφάνειες του κτιρίου και εξαρτώνται από το σχήμα και την μορφή της προσβαλλόμενης επιφάνειας A .

Στην Εικόνα 2.4 φαίνεται η γραφική απεικόνιση της μεταβολής της πίεσης c_{pe} συναρτήσεως της φορτιζόμενης επιφάνειας και οι τιμές που προκύπτουν για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης είναι:

$$\begin{aligned} c_{pe} &= c_{pe,1}, & \text{για } A \leq 1 \text{ m}^2 \\ c_{pe} &= c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \log A, & \text{για } 1 \text{ m}^2 \leq A \leq 10 \text{ m}^2 \\ c_{pe} &= c_{pe,10}, & \text{για } A \geq 10 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

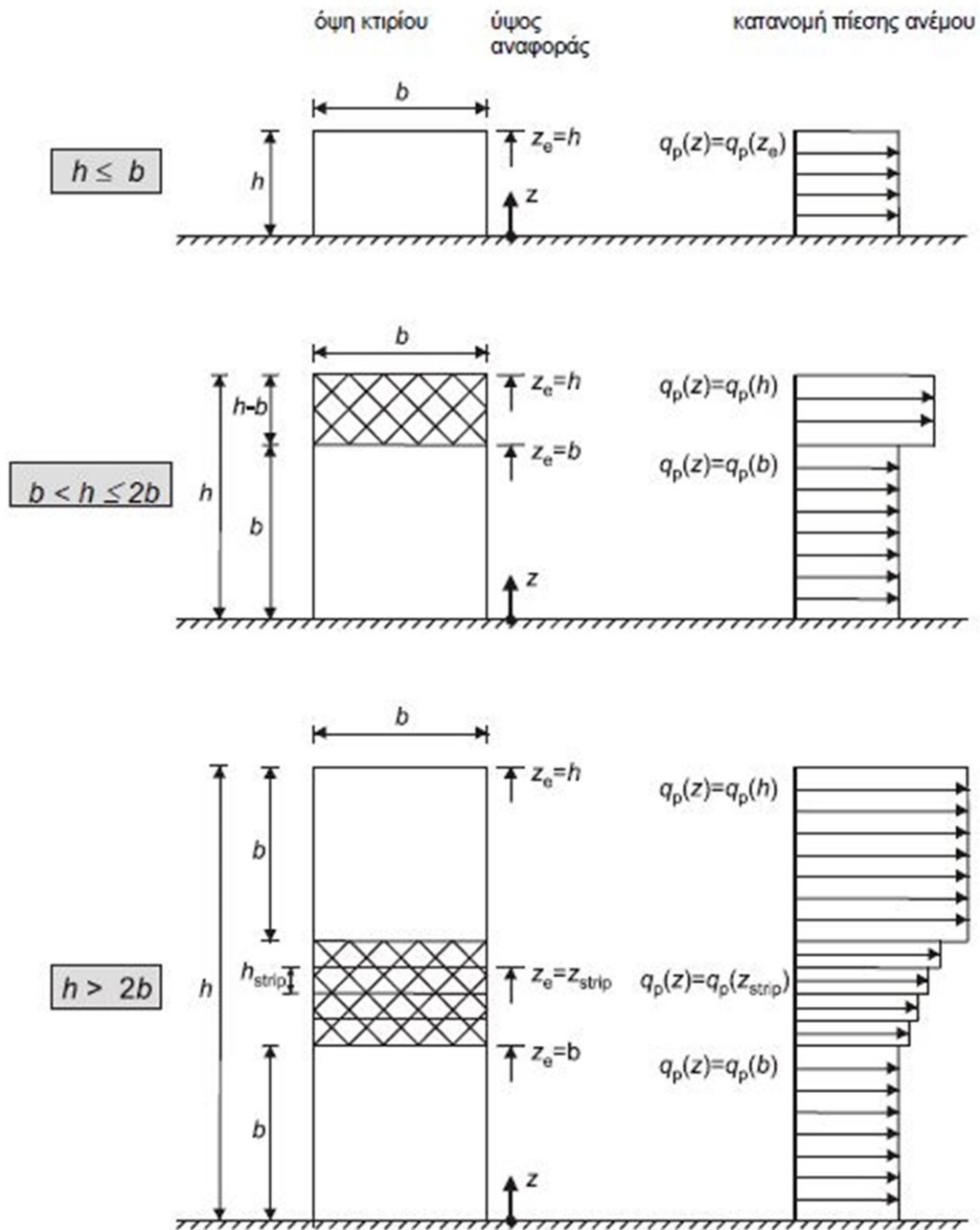


Εικόνα 2.4: Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης για επιφάνειες μεταξύ 1 m^2 και 10 m^2 .

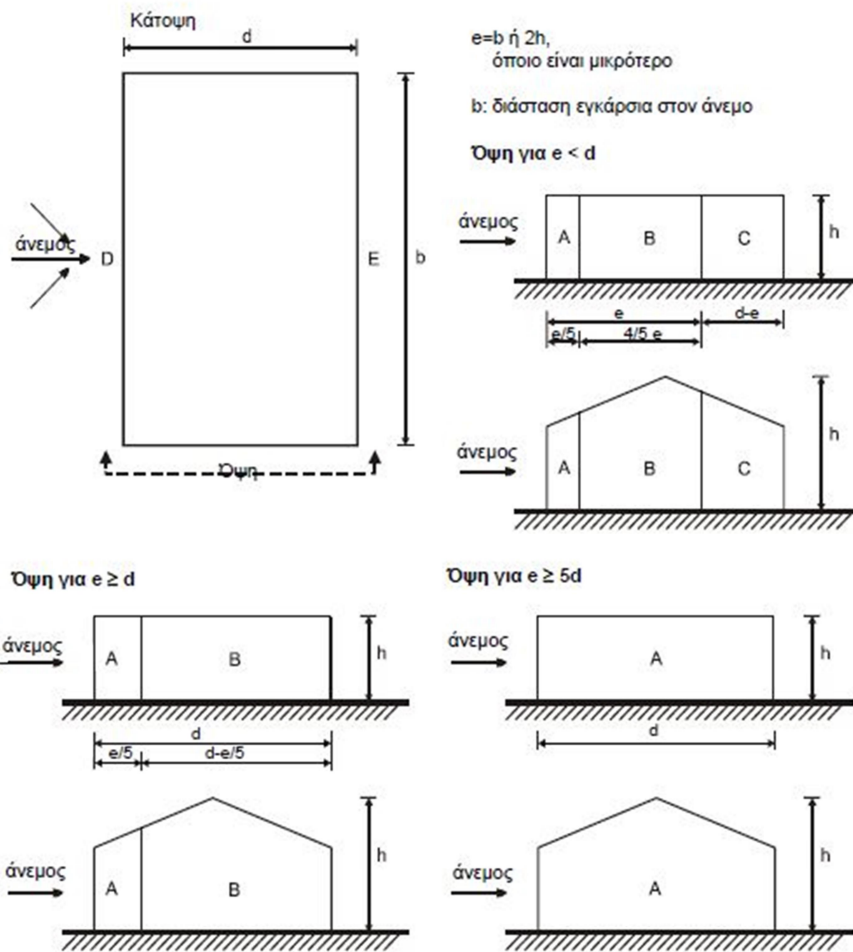
Εξωτερικές πιέσεις σε κατακόρυφους τοίχους με ορθογωνική κάτοψη

Στην παρακάτω Εικόνα 2.5 φαίνεται ο τρόπος προσδιορισμού του ύψους αναφοράς z_e για τους προσήμενους τοίχους, συναρτήσεως του ύψους h και του πλάτους b του κτιρίου. Στους υπήνεμους και τους παράπλευρους τοίχους, το ύψος αναφοράς λαμβάνεται ίσο με το ύψος του κτιρίου. Στην Εικόνα 2.6 φαίνονται οι ζώνες υποδιαίρεσης των κατακόρυφων επιφανειών και

στον Πίνακα 2.4 δίνονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης $c_{pe,10}$ και $c_{pe,1}$ συναρτήσει του λόγου h/b και των ζωνών υποδιαίρεσης των κατακόρυφων τοίχων της κατασκευής.



Εικόνα 2.5: Ύψη αναφοράς z_e συναρτήσει του ύψους h και του πλάτους b , και κατανομή πιέσεων.



Εικόνα 2.6: Καθορισμός ζωνών για κατακόρυφους τοίχους.

Πίνακας 2.4: Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης.

Ζώνη	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
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	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Στην παρούσα μελέτη, το ύψος αναφοράς λαμβάνεται ίσο με το ύψος του κτιρίου, δηλαδή $z_e = h = 11.65 \text{ m}$, λόγω του ότι $h \leq b$. Σημειώνεται ότι όλες οι επιφάνειες των κατακόρυφων τοίχων, χωρισμένοι σε ζώνες, είναι σε εμβαδόν μεγαλύτερες των 10 m^2 . Επομένως στους επόμενους υπολογισμούς θα λάβουμε για συντελεστές εξωτερικών πιέσεων $c_{pe,i} = c_{pe,10,i}$.

2.4.2 Εξωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων τοίχων

Η πίεση του ανέμου, η οποία δρα κάθετα στις εξωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής, υπολογίζεται από την σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) c_{pe} \quad (2.8)$$

όπου c_{pe} ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης και $q_p(z)$ η πίεση ταχύτητας αιχμής.

Υπολογισμός εξωτερικών πιέσεων

Στην παρούσα μελέτη, θεωρούμε ότι έχουμε άνεμο μόνο κατά την διεύθυνση της πρόσοψης κατά $+Y$ ($\theta = 0^\circ$), λόγω ύπαρξης κτιρίων εκατέρωθεν του υπό εξέταση κτιρίου.

Διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$

Τα δεδομένα για το υπό μελέτη κτίριο είναι: $h = 11.65$ m, $b = 29.45$ m, $d = 20.40$ m, $q_{p(zi)} = 0.82$ kN / m². Επιπλέον, σύμφωνα με την Εικόνα 2.6 ισχύει, $e = \min(b; 2h) = 23.30$ m.

Επειδή $e \geq d$, σύμφωνα με την Εικόνα 2.6, το κτίριο χωρίζεται σε 2 ζώνες (A, B).

▪ Ζώνη A:

$$\text{Μήκος: } \frac{e}{5} = 4.66 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = 0.57 \text{ άρα } c_{pe} = c_{pe,10} = -1.2 \text{ (Πίνακας 2.4)}$$

$$w_e = -0.984 \text{ kN/m}^2 \quad (2.8)$$

▪ Ζώνη B:

$$\text{Μήκος: } d - \frac{e}{5} = 15.74 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = 0.57 \text{ άρα } c_{pe} = c_{pe,10} = -0.8 \text{ (Πίνακας 2.4)}$$

$$w_e = -0.656 \text{ kN/m}^2 \quad (2.8)$$

▪ Ζώνη D:

$$\text{Μήκος (όλο το μήκος της προσήνεμης): } b = 29.45 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = 0.57 \text{ άρα με γραμμική παρεμβολή προκύπτει } c_{pe} = c_{pe,10} = 0.743$$

(Πίνακας 2.4)

$$w_e = 0.609 \text{ kN/m}^2 \quad (2.8)$$

▪ Ζώνη E:

$$\text{Μήκος: } b = 29.45 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = 0.57 \text{ άρα με γραμμική παρεμβολή προκύπτει } c_{pe} = c_{pe,10} = -0.385$$

(Πίνακας 2.4)

$$w_e = -0.32 \text{ kN/m}^2 \quad (2.8)$$

Οι εξωτερικές πιέσεις από επιφανειακές μετατρέπηκαν σε γραμμικές στις δοκούς, βάσει του πλάτους επιρροής κάθε οριζόντιας δοκού. Οι τελικές εξωτερικές πιέσεις ανά στάθμη υπολογίζονται ως εξής:

▪ Ζώνη D:

$$\text{Στάθμη 1: } 0.609 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 3.95 \text{ m} = 2.41 \text{ kN/m}$$

$$\text{Στάθμη 2: } 0.609 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 4.025 \text{ m} = 2.45 \text{ kN/m}$$

$$\text{Στάθμη 3: } 0.609 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 1.875 \text{ m} = 1.14 \text{ kN/m}$$

$$\text{Στάθμη 4: } 0.609 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 1.625 \text{ m} = 0.99 \text{ kN/m}$$

▪ Ζώνη E:

$$\text{Στάθμη 1: } -0.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 3.95 \text{ m} = -1.26 \text{ kN/m}$$

$$\text{Στάθμη 2: } -0.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 4.025 \text{ m} = -1.29 \text{ kN/m}$$

$$\text{Στάθμη 3: } -0.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 1.875 \text{ m} = -0.60 \text{ kN/m}$$

$$\text{Στάθμη 4: } -0.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 1.625 \text{ m} = -0.52 \text{ kN/m}$$

▪ Ζώνη A:

$$\text{Στάθμη 1: } -0.984 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 3.95 \text{ m} = -3.89 \text{ kN/m}$$

$$\text{Στάθμη 2: } -0.984 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 4.025 \text{ m} = -3.96 \text{ kN/m}$$

$$\text{Στάθμη 3: } -0.984 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 1.875 \text{ m} = -1.85 \text{ kN/m}$$

$$\text{Στάθμη 4: } -0.984 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 1.625 \text{ m} = -1.60 \text{ kN/m}$$

▪ Ζώνη B:

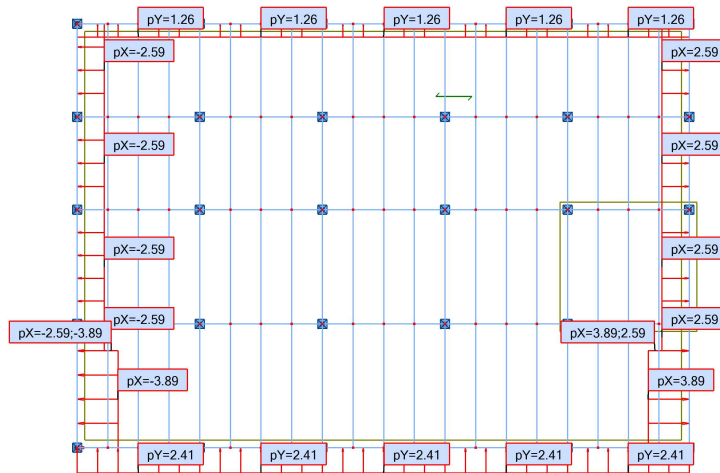
$$\text{Στάθμη 1: } -0.656 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 3.95 \text{ m} = -2.59 \text{ kN/m}$$

$$\text{Στάθμη 2: } -0.656 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 4.025 \text{ m} = -2.64 \text{ kN/m}$$

$$\text{Στάθμη 3: } -0.656 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 1.875 \text{ m} = -1.23 \text{ kN/m}$$

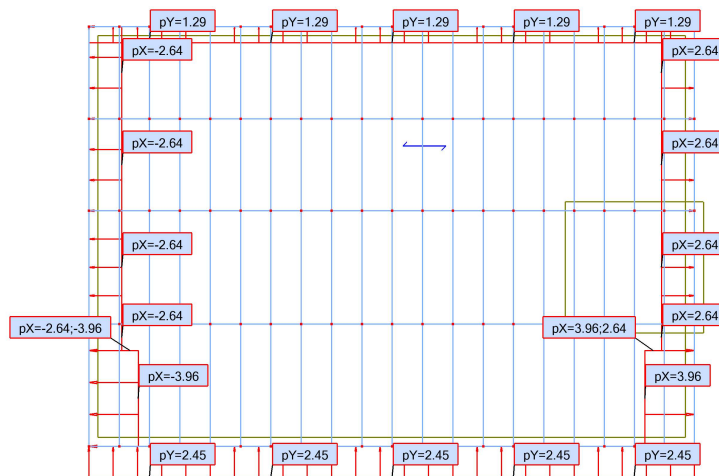
$$\text{Στάθμη 4: } -0.656 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 1.625 \text{ m} = -1.07 \text{ kN/m}$$

Στα παρακάτω σχήματα (Εικόνα 2.7 - Εικόνα 2.10) φαίνονται τα γραμμικά εξωτερικά φορτία ανά στάθμη.



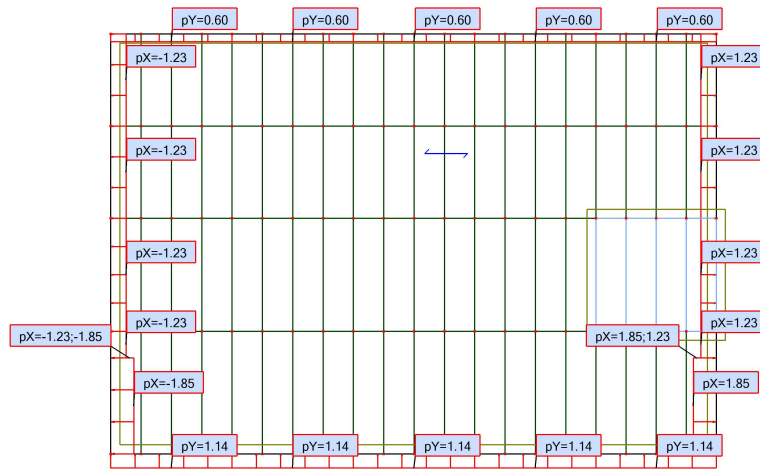
 kN/m
 Cases: 6 (anemos we)

Εικόνα 2.7: Στάθμη 1 – εξωτερικές πιέσεις ανέμου.



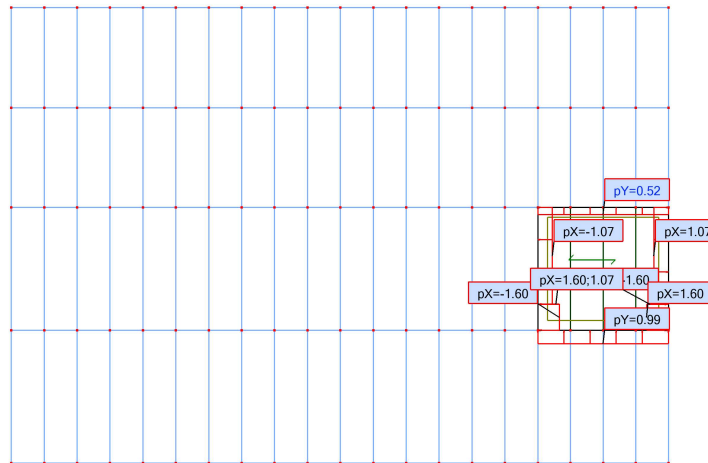
 kN/m
 Cases: 6 (anemos we)

Εικόνα 2.8: Στάθμη 2 – εξωτερικές πιέσεις ανέμου.



kN/m
 Cases: 6 (anemos we)

Εικόνα 2.9: Στάθμη 3 – εξωτερικές πιέσεις ανέμου.



kN/m
 Cases: 6 (anemos we)

Εικόνα 2.10: Στάθμη 4 – εξωτερικές πιέσεις ανέμου.

2.4.3 Εσωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων τοίχων

Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στη συνολική επιφάνεια του κτιρίου. Θεωρούμε αμελητέα τα ανοίγματα σε σχέση με την ολική επιφάνεια του κτιρίου. Συνεπώς δεν μπορεί να θεωρηθεί επαρκής η εκτίμηση του συντελεστή μ (λόγος ανοιγμάτων). Από τις κανονιστικές διατάξεις (EN 1991-1-4 [9]) προτείνεται να λαμβάνονται και οι δύο περιπτώσεις φορτίσεως ($c_{pi} = + 0.2$ και $c_{pi} = - 0.3$), εφόσον δεν υπάρχει δεσπόμενη πλευρά ανοιγμάτων της κατασκευής και να συνδυάζονται με τις εξωτερικές πιέσεις.

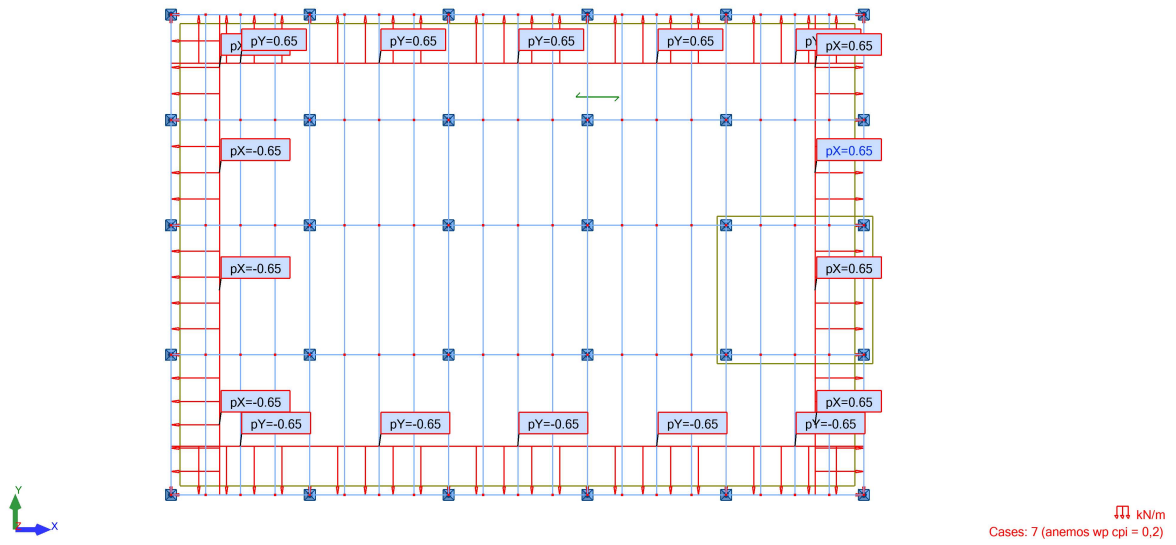
$$w_{pi} = q_p(z_i)c_{pi} \quad (2.9)$$

- Για $c_{pi} = 0.2$ προκύπτει $w_{pi} = 0.164 \text{ kN/m}^2$ (θετική εσωτερική πίεση)
- Για $c_{pi} = -0.3$ προκύπτει $w_{pi} = -0.246 \text{ kN/m}^2$ (αρνητική εσωτερική πίεση)

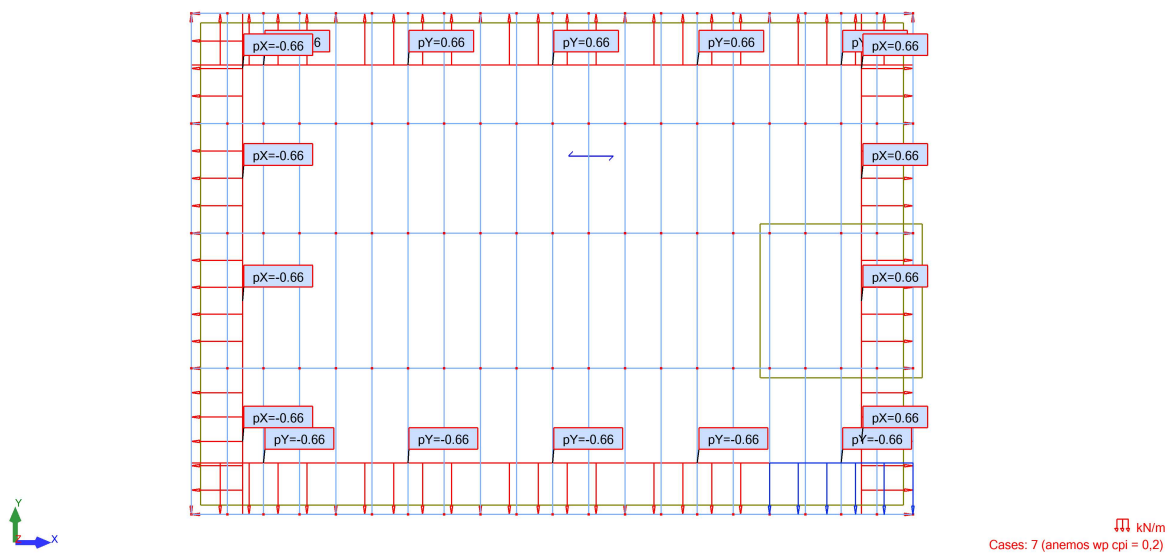
Οι εσωτερικές πιέσεις από επιφανειακές μετατρέπηκαν σε γραμμικές στις δοκούς, βάσει του πλάτους επιρροής κάθε οριζόντιας δοκού. Οι τελικές εσωτερικές πιέσεις ανά στάθμη υπολογίζονται ως εξής:

- $c_{pi} = 0.2$:
 - Στάθμη 1: $0.164 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 3.95 \text{ m} = 0.65 \text{ kN/m}$
 - Στάθμη 2: $0.164 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 4.025 \text{ m} = 0.66 \text{ kN/m}$
 - Στάθμη 3: $0.164 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 1.875 \text{ m} = 0.31 \text{ kN/m}$
 - Στάθμη 4: $0.164 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 1.625 \text{ m} = 0.27 \text{ kN/m}$
- $c_{pi} = -0.3$:
 - Στάθμη 1: $-0.246 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 3.95 \text{ m} = -0.97 \text{ kN/m}$
 - Στάθμη 2: $-0.246 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 4.025 \text{ m} = -1 \text{ kN/m}$
 - Στάθμη 3: $-0.246 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 1.875 \text{ m} = -0.46 \text{ kN/m}$
 - Στάθμη 4: $-0.246 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 1.625 \text{ m} = -0.4 \text{ kN/m}$

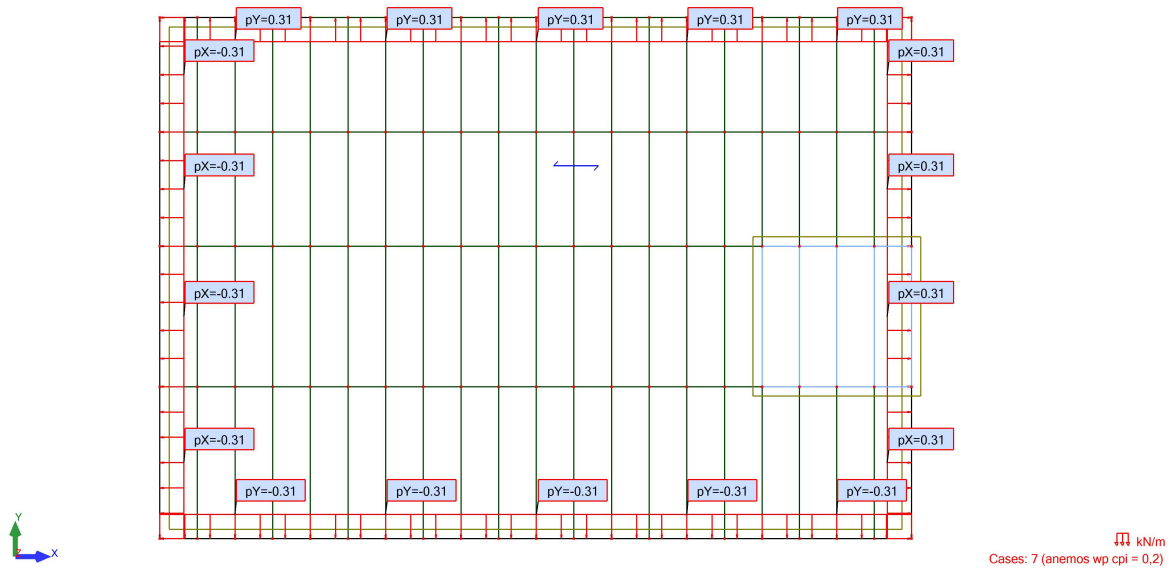
Στα παρακάτω σχήματα (Εικόνα 2.11 - Εικόνα 2.18) φαίνονται τα γραμμικά εσωτερικά φορτία του ανέμου ανά στάθμη.



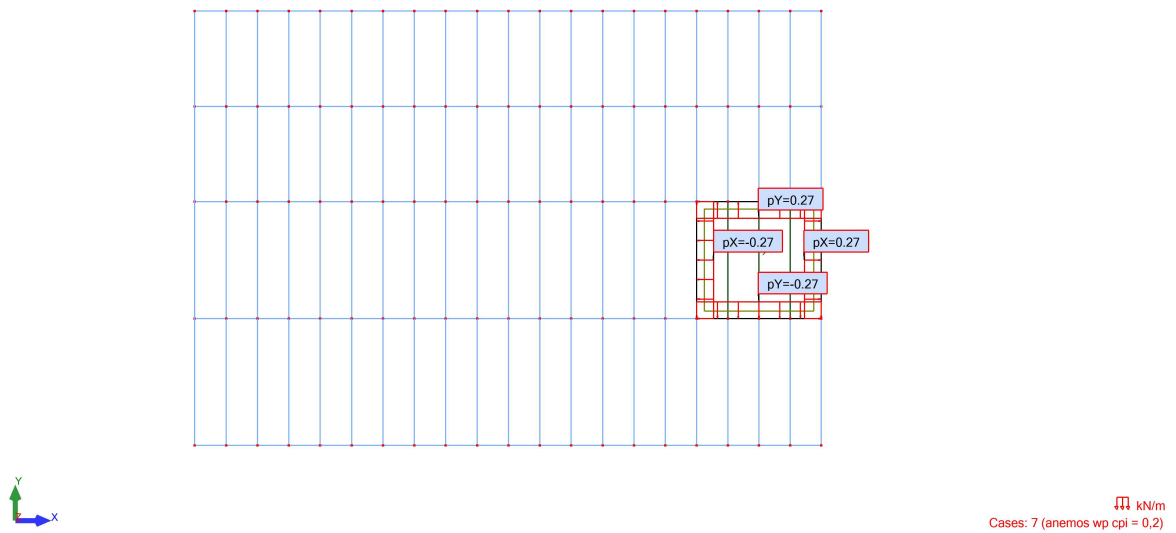
Εικόνα 2.11: Στάθμη 1 – εσωτερικές πιέσεις ανέμου για $c_{pi} = 0.2$.



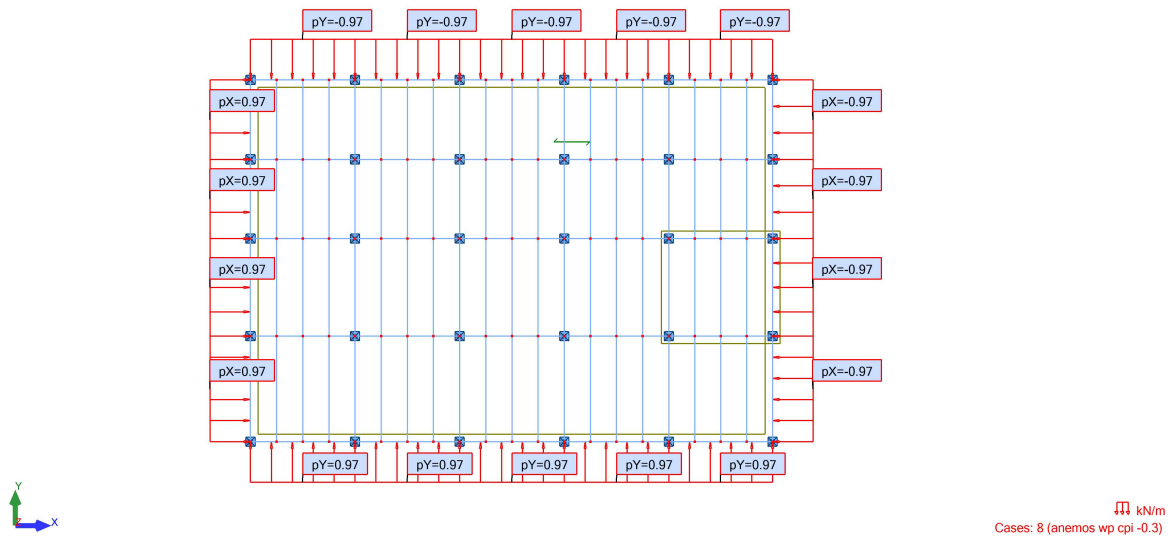
Εικόνα 2.12: Στάθμη 2 – εσωτερικές πιέσεις ανέμου για $c_{pi} = 0.2$.



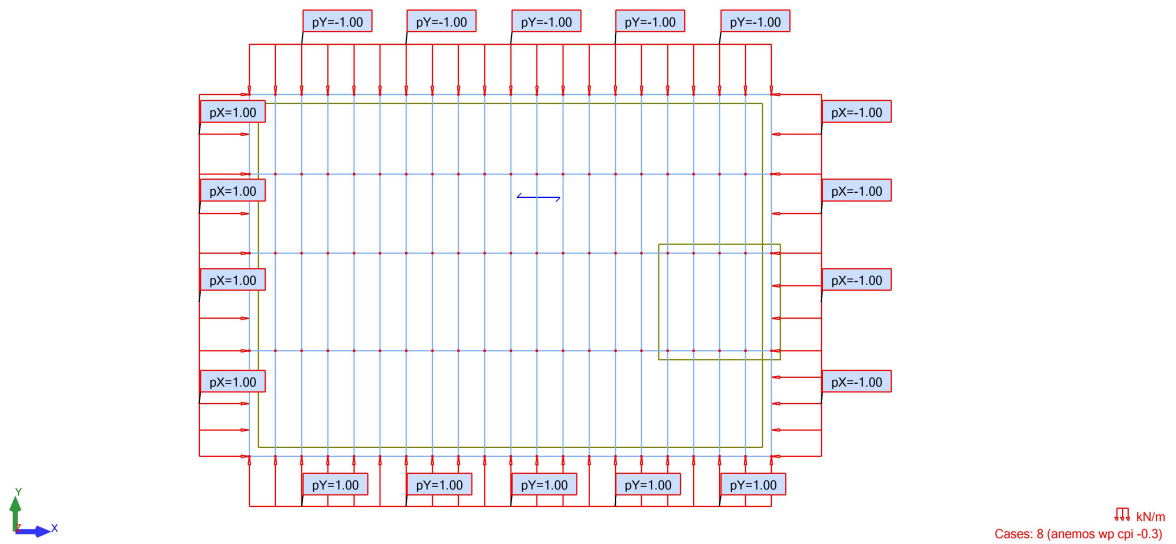
Εικόνα 2.13: Στάθμη 3 – εσωτερικές πιέσεις ανέμου για $c_{pi} = 0.2$.



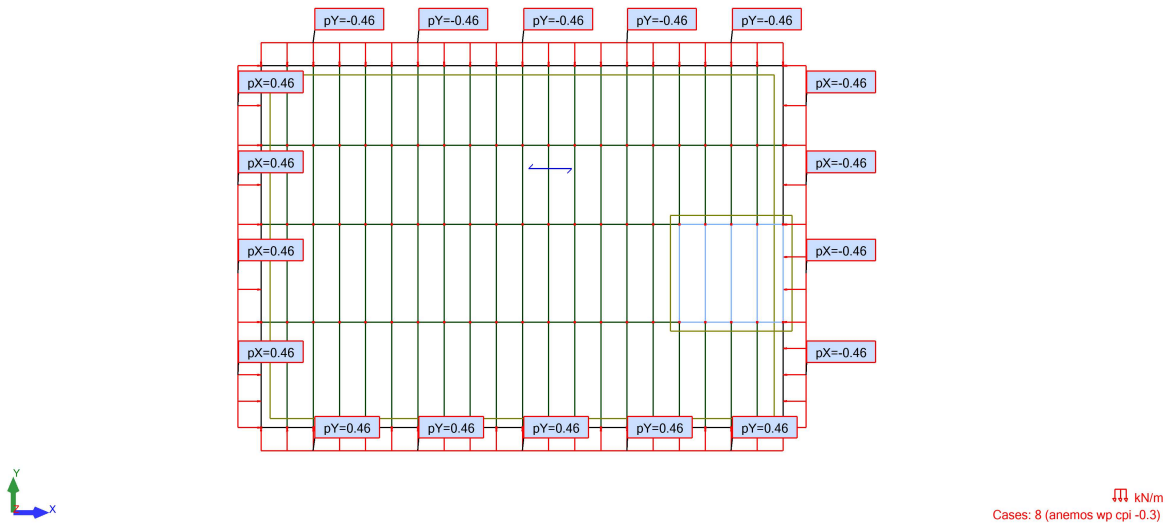
Εικόνα 2.14: Στάθμη 4 – εσωτερικές πιέσεις ανέμου για $c_{pi} = 0.2$.



