



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



Δομοστατικός Σχεδιασμός και Κατασκευαστικές Λεπτομέρειες Σύμμικτου Κτιρίου Διαγνωστικού Κέντρου Υγείας με Ειδικές Απαιτήσεις Αίθουσας Μαγνητικού Τομογράφου

Structural Design and Construction Details of a Composite Diagnostic
Healthcare Building with Special Requirements for the MRI Suite



Διπλωματική Εργασία
Χρήστος Γκάνεμ

ΕΜΚ ΔΕ 2026/14

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος, Επίκουρος Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, Ιούλιος 2026



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



Δομοστατικός Σχεδιασμός και Κατασκευαστικές Λεπτομέρειες Σύμμικτου Κτιρίου Διαγνωστικού Κέντρου Υγείας με Ειδικές Απαιτήσεις Αίθουσας Μαγνητικού Τομογράφου



Διπλωματική Εργασία

Χρήστος Γκάνεμ

ΕΜΚ ΔΕ 2026/14

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος, Επίκουρος Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, Ιούλιος 2026

Copyright © Χρήστος Γκάνεμ, 2026
Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση σε αρχείο πληροφοριών, διανομή, αναπαραγωγή, μετάφραση ή μετάδοση της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό, υπό οποιαδήποτε μορφή και με οποιοδήποτε μέσο επικοινωνίας, ηλεκτρονικό ή μηχανικό, χωρίς την προηγούμενη έγγραφη άδεια του συγγραφέα. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τον συγγραφέα.

Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

Copyright © Christos Ghanem, 2026
All Rights Reserved

Neither the whole nor any part of this diploma thesis may be copied, stored in a retrieval system, distributed, reproduced, translated, or transmitted for commercial purposes, in any form or by any means now or hereafter known, electronic or mechanical, without the written permission from the author. Reproducing, storing and distributing this thesis for non-profitable, educational or research purposes is allowed, without prejudice to reference to its source and to inclusion of the present text. Any queries in relation to the use of the present thesis for commercial purposes must be addressed to its author.

Approval of this diploma thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens (NTUA) does not constitute in any way an acceptance of the views of the author contained herein by the said academic organisation (L. 5343/1932, art. 202).

Χρήστος Γκάνεμ (2026)

Δομοστατικός Σχεδιασμός και Κατασκευαστικές Λεπτομέρειες Σύμμικτου Κτιρίου Διαγνωστικού
Κέντρου Υγείας με Ειδικές Απαιτήσεις Αίθουσας Μαγνητικού Τομογράφου

Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2026 14

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Christos Ghanem (2026)

Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2026 14

Structural Design and Construction Details of a Composite Diagnostic Healthcare Building with Special
Requirements for the MRI Suite

Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή μου, κ. Παύλο Θανόπουλο, για την καθοδήγηση, την υποστήριξη και την εμπιστοσύνη που μου έδειξε, στηρίζοντας ενεργά την εκπόνηση της παρούσας μελέτης και μοιραζόμενος τις γνώσεις του όποτε το είχα ανάγκη. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω την επιτροπή για τον χρόνο που θα αφιερώσει, καθώς και οποιονδήποτε μελλοντικό αναγνώστη.



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2026/14

**Δομοστατικός Σχεδιασμός και Κατασκευαστικές Λεπτομέρειες Σύμμικτου
Κτιρίου Διαγνωστικού Κέντρου Υγείας με Ειδικές Απαιτήσεις Αίθουσας
Μαγνητικού Τομογράφου**

Χρήστος Γκάνεμ

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος, Επίκουρος Καθηγητής ΕΜΠ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Ο σχεδιασμός ενός σύγχρονου Κέντρου Διάγνωσης Υγείας επιλέχθηκε λόγω της κρίσιμης σημασίας που έχουν τα κέντρα αυτά για την έγκαιρη διάγνωση διαφόρων νοσημάτων, ιδιαίτερα των πιο απαιτητικών στην περίθαλψή τους. Βασικό κίνητρο αποτέλεσε η ενασχόληση με ένα έργο το οποίο διαθέτει σαφή κοινωνική συνεισφορά. Μέσα από τον σχεδιασμό αναδεικνύεται επίσης ο τρόπος με τον οποίο η στατική μελέτη επηρεάζεται άμεσα από τις αυστηρές απαιτήσεις των χώρων υγείας. Η επιρροή αυτή είναι εμφανής σε όλα τα στάδια της μελέτης, ξεκινώντας από τον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό βάσει της σχετικής νομοθεσίας κτιριοδομικού κανονισμού, προχωρώντας στη σεισμική και στατική ανάλυση με τη χρήση αυξημένων συντελεστών σπουδαιότητας και κινητών φορτίων, έως και την ικανοποίηση των προδιαγραφών των κατασκευαστών των ιατρικών μηχανημάτων για την απομόνωση συχνοτήτων.

Σε επίπεδο συνολικού σχεδιασμού, η ανάγκη ομαδοποίησης των χώρων, αλλά και η επιθυμία αποφυγής μιας τυπικής ορθογωνικής κάτοψης, οδήγησε σε επιλογή μη κανονικής κάτοψης σχήματος «Γ». Το κτίριο μελετήθηκε ως ενιαίο δυναμικό σύστημα με αρθρωτό ελαφρύ σύμμικτο φορέα. Λόγω ασυμμετρίας, το κέντρο μάζας βρίσκεται εκτός του περιγράμματος, προκαλώντας έντονες στρεπτικές καταπονήσεις. Για εξισορρόπηση, ενσωματώθηκε πυρήνας οπλισμένου σκυροδέματος στο κοντινότερο δυνατό σημείο προς το κέντρο μάζας, μειώνοντας έτσι την απόσταση μεταξύ του κέντρου μάζας και του κέντρου δυσκαμψίας. Η ιδιομορφική ανάλυση ανέδειξε χωρική σύζευξη με διαγώνια ταλάντωση των πτερύγων, όπου ο πυρήνας αναλαμβάνει το μεγαλύτερο μέρος της σεισμικής τέμνουσας βάσης και, συνεργατικά με τους χιαστί συνδέσμους, απορροφά τις στροφικές παραμορφώσεις. Βάσει ικανοτικού σχεδιασμού, υποστυλώματα και δοκοί διαστασιολογήθηκαν για την αυξημένη δύναμη πλαστικής διαρροής των εφελκυσμένων διαγωνίων, επιτρέποντας στα χιαστί να λειτουργήσουν ως μηχανισμός απόσβεσης. Έτσι, ο πυρήνας επιτρέπει την ασφαλή σεισμική απόκριση, μειώνοντας παράλληλα το συνολικό κόστος μέσω της χρήσης ελαφρού χαλύβδινου φορέα στο υπόλοιπο κτίριο.

Όσον αφορά τον έλεγχο ακραίων δράσεων βάσει Ευρωκωδίκων, ιδιαίτερα κρίσιμος κρίθηκε αυτός της πυρκαγιάς. Η απαιτούμενη πυραντοχή 90 λεπτών εξασφαλίστηκε με ψεκαζόμενο επίχρισμα. Σε συνθήκη πυρκαγιάς, η παρεμπόδιση της θερμικής διαστολής των δοκών από τη σύμμικτη πλάκα αναπτύσσει υψηλές θλιπτικές δυνάμεις, οι οποίες, σε συνδυασμό με τη θερμική υποβάθμιση του χάλυβα, καθιστούν τις διατομές ευάλωτες, επιβάλλοντας έτσι τον λεπτομερή έλεγχο τους για τη διασφάλιση της αντοχής του κτιρίου. Με το ίδιο σκεπτικό για τη μέγιστη ασφάλεια, διαστασιολογήθηκε η γυάλινη πρόσοψη. Η ανάλυση βάσει του Γερμανικού κανονισμού DIN 18008 έδειξε πως η ενδιάμεση μεμβράνη προσδίδει υψηλή διατμητική ακαμψία, διατηρώντας σταθερές τις τάσεις σε όλο το πάχος της. Αυτό αποτελεί ένδειξη συνεργατικής δράσης των στρώσεων, αποτρέποντας την ολίσθηση των επιμέρους γυάλινων στρώσεων και εξασφαλίζοντας την παραλαβή της μέγιστης ανεμοπίεσης.

Τέλος, ειδικό σχεδιασμό απαιτήσε η αίθουσα του Μαγνητικού Τομογράφου. Ο κατασκευαστής επιβάλλει απομόνωση της πλάκας έδρασης από δονήσεις για την ακρίβεια των απεικονίσεων. Το βάρος του μηχανήματος που ανέρχεται στους 3,5 τόνους και η μηδενική ανοχή σε κραδασμούς επέβαλαν τον σχεδιασμό ανεξάρτητης πλωτής πλάκας. Μέσω διπλής εφαρμογής ελαστομερών εφεδράνων μεγαλύτερων στα σημεία έδρασης, μικρότερων κάτω από την πλάκα και μέσω ιδιομορφικής ανάλυσης, επετεύχθηκε η δυναμική απομόνωση του θαλάμου από βηματισμούς. Συνοψίζοντας, η μελέτη αναδεικνύει την επιρροή των απαιτήσεων των χώρων υγείας στον στατικό σχεδιασμό. Με την κατάλληλη επιλογή συστήματος, υλικών και αναλύσεων, επιτυγχάνεται η ασφαλής ικανοποίησή τους.



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



DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2026/14

Structural Design and Construction Details of a Composite Diagnostic Healthcare Building with Special Requirements for the MRI Suite

Christos Ghanem

Supervisor: Pavlos Thanopoulos, Assistant Professor NTUA

ABSTRACT

The structural design of a modern Health Diagnostic Center was selected due to the critical importance of such facilities in the early diagnosis of various diseases, particularly those requiring highly demanding medical care. The primary motivation was to engage in a project that offers a clear and direct social contribution. The design process also highlights how structural analysis is directly influenced by the stringent requirements of healthcare facilities. This influence is evident across all stages of the design, starting from the architectural layout based on relevant building regulations, progressing to the seismic and structural analysis using increased importance factors and live loads, up to satisfying the medical equipment manufacturers' specifications for frequency isolation.

In terms of overall design, the need to group medical spaces, coupled with the desire to avoid a typical rectangular footprint, led to the selection of an irregular L-shaped plan. The building was analyzed as a unified dynamic system featuring a pinned, lightweight composite structure. Due to this asymmetry, the center of mass lies outside the building's footprint, generating torsional responses under seismic loading. To balance the system, a reinforced concrete core was integrated at the closest possible point to the center of mass, thereby reducing the distance between the center of mass and the center of rigidity. Modal analysis revealed spatial coupling with a diagonal oscillation of the wings, where the core resists most of the seismic base shear and, in collaboration with the cross-bracing systems, absorbs torsional deformations. Based on capacity design principles, the columns and beams of the braced frames were dimensioned for the increased plastic yield force of the tension diagonals, allowing the braces to function as an effective energy dissipation mechanism. Consequently, the core ensures a safe seismic response while simultaneously reducing the overall cost through the use of a lightweight steel frame for the remainder of the building.

Regarding the verification against extreme actions in accordance with the Eurocodes, fire design proved to be particularly critical. The required 90-minute fire resistance was achieved using a sprayed fire resistive material. Under fire conditions, the thermal expansion of the steel beams is restrained by the composite slab, leading to the development of high compressive forces, which, coupled with the thermal degradation of the steel, make the cross-sections vulnerable, thus mandating their detailed verification to ensure the building's structural integrity. Driven by the same objective of maximum safety, the structural glass facade was dimensioned. Analysis based on the German DIN 18008 standard indicated that the interlayer membrane provides high shear stiffness, maintaining constant stresses throughout its thickness. This serves as an indication of composite action between the layers, preventing slip between the individual glass panes and ensuring the capacity to withstand maximum wind pressure.

Finally, the Magnetic Resonance Imaging (MRI) room required special design consideration. The manufacturer mandates the isolation of the base slab from ambient vibrations to guarantee imaging accuracy. The equipment's weight of 3.5 tons, combined with a zero tolerance policy for vibrations, necessitated the design of an independent floating slab. Through the dual application of elastomeric bearings, larger ones at the equipment's support points and smaller ones underneath the slab, along with targeted modal analysis, the dynamic isolation of the room from vibrations induced by footfall was successfully achieved. In summary, the study highlights the profound influence of healthcare facility requirements on structural design. With the appropriate selection of structural systems, materials, and analytical methods, these rigorous demands are safely met.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1	ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΚΤΙΡΙΟΛΟΓΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ	20
1.1	Τοποθεσία Μελέτης	20
1.2	Επιλογή Μορφολογίας Κάτοψης.....	22
1.3	Κανονισμοί σύνθεσης διαγνωστικών εργαστηρίων απεικονίσεων	23
1.4	Τελικό Κτιριολογικό Πρόγραμμα	25
1.5	Κανονισμός Πυροπροστασίας, Οδεύσεις Διαφυγής και Έξοδοι Κινδύνου	27
1.6	Τελικά Αρχιτεκτονικά Σχέδια	30
1.7	Φωτορεαλιστικές Απεικονίσεις	32
2	ΦΟΡΤΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	37
2.1	Ιδίων Βάρος.....	37
2.2	Πρόσθετα Μόνιμα Φορτία	38
2.2.1	Τυπικοί χώροι και εργαστήρια	38
2.2.2	Ακτινοδιαγνωστικό τμήμα	39
2.3	Κινητά Φορτία.....	41
2.4	Φορτίο Χιονιού.....	43
2.5	Φορτία Ανέμου.....	46
2.5.1	Παράμετροι Ανέμου	46
2.5.2	Κανονιστικό πλαίσιο μεθοδολογίας υπολογισμού ανεμοπιέσεων	50
2.5.3	Φορτία Ανέμου Αριστερής Πτέρυγας	55
2.5.4	Φορτία Ανέμου Δεξιάς Πτέρυγας	61
2.5.5	Φορτία Ανέμου Κεντρικού Τμήματος	67
2.5.6	Συνδυασμός ανεμοπιέσεων επιμέρους τμημάτων.....	71
2.6	Σεισμικές Δράσεις.....	73
2.6.1	Σεισμική Ζώνη και Κατηγορία Σπουδαιότητας.....	73
2.6.2	Εδαφικές Συνθήκες και Παράμετροι Φάσματος.....	75
2.6.3	Συντελεστής Συμπεριφοράς η και Κατηγορία Πλαστιμότητας.....	76
2.6.4	Οριζόντιο Φάσμα Σχεδιασμού	77
2.6.5	Κατακόρυφη Σεισμική Συνιστώσα.....	78
2.6.6	Κανόνες Επαλληλίας.....	79
2.6.7	Τυχηματική Εκκεντρότητα	80
2.6.8	Σεισμικές Μάζες και ρυθμίσεις Ιδιομορφικής Ανάλυσης	81
2.7	Θερμοκρασιακά Φορτία.....	83
2.8	Συνδυασμοί Φορτίσεων Σχεδιασμού	87
2.8.1	Κανονιστικό Πλαίσιο Φορτιστικών Συνδυασμών	87
2.8.2	Κατηγορίες Δράσεων.....	88

2.8.3 Περιβάλλουσες - Καταστάσεις Σχεδιασμού και Τελικοί Συνδυασμοί Φορτίσεων	88
2.9 Επιλογή Διατομών	94
3 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	96
3.1 Θεωρητικό Υπόβαθρο και Απαιτήσεις Ευρωκώδικα 8	96
3.2 Αποτελέσματα Ιδιοσυχνοτήτων και Ιδιοπεριοδών	96
3.3 Ενεργός Ιδιομορφική Μάζα και Φαινόμενο Χωρικής Σύζευξης.....	97
3.4 Συντελεστές Συμμετοχής	97
3.5 Ερμηνεία και Συμπεράσματα	98
3.6 Γραφική Απεικόνιση Ιδιομορφών	99
3.6.1 Γραφική Απεικόνιση Πρώτης Ιδιομορφής - $T_1 = 0.617$ s	99
3.6.2 Γραφική Απεικόνιση Δεύτερης Ιδιομορφής - $T_2 = 0.579$ s	102
3.6.3 Γραφική Απεικόνιση Τρίτης Ιδιομορφής - $T_3 = 0.290$ s	105
4 ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΑΣΜΑΤΟΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ.....	106
4.1 Κέντρα Μάζας, Κέντρα Δυσκαμψίας και Εκκεντρότητες	106
4.2 Οριζόντιες Σεισμικές Δυνάμεις και Τέμνουσες Ορόφων	107
4.3 Σχετικές Μετακινήσεις Ορόφων και Έλεγχος Περιορισμού Βλαβών	108
4.4 Απεικόνιση Ελαστικών Μετακινήσεων Ανάλυσης Φάσματος Απόκρισης	110
4.5 Έλεγχος Επιρροής Φαινομένων 2ης Τάξης P-δ	112
4.6 Εντατικά Μεγέθη Πυρήνα Σκυροδέματος από την Φασματική Ανάλυση	113
5 ΔΙΑΤΑΞΗ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΠΥΡΗΝΑ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΚΛΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΟΥ.....	117
5.1 Υλικά και Επικάλυψη.....	117
5.2 Κανονιστικές Απαιτήσεις Οπλισμού	117
5.3 Διάταξη Οπλισμού Διατομής	118
5.4 Εντατικά Μεγέθη Πυρήνα Σκυροδέματος από τον Σεισμικό Συνδυασμό	120
5.5 Έλεγχος Επάρκειας Διαμήκη Οπλισμού	122
5.6 Έλεγχος Διαξονικής Κάμψης και Αξονικής Δύναμης	124
5.7 Έλεγχος Επάρκειας Υλικού	125
5.8 Συγκεντρωτικός Πίνακας Ελέγχων	125
5.9 Σχεδιασμός και Έλεγχος Υψίκορμων Δοκών Κλιμακοστασίου	126
5.9.1 Διάταξη Οπλισμού.....	126
5.9.2 Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα Ελέγχων	127
6 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΜΕΛΩΝ	128
6.1 Διαστασιολόγηση Κύριας Δοκού	128
6.1.1 Επιλογή Κρίσιμης Δοκού	128
6.1.2 Μήκη Λυγισμού για τους ελέγχους Οριακής Κατάστασης Αστοχίας.....	129
6.1.3 Στηρίξεις Σχεδιασμού για τους ελέγχους Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας	130
6.1.4 Αρθρώσεις Ράβδου.....	130

6.1.5	Εντατικά Μεγέθη	131
6.1.6	Επιλογή Διατομής	132
6.1.7	Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	133
6.1.9	Τελικός Βαθμός Εκμετάλλευσης και Συμπεράσματα	136
6.2	Διαστασιολόγηση Συνδετήριας Δοκού με Πυρήνα Σκυροδέματος	137
6.2.1	Επιλογή Κρίσιμης Δοκού	137
6.2.2	Μήκη Λυγισμού για τους ελέγχους Οριακής Κατάστασης Αστοχίας.....	138
6.2.3	Στηρίξεις Σχεδιασμού για τους ελέγχους Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας	138
6.2.4	Αρθρώσεις Ράβδου.....	139
6.2.5	Εντατικά Μεγέθη	139
6.2.6	Επιλογή Διατομής	141
6.2.7	Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	142
6.2.9	Τελικός Βαθμός Εκμετάλλευσης και Συμπεράσματα	145
6.3	Διαστασιολόγηση Χιαστί Συνδέσμου Δυσκαμψίας.....	146
6.3.1	Επιλογή Κρίσιμου Μέλους	146
6.3.2	Επιλογή Τύπου Μέλους και Αρθρώσεις Ράβδου	147
6.3.3	Μήκη Λυγισμού για τους ελέγχους Οριακής Κατάστασης Αστοχίας - ULS.....	147
6.3.4	Στηρίξεις Σχεδιασμού για τους ελέγχους Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας	147
6.3.5	Εντατικά Μεγέθη	148
6.3.6	Επιλογή Διατομής	149
6.3.8	Τελικός Βαθμός Εκμετάλλευσης και Συμπεράσματα	153
6.4	Διαστασιολόγηση Υποστυλώματος.....	154
6.4.1	Επιλογή Κρίσιμου Μέλους	154
6.4.2	Στηρίξεις Υποστυλωμάτων	155
6.4.3	Προσομοίωση Θεμελίωσης.....	155
6.4.4	Μήκη Λυγισμού για τους ελέγχους Οριακής Κατάστασης Αστοχίας – ULS	156
6.4.5	Στηρίξεις Σχεδιασμού για τους ελέγχους Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας	156
6.4.6	Εντατικά Μεγέθη	157
6.4.7	Επιλογή Διατομής	159
6.4.8	Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας.....	160
6.4.10	Τελικός Βαθμός Εκμετάλλευσης και Συμπεράσματα	163
7	ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΑΝΤΙΑΝΕΜΙΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ	164
7.1	Ικανοτικός Έλεγχος Χιαστί Συνδέσμων Δυσκαμψίας	164
7.2	Ικανοτικός Έλεγχος Κύριου Υποστυλώματος Πλαισίου.....	164
7.3	Ικανοτικός Έλεγχος Κύριας Δοκού Πλαισίου	167
7.4	Φιλοσοφία και Τεκμηρίωση της Επιλεγμένης Μεθοδολογίας.....	169
8	ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΥΡΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΚΑΙ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΜΕΛΩΝ	170
8.1	Μεθοδολογία Σχεδιασμού και Παράμετροι Ανάλυσης έναντι Πυρκαγιάς.....	170
8.2	Υπολογισμός Συντελεστή Διατομής A_m/V	172

8.3	Υπολογισμός Πάχους Βαφής Πυραντίστασης και εισαγωγή παραμέτρων	174
8.4	Συνδυασμοί Δράσεων και Εντατικά Μεγέθη Σχεδιασμού Πυραντίστασης.....	176
8.5	Έλεγχος Διατομών σε Πυραντίσταση	177
8.5.1	Εντατικά Μεγέθη Κρίσιμης Δοκού στην Τυχηματική Κατάσταση Πυρκαγιάς	179
8.5.2	Έλεγχοι Αντοχής Κύριας Δοκού σε Πυραντίσταση	180
8.5.3	Τελικός Βαθμός Εκμετάλλευσης και Συμπεράσματα έναντι Πυρκαγιάς.....	182
9	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ	183
9.1	Σύνδεση Υποστυλώματος με Τρεις Κύριες Δοκούς στον Πρώτο Όροφο	183
9.1.1	Θέσεις Εφαρμογής της Σύνδεσης στον Φορέα	183
9.1.2	Επιλογή Εξαρτημάτων και Κατασκευαστικές Λεπτομέρειες της Σύνδεσης.....	184
9.1.3	Επιλογή Κρίσιμων Συνδυασμών	185
9.1.4	Αποτελέσματα και Έλεγχος Επάρκειας Σύνδεσης	188
9.2	Σύνδεση Υποστυλώματος με Τρεις Κύριες Δοκούς στο Δώμα	192
9.2.1	Θέσεις Εφαρμογής της Σύνδεσης στον Φορέα	192
9.2.2	Επιλογή Εξαρτημάτων και Κατασκευαστικές Λεπτομέρειες της Σύνδεσης.....	193
9.2.3	Επιλογή Κρίσιμων Συνδυασμών	194
9.2.4	Αποτελέσματα και Έλεγχος Επάρκειας Σύνδεσης	197
9.3	Σύνδεση Δευτερεύουσας Σύμμικτης Δοκού με Κύρια Δοκό – Αριστερή Πτέρυγα.....	202
9.3.1	Θέσεις Εφαρμογής της Σύνδεσης στον Φορέα	202
9.3.2	Επιλογή Εξαρτημάτων και Κατασκευαστικές Λεπτομέρειες της Σύνδεσης.....	203
9.3.3	Επιλογή Κρίσιμων Συνδυασμών	203
9.3.4	Αποτελέσματα και Έλεγχος Επάρκειας Σύνδεσης	205
9.4	Σύνδεση Δύο Δευτερευουσών Σύμμικτων Δοκών με Κύρια Δοκό - Δεξιά Πτέρυγα.	208
9.4.1	Θέσεις Εφαρμογής της Σύνδεσης στον Φορέα	208
9.4.2	Επιλογή Εξαρτημάτων και Κατασκευαστικές Λεπτομέρειες της Σύνδεσης.....	209
9.4.3	Επιλογή Κρίσιμων Συνδυασμών	210
9.4.4	Αποτελέσματα και Έλεγχος Επάρκειας Σύνδεσης	212
9.5	Συνδέσεις Αντιανέμιου Πλαισίου Χιαστί Συνδέσμων Δυσκαμψίας.....	215
9.5.1	Σύνδεση Υποστυλώματος Δώματος με Κύριες Δοκούς και Διαγώνιο Μέλος Δυσκαμψίας	215
9.5.2	Σύνδεση Υποστυλώματος με Κύριες Δοκούς και Διαγώνια Μέλη Δυσκαμψίας	218
9.5.3	Φορτία Σχεδιασμού Σύνδεσης βάσει Ικανοτικού Ελέγχου	220
9.5.4	Υπολογισμός πλήθους κοχλιών και έλεγχος επάρκειας σύνδεσης Χιαστί Συνδέσμων Δυσκαμψίας.....	221
9.5.5	Υπολογισμός πλήθους κοχλιών και έλεγχος επάρκειας σύνδεσης Κύριας Δοκού Αντιανέμιου Πλαισίου	222
9.5.6	Σύνδεση Έδρασης Υποστυλώματος και Διαγώνιου Μέλους Δυσκαμψίας.....	224
9.6	Σύνδεση Συνδετήριων Δοκών με τον Πυρήνα Οπλισμένου Σκυροδέματος.....	228
9.6.1	Θέσεις Εφαρμογής της Σύνδεσης στον Φορέα	228
9.6.2	Επιλογή Εξαρτημάτων και Κατασκευαστικές Λεπτομέρειες της Σύνδεσης.....	229

10 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΔΟΚΩΝ	232
10.1 Διαστασιολόγηση Δευτερεύουσας Σύμμικτης Δοκού	232
10.1.1 Φάση Κατασκευής.....	235
10.1.2 Διατμητική Σύνδεση	237
10.1.3 Τελική Φάση - Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.....	239
10.1.4 Τελική Φάση - Λειτουργικότητα	241
10.2 Διαστασιολόγηση Εσωτερικής Κύριας Σύμμικτης Δοκού	243
10.2.1 Φάση Κατασκευής:	243
10.2.2 Διατμητική Σύνδεση:	244
10.2.3 Τελική Φάση - Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και Λειτουργικότητας.....	245
10.3 Διαστασιολόγηση Ακραίας Κύριας Σύμμικτης Δοκού	247
10.3.1 Φάση Κατασκευής.....	248
10.3.2 Διατμητική Σύνδεση	250
10.3.3 Τελική Φάση - Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.....	251
10.3.4 Τελική Φάση - Λειτουργικότητα	253
10.4 Τελικά Συμπεράσματα	255
11 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ	256
11.1 Γεωμετρία Φορέα και Υλικά	256
11.2 Διάταξη Οπλισμών	257
11.3 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας	259
11.4 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	260
11.5 Έλεγχος σε Κατάσταση Πυρκαγιάς.....	261
12 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΑΛΟΠΙΝΑΚΩΝ	262
12.1 Επιλογή επιφανειών που καλύπτονται από υαλοπίνακες και διαστάσεις υαλοπινάκων.....	262
12.2 Ορθοστάτες	263
12.2.1 Προσομοίωση Ελαστικών Στηρίξεων Ορθοστατών	263
12.2.2 Έδραση στη Βάση.....	264
12.3 Σύνθεση και Υλικά Υαλοπινάκων	265
12.4 Μέγιστα Φορτία Ανέμου.....	266
12.4.1 Καταστάσεις Φόρτισης Ανέμου.....	267
12.5 Κανονιστικό Πλαίσιο Γερμανικού Κώδικα DIN 18008	268
12.5.1 Συνδυασμοί Φορτίων κατά DIN 18008	268
12.5.2 Παράμετροι Σχεδιασμού κατά DIN 18008	268
12.6 Αποτελέσματα Ανάλυσης	270
12.6.1 Μετακινήσεις	270
12.6.2 Ορθές Τάσεις - σ_x , σ_y	272
12.6.3 Διατμητικές Τάσεις - τ_{xz} , τ_{yz}	273
12.7 Έλεγχοι Επάρκειας και Βαθμός Εκμετάλλευσης	274

13 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΠΛΑΓΙΟΚΑΛΥΨΗΣ	276
13.1 Επιλογή Πάνελ Πλαγιοκάλυψης	276
13.2 Τρόπος Τοποθέτησης και Στατική Επάρκεια έναντι Ανέμου	276
13.3 Εσωτερική Ξηρά Δόμηση και Τελικό Πάχος.....	277
13.4 Τεκμηρίωση Γραμμικού Φορτίου Πλαγιοκάλυψης.....	277
13.5 Επιλογή Χρώματος	278
14 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΑΙΘΟΥΣΑΣ ΜΑΓΝΗΤΙΚΟΥ ΤΟΜΟΓΡΑΦΟΥ ΚΑΙ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΠΛΩΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ	279
14.1 Επιλογή Μαγνητικού Τομογράφου	279
14.2 Προσδιορισμός θέσης Ισόκεντρου του Μαγνήτη και διαμόρφωση αιθουσών	279
14.2.1 Τοποθέτηση Ισόκεντρου	280
14.2.2 Θωράκιση Αίθουσας	280
14.3 Σχεδιασμός Πλωτής Πλάκας	282
14.3.1 Φορτία Βάρους Εξοπλισμού	282
14.3.2 Φορτίο Βάσης Τραπεζιού Ασθενούς	285
14.3.3 Εισαγωγή των φορτίων στο λογισμικό RFEM 6:	286
14.3.4 Συνδυασμός Φορτίων.....	287
14.4 Αντικραδασμική Προστασία Μαγνητικού Τομογράφου.....	288
14.4.1 Απαιτήσεις Αντικραδασμικής Προστασίας	288
14.4.2 Επιλογή Υλικού Τοπικών Εφεδράνων	289
14.4.3 Επιλογή Εφεδράνων για την συνολική επιφάνεια	290
14.4.4 Καθορισμός Δεικτών Ελαστικής Έδρασης στο λογισμικό RFEM6	291
14.5 Όπλιση Πλάκας	292
14.6 Αποτελέσματα Ανάλυσης	293
14.6.1 Έλεγχος Παραμορφώσεων και Επιπεδότητας SLS	293
14.6.2 Έλεγχος Πραγματικής Τάσης Ελαστομερούς SR11	294
14.6.3 Στατική Επάρκεια και Έλεγχος Οπλισμού	294
14.6.4 Αποτελέσματα Ιδιομορφικής Ανάλυσης.....	295
14.6.5 Αξιολόγηση Αντικραδασμικής Απομόνωσης Ελαστομερών με βάση τα αποτελέσματα της Ιδιομορφικής Ανάλυσης.....	298
15 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	301
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΝΤΟΧΗΣ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΣΕ ΟΚΑ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 3	304
Έλεγχος Διατομής Κύριας Δοκού	304
Έλεγχος Διατομής Συνδετήριας Δοκού με Πυρήνα Σκυροδέματος	318
Έλεγχος Διατομής Χιαστί Συνδέσμου Δυσκαμψίας	329
Έλεγχος Διατομής Υποστυλώματος	337
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΝΤΟΧΗΣ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΣΕ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΠΥΡΚΑΓΙΑΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 3.....	350

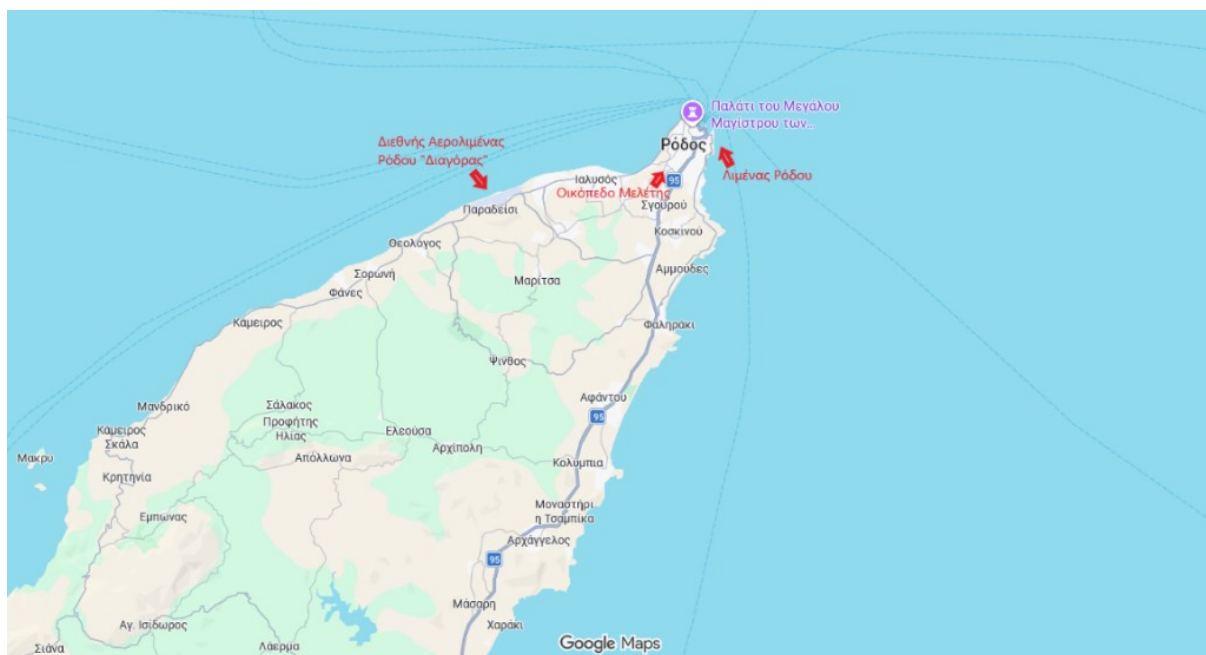
1 ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΚΤΙΡΙΟΛΟΓΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ

Στην παρούσα ενότητα παρουσιάζεται η επιλογή της τοποθεσίας μελέτης και η διαμόρφωση του κτιριολογικού προγράμματος, με βάση τον νέο Κτιριοδομικό Κανονισμό. Παράλληλα, αναλύεται ο αρχιτεκτονικός σχεδιασμός του έργου, ενώ παρατίθενται οι φωτορεαλιστικές απεικονίσεις που αποτυπώνουν την τελική μορφή της κατασκευής.

1.1 Τοποθεσία Μελέτης

Ως τοποθεσία μελέτης της κατασκευής του προτεινόμενου Κέντρου Διάγνωσης επιλέχθηκε το νησί της Ρόδου. Η απόφαση αυτή πάρθηκε με κύριο στόχο τη δημιουργία μιας υποδομής η οποία δεν θα εξυπηρετεί αποκλειστικά τους κατοίκους του νησιού, αλλά θα είναι σε θέση να καλύψει και τις ανάγκες των ευρύτερων περιοχών των Δωδεκανήσων. Βασικός στόχος είναι να μειωθεί η συνεχής ανάγκη μετακίνησης των ασθενών προς την Αθήνα για εξετάσεις, εξασφαλίζοντάς τους άμεση πρόσβαση σε διαγνωστικές υπηρεσίες υψηλής ποιότητας σε τοπικό επίπεδο.

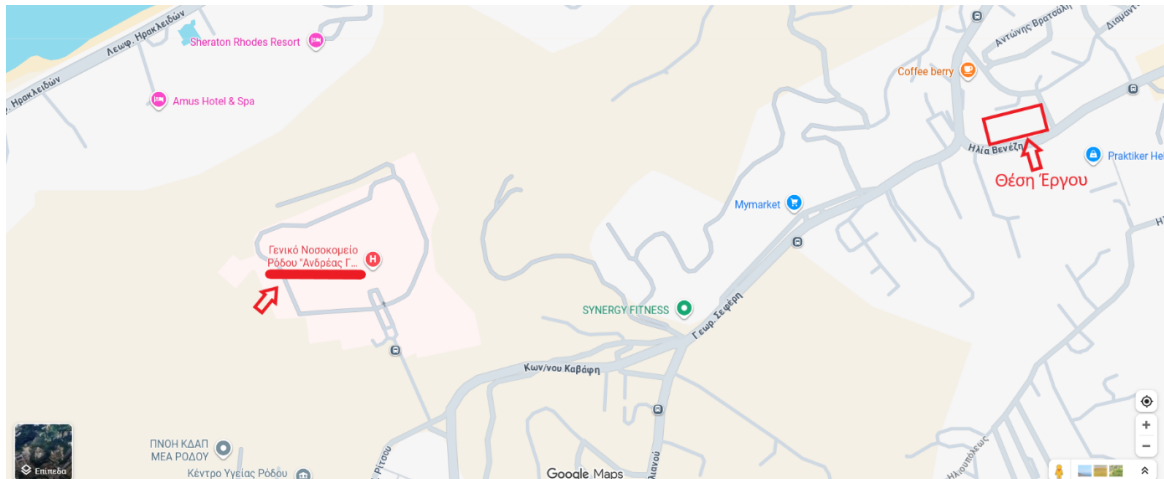
Με βάση αυτό το σκεπτικό, επιλέχθηκε το βόρειο τμήμα του νησιού, το οποίο βρίσκεται σε κοντινή απόσταση από τον Λιμένα καθώς και από τον Διεθνή Αερολιμένα Ρόδου. Η θέση αυτή θα προσφέρει εύκολη και γρήγορη πρόσβαση στους ασθενείς που καταφθάνουν είτε ακτοπολοϊκώς είτε αεροπορικώς από τα υπόλοιπα νησιά των Δωδεκανήσων.



Εικόνα 1-1: Τοποθεσία μελέτης κοντά στον λιμένα και αερολιμένα της Ρόδου

Πιο συγκεκριμένα, το προτεινόμενο κτίριο τοποθετείται επί της οδού Ηλία Βενέζη, σε κοντινή απόσταση από το Γενικό Νοσοκομείο Ρόδου "Ανδρέας Γ. Παπανδρέου" όπως διακρίνεται στην Εικόνα 1-2. Η επιλογή του συγκεκριμένου σημείου δίνει τη δυνατότητα στο νέο Κέντρο Διάγνωσης, πέρα από την αυτόνομη λειτουργία του, να λειτουργήσει και βοηθητικά προς το υφιστάμενο νοσοκομείο. Με αυτόν τον τρόπο, διευκολύνεται η εξυπηρέτηση των περιστατικών και μειώνονται οι μεγάλοι χρόνοι αναμονής που συχνά παρατηρούνται στις κεντρικές νοσοκομειακές δομές.

Παράλληλα, η εγκατάσταση μηχανημάτων τελευταίας τεχνολογίας, όπως ο μαγνητικός τομογράφος που αναλύεται εκτενώς σε επόμενη ενότητα, αναμένεται να αναβαθμίσει σημαντικά την ποιότητα των εξετάσεων και την ακρίβεια των διαγνώσεων. Η ενίσχυση αυτή στοχεύει στην αποδοτικότερη περιθαλψη, βελτιώνοντας συνολικά την αποτελεσματικότητα των τοπικών υπηρεσιών υγείας και αυξάνοντας το αίσθημα ικανοποίησης και ασφάλειας των ασθενών.



Εικόνα 1-2: Τοποθεσία οικοπέδου μελέτης κοντά στο Γενικό Νοσοκομείο Ρόδου «Ανδρέας Γ. Παπανδρέου»

Τέλος, αξίζει να αναφερθεί ότι σημαντική πηγή έμπνευσης για την αρχιτεκτονική και τεχνολογική προσέγγιση του κτιρίου αποτέλεσε η Γενική Κλινική της Ρόδου, η οποία βρίσκεται νοτιότερα, σε πιο κεντρικό σημείο του νησιού και διακρίνεται για τον σύγχρονο αρχιτεκτονικό της σχεδιασμό και την οργάνωσή της.



Εικόνα 1-3: Αρχιτεκτονικός σχεδιασμός Γενικής Κλινικής της Ρόδου

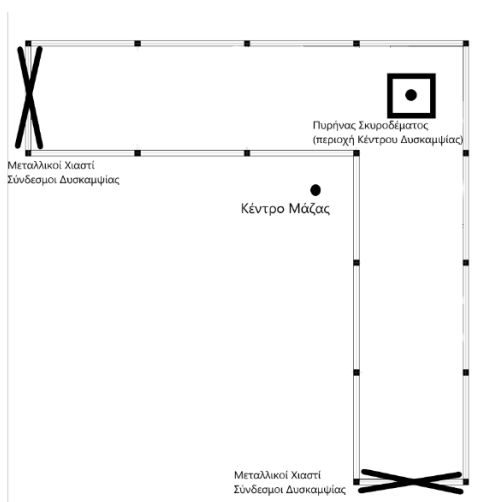
1.2 Επιλογή Μορφολογίας Κάτοψης

Για τη δημιουργία των αρχιτεκτονικών κατόψεων, δεδομένης της απουσίας αυστηρών περιορισμών από το οικόπεδο μελέτης, υπήρξε ελευθερία στην επιλογή του σχήματος του κτιρίου. Βασικός στόχος ήταν να αποφευχθεί μια τυπική ορθογωνική κάτοψη, επιδιώκοντας έναν σχεδιασμό που προσφέρει τόσο μεγαλύτερο αρχιτεκτονικό ενδιαφέρον όσο και αυξημένες προκλήσεις κατά τη στατική επίλυση. Παράλληλα, διαπιστώθηκε η ανάγκη για σωστή ομαδοποίηση των χώρων, ώστε ο διαχωρισμός των δωματίων να δημιουργεί διακριτές λειτουργικές ζώνες που θα καθοδηγούν τους ασθενείς. Με αυτό το σκεπτικό, επιλέχθηκε κάτοψη μορφής «Γ». Η διάταξη αυτή αναπτύσσεται σε δύο επιμήκεις πτέρυγες, στις οποίες τοποθετούνται οι διάφορες αίθουσες εξετάσεων, και σε ένα κεντρικό τμήμα διασταύρωσης όπου θα βρίσκεται το κλιμακοστάσιο και ο κεντρικός χώρος αναμονής.

Από στατικής άποψης, η κεντρική ιδέα βασίζεται στη μελέτη του σχήματος «Γ» ως ενός ενιαίου δυναμικού συστήματος και όχι ως ξεχωριστών στατικών τμημάτων. Στόχος είναι ο έλεγχος των αλληλεπιδράσεων των δύο πτερύγων σε περιπτώσεις σεισμικής φόρτισης, εξετάζοντας τη συμπεριφορά μιας μη κανονικής κάτοψης.

Λόγω της ασυμμετρίας του σχήματος «Γ», το Κέντρο Μάζας του κτιρίου βρίσκεται εκτός του φυσικού περιγράμματος του φορέα, στον εσωτερικό ελεύθερο χώρο της κάτοψης όπως φαίνεται στο Σχήμα. Η απόσταση του σημείου αυτού από τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας δημιουργεί μια έντονη γεωμετρική εκκεντρότητα, η οποία προκαλεί έντονα φαινόμενα στρέψης του κτιρίου κατά τη διάρκεια του σεισμού.

Για την αντιμετώπιση αυτών των στρεπτικών τάσεων, προβλέπεται η δημιουργία ενός ισχυρού κεντρικού πυρήνα από οπλισμένο σκυρόδεμα, ο οποίος μετατοπίζει το Κέντρο Δυσκαμψίας προς το μέρος του μειώνοντας έτσι την απόσταση Κέντρου Μάζας και Κέντρου Δυσκαμψίας, δηλαδή της εκκεντρότητας, απορροφώντας έτσι το μεγαλύτερο μέρος των στρεπτικών καταπονήσεων. Συμπληρωματικά, στα δύο άκρα των πτερύγων τοποθετούνται κατακόρυφοι μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας χιαστί με σκοπό τον περαιτέρω περιορισμό των στρεφών της κάτοψης όπως αποτυπώνεται στην Εικόνα 1-4. Ο συνδυασμός του κεντρικού πυρήνα και των ακραίων συνδέσμων χιαστί λειτουργεί μαζί με τα διαφράγματα των πλακών για την παραλαβή των οριζόντιων δυνάμεων, ενώ ο υπόλοιπος φορέας σχεδιάζεται με γνώμονα κυρίως την ασφαλή μεταφορά των κατακόρυφων βαρυτικών φορτίων.



Εικόνα 1-4: Επιλογή τοποθεσίας συστήματος δυσκαμψίας και πυρήνα σκυροδέματος κοντά στο κέντρο μάζας και η επιρροή του στην διαρρύθμιση των χώρων

Με βάση αυτή τη στατική φιλοσοφία, αναπτύχθηκε στη συνέχεια ο αρχιτεκτονικός σχεδιασμός και η κατανομή των εσωτερικών χώρων. Η κεντρική αυτή ιδέα επέτρεψε τη βέλτιστη συνεργασία μεταξύ της αρχιτεκτονικής μορφής και της στατικής επίλυσης.

1.3 Κανονισμοί σύνθεσης διαγνωστικών εργαστηρίων απεικονίσεων

Για τον καθορισμό των εξεταστικών μονάδων που απαιτείται να υπάρχουν στο Κέντρα Διάγνωσης και τα ελάχιστα απαιτούμενα τετραγωνικά μέτρα της κάθε αίθουσας, ακολουθήθηκαν οι προδιαγραφές της νομοθεσίας. Συγκεκριμένα, λήφθηκαν υπόψη οι απαιτήσεις του ΦΕΚ 2302/Β/2014, το οποίο αποτελεί την τελευταία τροποποίηση για τις προδιαγραφές των κέντρων πρωτοβάθμιας φροντίδας υγείας. Τα ελάχιστα εμβαδά λήφθηκαν από το Τμήμα Β' «Διαγνωστικά Εργαστήρια Απεικονίσεων» (Πίνακας 1-2) για τους κύριους χώρους εξετάσεων, ενώ από το Τμήμα Α' «Διαγνωστικά Εργαστήρια Βιολογικών Υλικών» (Πίνακας 1-1) αντλήθηκαν τα ελάχιστα εμβαδά για τους πρόσθετους εργαστηριακούς χώρους.

Πίνακας 1-2: Χώροι διαγνωστικών εργαστηρίων απεικονίσεων

ΤΜΗΜΑ Β'				
ΔΙΑΓΝΩΣΤΙΚΑ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑ ΑΠΕΙΚΟΝΙΣΕΩΝ				
1. Σύνθεση Διαγνωστικού Εργαστηρίου Απεικονίσεων. Το Διαγνωστικό Εργαστήριο Απεικονίσεων συντίθεται από: α) Μία ή περισσότερες αίθουσες εξέτασης με όλους τους βοηθητικούς χώρους (μία αίθουσα εξέτασης περιλαμβάνει μία θέση εξέτασης) και β) Τους κοινούς χώρους υποστήριξης, όπως προβλέπονται στον Πίνακα Μετρικών Στοιχείων. 2. Στα Διαγνωστικά Εργαστήρια εφαρμόζονται οι διατάξεις του άρθρου 66, παρ. 19 του Ν.3984/11 όπως ισχύει.				
ΠΙΝΑΚΑΣ ΜΕΤΡΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ				
A/A	ΧΩΡΟΙ	ΕΠΙΦ. ΧΩΡΟΥ Μ2	ΕΛΑΧΙΣΤΗ ΔΙΑΣΤΑΣΗ (Μ)	ΑΝΑΛΟΓΙΑ ΧΩΡΩΝ
1.	Αίθουσα ακτινοδιαγνωστικού α) Ακτινογράφιση και ακτινοσκόπηση β) Ακτινογράφιση ή Ακτινοσκόπηση	20.00* 15.00*	3.00	Για μία θέση εξέτασης
2.	Αίθουσα Μαστογράφου	10.00*	2.40	Για μία θέση εξέτασης
3.	Αίθουσα Ορθοπαντογράφου	6.00*	2.40	Για μία θέση εξέτασης
4.	Αίθουσα μέτρησης οστικής πυκνότητας	10.00*	2.80	Για μία θέση εξέτασης
5.	Αίθουσα υπερηχογράφου	8.00*	2.40	
6.	Αίθουσα Αξονικού Τομογράφου	25.00*	3.60	Με χώρους χειριστηρίου υπολογιστών και αποδυτήριο.
7.	Αίθουσα Μαγνητικού Τομογράφου	44.00*	4.00	Με χώρους χειριστηρίου υπολογιστών - gradient και προετοιμασία ασθενή με αποδυτήριο.
ΒΟΗΘΗΤΙΚΟΙ ΧΩΡΟΙ				
8.	Εμφανιστήριο	3.00	2.00	Για μία ή περισσότερες αίθουσες
9.	Αποθήκη αναλώσιμου υλικού μηχανημάτων	2.00		Για 1-4 αίθουσες. Για περισσότερες προστίθενται 0.50τμ ανά αίθουσα.
10.	W.C. ασθενών συμβατικού ακτινολογικού	1.50	0.90	Για 1-4 αίθουσες
11.	W.C. Θερμών ασθενών	1.50	0.90	Προαιρετικά, εφόσον γίνεται εξέταση με χρήση ραδιενεργών υλικών.
ΧΩΡΟΙ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ				
12.	Υποδοχή, Γραμματεία, Λογιστήριο	5.00	2.00	Απαιτείται για περισσότερες από 2 αίθουσες
13.	Αναμονή	7.00	2.50	Για πάνω από 1 αίθουσα προστίθενται 2τμ ανά αίθουσα
14.	Γραφείο Ιατρών	7.00	2.40	Για περισσότερους από 1 ιατρό προστίθενται 3τμ ανά ιατρό
15.	Θερμό Εργαστήριο	4.00	2.00	Προαιρετικά, απαιτείται εφόσον γίνεται εξέταση με χρήση ραδιενεργών υλικών.
16.	Χώρος ανάπαυσης προσωπικού office	5.00	1.80	Προαιρετικό Για πάνω από 1 αίθουσα προστίθενται 150τμ ανά αίθουσα
17.	W.C. κοινού - προα.	1.50	0.90	Ανά 4 αίθουσες
18.	Χώρος ακαθάρτων και ειδών καθαριότητας	2.00	1.20	Απαιτείται για πάνω από 2 αίθουσες

ΣΗΜΕΙΩΣΗ:

*Οι χώροι μπορεί να μειώνονται τόσο όσο απαιτείται από το σχέδιο εγκατάστασης του εργοστασίου κατασκευής του διαγνωστικού μηχανήματος.

Χ.Κ.Χ.- Χώρος Κύριας Χρήσης σύμφωνα με τις σχετικές διατάξεις του Κτιριοδομικού Κανονισμού.

Πίνακας 1-1: Χώροι διαγνωστικών εργαστηρίων βιολογικών υλικών

ΤΜΗΜΑ Α				
ΔΙΑΓΝΩΣΤΙΚΑ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑ ΒΙΟΛΟΓΙΚΩΝ ΥΛΙΚΩΝ				
1. Σύνθεση Διαγνωστικού εργαστηρίου Βιολογικών Υλικών. Το Διαγνωστικό Εργαστήριο Βιολογικών Υλικών συντίθεται από: α. Ένα Εργαστήριο-Παρασκευαστήριο για κάθε εργαστηριακή ειδικότητα που περιλαμβάνει με τους αντίστοιχους βοηθητικούς του χώρους (Ε-Π στον Πίνακα Μετρικών Στοιχείων) και β. Τους κοινούς χώρους υποστήριξης, όπως προκύπτουν αναλογικά στον ίδιο Πίνακα.				
ΠΙΝΑΚΑΣ ΜΕΤΡΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ				
A/A	ΧΩΡΟΙ	ΕΠΙΦ. ΧΩΡΟΥ Μ2	ΕΛΑΧΙΣΤΗ ΔΙΑΣΤΑΣΗ (Μ)	ΑΝΑΛΟΓΙΑ ΧΩΡΩΝ
1.	Εργαστήριο - Παρασκευαστήριο	15.00	2.40	Για περισσότερους από δύο ιατρούς όμοιας ειδικότητας προστίθενται 4ΤΜ ανά ιατρό
ΒΟΗΘΗΤΙΚΟΙ ΧΩΡΟΙ				
2.	Θερμό Εργαστήριο	4.00	2.00	προαιρετικό
3.	Εργαστήριο επικινδύνων χημικών	5.00	2.00	προαιρετικό
4.	Χώρος μικροσκοπίων για: Παθολογ/τομικά, Κυτταρολογικά	6.00	1.80	Για περισσότερους από δύο ιατρούς όμοιας ειδικότητας προστίθενται 2τμ ανά ιατρό
5.	Αποστείρωση /πλύση			
α.	Χώρος ανεξάρτητος	4.00	2.00	Για 1-2 Ε-Π
β.	Χώρος ενταγμένος στο εργαστήριο	3.00	2.00	
6.	Χώρος λήψης δειγμάτων	4.00	2.00	Για 1 η περισσότερα Ε-Π
7.	Αποθήκη Υλικού α) μικροβιολογικό, βιοχημικό, αιματολογικό		Ανά 1 Ε-Π	Εναλλακτικά σε ερμάριο, εντός του εργαστηρίου (αντίστοιχη αύξηση επιφάνειας).
β)	παθολ/ανατομικά, κυτταρολογικά		Ανά 1 Ε-Π	Εναλλακτικά σε ερμάριο, εντός του εργαστηρίου (αντίστοιχη αύξηση επιφάνειας).
γ)	ανοσολογικό, ορμονολογικό		Ανά 1 Ε-Π	Εναλλακτικά σε ερμάριο, εντός του εργαστηρίου (αντίστοιχη αύξηση επιφάνειας).
ΧΩΡΟΙ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ				
8.	Υποδοχή, Γραμματεία, Λογιστήριο	5.00	2.00	Απαιτείται για περισσότερα από 2 Ε-Π
9.	Αναμονή	6.00	2.50	Για πάνω από 1 Ε-Π προστίθενται 2τμ ανά Ε-Π
10.	Αναμονή θερμών ασθενών	4.00	2.00	Εφόσον γίνεται εξέταση με χρήση ραδιενεργών υλικών.
11.	Γραφείο Ιατρού	7.00	2.40	Για πάνω από 1 ιατρό προστίθενται 3τμ ανά ιατρό
12.	Office - ανάπαυση προσωπικού	5.00	1.80	προαιρετικό
13.	W.C. κοινού - προα.	1.50	0.90	Ανά 3 Ε-Π
14.	W.C. θερμών ασθενών	1.50	0.90	Εφόσον γίνεται εξέταση με χρήση ραδιενεργών υλικών.
15.	Χώρος ακαθάρτων και ειδών καθαριότητας	2.00	1.20	Απαιτείται για περισσότερα από 2 Ε-Π

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: 1. Χ.Κ.Χ.- Χώρος Κύριας Χρήσης σύμφωνα με τις σχετικές διατάξεις του Κτιριοδομικού Κανονισμού. 2. Ε-Π- Εργαστήριο - Παρασκευαστήριο.