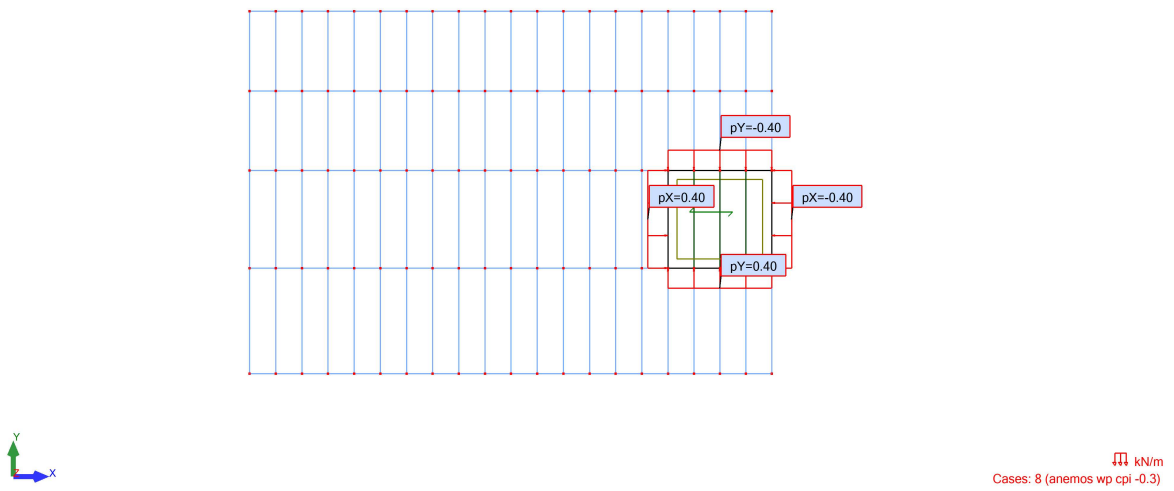
Εικόνα 2.15: Στάθμη 1 – εσωτερικές πιέσεις ανέμου για $c_{pi} = - 0.3$.



Εικόνα 2.16: Στάθμη 2 – εσωτερικές πιέσεις ανέμου για $c_{pi} = - 0.3$.



Εικόνα 2.17: Στάθμη 3 – εσωτερικές πιέσεις ανέμου για $c_{pi} = - 0.3$.



Εικόνα 2.18: Στάθμη 4 – εσωτερικές πιέσεις ανέμου για $c_{pi} = - 0.3$.

Εσωτερικές πιέσεις λόγω ανεμοπίεσης επί της στέγης

Όπως και στην περίπτωση του σκελετού του κτιρίου έτσι και στο κλιμακοστάσιο επί της στέγης οι εσωτερικές πιέσεις που προκαλούνται από τον άνεμο είναι φορτία κατακόρυφα τα οποία δρουν ευμενώς για την κατασκευή και δε θα ληφθούν υπόψη.

2.4.4 Τελική Πίεση Ανέμου

Οι εσωτερικές πιέσεις δρουν ταυτόχρονα με τις εξωτερικές πιέσεις και έτσι η τελική πίεση προκύπτει από την διαφορά μεταξύ των πιέσεων στις δύο επιφάνειες, λαμβάνοντας υπόψη το πρόσημό τους. Η πίεση, που κατευθύνεται προς την επιφάνεια λαμβάνεται ως θετική, ενώ η αναρρόφηση, το διάνυσμα της οποίας απομακρύνεται από την επιφάνεια, λαμβάνεται ως αρνητική.

2.5 Σεισμικές δράσεις

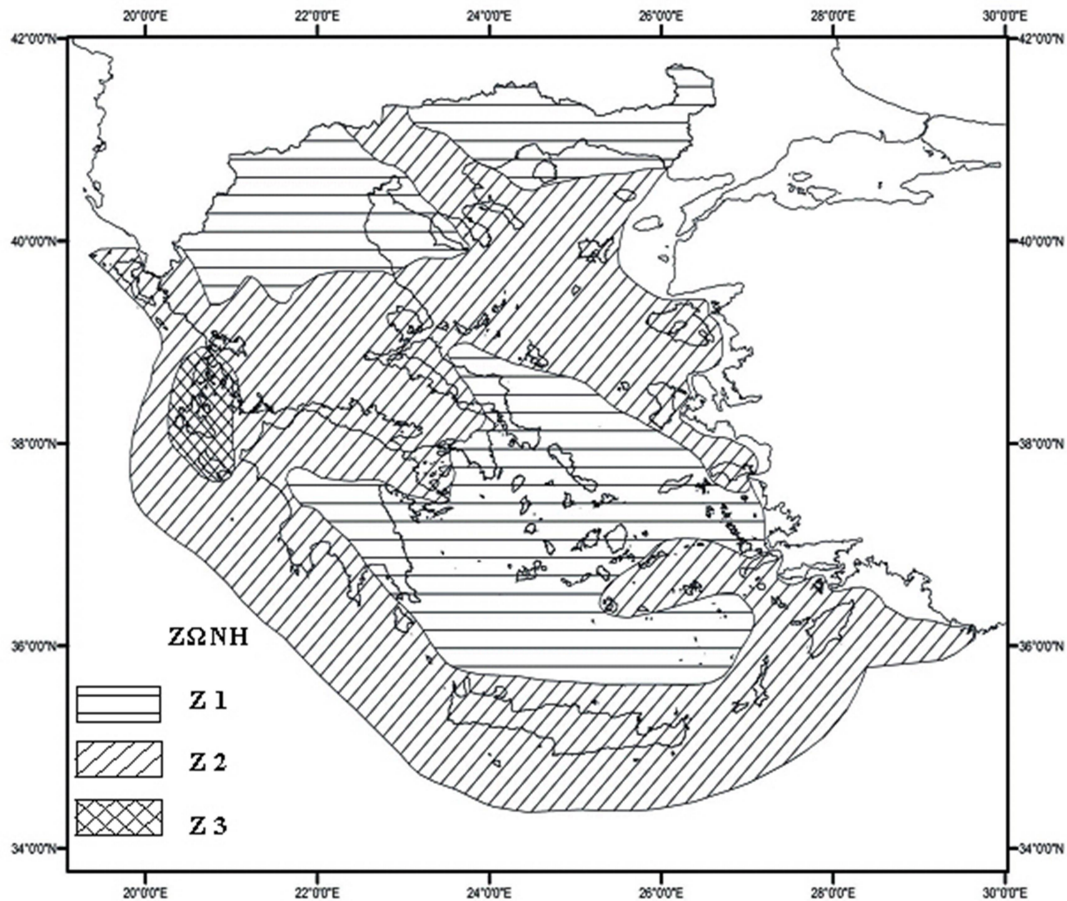
Κατά τη διάρκεια του σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές (κυρίως λόγω μεγέθους), χωρίς όμως αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δε μπορούν να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες. Η χώρα μας βρίσκεται σε μια εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών. Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται επίσης στις τυχηματικές, και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου. Είναι αδρανειακές δυνάμεις που προέρχονται από την αντίσταση της μάζας της κατασκευής στην μεταδιδόμενη σε αυτήν κίνηση από το έδαφος. Κατά συνέπεια, οι σεισμικές δράσεις εξαρτώνται από την φύση της σεισμικής κίνησης του εδάφους (καθοριζόμενη από την επιτάχυνση, την ταχύτητα, τη χρονική διάρκεια και τη διεύθυνση) και τη συμπεριφορά της κατασκευής (καθοριζόμενη από την ακαμψία, την κατανομή μάζας, την απόσβεση, τις ιδιότητες του υλικού κ.τ.λ.).

Η ανάλυση της κατασκευής στην παρούσα διπλωματική εργασία πραγματοποιείται με βάση τις διατάξεις του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (Ε.Α.Κ 2000 [17]). Ο Ε.Α.Κ έχει τρεις βασικούς στόχους:

- Την προστασία της ανθρώπινης ζωής στη περίπτωση σεισμού υψηλής έντασης
- Τον περιορισμό των βλαβών σε στοιχεία του φέροντα οργανισμού υπό το σεισμό σχεδιασμού και την δυνατότητα επιδιόρθωσης αυτών, καθώς και την ελαχιστοποίηση των βλαβών για σεισμούς μικρότερης έντασης και με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης.
- Την διασφάλιση της ελάχιστης στάθμης λειτουργιών της κατασκευής ανάλογα με τη χρήση και τη σημασία της, όταν η κατασκευή υποστεί σεισμό με τα χαρακτηριστικά του σεισμού σχεδιασμού.

Η μέθοδος υπολογισμού των σεισμικών δράσεων που χρησιμοποιεί ο Ε.Α.Κ. 2000 [17] είναι η Δυναμική Φασματική Μέθοδος. Σύμφωνα με αυτή γίνεται πλήρης ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος, υπολογισμός της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης και, τέλος, τετραγωνική επαλληλία των μεγίστων ιδιομορφικών αποκρίσεων.

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων καθορίζεται συμβατικά με μια μόνο παράμετρο, που είναι η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση a_{gr} , και καθορίζεται ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η χώρα μας χωρίζεται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I, II, III) τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας (Εικόνα 2.19). Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης, η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη (ή περίοδο επαναφοράς 457 έτη). Για την υπό μελέτη κατασκευή, γίνεται η θεώρηση πως βρίσκεται στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας I.



Εικόνα 2.19: Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδος.

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης a_{gr} που έχει ληφθεί από τον χάρτη ζωνών στο Εθνικό Προσάρτημα [17], και σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη, με βάση τη σχέση $a_g = a_{gr} \times \gamma_i$, όπου γ_i ο συντελεστής σπουδαιότητας. Για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας $i = I$, η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους είναι $a_{gr} = 0.16g$.

Πίνακας 2.5: Τιμές αναφοράς a_{gR} της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας A.

Ζώνη	a_{gR}/g
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε βασικές κατηγορίες (A, B, C, D και E) που καθορίζονται από την στρωματογραφία και τα χαρακτηριστικά του εδάφους, και μπορεί να χρησιμοποιηθούν για να αποτιμήσουν την επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη σεισμική δράση. Το παρόν κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας B (αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικιών ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος) σύμφωνα με τον Πίνακα 2.6 του Ευρωκώδικα 8 [16]. Οι τιμές των παραμέτρων που καθορίζουν το οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης δίνονται στον Πίνακα 2.7 του Ευρωκώδικα 8 [16].

Πίνακας 2.6: Κατηγορία Εδάφους σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8.

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (κρούσεις/30cm)	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικιών, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360 – 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλικιών ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα	< 180	< 15	< 70

	συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.			
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.	< 100 (ενδεικτικό)	–	10 - 20
S_2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S_1			

Πίνακας 2.7: Τιμές παραμέτρων που καθορίζουν το οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης (Τύπου 1).

Κατηγορία Εδάφους	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1.0	0.15	0.4	2.5
B	1.2	0.15	0.5	2.5
C	1.15	0.20	0.6	2.5
D	1.35	0.20	0.8	2.5
E	1.4	0.15	0.5	2.5

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_i (Πίνακας 2.8). Για κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κτλ.) ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι $\gamma_i = 1.00$.

Πίνακας 2.8: Τιμές του Συντελεστή Σπουδαιότητας γ_i .

Κατηγορία Σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής Σπουδαιότητας γ_i	0.80	1.00	1.20	1.40

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εισάγει την μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Εκφράζει, γενικά, την ικανότητα ενός δομικού συστήματος να απορροφά ενέργεια μέσω πλάστιμης συμπεριφοράς ορισμένων μελών του, χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή του. Μέγιστες τιμές του συντελεστή q δίνονται στον Πίνακα 2.9, ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές αυτές ισχύουν εφόσον για το σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος (πρώτη πλαστική άρθρωση) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με τη δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων.

Πίνακας 2.9: Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη, για Κατηγορίες Πλαστιμότητας Μέση (ΚΠΜ) και Υψηλή (ΚΠΥ).

ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5\alpha_v/\alpha_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V	4 2	4 2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	$5\alpha_v/\alpha_1$
δ) Αντεστραμμένο εκκρεμές	2	$2\alpha_v/\alpha_1$
ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 5	
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4\alpha_v/\alpha_1$
ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις		
Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο	2	2
Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 7	
Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)	4	$5\alpha_v/\alpha_1$

Για το κτίριο επιλέχθηκε Κατηγορία Μέσης Πλαστιμότητας. Ο συντελεστής συμπεριφοράς για τον φορέα επιλέχθηκε $q = 1.5$. Επίσης, το κτίριο αποτελεί κοχλιωτή κατασκευή και θα θεωρήσουμε ότι το ζ (απόσβεση) είναι ίσο με $\zeta = 5\%$.

Η σεισμική κίνηση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνεται με το ελαστικό φάσμα απόκρισης. Η οριζόντια σεισμική δράση περιγράφεται από δύο ορθογώνιες συνιστώσες

(X και Y) που θεωρούνται ανεξάρτητες μεταξύ τους και εκφράζονται από το ίδιο φάσμα απόκρισης.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού, $S_d(T)$, ορίζεται ως εξής (ΕΚ8 [16]; Εικόνα 2.20):

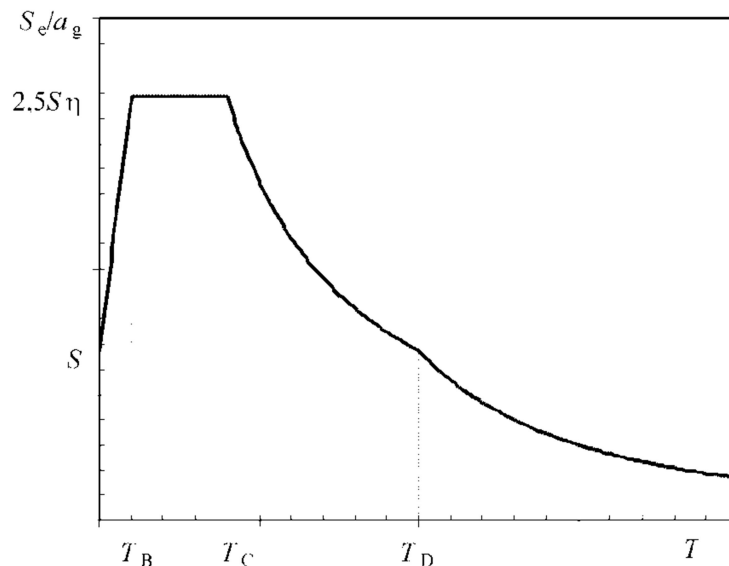
$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.10)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g S \frac{2.5}{q} \quad (2.11)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta a_g \end{cases} \quad (2.12)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) \begin{cases} = a_g S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta a_g \end{cases} \quad (2.13)$$

όπου $S_d(T)$ είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού, T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελεύθερης κίνησης, a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας Β ($a_g = \gamma_i \cdot \alpha_{gR}$), T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος, S είναι ο συντελεστής εδάφους, q είναι συντελεστής συμπεριφοράς, και β είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού (συνιστώμενη τιμή $\beta = 0.2$).



Εικόνα 2.20: Μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης.

Όλα τα παραπάνω δεδομένα της σεισμικής διέγερσης εισήχθησαν στο *Robot* για υπολογιστεί ο σεισμός κατά X και κατά Y . Ως συμμετέχουσα μάζα ορίστηκε η μάζα που προέρχεται από τα μόνιμα φορτία G (ίδιο βάρος κατασκευής, βάρος μηχανολογικού εξοπλισμού, βάρος τοιχοποιίας) και τα κινητά φορτία Q , πολλαπλασιασμένα με τον συντελεστή 0.3.

Επίσης, υπέρ της ασφαλείας, υποθέσαμε ότι κατά την διάρκεια του σεισμού από τους δύο κατακόρυφους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας κάθε φατνώματος λειτουργεί μόνο ο εφελκύμενος. Έτσι οι διαγώνιες μπορούν να αναπτύξουν, ως εφελκύμενα στοιχεία, σημαντικές πλαστικές παραμορφώσεις προ της αστοχίας τους.

2.6 Θερμοκρασιακές μεταβολές

Τα θερμοκρασιακά φορτία θεωρούνται έμμεσες δράσεις και κατατάσσονται στις μεταβλητές δράσεις. Υπολογίζονται σύμφωνα με την Ενότητα 1.5 του Ευρωκώδικα 1 [10], που παρέχει οδηγίες για τα φορτία λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών.

Οι δράσεις που οφείλονται σε θερμοκρασιακές μεταβολές υπολογίζονται θεωρώντας ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας στα στοιχεία του φορέα, που οφείλεται στην μεταβολή θερμοκρασίας περιβάλλοντος (καλοκαίρι - χειμώνας), και προσδιορίζοντας τις χαρακτηριστικές τιμές μέγιστης διακύμανσης. Προκειμένου να λάβουμε υπόψη τα φορτία που επιβάλλονται στην κατασκευή από σύστολο-διαστολές θα θεωρήσουμε μεταβολή θερμοκρασίας $\Delta T = \pm 20^{\circ}\text{C}$ (ομοιόμορφη αύξηση ή μείωση της θερμοκρασίας ολόκληρου του φέροντος οργανισμού σε σχέση με τη θερμοκρασία συναρμολόγησής του).

Στη συγκεκριμένη μελέτη δεν θα ληφθούν υπόψη τα θερμοκρασιακά φορτία.

2.7 Συνδυασμοί δράσεων

Ο σχεδιασμός - μελέτη μιας κατασκευής αποσκοπεί στο να καταδείξει ότι, υπό ορισμένες παραδεκτές πιθανότητες, η κατασκευή δεν θα βρεθεί σε μια ακραία κατάσταση κατά την οποία θεωρείται πλέον ακατάλληλη για τον σκοπό για τον οποίο κατασκευάστηκε και ονομάζεται εν γένει «οριακή κατάσταση». Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 (EN 1991-1-6 [11]) Διακρίνονται δε σε δύο κατηγορίες, τις Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας και τις Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας που περιγράφονται παρακάτω.

Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (Ultimate Limit States - ULS) είναι οι οριακές καταστάσεις που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του και σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων, την ασφάλεια του φορέα και την προστασία των περιεχομένων.

Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας (Serviceability Limit States - SLS) είναι οι οριακές καταστάσεις που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού. Αφορούν δε τις λειτουργικές απαιτήσεις από φορέα ή δομικό μέλος υπό συνθήκες συνήθους χρήσης, την άνεση των χρηστών και την εξωτερική εμφάνιση των δομικών στοιχείων (π.χ. έντονη καμπτική παραμόρφωση ή εκτεταμένη ρηγμάτωση).

Ανάλογα με το είδος, την μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίστηκαν οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν σε αυτή. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιαζόμενες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού Ψ) για κάθε μια από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα.

2.7.1 Συντελεστές Ασφαλείας

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας χρησιμοποιούνται, προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων, καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις κλπ.).

Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών για την περίπτωση ελέγχου αστοχίας ενός κτιρίου ή μέλους δίνονται στον πίνακα που ακολουθεί (Πίνακας 2.10).

Πίνακας 2.10: Συντελεστές Ασφαλείας.

	Οριακή κατάσταση αστοχίας		Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	
	Δυσμενής επιρροή	Ευμενής επιρροή	Δυσμενής επιρροή	Ευμενής επιρροή
γ_G	1.35	1.00	1.00	1.00
γ_Q	1.50	0	1.00	0

Ο συντελεστής σπουδαιότητας (γ_I) της κατασκευής αντιστοιχεί στις κατηγορίες σπουδαιότητας στις οποίες κατατάσσονται οι κατασκευές, ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για τον άνθρωπο, αλλά και για τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή τους ή διακοπή της λειτουργίας τους (βλ. EN 1998 [16] και ΕΑΚ 2000 [17]).

Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μέγιστων τιμών διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων είναι μικρή. Για το λόγο αυτό κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται οι συντελεστές συνδυασμού Ψ (Πίνακας 2.11). Οι συντελεστές αυτοί εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο, για την εξεταζόμενη κατάσταση, έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με άλλες δράσεις.

Πίνακας 2.11: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών Ψ για κτήρια.

Δράσεις	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1.0	0.9	0.8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0.70	0.50	0.20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0.70	0.50	0.20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0.50	0.20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0.6	0.2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0.6	0.5	0

2.7.2 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας σχετίζονται με απώλεια ισορροπίας του φορέα, αστοχία λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων, μετατροπή του φορέα ή μέρος του σε μηχανισμό θραύσης και απώλεια της ευστάθειας του και αστοχία λόγω κόπωσης, που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές. Ο συνδυασμοί των δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας καθορίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1991-1-6 [11], και είναι οι εξής:

- Καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

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

- Τυχηματικές καταστάσεις:

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

- Καταστάσεις σεισμού:

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

Η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει εδώ αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση, αλλά απλώς επαλληλία δράσεων (δηλαδή ταυτόχρονη

συνύπαρξη των διαφόρων δράσεων). Οι προτεινόμενες τιμές των συντελεστών Ψ , σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα [11], δίνονται στον Πίνακα 2.11.

2.7.3 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας σχετίζονται με συνθήκες πέρα των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού (μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κλπ.). Οι συνδυασμοί των δράσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας καθορίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1991-1-6 [11] και είναι οι εξής:

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός:

$$\Sigma G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i}$$
- Συχνός συνδυασμός:

$$\Sigma G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$
- Οιονεί μόνιμος συνδυασμός:

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

Οι προτεινόμενες τιμές των συντελεστών Ψ , σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα [11], δίνονται στον Πίνακα 2.11.

2.7.4 Συνδυασμοί δράσεων κτιρίου

Στον Πίνακα 2.12 δίνονται συγκεντρωτικά όλα τα φορτία που ασκούνται στην κατασκευή και οι αντίστοιχοι συντελεστές Ψ .

Πίνακας 2.12: Φορτία κατασκευής και αντίστοιχοι συντελεστές ψ .

Φορτία	Συμβολισμός	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Μόνιμα	G	-	-	-
Κινητά	Q	0.7	0.5	0.3
Άνεμος	W_i	0.6	0.2	0

Οριακή κατάσταση αστοχίας

- **Καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές**
 - i. Βασικό μεταβλητό τα κινητά: $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q + 1.50 \cdot 0.60 \cdot W + 1.50 \cdot 0.50 \cdot S + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T$
 - ii. Βασικό μεταβλητό ο άνεμος: $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot W + 1.50 \cdot 0.70 \cdot Q + 1.50 \cdot 0.50 \cdot S + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T$
 - iii. Βασικό μεταβλητό το χιόνι: $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot S + 1.5 \cdot 0.7 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.6 \cdot W + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T$
 - iv. Βασικό μεταβλητό η θερμοκρασία: $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot T + 1.50 \cdot 0.7 \cdot Q + 1.50 \cdot 0.6 \cdot W + 1.50 \cdot 0.5 \cdot S$

- **Τυχηματικές δράσεις**

Δεν ασκούνται τυχηματικές δράσεις στον φορέα, άρα οι συνδυασμοί που θα προέκυπταν αν λαμβάναμε την τιμή $A = 0$ ως τιμή της τυχηματικής δράσης καλύπτονται από αυτούς που προκύπτουν για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές.

- **Καταστάσεις σεισμού**

- $G + 0,30 \cdot Q \pm 1,00 \cdot E_X \pm 0,30 \cdot E_Y$
- $G + 0,30 \cdot Q \pm 0,30 \cdot E_X \pm 1,00 \cdot E_Y$

Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

- **Χαρακτηριστικός συνδυασμός**

- Βασικό μεταβλητό τα κινητά: $G + Q + 0.60 \cdot W + 0.50 \cdot S + 0.6 \cdot T$
- Βασικό μεταβλητό ο άνεμος: $G + W + 0.70 \cdot Q + 0.50 \cdot S + 0.6 \cdot T$
- Βασικό μεταβλητό το χιόνι: $G + S + 0.70 \cdot Q + 0.60 \cdot S + 0.6 \cdot T$
- Βασικό μεταβλητό η θερμοκρασία: $G + T + 0.70 \cdot Q + 0.50 \cdot S + 0.6 \cdot W$

- **Συχνός συνδυασμός**

Καλύπτεται από τους χαρακτηριστικούς συνδυασμούς.

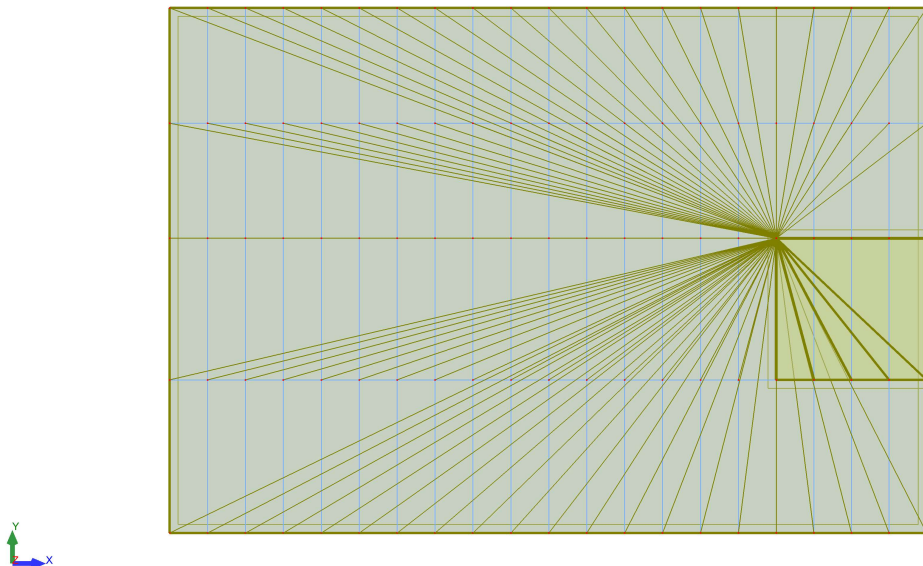
- **Οιονεί μόνιμος συνδυασμός**

Καλύπτεται από τους χαρακτηριστικούς συνδυασμούς.

3 Σχεδιασμός και ανάλυση κατασκευής

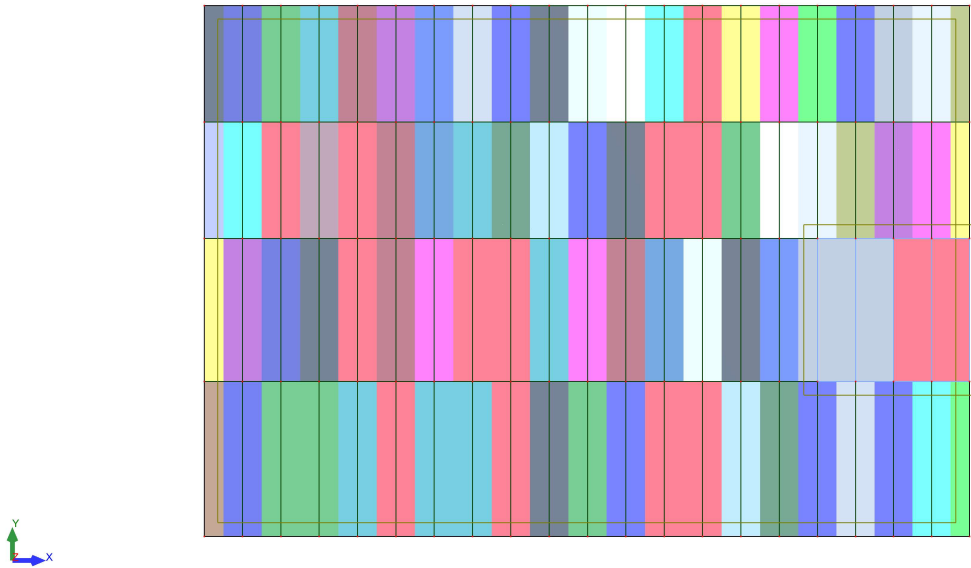
3.1 Στατικό προσομοίωμα

Το λογισμικό προσομοίωσης που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση του φορέα και το λεπτομερή έλεγχο των μελών είναι το *Robot Structural Analysis*, της *Autodesk* [23]. Συγκεκριμένα στο λογισμικό εισήχθη ο φορέας μόνο με τα μεταλλικά στοιχεία, χωρίς τη σύμμικτη πλάκα, η οποία αναλύθηκε στο αντίστοιχο λογισμικό της εταιρίας *Ελαστρον*, *Symdeck Designer* [24]. Για το λόγο αυτό οι δευτερεύουσες δοκοί ελέγχθηκαν μέσω αναλυτικών υπολογισμών (ως σύμμικτες δοκοί και όχι αμιγώς χαλύβδινες). Η προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας που προσφέρει η πλάκα στο οριζόντιο επίπεδο έγινε δίνοντας στο λογισμικό την επιλογή «rigid links» (ενώθηκαν όλοι οι κόμβοι του κάθε ορόφου). Με τον τρόπο αυτό δεσμεύθηκαν οι οριζόντιες μετακινήσεις U_x και U_y της πλάκας.



Εικόνα 3.1: Προσομοίωση διαφραγματικής λειτουργίας πλάκας σκυροδέματος.

Τα ίδια βάρη των στοιχείων υπολογίστηκαν αυτόματα από το λογισμικό. Το φορτίο της πλάκας, τα πρόσθετα μόνιμα, τα κινητά, τα φορτία χιονιού και ανέμου εισήχθησαν ως επιφανειακά ή γραμμικά ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία τοποθετημένα σε επιφάνειες φόρτισης (claddings) που μεταφέρουν τα φορτία στα μέλη του φορέα (load distribution).



Εικόνα 3.2: Κατανομή φορτίων (load distribution).

Σχετικά με τους συνδέσμους δυσκαμψίας, τέθηκαν ως «truss bars» ώστε να δέχονται μόνο αξονικές δυνάμεις. Στα αμφιαρθρωτά μέλη της κατασκευής χρησιμοποιήθηκε η επιλογή «releases» και χαρακτηρίστηκαν ως «rinned-rinned», δημιουργώντας έτσι αρθρώσεις στα άκρα τους.

Τα υποστυλώματα είναι ορισμένα ανά στάθμη, με πλήρη αποκατάσταση συνέχειας. Τα υποστυλώματα είναι αρθρωμένα στη βάση τους (στο έδαφος). Ο προσανατολισμός τους είναι τέτοιος ώστε ο ισχυρός τους άξονας να βρίσκεται στην διεύθυνση Y και ο ασθενής άξονας στην διεύθυνση X .

3.2 Στατική ανάλυση

Υπάρχουν δύο μέθοδοι στατικής ανάλυσης που μπορούν να πραγματοποιηθούν για την ανάλυση μίας κατασκευής:

- Ελαστική στατική ανάλυση: μπορεί να χρησιμοποιείται σε όλες τις περιπτώσεις.
- Πλαστική στατική ανάλυση: μπορεί να χρησιμοποιείται μόνο όπου η κατασκευή έχει ικανοποιητική δυνατότητα στροφής στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων. Λαμβάνονται υπόψη οι επιδράσεις της μη γραμμικότητας του υλικού κατά τον υπολογισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων επί του φορέα, ενώ η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων του υλικού είναι πάντα γραμμική.

3.3 Δυναμική ανάλυση

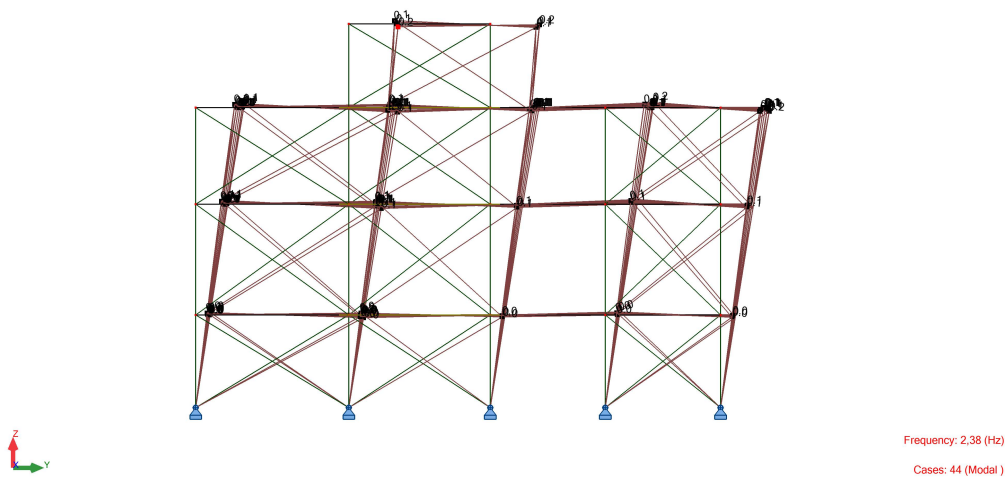
Η δυναμική ανάλυση της κατασκευής, πραγματοποιήθηκε με τη μέθοδο της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης. Η μέθοδος περιλαμβάνει ιδιομορφική ανάλυση με την οποία υπολογίζονται οι ιδιομορφές της κατασκευής και στη συνέχεια ιδιομορφική και χωρική επαλληλία αυτών.

Όλα τα δεδομένα της σεισμικής διέγερσης εισήχθησαν στο λογισμικό για να υπολογιστούν τα σεισμικά φορτία κατά X και Y .

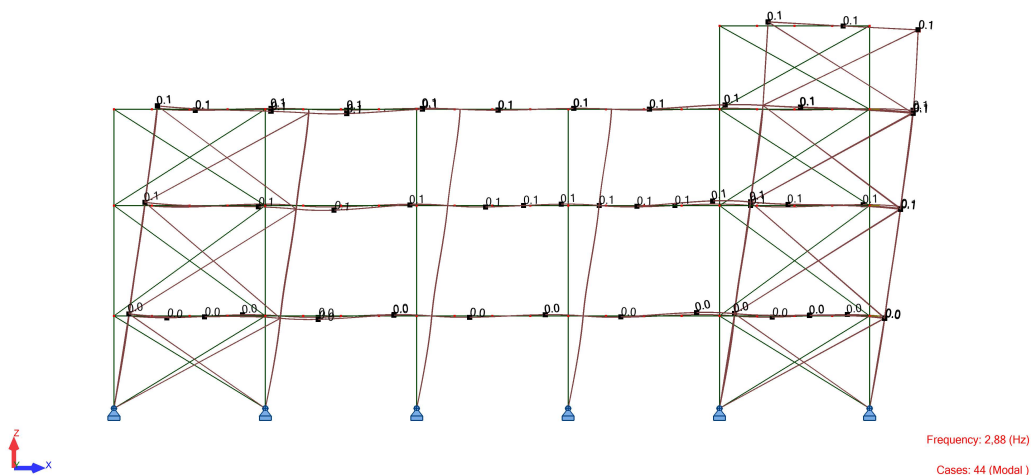
Ως συμμετέχουσα μάζα ορίστηκε η μάζα που προέρχεται από τα μόνιμα φορτία G και τα κινητά φορτία Q πολλαπλασιασμένα με τον συντελεστή 0.3.

Με τη μέθοδο CQC (Complete quad atic combination) υπολογίστηκαν από το λογισμικό οι μέγιστες αποκρίσεις ανά διεύθυνση σεισμού, υλοποιώντας την επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων.

Στον Πίνακα 3.1 παρουσιάζονται οι τιμές των ιδιομορφών του κτιρίου σύμφωνα με το λογισμικό και στις Εικόνα 3.3 και Εικόνα 3.4 φαίνεται η παραμόρφωση της κατασκευής για τις δεσπύζουσες ιδιομορφές της διεύθυνσης X και Y .



Εικόνα 3.3: 1η ιδιομορφή, μεταφορική κατά Y .



Εικόνα 3.4: 2η ιδιομορφή, μεταφορική κατά X .