Λαμβάνοντας υπόψη το συνολικό καθαρό εμβαδόν των απαιτούμενων χώρων, το οποίο ανέρχεται στα 154,00 τ.μ., και εφαρμόζοντας έναν συντελεστή προσαύξησης της τάξης του 1,6 για την κάλυψη των διαδρόμων και των λοιπών κατασκευαστικών αναγκών, προκύπτει ένα τελικό μεικτό εμβαδόν 252 τ.μ. ανά επίπεδο. Η επιφάνεια αυτή οδήγησε στην επιλογή σχεδιασμού ενός διώροφου κτιρίου. Στο ισόγειο επιλέχθηκε η τοποθέτηση των χώρων βαρέων απεικονίσεων, η οποία περιλαμβάνει τις αίθουσες του Μαγνητικού και του Αξονικού Τομογράφου. Η απόφαση αυτή γίνεται με γνώμονα κυρίως τη στατική ελάφρυνση του φορέα από το σημαντικό βάρος του συγκεκριμένου εξοπλισμού ο οποίος θα εδράζεται απευθείας στο έδαφος, καθώς και τη διευκόλυνση των διαδικασιών αρχικής εγκατάστασης, πρόσβασης από το κοινό αλλά και μελλοντικής συντήρησής του. Οι υπόλοιπες εξεταστικές μονάδες τοποθετήθηκαν στον πρώτο όροφο.

Επιπρόσθετα, οι γενικότερες απαιτήσεις για τις διαστάσεις των διαδρόμων κυκλοφορίας και τα ελάχιστα ύψη προσαρμόστηκαν με βάση τις ενημερωμένες απαιτήσεις του Νέου Οικοδομικού Κανονισμού (ΦΕΚ 6995/Β/2025) για τα κτίρια υγείας και κοινωνικής πρόνοιας.

Συνοψίζοντας τα βασικά γεωμετρικά μεγέθη του αρχιτεκτονικού σχεδιασμού που ορίζει ο ΝΟΚ, εφαρμόστηκαν διάδρομοι κυκλοφορίας πλάτους 1,50 μ., θύρες με καθαρό άνοιγμα 0,90 μ. έως 1,00 μ. (και δίφυλλες 1,20 μ. έως 1,40 μ. στη ζώνη βαρέων απεικονίσεων), μικτό ύψος ορόφου 3,60 μ. (αναλυόμενο σε 2,60 μ. καθαρό ύψος, 0,80 μ. ζώνη ηλεκτρομηχανολογικών εγκαταστάσεων και 0,20 μ. πάχος πλάκας), ράμπες προσβασιμότητας πλάτους 1,20 μ. με μέγιστη κλίση 5% και διπλούς χειρολισθήρες στα 0,70 μ. και 0,90 μ., καθώς και επιφάνειες ανοιγμάτων ίσες με το 10% του εμβαδού για τον επαρκή φυσικό φωτισμό των κοινών χώρων.

Έτσι, λαμβάνοντας υπόψη τους πίνακες προδιαγραφών του ΦΕΚ και το επιλεγμένο πλήθος των εξεταστικών μονάδων ανά όροφο, συντάχθηκε ο τελικός πίνακας του Κτιριολογικού Προγράμματος για το ισόγειο (Πίνακας 1-3) και για τον Όροφο (Πίνακας 1-4).

1.4 Τελικό Κτιριολογικό Πρόγραμμα

Πίνακας 1-3: Κτιριολογικό πρόγραμμα ισόγειου, ζώνη βαρέων απεικονίσεων

A/A ΦΕΚ	Ονομασία Χώρου	Ελάχιστο Νόμου (τ.μ.)	Συνολικό Ελάχιστο (τ.μ.)	Τελικό Σχεδιασμού (τ.μ.)	Παρατηρήσεις/ Νομοθεσία ΦΕΚ 2014
B.6	Αίθουσα Αξονικού Τομογράφου	25,00	25,00	30,00	Με χειριστήριο και αποδυτήριο.
B.7	Αίθουσα Μαγνητικού Τομογράφου	44,00	44,00	46,00	Με χειριστήριο, gradient και αποδυτήριο.
B.9	Αποθήκη αναλώσιμου υλικού μηχ/των	2,00	2,00	5,00	Καλύπτει τις ανάγκες των αιθουσών του ισογείου.
Π.8	Υποδοχή - Γραμματεία - Λογιστήριο	5,00	15,00	15,00	Αυξημένο για άνεση και 2-3 θέσεις εργασίας.
Π.9	Αναμονή	8,00	15,00	15,00	Ελάχιστο: 2 Ε.Μ. x 4,00 τ.μ. = 8,00 τ.μ.
Π.10	Γραφείο ιατρού	10,00	10,00	25,00	Για 2 ιατρούς (7,00 + 3,00). Σχεδιασμός 10+15 τ.μ.
Π.13	Χώρος ανάπαυσης προσωπικού (Office)	-	5,00	5,00	Προστέθηκε για διευκόλυνση ιατρών ισογείου.
Π.14	W.C. κοινού (ΑμεΑ) Θερμών ασθενών	1,50	2,50	5,00	Θερμή περιοχή/Κανονισμός Ακτινοπροστασίας.
Π.15	W.C. κοινού (ΑμεΑ) ασθενών	1,50	2,50	3,50	Πρόσβαση ΑμεΑ.
Π.16	W.C. κοινού - προσωπικού (Ιατρών)	1,50	1,50	3,50	Αποκλειστικό W.C. για το προσωπικό ισογείου.
Π.17	Χώρος ακαθάρτων & ειδών καθαριότητας	3,00	3,00	3,00	Κεντρικός χώρος καθαριότητας.
	Σύνολο Καθαρού Εμβαδού		125,50	154,00	Τελικό Μεικτό εμβαδό πλάκας 252 τ.μ.

Πίνακας 1-4: Κτιριολογικό πρόγραμμα 1^{ου} ορόφου, ζώνης ελαφριών απεικονίσεων και εργαστηρίου

A/A ΦΕΚ	Ονομασία Χώρου	Ελάχιστο Νόμου (τ.μ.)	Συνολικό Ελάχιστο (τ.μ.)	Τελικό Σχεδιασμού (τ.μ.)	Παρατηρήσεις / Νομοθεσία ΦΕΚ 2014
B.1	Αίθουσα ακτινοδιαγνωστικού	15,00	15,00	15,00	X-Ray. Απαιτεί μολυβδοθωράκιση.
B.2	Αίθουσα Μαστογράφου	10,00	10,00	10,00	Περιλαμβάνει χειριστήριο.
B.3	Αίθουσα Ορθοπαντογράφου	6,00	6,00	7,00	Πανοραμικό δοντιών.
B.4	Αίθουσα μέτρησης οστικής πυκνότητας	10,00	10,00	10,00	DEXA.
B.5	Αίθουσα υπερηχογράφου	8,00	8,00	8,00	Διαγνωστικοί υπέρηχοι.
A.1	Εργαστήριο - Παρασκευαστήριο	15,00	15,00	15,00	Ο κύριος χώρος των αναλυτών.
A.4	Χώροι μικροσκοπίων	6,00	6,00	7,00	Παθολογοανατομικό / Κυτταρολογικό.
A.5	Αποστείρωση / πλύση	4,00	4,00	4,00	Ανεξάρτητος-ενιαίος χώρος εργαστηρίου.
A.6	Χώρος λήψης δειγμάτων	4,00	8,00	8,00	Αιμοληψίες (2 θέσεις/καρέκλες).
A.7	Αποθήκη Υλικού	2,00	2,00	3,00	Για τα βιολογικά αντιδραστήρια.
B.9	Αποθήκη αναλώσιμου υλικού μηχ/των	2,00	3,50	3,50	Ελάχιστο: +1,5 τ.μ. λόγω επιπλέον αιθουσών.
Π.9	Αναμονή	24,00	24,00	24,00	Ελάχιστο: 6 Ε.Μ. x 4,00 τ.μ. = 24,00 τ.μ.
Π.10	Γραφείο ιατρού	7,00	16,00	16,00	Για 4 ιατρούς (7,00 + 9,00).
Π.11	W.C. κοινού - προσωπικού	3,00	3,00	10,50	2 τμχ (1,50 τ.μ.) με θυρίδα/pass-box (3.5+7).
Π.12	W.C. κοινού (ΑμεΑ) Θερμών ασθενών	1,50	-	3,50	Θερμή περιοχή/Κανονισμός Ακτινοπροστασίας.
Π.13	Χώρος ακαθάρτων & ειδών καθαριότητας	2,00	2,00	2,00	Για τις ανάγκες του ορόφου.
	Σύνολο Καθαρού Εμβαδού		133,00	146,50	Τελικό Μεικτό εμβαδό πλάκας 252 τ.μ.

1.5 Κανονισμός Πυροπροστασίας, Οδεύσεις Διαφυγής και Έξοδοι Κινδύνου

Σύμφωνα με τον Κανονισμό Πυροπροστασίας Π.Δ. 41/2018, η κατασκευή κατατάσσεται στην Κατηγορία Ε: Υγεία και ειδικότερα στην υποκατηγορία Ε2 - μονάδες χωρίς νοσηλεία. Βάσει του κανονισμού, για να βρεθεί ο θεωρητικός πληθυσμός σε διαγνωστικά κέντρα, υπολογίζεται 1 άτομο ανά 9 τ.μ. δαπέδου όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 1-5). Επειδή το εμβαδόν κάθε ορόφου είναι 252 τ.μ., ο πληθυσμός ορίζεται σε $252\text{τ.μ.}/9 = 28$ άτομα ανά όροφο.

Πίνακας 1-5: Θεωρητικός πληθυσμός ανά τετραγωνικά δαπέδου σε μονάδες υγείας

Ε	Υγεία	Μονάδες Α' βάθμιας Υγείας	διάγνωση και θεραπεία χωρίς νοσηλεία	1ατ./9 τ.μ. δαπέδου
			θάλαμοι ασθενών	1ατ./11 τ.μ. δαπέδου
		Τμήματα Β' βάθμιας Υγείας	λοιποί χώροι (γραφεία, εργαστήρια, βοηθητικοί χώροι κλπ)	1ατ./22 τ.μ. δαπέδου
	Κοινωνική Πρόνοια	Παιδικοί Σταθμοί, Οίκοι Ευγηρίας		1ατ./3 τ.μ. δαπέδου
		Βοηθητικοί χώροι, Αποθήκες και Η/Μ Εγκαταστάσεις		1ατ./30 τ.μ. δαπέδου

5.3.5. Αριθμός, θέσεις και θύρες εξόδων κινδύνου
Γενικά, σε κάθε όροφο με πληθυσμό άνω των 50 ατόμων, απαιτούνται δύο τουλάχιστον εναλλακτικές εξόδους κινδύνου.

Οι εξόδους κινδύνου από κάθε σημείο του χώρου πρέπει να τοποθετούνται σε θέσεις σαφώς αντιληπτές από τους χρήστες.

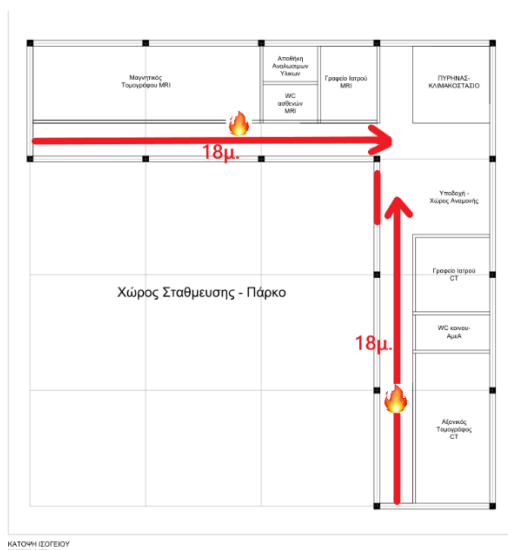
Εικόνα 1-5: Ελάχιστος αριθμός ατόμων ανά όροφο είναι 50 για την απαίτηση εναλλακτικής εξόδου κινδύνου

Αν και ο πληθυσμός του κάθε ορόφου είναι μικρός και δεν ξεπερνά το όριο των 50 ατόμων, το οποίο θα υπαγόρευε υποχρεωτικά την πρόβλεψη επιπλέον εξόδου, η δεύτερη έξοδος κρίθηκε απαραίτητη για να καλυφθούν οι αυστηρές απαιτήσεις των αποστάσεων διαφυγής. Σύμφωνα με τον αντίστοιχο πίνακα του κανονισμού (Πίνακας 1-6), όταν υπάρχει μόνο μία κατεύθυνση διαφυγής, η μέγιστη απόσταση που επιτρέπεται να διανύσει κάποιος μέχρι την έξοδο είναι 15 μέτρα.

Πίνακας 1-6: Όρια μήκους πραγματικής απροστάτευτης όδευσης ανά κατηγορία χρήσης κτιρίου (σε μέτρα)

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΧΡΗΣΗΣ ΚΤΙΡΙΟΥ		ΜΙΑ ΚΑΤΕΥΘΥΝΣΗ	ΠΕΡΙΣΣΟΤΕΡΕΣ ΚΑΤΕΥΘΥΝΣΕΙΣ	ΑΔΙΕΞΟΔΑ
Α	Κατοικία			
	Μονοκατοικίες	25	35	12
	Πολυκατοικίες	18	35	9
Β	Προσωρινή Διαμονή	18	35	9
Γ	Χώροι Συνάθροισης Κοινού			
	Με σταθερά καθίσματα	15	32	9
	Χωρίς σταθερά καθίσματα	18	45	9
Δ	Εκπαίδευση	18	35	9
E	Υγεία και Κοινωνική Πρόνοια	15	35	9
Ζ	Σωφρονισμός	15	35	9
Η	Εμπόριο	18	45	9
Θ	Γραφεία	18	45	9
Ι	Βιομηχανία - Βιοτεχνία			
	Μικρού και μεσαίου βαθμού κινδύνου (Ζ1, Ζ2)	25 ¹	45 ¹	15
	Υψηλού βαθμού κινδύνου (Ζ3)	12 ²	25 ²	0
Κ	Αποθήκευση			
	Μικρού και μεσαίου βαθμού κινδύνου (Ζ1, Ζ2)	25 ¹	45 ¹	15
	Υψηλού βαθμού κινδύνου (Ζ3)	12 ²	25 ²	0
Λ	Στάθμευση και πρατήρια υγρών καυσίμων	15	45	9

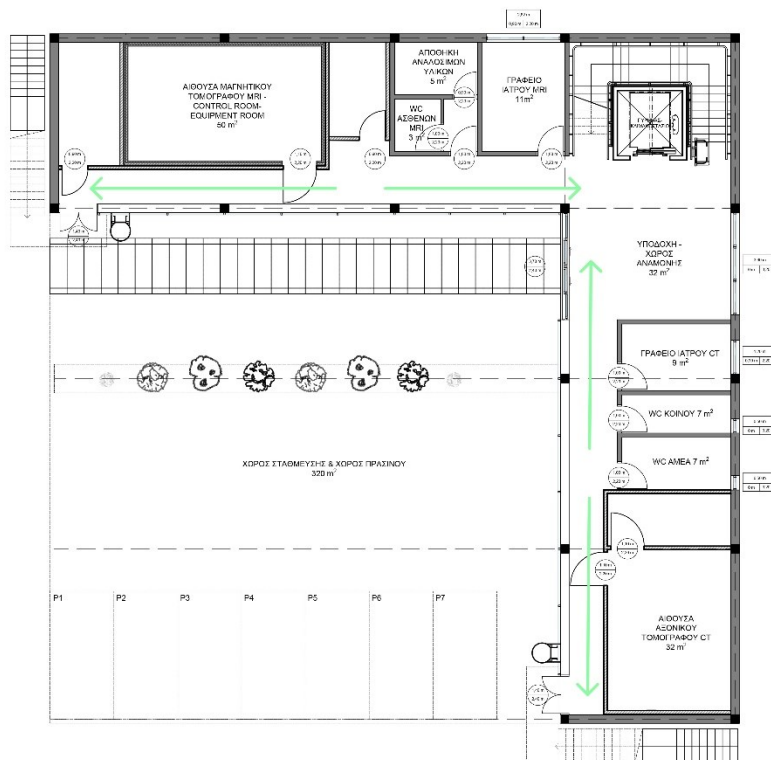
Επειδή η κάτοψη έχει σχήμα Γ, η απόσταση από τους πιο μακρινούς χώρους μέχρι την μοναδική κεντρική έξοδο είναι 18 μέτρα.



Εικόνα 1-6: Απόσταση μοναδικής οδού διαφυγής χωρίς εξόδους κινδύνου

Με τη δημιουργία δύο εξόδων στα άκρα του κτιρίου, η απόσταση διαφυγής παραμένει εντός των επιτρεπόμενων ορίων καθώς υπάρχουν περισσότερες εναλλακτικές κατευθύνσεις, εξασφαλίζοντας την συμμόρφωση με τον κανονισμό. Για να τηρηθούν οι παραπάνω κανόνες και να υπάρχει η μεγαλύτερη δυνατή απόσταση ανάμεσα στις δύο εξόδους, ο σχεδιασμός διαμορφώθηκε ως εξής:

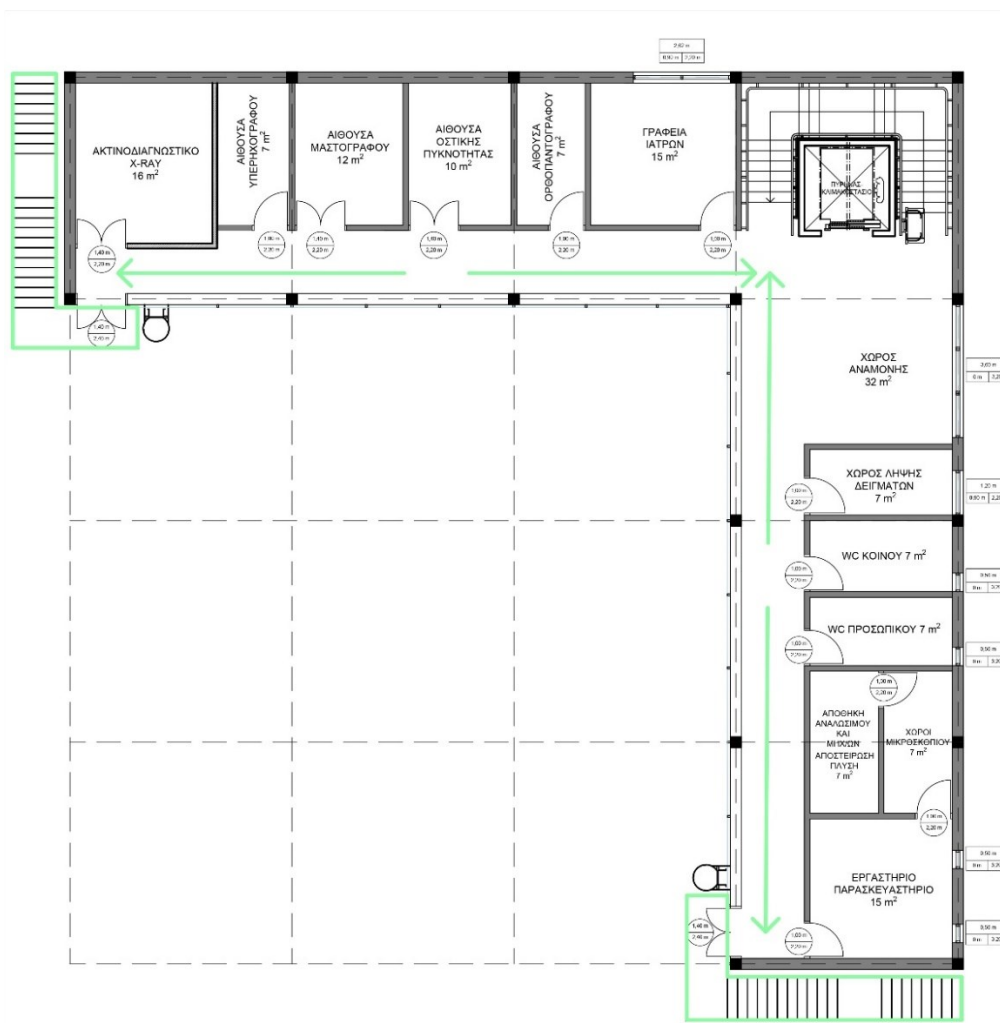
Στο Ισόγειο τοποθετήθηκαν δύο εξοδοί κινδύνου στα δύο άκρα της κάτοψης σχήματος Γ. Οι πόρτες αυτές οδηγούν απευθείας στον εξωτερικό χώρο στάθμευσης.



ΚΑΤΟΨΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ
ΚΛΙΜΑΚΑ 1:100

Εικόνα 1-7: Τελικές οδεύσεις διαφυγής και εξοδοί κινδύνου στο ισόγειο

Στον Πρώτο Όροφο προβλέφθηκαν αντίστοιχα δύο έξοδοι στα άκρα, από τις οποίες ξεκινούν δύο εξωτερικές μεταλλικές σκάλες διαφυγής, οι οποίες οδηγούν στο επίπεδο του ισογείου. Για να μην αλλοιωθεί η αισθητική της κύριας πρόσοψης, οι κλίμακες αυτές τοποθετήθηκαν στις πλαϊνές όψεις του κτιρίου. Κατασκευάζονται ως ανεξάρτητες ελαφρές μεταλλικές κατασκευές και διαχωρίζονται από το κεντρικό κτίριο με κατάλληλο σεισμικό αρμό. Με αυτόν τον τρόπο διασφαλίζεται ότι, σε περίπτωση σεισμού, η σκάλα δεν μεταφέρει επιπλέον δυνάμεις στο κτίριο και δεν επηρεάζει τη στατική του επίλυση.



ΚΑΤΟΨΗ ΟΡΟΦΟΥ
ΚΛΙΜΑΚΑ 1:100

Εικόνα 1-8: Τελικές οδεύσεις διαφυγής και έξοδοι κινδύνου στον όροφο

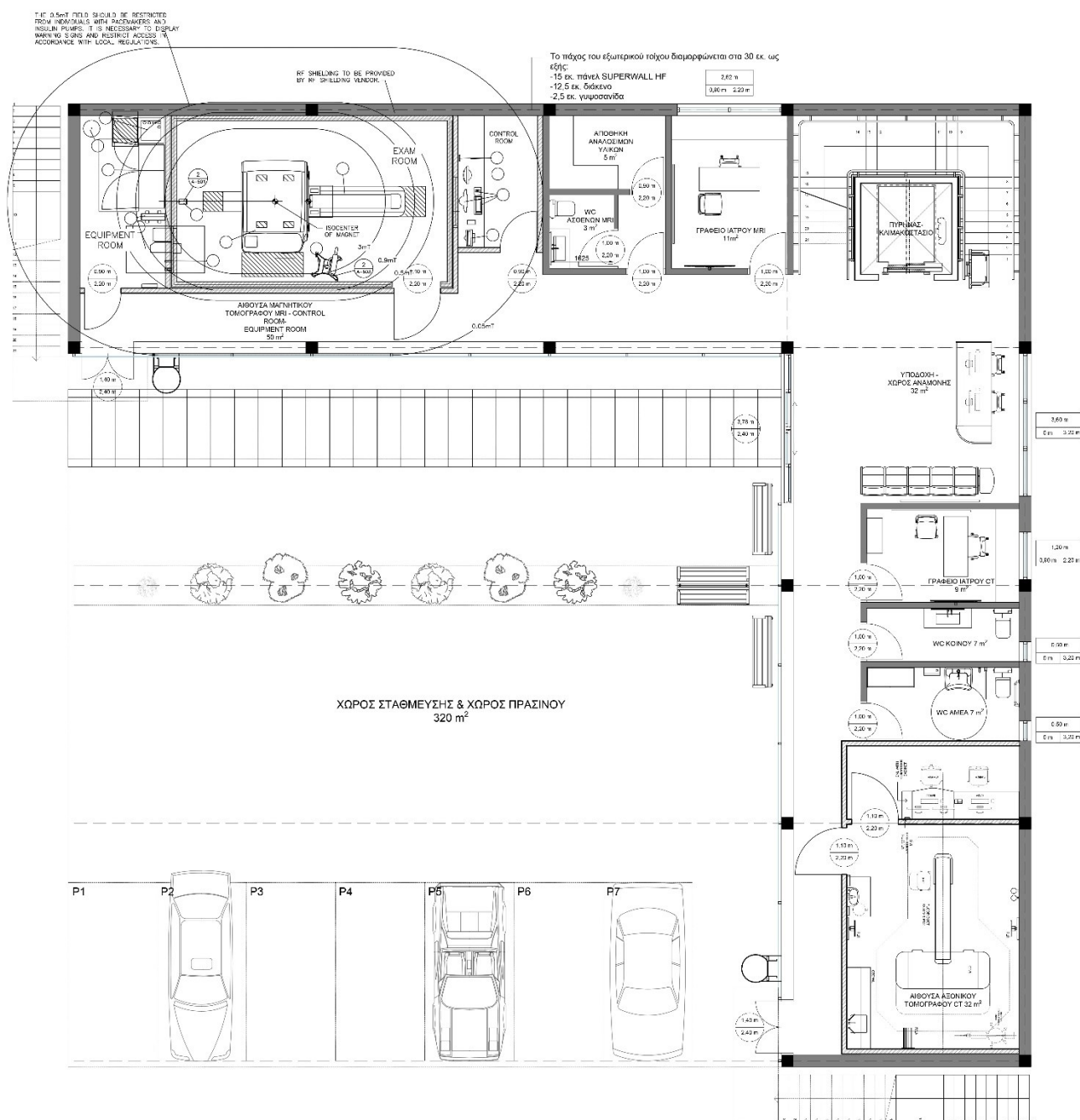
Τέλος, η οροφή του κτιρίου είναι μη προσβάσιμη για το κοινό και χρησιμοποιείται αποκλειστικά για τη συντήρηση των μηχανολογικών εγκαταστάσεων. Σε αυτή την περίπτωση, ο κανονισμός δεν απαιτεί την κατασκευή κανονικής κλίμακας διαφυγής. Η πρόσβαση του τεχνικού προσωπικού πραγματοποιείται μέσω καταπακτής οροφής με τη χρήση σταθερής κατακόρυφης κλίμακας ανεμόσκαλας, λύση η οποία προβλέπεται ρητά από τον κανονισμό για τη συγκεκριμένη χρήση όπως φαίνεται στην παρακάτω Εικόνα 1-9 αποσπάσματος του άρθρου 9.

Κατακόρυφες σκάλες (ανεμόσκαλες) που εξυπηρετούν τη στάθμη των μηχανολογικών εγκαταστάσεων, επιτρέπεται να αποτελούν τμήματα των οδεύσεων διαφυγής, εφόσον δεν εξυπηρετούν περισσότερα από 3 άτομα.