Πίνακας 3.1: Ιδιομορφές του κτιρίου σύμφωνα με το *Robot*.

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ / ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ	ΣΥΧΝ. (Hz)	ΠΕΡ. (sec)	ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ. UX (%)	ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ .UY (%)	ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ .UZ (%)	ΤΡΕΧ.ΜΑΖ. UX (%)	ΤΡΕΧ.ΜΑΖ. UY (%)	ΤΡΕΧ.ΜΑΖ. UZ (%)
44/ 1	2.38	0.42	0.22	80.91	0.00	0.22	80.91	0.00
44/ 2	2.88	0.35	84.86	81.14	0.00	84.64	0.24	0.00
44/ 3	3.92	0.26	84.86	81.50	0.00	0.00	0.36	0.00
44/ 4	6.28	0.16	84.87	97.67	0.00	0.01	16.17	0.00
44/ 5	7.07	0.14	84.87	97.67	0.01	0.00	0.00	0.01
44/ 6	7.55	0.13	84.88	97.67	0.09	0.01	0.00	0.07
44/ 7	7.56	0.13	84.91	97.67	0.09	0.03	0.00	0.00
44/ 8	7.62	0.13	85.81	97.67	0.41	0.90	0.00	0.32
44/ 9	7.71	0.13	98.44	97.68	0.42	12.63	0.00	0.01
44/ 10	7.89	0.13	98.44	97.68	0.47	0.00	0.00	0.04
45/ 1	2.38	0.42	0.22	80.91	0.00	0.22	80.91	0.00
45/ 2	2.88	0.35	84.86	81.14	0.00	84.64	0.24	0.00
45/ 3	3.92	0.26	84.86	81.50	0.00	0.00	0.36	0.00
45/ 4	6.28	0.16	84.87	97.67	0.00	0.01	16.17	0.00
45/ 5	7.07	0.14	84.87	97.67	0.01	0.00	0.00	0.01
45/ 6	7.55	0.13	84.88	97.67	0.09	0.01	0.00	0.07
45/ 7	7.56	0.13	84.91	97.67	0.09	0.03	0.00	0.00
45/ 8	7.62	0.13	85.81	97.67	0.41	0.90	0.00	0.32
45/ 9	7.71	0.13	98.44	97.68	0.42	12.63	0.00	0.01
45/10	7.89	0.13	98.44	97.68	0.47	0.00	0.00	0.04
46/ 1	2.38	0.42	0.22	80.91	0.00	0.22	80.91	0.00
46/ 2	2.88	0.35	84.86	81.14	0.00	84.64	0.24	0.00
46/ 3	3.92	0.26	84.86	81.50	0.00	0.00	0.36	0.00
46/ 4	6.28	0.16	84.87	97.67	0.00	0.01	16.17	0.00
46/ 5	7.07	0.14	84.87	97.67	0.01	0.00	0.00	0.01
46/ 6	7.55	0.13	84.88	97.67	0.09	0.01	0.00	0.07
46/ 7	7.56	0.13	84.91	97.67	0.09	0.03	0.00	0.00
46/ 8	7.62	0.13	85.81	97.67	0.41	0.90	0.00	0.32
46/ 9	7.71	0.13	98.44	97.68	0.42	12.63	0.00	0.01
46/ 10	7.89	0.13	98.44	97.68	0.47	0.00	0.00	0.04
47/ 1	2.38	0.42	0.22	80.91	0.00	0.22	80.91	0.00
47/ 2	2.88	0.35	84.86	81.14	0.00	84.64	0.24	0.00
47/ 3	3.92	0.26	84.86	81.50	0.00	0.00	0.36	0.00
47/ 4	6.28	0.16	84.87	97.67	0.00	0.01	16.17	0.00
47/ 5	7.07	0.14	84.87	97.67	0.01	0.00	0.00	0.01
47/ 6	7.55	0.13	84.88	97.67	0.09	0.01	0.00	0.07
47/ 7	7.56	0.13	84.91	97.67	0.09	0.03	0.00	0.00
47/ 8	7.62	0.13	85.81	97.67	0.41	0.90	0.00	0.32
47/ 9	7.71	0.13	98.44	97.68	0.42	12.63	0.00	0.01
47/ 10	7.89	0.13	98.44	97.68	0.47	0.00	0.00	0.04

Παρατηρούμε ότι κατά τη διεύθυνση X η δεσπόζουσα ιδιομορφή είναι η 2^η, με ιδιοπερίοδο $T = 0.35$ sec και ποσοστό ιδιομορφικής μάζας 84.64%. Για τη διεύθυνση Y , η δεσπόζουσα ιδιομορφή είναι η 1^η, με ιδιοπερίοδο $T = 0.42$ sec και ποσοστό ιδιομορφικής μάζας 80.91%.

4 Διαστασιολόγηση και έλεγχος μελών

Στο κεφάλαιο αυτό θα γίνει παρουσίαση των επιμέρους μελών από τα οποία αποτελείται ο φορέας, τα εντατικά μεγέθη των οποίων έχουν προκύψει σύμφωνα με τη στατική και δυναμική ανάλυση (βλ. Κεφάλαιο 0). Ο έλεγχος και η διαστασιολόγηση του φορέα έγιναν σύμφωνα με τις κανονιστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 2 [12], του Ευρωκώδικα 3 [13,14] και του Ευρωκώδικα 4 [15]. Η επιλογή των διατομών προκύπτει μέσω επαναληπτικής διαδικασίας, ώστε να προσδιοριστούν η μέθοδος ανάλυσης για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών, καθώς και οι αντοχές.

Στην παράγραφο αυτή θα ελεγχθούν επίσης και τα βέλη κάμψης από τα δυσμενέστερα μέλη κάθε ομάδας στοιχείων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, και θα συγκριθούν με τις αντίστοιχες τιμές βελών κάμψης που ορίζει το Εθνικό Προσάρτημα του EN 1991-1-1 [7] (Πίνακας 4.1).

Πίνακας 4.1: Όρια κατακόρυφων βελών σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα.

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

4.1 Κατάταξη διατομών – βασικές αρχές

Ο σχεδιασμός ενός φορέα, και των στοιχείων από τα οποία αποτελείται, προϋποθέτει την επιλογή μιας κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης και ελέγχου. Η επιλογή αυτή αφορά αφενός στην ανάλυση, μέσω της οποίας προσδιορίζονται τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη, και αφετέρου στον τρόπο υπολογισμού της αντοχής των διατομών.

Ανάλογα με τη ροπή αντοχής, τη στρωφική ικανότητα και την αντοχή σε λυγισμό, οι διατομές κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες:

- **Κατηγορία 1:** Είναι διατομές που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση στρωφική ικανότητα, χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- **Κατηγορία 2:** Είναι διατομές που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη δυνατότητα στρωφής λόγω τοπικού λυγισμού.
- **Κατηγορία 3:** Είναι διατομές στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φτάσει την αντοχή διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός είναι πιθανόν να εμποδίσει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.
- **Κατηγορία 4:** Είναι διατομές στις οποίες τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Πίνακας 4.2: Ροπές αντοχής ανά κατηγορία διατομής.

Κατηγορία διατομής	Ροπή αντοχής	
1 & 2	Πλαστική ροπή	$M_{pl} = W_{pl}f_y$
3	Ελαστική ροπή	$M_{el} = W_{el}f_y$
4	Ροπή τοπικού λυγισμού	$M_0 < M_{el}$

Η κατάταξη μιας διατομής εξαρτάται από τη γεωμετρία της και από τη φόρτιση που επιβάλλεται σε αυτή. Κάθε διατομή συντίθεται από διάφορα πλακοειδή στοιχεία, όπως ο κορμός και τα πέλματα, τα οποία μπορεί να ανήκουν καθένα σε διαφορετική κατηγορία αλλά η κατάταξη της διατομής γίνεται με τη δυσμενέστερη εκ των θλιβομένων στοιχείων.

Στους πίνακες που ακολουθούν (Πίνακας 4.3, Πίνακας 4.4 και Πίνακας 4.5) φαίνονται οι γενικοί κανόνες για την κατάταξη των διατομών:

Πίνακας 4.3: Κατάταξη εσωτερικών θλιβόμενων τμημάτων.

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	$c/t \leq 72 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 33 \cdot \epsilon$	όταν $a > 0,5$: $c/t \leq \frac{396 \cdot \epsilon}{13 \cdot a - 1}$ όταν $a \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36 \cdot \epsilon}{a}$			
2	$c/t \leq 83 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 38 \cdot \epsilon$	όταν $a > 0,5$: $c/t \leq \frac{456 \cdot \epsilon}{13 \cdot a - 1}$ όταν $a \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5 \cdot \epsilon}{a}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 42 \cdot \epsilon$	$\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42 \cdot \epsilon}{0,67 + 0,33 \cdot \psi}$ $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62 \cdot \epsilon \cdot (1 - \psi) \cdot \sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Πίνακας 4.4: Κατάταξη προεξέχοντων πελμάτων.

Προεξέχοντα πέλαμα						
		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	$c/t \leq 9 \cdot \epsilon$	$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10 \cdot \epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{\alpha \cdot \sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10 \cdot \epsilon$			$c/t \leq \frac{10 \cdot \epsilon}{\alpha \cdot \sqrt{\alpha}}$		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 21 \cdot \epsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}$ Για k_σ 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

Πίνακας 4.5: Κατάταξη σωληνωτών διατομών.

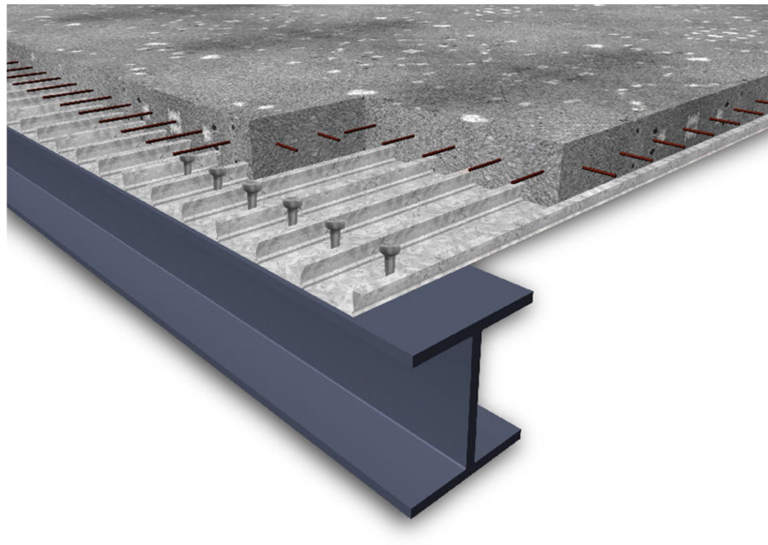
Σωληνωτές διατομές						
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη					
1	$d/t \leq 50 \cdot \epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70 \cdot \epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90 \cdot \epsilon^2$					
	ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για $d/t > 90 \cdot \epsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.					
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

4.2 Δάπεδο – Σύμμικτες πλάκες

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

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

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



Εικόνα 4.1: Διαμόρφωση της σύμμικτης πλάκας.

Η μελέτη και ο σχεδιασμός των σύμμικτων πλακών σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4 [15] περιλαμβάνει δύο στάδια, το χαλυβδόφυλλο στη φάση κατασκευής και την σύμμικτη πλάκα στη φάση λειτουργίας. Κατά τη φάση κατασκευής, δηλαδή πριν τη σκλήρυνση του σκυροδέματος, επιδιώκεται το προβλεπόμενο στατικό σύστημα να έχει την ικανότητα παραλαβής της έντασης που δημιουργεί το νωπό σκυρόδεμα και τα λοιπά φορτία διάστρωσης. Ο φορέας παραλαβής της έντασης είναι το γυμνό χαλυβδόφυλλο με τις στηρίξεις, που στην ουσία είναι ο μεταλλότυπος της πλάκας. Μετά την πήξη του σκυροδέματος, ο σχεδιασμός αφορά στη φάση λειτουργίας, όπου χαλυβδόφυλλο και σκυρόδεμα δρουν σύμμικτα ως ενιαία πλάκα. Η

Sym Deck Designer 2

Αρχείο Βοήθεια Language

Πληροφορίες

a/a	L (m)	q (kN/m ²)
16	1.46	8.3
17	1.46	8.3
18	1.46	8.3

Ίδιο βάρος = 2.73 kN/m²
 Πρόσθετα μόνιμα = 1.5 kN/m²

Σχεδίαση φορέα
 $\gamma_G = 1.35$ $\gamma_Q = 1.50$

Γενικά στοιχεία Φάση κατασκευής Φάση λειτουργίας Έλεγχος Πυραντοχής

$M_{Rd,S}^+$	$M_{Rd,S}^-$
$M_{pl,Rd}^+ = 35.28$ kNm/m	
$M_{pl,Rd}^- = 9.46$ kNm/m	
$V_{Rd,c} = 31.40$ kN/m	

$t = 1.00$ mm $\gamma_{M1} = 1.00$ $A_s = 2.010$ cm²/m
 $C: 25/30$ MPa $\gamma_C = 1.50$ $\varnothing: 6$ mm / $d = 10$ cm
 $S: 500$ MPa $\gamma_S = 1.15$
 $h = 0.15$ m $c = 0.03$ m
 $Fe: 320$ G MPa

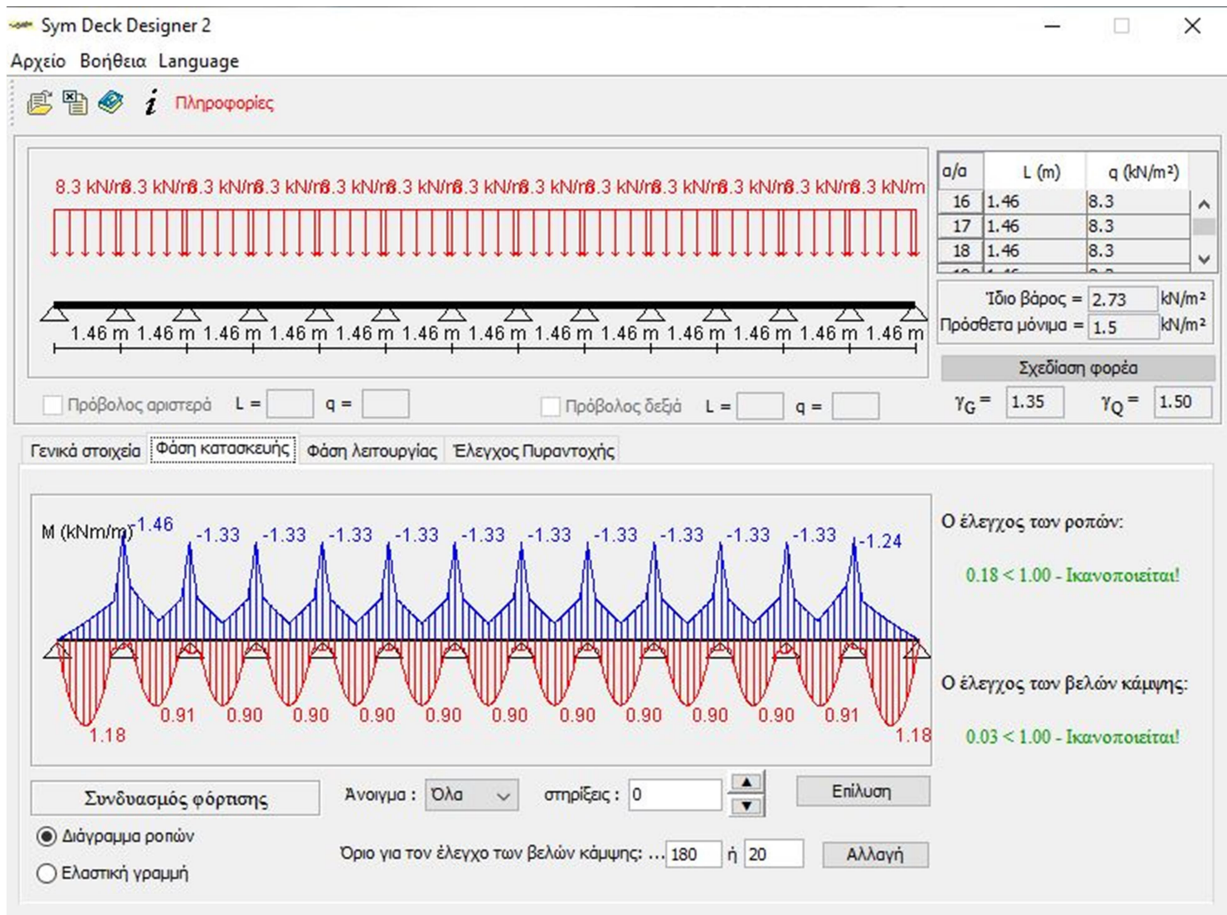
$m = 90.83$ MPa
 $k = 0.0144$ MPa
 $V_{1,Rd}$

Εικόνα 4.4: Στατικό μοντέλο συνεχόμενης σύμμικτης πλάκας (πολλών ανοιγμάτων).

Φάση Κατασκευής

Στη φάση κατασκευής ο σχεδιασμός γίνεται με βάση τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Ειδικότερα ελέγχεται η δυνατότητα παραλαβής της ροπής κάμψης που προκαλούν τα δρώντα φορτία από το χαλυβδόφυλλο με το δεδομένο στατικό σύστημα. Η οριακή κατάσταση αντοχής διεξάγεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 [13] που αφορούν στις λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης. Στην περίπτωση που για δεδομένο πάχος χαλυβδόφυλλου ο έλεγχος δεν ικανοποιείται, προβλέπονται ενδιάμεσες στηρίξεις στο χαλυβδόφυλλο. Τέλος, θα πρέπει τα βέλη κάμψης που δημιουργούνται να είναι εντός των ορίων που καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 4 [15].

Στην Εικόνα 4.5 απεικονίζεται ο έλεγχος της σύμμικτης πλάκας για τη φάση κατασκευής, στο λογισμικό Symdeck Designer.

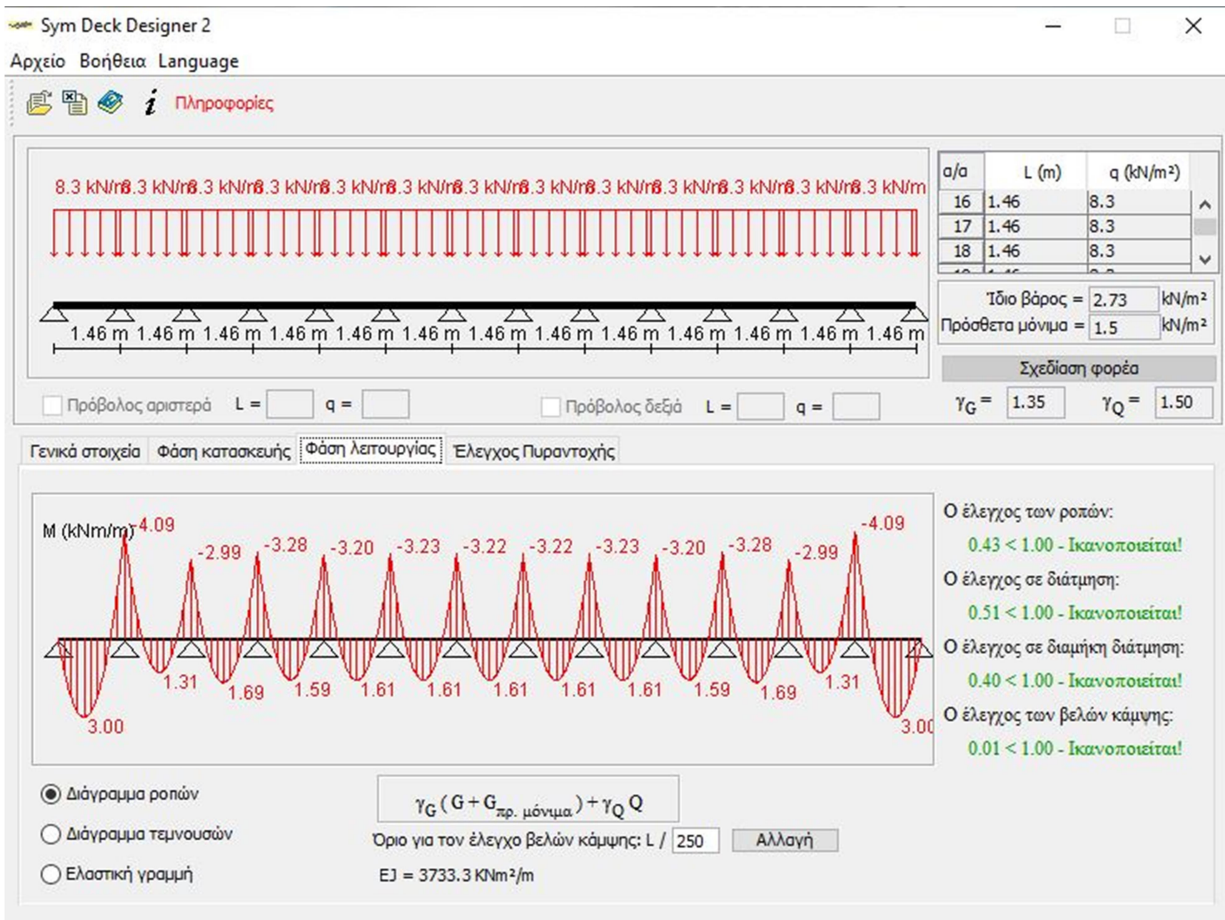


Εικόνα 4.5: Έλεγχοι σύμμικτης πλάκας στη φάση κατασκευής.

Φάση Λειτουργίας

Στη φάση λειτουργίας, το στατικό σύστημα του φορέα θεωρείται αυτό που προκύπτει μετά την απομάκρυνση των τυχόν ενδιάμεσων υποστυλώσεων. Στη φάση λειτουργίας διεξάγονται έλεγχοι που αφορούν στην ικανότητα παραλαβής της έντασης της πλάκας έναντι αρνητικής και θετικής ροπής κάμψης, καθώς και έναντι κατακόρυφης και διαμήκουσ διάτμησης. Επίσης ελέγχονται οι παραμορφώσεις της σύμμικτης πλάκας οι οποίες θα πρέπει να είναι συμβατές με προκαθορισμένα όρια. Ο παραπάνω σχεδιασμός έναντι των οριακών καταστάσεων αστοχίας έχει ως σκοπό την αποτροπή των μορφών αστοχίας που περιγράφηκαν στα προηγούμενα.

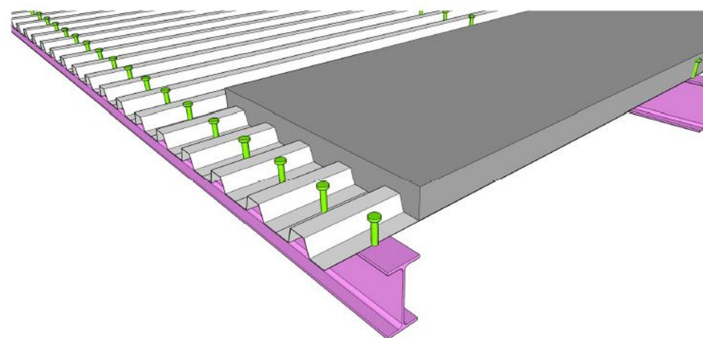
Στην Εικόνα 4.6 απεικονίζεται ο έλεγχος της σύμμικτης πλάκας για τη φάση λειτουργίας, στο λογισμικό Symdeck Designer.



Εικόνα 4.6: Έλεγχος σύμμικτης πλάκας στη φάση λειτουργίας.

4.3 Διαστασιολόγηση δευτερευουσών δοκών – σύμμικτες διαδοκίδες

Η σύμμικτη πλάκα εδράζεται και συνδέεται διατμητικά στις διαδοκίδες, οπότε μεταφέρει τα επιφανειακά της φορτία σε αυτές ως γραμμικά φορτία, μέσω του πλάτους επιρροής της κάθε δοκού. Οι διαδοκίδες τρέχουν τη διαμήκη έννοιά τους κατά τον καθολικό άξονα Y και είναι κάθετες στις αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου (της σύμμικτης πλάκας).



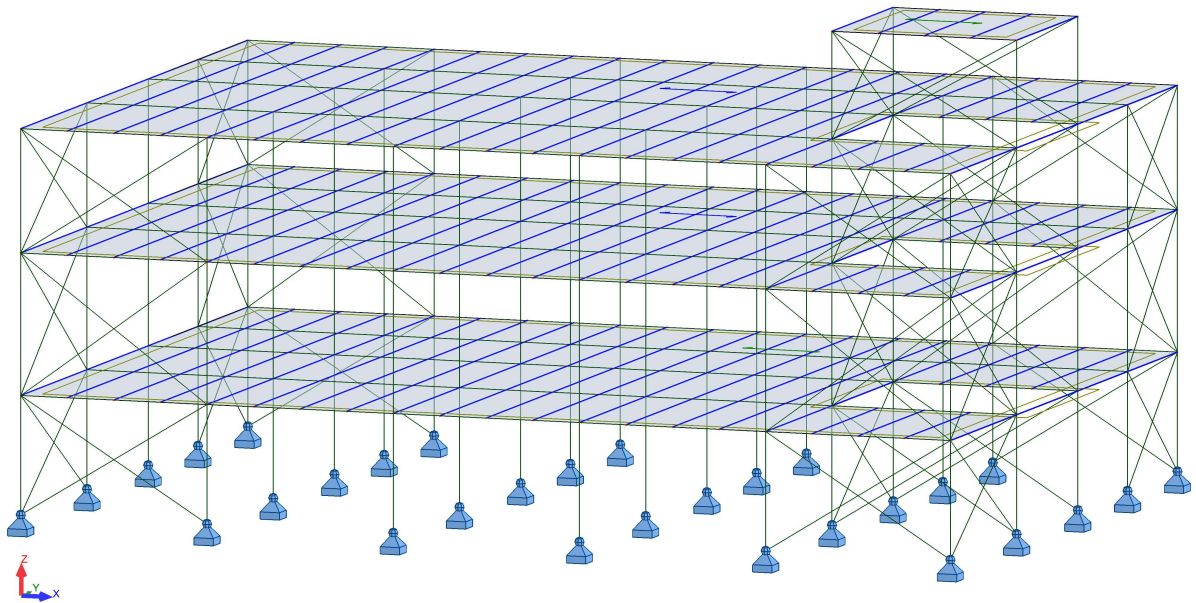
Εικόνα 4.7: Σιδηροδοκός διπλού-T διατμητικά συνδεδεμένη με τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο.

Εξαιτίας της διατμητικής σύνδεσης με τη σύμμικτη πλάκα στο άνω πέλμα τους και του γεγονότος ότι είναι αμφιέριστες (μόνο θετικές ή μηδενικές ροπές) είναι πλευρικά εξασφαλισμένες (δεν κινδυνεύουν σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό). Υπόκεινται μόνο σε κατακόρυφα εντατικά μεγέθη, και άρα καταπονούνται σε κάμψη και διάτμηση.

Στη φάση κατασκευής που το σκυρόδεμα είναι ακόμα νωπό και δεν έχει αποκτήσει την θλιπτική αντοχή του, καλούνται οι χαλύβδινες διατομές να αναλάβουν μόνες τους τα κατακόρυφα φορτία, ήτοι το ίδιο βάρος της καθώς και από το νωπό σκυρόδεμα μαζί με το χαλυβδόφυλλο. Κατά τη φάση κατασκευής μπορεί να χρησιμοποιηθεί ή όχι προσωρινή υποστήριξη στη δοκό. Ο έλεγχος παραμορφώσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι ο πλέον κρίσιμος για την ύπαρξη ή όχι προσωρινής υποστήριξης.

Η σύμμικτη λειτουργία επιτυγχάνεται με την χρήση διατμητικών ήλων που εξασφαλίζουν την συνεργασία της χαλύβδινης διατομής με την πλάκα σκυροδέματος. Στη φάση λειτουργίας το σκυρόδεμα έχει αναπτύξει την θλιπτική αντοχή και η διατομή μας είναι σύμμικτη, της οποίας οι αντοχές είναι σημαντικά μεγαλύτερες. Στην φάση αυτή η διατομή καταπονείται από το σύνολο των φορτίων της κατασκευής (μόνιμα, κινητά, φορτία χιονιού, κλπ.).

Τέλος, η διαφραγματική λειτουργία της πλάκας σκυροδέματος εμποδίζει τον λυγισμό του θλιβόμενου πέλματος, καθώς και την στροφή της δοκού και δεν απαιτείται ο έλεγχος ευστάθειας έναντι στρεπτοκαμπτικού-πλευρικού λυγισμού.



Εικόνα 4.8: Δευτερεύουσες δοκοί (διαδοκίδες) IPE 300.

Για τον σχεδιασμό και τον έλεγχο των διαδοκίδων επιλέχθηκε η δοκός που παρουσιάζει τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη. Η δοκός έχει μήκος $L = 5.95$ m και απέχει από τις γειτονικές δοκούς 1.46 m. Η διατομή που επιλέχθηκε είναι η πρότυπη ελατή διατομή IPE 300.

Πίνακας 4.6: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά διατομής IPE 300.

h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	r (mm)	A (cm ²)	G (kN/m)
300	150	7.1	10.7	15	53.81	0.42
$W_{pl,y}$ (cm ³)	A_{vz} (cm ²)	I_z (cm ⁴)	I_w (cm ⁶)	I_t (cm ⁴)	I_y (cm ⁴)	$W_{el,y}$ (cm ³)
628.4	25.68	8356	125900	20.12	3892	557.1

Στους υπολογισμούς ροπών αντοχής σύμμικτης δοκού, αφαιρείται από το πάχος της πλάκας d , το ύψος του χαλυβδόφυλλου h_p . Επομένως, η σύμμικτη δοκός αποτελείται από τη σιδηροδοκό, ένα κενό ίσο με το ύψος του χαλυβδόφυλλου h_p και σκυρόδεμα πάχους h_c .

Το πλάτος επιρροής είναι: $b_{eff} = \frac{2L_e}{8} = 149$ cm.

Άρα η διατομή της σύμμικτης δοκού για τον υπολογισμό της ροπής αντοχής αποτελείται από σκυρόδεμα πάχους 7.7 cm και πλάτους 140 cm, ένα κενό πάχους 7.3 cm και τη πρότυπη ελατή διατομή IPE 300.

4.3.1 Κατάταξη σύμμικτης δοκού

Πέλμα: Το πέλμα της σιδηροδοκού συνδέεται διατμητικά με την πλάκα σκυροδέματος. Όλη η διατομή της σιδηροδοκού εφελκείται όπως αποδεικνύεται παρακάτω. Επομένως, το πέλμα είναι κατηγορίας 1, βάσει του Πίνακας 4.4.

Κορμός: Η θέση του ουδέτερου άξονα z_0 υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$z_0 = \frac{A_a f_{yd}}{b_{eff} f_{cd}} \quad (4.1)$$

όπου $A_a = 53.81$ cm², $f_{yd} = 27.5$ kN/cm², $f_{cd} = 1.42$ kN/cm².

Προκύπτει ότι $z_0 = 7.01$ cm < 7.7 cm, και άρα ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός της πλάκας σκυροδέματος.

Συνεπώς, ολόκληρος ο κορμός βρίσκεται υπό εφελκυσμό. Τελικά, η διατομή είναι κατηγορίας 1 και θα γίνει πλαστικός έλεγχος (βλ. Πίνακας 4.3, Πίνακας 4.4).

4.3.2 Έλεγχος στη φάση κατασκευής

Στην φάση κατασκευής, το σκυρόδεμα είναι νωπό και δεν έχει ανακτήσει την αντοχή του. Συνεπώς τα κατακόρυφα φορτία παραλαμβάνονται αποκλειστικά από την σιδηροδοκό. Τα φορτία τα οποία λαμβάνονται υπόψη στη φάση κατασκευής είναι:

- Ίδιο βάρος χαλύβδινης διατομής: $G_{l,\beta,ipe} = 0.42$ kN/m
- Ίδιο βάρος νωπού σκυροδέματος: $G_{l,\beta,νωπού\ σκυρ} = \gamma'_c h'_c = 2.95$ kN/m² = 4.34 kN/m
όπου $h'_c = h_c + \frac{h_p}{2} = 11.35$ cm: το ισοδύναμο πάχος σκυροδέματος εντός της σύμμικτης πλάκας και $\gamma'_c = 26$ kN/m³ το ειδικό βάρος του σκυροδέματος

- Τίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου: $G_{symdeck73} = 0.128 \times 1.46 = 0.19 \text{ kN/m}$
- $Q_c = 1.50 \text{ kPa} = 2.21 \text{ kN/m}$ (πρόσθετα φορτία σκυροδέτησης σύμφωνα με τον Πίνακα 4.7)

Πίνακας 4.7: Κατασκευαστικά φορτία κατά τη σκυροδέτηση

Δράση	Φορτιζόμενη επιφάνεια	Φορτίο σε kN/m ²
(α)	Μέσα στην επιφάνεια εργασίας 3 m x 3 m (ή το μήκος του ανοίγματος, αν είναι μικρότερο)	10 % του ίδιου βάρους του σκυροδέματος, αλλ' όχι μικρότερο από 0,75 και όχι μεγαλύτερο από 1,5 Συμπεριλαμβάνει τα Q_{ca} και Q_{ct}
(β)	Εξω από την επιφάνεια εργασίας	0,75 με κάλυψη του Q_{ca}
(γ)	Πραγματική επιφάνεια	Το ίδιο βάρος των ξυλοτύπων και φερόντων στοιχείων (Q_{co}) και το βάρος του νωπού σκυροδέματος για το πάχος σχεδιασμού (Q_c)

Στη συνέχεια, η δοκός ελέγχεται στη φάση κατασκευής χωρίς υποστύλωση, σε οριακή κατάσταση αστοχίας (Ενότητα 4.3.2.1) και οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Ενότητα 4.3.2.24.3.2.2).

4.3.2.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ)

- Φορτίο σχεδιασμού: $q = 1.35G + 1.5Q = 8.93 \text{ kN/m} = 0.0893 \text{ kN/cm}$
- Το στατικό προσομοίωμα της διαδοκίδας στην φάση κατασκευής είναι αμφιέριστη δοκός.
- Δρώσα ροπή: $M_{Ed} = \frac{qL^2}{8} = 39.52 \text{ kNm}$
- Δρώσα τέμνουσα: $V_{Ed} = \frac{qL}{2} = 26.57 \text{ kN}$
- Αντοχή διατομής σε κάμψη: $M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}} = 172.81 \text{ kNm} > M_{Ed}$
- Αντοχή διατομής σε διάτμηση: $V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 326.18 \text{ kN} > V_{Ed}$

Συνεπώς δεν απαιτείται ενδιάμεση υποστύλωση.

- Έλεγχος απομείωσης ροπής αντοχής: $0.5V_{pl,Rd} = 163.09 \text{ kN} > V_{Ed}$ άρα δεν απαιτείται απομείωση ροπής αντοχής.

4.3.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Κατά τη φάση κατασκευής χωρίς προσωρινή υποστήριξη το στατικό προσομοίωμα είναι αμφιέρειστη δοκός.

Θα γίνει πρώτα ο έλεγχος παραμορφώσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας για να δούμε αν είναι κρίσιμο το βέλος κάμψης της σιδηροδοκού από τα ίδια βάρη

Φορτίο σχεδιασμού: $q = 1G + 1Q = 7.16 \text{ kN/m} = 0.0716 \text{ kN/cm}$

Βέλος στη μέση της δοκού:

$$\delta_m = \frac{5}{384} \frac{(G_{tot} + Q_{tot})L^4}{E_a I_e} \quad (4.2)$$

Βέλος κάμψης: $\delta_1 = 0.2 \text{ cm} < \delta_{max} = \frac{L}{250} = 2.38 \text{ cm}$

4.3.3 Έλεγχος στη φάση λειτουργίας

4.3.3.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ)

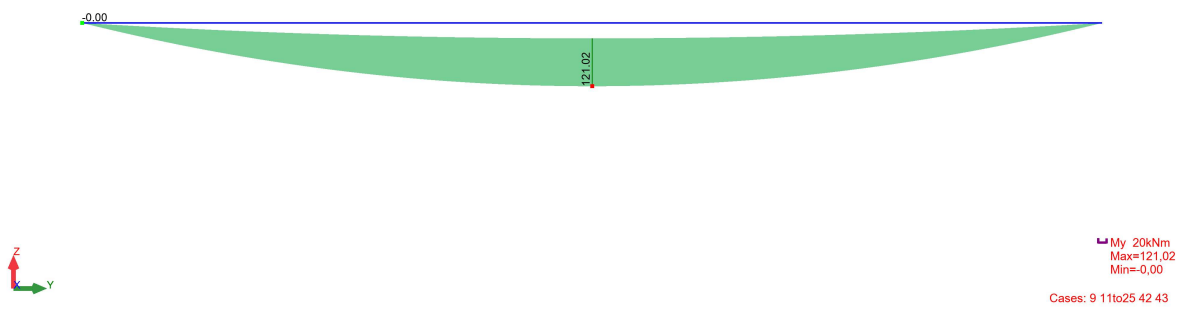
Πρόκειται για αμφιέρειστη δοκό επομένως οι ροπές είναι θετικές.

Μέγιστη δρώσα ροπή από όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων (με τη βοήθεια του *Robot*):

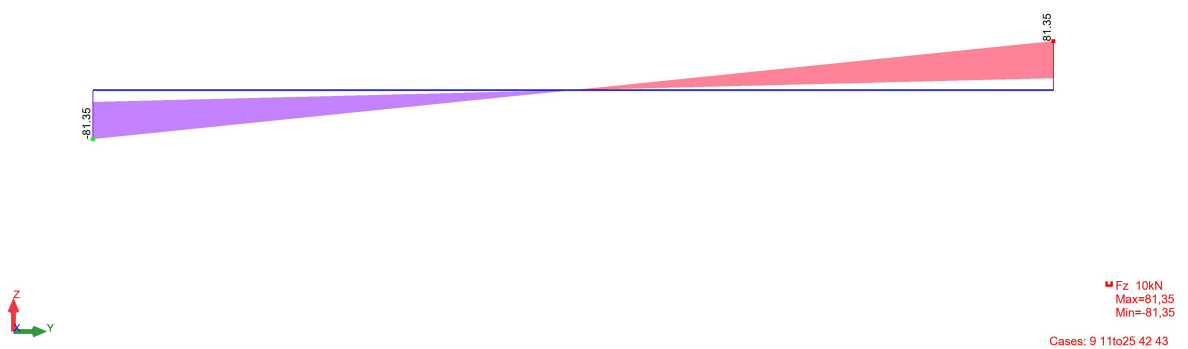
$$\max M_{Ed,y} = 121.02 \text{ kNm}$$

Μέγιστη δρώσα τέμνουσα από όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων (με τη βοήθεια του *Robot*):

$$\max V_{Ed,z} = 81.35 \text{ kN}$$



Εικόνα 4.9: Διάγραμμα ροπών κάμψης δευτερεύουσας δοκού στη φάση λειτουργίας (kNm).



Εικόνα 4.10: Διάγραμμα τεμνουσών δευτερεύουσας δοκού στη φάση κατασκευής (kN).

Έλεγχος έναντι κάμψης

Πλαστική ροπή αντοχής δίνεται από τη σχέση:

$$M_{pl,Rd} = A_a f_{yd} \left(z_a - \frac{z_0}{2} \right) \quad (4.3)$$

όπου z_a το κέντρο βάρους της σιδηροδοκού, το οποίο υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$z_a = h_c + (A_1 z_1 + A_2 z_2 + A_3 z_3) \frac{1}{A_1 + A_2 + A_3} \quad (4.4)$$

Το κέντρο βάρους υπολογίζεται ίσο με $z_a = 24.18$ cm, και άρα βάσει της Εξ. (4.3) προκύπτει:

$$M_{pl,Rd} = 306 \text{ kNm}$$

Ακολουθεί ο έλεγχος επάρκειας:

$$\max M_{Ed,y} = 121.02 \text{ kNm} < M_{pl,Rd} = 306 \text{ kNm}$$

Συνεπώς, η διατομή επαρκεί.

Έλεγχος έναντι διάτμησης

Οι δρώσες τέμνουσες παραλαμβάνονται αποκλειστικά από τον κορμό της σιδηροδοκού. Η αναπτυσσόμενη οριακή τάση κατά Von Mises είναι ίση με $f_{yk}/\sqrt{3}$.

Έλεγχος λεπτόκορμης δοκού:

$$\frac{h_w}{t_w} = 35.01 < 72 \frac{e}{\eta} = 72$$

Άρα, η διατομή δεν είναι λεπτόκορμη και δεν κινδυνεύει σε τοπικό λυγισμό (κύρτωση). Συνεπώς, έχουμε κορμό κατηγορίας 1 άρα θα γίνει πλαστικός έλεγχος.

Αντοχή σε τέμνουσα:

$$V_{pl,z,Rd} = A_v (f_{yk}/\sqrt{3})/\gamma_M \quad (4.5)$$

όπου $A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 25.68 \text{ cm}^2$ για ελατές διατομές I ή H, και $\gamma_M = 1.25$ ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας χάλυβα έναντι θραύσης.

Συνεπώς, σύμφωνα με την Εξ. (4.5) προκύπτει $V_{pl,z,Rd} = 326.18 \text{ kN}$.

Ακολουθεί ο έλεγχος επάρκειας:

$$\max V_{Ed,z} = 81.35 \text{ kN} < V_{pl,z,Rd} = 326.18 \text{ kN}$$

Συνεπώς, η διατομή επαρκεί.

4.3.3.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Για να υπολογίσουμε το βέλος της σύμμικτης δοκού πρέπει να υπολογίσουμε τα αδρανειακά χαρακτηριστικά της σύμμικτης δοκού. Για να το πετύχουμε αυτό θα χρειαστεί να τα υπολογίσουμε μέσω της μεθόδου της ισοδύναμης διατομής.

Για να λάβουμε υπόψη φαινόμενα όπως ο ερπυσμός και η συστολή ξήρανσης στο σκυρόδεμα θεωρούμε $E'_{cm} = \frac{E_{cm}}{2} = 15.25 \text{ GPa}$.

Για τον χάλυβα S275 ισχύει, $E_a = 210 \text{ GPa}$.

Η ροπή αδράνειας σύμμικτης δοκού δίνεται από τη σχέση:

$$I_e = I_{y, \text{σύμμικτης}} = I_{a,0} + A_a(z_a - z_e)^2 + \frac{I_{c,0}}{\eta} + \frac{A_c}{\eta}(z_c - z_e)^2 + A_s(z_s - z_e)^2 \quad (4.6)$$

όπου, $I_a = I_y = 8356 \text{ cm}^4$

$$I_c = \frac{1}{12} b_{eff} h^3 = 5668.62 \text{ cm}^4$$

$$\eta = \frac{E_a}{E_c} = 13.77$$

Εμβαδό διατομής:

$$A_e = A_a + A_s + \frac{A_c}{\eta} \quad (4.7)$$

Απλοποιητικά αγνοώ την συνεισφορά του θλιβόμενου οπλισμού πλάκας άρα $A_c = 0$.

Άρα το εμβαδό διατομής είναι ίσο με $A_e = 137.13 \text{ cm}^2$.

Κέντρο βάρους S από την ίνα σκυροδέματος:

$$z_e = \frac{A_a z_a + A_s z_s + \frac{A_c z_c}{\eta}}{A_c} \quad (4.8)$$

Επομένως το κέντρο βάρους ισούται με $z_e = 14.11 \text{ cm}$

Συνεπώς σύμφωνα με την Εξ. (4.6) προκύπτει ροπή αδράνειας σύμμικτης δοκού ίση με $I_e = 31124.71 \text{ cm}^4$.

Φορτία στη φάση λειτουργίας:

$$G_{l.β.ipe} = 0.42 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{συμμ}} = 2.73 \times 1.46 = 4 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{προσθ}} = 1.5 \times 1.46 = 2.21 \text{ kN/m}$$

$$\text{Άρα } G_{tot} = 6.63 \text{ kN/m} = 0.0663 \text{ kN/cm}$$

$$Q_{tot} = (7.5 + 0.8) \times 1.46 = 12.2 \text{ kN/m} = 0.122 \text{ kN/cm}$$

$$\text{Επομένως προκύπτει: } G_{tot} + Q_{tot} = 0.1883 \text{ kN/cm}$$

Βέλος στη μέση της δοκού:

$$\delta_m = \frac{5}{384} \frac{(G_{tot} + Q_{tot})L^4}{E_a I_e} \quad (4.9)$$

Υπολογίζεται από την Εξ. (4.2) ότι $\delta_2 = 0.47 \text{ cm}$. Όμως το συνολικό βέλος αθροίζοντας το βέλος κατά την φάση σκυροδέτησης με το βέλος κατά τη φάση λειτουργίας, αφού η δοκός συνεχίζει να κάμπτεται από την προηγούμενη θέση της, ήτοι: $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2 = 0.2 + 0.47 \text{ cm} = 0.67 \text{ cm} < \delta_{max} = \frac{L}{250} = 2.38 \text{ cm}$, άρα είναι εντός του επιτρεπόμενου ορίου.

4.3.3 Συμπληρωματικός έλεγχος ακραίας διαδοκίδας (ΟΚΑ)

Στην αντοχή της σύμμικτης δοκού συμβάλλει σε μεγάλο ποσοστό η πλάκα σκυροδέματος. Για το λόγο αυτό είναι σημαντικό να ελέγξουμε και τις δοκούς που βρίσκονται στην παρειά του κτιρίου, στις οποίες το συνεργαζόμενο πλάτος είναι το μισό. Αυτό σημαίνει ότι η αντοχή τους είναι σαφώς μειωμένη και δεν είναι σίγουρο ότι επαρκούν στις καταπονήσεις που μπορεί να είναι εξίσου σημαντικές με αυτές των ενδιάμεσων δοκών.

Η δυσμενέστερη δοκός έχει μήκος $L = 5.50$ m και απέχει από τις γειτονικές δοκούς 1.46 m. Η διατομή που επιλέχθηκε είναι η πρότυπη ελατή διατομή IPE 300.

Το πλάτος επιρροής είναι: $b_{eff} = \frac{L_e}{8} = 69$ cm.

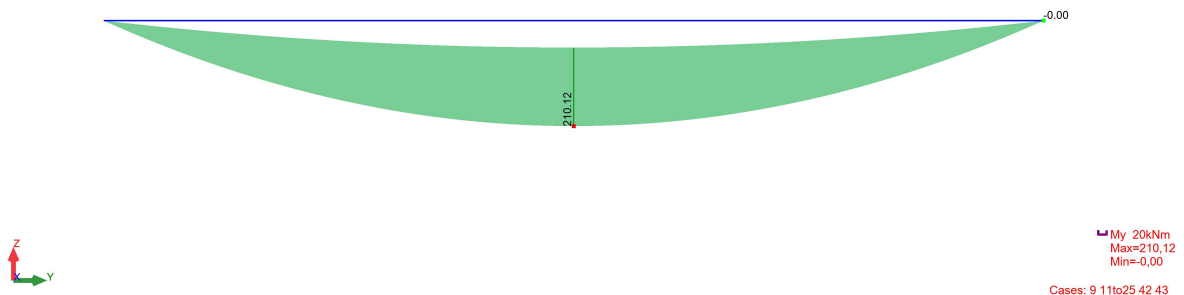
Μέγιστη δρώσα ροπή από όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων (με τη βοήθεια του *Robot*):

$$\max M_{Ed,y} = 210.12 \text{ kNm}$$

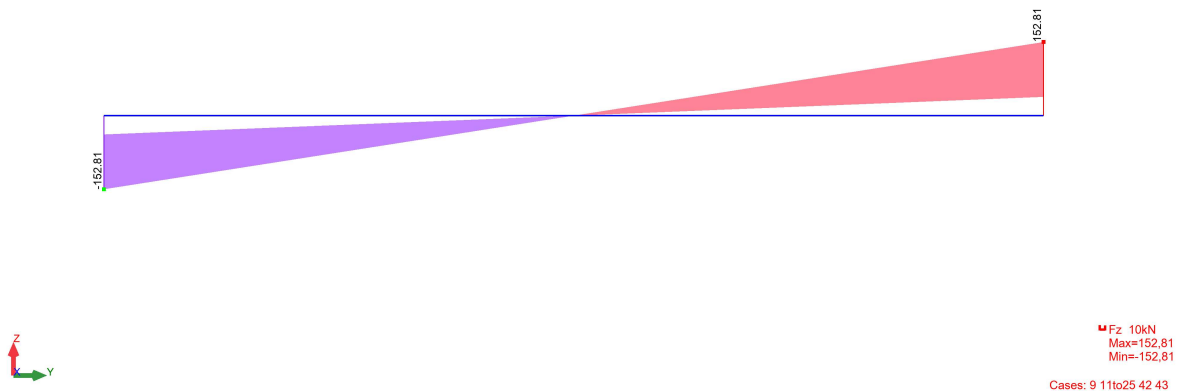
Μέγιστη δρώσα τέμνουσα από όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων (με τη βοήθεια του *Robot*):

$$\max V_{Ed,z} = 152.81 \text{ kN}$$

Σύμφωνα με την Εξίσωση (4.1) η θέση του ουδέτερου άξονα δεν είναι στην πλάκα σκυροδέματος, επομένως η ακραία δοκός θα επιλυθεί με ελαστική ανάλυση.



Εικόνα 4.11: Διάγραμμα ροπών κάμψης ακραίας δευτερεύουσας δοκού στη φάση κατασκευής (kNm).



Εικόνα 4.12: Διάγραμμα τεμνουσών ακραίας δευτερεύουσας δοκού στη φάση κατασκευής (kN).

Έλεγχος έναντι κάμψης

Μέθοδος Ισοδύναμης διατομής - Στάδιο I: Αρηγμάτωτη διατομή, σκυρόδεμα υπό θλίψη

Σύμφωνα με την μέθοδο αυτή, η σύμμικτη διατομή μετατρέπεται σε ισοδύναμη διατομή χάλυβα, συνεπώς το εμβαδό διατομής σύμφωνα με την Εξίσωση (4.7) ισούται με: $A_e = 92.39 \text{ cm}^2$

Το κέντρο βάρους της σιδηροδοκού είναι ίσο με $z_a = 30 \text{ cm}$ (Εξ. (4.4)).

Κέντρο βάρους S από την ίνα σκυροδέματος: $z_e = 19 \text{ cm}$. (Εξίσωση (4.8))

Συνεπώς σύμφωνα με την Εξ. (4.6) προκύπτει ροπή αδράνειας ισοδύναμης διατομής ίση με $I_e = 23912.60 \text{ cm}^4$ και ύψος ισοδύναμης διατομής: $h_t = h_c + h_p + h_a = 45 \text{ cm}$.

Οι ροπές αντίστασης υπολογίζονται από τις κάτωθι εξισώσεις:

- Σιδηροδοκός κάτω πέλμα:

$$W_{au} = \frac{I_e}{h_u} \quad (4.10)$$

- Σιδηροδοκός άνω πέλμα:

$$W_{a0} = \frac{I_e}{z_e - d} \quad (4.11)$$

- Οπλισμός σκυροδέματος:

$$W_s = -\frac{I_e}{z_e - z_s} \quad (4.12)$$

- Σκυρόδεμα κάτω πέλμα:

$$W_{cu} = -\frac{I_e}{z_e - d} \eta = W_{a0} \eta \quad (4.13)$$

- Σκυρόδεμα άνω πέλμα:

$$W_{c0} = -\frac{I_e}{z_e} \eta \quad (4.14)$$

Όπου $h_u = h_t - z_e$ είναι η απόσταση από το κέντρο βάρους.

Οι ελαστικές ροπές αντοχής σκυροδέματος και χάλυβα προκύπτουν από τις εξισώσεις:

$$M_{el,c} = W_{c0} 0.85 f_{cd} \quad (4.15)$$

$$M_{el,a} = W_{au} f_{au} \quad (4.16)$$

Στον

Πίνακας 4.8 φαίνονται οι ροπές σύμφωνα με τα παραπάνω:

Πίνακας 4.8: Ροπές αντίστασης και ροπές αντοχής διατομής.

Εξεταζόμενη ίνα	Ροπή αντίστασης (cm ³)	Ελαστική Ροπή αντοχής (kNm)
Άνω ίνα σκυροδέματος	-17258	-244.5
Κάτω ίνα Σκυροδέματος	-80709	
Άνω ίνα Χάλυβα	-5861	
Κάτω ίνα Χάλυβα	923	253.7

Η ελαστική ροπή αντοχής προκύπτει από την εξίσωση (4.17):

$$M_{el,Rd} = \min\{M_{el,c}; M_{el,a}\} \quad (4.17)$$

Συνεπώς προκύπτει η ελαστική ροπή αντοχής ίση με $M_{el,Rd} = 244.50$ kNm.

Ακολουθεί ο έλεγχος επάρκειας:

$$\max M_{Ed,y} = 210.12 \text{ kNm} < M_{el,Rd} = 244.50 \text{ kNm}$$

Συνεπώς, η διατομή επαρκεί.

Έλεγχος έναντι διάτμησης

Σύμφωνα με την Εξίσωση (4.5), η αντοχή σε τέμνουσα ισούται με: $V_{pl,Rd} = 326.20$ kN.

Ακολουθεί ο έλεγχος επάρκειας:

$$\max V_{Ed,z} = 152.81 \text{ kN} < V_{pl,z,Rd} = 326.20 \text{ kN}$$

Συνεπώς, η διατομή επαρκεί.

4.3.3.4 Συμπληρωματικός έλεγχος ακραίας διαδοκίδας (ΟΚΛ)

Σύμφωνα με τις εξίσωση (4.9), το βέλος στη μέση της δοκού ισούται με: $\delta_m = 0.45 \text{ cm} < \delta_{max} = \frac{L}{250} = 2.2 \text{ cm}$. Άρα είναι εντός του επιτρεπόμενου ορίου.

4.3.4 Διατμητική Σύνδεση

Η διατμητική σύνδεση μεταξύ σιδηροδοκού και πέλματος σκυροδέματος εξασφαλίζεται μέσω διάταξης διατμητικών συνδέσμων, ο οποίοι μεταφέρουν τη διάτμηση που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια των δυο υλικών. Ως διατμητικούς συνδέσμους θα χρησιμοποιήσουμε ήλους κεφαλής. Οι σύνδεσμοι αυτοί προτιμώνται λόγω του εύκολου τρόπου κατασκευής τους και του πλεονεκτικού ρόλου της κεφαλής τους η οποία εμποδίζει την ανύψωση της πλάκας σκυροδέματος και την αποκόλλησή της από τη δοκό.

Στην περίπτωση μας επιλέχθηκε πλήρης διατμητική σύνδεση, ώστε οι ήλοι να παραλαμβάνουν όλη τη διαμήκη διάτμηση, και έτσι να εμποδίζεται πλήρως η ολίσθηση μεταξύ σιδηροδοκού και πλάκας σκυροδέματος.

Εν συνεχεία, υπολογίζεται η διαμήκης διάτμηση (Ενότητα 4.3.4.1) και καθορίζονται οι διατμητικοί ήλοι κεφαλής (Ενότητα 4.3.4.2).

4.3.4.1 Διαμήκης Διάτμηση

Η διαμήκης διάτμηση προσδιορίζεται με πλαστική ανάλυση, καθώς και οι αντοχές των διατομών προέκυψαν με πλαστική ανάλυση.

Σε όλο το τμήμα της δοκού βρισκόμαστε μεταξύ μηδενικών και θετικών ροπών (αμφιέριστες δοκού). Επομένως, η διαμήκης διάτμηση V_1 δίνεται από τη σχέση:

$$V_1 = \Sigma T_1 = D^+ = Z^+ = A_a f_{yd} \quad (4.18)$$

Για $A_a = 53.81 \text{ cm}^2$ και $f_{yd} = 27.5 \text{ kN/cm}^2$ (δες Ενότητα 0), η διαμήκης διάτμηση είναι ίση με $V_1 = 1479.76 \text{ kN}$.

4.3.4.2 Διατμητικοί ήλοι κεφαλής

Επιλέγονται ήλοι κεφαλής διαμέτρου $d = 19 \text{ mm}$, ύψους $h = 125 \text{ mm}$ και εφελκυστικής αντοχής $f_u = 500 \text{ MPa}$.

Πρέπει να ικανοποιούνται τα κάτωθι κριτήρια:

- Διάμετρος ήλου: $d = 19 \text{ mm} < 2.5t_f = 2.5 \times 10.7 = 25 \text{ mm}$ (ικανοποιείται)
- Ύψος ήλου: $h_{sc} = 125 \text{ mm} > h_p = 73 \text{ mm}$ (ικανοποιείται)
- $h_{sc} = 125 \text{ mm} < h = 150 \text{ mm}$ (ικανοποιείται)
- Υπερκάλυψη σκυροδέματος: $c_{nom} = h - h_{sc} = 25 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$ (ικανοποιείται)

Αντοχή ήλου

Η παραλαμβανόμενη από τον ήλο δύναμη εξαρτάται από την αντοχή του ήλου σε διάτμηση ($P_{v,Rd}$) και από την αντοχή του σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυγας ($P_{b,Rd}$). Συνεπώς, η οριακή αντοχή του ήλου εντός συμπαγούς πλάκας σκυροδέματος προσδιορίζεται ως η ελάχιστη τιμή από τις σχέσεις:

$$P_{v,Rd} = \frac{0.8f_u \left(\frac{\pi d^2}{4}\right)}{\gamma_v} \quad (4.19)$$

$$P_{b,Rd} = 0.29ad^2 \sqrt{f_{ck}E_{cm}/\gamma_v} \quad (4.20)$$

όπου $\gamma_v = 1.25$ και $\alpha = 1$.

Η αντοχή του ήλου υπολογίζεται ως $P_{Rd} = \min\{P_{v,Rd}; P_{b,Rd}\} = 81.77 \text{ kN}$

Οι υπολογισμοί ισχύουν για συμπαγή πλάκα σκυροδέματος. Στην περίπτωση μας (σύμμικτη πλάκα με χαλυβδόφυλλο) η αντοχή του ήλου μειώνεται με έναν μειωτικό συντελεστή k_t . Αυτό συμβαίνει γιατί δεν υπάρχει επαρκές σκυρόδεμα πίσω από τον ήλο λόγω του μεταλλικού χαλυβδόφυλλου οπότε και μειώνεται η αντοχή του. Ο μειωτικός αυτός συντελεστής δίνεται από τη σχέση:

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h}{h_p} - 1\right) \leq 1 \quad (4.21)$$

Όπου N_r : ο αριθμός των διατμητικών ήλων σε κάθε αυλάκωση στη σύνδεση με τη δοκό ($N_r \leq 2$). Τοποθετούνται δύο σειρές επομένως $N_r = 2$. Ο μειωτικός συντελεστής υπολογίζεται $k_t = 0.35$.

Συνεπώς η αντοχή του ήλου προκύπτει: $P'_{Rd} = k_t P_{Rd} = 28.62 \text{ kN}$.

Κατανομή ήλων

Για την πλαστική κατανομή συνδέσμων κατά μήκος της δοκού χρειάζεται να πληρούνται οι εξής προϋποθέσεις:

Όλκιμοι ήλοι κεφαλής ($16\text{mm} < d < 22\text{mm}$) και ($h > 4d = 76 \text{ mm}$): ισχύει

Διατομές κατηγορίας 1 ή 2: ισχύει

$M_{pl,Rd} / M_{pl,a,Rd} \leq 2.5$ ήτοι $306/172.81 = 1.77 \leq 2.5$: ισχύει

Συνεπώς η κατανομή των ήλων θα γίνει με πλαστική ανάλυση.

Ο απαραίτητος αριθμός συνδέσμων για να αναπτυχθεί πλήρης διατμητική σύνδεση είναι:

$n_f = \frac{A_d f_{yd}}{P'_{Rd}} = \frac{1479.76}{28.62} = 51.7$. Οι ήλοι τοποθετούνται σε δύο σειρές επομένως τελικά επιλέγονται 52 σύνδεσμοι, 26 ήλοι σε κάθε σειρά.

Αποστάσεις ήλων: ομοιόμορφη κατανομή ($L_{cr} = L$) $\Delta_l = \frac{L_{cr}}{n_f} = \frac{595}{26} = 23 \text{ cm}$

Έλεγχος αποστάσεων ήλων

- Διαμήκεις αποστάσεις

$\min e = 5d_s = 5 \times 1.9 = 9.5 < 18.6 \text{ cm}$ ικανοποιείται

$\max e = \min\{6h_c; 80\text{cm}\} = \min\{6 \times 1.5; 80\} = 80\text{cm} > 18.6\text{cm}$ ικανοποιείται

- Εγκάρσιες αποστάσεις

Αν τοποθετούνται $n > 1$ ήλοι στην ίδια θέση της δοκού πρέπει $19\text{mm} = d_s < 2.5t_f = 25\text{mm}$.

Ελάχιστη απόσταση: $\min s = 2.5d_s = 2.5 \times 19 = 47.5\text{mm} = 4.75\text{cm}$.

Μέγιστη απόσταση ήλου από άκρο πέλματος: $9t_f\varepsilon = 9 \times 10.7 \times \sqrt{\frac{235}{275}} = 89 \text{ mm} = 8.9 \text{ cm}$.

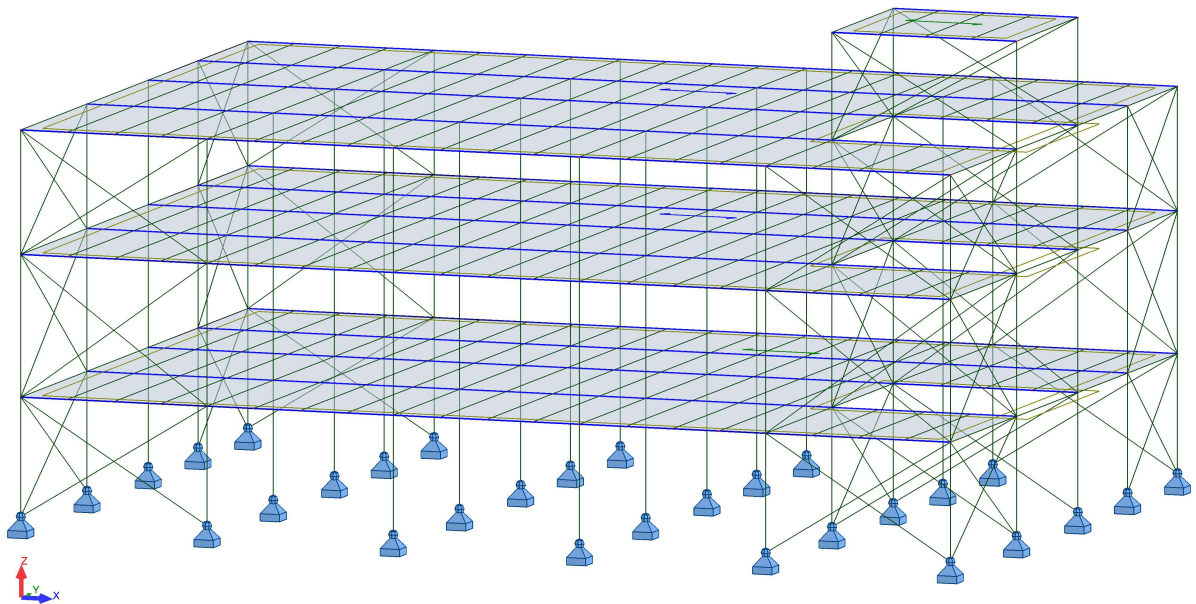
Βάσει των παραπάνω, επιλέγονται δύο ήλοι ανά 23 cm.

4.4 Διαστασιολόγηση κύριων δοκών – δοκοί πλαισίων ροής

Οι διαδοκίδες εδράζονται στο ζύγωμα των πλαισίων αμφιαρθρωτά, μεταφέροντας τα επιφανειακά φορτία των πλακών ως συγκεντρωμένα κατακόρυφα φορτία. Επίσης, επί του ζυγώματος εδράζονται και οι επιμέρους τοιχοποιίες.

Οι κύριες δοκοί επιλέχθηκαν να μην είναι διατμητικά συνδεδεμένες με τη σύμμικτη πλάκα και επομένως όχι σύμμικτες στη φάση λειτουργίας. Έτσι οι κύριες δοκοί δεν είναι πλευρικά εξασφαλισμένες λόγω της πλάκας σκυροδέματος και υπόκεινται σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Ωστόσο, η σύνδεση τους με τις διαδοκίδες ανά μικρά διαστήματα (~1.5 m) εξασφαλίζουν τα πέλματα σε θλίψη. Συνεπώς, η επίδραση του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δεν είναι ιδιαίτερα σημαντική.

Λόγω του διαφράγματος που δημιουργείται από την σύμμικτη πλάκα, οι κύριες δοκοί δεν καταπονούνται από αξονικές δυνάμεις. Οι διατομές και τα μέλη ελέγχονται σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ) και λειτουργικότητας (ΟΚΛ) στην φάση λειτουργίας.



Εικόνα 4.13: Κύριες δοκοί HEA 300.

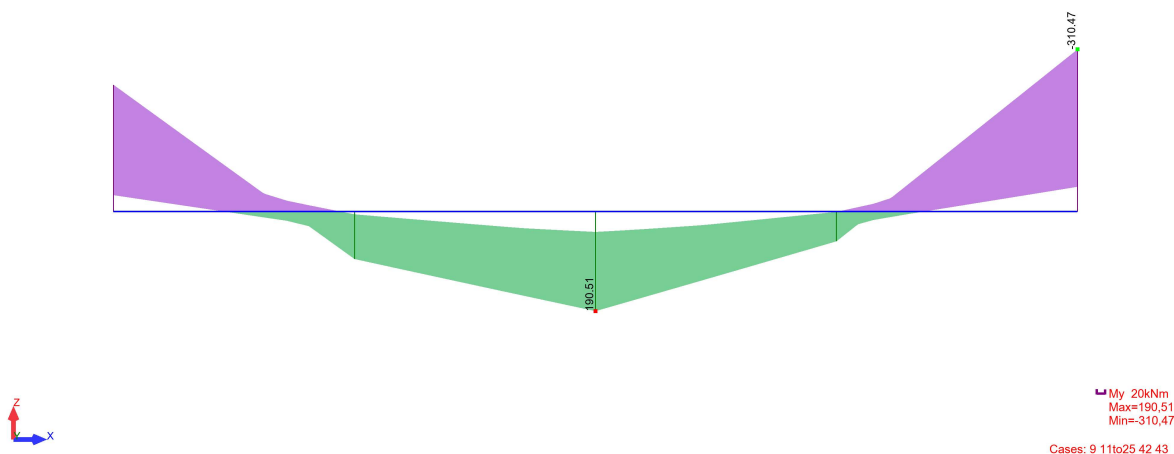
Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο έλεγχος για τη δυσμενέστερη δοκό του Β' υπογείου (HEA 300) μήκους $L = 5.9 \text{ m}$.

Πίνακας 4.9: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά διατομής HEA 300.

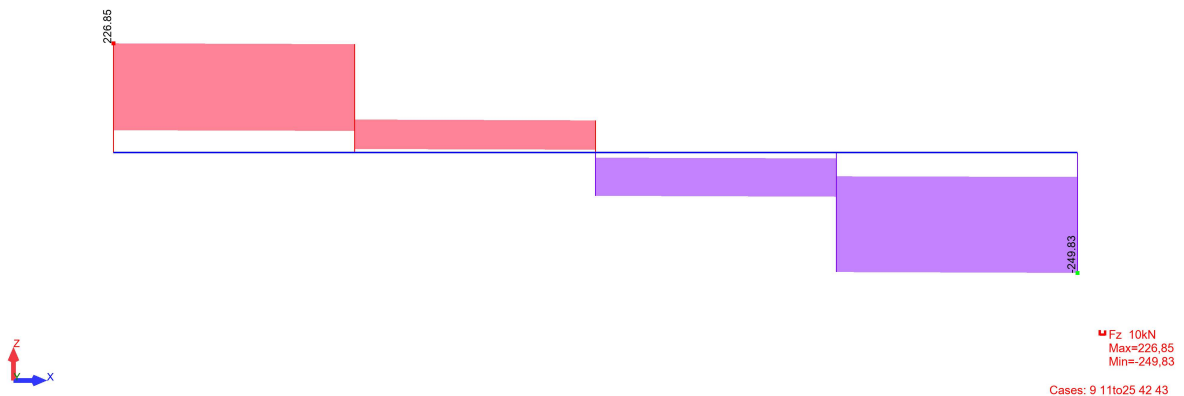
h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	r (mm)	A (cm ²)	G (kN/m)
290	300	8.5	14.0	27	112.50	0.88
$W_{pl,y}$ (cm ³)	A_{vz} (cm ²)	I_z (cm ⁴)	I_w (cm ⁶)	I_t (cm ⁴)	I_y (cm ⁴)	$W_{el,y}$ (cm ³)
1383	37.28	6310	1200000	85.17	18260	1260

Τα δρώντα εντατικά μεγέθη από τα οποία καταπονείται η δυσμενέστερη κύρια δοκός είναι τα εξής:

- Ροπή κάμψης: $M_{ed,y} = 310.47$ kNm
- Τέμνουσα δύναμη: $V_{ed,z} = 249.83$ kN



Εικόνα 4.14: Διάγραμμα ροπών κάμψης κύριας δοκού (kNm).



Εικόνα 4.15: Διάγραμμα τεμνουσών κύριας δοκού (kN).

Η κύρια δοκός δε δέχεται αξονική δύναμη ($N_{ed} = 0$), παρά το γεγονός ότι στην κατασκευή δρουν και οριζόντια φορτία, λόγω του ότι στη σύμμικτη πλάκα έχω διαφραγματική λειτουργία στο επίπεδο του κάθε ορόφου.

Οι έλεγχοι που πρέπει να γίνουν είναι οι εξής:

- σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό
- σε κάμψη
- σε διάτμηση

4.4.1 Κατάταξη κύριας δοκού

Η κύρια δοκός υπόκειται σε εγκάρσια φορτία. Γι' αυτό ελέγχεται σε κάμψη και διάτμηση. Ειδικότερα κατά την κατάταξη της διατομής, ελέγχουμε τον κορμό σε κάμψη και το πέλμα σε θλίψη.

Από τον έλεγχο και σύμφωνα με τους Πίνακας 4.3 και Πίνακας 4.4, προκύπτει η διατομή Κατηγορίας 1. Επομένως θα γίνει πλαστική ανάλυση.

4.4.2 Έλεγχος στη φάση λειτουργίας

4.4.2.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ)

Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

$$\text{Αντοχή διατομής σε κάμψη: } M_{pl,Rd} = \frac{W_{plfy}}{\gamma_{Mo}} = 380.44 \text{ kNm}$$

Αντοχή διατομής σε πλευρικό λυγισμό: $M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 346.67 \text{ kNm}$

Όπου χ_{LT} ο μειωτικός συντελεστής για πλευρικό λυγισμό δίνεται από την σχέση

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0.91 \leq 1$$

Επομένως προκύπτει ότι $M_{b,Rd} = 346.67 \text{ kNm} > M_{Ed,y} = 310.47 \text{ kNm}$ (ικανοποιείται)

Έλεγχος σε κάμψη

Καλύπτεται από τον έλεγχο έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (ευμενέστερος ο έλεγχος σε κάμψη).

Έλεγχος σε διάτμηση

Αντοχή διατομής σε διάτμηση: $V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 591.87 \text{ kN} > V_{Ed,z} = 249.83 \text{ kN}$
(ικανοποιείται)

$V_{Ed,z} / V_{pl,Rd} = 0.42 < 0.50$ συνεπώς δεν απαιτείται απομείωση ροπής λόγω τέμνουσας

4.4.2.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Μέγιστη παραμόρφωση

$$\delta_z = 0.8 \text{ cm} < \delta_{max} = \frac{L}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

Παραμόρφωση λόγω μεταβλητών δράσεων

$$\delta_{z,inst} = 0.5 \text{ cm} < \delta_2 = \frac{L}{300} = 2 \text{ cm}$$

Παρακάτω στην Εικόνα 4.16 παρατίθενται οι έλεγχοι σε ΟΚΑ και ΟΚΛ στην φάση λειτουργίας, με τη βοήθεια του λογισμικού *Robot Structural Analysis*.