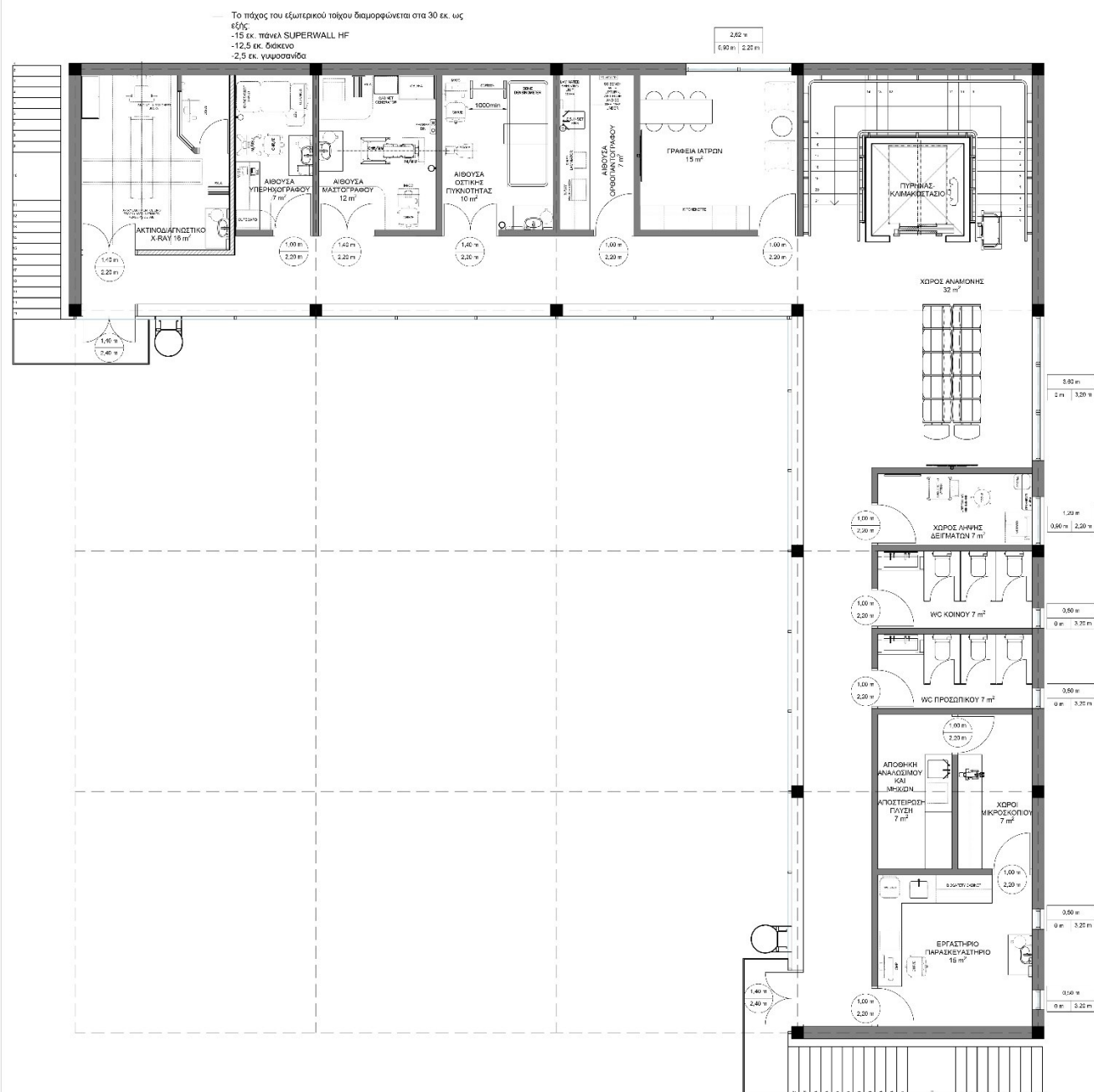
Εικόνα 1-9: Κανονισμός οδεύσεων διαφυγής για το δώμα

1.6 Τελικά Αρχιτεκτονικά Σχέδια

Με βάση το κτιριολογικό πρόγραμμα και τον κανονισμό πυροπροστασίας, όπως παρουσιάστηκαν παραπάνω, προέκυψαν οι τελικές κατόψεις του κτιρίου, οι οποίες σχεδιάστηκαν στο λογισμικό AutoCAD και παρουσιάζονται στην Εικόνα 1-10 και την Εικόνα 1-11. Η διαρρύθμιση της αίθουσας του μαγνητικού τομογράφου λήφθηκε από το εγχειρίδιο του κατασκευαστή Siemens και συγκεκριμένα το μοντέλο Magnetom Flow 70, ενώ για τους υπόλοιπους χώρους λήφθηκε η πρότυπη διαρρύθμιση χώρων από την ιστοσελίδα International Health Facility Guidelines (IHFG) Standard Components.



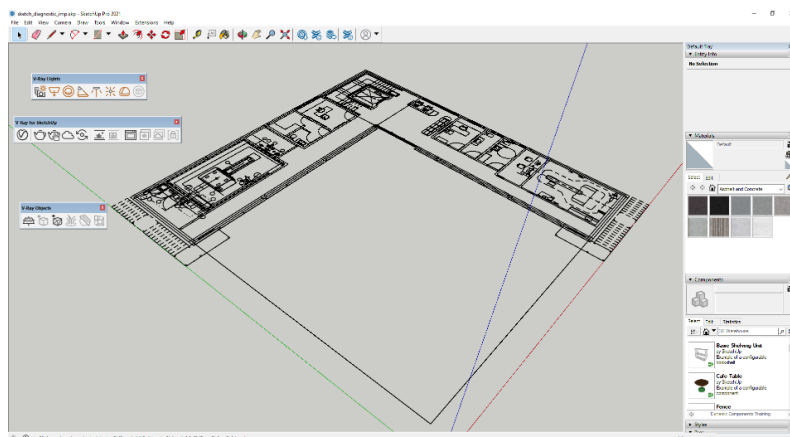
Εικόνα 1-10: Κάτοψη Ισογείου 1:50



Εικόνα 1-11: Κάτοψη Ορόφου 1:50

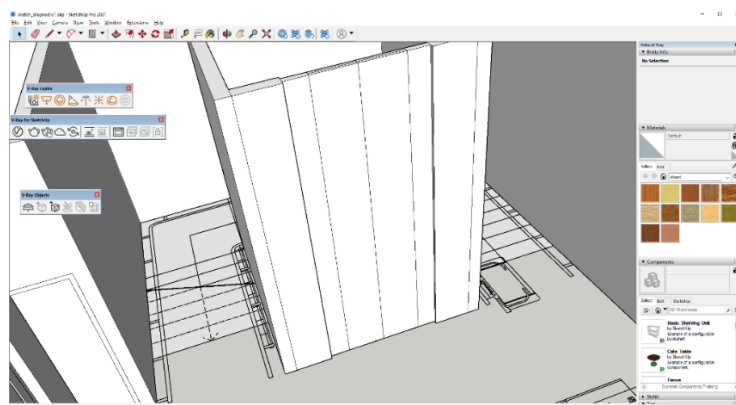
1.7 Φωτορεαλιστικές Απεικονίσεις

Στην παρούσα υποενότητα περιγράφεται συνοπτικά η διαδικασία παραγωγής των φωτορεαλιστικών απεικονίσεων του κτιρίου και παρουσιάζονται οι τελικές απεικονίσεις. Αρχικά, οι κατόψεις εισήχθησαν από το λογισμικό AutoCAD στο λογισμικό SketchUp.

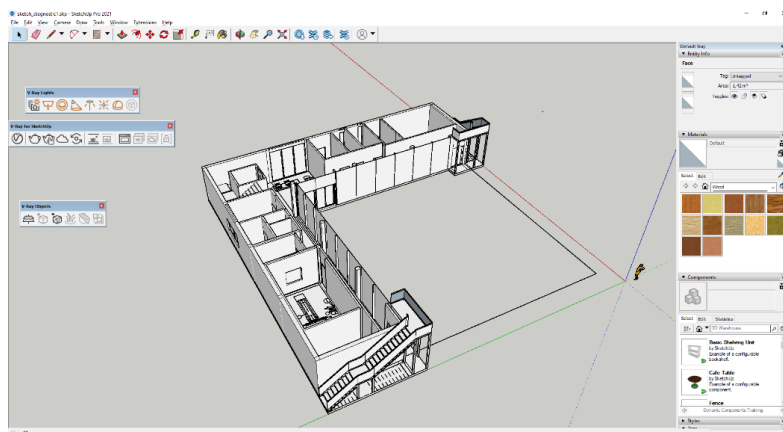


Εικόνα 1-12: Εισαγωγή κάτοψης στο λογισμικό SketchUP

Στο λογισμικό SketchUp αποτυπώθηκε το περίγραμμα και διαμορφώθηκε ο τρισδιάστατος όγκος του ισογείου.

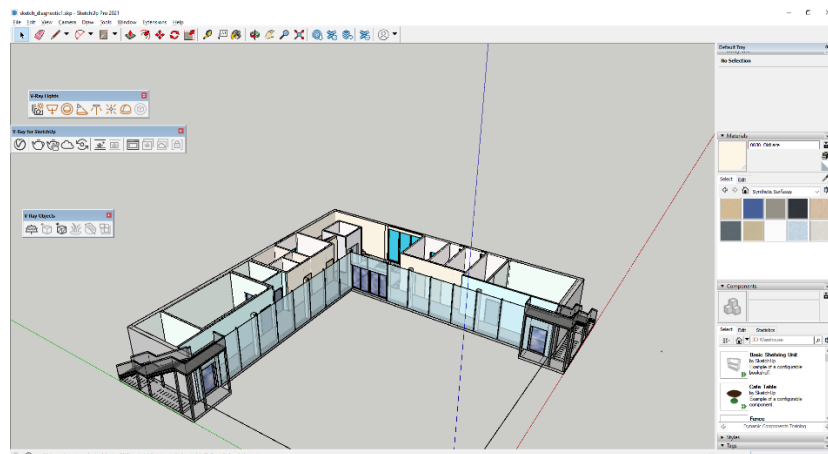


Εικόνα 1-13: Δημιουργία και σχεδιασμός όγκου



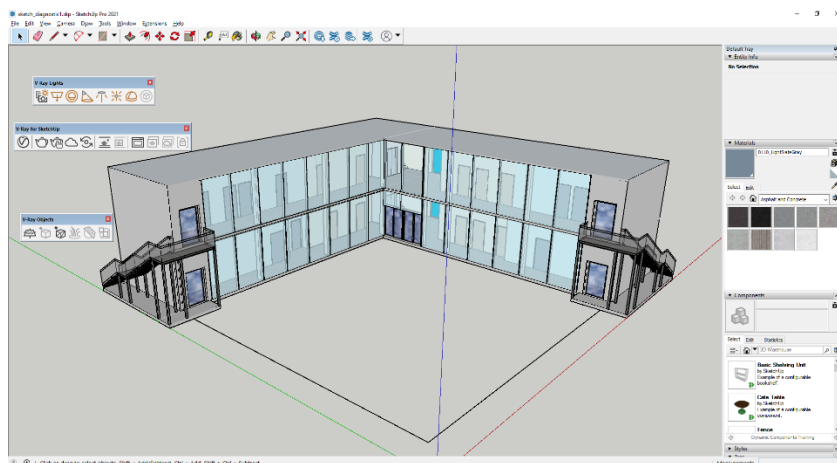
Εικόνα 1-14: Τελική μορφή όγκου ισογείου

Στη συνέχεια, εφαρμόστηκαν βασικές αποχρώσεις για την ομαδοποίηση των επιφανειών (τοιχοποιίες, υαλοπίνακες κ.λπ.) και την προετοιμασία του μοντέλου.



Εικόνα 1-15: Εφαρμογή αρχικών υλικών

Ακολουθώντας, ο πρώτος όροφος δημιουργήθηκε μέσω αντιγραφής του υποκείμενου επιπέδου και η εσωτερική του διαρρύθμιση να τροποποιήθηκε με βάση την αντίστοιχη κάτοψη.



Εικόνα 1-16: Αντιγραφή και διαμόρφωση άνω ορόφου

Τέλος, το αρχείο μεταφέρθηκε στο λογισμικό Lumion, όπου έγινε η τελική επιλογή των ρεαλιστικών υλικών, η σκηνοθεσία του περιβάλλοντος χώρου και η εξαγωγή των τελικών εικόνων.



Εικόνα 1-17: Εισαγωγή στο Lumion και επιλογή τελικών υλικών

Ακολουθούν οι τελικές φωτορεαλιστικές απεικονίσεις που αποτυπώνουν την ολοκληρωμένη μορφή του έργου.



Εικόνα 1-18: Πρόσοψη



Εικόνα 1-19: Πλάγια όψη



Εικόνα 1-20: Χώρος αναμονής

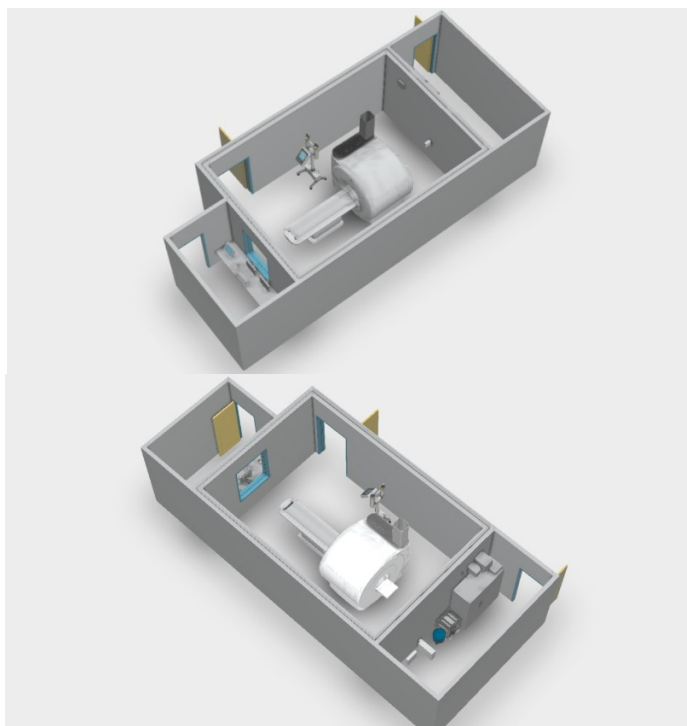


Εικόνα 1-21: Όψη κτιρίου από τον άνω όροφο



Εικόνα 1-22: Γραφείο Ιατρού

Τέλος, για λόγους ακρίβειας της απεικόνισης, παρατίθενται τα renders του δωματίου για τον μαγνητικό τομογράφο MRI Magnetom Flow 70 που επιλέχθηκε, όπως αυτά παρέχονται απευθείας από την εταιρεία Siemens όπως αποτυπώνεται στην Εικόνα 1-23. Βάσει αυτών των μοντέλων, μελετήθηκαν και οι αντίστοιχες κατόψεις του συγκεκριμένου χώρου όπως παρουσιάστηκαν στην ενότητα των αρχιτεκτονικών κατόψεων.



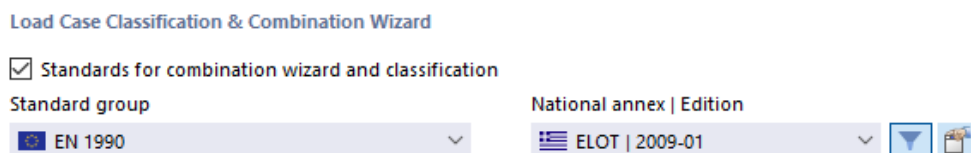
Εικόνα 1-23: Δωμάτιο MRI Magnetom Flow 70

Πηγή τρισδιάστατου μοντέλου Μαγνητικού Τομογράφου Magnetom Flow 70:

<https://siemenshealthineers13.autodesk360.com/g/shares/SH28cd1QT2badd0ea72bc78f9c282dcab353>

2 ΦΟΡΤΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Στο κεφάλαιο αυτό παρατίθενται τα φορτία και οι συνδυασμοί που εφαρμόστηκαν για τη στατική επίλυση και τον σχεδιασμό του φορέα. Ο καθορισμός τους πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τις αρχές του Ευρωκώδικα 0, EN 1990. Παράλληλα, έγινε χρήση του Ελληνικού Εθνικού Προσαρτήματος (ΕΛΟΤ), ώστε δράσεις όπως ο σεισμός και ο άνεμος να προσαρμοστούν στα τοπικά χαρακτηριστικά της περιοχής μελέτης.



Εικόνα 2-1: Κανονισμοί συνδυασμού φορτίσεων και Εθνικό Προσάρτημα

Φορτιστικές Καταστάσεις

Για την προσομοίωση των δράσεων στο λογισμικό, εισήχθησαν 14 συνολικά φορτιστικές καταστάσεις (Load Cases), ακολουθώντας τις σχετικές διατάξεις των Ευρωκωδίκων. Τα είδη των δράσεων που ορίστηκαν είναι τα εξής και θα αναλυθούν παρακάτω με την ίδια σειρά:

LC1: Ίδιο βάρος του φορέα

LC2: Πρόσθετα μόνιμα φορτία (επικαλύψεις, χωρίσματα, εξοπλισμός κ.λπ.)

LC3: Κινητά - Ωφέλιμα φορτία χρήσης

LC4: Φορτίο χιονιού

LC5 έως LC12: Δράση του ανέμου σε διαφορετικές κατευθύνσεις, λαμβάνοντας υπόψη τον συνδυασμό εξωτερικών και εσωτερικών πιέσεων.

LC13: Ιδιομορφική ανάλυση

LC14: Σεισμική δράση - Ανάλυση φάσματος απόκρισης

	G	LC1	Self-weight
	G	LC2	Dead Loads
	Q1 C	LC3	Live Loads
	Qs	LC4	Snow
	Qw	LC5	Wind 0deg (X+) [w+]
	Qw	LC6	Wind 0deg (X+) [w-]
	Qw	LC7	Wind 90deg (Y+) [w+]
	Qw	LC8	Wind 90deg (Y+) [w-]
	Qw	LC9	Wind 180deg (X-) [w+]
	Qw	LC10	Wind 180deg (X-) [w-]
	Qw	LC11	Wind 270deg (Y-) [w+]
	Qw	LC12	Wind 270deg (Y-) [w-]
	AE	LC13	Modal Analysis
	AE	LC14	Response Spectrum Analysis

Εικόνα 2-2: Φορτιστικές Καταστάσεις

2.1 Ιδίων Βάρους

Η φορτιστική κατάσταση του ίδιου βάρους της κατασκευής (LC1) υπολογίζεται αυτόματα από το λογισμικό, λαμβάνοντας υπόψη τη γεωμετρία και το ειδικό βάρος των υλικών του φορέα. Για τον σκοπό αυτό, ενεργοποιήθηκε η σχετική λειτουργία active self-weight με τον συντελεστή να τίθεται ίσος με 1.0 στον κατακόρυφο άξονα Z. Η τιμή εισάγεται θετική, καθώς στο καθολικό σύστημα συντεταγμένων του μοντέλου ο άξονας Z έχει οριστεί με φορά προς τα κάτω. Τέλος, η συγκεκριμένη δράση ταξινομείται στην κατηγορία των μόνιμων φορτίων σύμφωνα με τον EN 1990.



Εικόνα 2-3: Κατάταξη του ίδιου βάρους στην κατηγορία των μόνιμων δράσεων

2.2 Πρόσθετα Μόνιμα Φορτία

Η φορτιστική κατάσταση των πρόσθετων μόνιμων φορτίων LC2 ταξινομείται ομοίως στην κατηγορία των μόνιμων δράσεων.

Action Category

EN 1990 | ELOT | 2009-01

G Permanent

1.A

Εικόνα 2-4: Κατάταξη πρόσθετων φορτίων στην κατηγορία μόνιμων δράσεων

Ο προσδιορισμός των πρόσθετων μόνιμων επιφανειακών φορτίων LC2 πραγματοποιήθηκε βάσει των ονομαστικών πυκνοτήτων των δομικών υλικών, όπως αυτές προδιαγράφονται στο Παράρτημα Α του Ευρωκώδικα 1.

2.2.1 Τυπικοί χώροι και εργαστήρια

Για τους χώρους της δεξιάς πτέρυγας (χώροι λήψης δειγμάτων, WC, γενικά εργαστήρια) και του κλιμακοστασίου, το ομοιόμορφο φορτίο ορίστηκε στα 2.00 kN/m². Αντίστοιχα στο δώμα επιβλήθηκε ομοίως φορτίο 2.00 kN/m², καθώς πρόκειται για βατό χώρο συντήρησης. Το φορτίο αυτό ανταποκρίνεται στο ίδιο βάρος του συστήματος θερμομόνωσης, αλλά και του ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού που εδράζεται εκεί, όπως οι κεντρικές μονάδες κλιματισμού εξαερισμού (HVAC).

Για τον υπολογισμό των παραπάνω επιφανειακών φορτίων, θεωρήθηκε ο κάναβος του φορέα του κτιρίου διαστάσεων 6 m x 6 m, ο οποίος αντιστοιχεί σε εμβαδόν επιρροής A = 36 m² ανά πλάκα. Επίσης, λήφθηκε υπόψη ο Πίνακας 2-1 για την πυκνότητα των υλικών.

Πίνακας 2-1: Πυκνότητα κατασκευαστικών υλικών σκυροδέματος και κονιάματος (EN 1991-1-1, πιν.Α.1)

Materials	Density γ [kN/m ³]
concrete (see EN 206)	
lightweight	9,0 to 10,0 ¹⁾²⁾
density class LC 1,0	10,0 to 12,0 ¹⁾²⁾
density class LC 1,2	12,0 to 14,0 ¹⁾²⁾
density class LC 1,4	14,0 to 16,0 ¹⁾²⁾
density class LC 1,6	16,0 to 18,0 ¹⁾²⁾
density class LC 1,8	18,0 to 20,0 ¹⁾²⁾
density class LC 2,0	20,0 to 22,0 ¹⁾²⁾
normal weight	24,0 ¹⁾²⁾
heavy weight	> 24,0 ¹⁾²⁾
mortar	
cement mortar	19,0 to 23,0
gypsum mortar	12,0 to 18,0
lime-cement mortar	18,0 to 20,0
lime mortar	12,0 to 18,0
¹⁾ Increase by 1kN/m ³ for normal percentage of reinforcing and pre-stressing steel	
²⁾ Increase by 1kN/m ³ for unhardened concrete	
NOTE: See Section 4	

Το βασικό φορτίο επικαλύψεων προέκυψε από την άθροιση των παρακάτω στοιχείων:

- *Τσιμεντοκονία*: Με μέσο πάχος 0.05 m και ονομαστική πυκνότητα $\gamma = 21$ kN/m³ σύμφωνα με τον Πίνακα Α.1 (Table A.1) του EN 1991-1-1.

$$0.05 \text{ m} \cdot 21 \text{ kN/m}^3 = 1.05 \text{ kN/m}^2$$

- *Κεραμικά πλακίδια και κονίαμα επικόλλησης*: ~ 0.15 kN/m²

Αναρτημένη ψευδοροφή και δίκτυα Η/Μ: ~ 0.30 kN/m²

- *Ισοδύναμο φορτίο ελαφρών χωρισμάτων*: Σύμφωνα με την Εικόνα 2-5, προστέθηκε τιμή ίση με 0.50 kN/m².

(8) Provided that a floor allows a lateral distribution of loads, the self-weight of movable partitions may be taken into account by a uniformly distributed load q_k which should be added to the imposed loads of floors obtained from Table 6.2. This defined uniformly distributed load is dependent on the self-weight of the partitions as follows:
 - for movable partitions with a self-weight $\leq 1,0$ kN/m wall length: $q_k = 0,5$ kN/m²;

Εικόνα 2-5: : Ισοδύναμο φορτίο ελαφρών χωρισμάτων (EN 1991-1-1, 6.3.1.2(8))

Σύνολο: $1.05 + 0.15 + 0.30 + 0.50 = 2.00$ kN/m²

Load magnitude
 p 2.00 [kN/m²]

2.2.2 Ακτινοδιαγνωστικό τμήμα

Στην αριστερή πτέρυγα, όπου τοποθετείται ο ιατρικός εξοπλισμός του ακτινοδιαγνωστικού τμήματος (μονάδες X-ray, μαστογράφοι, υπερηχογράφοι), η τιμή αυξήθηκε στα 2.50 kN/m². Η αύξηση αυτή κρίθηκε απαραίτητη για την ασφαλή κάλυψη του πρόσθετου μόνιμου βάρους των ειδικών θωρακίσεων από φύλλα μολύβδου.

Στους χώρους αυτούς διατηρείται το ίδιο βασικό βάρος επικαλύψεων των 2.00 kN/m², στο οποίο όμως προστίθεται το βάρος των χωρισμάτων θωράκισης. Η υψηλή πυκνότητα του μολύβδου $\gamma = 113$ kN/m³ φαίνεται παρακάτω (Πίνακας 2-2).

Πίνακας 2-2: Κατασκευαστικά υλικά - μέταλλα (EN 1991-1-1, Πιν. A.4)

Materials	Density γ [kN/m ³]
metals	
aluminium	27,0
brass	83,0 to 85,0
bronze	83,0 to 85,0
copper	87,0 to 89,0
iron, cast	71,0 to 72,5
iron, wrought	76,0
lead	112,0 to 114,0
steel	77,0 to 78,5
zinc	71,0 to 72,0

Το επιφανειακό βάρος του τοίχου προκύπτει αθροίζοντας το βάρος μιας συμβατικής τοιχοποιίας (0.75 kN/m²) και το πρόσθετο βάρος της ειδικής επένδυσης από φύλλα μολύβδου. Ενδεικτικά, για τυπικό πάχος φύλλου 2 mm (0.002 m) και με δεδομένη την υψηλή πυκνότητα του υλικού ($\gamma = 113$ kN/m³), η θωράκιση προσθέτει επιφανειακό βάρος $0.002 \text{ m} \times 113 \text{ kN/m}^3 = 0.226 \text{ kN/m}^2$, διαμορφώνοντας το συνολικό επιφανειακό βάρος του τοίχου σε

$$g = 0,75 + 0,226 \sim 1.00 \text{ kN/m}^2.$$

Βάσει αυτού, η τιμή του γραμμικού φορτίου προκύπτει από τη σχέση

$$q = h \cdot g = 3.00 \text{ m} \cdot 1.00 \text{ kN/m}^2 = 3.00 \text{ kN/m}.$$

Στη σχέση αυτή, $h = 3.00$ m είναι το καθαρό ύψος της τοιχοποιίας (το οποίο προκύπτει από το μικτό ύψος ορόφου των 3.60 m, αφαιρώντας το πάχος του σύμμικτου φορέα) και $g = 1.00$ kN/m² είναι το μέσο επιφανειακό βάρος του τοίχου. Επομένως, το τελικό μέσο γραμμικό βάρος της τοιχοποιίας θωράκισης διαμορφώνεται στα $q = 3.00$ kN/m. Εξετάζοντας έναν τοίχο μήκους $L = 6$ m εντός του κανάβου των 36 m², έχουμε:

$$\text{Συνολικό βάρος τοίχου: } W = L \times q = 6 \text{ m} \cdot 3.0 \text{ kN/m} = 18 \text{ kN}$$

$$\text{Πρόσθετο ισοδύναμο επιφανειακό φορτίο } \Delta g = W / A = 18 \text{ kN} / 36 \text{ m}^2 = 0.50 \text{ kN/m}^2$$

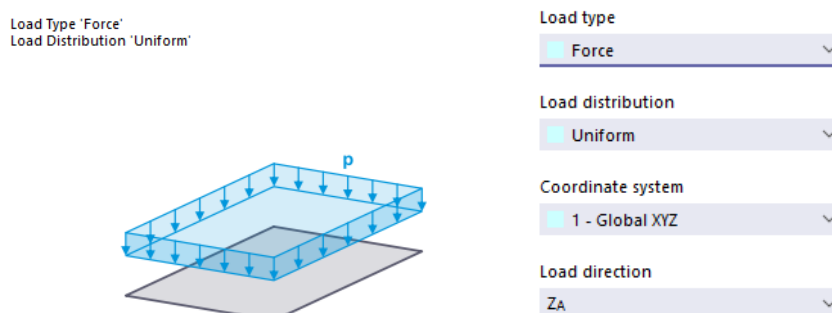
Επομένως, το συνολικό φορτίο για την αριστερή πτέρυγα διαμορφώνεται στα:

$$2.00 \text{ kN/m}^2 + 0.50 \text{ kN/m}^2 = 2.50 \text{ kN/m}^2$$

Load magnitude

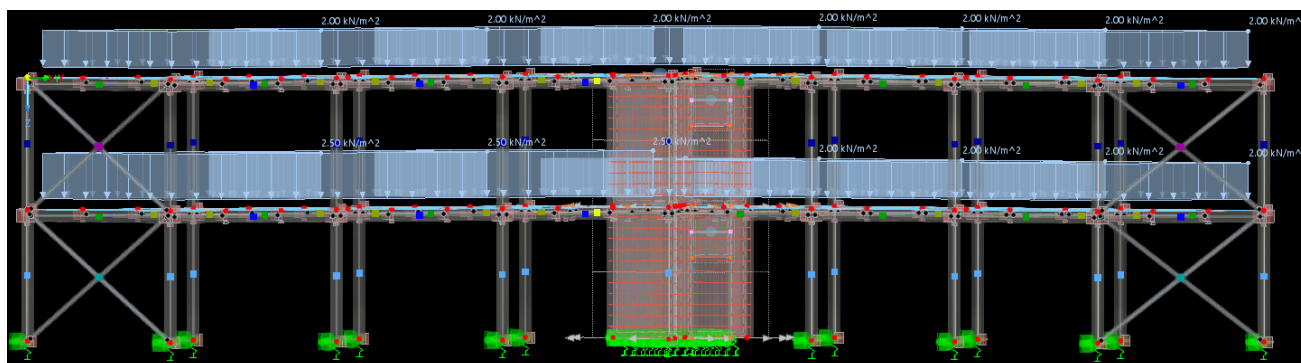
p 2.50 [kN/m²]

Οι δράσεις αυτές προσομοιώθηκαν στο λογισμικό ως ομοιόμορφα κατανεμημένα επιφανειακά φορτία με διεύθυνση φόρτισης τον κατακόρυφο άξονα Z του καθολικού συστήματος συντεταγμένων.