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
 ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 59 滄n

ΣΗΜΕΙΟ: 3

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: x = 1.00 L = 5.90 m

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 9 ULS /2/ 1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.35 + 5*1.50 + 6*0.90 + 8*0.90 + 10*1.50

ΥΛΙΚΟ:

S275 (S275) fy = 275.00 MPa



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEA 300

h=29.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=94.85 cm ²	Az=37.28 cm ²	Ax=112.53 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=18263.50 cm ⁴	Iz=6309.56 cm ⁴	Ix=75.30 cm ⁴
tf=1.4 cm	Wply=1383.40 cm ³	Wplz=641.18 cm ³	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

N _{Ed} = 0.00 kN	M _{y,Ed} = -310.47 kN*m	M _{z,Ed} = 0.00 kN*m	V _{y,Ed} = -0.00 kN
N _{c,Rd} = 3094.52 kN	M _{y,Ed,max} = -310.47 kN*m	M _{z,Ed,max} = -0.00 kN*m	V _{y,T,Rd} = 1505.91 kN
N _{b,Rd} = 3094.52 kN	M _{y,c,Rd} = 380.44 kN*m	M _{z,c,Rd} = 176.32 kN*m	V _{z,Ed} = -249.83 kN
	M _{N,y,Rd} = 380.44 kN*m	M _{N,z,Rd} = 176.32 kN*m	V _{z,T,Rd} = 591.87 kN
	M _{b,Rd} = 346.67 kN*m		T _{t,Ed} = -0.00 kN*m
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 2



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

z = 1.00	M _{cr} = 849.93 kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - b	XLT = 0.88
L _{cr,low} = 2.95 m	Lam _{LT} = 0.67	f _{i,LT} = 0.71	XLT _{mod} = 0.91

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:

k_{yy} = 1.00



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

k_{zz} = 1.00

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
 (M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.67 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
 V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
 V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.42 < 1.00 (6.2.6-7)
 Tau_{ty,Ed}/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
 Tau_{tz,Ed}/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.90 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
 N_{Ed}/(X_y*N_{Rk}/gM1) + k_{yy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.90 < 1.00 (6.3.3.(4))
 N_{Ed}/(X_z*N_{Rk}/gM1) + k_{zy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.90 < 1.00 (6.3.3.(4))

ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ



ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):

uz = 0.8 cm < uz_{max} = L/250.00 = 2.4 cm ΕΠΙΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
 ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 13 SLS /4/ 1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 5*1.00 + 10*1.00
 u_{inst,z} = 0.5 cm < u_{inst,max,z} = L/300.00 = 2.0 cm ΕΠΙΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ
 ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 1*5 + 1*10



ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ

ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!

Εικόνα 4.16: Έλεγχοι σε ΟΚΑ και ΟΚΛ – Κύρια δοκός.

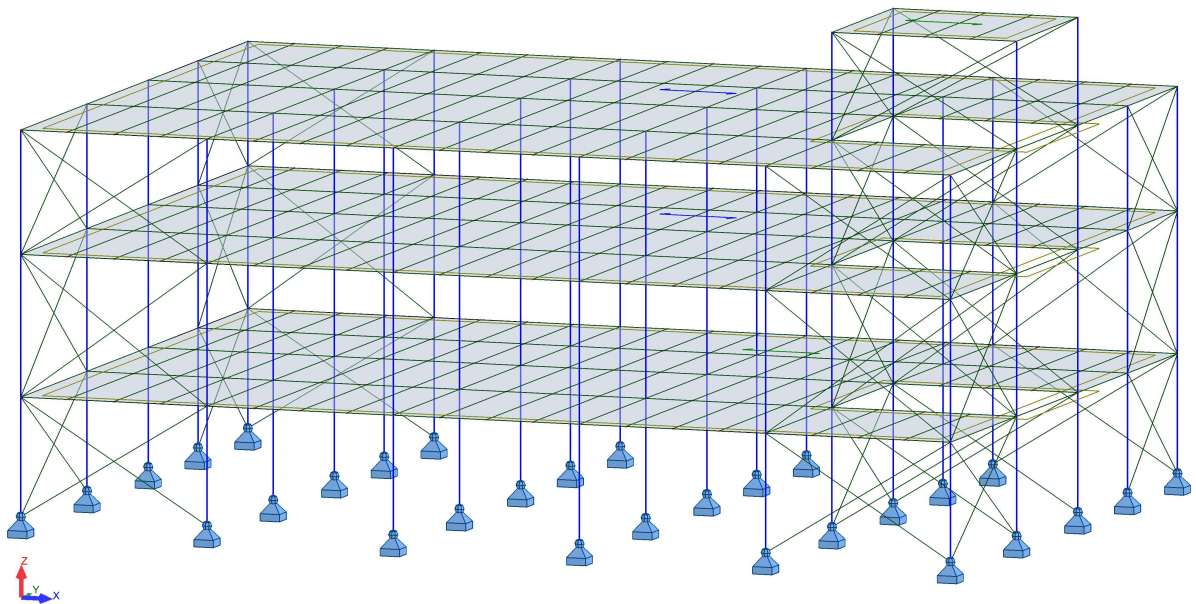
4.5 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων

Τα υποστυλώματα υπόκεινται σε θλίψη και διαξονική κάμψη. Οι κύριες δοκοί, αλλά και ορισμένες δευτερεύουσες δοκοί, μεταβιβάζουν τα γραμμικά τους φορτία στα υποστυλώματα ως συγκεντρωμένα. Με τον τρόπο αυτό τα υποστυλώματα δέχονται από τις κατακόρυφες φορτίσεις σημαντικές θλιπτικές δυνάμεις.

Τα υποστυλώματα επίσης αποτελούν μέρος των φατνωμάτων, μαζί με τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας, τα οποία είναι σχεδιασμένα να παραλαμβάνουν τις οριζόντιες φορτίσεις.

Ωστόσο εξαιτίας του γεγονότος ότι είναι αρθρωμένα στη βάση τους (στο έδαφος), υπάρχει λειτουργία δικτύματος για τα συγκεκριμένα φατνώματα και τις οριζόντιες φορτίσεις καλούνται να παραλάβουν ουσιαστικά μόνοι τους οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Επομένως, οι δρώσες ροπές στα υποστυλώματα είναι πολύ μικρές (ουσιαστικά αμελητέες) και μπορούμε απλουστευτικά να θεωρήσουμε ότι τα υποστυλώματα καταπονούνται μόνο σε λυγισμό.

Λόγω εργοστασιακών προδιαγραφών και για την βελτιστοποίηση του σχεδιασμού, σχεδιάστηκαν ξεχωριστά τα υποστυλώματα ανά όροφο.



Εικόνα 4.17: Υποστυλώματα HEA 340.

Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο έλεγχος για το δυσμενέστερο υποστυλώμα του Β' υπογείου (HEA 340) ύψους $H = 3.60$ m.

Πίνακας 4.10: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά διατομής HEA 340.

h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (cm ²)	$W_{pl,z}$ (cm ³)
330	300	9.5	16.5	133.5	755.9
$W_{pl,y}$ (cm ³)	I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	I_t (cm)	i_z (cm)	i_y (cm)
1850	27690	7436	127.2	7.46	14.4

4.5.1 Κατάταξη υποστυλώματος

Για την κατάταξη της διατομής, ελέγχουμε τον κορμό και το πέλμα σε θλίψη. Από τον έλεγχο και σύμφωνα με τους Πίνακας 4.3 και Πίνακας 4.4, προκύπτει ο κορμός και το πέλμα κατηγορία 1. Επομένως η διατομή είναι Κατηγορίας 1. Επομένως θα γίνει πλαστικός έλεγχος.

4.5.2 Έλεγχος στη φάση λειτουργίας

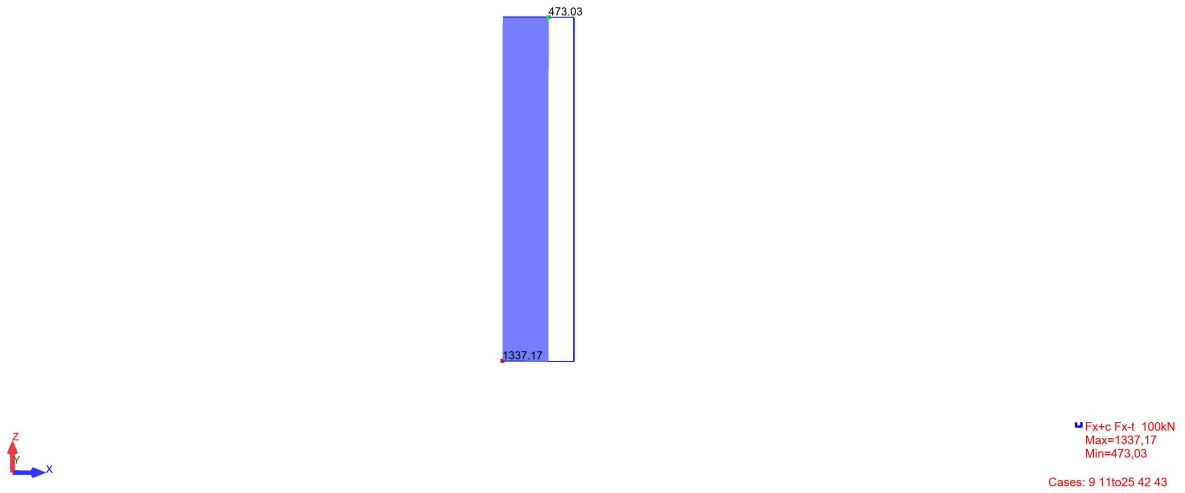
4.5.2.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ)

Το υποστυλόμεμα καταπονείται σε :

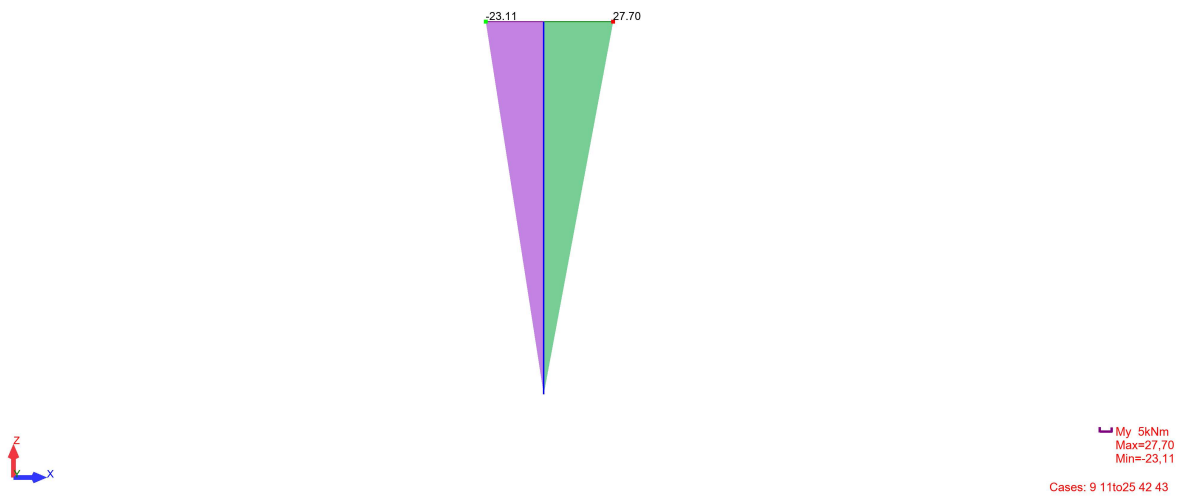
- λυγισμό (το δυσμενέστερο)
- κάμψη (αμελητέα)
- διάτμηση (αμελητέα)

Τα εντατικά μεγέθη του υποστυλώματος είναι :

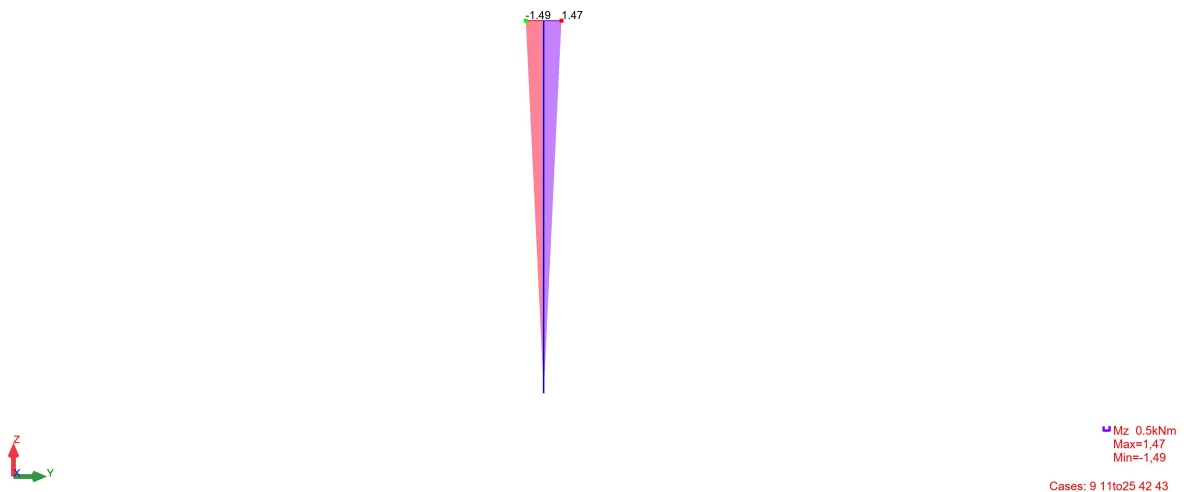
- $N_{Ed} = 1337.17$ kN
- $M_{y,Ed} = 27.07$ kNm
- $M_{z,Ed} = 1.49$ kNm



Εικόνα 4.18: Διάγραμμα εντατικού μεγέθους N_{Ed} (kN), υποστυλώματος ισογείου.



Εικόνα 4.19: Διάγραμμα εντατικού μεγέθους $M_{y,Ed}$ (kNm), υποστυλώματος ισογείου.



Εικόνα 4.20: Διάγραμμα εντατικού μεγέθους $M_{z,Ed}$ (kNm), υποστυλώματος ισογείου.

Λυγισμός περί τον τοπικό άξονα Y

Ύψος υποστυλώματος: $L_z = 3.6$ m

Ισοδύναμο μήκος λυγισμού: $L_{cr,z} = 3.6$ m

Μειωτικός συντελεστής $\chi = 0.97$

Λυγισμός περί τον τοπικό άξονα Z (κρίσιμος έναντι του Y)

Ύψος υποστυλώματος: $L_z = 3.6$ m

Ισοδύναμο μήκος λυγισμού: $L_{cr,z} = 3.6$ m

Μειωτικός συντελεστής $\chi = 0.81$

Επομένως προκύπτει ότι η αντοχή του θλιβόμενου μέλους έναντι λυγισμού ισούται με:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} = 2963.93 \text{ kN} > N_{ed} = 1337.17 \text{ kN}$$

Επομένως η διατομή επαρκεί έναντι λυγισμού.

Παρακάτω στην Εικόνα 4.21 παρατίθεται ο έλεγχος σε ΟΚΑ στην φάση λειτουργίας με τη βοήθεια του λογισμικού *Robot Structural Analysis*.

4.5.2.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Μετατοπίσεις κόμβων κατά Y

$$\delta_y = 0.1 \text{ cm} < \delta_{max} = \frac{L}{150} = 2.4 \text{ m}$$

Παρακάτω στην Εικόνα 4.21 παρατίθεται ο έλεγχος σε ΟΚΑ στην φάση λειτουργίας με τη βοήθεια του λογισμικού *Robot Structural Analysis*.

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 233

ΣΗΜΕΙΟ: 2

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: $x = 0.50 L = 1.80 \text{ m}$

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 9 ULS /2/ 1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.35 + 5*1.50 + 6*0.90 + 8*0.90 + 10*1.50

ΥΛΙΚΟ:

S275 (S275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΗΕΑ 340

$h=33.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0 \text{ cm}$	$A_y=110.39 \text{ cm}^2$	$A_z=44.95 \text{ cm}^2$	$A_x=133.47 \text{ cm}^2$
$t_w=0.9 \text{ cm}$	$I_y=27693.10 \text{ cm}^4$	$I_z=7436.00 \text{ cm}^4$	$I_x=123.00 \text{ cm}^4$
$t_f=1.7 \text{ cm}$	$W_{ply}=1850.62 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=755.96 \text{ cm}^3$	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{Ed}=1334.67 \text{ kN}$	$M_{y,Ed}=4.04 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed}=0.05 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed}=-0.03 \text{ kN}$
$N_{c,Rd}=3670.51 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max}=8.08 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed,max}=0.11 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{y,c,Rd}=1752.64 \text{ kN}$
$N_{b,Rd}=2963.93 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd}=508.92 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd}=207.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed}=2.24 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd}=371.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{N,z,Rd}=203.70 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,c,Rd}=713.69 \text{ kN}$
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:

$L_y=3.60 \text{ m}$	$Lam_y=0.29$
$L_{cr,y}=3.60 \text{ m}$	$X_y=0.97$
$Lam_y=24.99$	$kzy=0.40$



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

$L_z=3.60 \text{ m}$	$Lam_z=0.56$
$L_{cr,z}=3.60 \text{ m}$	$X_z=0.81$
$Lam_z=48.23$	$kzz=0.68$

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.36 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$
$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$
$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$
$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$\Lambda_{y,cr} = 24.99 < \Lambda_{y,max} = 210.00$ $\Lambda_{z,cr} = 48.23 < \Lambda_{z,max} = 210.00$ ΣΤΑΘΕΡΟ

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.39 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.46 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ



ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): ΔΕΝ ΑΝΑΛΙΘΗΚΕ



ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):

$$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 2.4 \text{ cm}$$

ΕΠΙΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 13 SLS /1/ 1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 5*1.00 + 6*0.60 + 7*0.60 + 10*1.00

$$v_y = 0.1 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 2.4 \text{ cm}$$

ΕΠΙΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 13 SLS /5/ 1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 5*0.70 + 6*1.00 + 7*1.00 + 10*0.70

ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!

Εικόνα 4.21: Έλεγχοι σε ΟΚΑ και ΟΚΛ – Υποστόλωμα.

4.6 Ικανοτικοί έλεγχοι

4.6.1 Έλεγχος διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας

Σε δικτυωτούς συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα, η ανάληψη των οριζόντιων δράσεων γίνεται κυρίως από ράβδους καταπονούμενες σε αξονική δύναμη. Στο υπό μελέτη κτίριο, οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι καλούνται να παραλάβουν τις οριζόντιες δράσεις, από τις οποίες οι δυσμενέστερες είναι οι σεισμικές και με βάση αυτές διαστασιολογούνται. Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι που βρίσκονται υπό θλίψη αγνοούνται κατά την ανάλυση, υπέρ της ασφαλείας. Για να εξασφαλιστεί ότι οι διαγώνιοι θα συμπεριφερθούν κατά τον επιθυμητό τρόπο, πρέπει η ανηγμένη λυγηρότητα να είναι:

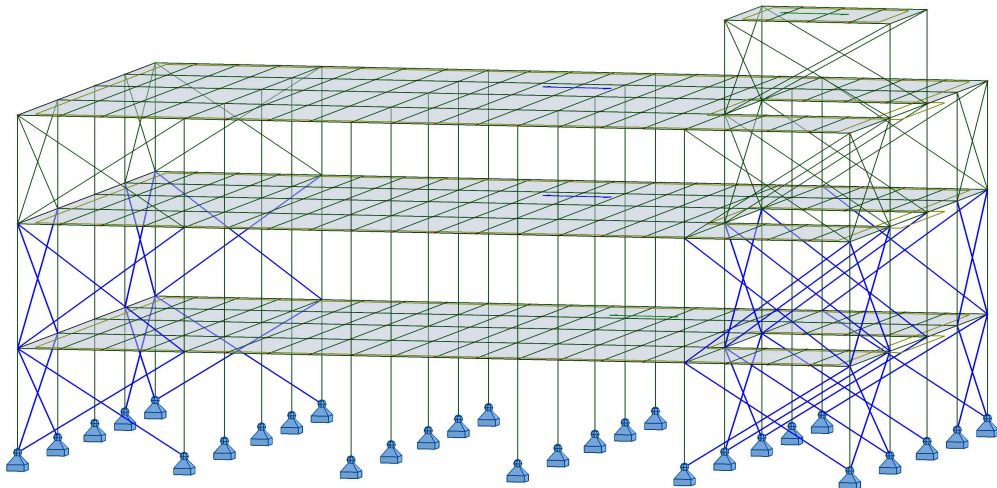
$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \leq 1.5 \quad (4.22)$$

όπου A το εμβαδόν διατομής, f_y το όριο διαρροής, N_{cr} το ιδεατό κρίσιμο φορτίο Euler διαγωνίου, L_{cr} το ισοδύναμο μήκος λυγισμού, i η ακτίνα αδράνειας περί τον αντίστοιχο άξονα, λ_1 η οριακή (χαρακτηριστική) λυγηρότητα κατά Euler. Για χάλυβα S235 ισχύει $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9$.

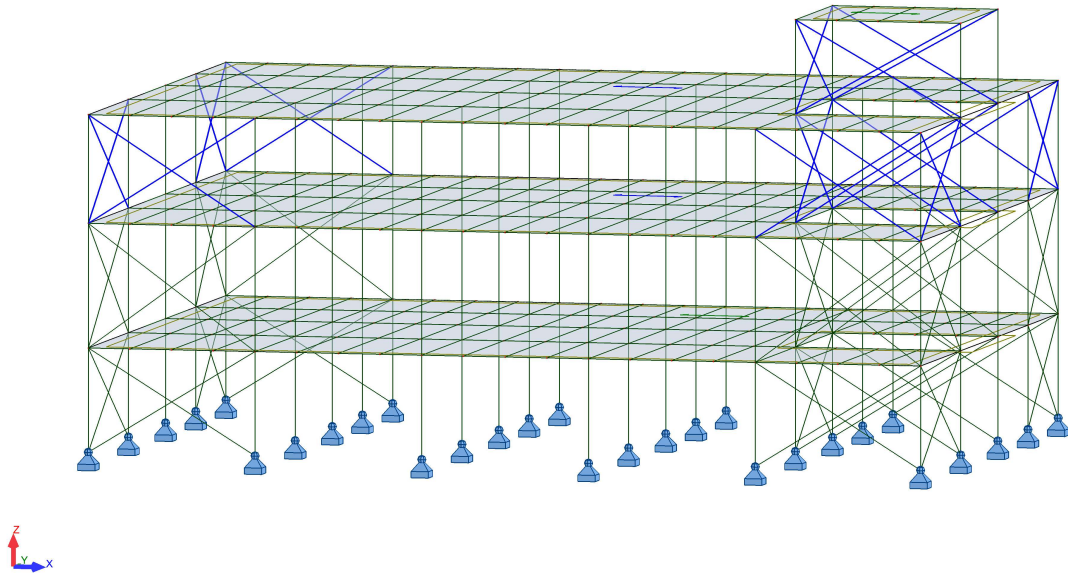
Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι συνδέονται στο μέσο τους, με αποτέλεσμα το μήκος λυγισμού τους να είναι ίσο με το 50% του πραγματικού μήκους, τόσο εντός όσο και εκτός επιπέδου:

$$L_{cr} = 0.5L_{\delta\iota\alpha\gamma}$$

Επιλέγεται κοίλη τετραγωνική διατομή TCAR.



Εικόνα 4.22: Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατομής TCAR 120x6.3.



Εικόνα 4.23: Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατομής TCAR 90x5.

4.6.1.1 Έλεγχος ανηγμένης λυγηρότητας

Παρακάτω ακολουθεί ο υπολογισμός της ανηγμένης λυγηρότητας για κάθε μέλος. Σε όλους τους υπολογισμούς κρίσιμος είναι ο ασθενής άξονας των διατομών.

- Διαγώνιος Β' υπογείου (TCAR 120x6.3) με $i = 4.6 \text{ cm}$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr} 1}{i \lambda_1} = \frac{348 1}{4.6 93.9} = 0.81 \leq 1.5$$
- Διαγώνιος Α' υπογείου (TCAR 120x6.3) με $i = 4.6 \text{ cm}$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr} 1}{i \lambda_1} = \frac{367 1}{4.6 93.9} = 0.85 \leq 1.5$$
- Διαγώνιος Ισογείου (TCAR 90x5) με $i = 3.43 \text{ cm}$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr} 1}{i \lambda_1} = \frac{352 1}{3.43 93.9} = 1.10 \leq 1.5$$
- Διαγώνιος Απόληξης κλιμακοστασίου (TCAR 90x5) με $i = 3.43 \text{ cm}$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr} 1}{i \lambda_1} = \frac{319 1}{3.43 93.9} = 1 \leq 1.5$$

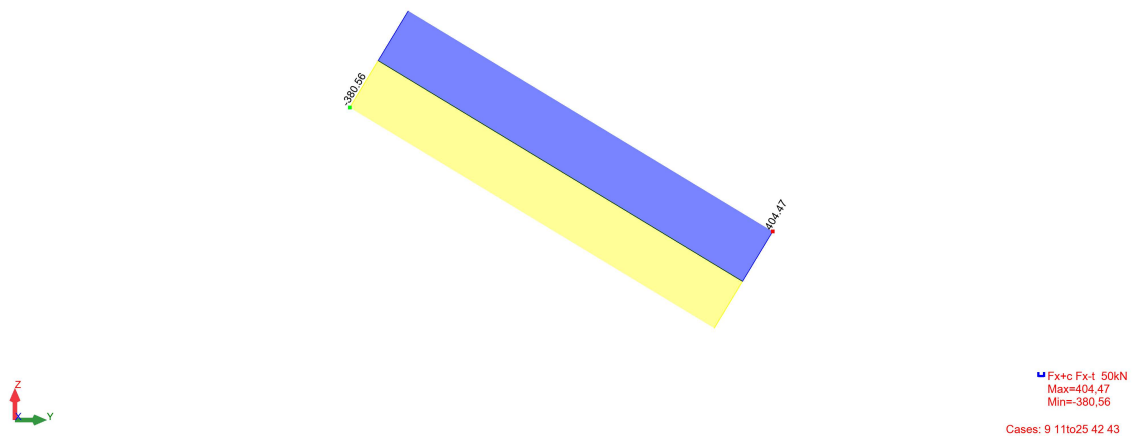
4.6.1.2 Έλεγχος σε εφελκυσμό

Οι διαγώνιοι ελέγχονται σε εφελκυσμό, ο οποίος προκύπτει μόνο από τα σεισμικά φορτία, αφού τα κατακόρυφα φορτία δεν προκαλούν αξονικές δυνάμεις στις διαγωνίους.

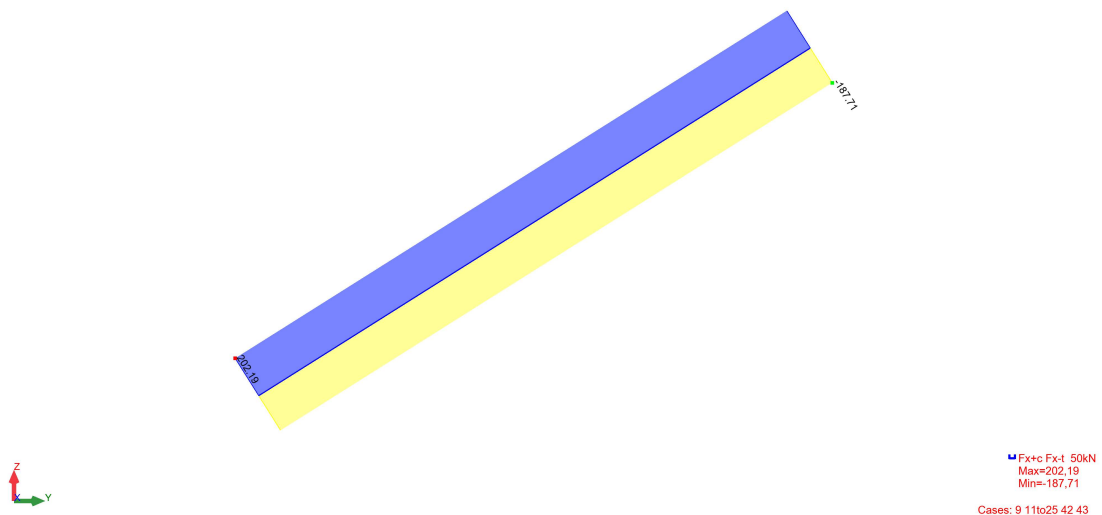
Η πλαστική αντοχή σχεδιασμού δίνεται από την σχέση:

$$N_{pl,Rd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.23)$$

- Μέγιστη εφελκυστική δύναμη από σεισμικούς συνδυασμούς για διατομή TCAR 120x6.3:
 $N_s = 404.47 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 669.75 \text{ kN}$
- Μέγιστη εφελκυστική δύναμη από σεισμικούς συνδυασμούς για διατομή TCAR 90x5:
 $N_s = 202.19 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 396.68 \text{ kN}$



Εικόνα 4.24: Αξονική δύναμη δυσμενέστερου συνδέσμου δυσκαμψίας διατομής TCAR 120x6.3.



Εικόνα 4.25: Αξονική δύναμη δυσμενέστερου συνδέσμου δυσκαμψίας διατομής TCAR 90x5.

4.6.1.3 Υπολογισμός υπεραντοχής

Καθ' υπέρβαση του ΕΑΚ 2000 [17], προσεγγίζοντας τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 [16], υπολογίζουμε ανά όροφο τις υπεραντοχές Ω_i για τους συνδέσμους δυσκαμψίας. Για κάθε όροφο λαμβάνεται ως $\Omega = \min \Omega_i$, όπου $\Omega_i = \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}}$.

- Β' υπόγειο (TCAR 120x6.3)
$$\Omega = \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}} = \frac{669.75}{404.47} = 1.66$$
- Α' υπόγειο (TCAR 120x6.3)
$$\Omega = \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}} = \frac{669.75}{356.95} = 1.88$$
- Ισόγειο (TCAR 90x5)
$$\Omega = \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}} = \frac{396.68}{202.19} = 1.96$$
- Απόληξη κλιμακοστασίου (TCAR 90x5)
$$\Omega = \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}} = \frac{396.68}{16.92} = 23.44$$

Στον τελευταίο όροφο η αξονική δύναμη είναι υποδεέστερη σε σχέση με τους κατώτερους ορόφους, επομένως δεν θα ληφθεί υπόψη για τον υπολογισμό του Ω .

Για να εξασφαλιστεί ομοιόμορφη πλαστιμότητα καθ' ύψος του πλαισίου πρέπει η μέγιστη τιμή της υπεραντοχής να μην ξεπερνάει την ελάχιστη τιμή της υπεραντοχής κατά περισσότερο από 25%:

$$\frac{\Omega_{max} - \Omega_{min}}{\Omega_{min}} = \frac{1.96 - 1.66}{1.66} = 0.18 < 0.25 \text{ (ικανοποιείται)}$$

4.6.2 Έλεγχος υποστυλωμάτων

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000, τα υποστυλώματα ελέγχονται σε λυγισμό υπό την επίδραση του δυσμενέστερου σεισμικού συνδυασμού, αλλά με τα μεγέθη σεισμικής έντασης πολλαπλασιασμένα επί τον συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης, ο οποίος δίνεται από την σχέση:

$$\alpha_{cd} = \frac{1.20N_{pdi} - N_{vdi}}{N_{Edi}} < q \quad (4.24)$$

όπου, N_{pdi} η υπολογιστική αντοχή εφελκόμενης διαγωνίου, N_{vdi} η εφελκυστική δύναμη της ίδιας διαγωνίου υπό την επίδραση των μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού ($N_{vdi} = 0$), N_{Edi} η εφελκυστική δύναμη της διαγωνίου μόνον υπό τη σεισμική δράση του συνδυασμού.

Το δυσμενέστερο υποστυλώμα βάσει του οποίου διαστασιολογήθηκε όλη η ομάδα των υποστυλωμάτων βρίσκεται στο ίδιο φάτνωμα μαζί με συνδέσμους δυσκαμψίας κατά Y.

Ο συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης για το δυσμενέστερο υποστυλώμα, σύμφωνα με την Εξ. (4.24), ισούται με: $\alpha_{cd} = \frac{1.20 \times 669.75}{404.75} = 1.98 > q = 1.5$. Συνεπώς λαμβάνεται $\alpha_{cd} = 1.5$.

Η μέγιστη δρώσα αξονική θλιπτική δύναμη υποστυλώματος υπό την επίδραση σεισμικού συνδυασμού ορίζεται: $G + 0.3Q + (X + 0.3Y + 0.3Z)$.

Επομένως, θα γίνει ο έλεγχος λυγισμού του υποστυλώματος για τη θλιπτική δύναμη υπό τη φόρτιση: $G + 0.3Q + 1.5(X + 0.3Y + 0.3Z)$.

Για την παραπάνω φόρτιση προκύπτει δρώσα θλιπτική δύναμη υποστυλώματος:

$$N'_{Ed} = 807.42 \text{ kN.}$$

- Λυγισμός περί τοπικό άξονα Y:

$$l_{cr} = 3.60 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_{av} = 0.29 < 1.5$$

$$\chi_y = 0.97$$

- Λυγισμός περί τοπικό άξονα Z:

$$l_{cr} = 3.60 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_{av} = 0.56 < 1.5$$

$$\chi_y = 0.81$$

Βάσει των παραπάνω, κρίσιμος είναι ο λυγισμός περί τον z-z, άρα προκύπτει:

$$N_{b,Rd} = \chi_z N_{pl,Rd} = 0.81 \times 3670.51 = 2963 > N'_{Ed} \quad (\text{ικανοποιείται})$$

4.6.3 Έλεγχος δοκών

Οι δοκοί δεν επιβαρύνονται από τους σεισμικούς συνδυασμούς, λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας. Συγκεκριμένα, ενώ οι δοκοί αποτελούν την οριζόντια συνιστώσα της δύναμης των ράβδων δικτύωσης, η δύναμη αυτή μεταφέρεται και τελικώς παραλαμβάνεται από τη πλάκα - διάφραγμα του ορόφου μέσω της διατημητικής σύνδεσης δοκών-πλάκας. Άρα δεν απαιτείται ικανοτικός σχεδιασμός τους ($N_{Ed} = 0$).

4.6.4 Έλεγχος απόληξης κλιμακοστασίου

Για την διαστασιολόγηση των μελών της απόληξης του κλιμακοστασίου στο δώμα, ισχύουν τα εξής:

- Έχει σχεδιαστεί σύμμικτη πλάκα στην οροφή του, επομένως υπάρχει διαφραγματική λειτουργία και άρα οι δοκοί είναι πλευρικά εξασφαλισμένες.
- Τα υποστυλώματα αποτελούν συνέχεια των κατώτερων (HEA 340) και θεωρούμε ότι συνεχίζουν και στην απόληξη του κλιμακοστασίου.
- Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας αναλύθηκαν στην Ενότητα 4.6.1.