Εικόνα 2-6: Εισαγωγή δράσεων ως ομοιόμορφα κατανεμημένων φορτίων

Η συνολική γραφική αναπαράσταση της επιβολής τους στις πλάκες του τρισδιάστατου φορέα, αποτυπώνεται στην παρακάτω Εικόνα 2-7.



Εικόνα 2-7: Τελικά πρόσθετα μόνιμα φορτία στον φορέα

Τέλος, αξίζει να σημειωθεί ότι τα μηχανήματα μεγάλου βάρους, δηλαδή ο αξονικός τομογράφος CT και ο μαγνητικός τομογράφος MRI, επιλέχθηκε να τοποθετηθούν στο ισόγειο, ώστε να αποφευχθεί η άσκοπη επιβάρυνση του σύμμικτου φορέα της ανωδομής με υπερβολικά μόνιμα φορτία. Ο στατικός έλεγχος της πλάκας έδρασης του MRI αναλύεται σε ξεχωριστό κεφάλαιο.

2.3 Κινητά Φορτία

Ο καθορισμός των Κινητών Φορτίων (LC3) πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1, λαμβάνοντας υπόψη την ειδική χρήση του κτιρίου ως διαγνωστικού κέντρου. Λόγω της αυξημένης και ροής ασθενών, συνοδών και ιατρικού προσωπικού, το κτίριο εντάχθηκε στην Κατηγορία Χρήσης C (Εικόνα 2-8).

Action Category

EN 1990 | ELOT | 2009-01

QC Imposed loads - category C: congregation areas 3.C

Εικόνα 2-8: : Κατάταξη των κινητών φορτίων στην κατηγορία χρήσης χώρων συνάθροισης κοινού

Πιο συγκεκριμένα, επιλέχθηκε η υποκατηγορία C3, η οποία καλύπτει τους χώρους διακίνησης πεζών χωρίς εμπόδια σε κτίρια δημόσιας χρήσης και νοσοκομεία:

Πίνακας 2-3: Κατηγορίες χρήσης κτιρίου μελέτης (EN 1991-1-1, πιν. 6.1)

Category	Specific Use	Example
A	Areas for domestic and residential activities	Rooms in residential buildings and houses; bedrooms and wards in hospitals; bedrooms in hotels and hostels kitchens and toilets.
B	Office areas	
C	Areas where people may congregate (with the exception of areas defined under category A, B, and D ¹⁾)	C1: Areas with tables, etc. e.g. areas in schools, cafés, restaurants, dining halls, reading rooms, receptions. C2: Areas with fixed seats, e.g. areas in churches, theatres or cinemas, conference rooms, lecture halls, assembly halls, waiting rooms, railway waiting rooms. C3: Areas without obstacles for moving people, e.g. areas in museums, exhibition rooms, etc. and access areas in public and administration buildings, hotels, <u>hospitals</u>, railway station forecourts. C4: Areas with possible physical activities, e.g. dance halls, gymnastic rooms, stages. C5: Areas susceptible to large crowds, e.g. in buildings for public events like concert halls, sports halls including stands, terraces and access areas and railway platforms.
D	Shopping areas	D1: Areas in general retail shops D2: Areas in department stores

Οι δράσεις προσομοιώθηκαν ως ομοιόμορφα κατανεμημένα επιφανειακά φορτία, με τις τιμές να διαφοροποιούνται ανάλογα με τον χώρο ως εξής:

Πίνακας 2-4: Κινητά φορτία ανά κατηγορία χρήσης (EN 1991-1-1, πιν. 6.2)

Categories of loaded areas	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Category A		
- Floors	1,5 to <u>2,0</u>	2,0 to 3,0
- Stairs	<u>2,0</u> to 4,0	2,0 to 4,0
- Balconies	2,5 to 4,0	2,0 to 3,0
Category B	2,0 to <u>3,0</u>	1,5 to <u>4,5</u>
Category C		
- C1	2,0 to <u>3,0</u>	3,0 to <u>4,0</u>
- C2	<u>3,0</u> to <u>4,0</u>	2,5 to 7,0 (<u>4,0</u>)
- <u>C3</u>	<u>3,0</u> to <u>5,0</u>	<u>4,0</u> to 7,0
- C4	4,5 to <u>5,0</u>	3,5 to <u>7,0</u>
- C5	<u>5,0</u> to 7,5	3,5 to <u>4,5</u>
category D		
- D1	<u>4,0</u> to 5,0	3,5 to 7,0 (<u>4,0</u>)
- D2	4,0 to <u>5,0</u>	3,5 to <u>7,0</u>

Τυπικοί χώροι ορόφων (3.00 kN/m²): Σε όλους τους χώρους αναμονής, τα εργαστήρια και τα δωμάτια των ιατρικών μηχανημάτων επιβλήθηκε το προτεινόμενο φορτίο των 3.00 kN/m². Η επιλογή του κατώτερου ορίου του επιτρεπόμενου εύρους που ορίζει ο Πίνακας 2-4 του κανονισμού για την κατηγορία

C3, έγινε καθώς το διαγνωστικό κέντρο σχεδιάζεται για να λειτουργεί με προγραμματισμένα ραντεβού και οι επιφάνειες είναι διαχωρισμένες σε μικρά δωμάτια εξέτασης ενώ έχουν προβλεφθεί ειδική χώροι αναμονής (όπως αναφέρεται και στην κατηγορία C2). Αποτρέπεται έτσι η δημιουργία μαζικού και απρόβλεπτου συνωστισμού, όπως θα συνέβαινε σε νοσοκομειακούς χώρους, αποφεύγοντας έτσι την υπερδιαστασιολόγηση και τον αντιοικονομικό σχεδιασμό του φορέα.

Κλιμακοστάσια και διάδρομοι διαφυγής (4.00 kN/m^2): Στο κλιμακοστάσιο του κτιρίου η τιμή του κινητού φορτίου αυξήθηκε στα 4.00 kN/m^2 . Η αύξηση αυτή επιβάλλεται για λόγους ασφαλείας, προκειμένου ο φορέας να παραλάβει με ασφάλεια τα έντονα δυναμικά φορτία και τον υψηλό συνωστισμό που αναπτύσσονται σε περιπτώσεις έκτακτης ανάγκης και ταυτόχρονης εκκένωσης του κτιρίου.

Δώμα (1.00 kN/m^2): Η οροφή του κτιρίου ταξινομήθηκε στην Κατηγορία Η (Οροφές μη προσβάσιμες παρά μόνο για κανονική συντήρηση) όπως ορίζει ο Πίνακας 2-5. Η τιμή που επιλέχτηκε είναι 1.00 kN/m^2 υπέρ της ασφαλείας. Η επιλογή αυτή του άνω ορίου δικαιολογείται καθώς το δώμα φέρει βαρύ Η/Μ εξοπλισμό (κλιματιστικές μονάδες, ψύκτες για τα ιατρικά μηχανήματα όπως του μαγνητικού τομογράφου)

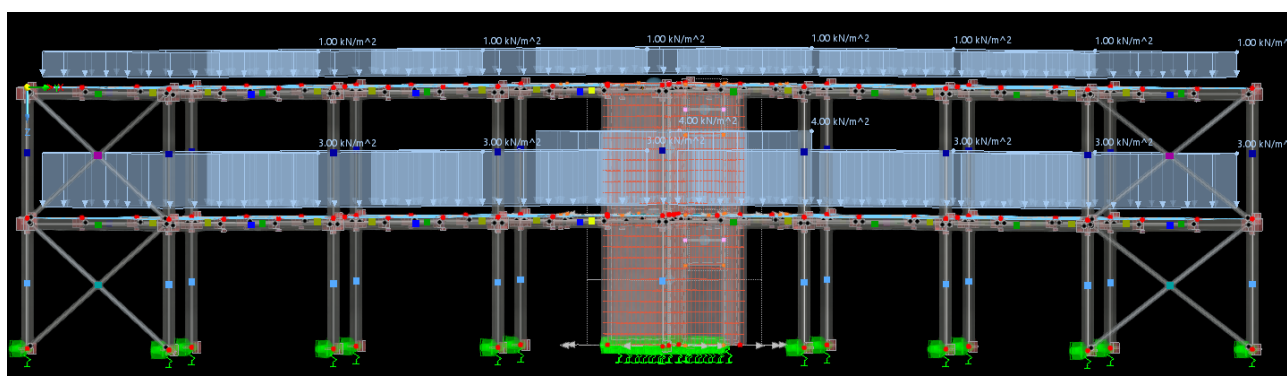
Πίνακας 2-5: Κατηγοριοποίηση ορόφων ανάλογα με την χρήση (EN 1991-1-1, πιν. 6.9)

Categories of loaded area	Specific Use
H	Roofs not accessible except for normal maintenance and repair.
I	Roofs accessible with occupancy according to categories A to $\text{G} \text{ (GEC)}$
K	Roofs accessible for special services, such as helicopter landing areas

Πίνακας 2-6: Κινητά φορτία κατηγορίας Η (EN 1991-1-1, πιν. 6.10)

Roof	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Category H	q_k	Q_k
NOTE 1 For category H q_k may be selected within the range <u>0.00 kN/m^2 to 1.0 kN/m^2</u> and Q_k may be selected within the range 0.9 kN to 1.5 kN .		

Η γραφική αναπαράσταση της επιβολής των παραπάνω κινητών δράσεων στις πλάκες του τρισδιάστατου σύμμικτου φορέα αποτυπώνεται στην παρακάτω Εικόνα 2-9.



Εικόνα 2-9: Τελικά κινητά φορτία στον φορέα

2.4 Φορτίο Χιονιού

Ο υπολογισμός της δράσης του χιονιού στην οροφή του κτιρίου πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με το Μέρος 1-3 του Ευρωκώδικα 1 και το αντίστοιχο Ελληνικό Εθνικό Προσάρτημα.

Η τιμή του επιφανειακού φορτίου χιονιού s υπολογίζεται από τη βασική σχέση του κανονισμού:

(3)P Snow loads on roofs shall be determined as follows:

a) for the persistent / transient design situations

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \quad (5.1)$$

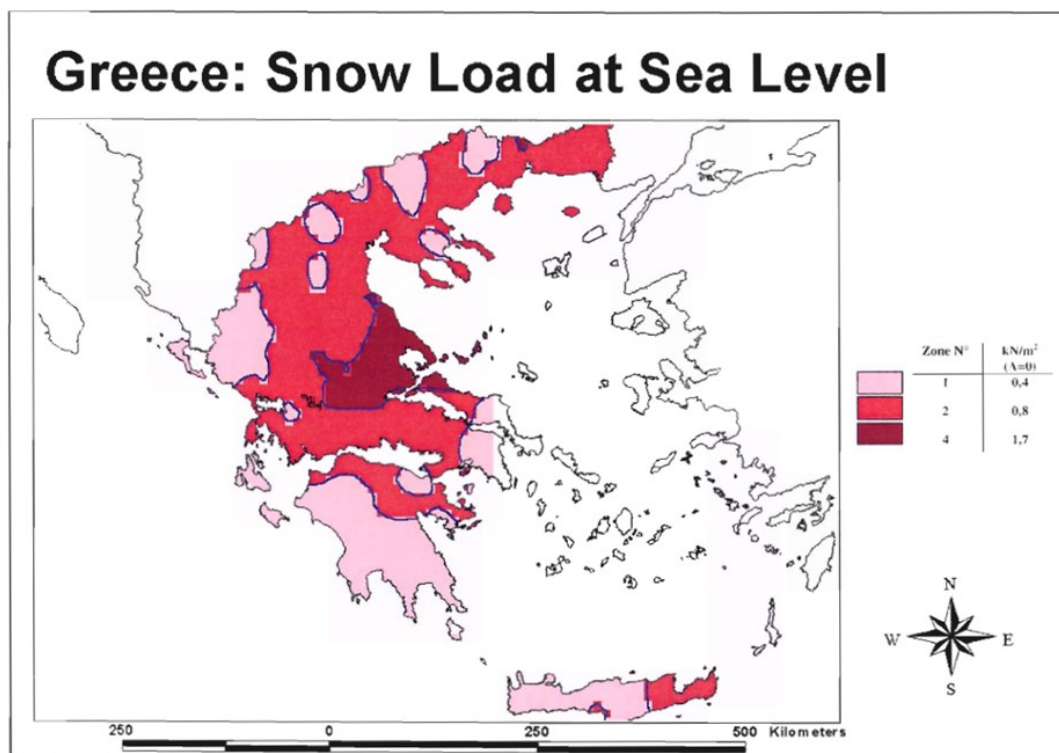
b) for the accidental design situations where exceptional snow load is the accidental action (except for the cases covered in 5.2 (3) P c)

$$s = \mu_i C_e C_t s_{Ad} \quad (5.2)$$

Εικόνα 2-10: Εξίσωση υπολογισμού τιμής επιφανειακού φορτίου χιονιού s (EN 1991-1-3, εξ. 5.1)

Όπου οι επιμέρους παράμετροι καθορίστηκαν αναλυτικά ως εξής:

Χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού στο έδαφος (s_k): Η περιοχή μελέτης στην οδό Ηλία Βενέζη στην πόλη της Ρόδου, με το υψόμετρο εδράσεως A να εκτιμάται περίπου στα 90 m. Δεδομένου ότι πρόκειται για παραθαλάσσια περιοχή του νοτίου Αιγαίου όπου η χιονόπτωση αποτελεί εξαιρετικά σπάνιο φαινόμενο, ο χάρτης του Ελληνικού Εθνικού Προσαρτήματος δεν αποδίδει χρωματική διαβάθμιση. Ωστόσο, για λόγους ασφαλείας προκειμένου να καλυφθούν ακραία απρόβλεπτα καιρικά φαινόμενα, το κτίριο εντάχθηκε στην αμέσως χαμηλότερη κλιματική κατηγορία την Ζώνη Ι. Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα (Εικόνα 2-11), για τη Ζώνη Ι και για υψόμετρα $A \leq 500$ m, η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου στο έδαφος λαμβάνεται σταθερή ίση με $s_k = 0.40$ kN/m².



Εικόνα 2-11: Χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού, Ελληνικό Εθνικό Προσάρτημα

Συντελεστής Έκθεσης (C_e) και Θερμικός Συντελεστής (C_t): Ο συντελεστής έκθεσης λαμβάνει υπόψη τη διαμόρφωση του περιβάλλοντος χώρου και το ενδεχόμενο μετακίνησης του χιονιού λόγω ανέμου. Το κτίριο εξετάστηκε υπό "Κανονική" τοπογραφία (Normal Topography), όπου δεν παρατηρείται σημαντική απομάκρυνση του χιονιού, συνεπώς ορίστηκε $C_e = 1.0$ όπως ορίζει ο Πίνακας 2-7. Ομοίως, ο θερμικός συντελεστής ορίστηκε $C_t = 1.0$ σύμφωνα με την Εικόνα 2-12, καθώς δεν προβλέπεται τήξη του χιονιού λόγω ειδικών απωλειών θερμότητας από την οροφή.

Πίνακας 2-7: Προτεινόμενες τιμές δείκτη συντελεστή C_e για διαφορετικές τοπογραφίες (Ευρωκώδικας 1, πιν. 5.1)

Topography	C_e
Windswept ^a	0,8
Normal ^b	1,0
Sheltered ^c	1,2

^a *Windswept topography:* flat unobstructed areas exposed on all sides without, or little shelter afforded by terrain, higher construction works or trees.

^b *Normal topography:* areas where there is no significant removal of snow by wind on construction work, because of terrain, other construction works or trees.

^c *Sheltered topography:* areas in which the construction work being considered is considerably lower than the surrounding terrain or surrounded by high trees and/or surrounded by higher construction works.

(8) The thermal coefficient C_t should be used to account for the reduction of snow loads on roofs with high thermal transmittance ($> 1 \text{ W/m}^2\text{K}$), in particular for some glass covered roofs, because of melting caused by heat loss.

For all other cases:

$$C_t = 1,0$$

Εικόνα 2-12: Προτεινόμενη τιμή συντελεστή C_t

Συντελεστής μορφής της στέγης (μ_1): Το επίπεδο δώμα του κτιρίου εξετάζεται, βάσει κανονισμού, ως ειδική περίπτωση μονόκλινης στέγης με γωνία κλίσης $\alpha = 0^\circ$, όπως αποτυπώνεται και στο σχετικό διάγραμμα για τις στέγες ενός επιπέδου (monopitch roofs), και εφαρμόζεται ο συντελεστής μ_1 (Εικόνα 2-13). Όπως ορίζει ο Πίνακας 2-8 για εύρος κλίσεων $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$, ο συντελεστής μορφής λαμβάνει τη σταθερή τιμή του, ήτοι $\mu_1 = 0.8$.

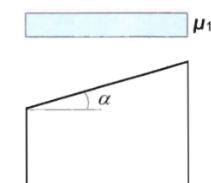


Figure 5.2: Snow load shape coefficient - monopitch roof

Εικόνα 2-13: Συντελεστής μορφής μ_1 για μονόκλινη στέγη

Πίνακας 2-8: Τιμές συντελεστών μορφής (EN 1991-1-3, πιν.5.2)

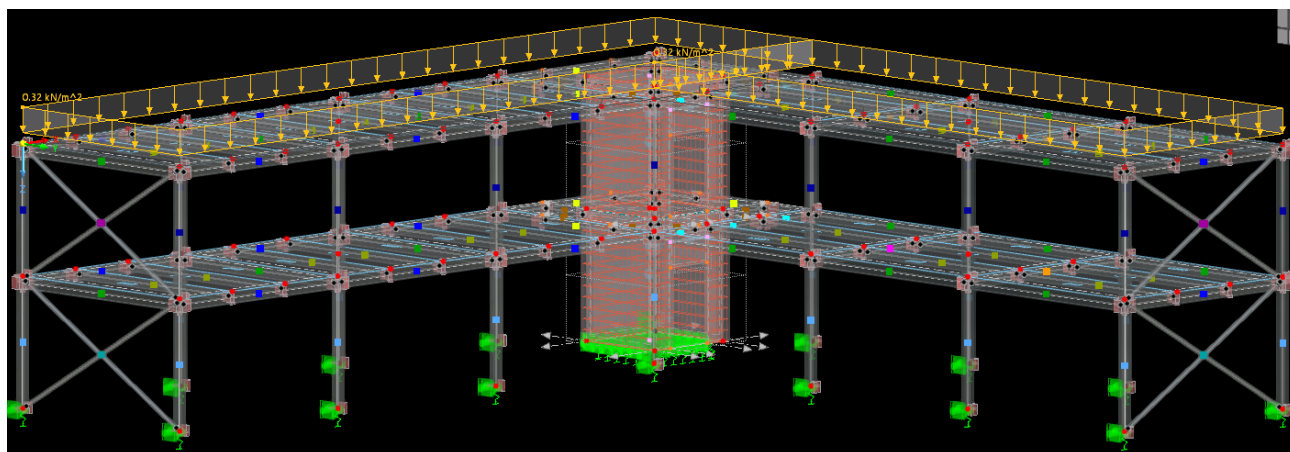
Angle of pitch of roof α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	--

Τελικός Υπολογισμός Φορτίου Χιονιού: Εφαρμόζοντας τις παραπάνω παραμέτρους στη βασική εξίσωση, προκύπτει το τελικό επιφανειακό φορτίο σχεδιασμού για το δώμα:

$$s = \mu_1 \times C_e \times C_t \times s_k$$

$$s = 0,8 \times 1,0 \times 1,0 \times 0,40 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{0,32 \text{ kN/m}^2}$$

Το φορτίο εισάγεται στον φορέα ως ομοιόμορφα κατανεμημένο επιφανειακό φορτίο με τιμή 0.32 kN/m² στην οροφή όπως αποτυπώνεται στην Εικόνα 2-14.



Εικόνα 2-14: Τελικό φορτίο χιονιού στον φορέα

2.5 Φορτία Ανέμου

Η δράση του ανέμου υπολογίστηκε σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1991-1-4 και το Ελληνικό Εθνικό Προσάρτημα. Αρχικά υπολογίζονται οι βασικές παράμετροι του φορτίου ανέμου.

2.5.1 Παράμετροι Ανέμου

2.5.1.1 Βασική ταχύτητα ανέμου v_b

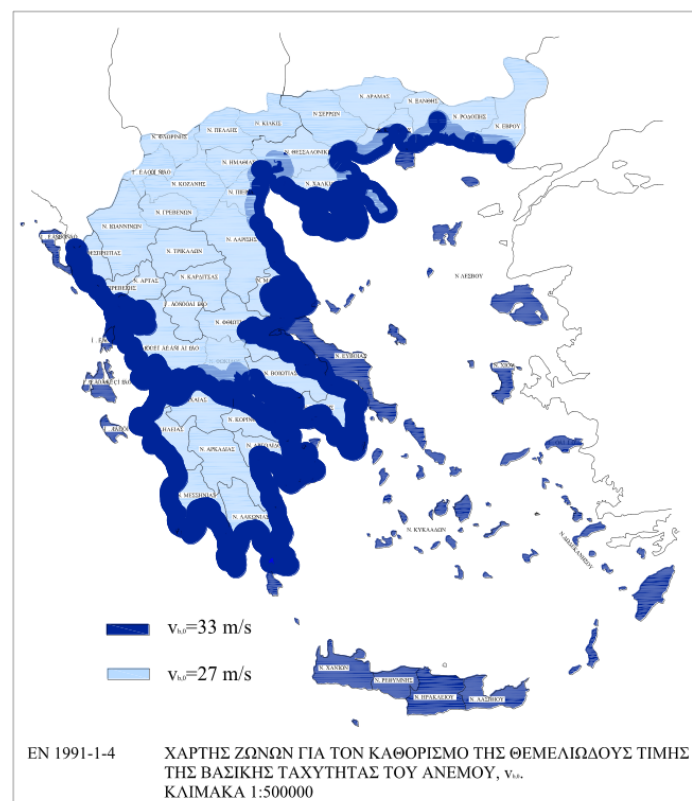
Θεμελιώδης βασική ταχύτητα ανέμου $v_{b,0}$ είναι η χαρακτηριστική μέση τιμή δεκάλεπτου ανέμου σε μετρήσεις που έχουν πραγματοποιηθεί:

- σε ύψος 10m από το έδαφος
- και σε επίπεδη περιοχή που δεν υπάρχουν εμπόδια (δηλαδή σε περιοχή με κατηγορία εδάφους II βάση του EN1991-1-4)

Η τιμή μεταβάλλεται ανάλογα με την γεωγραφική περιοχή (ζώνες). Στην Ελλάδα υπάρχουν δύο ζώνες:

- για τα νησιά και παράλια μέχρι 10km από την ακτή $v_{b,0}=33\text{m/s}$
- για την υπόλοιπη χώρα $v_{b,0}=27\text{m/s}$.

Το έργο βρίσκεται στη Ρόδο, η οποία ανήκει στη Ζώνη Ανέμου των νησιών με θεμελιώδη βασική ταχύτητα ανέμου $v_{b,0} = 33.00 \text{ m/s}$ όπως αποτυπώνεται στην Εικόνα 2-15.



Εικόνα 2-15: Χάρτης ζωνών για τον καθορισμό της θεμελιώδους βασικής ταχύτητας ανέμου $v_{b,0}$ (EN 1991-1-4)

Η βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους στα 10m πάνω από έδαφος κατηγορίας II, σύμφωνα με τη σχέση:

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0}$$

C_{dir} , είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (προτεινόμενη τιμή 1,00)

C_{season} , είναι ο συντελεστής εποχής (προτεινόμενη τιμή 1,00)

$v_{b,0}$, είναι η θεμελίωσης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου

Με τους συντελεστές κατεύθυνσης και εποχής να λαμβάνονται ίσοι με τη μονάδα η βασική ταχύτητα ανέμου προκύπτει:

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 33.00 = 33.00 \text{ m/s}$$

2.5.1.2 Μέση Ταχύτητα Ανέμου v_m

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

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

όπου:

$c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας

$c_o(z)$ είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (ορογραφίας), λαμβάνεται η τιμή 1.0

v_b είναι η βασική ταχύτητα ανέμου [m/s]

Τραχύτητα εδάφους $c_r(z)$:

Ο συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$ δίνεται από τις σχέσεις:

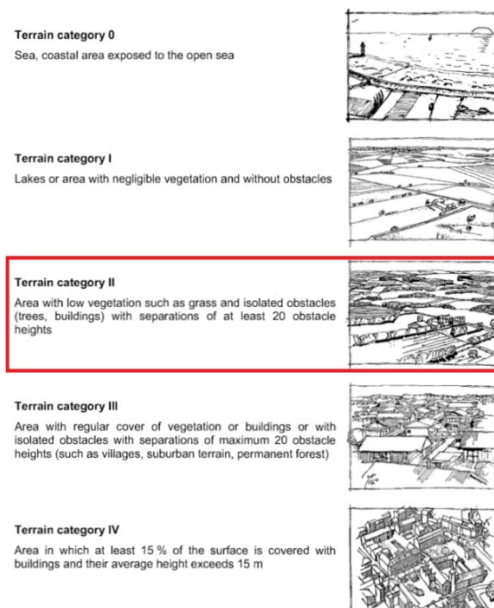
$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z / z_0) \text{ για } z_{min} \leq z \leq z_{max},$$

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

όπου $k_r = 0.19 \cdot (z / z_{0,ii})^{0.7}$ συντελεστής εδάφους.

Οι συντελεστές z_0 και z_{min} εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους της τοποθεσίας της κατασκευής σύμφωνα με την Εικόνα 2-16 και όπως ορίζει ο Πίνακας 2-9.

A.1 Illustrations of the upper roughness of each terrain category



Εικόνα 2-16: Κατηγορίες εδάφους (EN 1991-1-4, παράρτημα A.1)

Η περιοχή μελέτης κατατάσσεται στην Κατηγορία Εδάφους II (Terrain Category II), ως περιοχή περιοχές με χαμηλή βλάστηση και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτήρια) σε μεταξύ τους απόσταση τουλάχιστον 20πλάσια του ύψους.

Πίνακας 2-9: Παράμετροι εδάφους z_0 και z_{min} ανάλογα με την κατηγορία εδάφους (EN 1991-1-4, πιν. 4.1)

Terrain category		z_0 m	z_{min} m
0	Sea or coastal area exposed to the open sea	0,003	1
I	Lakes or flat and horizontal area with negligible vegetation and without obstacles	0,01	1
II	Area with low vegetation such as grass and isolated obstacles (trees, buildings) with separations of at least 20 obstacle heights	0,05	2
III	Area with regular cover of vegetation or buildings or with isolated obstacles with separations of maximum 20 obstacle heights (such as villages, suburban terrain, permanent forest)	0,3	5
IV	Area in which at least 15 % of the surface is covered with buildings and their average height exceeds 15 m	1,0	10
NOTE: The terrain categories are illustrated in A.1.			

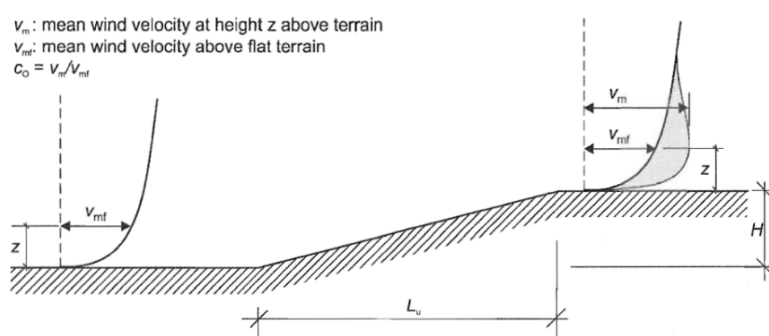
Για την κατηγορία εδάφους II τα χαρακτηριστικά μήκη τραχύτητας $z_0 = 0.05$ m και $z_{min} = 2.0$ m. Το μέγιστο ύψος του κτιρίου είναι $z = h = 7.20$ m. Ο συντελεστής εδάφους υπολογίζεται ως:

$$k_r = 0.19 \cdot (z_0 / 0.05)^{0.07} = 0.19 \cdot (0.05 / 0.05)^{0.07} = 0.19.$$

Στη συνέχεια, ο συντελεστής τραχύτητας για το ύψος της κατασκευής ισούται με: $c_r(z) = k_r \cdot \ln(z / z_0) = 0.19 \cdot \ln(7.20 / 0.05) = 0.944$

Ορογραφία (co(z)):

Μέσω του συντελεστή ορογραφίας εκτιμάται η αύξηση της μέσης ταχύτητας του ανέμου πάνω μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις ή γκρεμούς ανάλογα με την προσήνεμη κλίση όπως αποτυπώνεται στην Εικόνα 2-17.



Εικόνα 2-17: Αύξηση ταχύτητας ανέμου λόγω της ορογραφίας (EN1991-1-4, εικόνα A.1)

Δεδομένου ότι το έδαφος στην περιοχή μελέτης θεωρείται επίπεδο, ο συντελεστής ορογραφίας λαμβάνεται $c_o(z) = 1.00$.

Βάσει των προηγούμενων συντελεστών, η μέση ταχύτητα του ανέμου στην κορυφή του κτιρίου προκύπτει από τη σχέση:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b = 0.944 \cdot 1.00 \cdot 33.00 \text{ m/s} = 31.15 \text{ m/s}.$$

2.5.1.3 Ένταση στροβιλισμού ανέμου I_v

Η ένταση του στροβιλισμού περιγράφει τις διακυμάνσεις και τις ριπές της ταχύτητας του ανέμου. Υπολογίζεται ως το πηλίκο της τυπικής απόκλισης της ταχύτητας προς τη μέση ταχύτητα, βάσει της σχέσης:

$$I_v(z) = k_I / [c_0(z) \cdot \ln(z / z_0)] \text{ για } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

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

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

Το ύψος του κτιρίου είναι $z = 7.20 \text{ m}$ άρα $z_{min}=2 \leq z \leq z_{max}=200$ και με συντελεστή $k_I = 1.00$ ο συντελεστής στροβιλισμού υπολογίζεται ως εξής:

$$I_v(z) = k_I / [c_0(z) \cdot \ln(z / z_0)] = 1.0 / [1.0 \cdot \ln(7.20 / 0.05)] = 0.201$$

2.5.1.4 Πίεση Ταχύτητας Αιχμής q_p

Ως μέγιστη πίεση αιχμής ορίζεται η συνολική μέγιστη πίεση που ασκεί ο άνεμος στην κατασκευή σε δεδομένο ύψος, καθώς ενσωματώνει ταυτόχρονα τη μέση ταχύτητα της ροής του ανέμου και τις βραχυχρόνιες δυναμικές διακυμάνσεις της λόγω στροβιλισμού και προσδιορίζεται από την σχέση:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 0.5 \cdot \rho \cdot v_m(z)^2$$

ρ είναι η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση του ανέμου που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας και λαμβάνεται ίση με $1,25 \text{ Kg/m}^3$

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

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

Για πυκνότητα αέρα $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$, $I_v(z)=0.201$ $v_m(z)=31.15 \text{ m/s}$ όπως υπολογίστηκαν παραπάνω προκύπτει:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 0.5 \cdot \rho \cdot v_m(z)^2$$

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0.201] \cdot 0.5 \cdot 1.25 \text{ kg/m}^3 \cdot (31.15 \text{ m/s})^2$$

$$q_p(z) = 2.407 \cdot 0.607 \text{ kN/m}^2 = 1.46 \text{ kN/m}^2.$$

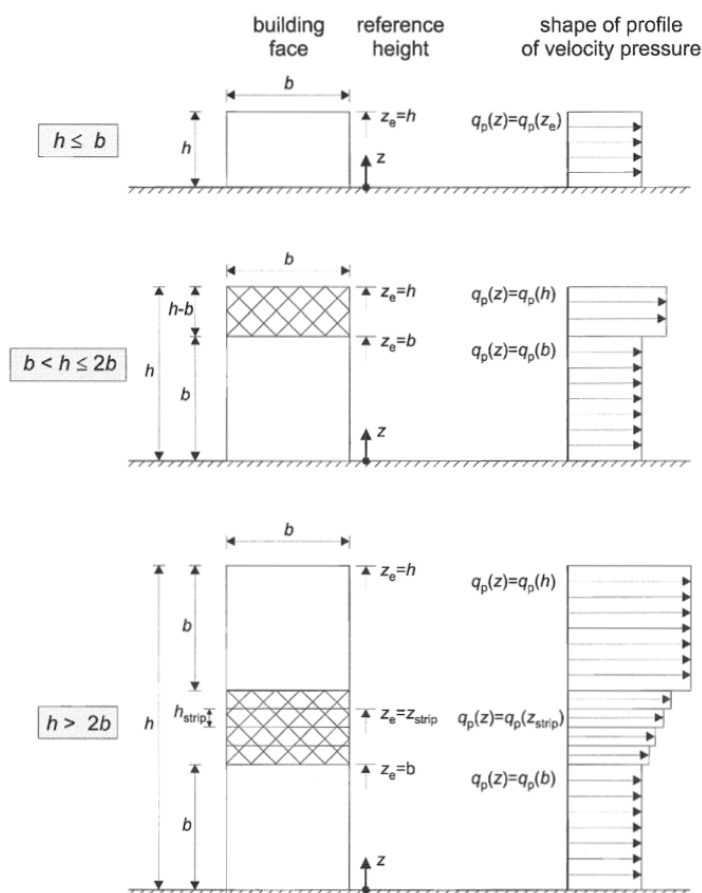
2.5.2 Κανονιστικό πλαίσιο μεθοδολογίας υπολογισμού ανεμοπιέσεων

2.5.2.1 Εξωτερικές w_e και εσωτερικές πιέσεις w_i

Η δράση του ανέμου στις κατασκευές δεν περιορίζεται μόνο στην επιφάνεια προσβολής, αλλά δημιουργεί ένα σύνθετο πεδίο πιέσεων τόσο στις εξωτερικές όσο και στις εσωτερικές τους επιφάνειες. Βάσει του Ευρωκώδικα 1-1-4, οι πιέσεις αυτές υπολογίζονται από τις εξής σχέσεις:

- Εξωτερική πίεση: $w_e = q_p(z_e) \cdot C_{pe}$
- Εσωτερική πίεση: $w_i = q_p(z_i) \cdot C_{pi}$

Στις παραπάνω εξισώσεις, οι όροι $q_p(z_e)$ και $q_p(z_i)$ εκφράζουν την πίεση αιχμής στο εκάστοτε ύψος αναφοράς (z_e για την εξωτερική και z_i για την εσωτερική).



NOTE The velocity pressure should be assumed to be uniform over each horizontal strip considered.

Εικόνα 2-18: Υπολογισμός πίεσης ταχύτητας αιχμής με βάση τις διαστάσεις του κτιρίου (EN 1991-1-4, εικόνα 7.4)

Σύμφωνα με την Εικόνα 2-18, σε περιπτώσεις όπου το ύψος του κτιρίου υπερβαίνει το πλάτος της επιφάνειας προσβολής αλλά παραμένει μικρότερο του διπλάσιου πλάτους (δηλαδή $b < h \leq 2b$, όπως συμβαίνει π.χ. στο Κεντρικό Τμήμα όπου $b = 6.00$ m και $h = 7.20$ m), το προφίλ των πιέσεων θεωρητικά διαχωρίζεται σε δύο επιμέρους ζώνες καθ' ύψος. Ωστόσο, στην παρούσα μελέτη, με σκοπό την απλοποίηση της στατικής προσομοίωσης και τηρώντας προσέγγιση υπέρ της ασφαλείας, θεωρήθηκε ως ύψος αναφοράς το μέγιστο ύψος του κτιρίου $z_e = h = 7.20$ m ενιαία για το σύνολο των κατακόρυφων επιφανειών. Επομένως, η πίεση αιχμής δεν μεταβάλλεται καθ' ύψος, αλλά λαμβάνεται ίση με τη μέγιστη υπολογισθείσα τιμή της κορυφής:

$$q_p(z_e) = q_p(z_i) = q_p(h) = 1.46 \text{ kN/m}^2.$$

2.5.2.2 Γεωμετρικός διαχωρισμός κατακόρυφων τοίχων

Για τον προσδιορισμό των ανεμοπιέσεων, οι κατακόρυφες εξωτερικές επιφάνειες της κατασκευής διαχωρίζονται σε διακριτές ζώνες πίεσης. Κρίσιμη παράμετρος για τον καθορισμό των γεωμετρικών ορίων αυτών των ζωνών είναι η διάσταση e , η οποία ορίζεται από τη σχέση:

$$e = \min(b, 2 \cdot h)$$

όπου b είναι το πλάτος της όψης του κτιρίου που είναι κάθετη στη διεύθυνση του ανέμου και h το συνολικό ύψος του. Με βάση την παράμετρο e και το συνολικό βάθος d του κτιρίου (παράλληλα προς τον άνεμο), οι τοίχοι χωρίζονται στις εξής ζώνες, σύμφωνα με την Εικόνα 2-19:

Ζώνη D (Προσήνεμη όψη): Η επιφάνεια που δέχεται την άμεση θετική πίεση του ανέμου.

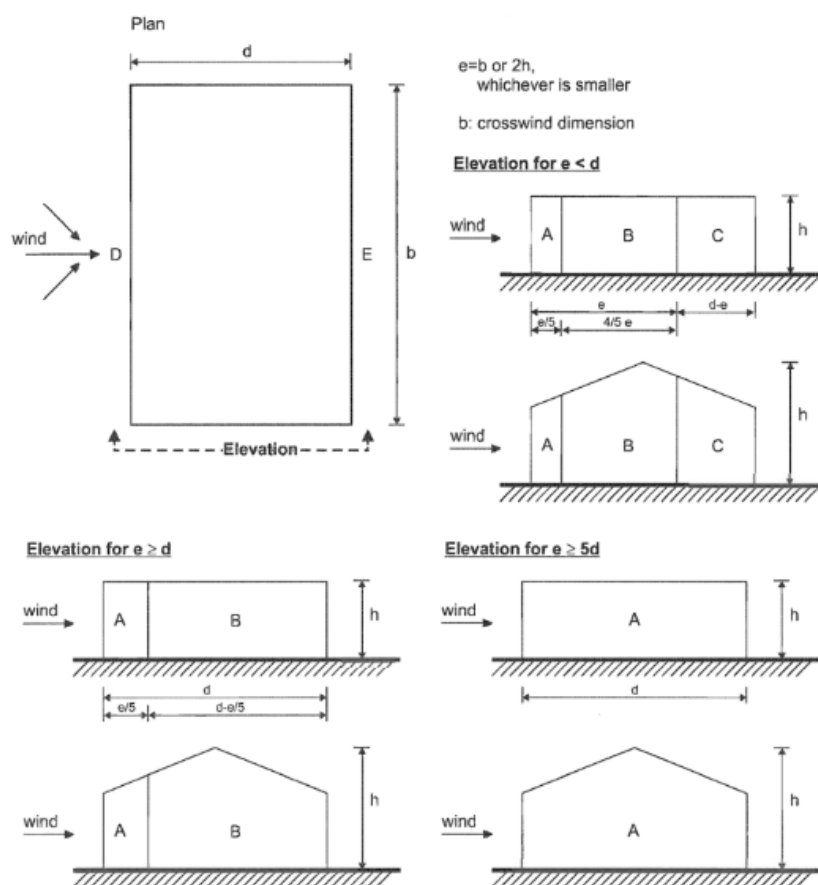
Ζώνη E (Υπήνεμη όψη): Η πίσω επιφάνεια που δέχεται αρνητική πίεση-αναρρόφηση.

Ζώνες A, B, C (Παράλληλες όψεις): Στις πλευρές που είναι παράλληλες με τη διεύθυνση του ανέμου αναπτύσσονται αναρροφήσεις. Αυτές χωρίζονται περαιτέρω ως εξής:

Ζώνη A: Ξεκινά από την προσήνεμη κατακόρυφη ακμή και εκτείνεται προς τα πίσω σε μήκος ίσο με $e/5$. Εδώ αναπτύσσονται και οι μεγαλύτερες τοπικές αναρροφήσεις.

Ζώνη B: Ακολουθεί αμέσως μετά τη Ζώνη A και εκτείνεται μέχρι την απόσταση e από την προσήνεμη ακμή.

Ζώνη C: Καλύπτει το υπόλοιπο τμήμα της παράλληλης όψης, από την απόσταση e έως το πίσω μέρος του κτιρίου (εφόσον το συνολικό βάθος d είναι μεγαλύτερο από τη διάσταση e).



Εικόνα 2-19: Γεωμετρικός διαχωρισμός κατακόρυφων τοίχων (EN 1991-1-4, εικόνα 7.5)

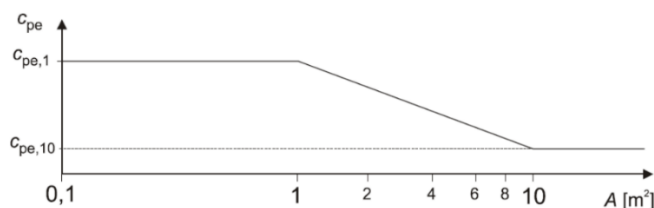
2.5.2.3 Υπολογισμός συντελεστών πίεσης $C_{pe,10}$ και $C_{pe,1}$ κατακόρυφων τοίχων

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης C_{pe} εξαρτώνται από το εμβαδόν της επιφάνειας φόρτισης (A) του κάθε δομικού στοιχείου όπως ορίζεται στην Εικόνα 2-20:

Ο καθολικός συντελεστής $C_{pe,10}$ εφαρμόζεται για επιφάνειες φόρτισης ίσες ή μεγαλύτερες των 10 m^2 . Χρησιμοποιείται για το σχεδιασμό του κύριου φέροντος οργανισμού (π.χ. κύρια πλαίσια, υποστυλώματα, δοκοί).

Ο τοπικός συντελεστής $C_{pe,1}$ εφαρμόζεται για μικρές επιφάνειες φόρτισης, ίσες ή μικρότερες του 1 m^2 , και χρησιμοποιείται για τον έλεγχο τοπικών στοιχείων (π.χ. μηκίδες, πάνελ επικάλυψης, στοιχεία στερέωσης).

Για ενδιάμεσες επιφάνειες (μεταξύ 1 m^2 και 10 m^2) εφαρμόζεται λογαριθμική παρεμβολή.



, όπου

$C_{pe,10}$ καθολικός συντελεστής εξωτερικής πίεσης $A \geq 10 \text{ m}^2$, και

$C_{pe,1}$ τοπικός συντελεστής εξωτερικής πίεσης $A \leq 1 \text{ m}^2$

Εικόνα 2-20: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης $C_{pe,10}$ και $C_{pe,1}$

Για τις κατακόρυφες τοιχοποιίες, οι τιμές των συντελεστών αυτών εξάγονται από τον αντίστοιχο πίνακα (Πίνακας 2-10). Η επιλογή των συντελεστών για τις ζώνες A, B, C, D και E εξαρτάται άμεσα από τον λόγο ύψους προς βάθος (h/d) του κτιρίου. Για ενδιάμεσες τιμές του λόγου h/d (π.χ. μεταξύ 0.25 και 1.0 ή μεταξύ 1.0 και 5.0), οι τελικοί συντελεστές προκύπτουν μέσω γραμμικής παρεμβολής.

Πίνακας 2-10: Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης κατακόρυφων τοίχων κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης (EN 1991-1-4, πιν. 7.1)

Zone	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Παράλληλα, για τον καθορισμό των εσωτερικών πιέσεων σε κτίρια χωρίς δεσπόζουσα όψη με ομοιόμορφα ανοίγματα, ο κανονισμός επιβάλλει τη χρήση των δύο ακραίων τιμών του συντελεστή C_{pi} , +0.2 και -0.3 όπως διακρίνεται στο απόσπασμα στην Εικόνα 2-21.

NOTE 2 Where it is not possible, or not considered justified, to estimate μ for a particular case then C_{pi} should be taken as the more onerous of +0,2 and -0,3.

Εικόνα 2-21: Τιμές εσωτερικών πιέσεων C_{pi}

2.5.2.4 Γεωμετρικός διαχωρισμός οριζόντιας στέγης

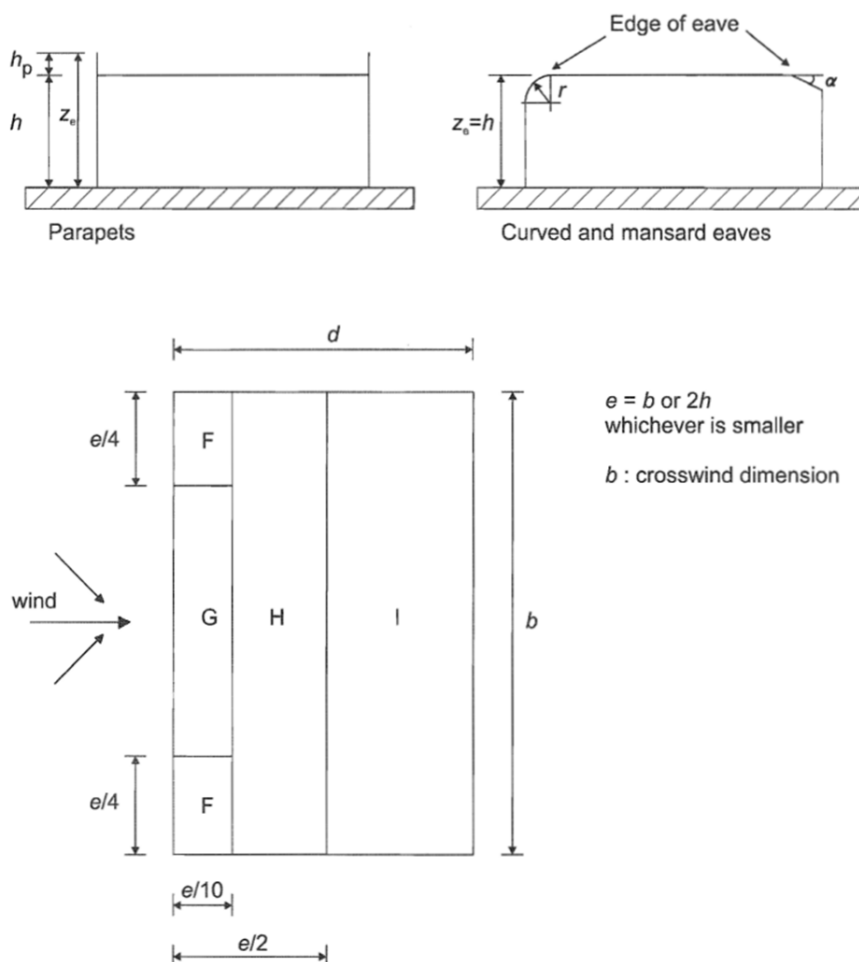
Στην περιοχή της οριζόντιας στέγης, η ροή του ανέμου κάμπτεται απότομα στις ακμές του κτιρίου, προκαλώντας ισχυρούς στροβιλισμούς. Ο διαχωρισμός του δώματος βασίζεται ξανά στην κρίσιμη παράμετρο $e = \min(b, 2 \cdot h)$ και δημιουργεί τέσσερις χαρακτηριστικές ζώνες αναρρόφησης οι οποίες αποτυπώνονται στην Εικόνα 2-22 και είναι οι εξής:

Ζώνη F (Γωνιακές περιοχές): Αποτελεί το πιο ευπαθές τμήμα και εντοπίζεται στις προσήνεμες γωνίες της στέγης. Πρόκειται για ορθογώνιες περιοχές με διαστάσεις $(e/4) \times (e/10)$.

Ζώνη G (Ακραίες περιμετρικές λωρίδες): Εκτείνεται κατά μήκος της προσήνεμης ακμής, ανάμεσα στις γωνιακές Ζώνες F, με σταθερό πλάτος ίσο με $e/10$.

Ζώνη H (Ενδιάμεση ζώνη): Αναπτύσσεται ακριβώς πίσω από τις ζώνες F και G και εκτείνεται προς το εσωτερικό της στέγης, φτάνοντας μέχρι την απόσταση $e/2$ από την προσήνεμη ακμή.

Ζώνη I (Εσωτερική περιοχή): Καλύπτει την υπόλοιπη, κεντρική και υπήνεμη επιφάνεια του δώματος (από την απόσταση $e/2$ και πίσω). Στη ζώνη αυτή το φαινόμενο της αποκόλλησης εξασθενεί και η ροή τείνει να εξομαλυνθεί.

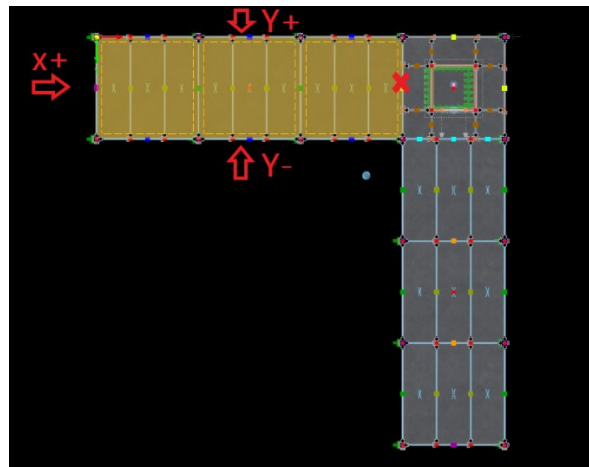


Εικόνα 2-22: Γεωμετρικός διαχωρισμός επίπεδης οροφής (EN 1991-1-4, εικόνα 7.6)

2.5.3 Φορτία Ανέμου Αριστερής Πτέρυγας

Στην παρούσα ενότητα αναλύεται ο υπολογισμός των ανεμοπιέσεων για την Αριστερή Πτέρυγα του κτιρίου. Το μέγιστο ύψος του κτιρίου, το οποίο λαμβάνεται ως ύψος αναφοράς ($z_e = z_i = h$), είναι $h = 7.20$ m. Η μέγιστη πίεση ταχύτητας αιχμής στο ύψος αυτό έχει υπολογιστεί σταθερή και ίση με $q_p(h) = 1.46$ kN/m².

Λόγω της κάτοψης σχήματος Γ του συνολικού φορέα, η δεξιά μικρή πλευρά της συγκεκριμένης πτέρυγας εφάπτεται και καλύπτεται πλήρως από το Κεντρικό Τμήμα του κτιρίου όπως παρατηρείται στην Εικόνα 2-23. Εξαιτίας αυτού, δεν υφίσταται άμεση προσβολή ανέμου από την κατεύθυνση των 180° (X-). Οι αντίστοιχοι φορτιστικοί συνδυασμοί έχουν απενεργοποιηθεί, και ο έλεγχος περιορίζεται στις διευθύνσεις 0°(X+), 90°(Y+) και 270°(Y-).



Εικόνα 2-23: Διευθύνσεις προσβολής ανέμου για τον έλεγχο της αριστερής πτέρυγας

2.5.3.1 Διεύθυνση Ανέμου 0° (X+)

Στη διεύθυνση αυτή, ο άνεμος προσβάλλει την πτέρυγα παράλληλα προς τη μεγάλη της διάσταση (η υπήνεμη πλευρά είναι η καλυπτόμενη).

Γεωμετρικά Δεδομένα:

Πλάτος προσήνεμης όψης (κάθετα στον άνεμο): $b = 6.00$ m

Βάθος κτιρίου (παράλληλα στον άνεμο): $d = 18.00$ m

Κρίσιμη Διάσταση e: $e = \min(b, 2 \cdot h) = \min(6.00, 14.40) = 6.00$ m.

Ισχύει ότι $e < d$ (6.00 m $<$ 18.00 m), επομένως στις παράλληλες πλευρές θα αναπτυχθούν πλήρως και οι τρεις ζώνες αποκόλλησης A, B και C όπως ορίζει η Εικόνα 2-24.

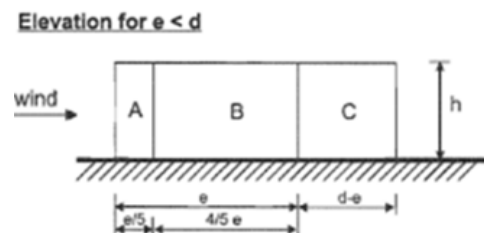
Κατακόρυφοι Τοίχοι

Διαστάσεις Ζωνών:

Ζώνη A: Μήκος = $e / 5 = 6.00 / 5 = 1.20$ m

Ζώνη B: Μήκος = $4 \cdot e / 5 = 4.80$ m

Ζώνη C: Μήκος = $d - e = 18.00 - 6.00 = 12.00$ m



Εικόνα 2-24: Διαστάσεις ζωνών για $e < d$

Συντελεστές $C_{pe,10}$ και Εξωτερικές Πιέσεις

$$(w_e = q_p \cdot C_{pe,10}):$$

Για την προσήνεμη (D) και υπήνεμη (E) πλευρά ελέγχεται ο λόγος $h/d = 7.20 / 18.00 = 0.40$. Με γραμμική παρεμβολή από τις τιμές που ορίζει Πίνακας 2-12 προκύπτουν:

$$\text{Ζώνη A: } C_{pe,10} = -1.20 \Rightarrow w_e = -1.75 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Ζώνη B: } C_{pe,10} = -0.80 \Rightarrow w_e = -1.17 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Ζώνη C: } C_{pe,10} = -0.50 \Rightarrow w_e = -0.73 \text{ kN/m}^2$$

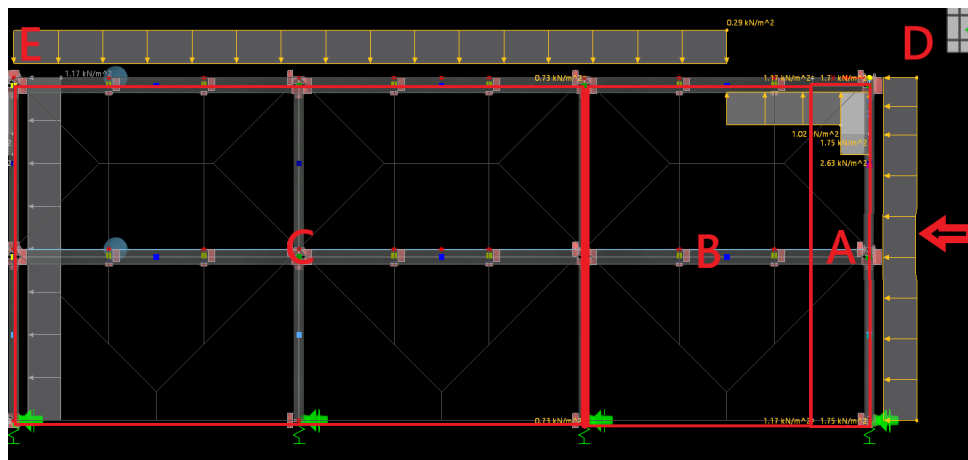
$$\text{Ζώνη D: } C_{pe,10} = +0.72 \Rightarrow w_e = +1.05 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Ζώνη E: } C_{pe,10} = -0.34 \Rightarrow w_e = -0.50 \text{ kN/m}^2$$

Πίνακας 2-12: Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης κατακόρυφων τοίχων κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης (EN 1991-1-4, πιν. 7.1)

Zone	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Στην παρακάτω Εικόνα 2-25 παρουσιάζεται η όψη της αριστερής πτέρυγας για προσβολή ανέμου 0° . Διακρίνονται τα όρια των κατακόρυφων ζωνών αποκόλλησης A, B και C στις παράλληλες πλευρές, καθώς και οι ζώνες πίεσης D και E.