5 Συνδέσεις

Μία μεταλλική κατασκευή αποτελείται από επιμέρους προκατασκευασμένα μέλη, τα οποία μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους, ώστε να συνθέσουν το συνολικό φορέα. Ομοίως, κάθε προκατασκευασμένο μέλος αποτελείται από επιμέρους τμήματα, τα οποία συνδέονται μεταξύ τους. Σε αυτό το πλαίσιο, σκοπός των συνδέσεων είναι:

- η διαμόρφωση των μελών και των προκατασκευασμένων τμημάτων
- η αποκατάσταση της συνέχειας των μελών και των επιμέρους τμημάτων

Η σύνδεση ορίζεται ως το σύνολο των φυσικών επιμέρους τμημάτων που συνδέουν μηχανικά τα συνδεόμενα μέρη. Ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη που παραλαμβάνουν, οι συνδέσεις διακρίνονται σε:

- **Απλές συνδέσεις:** οι συνδέσεις που παραλαμβάνουν και μεταφέρουν μόνο δυνάμεις (αξονικές και τέμνουσες), επιτρέποντας τις στροφές που προκύπτουν λόγω των δράσεων σχεδιασμού, χωρίς να αναπτύσσουν σημαντικές ροπές (π.χ. συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων, οι οποίες μεταφέρουν την τέμνουσα της δοκού στο υποστύλωμα, ή αρθρωτές συνδέσεις δικτυωμάτων, οι οποίες μεταφέρουν στους κόμβους τις αξονικές δυνάμεις των ράβδων του δικτυώματος).
- **Συνδέσεις ροπής:** οι συνδέσεις που παραλαμβάνουν δυνάμεις και ροπές (π.χ. οι αποκαταστάσεις συνέχειας των διατομών των μελών, οι πλαισιακές συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων, ή οι πακτώσεις των υποστυλωμάτων στη βάση τους).

Ανάλογα με τον τρόπο σύνδεσης, οι συνδέσεις κατατάσσονται σε:

- συνδέσεις με μηχανικά μέσα (κοχλίες, ήλους, πείρους, κλπ.)
- συγκολλητές συνδέσεις

Παρακάτω παρουσιάζονται οι εξής συνδέσεις:

- Έδραση υποστυλωμάτων. Χρησιμοποιήθηκαν κοχλίες M20, 8.8.
- Σύνδεση υποστυλώματος με διαδοκίδα. Χρησιμοποιήθηκαν κοχλίες M22, 8.8.
- Σύνδεση υποστυλώματος με κύρια δοκό. Χρησιμοποιήθηκαν κοχλίες M27, 8.8.
- Σύνδεση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας με υποστύλωμα: Χρησιμοποιήθηκαν κοχλίες M22 8.8 και M20 8.8.

Οι έλεγχοι οι οποίοι έγιναν είναι οι εξής:

- i. Αντοχή κορμού κοχλία σε διάτμηση:

$$F_{v,Rd} = \frac{m n \alpha_v f_{ub} A_v}{\gamma_{M2}} \quad (5.1)$$

όπου $\alpha_v = 0.6$ για κοχλίες ποιότητας 4.6, 5.6 και 8.8, n τα επίπεδα διάτμησης, m το πλήθος των κοχλιών, A_v περιοχή τομής κοχλιών, f_{ub} η εφελκυστική αντοχή του κοχλία, $\gamma_{M2} = 1.25$ ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας.

- ii. Αντοχή κοχλία σε εφελκυσμό:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \quad (5.2)$$

όπου $k_2 = 0.9$, f_{ub} η εφελκυστική αντοχή του κοχλίου, $\gamma_{M2} = 1.25$ ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας, A_s η ενεργός διατομή του κοχλίου.

iii. Αντοχή άντυνας οπής σε σύνθλιψη:

$$F_{b,Rd} = \frac{m k_1 a_b f_u d t}{\gamma_{M2}} \quad (5.3)$$

όπου d η διάμετρος κοχλίου, m το πλήθος των κοχλιών, t το πάχος του ελάσματος, f_u η αντοχή χάλυβα, $\gamma_{M2} = 1.25$ ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας, k_1 συντελεστής που δίνεται από την σχέση $k_1 = \min \left\{ \frac{2.8e_2}{d_0} - 1.7; \frac{1.4p_2}{d_0} - 1.7; 2.5 \right\}$, a_b συντελεστής που δίνεται από την σχέση $a_b = \min \left\{ 1; \frac{f_{ub}}{f_u}; \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 1/4 \right\}$.

iv. Έλεγχος πλαστιμότητας:

$$F_{b,Rd} \leq F_{v,Rd} \quad (5.4)$$

v. Αντοχή σχεδιασμού της συγκόλλησης σε διάτμηση:

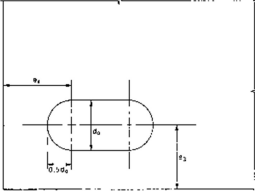
$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (5.5)$$

όπου β_w ο συντελεστής συσχέτισης εξωραφών, f_u η αντοχή χάλυβα, $\gamma_{M2} = 1.25$ ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας.

vi. Έλεγχος αποστάσεων:

Οι έλεγχοι των αποστάσεων φαίνονται στους Πίνακας 5.1 και Πίνακας 5.2, σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1193 – 1 – 8.

Πίνακας 5.1: Μέγιστες και ελάχιστες αποστάσεις μεταξύ κοχλιών και ήλων και από τα άκρα.

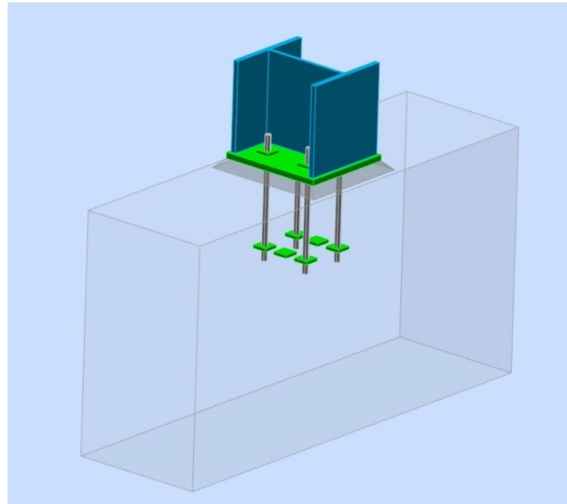
	Ελάχιστη	Μέγιστη		
		Κατασκευές από χάλυβες που συμφωνούν με το EN 10025 εκτός εκείνων που συμφωνούν με το EN 10025-5		Κατασκευές από χάλυβες που συμφωνούν με το EN 10025-5
		Χάλυβας εκτεθειμένος σε καιρικές συνθήκες ή άλλα διαβρωτικά περιβάλλοντα	Χάλυβας μη εκτεθειμένος	Χάλυβας χωρίς προστασία
Απόσταση από άκρο e_1	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$		Η μεγαλύτερη από $8t$ ή 125 mm
Απόσταση από άκρο e_2	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$		Η μεγαλύτερη από $8t$ ή 125 mm
Απόσταση e_3 σε επιμήκεις οπές	$1,5d_0$ ⁴⁾			
Απόσταση e_4 σε επιμήκεις οπές	$1,5d_0$ ⁴⁾			
Βήμα p_1	$2,2d_0$	Η μικρότερη από $14t$ ή 200 mm	Η μικρότερη από $14t$ ή 200 mm	Η μικρότερη από $14t_{\min}$ ή 175 mm
Βήμα $p_{1,0}$		Η μικρότερη από $14t$ ή 200 mm		
Βήμα $p_{1,i}$		Η μικρότερη από $28t$ ή 400 mm		
Βήμα p_2 ⁵⁾	$2,4d_0$	Η μικρότερη από $14t$ ή 200 mm	Η μικρότερη από $14t$ ή 200 mm	Η μικρότερη από $14t_{\min}$ ή 175 mm

Πίνακας 5.2: Σύμβολα για τις αποστάσεις από τα άκρα και τις αποστάσεις μεταξύ των μέσων σύνδεσης.

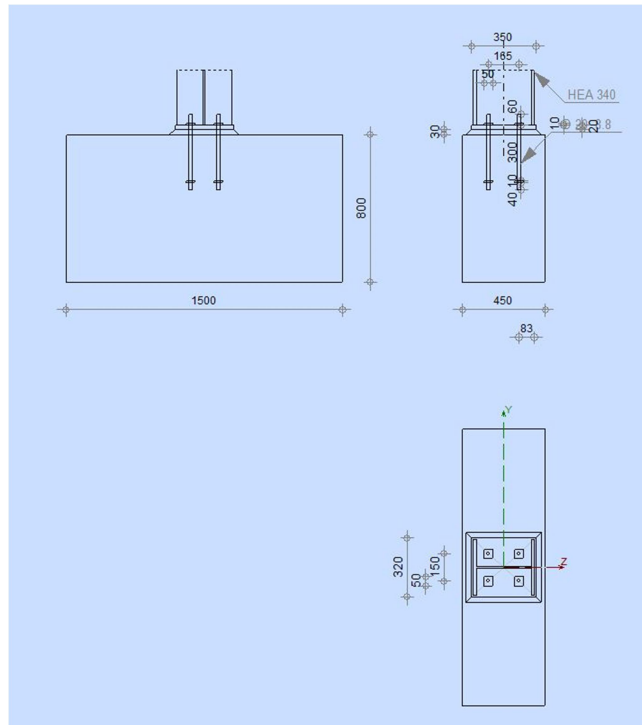
<i>Μέσα σύνδεσης σε λοξή διάταξη</i>			
α) Σύμβολα για τις αποστάσεις των μέσων σύνδεσης	β) Σύμβολα για τις αποστάσεις σε λοξή διάταξη		
$p_1 \leq 14 t$ και ≤ 200 mm	$p_2 \leq 14 t$ και ≤ 200 mm	$p_{1,0} \leq 14 t$ και ≤ 200 mm	$p_{1,i} \leq 28 t$ και ≤ 400 mm
		<i>1 εξωτερική γραμμή</i>	<i>2 εσωτερική γραμμή</i>
γ) Αποστάσεις σε λοξή διάταξη – θλίψη	δ) Αποστάσεις σε εφελκόμενα στοιχεία		
ε) Αποστάσεις από τα άκρα για επιμήκεις οπές			

5.1 Έδραση

Στις Εικόνα 5.1 και Εικόνα 5.2 απεικονίζεται η έδραση του υποστυλώματος στο έδαφος και στον Πίνακα Α.1 παρουσιάζονται οι έλεγχοι αντοχής σε κάμψη, διάτμηση καθώς και η αντοχή των συγκολλήσεων για την συγκεκριμένη σύνδεση, μέσω του λογισμικού *Robot Structural Analysis*.



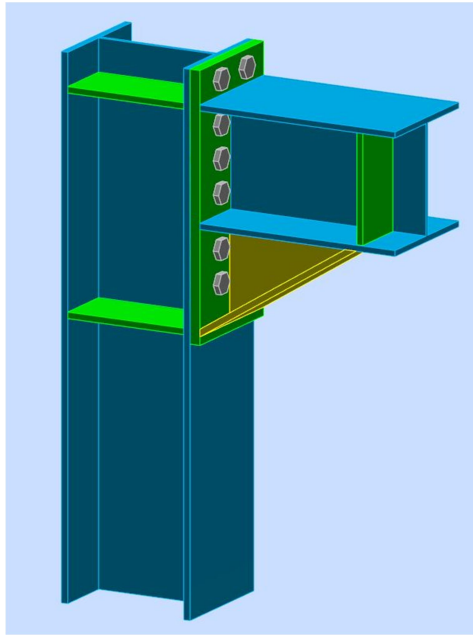
Εικόνα 5.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση έδρασης υποστυλώματος.



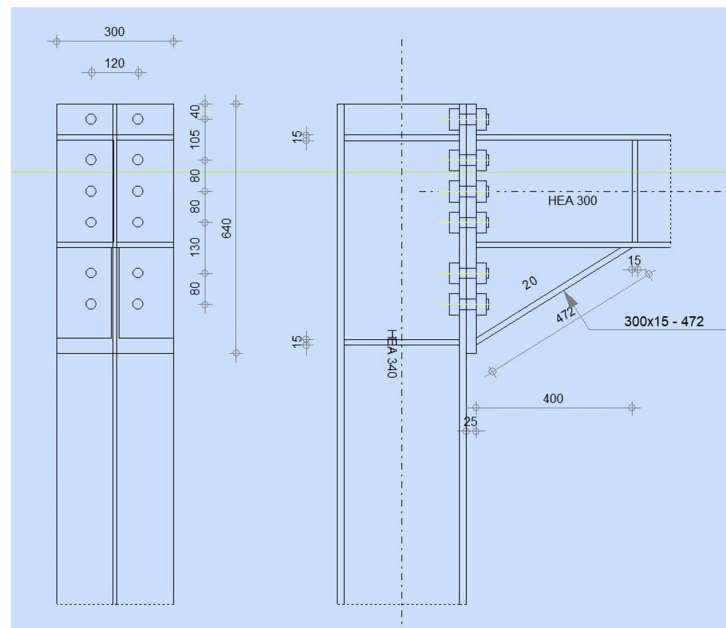
Εικόνα 5.2: Όψεις έδρασης υποστυλώματος.

5.2 Σύνδεση κύριας δοκού – υποστυλώματος

Στις Εικόνα 5.3 και Εικόνα 5.4 απεικονίζεται η σύνδεση του υποστυλώματος με την κύρια δοκό και στον Πίνακα A.2 παρουσιάζονται οι έλεγχοι αντοχής σε κάμψη, διάτμηση καθώς και η αντοχή των συγκολλήσεων για την συγκεκριμένη σύνδεση, μέσω του λογισμικού *Robot Structural Analysis*.



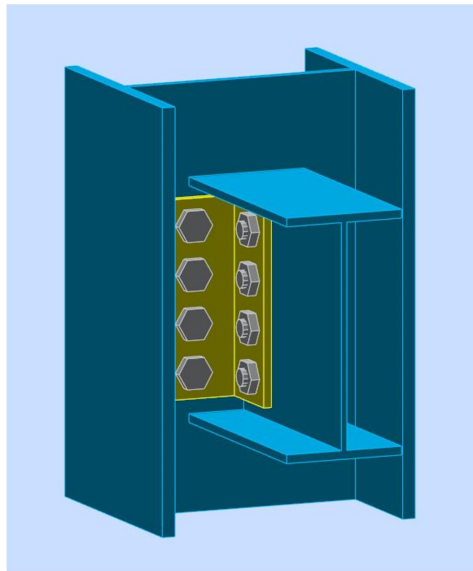
Εικόνα 5.3: Όψεις σύνδεσης υποστυλώματος με κύρια δοκό.



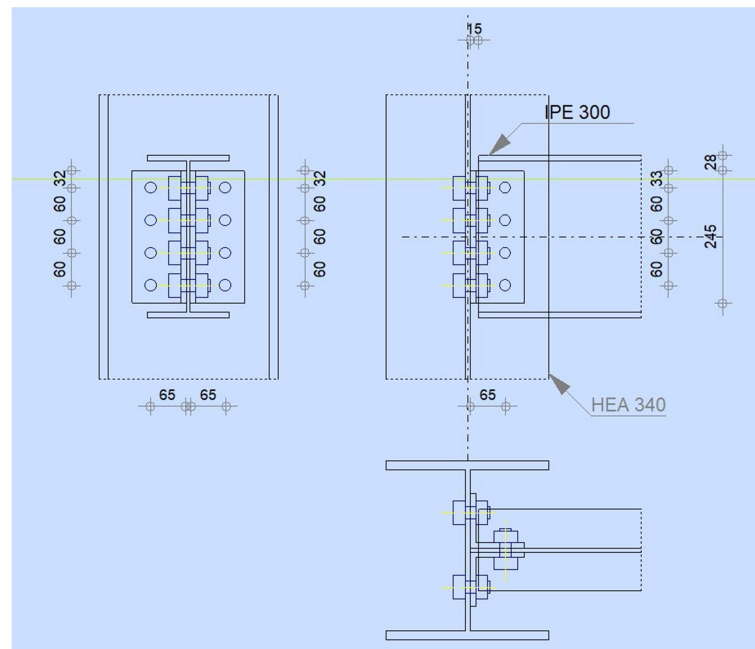
Εικόνα 5.4: Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης υποστυλώματος με κύρια δοκό.

5.3 Σύνδεση διαδοκίδας - υποστυλώματος

Στις Εικόνα 5.5 και Εικόνα 5.6 απεικονίζεται η σύνδεση του υποστυλώματος με την κύρια δοκό και στον Πίνακα A.3 παρουσιάζονται οι έλεγχοι αντοχής σε κάμψη, διάτμηση καθώς και η αντοχή των συγκολλήσεων για την συγκεκριμένη σύνδεση, μέσω του λογισμικού *Robot Structural Analysis*.



Εικόνα 5.5: Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης υποστυλώματος με διαδοκίδα.



Εικόνα 5.6: Όψεις σύνδεσης υποστυλώματος με διαδοκίδα.

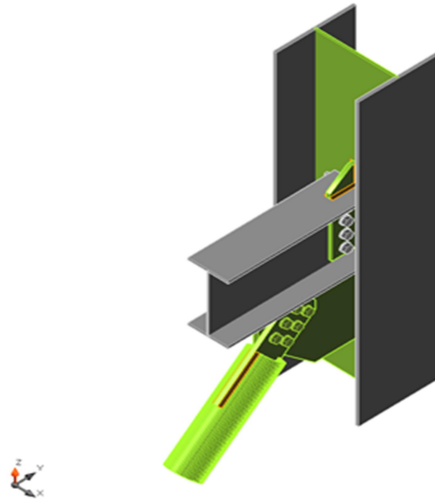
5.4 Σύνδεση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας - υποστύλωματος

Η σύνδεση της διαγωνίου με το υποστύλωμα σχεδιάζεται ως κοχλιωτή. Ένα έλασμα θα συγκολληθεί με εξωραφές στο υποστύλωμα και στην διαδοκίδα. Σε αυτό το έλασμα συνδέονται κοχλιωτά τα ελάσματα της διαγωνίου κοίλης τετραγωνικής διατομής.

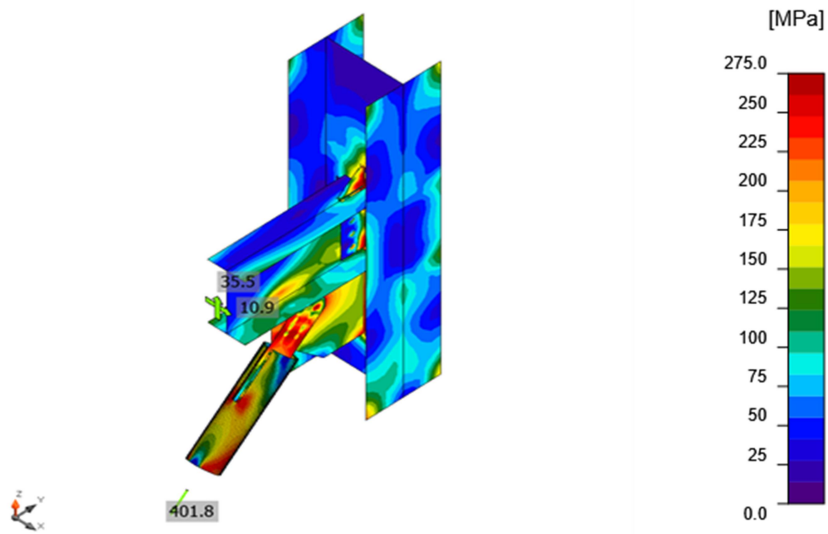
Ο κατακόρυφος σύνδεσμος δυσκαμψίας είναι μέλος από το οποίο απαιτείται η απορρόφηση σεισμικής ενέργειας, γι' αυτό το λόγο επιθυμείται η διαρροή να γίνεται στην βασική διατομή της διαγωνίου και όχι στο έλασμα σύνδεσης, όπως αναφέρετε στις διατάξεις του EN 1998.

Στις Εικόνα 5.7 και Εικόνα 5.8 απεικονίζεται η σύνδεση του κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας με το υποστύλωμα και την διαδοκίδα, καθώς και η κατανομή του φορτίου.

Ο σχεδιασμός και ο έλεγχος της σύνδεσης πραγματοποιήθηκε με την βοήθεια του λογισμικού *IDEA StatiCa* [25]. Οι έλεγχοι συγκόλλησης των ελασμάτων και των κοχλιώσεων φαίνονται στον Πίνακα Α.4.



Εικόνα 5.7: Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας με υποστύλωμα και διαδοκίδα.



Εικόνα 5.8: Απεικόνιση κατανομής φορτίων σύνδεσης κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας με υποστώμα και διαδοκίδα.

6 Συμπεράσματα

Η παρούσα διπλωματική εργασία αποσκοπεί στον αντισεισμικό σχεδιασμό ενός μεταλλικού κτιρίου εργαστηρίων και γραφείων με συνδέσμους δυσκαμψίας. Ο σχεδιασμός του κτιρίου γίνεται με βάση την επάρκειά του σε καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Από τη μελέτη προέκυψε ότι η κατασκευή είναι ικανή να παραλάβει τις καταπονήσεις από τα προβλεπόμενα φορτία σχεδιασμού, αφού τα αποτελέσματα όλων των ελέγχων που πραγματοποιήθηκαν βρέθηκαν εντός των προβλεπομένων από τους κανονισμούς ορίων.

Τελικά, τα συμπεράσματα στα οποία καταλήγουμε μετά από την επίλυση των προβλημάτων και την ολοκλήρωση της μελέτης της κατασκευής είναι τα εξής:

- Η μεγάλη ολκιμότητα του χάλυβα έχει σαν αποτέλεσμα την πολύ καλή απόκριση σε συνθήκες σεισμού.
- Η χρήση μεταλλότυπου για τις πλάκες σκυροδέματος οδηγεί σε πιο βέλτιστες λύσεις καθώς το μικρό βάρος της πλάκας σκυροδέματος δεν απαιτεί μεγάλη ποσότητα οπλισμού.
- Τα μεταλλικά κτίρια είναι πιο ευέλικτες κατασκευές, τόσο όσον αφορά τη σχεδίαση όσο και την αντιμετώπιση των φορτίων, από αντίστοιχα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος. Αυτό συμβαίνει λόγω του μικρού ιδίου βάρους των στοιχείων των κτιρίων και της ανθεκτικότητας του χάλυβα ως δομικού υλικού.
- Τα μεταλλικά κτίρια μπορούν να κατασκευάζονται σε μια αρκετά σύντομη χρονική περίοδο λόγω της τυποποίησης των διατομών και του υψηλού ποσοστού προκατασκευής των μελών τους και ο εντοπισμός και η αποκατάσταση των βλαβών επιτυγχάνεται σχετικά πιο εύκολα σε σχέση με τις υπόλοιπες συμβατικές κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα.
- Η διαφραγματική λειτουργία της πλάκας αποτρέπει την αξονική καταπόνηση των οριζόντιων δοκών. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα οι δοκοί να καταπονούνται μόνο από κατακόρυφα φορτία.
- Απαιτήση αύξησης των ανοιγμάτων που παρέχει μεγαλύτερη ελευθερία στη διαμόρφωση των χώρων και επιτρέπει τροποποιήσεις σε μελλοντικές αλλαγές χρήσης.
- Χρήση τυποποιημένων συστημάτων για προσόψεις, διαχωριστικούς τοίχους, κλίμακες κλπ., εύκολα συνδεόμενων με το χαλύβδινο σκελετό.
- Η μείωση των τιμών των προϊόντων χάλυβα μέσω αύξησης της παραγωγικότητας, η οποία επιτεύχθηκε με τη χρήση αυτόματων μεθόδων κοπής, διάτρησης και συγκόλλησης.
- Η μείωση των τιμών της πυροπροστασίας μέσω χρήσης νέων, ελαφρύτερων υλικών προστασίας επί του ακατέργαστου χάλυβα.

Συμπερασματικά, τα χαλύβδινα οικοδομικά έργα θεωρούνται σήμερα σύγχρονες, γρήγορες και οικονομικές κατασκευές. Η παρούσα εργασία μελετά ένα κτίριο το οποίο περιλαμβάνει τόσο χώρους εργαστηρίων όσο και γραφείων, και κατά συνέπεια είναι αντιπροσωπευτικό ως προς τις ανάγκες που καλείται να καλύψει ένα κτίριο εντός της Πολυτεχνειούπολης. Από αυτή τη σκοπιά, η παρούσα εργασία θα μπορούσε να αξιοποιηθεί σε μελλοντικές μελέτες τέτοιου είδους κτιρίων με φέροντα οργανισμό από χάλυβα.

7 Βιβλιογραφία



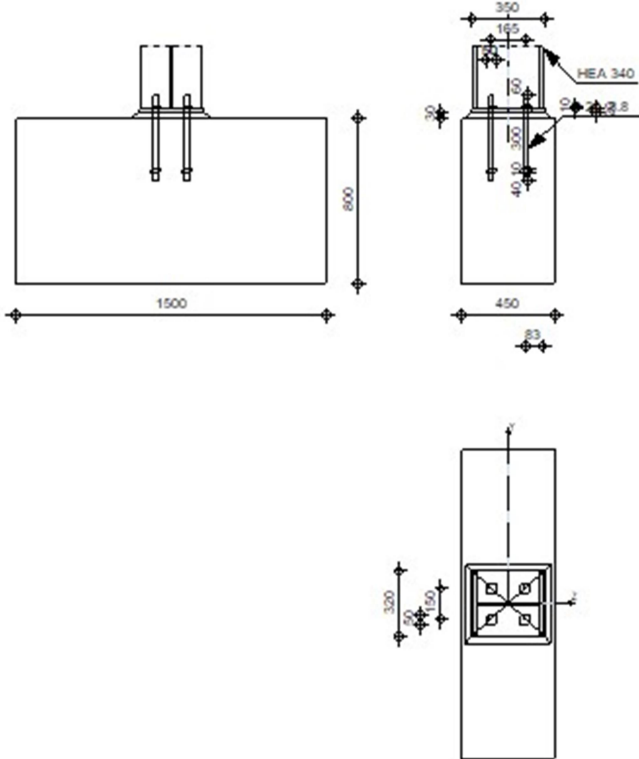
1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2013): «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005): «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων». Εκδόσεις Κλειδάριθμος
3. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ.,(2013): «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών». Εκδόσεις Κλειδάριθμος
4. Βάγιας Ι. (2003):«Σιδηρές κατασκευές Ανάλυση και διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος
5. Ερμόπουλος Ι.(2005): «Ευρωκώδικας 1-Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών: Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος
6. Βάγιας Ι. (2010): «Σύμμικτες Κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος
7. EN-1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιου βάρους επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002
8. EN-1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-3:Γενικές δράσεις-Φορτία χιονιού , CEN, Ιούλιος 2003
9. EN-1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-4: Δράσεις Ανέμου, CEN, Απρίλιος 2005
10. EN 1991-1-5, Ευρωκώδικας 1, «Γενικές Δράσεις - Θερμικές δράσεις», Μέρος 1-5: Γενικές Δράσεις - Θερμικές δράσεις, CEN, Σεπτέμβριος 2003
11. EN 1991-1-6, Ευρωκώδικας 1, «Γενικές δράσεις Δράσεις κατά τη διάρκεια της κατασκευής», Μέρος 1-6: Γενικές δράσεις – Δράσεις κατά τη διάρκεια της κατασκευής, CEN, Ιανουάριος 2005
12. EN-1992-1-1, Ευρωκώδικας 2, «Σχεδιασμός φορέων από σκυρόδεμα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004
13. EN-1993-1-3, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004
14. EN-1993-1-8, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-8: Σχεδιασμός κόμβων, CEN, Απρίλιος 2004
15. EN-1994-1-1, Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων φορέων από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Σεπτέμβριος 2004
16. EN 1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.
17. Ο.Α.Σ.Π.- Σ.Π.Μ.Ε (2001): Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ 2000)
18. Ελαστρον Α.Ε.Β.Ε. , «Τεχνικό εγχειρίδιο χαλυβδόφυλλου Symdeck 73», διαθέσιμο στον σύνδεσμο:
https://www.elastron.gr/media/uploads_file/2018/12/03/p1ctq8lu6511801k31s7shu0ahng.pdf

19. Έλαστρον Α.Ε.Β.Ε. , «Πάνελ πλαγιοκάλυψης κρυφής στηριξης – Τεχνικό εγχειρίδιο ecorpanel - easypanel wlc», διαθέσιμο στους συνδέσμους:
<https://www.elastron.gr/gr/el/products/core-panels/wall-panels-concealed-fix-core/>
https://www.elastron.gr/media/uploads_file/2017/06/27/p1bj18nbhemim1goqaca1cn5a8j5.pdf
20. Μπήτρος Συμμετοχική Α.Ε., «Κοίλοι τετράγωνοι δοκοί μαύροι και γαλβανισμένοι», διαθέσιμο στον σύνδεσμο:
https://www.bitros.gr/index.php?option=com_content&task=view&id=35&Itemid=169
21. Παρουσιάσεις μαθήματος «Σιδηρές κατασκευές ΙΙ», Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, 2018
22. Ασκήσεις μαθήματος «Σιδηρές κατασκευές ΙΙ», Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, 2018
23. Robot Structural Analysis Professional 2019 of Autodesk tutorial
24. Symdeck Designer, Έλαστρον Α.Ε.Β.Ε. tutorial
25. IDEA StatiCa Steel Connection tutorial

Παράρτημα Α

Στο παρόν παράρτημα γίνεται παράθεση των αποτελεσμάτων των ελέγχων που πραγματοποιήθηκαν για τις συνδέσεις των μελών του φορέα (βλ. Κεφάλαιο 5). Συγκεκριμένα, στον Πίνακα Α.1 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα ελέγχου έδρασης του υποστύλωματος, στον Πίνακα Α.2 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα ελέγχου σύνδεσης κύριας δοκού με υποστύλωμα και στον Πίνακα Α.3 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα ελέγχου σύνδεσης διαδοκίδας με υποστύλωμα. Οι παραπάνω έλεγχοι πραγματοποιήθηκαν μέσω του λογισμικού *Robot Structural Analysis* [23]. Στον Πίνακα Α.4 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα ελέγχου σύνδεσης κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας με υποστύλωμα και διαδοκίδα. Ο συγκεκριμένος έλεγχος πραγματοποιήθηκε μέσω του λογισμικού *IDEA StatiCa* [25].

Πίνακας Α.1: Αποτελέσματα ελέγχου έδρασης υποστύλωματος.

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019</p> <p>Pinned column base design</p> <p>Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete</p>	
		<p>Ratio 0.84</p>
<p>General</p>		
<p>Connection no.:</p>	<p>1</p>	
<p>Connection name:</p>	<p>Pinned column base</p>	
<p>Structure node:</p>	<p>79</p>	

Connection no.:	1
Structure bars:	233

Geometry

Column

Section:	HEA 340
Bar no.:	233

$L_c =$	3.60	[m]	Column length
$\alpha =$	0.0	[Deg]	Inclination angle
$h_c =$	330	[mm]	Height of column section
$b_{fc} =$	300	[mm]	Width of column section
$t_{wc} =$	10	[mm]	Thickness of the web of column section
$t_{fc} =$	17	[mm]	Thickness of the flange of column section
$r_c =$	27	[mm]	Radius of column section fillet
$A_c =$	133.47	[cm ²]	Cross-sectional area of a column
$I_{yc} =$	27693.10	[cm ⁴]	Moment of inertia of the column section

Material:	S275		
$f_{yc} =$	275.00	[MPa]	Resistance
$f_{uc} =$	430.00	[MPa]	Yield strength of a material

Column base

$l_{pd} =$	350	[mm]	Length
$b_{pd} =$	320	[mm]	Width
$t_{pd} =$	20	[mm]	Thickness

Material:	S 275		
$f_{ypd} =$	275.00	[MPa]	Resistance
$f_{upd} =$	430.00	[MPa]	Yield strength of a material

Anchorage

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Class =	8.8		Anchor class
$f_{yb} =$	640.00	[MPa]	Yield strength of the anchor material
$f_{ub} =$	800.00	[MPa]	Tensile strength of the anchor material
$d =$	20	[mm]	Bolt diameter
$A_s =$	2.45	[cm ²]	Effective section area of a bolt
$A_v =$	3.14	[cm ²]	Area of bolt section
$n_v =$	2		Number of bolt columns
$n_H =$	2		Number of bolt rows
$e_H =$	165	[mm]	Horizontal spacing
$e_v =$	150	[mm]	Vertical spacing

Anchor dimensions

$L_1 =$	60	[mm]	
$L_2 =$	300	[mm]	
$L_3 =$	40	[mm]	

Anchor plate

$l_p =$	50	[mm]	Length
$b_p =$	50	[mm]	Width
$t_p =$	10	[mm]	Thickness

Material:	S275		
$f_y =$	275.00	[MPa]	Resistance

Washer			
$l_{wd} =$	50	[mm]	Length
$b_{wd} =$	50	[mm]	Width
$t_{wd} =$	10	[mm]	Thickness
Material factors			
$\gamma_{M0} =$	1.00		Partial safety factor
$\gamma_{M2} =$	1.25		Partial safety factor
$\gamma_C =$	1.50		Partial safety factor
Spread footing			
$L =$	450	[mm]	Spread footing length
$B =$	1500	[mm]	Spread footing width
$H =$	800	[mm]	Spread footing height
Concrete			
Class	C20/25		
$f_{ck} =$	20.00	[MPa]	Characteristic resistance for compression
Grout layer			
$t_g =$	30	[mm]	Thickness of leveling layer (grout)
$f_{ck,g} =$	12.00	[MPa]	Characteristic resistance for compression
$C_{f,d} =$	0.30		Coeff. of friction between the base plate and concrete
Welds			
$a_p =$	6	[mm]	Footing plate of the column base
Loads			
Case:	9: ULS /1/ 1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.35 + 5*1.50 + 6*0.90 + 7*0.90 + 10*1.50		
$N_{j,Ed} =$	-1337.17	[kN]	Axial force
$V_{j,Ed,y} =$	0.03	[kN]	Shear force
$V_{j,Ed,z} =$	-2.24	[kN]	Shear force
Results			
Compression zone			
COMPRESSION OF CONCRETE			
$f_{cd} =$	13.33	[MPa]	Design compressive resistance EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	17.46	[MPa]	Design bearing resistance under the base plate [6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$			
$c =$	46	[mm]	Additional width of the bearing pressure zone [6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	72	[mm]	Effective width of the bearing pressure zone under the flange [6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	320	[mm]	Effective length of the bearing pressure zone under the flange [6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	231.45	[cm ²]	Area of the joint between the base plate and the foundation EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	1654.36	[cm ²]	Maximum design area of load distribution EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$			
$F_{rd,u} =$	825.06	[kN]	Bearing resistance of concrete EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j =$	0.67		Reduction factor for compression [6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$			
$f_{jd} =$	23.76	[MPa]	Design bearing resistance [6.2.5.(7)]
$A_{c,n} =$	670.63	[cm ²]	Bearing area for compression [6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$			
$F_{c,Rd,n} =$	1593.72	[kN]	Bearing resistance of concrete for compression [6.2.8.2.(1)]
RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE COMPRESSION ZONE			

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd} =$	1593.72	[kN]	Resistance of a spread footing for axial compression [6.2.8.2.(1)]
Connection capacity check			
$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0.84 < 1.00	verified	(0.84)
Shear			
BEARING PRESSURE OF AN ANCHOR BOLT ONTO THE BASE PLATE			
Shear force $V_{j,Ed,y}$			
$\alpha_{d,y} =$	1.29		Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear [Table 3.4]
$\alpha_{b,y} =$	1.00		Coeff. for resistance calculation $F_{1,vb,Rd}$ [Table 3.4]
$k_{1,y} =$	2.50		Coeff. taking account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shear [Table 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$			
$F_{1,vb,Rd,y} =$	344.00	[kN]	Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate [6.2.2.(7)]
Shear force $V_{j,Ed,z}$			
$\alpha_{d,z} =$	1.40		Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear [Table 3.4]
$\alpha_{b,z} =$	1.00		Coeff. for resistance calculation $F_{1,vb,Rd}$ [Table 3.4]
$k_{1,z} =$	2.50		Coeff. taking account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shear [Table 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$			
$F_{1,vb,Rd,z} =$	344.00	[kN]	Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate [6.2.2.(7)]
SHEAR OF AN ANCHOR BOLT			
$\alpha_b =$	0.25		Coeff. for resistance calculation $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]
$A_{vb} =$	3.14	[cm ²]	Area of bolt section [6.2.2.(7)]
$f_{ub} =$	800.00	[MPa]	Tensile strength of the anchor material [6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} =$	1.25		Partial safety factor [6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$			
$F_{2,vb,Rd} =$	49.86	[kN]	Shear resistance of a bolt - without lever arm [6.2.2.(7)]
$\alpha_M =$	2.00		Factor related to the fastening of an anchor in the foundation CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s} =$	0.75	[kN*m]	Characteristic bending resistance of an anchor CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} =$	50	[mm]	Lever arm length CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} =$	1.20		Partial safety factor CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$			
$F_{v,Rd,sm} =$	25.13	[kN]	Shear resistance of a bolt - with lever arm CEB [9.3.1]
CONCRETE PRY-OUT FAILURE			
$N_{Rk,c} =$	70.25	[kN]	Design uplift capacity CEB [9.2.4]
$k_3 =$	2.00		Factor related to the anchor length CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} =$	2.16		Partial safety factor CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,cp} =$	65.05	[kN]	Concrete resistance for pry-out failure CEB [9.3.1]
CONCRETE EDGE FAILURE			
Shear force $V_{j,Ed,y}$			
$V_{Rk,c,y} =$	1144.89	[kN]	Characteristic resistance of an anchor CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,v,y} =$	0.11		Factor related to anchor spacing and edge distance CEB [9.3.4]
$\psi_{h,v,y} =$	1.08		Factor related to the foundation thickness CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,v,y} =$	0.74		Factor related to the influence of edges parallel to the shear load direction CEB [9.3.4.(d)]