Εικόνα 2-25: Διαχωρισμών ζωνών κατακόρυφων τοίχων αριστερής πτέρυγας για προσβολή ανέμου 0°

Οριζόντια Στέγη

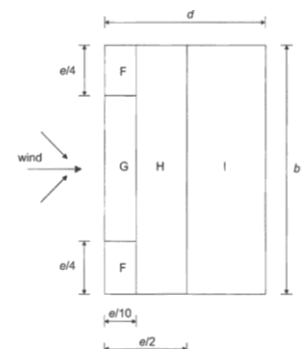
Διαστάσεις Ζωνών:

$$\text{Ζώνη F: Πλάτος} \times \text{Βάθος} = (e/4) \cdot (e/10) = 1.50 \text{ m} \times 0.60 \text{ m}$$

$$\text{Ζώνη G: Πλάτος} = b - 2 \cdot (e/4) = 6.00 - 3.00 = 3.00 \text{ m. Βάθος} = e/10 = 0.60 \text{ m}$$

$$\text{Ζώνη H: Βάθος} = e/2 - e/10 = 3.00 - 0.60 = 2.40 \text{ m}$$

$$\text{Ζώνη I: Το υπόλοιπο βάθος της στέγης} = d - e/2 = 18.00 - 3.00 = 15.00 \text{ m}.$$



Εικόνα 2-26: Διαστάσεις ζωνών οριζόντιας στέγης

Συντελεστές $C_{pe,10}$ και Εξωτερικές Πιέσεις ($w_e = q_p \cdot C_{pe,10}$):

Ζώνη F: $C_{pe,10} = -1.80 \Rightarrow w_e = -2.63 \text{ kN/m}^2$

Ζώνη G: $C_{pe,10} = -1.20 \Rightarrow w_e = -1.75 \text{ kN/m}^2$

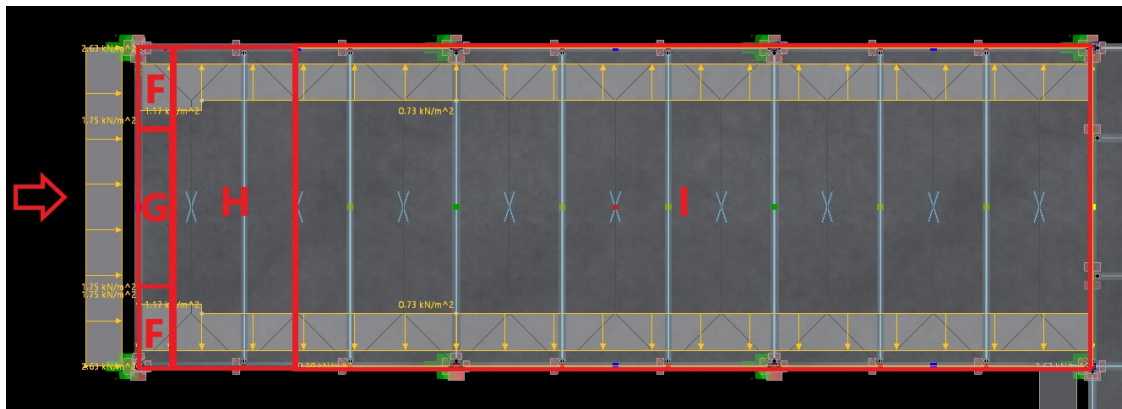
Ζώνη H: $C_{pe,10} = -0.70 \Rightarrow w_e = -1.02 \text{ kN/m}^2$

Ζώνη I: $C_{pe,10} = +0.20 \Rightarrow w_e = +0.29 \text{ kN/m}^2$ (ή -0.29 kN/m^2 κατά περίπτωση).

Πίνακας 2-13: Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες (EN 1991-1-4, πιν. 7.2)

Roof type	Zone							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
Sharp eaves	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2

Στην παρακάτω Εικόνα 2-27 φαίνεται ο διαχωρισμός του επιπέδου δώματος για άνεμο 0° . Στις προσήνεμες γωνίες και ακμές αναπτύσσονται οι ζώνες υψηλής αναρρόφησης F και G, ενώ στο εσωτερικό η ροή ομαλοποιείται Ζώνες H και I.



Εικόνα 2-27: Διαχωρισμός ζωνών οριζόντιας στέγης αριστερής πτέρυγας για προσβολή ανέμου 0°

2.5.3.2 Διευθύνσεις Ανέμου 90° (Y+) και 270° (Y-)

Στις διευθύνσεις αυτές, ο άνεμος προσβάλλει την πτέρυγα κάθετα προς τη μεγάλη της διάσταση. Οι αντίθετες διευθύνσεις 90° και 270° εξετάζονται συνδυαστικά, καθώς το κτίριο έχει ακριβώς το ίδιο πλάτος (b) και βάθος (d) στη ροή του ανέμου. Κατά συνέπεια, ο κανονισμός βγάζει μαθηματικά το ίδιο μέγεθος ζωνών και τις ίδιες πιέσεις, με μόνη διαφορά την αντεστραμμένη εφαρμογή τους πάνω στο 3D μοντέλο.

Γεωμετρικά Δεδομένα:

Πλάτος προσήνεμης όψης (κάθετα στον άνεμο): $b = 18.00 \text{ m}$

Βάθος κτιρίου (παράλληλα στον άνεμο): $d = 6.00 \text{ m}$

Κρίσιμη Διάσταση e : $e = \min(b, 2 \cdot h) = \min(18.00, 14.40) = 14.40 \text{ m}$.

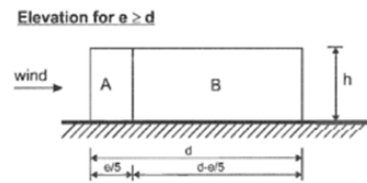
Ισχύει ότι $e > d$ ($14.40 \text{ m} > 6.00 \text{ m}$), επομένως το κτίριο δεν έχει επαρκές βάθος για να αναπτυχθεί η Ζώνη C όπως αποτυπώνεται στην Εικόνα 2-28

Κατακόρυφοι Τοίχοι

Διαστάσεις Ζωνών:

Ζώνη A: Μήκος = $e / 5 = 14.40 / 5 = 2.88 \text{ m}$

Ζώνη B: Μήκος = Το υπολειπόμενο βάθος = $d - 2.88 = 6.00 - 2.88 = 3.12 \text{ m}$



Εικόνα 2-28: Διαστάσεις ζωνών για $e > d$

Συντελεστές $C_{pe,10}$ και Εξωτερικές Πιέσεις ($w_e = q_p \cdot C_{pe,10}$):

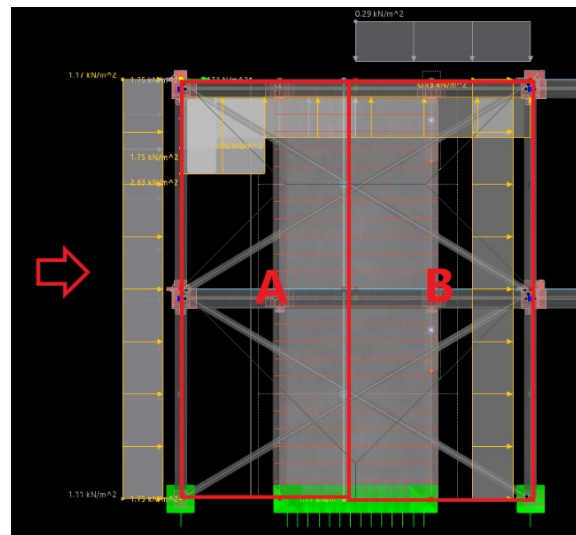
Για την προσήνεμη (D) και υπήνεμη (E) πλευρά ελέγχεται ο λόγος $h/d = 7.20 / 6.00 = 1.20$. Όπως ορίζει ο Πίνακας 2-12 και με την χρήση του τύπου της εξωτερικής πίεσης προκύπτουν οι εξωτερικές πιέσεις:

Ζώνη A: $C_{pe,10} = -1.20 \Rightarrow w_e = -1.75 \text{ kN/m}^2$

Ζώνη B: $C_{pe,10} = -0.80 \Rightarrow w_e = -1.17 \text{ kN/m}^2$

Ζώνη D: $C_{pe,10} = +0.80 \Rightarrow w_e = +1.17 \text{ kN/m}^2$

Ζώνη E: $C_{pe,10} = -0.51 \Rightarrow w_e = -0.75 \text{ kN/m}^2$



Εικόνα 2-29: Διαχωρισμός κατακόρυφων τοίχων αριστερής πτέρυγας για άνεμο 90°

Οριζόντια Στέγη

Διαστάσεις Ζωνών:

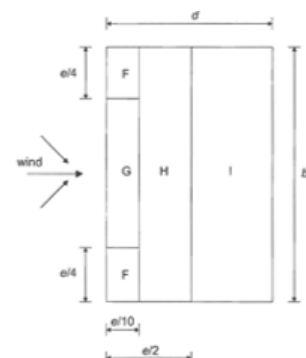
Ζώνη F: Πλάτος x Βάθος = $(e/4) \times (e/10) = 3.60 \text{ m} \cdot 1.44 \text{ m}$

Ζώνη G: Πλάτος = $b - 2 \cdot (e/4) = 18.00 - 7.20 = 10.80 \text{ m}$.

Βάθος = $e/10 = 1.44 \text{ m}$

Ζώνη H: Το θεωρητικό της βάθος ($e/2 - e/10 = 5.76 \text{ m}$) περιορίζεται από το διαθέσιμο βάθος του κτιρίου, συνεπώς καταλαμβάνει το υπόλοιπο τμήμα της στέγης ($6.00 - 1.44 = 4.56 \text{ m}$).

Ζώνη I: 0.00 m (Δεν υφίσταται λόγω γεωμετρίας).



Με βάση τους συντελεστές $C_{pe,10}$ (Πίνακας 2-13) προκύπτουν οι εξωτερικές πιέσεις ως εξής

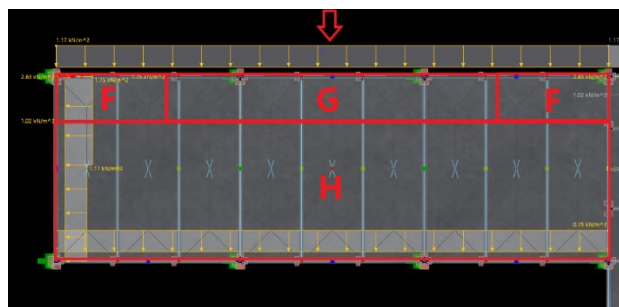
($w_e = q_p \cdot C_{pe,10}$):

Ζώνη F: $C_{pe,10} = -1.80 \Rightarrow w_e = -2.63 \text{ kN/m}^2$

Ζώνη G: $C_{pe,10} = -1.20 \Rightarrow w_e = -1.75 \text{ kN/m}^2$

Ζώνη H: $C_{pe,10} = -0.70 \Rightarrow w_e = -1.02 \text{ kN/m}^2$

Διαχωρισμός του δώματος για άνεμο κατά Υ φαίνεται παρακάτω. Οι ισχυροί στροβιλισμοί στις γωνίες Ζώνη F και στην προσηγμένη ακμή Ζώνη G αποτυπώνονται με τις μέγιστες αρνητικές πιέσεις, ενώ απουσιάζει η ζώνη εξομάλυνσης I.



Εικόνα 2-30: Διαχωρισμός οριζόντιας στέγης αριστερής πτέρυγας για άνεμο 90°

2.5.3.3 Συγκεντρωτικοί Πίνακες Τελικών Ανεμοπιέσεων Αριστερής Πτέρυγας

Όπως αναφέρθηκε, για τον πλήρη υπολογισμό της δράσης του ανέμου, οι εξωτερικές και οι εσωτερικές πιέσεις συνδυάζονται μέσω ξεχωριστών περιπτώσεων φόρτισης (Load Cases).

Το λογισμικό εφαρμόζει τις εσωτερικές πιέσεις $w_i = +0.29 \text{ kN/m}^2$ για $w+$ και $w_i = -0.44 \text{ kN/m}^2$ για $w-$ ως ανεξάρτητες επιφανειακές φορτίσεις.

Στους παρακάτω πίνακες (Πίνακας 2-14 και Πίνακας 2-15) συνοψίζονται οι συντελεστές και οι παραγόμενες Εξωτερικές Ανεμοπιέσεις (w_e)

Πίνακας 2-14: Εξωτερικές πιέσεις για Διεύθυνση Ανέμου 0° (X+)

Ζώνη	Συντελεστής $C_{pe,10}$	Εξωτερική Πίεση $w_e(\text{kN/m}^2)$
A	-1.20	-1.75
B	-0.80	-1.17
C	-0.50	-0.73
D	+0.72	+1.05
E	-0.34	-0.50
F	-1.80	-2.63
G	-1.20	-1.75
H	-0.70	-1.02
I	± 0.20	± 0.29

Πίνακας 2-15: Εξωτερικές πιέσεις για Διευθύνσεις Ανέμου 90° & 270° (Y+, Y-)

Ζώνη	Συντελεστής $C_{pe,10}$	Εξωτερική Πίεση w_e (kN/m ²)
A	-1.20	-1.75
B	-0.80	-1.17
D	+0.80	+1.17
E	-0.51	-0.75
F	-1.80	-2.63
G	-1.20	-1.75
H	-0.70	-1.02

Η παραπάνω μεθοδολογία και η εφαρμογή των διατάξεων του EN 1991-1-4 επαληθεύει τα αποτελέσματα του λογισμικού RFEM6. Στα αποσπάσματα που ακολουθούν παρατίθενται τα τεύχη υπολογισμού ανεμοπιέσεων (Load Wizards) που εξήχθησαν από το λογισμικό RFEM 6. Όπως φαίνεται, οι τιμές των εξωτερικών πιέσεων w_e που παρήγαγε το πρόγραμμα (Εικόνα 2-31 και 2-32) ταυτίζονται με τους υπολογισμούς που εκτελέστηκαν και παρουσιάστηκαν αναλυτικά παραπάνω.

Description	Symbol	Value
Velocity pressure		
Peak velocity pressure	$q_p(h)$	1.46 kN/m ²
Zone A		
External pressure coefficient	$C_{pe,1}$	-1.20 --
External pressure coefficient	$C_{pe,2}$	-1.20 --
External wind pressure	$W_{e,1}$	-1.75 kN/m ²
External wind pressure	$W_{e,2}$	-1.75 kN/m ²
Zone B		
External pressure coefficient	$C_{pe,1}$	-0.80 --
External pressure coefficient	$C_{pe,2}$	-0.80 --
External wind pressure	$W_{e,1}$	-1.17 kN/m ²
External wind pressure	$W_{e,2}$	-1.17 kN/m ²
Zone C		
External pressure coefficient	$C_{pe,1}$	-0.50 --
External pressure coefficient	$C_{pe,2}$	-0.50 --
External wind pressure	$W_{e,1}$	-0.73 kN/m ²
External wind pressure	$W_{e,2}$	-0.73 kN/m ²
Zone D		
External pressure coefficient	C_{pe}	0.72 --
External wind pressure	W_e	1.05 kN/m ²
External wind pressure	$W_{e(d)}$	1.00 kN/m ²
Zone E		
External pressure coefficient	C_{pe}	-0.34 --
External wind pressure	W_e	-0.50 kN/m ²
Zone F		
External pressure coefficient	C_{pe}	-1.80 --
External wind pressure	W_e	-2.63 kN/m ²
Zone G		
External pressure coefficient	C_{pe}	-1.20 --
External wind pressure	W_e	-1.75 kN/m ²
Zone H		
External pressure coefficient	C_{pe}	-0.70 --
External wind pressure	W_e	-1.02 kN/m ²
Zone I		
External pressure coefficient	C_{pe}	0.20 --
External wind pressure	W_e	0.29 kN/m ²
LC5 - Wind 0deg (X+) [w-]		
LC7 - Wind 90deg (Y+) [w-]		
LC8 - Wind 90deg (Y+) [w-]		
LC11 - Wind 270deg (Y-) [w-]		
LC12 - Wind 270deg (Y-) [w-]		

Εικόνα 2-31: LC5 – Wind 0deg (X+) [w+]

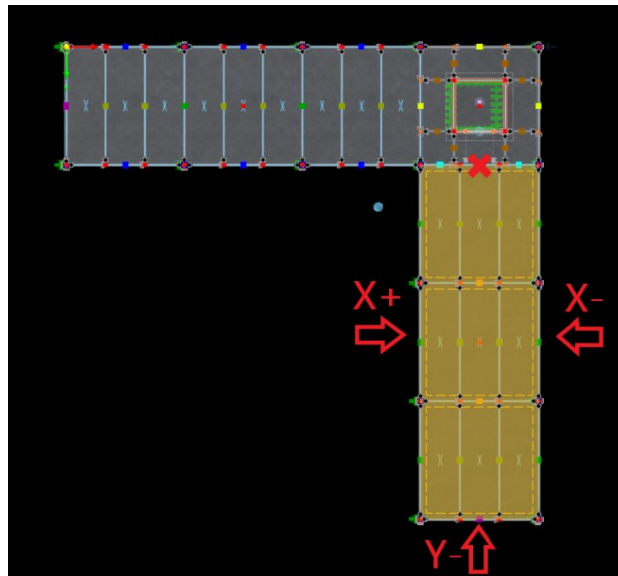
Description	Symbol	Value
Zone F width	$b_{F,1}$	3.600 m
Zone F width	$b_{F,2}$	3.600 m
Zone F depth	d_F	1.440 m
Zone G width	$b_{G,1}$	10.800 m
Zone G width	$b_{G,2}$	10.800 m
Zone G depth	d_G	1.440 m
Zone H depth	d_H	5.760 m
Zone I depth	$d_{I,1}$	0.000 m
Zone I depth	$d_{I,2}$	0.000 m
Velocity pressure		
Peak velocity pressure	$q_p(h)$	1.46 kN/m ²
Zone A		
External pressure coefficient	$C_{pe,1}$	-1.20 --
External pressure coefficient	$C_{pe,2}$	-1.20 --
External wind pressure	$W_{e,1}$	-1.75 kN/m ²
External wind pressure	$W_{e,2}$	-1.75 kN/m ²
Zone B		
External pressure coefficient	$C_{pe,1}$	-0.80 --
External pressure coefficient	$C_{pe,2}$	-0.80 --
External wind pressure	$W_{e,1}$	-1.17 kN/m ²
External wind pressure	$W_{e,2}$	-1.17 kN/m ²
Zone D		
External pressure coefficient	C_{pe}	0.80 --
External wind pressure	W_e	1.17 kN/m ²
Zone E		
External pressure coefficient	C_{pe}	-0.51 --
External wind pressure	W_e	-0.75 kN/m ²
Zone F		
External pressure coefficient	C_{pe}	-1.80 --
External wind pressure	W_e	-2.63 kN/m ²
Zone G		
External pressure coefficient	C_{pe}	-1.20 --
External wind pressure	W_e	-1.75 kN/m ²
Zone H		
External pressure coefficient	C_{pe}	-0.70 --
External wind pressure	W_e	-1.02 kN/m ²
Zone I		
External pressure coefficient	C_{pe}	0.20 --
External wind pressure	W_e	0.29 kN/m ²
LC8 - Wind 90deg (Y+) [w-]		
LC11 - Wind 270deg (Y-) [w-]		
LC12 - Wind 270deg (Y-) [w-]		

Εικόνα 2-32: LC7 – Wind 90deg (Y+) [w-]

2.5.4 Φορτία Ανέμου Δεξιάς Πτέρυγας

Στην παρούσα ενότητα αναλύεται ο υπολογισμός των ανεμοπιέσεων για τη Δεξιά Πτέρυγα του κτιρίου. Το μέγιστο ύψος του κτιρίου, το οποίο λαμβάνεται ως ύψος αναφοράς ($z_e = z_i = h$), είναι $h = 7.20$ m. Η μέγιστη πίεση ταχύτητας αιχμής στο ύψος αυτό έχει υπολογιστεί παραπάνω σταθερή και ίση με $q_p(h) = 1.46$ kN/m².

Λόγω της κάτοψης σχήματος Γ του συνολικού φορέα, η αριστερή μικρή πλευρά της συγκεκριμένης πτέρυγας καλύπτεται από το Κεντρικό Τμήμα του κτιρίου όπως διακρίνεται στην Εικόνα 2-33. Κατά συνέπεια, δεν υφίσταται άμεση προσβολή ανέμου από την κατεύθυνση των 90° (Y+) η φόρτιση από την συγκεκριμένη διεύθυνση έχει απενεργοποιηθεί και ο έλεγχος περιορίζεται στις διευθύνσεις 0° (X+), 180° (X-) και 270° (Y-).



Εικόνα 2-33: Διευθύνσεις προσβολής ανέμου για τον έλεγχο της δεξιάς πτέρυγας

2.5.4.1 Διεύθυνση Ανέμου 270° (Y-)

Στη διεύθυνση αυτή, ο άνεμος προσβάλλει την πτέρυγα παράλληλα προς τη μεγάλη της διάσταση

Γεωμετρικά Δεδομένα:

Πλάτος προσήνεμης όψης (κάθετα στον άνεμο): $b = 6.00$ m

Βάθος κτιρίου (παράλληλα στον άνεμο): $d = 18.00$ m

Κρίσιμη Διάσταση e : $e = \min(b, 2 \cdot h) = \min(6.00, 14.40) = 6.00$ m.

Παρατηρούμε ότι $e < d$ (6.00 m $<$ 18.00 m), επομένως στις παράλληλες πλευρές θα αναπτυχθούν πλήρως και οι τρεις ζώνες αποκόλλησης A, B και C.

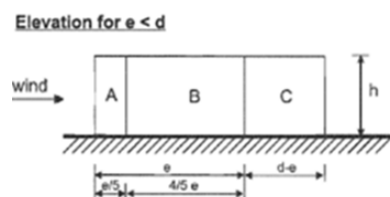
Κατακόρυφοι Τοίχοι

Διαστάσεις Ζωνών:

Ζώνη A: Μήκος = $e / 5 = 6.00 / 5 = 1.20$ m

Ζώνη B: Μήκος = $4 \cdot e / 5 = 4.80$ m

Ζώνη C: Μήκος = $d - e = 18.00 - 6.00 = 12.00$ m



ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ $C_{pe,10}$ ΚΑΙ ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ

$$(w_e = q_p * C_{pe,10}):$$

Για την προσήνεμη (D) και υπήνεμη (E) πλευρά ελέγχεται ο λόγος $h/d = 7.20 / 18.00 = 0.40$. Με γραμμική παρεμβολή (Πίνακας 2-16) προκύπτουν:

$$\text{Ζώνη A: } C_{pe,10} = -1.20 \Rightarrow w_e = -1.75 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Ζώνη B: } C_{pe,10} = -0.80 \Rightarrow w_e = -1.17 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Ζώνη C: } C_{pe,10} = -0.50 \Rightarrow w_e = -0.73 \text{ kN/m}^2$$

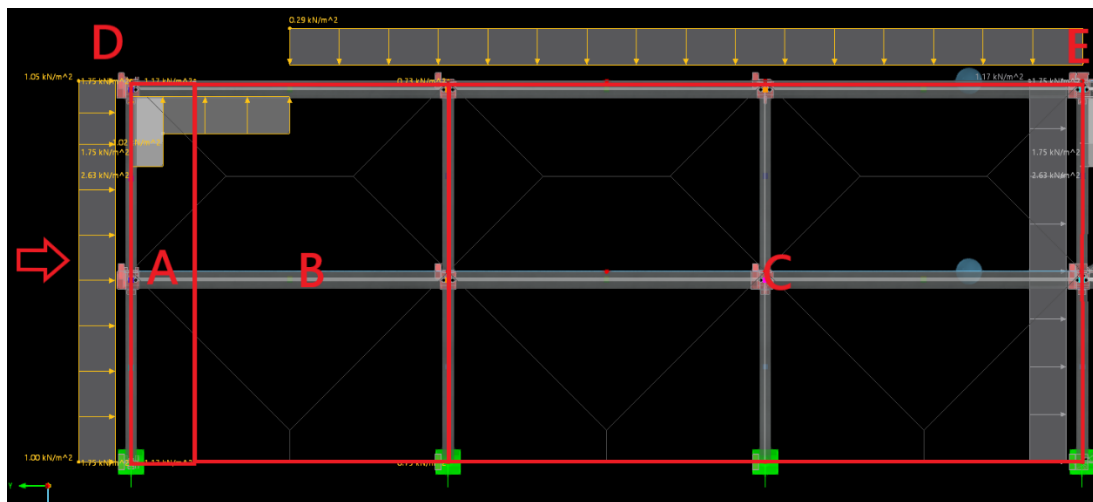
$$\text{Ζώνη D: } C_{pe,10} = +0.72 \Rightarrow w_e = +1.05 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Ζώνη E: } C_{pe,10} = -0.34 \Rightarrow w_e = -0.50 \text{ kN/m}^2$$

Στην παρακάτω Εικόνα 2-34 παρουσιάζεται η όψη της δεξιάς πτέρυγας για προσβολή ανέμου 270° . Διακρίνονται τα όρια των κατακόρυφων ζωνών αποκόλλησης A, B και C στις παράλληλες πλευρές, καθώς και οι ζώνες πίεσης D και E.