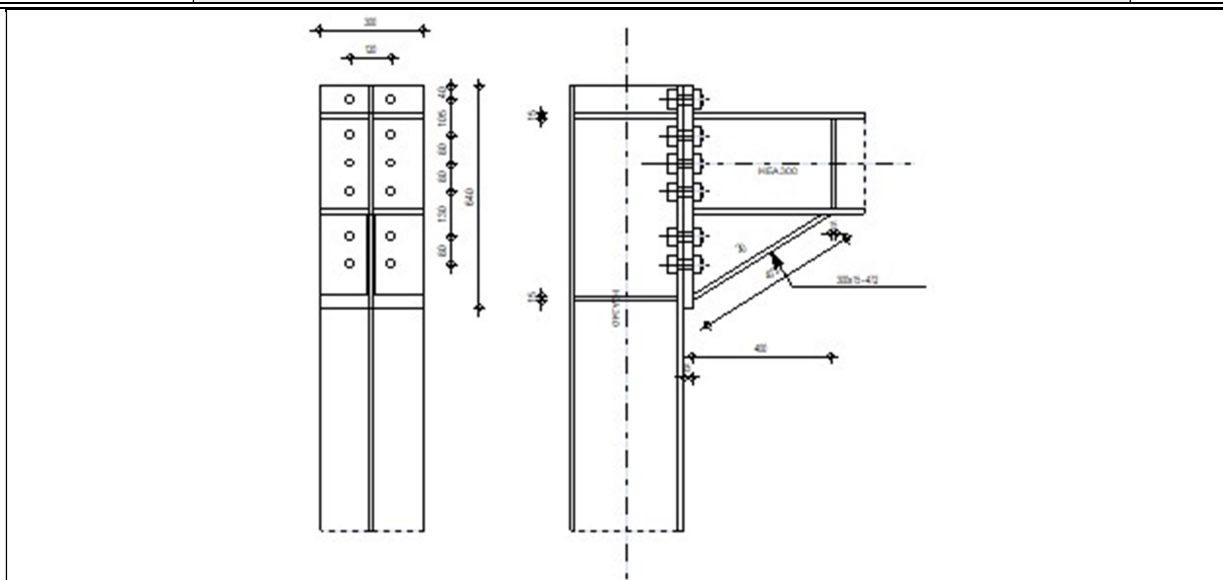
$V_{Rk,c,y}^0$	1144.89	[kN]	Characteristic resistance of an anchor	CEB [9.3.4.(a)]
$\Psi_{ec,V,y}$	1.00		Factor taking account a group effect when different shear loads are acting on the individual anchors in a group	CEB [9.3.4.(e)]
$\Psi_{\alpha,V,y}$	1.00		Factor related to the angle at which the shear load is applied	CEB [9.3.4.(f)]
$\Psi_{ucr,V,y}$	1.00		Factor related to the type of edge reinforcement used	CEB [9.3.4.(g)]
γ_{Mc}	2.16		Partial safety factor	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \Psi_{A,V,y} * \Psi_{h,V,y} * \Psi_{s,V,y} * \Psi_{ec,V,y} * \Psi_{\alpha,V,y} * \Psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$				
$F_{v,Rd,c,y}$	47.32	[kN]	Concrete resistance for edge failure	CEB [9.3.1]
Shear force $V_{j,Ed,z}$				
$V_{Rk,c,z}^0$	111.05	[kN]	Characteristic resistance of an anchor	CEB [9.3.4.(a)]
$\Psi_{A,V,z}$	1.00		Factor related to anchor spacing and edge distance	CEB [9.3.4.]
$\Psi_{h,V,z}$	1.00		Factor related to the foundation thickness	CEB [9.3.4.(c)]
$\Psi_{s,V,z}$	1.00		Factor related to the influence of edges parallel to the shear load direction	CEB [9.3.4.(d)]
$\Psi_{ec,V,z}$	1.00		Factor taking account a group effect when different shear loads are acting on the individual anchors in a group	CEB [9.3.4.(e)]
$\Psi_{\alpha,V,z}$	1.00		Factor related to the angle at which the shear load is applied	CEB [9.3.4.(f)]
$\Psi_{ucr,V,z}$	1.00		Factor related to the type of edge reinforcement used	CEB [9.3.4.(g)]
γ_{Mc}	2.16		Partial safety factor	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \Psi_{A,V,z} * \Psi_{h,V,z} * \Psi_{s,V,z} * \Psi_{ec,V,z} * \Psi_{\alpha,V,z} * \Psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$				
$F_{v,Rd,c,z}$	51.41	[kN]	Concrete resistance for edge failure	CEB [9.3.1]
SPLITTING RESISTANCE				
$C_{f,d}$	0.30		Coeff. of friction between the base plate and concrete	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed}$	1337.17	[kN]	Compressive force	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$				
$F_{f,Rd}$	401.15	[kN]	Slip resistance	[6.2.2.(6)]
SHEAR CHECK				
$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$				
$V_{j,Rd,y}$	501.68	[kN]	Connection resistance for shear	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$			0.00 < 1.00	verified (0.00)
$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$				
$V_{j,Rd,z}$	501.68	[kN]	Connection resistance for shear	CEB [9.3.1]
$V_{i,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$			0.00 < 1.00	verified (0.00)
$V_{i,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{i,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$			0.00 < 1.00	verified (0.00)
Welds between the column and the base plate				
σ_{\perp}	66.59	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp}	66.59	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
τ_{yII}	0.00	[MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII}	-0.63	[MPa]	Tangent stress parallel to $V_{i,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W	0.85		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0.22 < 1.00	verified	(0.22)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{y11}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0.33 < 1.00	verified	(0.33)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z11}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0.33 < 1.00	verified	(0.33)

Connection conforms to the code	Ratio	0.84
--	--------------	------

Πίνακας Α.2: Αποτελέσματα ελέγχου σύνδεσης υποστυλώματος με κύρια δοκό.

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	 Ratio 0.57
	Design of fixed beam-to-column connection EN 1993-1-8:2005/AC:2009	



General

Connection no.:	3
Connection name:	Frame knee
Structure node:	80
Structure bars:	233, 59

Geometry

Column

Section:	HEA 340		
Bar no.:	233		
$\alpha =$	-90.0	[Deg]	Inclination angle
$h_c =$	330	[mm]	Height of column section
$b_{fc} =$	300	[mm]	Width of column section
$t_{wc} =$	10	[mm]	Thickness of the web of column section
$t_{fc} =$	17	[mm]	Thickness of the flange of column section
$r_c =$	27	[mm]	Radius of column section fillet
$A_c =$	133.47	[cm ²]	Cross-sectional area of a column
$I_{xc} =$	27693.10	[cm ⁴]	Moment of inertia of the column section

Material:	S275		
$f_{yc} =$	275.00	[MPa]	Resistance

Beam

Section:	HEA 300		
Bar no.:	59		
$\alpha =$	-0.0	[Deg]	Inclination angle

$\alpha =$	-0.0	[Deg]	Inclination angle	
$h_b =$	290	[mm]	Height of beam section	
$b_f =$	300	[mm]	Width of beam section	
$t_{wb} =$	9	[mm]	Thickness of the web of beam section	
$t_{fb} =$	14	[mm]	Thickness of the flange of beam section	
$r_b =$	27	[mm]	Radius of beam section fillet	
$r_b =$	27	[mm]	Radius of beam section fillet	
$A_b =$	112.53	[cm ²]	Cross-sectional area of a beam	
$I_{xb} =$	18263.50	[cm ⁴]	Moment of inertia of the beam section	
Material:	S275			
$f_{yb} =$	275.00	[MPa]	Resistance	
Bolts				
The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.				
$d =$	27	[mm]	Bolt diameter	
Class =	8.8		Bolt class	
$F_{tRd} =$	264.38	[kN]	Tensile resistance of a bolt	
$n_h =$	2		Number of bolt columns	
$n_v =$	6		Number of bolt rows	
$h_1 =$	40	[mm]	Distance between first bolt and upper edge of front plate	
Horizontal spacing $e_i =$	120	[mm]		
Vertical spacing $p_i =$	105; 80; 80; 130; 80	[mm]		
Plate				
$h_p =$	640	[mm]	Plate height	
$b_p =$	300	[mm]	Plate width	
$t_p =$	25	[mm]	Plate thickness	
Material:	S 275			
$f_{yp} =$	275.00	[MPa]	Resistance	
Lower stiffener				
$w_d =$	300	[mm]	Plate width	
$t_{fd} =$	15	[mm]	Flange thickness	
$h_d =$	250	[mm]	Plate height	
$t_{wd} =$	20	[mm]	Web thickness	
$l_d =$	400	[mm]	Plate length	
$\alpha =$	32.0	[Deg]	Inclination angle	
Material:	S 275			
$f_{ybu} =$	275.00	[MPa]	Resistance	
Column stiffener				
Upper				
$h_{su} =$	297	[mm]	Stiffener height	
$b_{su} =$	145	[mm]	Stiffener width	
$t_{hu} =$	15	[mm]	Stiffener thickness	
Material:	S 275			
$f_{ysu} =$	275.00	[MPa]	Resistance	
Lower				
$h_{sd} =$	297	[mm]	Stiffener height	
$b_{sd} =$	145	[mm]	Stiffener width	
$t_{hd} =$	15	[mm]	Stiffener thickness	
Material:	S 275			

$f_{ysu} =$	275.00	[MPa]	Resistance	
Fillet welds				
$a_w =$	10	[mm]	Web weld	
$a_f =$	9	[mm]	Flange weld	
$a_s =$	6	[mm]	Stiffener weld	
$a_{fd} =$	5	[mm]	Horizontal weld	
Material factors				
$\gamma_{M0} =$	1.00		Partial safety factor	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1.00		Partial safety factor	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1.25		Partial safety factor	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1.25		Partial safety factor	[2.2]
Loads				
Ultimate limit state				
Case	9: ULS /2/ 1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.35 + 5*1.50 + 6*0.90 + 8*0.90 + 10*1.50			
$M_{b1,Ed} =$	310.47	[kN*m]	Bending moment in the right beam	
$V_{b1,Ed} =$	249.83	[kN]	Shear force in the right beam	
$M_{b2,Ed} =$	296.85	[kN*m]	Bending moment in the left beam	
$V_{b2,Ed} =$	239.53	[kN]	Shear force in the left beam	
$M_{c1,Ed} =$	8.08	[kN*m]	Bending moment in the lower column	
$V_{c1,Ed} =$	-2.24	[kN]	Shear force in the lower column	
$N_{c1,Ed} =$	-1332.18	[kN]	Axial force in the lower column	
$M_{c2,Ed} =$	-5.54	[kN*m]	Bending moment in the upper column	
$V_{c2,Ed} =$	1.18	[kN]	Shear force in the upper column	
$N_{c2,Ed} =$	-686.26	[kN]	Axial force in the upper column	
Results				
Beam resistances				
SHEAR				
$A_{vb} =$	87.28	[cm ²]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	1385.72	[kN]	Design sectional resistance for shear	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0.18	< 1.00	verified	(0.18)
BENDING - PLASTIC MOMENT (WITHOUT BRACKETS)				
$W_{plb} =$	1383.40	[cm ³]	Plastic section modulus	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{b,pl,Rd} =$	380.44	[kN*m]	Plastic resistance of the section for bending (without stiffeners)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
BENDING ON THE CONTACT SURFACE WITH PLATE OR CONNECTED ELEMENT				
$W_{el} =$	2554.78	[cm ³]	Elastic section modulus	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{el} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{cb,Rd} =$	702.57	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]
BENDING WITH AXIAL FORCE ON THE CONTACT SURFACE WITH PLATE OR CONNECTED ELEMENT				
$n =$	0.00		Ratio of the axial force to the sectional resistance	EN1993-1-1:[6.2.9.1.(5)]
$M_{Nb,Rd} = M_{cb,Rd} (1 - n)$				
$M_{Nb,Rd} =$	702.57	[kN*m]	Reduced resistance (axial force) of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.9.2.(1)]
FLANGE AND WEB - COMPRESSION				
$M_{cb,Rd} =$	702.57	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f =$	524	[mm]	Distance between the centroids of flanges	[6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$			
$F_{c,fb,Rd} =$	1340.38	[kN]	Resistance of the compressed flange and web [6.2.6.7.(1)]
WEB OR BRACKET FLANGE - COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM BOTTOM FLANGE			
Bearing:			
$\beta =$	0.0	[Deg]	Angle between the front plate and the beam
$\gamma =$	32.0	[Deg]	Inclination angle of the bracket plate
$b_{eff,c,wb} =$	259	[mm]	Effective width of the web for compression [6.2.6.2.(1)]
$A_{vb} =$	37.28	[cm ²]	Shear area EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	1.00		Reduction factor for interaction with shear [6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	176.79	[MPa]	Maximum compressive stress in web [6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1.00		Reduction factor conditioned by compressive stresses [6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	43.72	[cm ²]	Area of the web stiffener EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} + A_s f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$			
$F_{c,wb,Rd1} =$	2611.81	[kN]	Beam web resistance [6.2.6.2.(1)]
Buckling:			
$d_{wb} =$	208	[m]	Height of compressed web [6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0.93		Plate slenderness of an element [6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0.84		Reduction factor for element buckling [6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	2.37		Stiffener slenderness EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi =$	1.00		Buckling coefficient of the stiffener EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1} + A_s \chi f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$			
$F_{c,wb,Rd2} =$	2459.80	[kN]	Beam web resistance [6.2.6.2.(1)]
Final resistance:			
$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2})$			
$F_{c,wb,Rd,low} =$	2459.80	[kN]	Beam web resistance [6.2.6.2.(1)]
Column resistances			
WEB PANEL - SHEAR			
$M_{b1,Ed} =$	310.47	[kN*m]	Bending moment (right beam) [5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} =$	296.85	[kN*m]	Bending moment (left beam) [5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} =$	-2.24	[kN]	Shear force (lower column) [5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} =$	1.18	[kN]	Shear force (upper column) [5.3.(3)]
$z =$	519	[mm]	Lever arm [6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$			
$V_{wp,Ed} =$	27.98	[kN]	Shear force acting on the web panel [5.3.(3)]
$A_{vs} =$	44.95	[cm ²]	Shear area of the column web EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} =$	44.95	[cm ²]	Shear area EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s =$	465	[mm]	Distance between the centroids of stiffeners [6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} =$	5.62	[kN*m]	Plastic resistance of the column flange for bending [6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} =$	4.64	[kN*m]	Plastic resistance of the upper transverse stiffener for bending [6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} =$	4.64	[kN*m]	Plastic resistance of the lower transverse stiffener for bending [6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} =$	686.43	[kN]	Resistance of the column web panel for shear [6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		$0.04 < 1.00$	verified (0.04)

WEB - TRANSVERSE COMPRESSION - LEVEL OF THE BEAM BOTTOM FLANGE													
Bearing:													
$t_{wc} =$	10	[mm]	Effective thickness of the column web	[6.2.6.2.(6)]									
$b_{eff,c,wc} =$	311	[mm]	Effective width of the web for compression	[6.2.6.2.(1)]									
$A_{vc} =$	44.95	[cm ²]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]									
$\omega =$	1.00		Reduction factor for interaction with shear	[6.2.6.2.(1)]									
$\sigma_{com,Ed} =$	103.35	[MPa]	Maximum compressive stress in web	[6.2.6.2.(2)]									
$k_{wc} =$	1.00		Reduction factor conditioned by compressive stresses	[6.2.6.2.(2)]									
$A_s =$	43.57	[cm ²]	Area of the web stiffener	EN1993-1-1:[6.2.4]									
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$													
$F_{c,wc,Rd1} =$	2009.87	[kN]	Column web resistance	[6.2.6.2.(1)]									
Buckling:													
$d_{wc} =$	243	[mm]	Height of compressed web	[6.2.6.2.(1)]									
$\lambda_p =$	0.99		Plate slenderness of an element	[6.2.6.2.(1)]									
$\rho =$	0.81		Reduction factor for element buckling	[6.2.6.2.(1)]									
$\lambda_s =$	2.76		Stiffener slenderness	EN1993-1-1:[6.3.1.2]									
$\chi_s =$	1.00		Buckling coefficient of the stiffener	EN1993-1-1:[6.3.1.2]									
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$													
$F_{c,wc,Rd2} =$	1853.83	[kN]	Column web resistance	[6.2.6.2.(1)]									
Final resistance:													
$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$													
$F_{c,wc,Rd} =$	1853.83	[kN]	Column web resistance	[6.2.6.2.(1)]									
Geometrical parameters of a connection													
EFFECTIVE LENGTHS AND PARAMETERS - COLUMN FLANGE													
Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	34	-	90	-	94	186	186	186	186	0	0	0	0
2	34	-	90	-	80	211	269	211	269	186	186	186	186
3	34	-	90	-	80	211	247	211	247	160	80	80	80
4	34	-	90	-	105	211	247	211	247	210	105	105	105
5	34	-	90	-	105	211	247	211	247	210	105	105	105
6	34	-	90	-	80	211	246	211	246	186	162	162	162
EFFECTIVE LENGTHS AND PARAMETERS - FRONT PLATE													
Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	44	30	90	40	94	187	145	145	145	-	-	-	-
2	44	-	90	-	80	279	342	279	342	220	236	220	236
3	44	-	90	-	80	279	290	279	290	160	80	80	80
4	44	-	90	-	105	279	290	279	290	210	105	105	105
5	44	-	90	-	105	279	290	279	290	210	105	105	105
6	44	-	90	-	80	279	290	279	290	220	185	185	185
m	- Bolt distance from the web												
m _x	- Bolt distance from the beam flange												
e	- Bolt distance from the outer edge												
e _x	- Bolt distance from the horizontal outer edge												
p	- Distance between bolts												

m	– Bolt distance from the web		
$l_{eff,cp}$	– Effective length for a single bolt in the circular failure mode		
$l_{eff,nc}$	– Effective length for a single bolt in the non-circular failure mode		
$l_{eff,1}$	– Effective length for a single bolt for mode 1		
$l_{eff,2}$	– Effective length for a single bolt for mode 2		
$l_{eff,cp,g}$	– Effective length for a group of bolts in the circular failure mode		
$l_{eff,nc,g}$	– Effective length for a group of bolts in the non-circular failure mode		
$l_{eff,1,g}$	– Effective length for a group of bolts for mode 1		
$l_{eff,2,g}$	– Effective length for a group of bolts for mode 2		
Connection resistance for bending			
$F_{t,Rd} =$	264.38	[kN]	Bolt resistance for tension [Table 3.4]
$B_{p,Rd} =$	433.31	[kN]	Punching shear resistance of a bolt [Table 3.4]
$F_{t,fc,Rd}$	– column flange resistance due to bending		
$F_{t,wc,Rd}$	– column web resistance due to tension		
$F_{t,ep,Rd}$	– resistance of the front plate due to bending		
$F_{t,wb,Rd}$	– resistance of the web in tension		
$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$			[6.2.6.4] , [Tab.6.2]
$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$			[6.2.6.3.(1)]
$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$			[6.2.6.5] , [Tab.6.2]
$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$			[6.2.6.8.(1)]
RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 1			
$F_{t1,Rd,comp}$ - Formula	$F_{t1,Rd,comp}$	Component	
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	385.55	Bolt row resistance	
$F_{t,fc,Rd(1)} = 385.55$	385.55	Column flange - tension	
$F_{t,wc,Rd(1)} = 442.73$	442.73	Column web - tension	
$F_{t,ep,Rd(1)} = 479.03$	479.03	Front plate - tension	
$B_{p,Rd} = 866.62$	866.62	Bolts due to shear punching	
$V_{wp,Rd}/\beta = 15643.37$	15643.37	Web panel - shear	
$F_{c,wc,Rd} = 1853.83$	1853.83	Column web - compression	
$F_{c,fb,Rd} = 1340.38$	1340.38	Beam flange - compression	
$F_{c,wb,Rd} = 2459.80$	2459.80	Beam web - compression	
RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 2			
$F_{t2,Rd,comp}$ - Formula	$F_{t2,Rd,comp}$	Component	
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	426.86	Bolt row resistance	
$F_{t,fc,Rd(2)} = 426.86$	426.86	Column flange - tension	
$F_{t,wc,Rd(2)} = 492.16$	492.16	Column web - tension	
$F_{t,ep,Rd(2)} = 528.77$	528.77	Front plate - tension	
$F_{t,wb,Rd(2)} = 652.63$	652.63	Beam web - tension	
$B_{p,Rd} = 866.62$	866.62	Bolts due to shear punching	
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 15643.37 - 385.55$	15257.82	Web panel - shear	
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1853.83 - 385.55$	1468.28	Column web - compression	
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1340.38 - 385.55$	954.82	Beam flange - compression	
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 2459.80 - 385.55$	2074.25	Beam web - compression	
RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 3			
$F_{t3,Rd,comp}$ - Formula	$F_{t3,Rd,comp}$	Component	
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	157.65	Bolt row resistance	
$F_{t,fc,Rd(3)} = 415.93$	415.93	Column flange - tension	
$F_{t,wc,Rd(3)} = 492.16$	492.16	Column web - tension	
$F_{t,ep,Rd(3)} = 528.77$	528.77	Front plate - tension	

F_{t3,Rd,comp} - Formula	F_{t3,Rd,comp}	Component
$F_{t,wb,Rd(3)} = 652.63$	652.63	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 866.62$	866.62	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 15643.37 - 812.41$	14830.96	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1853.83 - 812.41$	1041.42	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1340.38 - 812.41$	527.96	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 2459.80 - 812.41$	1647.39	Beam web - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 591.05 - 426.86$	164.19	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 584.51 - 426.86$	157.65	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 591.05 - 426.86$	164.19	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 584.51 - 426.86$	157.65	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 859.46 - 426.86$	432.60	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 739.55 - 426.86$	312.69	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 859.46 - 426.86$	432.60	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 739.55 - 426.86$	312.69	Beam web - tension - group
RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 4		
F_{t4,Rd,comp} - Formula	F_{t4,Rd,comp}	Component
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	137.69	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(4)} = 415.93$	415.93	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(4)} = 492.16$	492.16	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(4)} = 528.77$	528.77	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(4)} = 652.63$	652.63	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 866.62$	866.62	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 15643.37 - 970.06$	14673.31	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1853.83 - 970.06$	883.77	Column web - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1340.38 - 970.06$	370.31	Beam flange - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 2459.80 - 970.06$	1489.74	Beam web - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 411.61 - 157.65$	253.96	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 441.44 - 157.65$	283.79	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 824.67 - 584.51$	240.16	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 722.20 - 584.51$	137.69	Column web - tension - group
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 824.67 - 584.51$	240.16	Column flange - tension - group
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 722.20 - 584.51$	137.69	Column web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 715.56 - 157.65$	557.91	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 432.44 - 157.65$	274.79	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 1243.48 - 584.51$	658.97	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 984.99 - 584.51$	400.48	Beam web - tension - group
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 1243.48 - 584.51$	658.97	Front plate - tension - group
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 984.99 - 584.51$	400.48	Beam web - tension - group
RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 5		
F_{t5,Rd,comp} - Formula	F_{t5,Rd,comp}	Component
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	94.74	Bolt row resistance
$F_{t,fc,Rd(5)} = 415.93$	415.93	Column flange - tension
$F_{t,wc,Rd(5)} = 492.16$	492.16	Column web - tension
$F_{t,ep,Rd(5)} = 528.77$	528.77	Front plate - tension
$F_{t,wb,Rd(5)} = 652.63$	652.63	Beam web - tension
$B_{p,Rd} = 866.62$	866.62	Bolts due to shear punching
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 15643.37 - 1107.75$	14535.61	Web panel - shear
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1853.83 - 1107.75$	746.08	Column web - compression

F_{t5,Rd,comp} - Formula		F_{t5,Rd,comp}	Component					
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 1340.38 - 1107.75$		232.62	Beam flange - compression					
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 2459.80 - 1107.75$		1352.05	Beam web - compression					
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 467.23 - 137.69$		329.54	Column flange - tension - group					
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 489.52 - 137.69$		351.82	Column web - tension - group					
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 645.23 - 295.34$		349.89	Column flange - tension - group					
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 621.02 - 295.34$		325.67	Column web - tension - group					
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1058.29 - 722.20$		336.08	Column flange - tension - group					
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 816.94 - 722.20$		94.74	Column web - tension - group					
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1058.29 - 722.20$		336.08	Column flange - tension - group					
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 816.94 - 722.20$		94.74	Column web - tension - group					
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 768.02 - 137.69$		630.33	Front plate - tension - group					
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 490.88 - 137.69$		353.18	Beam web - tension - group					
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1121.69 - 295.34$		826.35	Front plate - tension - group					
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 677.88 - 295.34$		382.53	Beam web - tension - group					
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1627.49 - 722.20$		905.28	Front plate - tension - group					
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1230.43 - 722.20$		508.22	Beam web - tension - group					
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1627.49 - 722.20$		905.28	Front plate - tension - group					
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1230.43 - 722.20$		508.22	Beam web - tension - group					
RESISTANCE OF THE BOLT ROW NO. 6								
F_{t6,Rd,comp} - Formula		F_{t6,Rd,comp}	Component					
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$		91.74	Bolt row resistance					
$F_{t,fc,Rd(6)} = 415.18$		415.18	Column flange - tension					
$F_{t,wc,Rd(6)} = 492.16$		492.16	Column web - tension					
$F_{t,ep,Rd(6)} = 528.77$		528.77	Front plate - tension					
$F_{t,wb,Rd(6)} = 652.63$		652.63	Beam web - tension					
$B_{p,Rd} = 866.62$		866.62	Bolts due to shear punching					
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^5 F_{ij,Rd} = 15643.37 - 1202.49$		14440.88	Web panel - shear					
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^5 F_{ij,Rd} = 1853.83 - 1202.49$		651.34	Column web - compression					
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^5 F_{ij,Rd} = 1340.38 - 1202.49$		137.88	Beam flange - compression					
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^5 F_{ij,Rd} = 2459.80 - 1202.49$		1257.31	Beam web - compression					
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum_1^5 F_{ij,Rd} = 594.09 - 94.74$		499.36	Column flange - tension - group					
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum_1^5 F_{ij,Rd} = 586.64 - 94.74$		491.90	Column web - tension - group					
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 827.71 - 232.43$		595.28	Column flange - tension - group					
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 723.68 - 232.43$		491.25	Column web - tension - group					
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1005.70 - 390.08$		615.62	Column flange - tension - group					
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 798.63 - 390.08$		408.55	Column web - tension - group					
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1418.76 - 816.94$		601.82	Column flange - tension - group					
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 908.68 - 816.94$		91.74	Column web - tension - group					
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_1^5 F_{ij,Rd} = 836.89 - 94.74$		742.15	Front plate - tension - group					
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_1^5 F_{ij,Rd} = 678.16 - 94.74$		583.42	Beam web - tension - group					
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 1220.90 - 232.43$		988.47	Front plate - tension - group					
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 923.60 - 232.43$		691.17	Beam web - tension - group					
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1583.42 - 390.08$		1193.34	Front plate - tension - group					
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1110.60 - 390.08$		720.52	Beam web - tension - group					
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 2080.36 - 816.94$		1263.42	Front plate - tension - group					
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1663.15 - 816.94$		846.21	Beam web - tension - group					
SUMMARY TABLE OF FORCES								
Nr	h_j	F_{tj,Rd}	F_{t,fc,Rd}	F_{t,wc,Rd}	F_{t,ep,Rd}	F_{t,wb,Rd}	F_{t,Rd}	B_{p,Rd}

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$	
1	571	385.55	385.55	442.73	479.03	-	528.77	866.62	
2	466	426.86	426.86	492.16	528.77	652.63	528.77	866.62	
3	386	157.65	415.93	492.16	528.77	652.63	528.77	866.62	
4	306	137.69	415.93	492.16	528.77	652.63	528.77	866.62	
5	176	94.74	415.93	492.16	528.77	652.63	528.77	866.62	
6	96	91.74	415.18	492.16	528.77	652.63	528.77	866.62	
CONNECTION RESISTANCE FOR BENDING $M_{j,Rd}$									
$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$									
$M_{j,Rd} =$	547.74	[kN*m]	Connection resistance for bending					[6.2]	
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$			0.57 < 1.00			verified	(0.57)		
Connection resistance for shear									
$\alpha_v =$	0.60		Coefficient for calculation of $F_{v,Rd}$				[Table 3.4]		
$\beta_{Lf} =$	0.99		Reduction factor for long connections				[3.8]		
$F_{v,Rd} =$	217.01	[kN]	Shear resistance of a single bolt				[Table 3.4]		
$F_{t,Rd,max} =$	264.38	[kN]	Tensile resistance of a single bolt				[Table 3.4]		
$F_{b,Rd,int} =$	244.78	[kN]	Bearing resistance of an intermediate bolt				[Table 3.4]		
$F_{b,Rd,ext} =$	170.28	[kN]	Bearing resistance of an outermost bolt				[Table 3.4]		
Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$			
1	528.77	0.00	385.55	218.54	218.54	305.89			
2	528.77	0.00	426.86	241.95	241.95	292.16			
3	528.77	0.00	157.65	89.36	89.36	381.63			
4	528.77	0.00	137.69	78.05	78.05	388.26			
5	528.77	0.00	94.74	53.70	53.70	402.54			
6	528.77	0.00	91.74	52.00	52.00	403.53			
$F_{tj,Rd,N}$	– Bolt row resistance for simple tension								
$F_{tj,Ed,N}$	– Force due to axial force in a bolt row								
$F_{tj,Rd,M}$	– Bolt row resistance for simple bending								
$F_{tj,Ed,M}$	– Force due to moment in a bolt row								
$F_{tj,Ed}$	– Maximum tensile force in a bolt row								
$F_{vj,Rd}$	– Reduced bolt row resistance								
$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$									
$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$									
$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$									
$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max}), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd}))$									
$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$ [Table 3.4]									
$V_{j,Rd} =$	2174.02	[kN]	Connection resistance for shear					[Table 3.4]	
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$			0.11 < 1.00			verified	(0.11)		
Weld resistance									
$A_w =$	231.61	[cm ²]	Area of all welds				[4.5.3.2(2)]		
$A_{wy} =$	143.55	[cm ²]	Area of horizontal welds				[4.5.3.2(2)]		
$A_{wz} =$	88.06	[cm ²]	Area of vertical welds				[4.5.3.2(2)]		
$I_{wy} =$	87232.31	[cm ⁴]	Moment of inertia of the weld arrangement with respect to the hor. axis				[4.5.3.2(5)]		
$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} =$	71.42	[MPa]	Normal stress in a weld				[4.5.3.2(6)]		
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	-61.16	[MPa]	Stress in a vertical weld				[4.5.3.2(5)]		
$\tau_{\parallel} =$	28.37	[MPa]	Tangent stress				[4.5.3.2(5)]		
$\beta_w =$	0.85		Correlation coefficient				[4.5.3.2(7)]		
$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$			142.85 < 404.71			verified	(0.35)		

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	142.85 < 404.71	verified	(0.35)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	131.82 < 404.71	verified	(0.33)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	71.42 < 309.60	verified	(0.23)

Connection stiffness

t _{wash} =	6	[mm]	Washer thickness	[6.2.6.3.(2)]
h _{head} =	19	[mm]	Bolt head height	[6.2.6.3.(2)]
h _{nut} =	27	[mm]	Bolt nut height	[6.2.6.3.(2)]
L _b =	77	[mm]	Bolt length	[6.2.6.3.(2)]
k ₁₀ =	10	[mm]	Stiffness coefficient of bolts	[6.3.2.(1)]

STIFFNESSES OF BOLT ROWS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Sum	24.64	889.78
1	571	0	0	77	0	0.00	0.00
2	466	4	20	35	2	11.00	512.61
3	386	2	8	13	1	4.50	173.75
4	306	2	11	17	1	4.51	138.10
5	176	2	11	17	1	2.60	45.72
6	96	4	17	30	2	2.04	19.60

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=3}^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 361 \text{ [mm]} \quad \text{Equivalent force arm} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 7 \text{ [mm]} \quad \text{Equivalent stiffness coefficient of a bolt arrangement} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 44.95 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Shear area} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 0.04 \quad \text{Transformation parameter} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 361 \text{ [mm]} \quad \text{Lever arm} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 108 \text{ [mm]} \quad \text{Stiffness coefficient of the column web panel subjected to shear} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Stiffness coefficient of the compressed column web} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 171546.18 \text{ [kN*m]} \quad \text{Initial rotational stiffness} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1.00 \quad \text{Stiffness coefficient of a connection} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 171546.18 \text{ [kN*m]} \quad \text{Final rotational stiffness} \quad [6.3.1.(4)]$$

Connection classification due to stiffness.

$$S_{j,rig} = 50766.34 \text{ [kN*m]} \quad \text{Stiffness of a rigid connection} \quad [5.2.2.5]$$

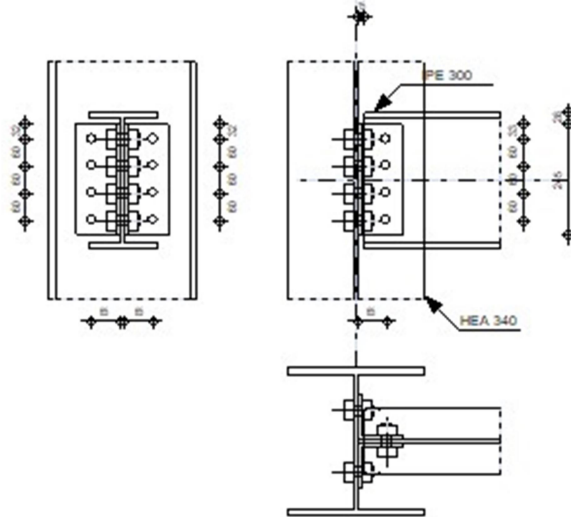
$$S_{j,pin} = 3172.90 \text{ [kN*m]} \quad \text{Stiffness of a pinned connection} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ RIGID}$$

Connection conforms to the code	Ratio	0.57
--	-------	------

Πίνακας Α.3: Αποτελέσματα ελέγχου σύνδεσης υποστυλώματος με διαδοκίδα.

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	 Ratio 0.96
	Calculation of the beam-column (web) connection EN 1993-1-8:2005/AC:2009	



General

Connection no.:	2
Connection name:	Beam-column (web)
Structure node:	86
Structure bars:	241, 79

Geometry

Column

Section:	HEA 340		
Bar no.:	241		
$\alpha =$	-90.0	[Deg]	Inclination angle
$h_c =$	330	[mm]	Height of column section
$b_{fc} =$	300	[mm]	Width of column section
$t_{wc} =$	10	[mm]	Thickness of the web of column section
$t_{fc} =$	17	[mm]	Thickness of the flange of column section
$r_c =$	27	[mm]	Radius of column section fillet
$A_c =$	133.47	[cm ²]	Cross-sectional area of a column
$I_{yc} =$	27693.10	[cm ⁴]	Moment of inertia of the column section
Material:	S275		
$f_{yc} =$	275.00	[MPa]	Design resistance
$f_{uc} =$	430.00	[MPa]	Tensile resistance

Beam

Section:	IPE 300		
Bar no.:	79		
$\alpha =$	0.0	[Deg]	Inclination angle
$h_b =$	300	[mm]	Height of beam section

Section:	IPE 300		
$b_b =$	150	[mm]	Width of beam section
$t_{wb} =$	7	[mm]	Thickness of the web of beam section
$t_{fb} =$	11	[mm]	Thickness of the flange of beam section
$r_b =$	15	[mm]	Radius of beam section fillet
$A_b =$	53.81	[cm ²]	Cross-sectional area of a beam
$I_{yb} =$	8356.11	[cm ⁴]	Moment of inertia of the beam section

Material:	S275		
$f_{yb} =$	275.00	[MPa]	Design resistance
$f_{ub} =$	430.00	[MPa]	Tensile resistance

Angle

Section:	CAE 100x10		
$h_k =$	100	[mm]	Height of angle section
$b_k =$	100	[mm]	Width of angle section
$t_{fk} =$	10	[mm]	Thickness of the flange of angle section
$r_k =$	12	[mm]	Fillet radius of the web of angle section
$l_k =$	245	[mm]	Angle length

Material:	S275		
$f_{yk} =$	275.00	[MPa]	Design resistance
$f_{uk} =$	430.00	[MPa]	Tensile resistance

Bolts

Bolts connecting column with angle

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Class =	8.8		Bolt class
$d =$	22	[mm]	Bolt diameter
$d_0 =$	24	[mm]	Bolt opening diameter
$A_s =$	3.03	[cm ²]	Effective section area of a bolt
$A_v =$	3.80	[cm ²]	Area of bolt section
$f_{ub} =$	800.00	[MPa]	Tensile resistance
$k =$	1		Number of bolt columns
$w =$	4		Number of bolt rows
$e_1 =$	33	[mm]	Level of first bolt
$p_1 =$	60	[mm]	Vertical spacing

Bolts connecting angle with beam

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Class =	8.8		Bolt class
$d =$	22	[mm]	Bolt diameter
$d_0 =$	24	[mm]	Bolt opening diameter
$A_s =$	3.03	[cm ²]	Effective section area of a bolt
$A_v =$	3.80	[cm ²]	Area of bolt section
$f_{ub} =$	800.00	[MPa]	Tensile resistance
$k =$	1		Number of bolt columns
$w =$	4		Number of bolt rows
$e_1 =$	33	[mm]	Level of first bolt
$p_1 =$	60	[mm]	Vertical spacing

Material factors

$\gamma_{M0} =$	1.00		Partial safety factor	[2.2]
-----------------	------	--	-----------------------	-------

$\gamma_{M0} =$	1.00		Partial safety factor	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1.25		Partial safety factor	[2.2]
Loads				
Case :	9: ULS /1/ 1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.35 + 5*1.50 + 6*0.90 + 7*0.90 + 10*1.50			
$N_{b,Ed} =$	0.00	[kN]	Axial force	
$V_{b,Ed} =$	184.45	[kN]	Shear force	
$M_{b,Ed} =$	-0.00	[kN*m]	Bending moment	
Results				
Bolts connecting column with angle				
Bolt capacities				
$F_{v,Rd} =$	145.97	[kN]	Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
$F_{t,Rd} =$	174.53	[kN]	Tensile resistance of a single bolt	$F_{t,Rd} = 0.9 * f_u * A_s / \gamma_{M2}$
Bolt bearing on the column web				
Direction x				
$k_{1x} =$	1.80		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$			1.80 > 0.00	verified
$\alpha_{bx} =$	1.00		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 * d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$			1.00 > 0.00	verified
$F_{b,Rd1x} =$	129.41	[kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Direction z				
$k_{1z} =$	2.50		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$			2.50 > 0.00	verified
$\alpha_{bz} =$	0.58		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 * d_0), p_1/(3 * d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$			0.58 > 0.00	verified
$F_{b,Rd1z} =$	104.85	[kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Bolt bearing on the angle				
Direction x				
$k_{1x} =$	1.80		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$			1.80 > 0.00	verified
$\alpha_{bx} =$	0.49		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 * d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$			0.49 > 0.00	verified
$F_{b,Rd2x} =$	66.22	[kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Direction z				
$k_{1z} =$	2.38		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$			2.38 > 0.00	verified
$\alpha_{bz} =$	0.45		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 * d_0), p_1/(3 * d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$			0.45 > 0.00	verified
$F_{b,Rd2z} =$	81.42	[kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Forces acting on bolts in the column - angle connection				
Bolt shear				
$e =$	69	[mm]	Distance between centroid of a bolt group of an angle and center of the beam web	
$M_0 =$	6.32	[kN*m]	Real bending moment	$M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$
$F_{Vz} =$	23.06	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the shear force	$F_{Vz} = 0.5 * V_{b,Ed} / n$

Bolt shear				
e =	69	[mm]	Distance between centroid of a bolt group of an angle and center of the beam web	
F _{Mx} =	31.61	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment	$F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / \sum z_i^2$
F _{x,Ed} =	31.61	[kN]	Design total force in a bolt on the direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
F _{z,Ed} =	23.06	[kN]	Design total force in a bolt on the direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
F _{Ed} =	39.13	[kN]	Resultant shear force in a bolt	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
F _{Rdx} =	66.22	[kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
F _{Rdz} =	81.42	[kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
F _{x,Ed} ≤ F _{Rdx}		31.61 < 66.22	verified	(0.48)
F _{z,Ed} ≤ F _{Rdz}		23.06 < 81.42	verified	(0.28)
F _{Ed} ≤ F _{v,Rd}		39.13 < 145.97	verified	(0.27)
Bolt tension				
e =	70	[mm]	Distance between centroid of a bolt group and center of column web	
M _{0t} =	6.43	[kN*m]	Real bending moment	$M_{0t} = 0.5 \cdot (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e)$
F _{t,Ed} =	32.16	[kN]	Tensile force in the outermost bolt	$F_{t,Ed} = M_{0t} \cdot z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 \cdot N_{b2,Ed} / n$
F _{t,Ed} ≤ F _{t,Rd}		32.16 < 174.53	verified	(0.18)
Simultaneous action of a tensile force and a shear force in a bolt				
F _{v,Ed} =	39.13	[kN]	Resultant shear force in a bolt	$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
F _{v,Ed} /F _{v,Rd} + F _{t,Ed} /(1.4·F _{t,Rd}) ≤ 1.0		0.40 < 1.00	verified	(0.40)
Bolts connecting angle with beam				
Bolt capacities				
F _{v,Rd} =	291.94	[kN]	Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
Bolt bearing on the beam				
Direction x				
k _{1x} =	1.80		Coefficient for calculation of F _{b,Rd}	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
k _{1x} > 0.0		1.80 > 0.00	verified	
α _{bx} =	0.69		Coefficient for calculation of F _{b,Rd}	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
α _{bx} > 0.0		0.69 > 0.00	verified	
F _{b,Rd1x} =	67.17	[kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
Direction z				
k _{1z} =	2.50		Coefficient for calculation of F _{b,Rd}	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
k _{1z} > 0.0		2.50 > 0.00	verified	
α _{bz} =	0.58		Coefficient for calculation of F _{b,Rd}	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
α _{bz} > 0.0		0.58 > 0.00	verified	
F _{b,Rd1z} =	78.36	[kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
Bolt bearing on the angle				
Direction x				
k _{1x} =	1.80		Coefficient for calculation of F _{b,Rd}	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$	1.80 > 0.00	verified	
$\alpha_{bx} =$	0.49	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	0.49 > 0.00	verified	
$F_{b,Rd2x} =$	132.44 [kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Direction z			
$k_{1z} =$	2.38	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2.38 > 0.00	verified	
$\alpha_{bz} =$	0.45	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	0.45 > 0.00	verified	
$F_{b,Rd2z} =$	162.83 [kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Forces acting on bolts in the angle - beam connection			
Bolt shear			
$e =$	70 [mm]	Distance between centroid of a bolt group and center of column web	
$M_0 =$	12.87 [kN*m]	Real bending moment	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$
$F_{Nx} =$	0.00 [kN]	Component force in a bolt due to influence of the longitudinal force	$F_{Nx} = N_{b,Ed} / n$
$F_{Vz} =$	46.11 [kN]	Component force in a bolt due to influence of the shear force	$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} =$	64.33 [kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment on the x direction	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} =$	0.00 [kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment on the z direction	$F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} =$	64.33 [kN]	Design total force in a bolt on the direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} =$	46.11 [kN]	Design total force in a bolt on the direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} =$	79.15 [kN]	Resultant shear force in a bolt	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	67.17 [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	78.36 [kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 64.33 < 67.17$	verified	(0.96)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 46.11 < 78.36$	verified	(0.59)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$79.15 < 291.94$	verified	(0.27)
Verification of the section due to block tearing (axial force)			
Angle			
$A_{nt} =$	10.80 [cm ²]	Net area of the section in tension	
$A_{nv} =$	4.60 [cm ²]	Area of the section in shear	
$V_{effRd} =$	444.55 [kN]	Design capacity of a section weakened by openings	$V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 0.00 < 444.55$	verified	(0.00)
Beam			
$A_{nt} =$	7.67 [cm ²]	Net area of the section in tension	
$A_{nv} =$	5.40 [cm ²]	Area of the section in shear	
$V_{effRd} =$	349.45 [kN]	Design capacity of a section weakened by openings	$V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 0.00 < 349.45$	verified	(0.00)
Verification of the section due to block tearing (shear force)			
Angle			

$A_{nt} =$	2.30	[cm ²]	Net area of the section in tension	
$A_{nv} =$	12.85	[cm ²]	Area of the section in shear	
$V_{effRd} =$	243.58	[kN]	Design capacity of a section weakened by openings	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$			$ 92.22 < 243.58$	verified (0.38)
Beam				
$A_{nt} =$	2.70	[cm ²]	Net area of the section in tension	
$A_{nv} =$	11.08	[cm ²]	Area of the section in shear	
$V_{effRd} =$	222.26	[kN]	Design capacity of a section weakened by openings	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$			$ 184.45 < 222.26$	verified (0.83)
Verification of angle section weakened by openings				
$A_t =$	12.25	[cm ²]	Area of tension zone of the gross section	
$A_{t,net} =$	7.45	[cm ²]	Net area of the section in tension	
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$			$0.55 < 0.80$	
$W_{net} =$	89.46	[cm ³]	Elastic section modulus	
$M_{c,Rdnet} =$	24.60	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$			$ 6.43 < 24.60$	verified (0.26)
$A_v =$	24.50	[cm ²]	Effective section area for shear	$A_v = I_a * t_{ra}$
$V_{pl,Rd} =$	388.99	[kN]	Design plastic resistance for shear	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$			$ 92.22 < 388.99$	verified (0.00)
Verification of a beam section weakened by openings				
$A_t =$	10.65	[cm ²]	Area of tension zone of the gross section	
$A_{t,net} =$	7.24	[cm ²]	Net area of the section in tension	
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$			$0.61 < 0.80$	
$W_{net} =$	94.09	[cm ³]	Elastic section modulus	
$M_{c,Rdnet} =$	25.88	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$			$ 12.87 < 25.88$	verified (0.50)
$A_v =$	21.30	[cm ²]	Effective section area for shear	
$A_{v,net} =$	14.48	[cm ²]	Net area of a section effective for shear	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$
$V_{pl,Rd} =$	338.18	[kN]	Design plastic resistance for shear	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$			$ 184.45 < 338.18$	verified (0.55)

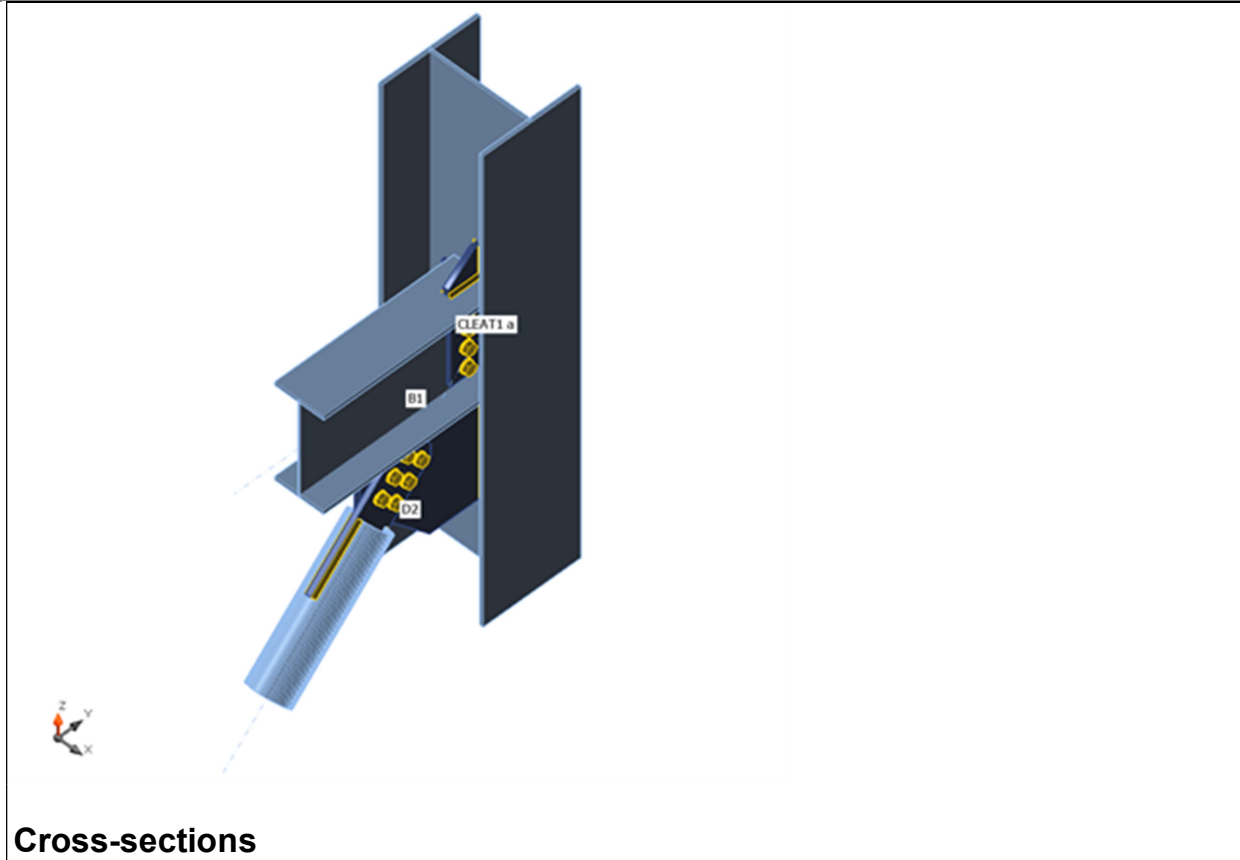
Connection conforms to the code

Ratio 0.96

Πίνακας Α.4: Αποτελέσματα ελέγχου σύνδεσης κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας.

Beams and columns

Name	Cross-section	β - Direction [°]	γ - Pitch [°]	α - Rotation [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forces in
C	7 - HEA340A	0.0	-90.0	0.0	0	0	0	Node
B1	6 - IPE300	-90.0	0.0	0.0	0	0	0	Node
D2	5 - CHS120,6.3	-90.0	45.0	0.0	0	0	0	Node



Name	Material
7 - HEA340A	S 275
6 - IPE300	S 275
5 - CHS120,6.3	S 235
9 - L100X10	S 275

Bolts

Name	Bolt assembly	Diameter [mm]	fu [MPa]	Gross area [mm ²]
M22 8.8	M22 8.8	22	800.0	380
M20 8.8	M20 8.8	20	800.0	314

Load effects (equilibrium not required)

Name	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B1	0.0	10.9	35.5	0.0	0.0	0.0
	D2	401.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Check Summary

Name	Value	Status
Analysis	100.0%	OK
Plates	0.8 < 5%	OK
Bolts	88.7 < 100%	OK
Welds	99.9 < 100%	OK
Buckling	Not calculated	

Plates

Name	Material	Thickness [mm]	Loads	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pI} [%]	Status
C-bfl 1	S 275	11.5	LE1	194.3	0.0	OK
C-tfl 1	S 275	11.5	LE1	137.0	0.0	OK
C-w 1	S 275	8.5	LE1	275.1	0.1	OK
B1-bfl 1	S 275	10.7	LE1	151.6	0.0	OK
B1-tfl 1	S 275	10.7	LE1	115.9	0.0	OK
B1-w 1	S 275	7.1	LE1	271.3	0.0	OK
D2	S 235	6.3	LE1	236.7	0.8	OK
CLEAT1 a-bfl 1	S 275	10.0	LE1	275.1	0.1	OK
CLEAT1 a-w 1	S 275	10.0	LE1	275.1	0.0	OK
CLEAT1 b-bfl 1	S 275	10.0	LE1	178.9	0.0	OK
CLEAT1 b-w 1	S 275	10.0	LE1	220.1	0.0	OK
SP1	S 275	20.0	LE1	275.4	0.2	OK
CPL1	S 275	15.0	LE1	275.8	0.4	OK

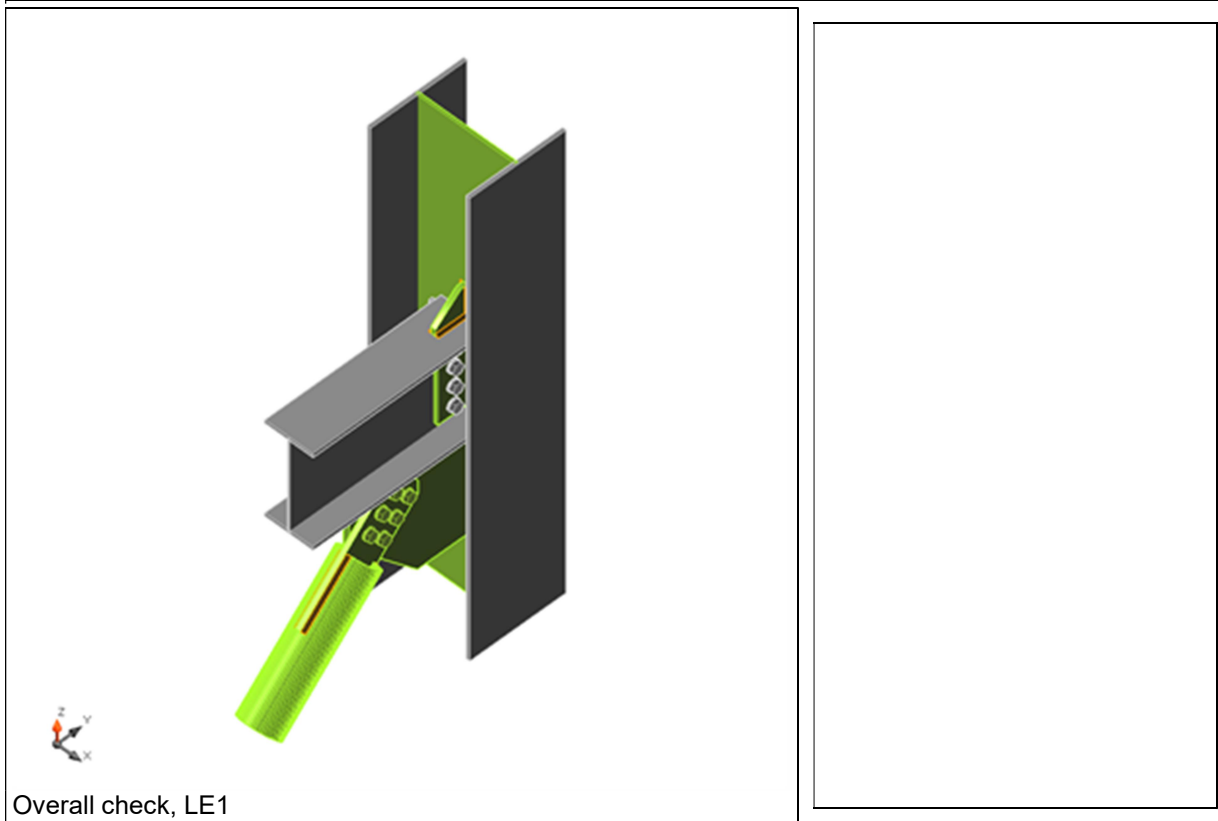
STIFF1a	S 275	15.0	LE1	155.8	0.0	OK
STIFF1b	S 275	15.0	LE1	147.6	0.0	OK
WID1	S 275	15.0	LE1	271.3	0.0	OK

Design data

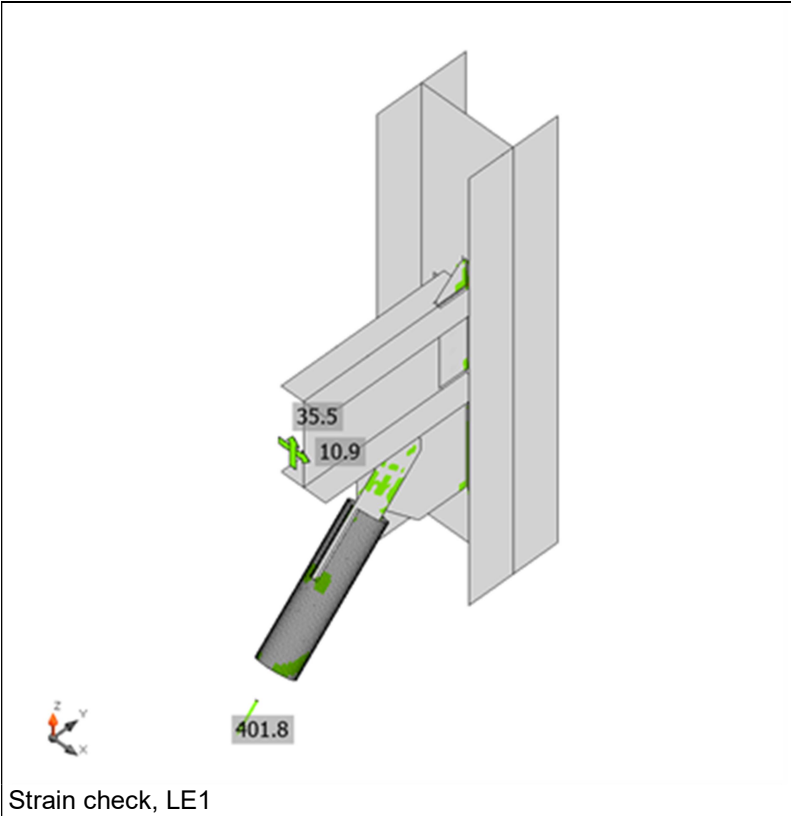
Material	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 275	275.0	5.0
S 235	235.0	5.0

Symbol explanation

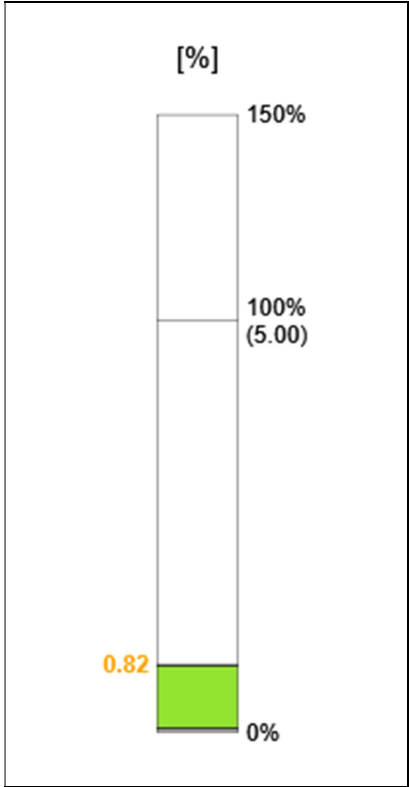
ϵ_{pl}	Strain
σ_{Ed}	Eq. stress
f_y	Yield strength
ϵ_{lim}	Limit of plastic strain

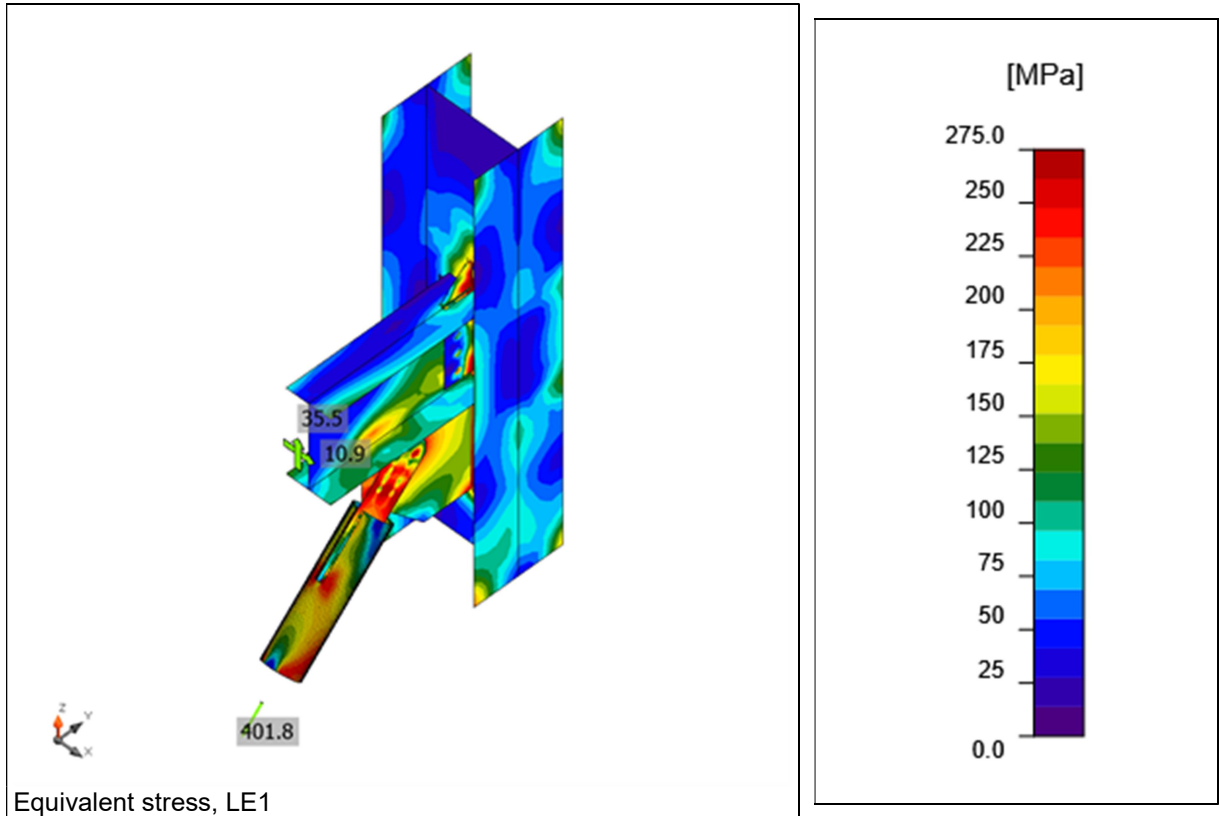


Overall check, LE1



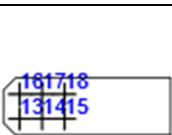
Strain check, LE1





Bolts

	Name	Grade	Loads	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kN]	U_{t_t} [%]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_{t_s} [%]	$U_{t_{ts}}$ [%]	Status
	B1	M22 8.8 - 1	LE1	12.3	11.6	7.1	103.4	17.0	15.0	OK
	B2	M22 8.8 - 1	LE1	4.1	9.5	2.4	107.7	14.4	9.8	OK
	B3	M22 8.8 - 1	LE1	4.6	8.5	2.6	109.0	12.7	9.2	OK
	B4	M22 8.8 - 1	LE1	12.0	8.4	6.9	107.2	11.4	12.1	OK
	B5	M22 8.8 - 2	LE1	31.7	2.3	18.2	115.3	2.0	15.0	OK
	B6	M22 8.8 - 2	LE1	5.6	3.0	3.2	160.8	2.6	4.9	OK
	B7	M22 8.8 - 2	LE1	6.9	4.5	4.0	160.8	3.9	6.7	OK
	B8	M22 8.8 - 2	LE1	38.6	6.0	22.1	101.1	6.0	21.0	OK
	B9	M22 8.8 - 2	LE1	22.4	1.4	12.9	160.8	1.2	10.4	OK
	B10	M22 8.8 - 2	LE1	2.9	2.5	1.7	160.8	2.1	3.3	OK
	B11	M22 8.8 - 2	LE1	4.1	3.8	2.3	160.8	3.2	4.9	OK

	B12	M22 8.8 - 2	LE1	30.2	4.7	17.3	88.9	5.3	16.4	OK
	B13	M20 8.8 - 3	LE1	29.0	69.3	20.5	132.5	73.6	88.3	OK
	B14	M20 8.8 - 3	LE1	0.9	65.8	0.6	127.5	69.9	70.4	OK
	B15	M20 8.8 - 3	LE1	6.4	64.0	4.5	127.5	68.0	71.3	OK
	B16	M20 8.8 - 3	LE1	28.9	69.7	20.5	132.5	74.1	88.7	OK
	B17	M20 8.8 - 3	LE1	0.2	67.0	0.1	127.5	71.2	71.3	OK
	B18	M20 8.8 - 3	LE1	5.9	66.2	4.2	127.5	70.4	73.4	OK

Design data

Name	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M22 8.8 - 1	174.5	223.7	116.4
M22 8.8 - 2	174.5	190.2	116.4
M20 8.8 - 3	141.1	306.4	94.1

Symbol explanation

$F_{t,Rd}$	Bolt tension resistance EN 1993-1-8 tab. 3.4
$F_{t,Ed}$	Tension force
$B_{p,Rd}$	Punching shear resistance
V	Resultant of shear forces V_y , V_z in bolt
$F_{v,Rd}$	Bolt shear resistance EN_1993-1-8 table 3.4
$F_{b,Rd}$	Plate bearing resistance EN 1993-1-8 tab. 3.4
U_t	Utilization in tension
U_s	Utilization in shear
U_{ts}	Utilization in tension and shear EN 1993-1-8 table 3.4

Welds (Plastic redistribution)

Item	Edge	Material	Throat th. [mm]	Length [mm]	Load s	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ [MPa]	$T_{ }$ [MPa]	T_{\perp} [MPa]	U_t [%]	U_c [%]	Status
B1-bfl 1	SP1	S 275	6.0	370	LE1	396.7	0.0	241.7	-41.4	-176.8	98.0	58.1	OK
		S 275	6.0	370	LE1	133.3	0.0	31.1	-73.8	12.3	32.9	20.3	OK
CPL 1	D2-arc 15	S 235	6.3	200	LE1	353.1	0.2	-53.1	201.2	11.6	98.1	40.6	OK
CPL	D2-arc	S 235	6.3	200	LE1	353.	0.	-52.3	-201.	11.9	98.	40.	OK

1	18					1	2		2		1	9	
CPL 1	D2-arc 47	S 235	□6.3	200	LE1	353. 1	0. 2	-52.1	201. 3	12.1	98. 1	40. 6	OK
CPL 1	D2-arc 50	S 235	□6.3	200	LE1	353. 1	0. 2	-53.4	-201. 2	11.5	98. 1	40. 9	OK
C-bfl 1	STIFF1 a	S 275	□5.0 □	119	LE1	167. 8	0. 0	-10.9	-96.7	-2.3	41. 5	28. 0	OK
		S 275	□5.0 □	119	LE1	149. 2	0. 0	10.8	85.9	-2.1	36. 9	23. 0	OK
C-w 1	STIFF1 a	S 275	□5.0 □	243	LE1	398. 9	1. 4	234. 5	-6.1	186. 2	98. 6	49. 7	OK
		S 275	□5.0 □	243	LE1	398. 0	0. 9	140. 8	8.5	-214. 8	98. 3	27. 1	OK
C-tfl 1	STIFF1 a	S 275	□5.0 □	119	LE1	157. 4	0. 0	-7.5	90.8	1.3	38. 9	26. 6	OK
		S 275	□5.0 □	119	LE1	140. 1	0. 0	13.7	-80.4	-4.9	34. 6	21. 9	OK
C-bfl 1	STIFF1 b	S 275	□5.0 □	119	LE1	138. 4	0. 0	15.0	-79.1	7.2	34. 2	22. 4	OK
		S 275	□5.0 □	119	LE1	146. 1	0. 0	-21.8	82.2	14.1	36. 1	24. 6	OK
C-w 1	STIFF1 b	S 275	□5.0 □	243	LE1	397. 4	0. 5	116. 2	-7.5	219. 3	98. 2	27. 2	OK
		S 275	□5.0 □	243	LE1	398. 0	0. 9	244. 7	9.2	-181. 0	98. 4	46. 9	OK
C-tfl 1	STIFF1 b	S 275	□5.0 □	119	LE1	114. 7	0. 0	13.3	65.6	5.0	28. 3	18. 1	OK
		S 275	□5.0 □	119	LE1	137. 9	0. 0	-2.0	-79.4	-6.2	34. 1	23. 9	OK
C-w 1	SP1	S 275	□6.0 □	380	LE1	403. 4	4. 2	152. 9	-85.6	197. 8	99. 7	41. 5	OK
		S 275	□6.0 □	380	LE1	396. 6	0. 0	97.0	220. 1	29.3	98. 0	32. 2	OK
C-w 1	WID1	S 275	□6.0 □	90	LE1	404. 4	4. 8	169. 2	35.9	209. 0	99. 9	69. 7	OK
		S 275	□6.0 □	90	LE1	399. 9	2. 1	259. 2	37.5	-171. 8	98. 8	76. 7	OK
B1- tfl 1	WID1	S 275	□6.0 □	100	LE1	396. 8	0. 1	139. 2	206. 8	57.1	98. 1	52. 9	OK
		S 275	□6.0 □	100	LE1	390. 9	0. 0	51.2	-104. 8	-197. 6	96. 6	46. 3	OK

Design data

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 275	0.85	404.7	309.6
S 235	0.80	360.0	259.2

Symbol explanation

ϵ_{pl}	Strain
$\sigma_{w,Ed}$	Equivalent stress
$\sigma_{w,Rd}$	Equivalent stress resistance
σ_{\perp}	Perpendicular stress
τ_{\parallel}	Shear stress parallel to weld axis
τ_{\perp}	Shear stress perpendicular to weld axis
0.9σ	Perpendicular stress resistance - $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
β_w	Corelation factor EN 1993-1-8 tab. 4.1
Ut	Utilization
Utc	Weld capacity utilization

Buckling

Buckling analysis was not calculated.

Code settings

Item	Value	Unit	Reference
γ_{M0}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M1}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M2}	1.25	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M3}	1.25	-	EN 1993-1-8: 2.2
γ_C	1.50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
γ_{Inst}	1.20	-	ETAG 001-C: 3.2.1
Joint coefficient β_j	0.67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Effective area - influence of mesh size	0.10	-	
Friction coefficient - concrete	0.25	-	EN 1993-1-8
Friction coefficient in slip-resistance	0.30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Limit plastic strain	0.05	-	EN 1993-1-5

Weld stress evaluation	Plastic redistribution	<input type="checkbox"/>	
Detailing	No	<input type="checkbox"/>	
Distance between bolts [d]	2.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Distance between bolts and edge [d]	1.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Concrete breakout resistance	Yes	<input type="checkbox"/>	ETAG 001-C
Use calculated a_b in bearing check.	Yes	<input type="checkbox"/>	EN 1993-1-8: tab 3.4
Cracked concrete	No	<input type="checkbox"/>	
Local deformation check	No	<input type="checkbox"/>	
Local deformation limit	0.03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Geometrical nonlinearity (GMNA)	Yes	<input type="checkbox"/>	Large deformations for hollow sections