Πίνακας 2-16: Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης κατακόρυφων τοίχων κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης (EN 1991-1-4, πιν. 7.1)

Zone	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	



Εικόνα 2-34: Διαχωρισμών ζωνών κατακόρυφων τοίχων δεξιάς πτέρυγας για προσβολή ανέμου 270°

Οριζόντια Στέγη**Διαστάσεις Ζωνών:**

$$\text{Ζώνη F: Πλάτος} \times \text{Βάθος} = (e/4) \cdot (e/10) = 1.50 \text{ m} \times 0.60 \text{ m}$$

$$\text{Ζώνη G: Πλάτος} = b - 2 \cdot (e/4) = 6.00 - 3.00 = 3.00 \text{ m.}$$

$$\text{Βάθος} = e/10 = 0.60 \text{ m}$$

$$\text{Ζώνη H: Βάθος} = e/2 - e/10 = 3.00 - 0.60 = 2.40 \text{ m}$$

$$\text{Ζώνη I: Το υπόλοιπο βάθος της στέγης} = d - e/2 = 18.00 - 3.00 = 15.00 \text{ m}$$

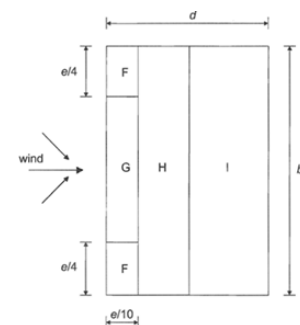
Συντελεστές $C_{pe,10}$ (Πίνακας 2-17) και Εξωτερικές Πιέσεις ($w_e = q_p * C_{pe,10}$):

$$\text{Ζώνη F: } C_{pe,10} = -1.80 \Rightarrow w_e = -2.63 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Ζώνη G: } C_{pe,10} = -1.20 \Rightarrow w_e = -1.75 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Ζώνη H: } C_{pe,10} = -0.70 \Rightarrow w_e = -1.02 \text{ kN/m}^2$$

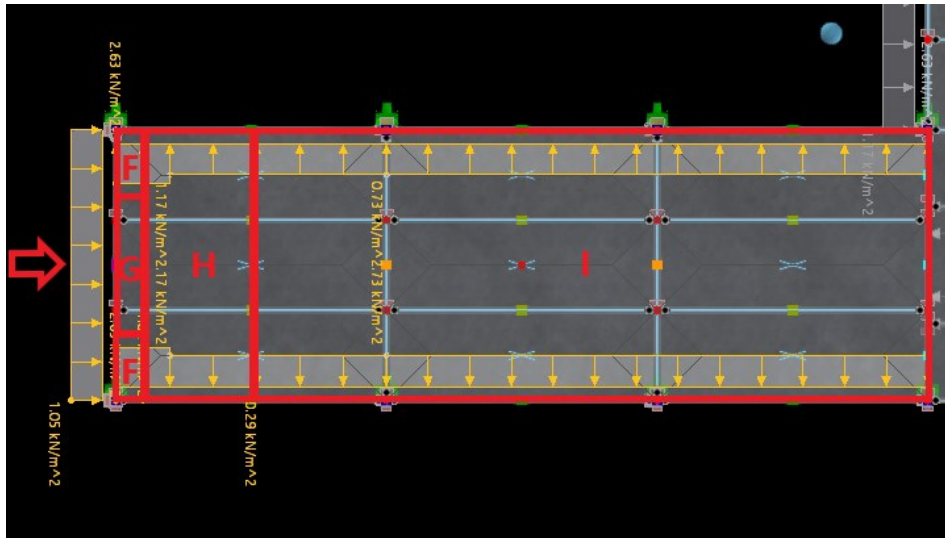
$$\text{Ζώνη I: } C_{pe,10} = -0.20 \Rightarrow w_e = -0.29 \text{ kN/m}^2$$



Πίνακας 2-17: Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες (EN 1991-1-4, πιν. 7.2)

Roof type	Zone					
	F		G		H	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
Sharp eaves	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2

Ο διαχωρισμός του επιπέδου δώματος για άνεμο 270° φαίνεται στην παρακάτω Εικόνα 2-35. Στις προσήνεμες γωνίες και ακμές αναπτύσσονται οι ζώνες υψηλής αναρρόφησης F και G, ενώ στο εσωτερικό η ροή ομαλοποιείται στις ζώνες Ζώνες H και I.



Εικόνα 2-35: Διαχωρισμός ζωνών οριζόντιας στέγης δεξιάς πτέρυγας για προσβολή ανέμου 270°

2.5.4.2 Διευθύνσεις Ανέμου 0° (X+) και 180° (X-)

Στις διευθύνσεις αυτές, ο άνεμος προσβάλλει την πτέρυγα κάθετα προς τη μεγάλη της διάσταση. Οι διευθύνσεις 0° και 180° παρουσιάζονται ομαδοποιημένες, όπως και στην αριστερή πτέρυγα, οι διαστάσεις προσβολής του ανέμου (b και d) παραμένουν σταθερές. Έτσι, προκύπτουν ακριβώς οι ίδιοι συντελεστές και οι ίδιες διαστάσεις ζωνών, οι οποίες απλώς εφαρμόζονται συμμετρικά στις εκάστοτε απέναντι όψεις κατά την προσομοίωση.

Γεωμετρικά Δεδομένα:

Πλάτος προσήνεμης όψης (κάθετα στον άνεμο): $b = 18.00 \text{ m}$

Βάθος κτιρίου (παράλληλα στον άνεμο): $d = 6.00 \text{ m}$

Κρίσιμη Διάσταση e : $e = \min(b, 2 \cdot h) = \min(18.00, 14.40) = 14.40 \text{ m}$.

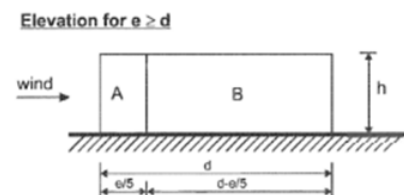
Ισχύει ότι $e > d$ ($14.40 \text{ m} > 6.00 \text{ m}$), επομένως το κτίριο δεν έχει επαρκές βάθος για να αναπτυχθεί η Ζώνη C.

Κατακόρυφοι Τοίχοι

Διαστάσεις Ζωνών:

Ζώνη A: Μήκος = $e / 5 = 14.40 / 5 = 2.88 \text{ m}$

Ζώνη B: Μήκος = Το υπολειπόμενο βάθος = $d - 2.88 = 6.00 - 2.88 = 3.12 \text{ m}$



Για την προσήνεμη (D) και υπήνεμη (E) πλευρά ελέγχεται ο λόγος $h/d = 7.20 / 6.00 = 1.20$. Με βάση τους Συντελεστές $C_{pe,10}$ (Πίνακας 2-16) οι Εξωτερικές Πιέσεις προκύπτουν ($w_e = q_p \cdot C_{pe,10}$):

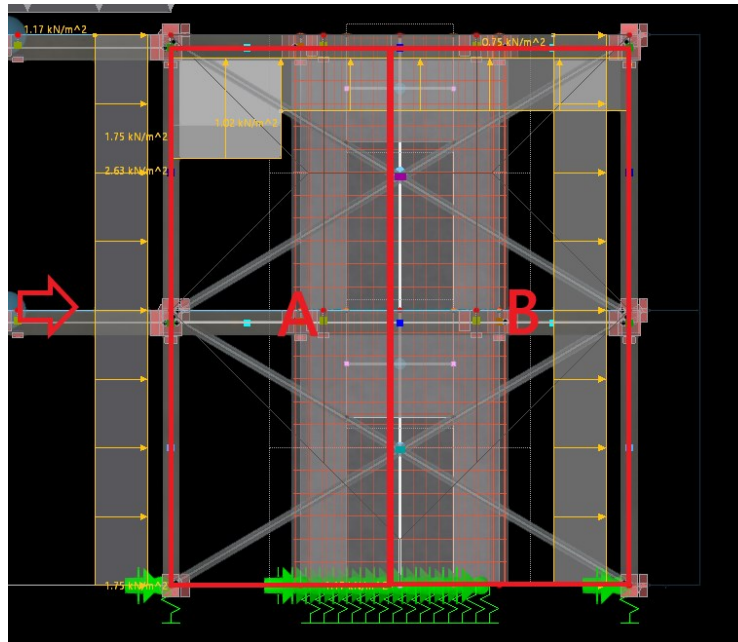
Ζώνη A: $C_{pe,10} = -1.20 \Rightarrow w_e = -1.75 \text{ kN/m}^2$

Ζώνη B: $C_{pe,10} = -0.80 \Rightarrow w_e = -1.17 \text{ kN/m}^2$

Ζώνη D: $C_{pe,10} = +0.80 \Rightarrow w_e = +1.17 \text{ kN/m}^2$

Ζώνη E: $C_{pe,10} = -0.51 \Rightarrow w_e = -0.75 \text{ kN/m}^2$

Ο διαχωρισμός για άνεμο 0° φαίνεται στην παρακάτω Εικόνα 2-36. Λόγω του μικρού βάθους του κτιρίου σε αυτές τις διευθύνσεις, η αποκόλληση καταλαμβάνει όλο το μήκος των παράλληλων πλευρών, δημιουργώντας μόνο Ζώνες Α και Β χωρίς Ζώνη C.



Εικόνα 2-36: Διαχωρισμός ζωνών κατακόρυφων τοίχων δεξιάς πτέρυγας για προσβολή ανέμου 0°

Οριζόντια Στέγη

Διαστάσεις Ζωνών:

Ζώνη F: Πλάτος x Βάθος = $(e/4) \times (e/10) = 3.60 \text{ m} \cdot 1.44 \text{ m}$

Ζώνη G: Πλάτος = $b - 2 \cdot (e/4) = 18.00 - 7.20 = 10.80 \text{ m}$.

Βάθος = $e/10 = 1.44 \text{ m}$

Ζώνη H: Το θεωρητικό της βάθος $(e/2 - e/10 = 5.76 \text{ m})$ περιορίζεται από το διαθέσιμο φυσικό βάθος του κτιρίου, συνεπώς καταλαμβάνει το υπόλοιπο τμήμα της στέγης $(6.00 - 1.44 = 4.56 \text{ m})$.

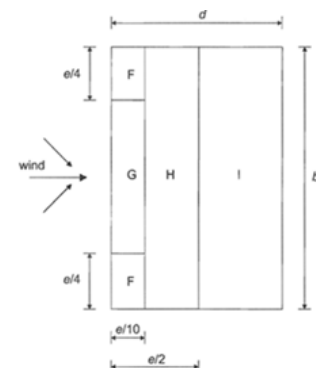
Ζώνη I: 0.00 m (Δεν υφίσταται λόγω γεωμετρίας).

Με βάση τους Συντελεστές $C_{pe,10}$ (Πίνακας 2-17) οι Εξωτερικές Πιέσεις προκύπτουν ($w_e = q_p \cdot C_{pe,10}$):

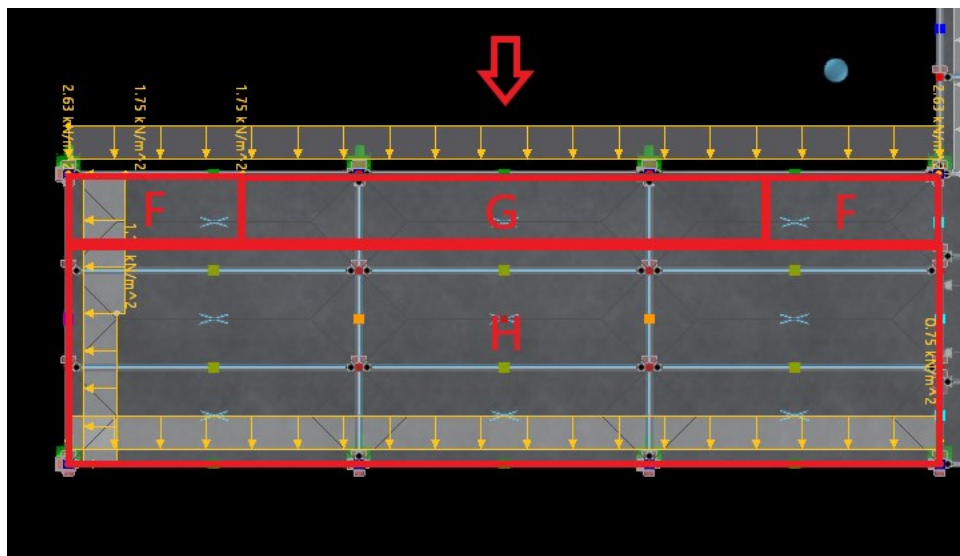
Ζώνη F: $C_{pe,10} = -1.80 \Rightarrow w_e = -2.63 \text{ kN/m}^2$

Ζώνη G: $C_{pe,10} = -1.20 \Rightarrow w_e = -1.75 \text{ kN/m}^2$

Ζώνη H: $C_{pe,10} = -0.70 \Rightarrow w_e = -1.02 \text{ kN/m}^2$



Ο διαχωρισμός του δώματος για άνεμο κατά τον άξονα Χ παρουσιάζεται στην Εικόνα 2-37. Οι ισχυροί στροβιλισμοί στις γωνίες Ζώνη F και στην προσήνεμη ακμή Ζώνη G αποτυπώνονται, ενώ απουσιάζει η ζώνη εξομάλυνσης I.



Εικόνα 2-37: Διαχωρισμός ζωνών οριζόντιας στέγης δεξιάς πτέρυγας για προσβολή ανέμου 0°

2.5.4.3 Συγκεντρωτικοί Πίνακες Εξωτερικών Ανεμοπιέσεων w_e Δεξιάς Πτέρυγας

Όπως αναφέρθηκε και στους υπολογισμούς της δεξιάς πτέρυγας, έτσι και εδώ για τον πλήρη υπολογισμό της δράσης του άνεμο, οι εξωτερικές και οι εσωτερικές πιέσεις συνδυάζονται μέσω ξεχωριστών περιπτώσεων φόρτισης (Load Cases). Εφαρμόζονται εσωτερικές πιέσεις $w_i = +0.29 \text{ kN/m}^2$ για $w+$ και $w_i = -0.44 \text{ kN/m}^2$ για $w-$ ως ανεξάρτητες επιφανειακές φορτίσεις.

Στους παρακάτω πίνακες (Πίνακας 2-18 και Πίνακας 2-19) συνοψίζονται οι συντελεστές $C_{pe,10}$ και οι παραγόμενες *Εξωτερικές Ανεμοπιέσεις* (w_e) ανά ζώνη.

Πίνακας 2-18: Εξωτερικές πιέσεις για Διεύθυνση Ανέμου 270° (Y-)

Ζώνη	Συντελεστής $C_{pe,10}$	Εξωτερική Πίεση $w_e \text{ (kN/m}^2\text{)}$
A	-1.20	-1.75
B	-0.80	-1.17
C	-0.50	-0.73
D	+0.72	+1.05
E	-0.34	-0.50
F	-1.80	-2.63
G	-1.20	-1.75
H	-0.70	-1.02
I	± 0.20	± 0.29

Πίνακας 2-19: Εξωτερικές πιέσεις για Διευθύνσεις Ανέμου 0° & 180° (X+, X-)

Ζώνη	Συντελεστής $C_{pe,10}$	Εξωτερική Πίεση w_e (kN/m ²)
A	-1.20	-1.75
B	-0.80	-1.17
D	+0.80	+1.17
E	-0.51	-0.75
F	-1.80	-2.63
G	-1.20	-1.75
H	-0.70	-1.02

Ακολουθώντας, παρουσιάζονται τα παραγόμενα τεύχη υπολογισμού ανεμοπιέσεων (Load Wizards) του RFEM 6, όπου διαπιστώνεται ότι οι τελικές τιμές των εξωτερικών πιέσεων w_e του προγράμματος που διακρίνονται στην Εικόνα 2-38 και 2-39 συμπίπτουν με τους υπολογισμούς που παρουσιάστηκαν παραπάνω.

Velocity pressure			
Peak velocity pressure	$q_p(h)$		1.46 kN/m ²
Zone A			
External pressure coefficient	$C_{pe,1}$	-1.20	--
External pressure coefficient	$C_{pe,2}$	-1.20	--
External wind pressure	$W_{e,1}$	-1.75	kN/m ²
External wind pressure	$W_{e,2}$	-1.75	kN/m ²
Zone B			
External pressure coefficient	$C_{pe,1}$	-0.80	--
External pressure coefficient	$C_{pe,2}$	-0.80	--
External wind pressure	$W_{e,1}$	-1.17	kN/m ²
External wind pressure	$W_{e,2}$	-1.17	kN/m ²
Zone D			
External pressure coefficient	C_{pe}	0.80	--
External wind pressure	W_e	1.17	kN/m ²
Zone E			
External pressure coefficient	C_{pe}	-0.51	--
External wind pressure	W_e	-0.75	kN/m ²
Zone F			
External pressure coefficient	C_{pe}	-1.80	--
External wind pressure	W_e	-2.63	kN/m ²
Zone G			
External pressure coefficient	C_{pe}	-1.20	--
External wind pressure	W_e	-1.75	kN/m ²
Zone H			
External pressure coefficient	C_{pe}	-0.70	--
External wind pressure	W_e	-1.02	kN/m ²
Zone I			
External pressure coefficient	C_{pe}	0.20	--
External wind pressure	W_e	0.29	kN/m ²
LC6 - Wind 0deg (X+) [w-]			
LC9 - Wind 180deg (X-) [w+]			
LC10 - Wind 180deg (X-) [w-]			
LC11 - Wind 270deg (Y-) [w+]			
LC12 - Wind 270deg (Y-) [w-]			

Εικόνα 2-38: LC5 – Wind 0deg (X+) [w+]

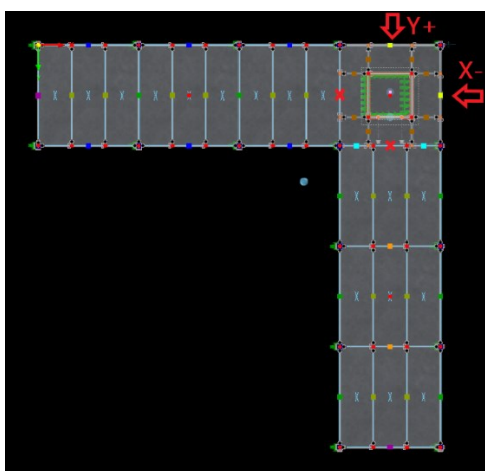
Velocity pressure			
Peak velocity pressure	$q_p(h)$		1.46 kN/m ²
Zone A			
External pressure coefficient	$C_{pe,1}$	-1.20	--
External pressure coefficient	$C_{pe,2}$	-1.20	--
External wind pressure	$W_{e,1}$	-1.75	kN/m ²
External wind pressure	$W_{e,2}$	-1.75	kN/m ²
Zone B			
External pressure coefficient	$C_{pe,1}$	-0.80	--
External pressure coefficient	$C_{pe,2}$	-0.80	--
External wind pressure	$W_{e,1}$	-1.17	kN/m ²
External wind pressure	$W_{e,2}$	-1.17	kN/m ²
Zone C			
External pressure coefficient	$C_{pe,1}$	-0.50	--
External pressure coefficient	$C_{pe,2}$	-0.50	--
External wind pressure	$W_{e,1}$	-0.73	kN/m ²
External wind pressure	$W_{e,2}$	-0.73	kN/m ²
Zone D			
External pressure coefficient	C_{pe}	0.72	--
External wind pressure	W_e	1.05	kN/m ²
External wind pressure	$W_{e(b)}$	1.00	kN/m ²
Zone E			
External pressure coefficient	C_{pe}	-0.34	--
External wind pressure	W_e	-0.50	kN/m ²
Zone F			
External pressure coefficient	C_{pe}	-1.80	--
External wind pressure	W_e	-2.63	kN/m ²
Zone G			
External pressure coefficient	C_{pe}	-1.20	--
External wind pressure	W_e	-1.75	kN/m ²
Zone H			
External pressure coefficient	C_{pe}	-0.70	--
External wind pressure	W_e	-1.02	kN/m ²
Zone I			
External pressure coefficient	C_{pe}	0.20	--
External wind pressure	W_e	0.29	kN/m ²
LC12 - Wind 270deg (Y-) [w-]			

Εικόνα 2-39: LC11 – Wind 270 deg(Y-) [w+]

2.5.5 Φορτία Ανέμου Κεντρικού Τμήματος

Τέλος, παρουσιάζεται ο υπολογισμός των ανεμοπιέσεων για το Κεντρικό Τμήμα του κτιρίου, το οποίο διαθέτει τετραγωνική κάτοψη $6.00 \text{ m} \times 6.00 \text{ m}$. Το μέγιστο ύψος του κτιρίου, το οποίο λαμβάνεται ως ύψος αναφοράς $z_e = z_i = h$, είναι 7.20 m . Η μέγιστη πίεση ταχύτητας αιχμής στο ύψος αυτό έχει υπολογιστεί σταθερή και ίση με $q_p(h) = 1.46 \text{ kN/m}^2$.

Το συγκεκριμένο τμήμα ενώνει τις δύο πτέρυγες, συνεπώς διαθέτει δύο πλευρές του καλυπτόμενες όπως φαίνεται στην Εικόνα 2-40. Συγκεκριμένα, η αριστερή του παρειά εφάπτεται στην Αριστερή Πτέρυγα και η κάτω παρειά του εφάπτεται στη Δεξιά Πτέρυγα. Κατά συνέπεια, δεν υφίσταται άμεση προσβολή ανέμου από τις διευθύνσεις 0° (X+) και 270° (Y-), και οι αντίστοιχες φορτίσεις έχουν απενεργοποιηθεί. Ο έλεγχος πραγματοποιείται αποκλειστικά για άνεμο από 90° (Y+) και 180° (X-). Λόγω της συμμετρικής τετραγωνικής κάτοψης, ο άνεμος τόσο από τις 90° όσο και από τις 180° δημιουργεί τις ίδιες ακριβώς γεωμετρικές αναλογίες. Επομένως, τα μαθηματικά μεγέθη των ζωνών και οι παραγόμενες πιέσεις ταυτίζονται, αλλάζοντας μόνο τον προσανατολισμό εφαρμογής τους στον φορέα.



Εικόνα 2-40: Διευθύνσεις προσβολής ανέμου για τον έλεγχο του κεντρικού τμήματος

2.5.5.1 Διευθύνσεις Ανέμου 90° (Y+) και 180° (X-)

Γεωμετρικά Δεδομένα:

Πλάτος προσήνεμης όψης (κάθετα στον άνεμο): $b = 6.00 \text{ m}$

Βάθος κτιρίου (παράλληλα στον άνεμο): $d = 6.00 \text{ m}$

Κρίσιμη Διάσταση e : $e = \min(b, 2 \cdot h) = \min(6.00, 14.40) = 6.00 \text{ m}$.

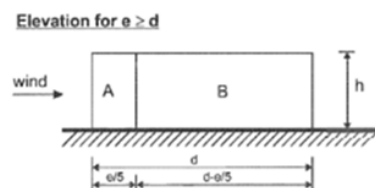
Ισχύει ότι $e = d$ ($6.00 \text{ m} = 6.00 \text{ m}$), επομένως το κτίριο δεν έχει επαρκές βάθος για να αναπτυχθεί η Ζώνη C.

Κατακόρυφοι Τοίχοι

Διαστάσεις Ζωνών:

Ζώνη A: Μήκος = $e / 5 = 6.00 / 5 = 1.20 \text{ m}$

Ζώνη B: Μήκος = Το υπολειπόμενο βάθος = $d - 1.20 = 4.80 \text{ m}$



Συντελεστές $C_{pe,10}$ και Εξωτερικές Πιέσεις ($w_e = q_p \cdot C_{pe,10}$):

Για την προσήνεμη (D) και υπήνεμη (E) πλευρά ελέγχεται ο λόγος $h/d = 7.20 / 6.00 = 1.20$. Με γραμμική παρεμβολή (Πίνακας 2-20) προκύπτουν:

Ζώνη A: $C_{pe,10} = -1.20 \Rightarrow w_e = -1.75 \text{ kN/m}^2$

Ζώνη B: $C_{pe,10} = -0.80 \Rightarrow w_e = -1.17 \text{ kN/m}^2$

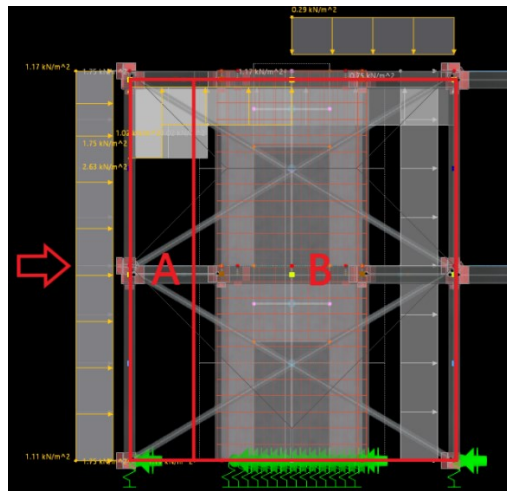
Ζώνη D: $C_{pe,10} = +0.80 \Rightarrow w_e = +1.17 \text{ kN/m}^2$

Ζώνη E: $C_{pe,10} = -0.51 \Rightarrow w_e = -0.75 \text{ kN/m}^2$

Ο διαχωρισμός ζωνών Κεντρικού Τμήματος φαίνεται παρακάτω. Διακρίνονται οι ζώνες A και B συνολικού μήκους 6.00m στις παράλληλες πλευρές και απουσιάζει η ζώνη C.

Πίνακας 2-20: Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης κατακόρυφων τοίχων κτιρίων

Zone	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	



Εικόνα 2-41: Διαχωρισμός ζωνών κατακόρυφων τοίχων κεντρικού τμήματος για προσβολή ανέμου 180°

Οριζόντια Στέγη

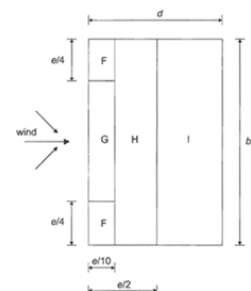
Διαστάσεις Ζωνών:

Ζώνη F: Πλάτος x Βάθος = $(e/4) \times (e/10) = 1.50 \text{ m} \times 0.60 \text{ m}$

Ζώνη G: Πλάτος = $b - 2 \times (e/4) = 6.00 - 3.00 = 3.00 \text{ m}$. Βάθος = $e/10 = 0.60 \text{ m}$

Ζώνη H: Βάθος = $e/2 - e/10 = 3.00 - 0.60 = 2.40 \text{ m}$

Ζώνη I: Το υπόλοιπο βάθος της στέγης = $d - e/2 = 6.00 - 3.00 = 3.00 \text{ m}$



Συντελεστές $C_{pe,10}$ (Πίνακας 2-21) και Εξωτερικές Πιέσεις:

Ζώνη F: $C_{pe,10} = -1.80 \Rightarrow w_e = -2.63 \text{ kN/m}^2$

Ζώνη G: $C_{pe,10} = -1.20 \Rightarrow w_e = -1.75 \text{ kN/m}^2$

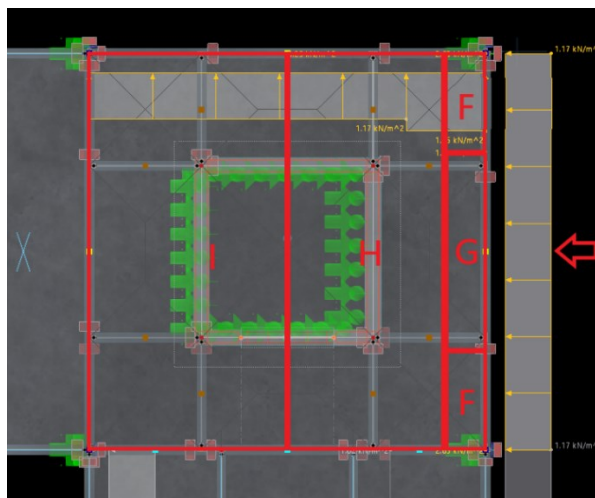
Ζώνη H: $C_{pe,10} = -0.70 \Rightarrow w_e = -1.02 \text{ kN/m}^2$

Ζώνη I: $C_{pe,10} = +0.20 \Rightarrow w_e = +0.29 \text{ kN/m}^2$

Πίνακας 2-21: Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες (EN 1991-1-4, πιν. 7.2)

Roof type	Zone							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
Sharp eaves	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2

Ο γεωμετρικός διαχωρισμός επιπέδου δώματος για το τετραγωνικό Κεντρικό Τμήμα. Λόγω των διαστάσεων, αναπτύσσονται και οι 4 ζώνες F, G, H, I (Εικόνα 2-42)



Εικόνα 2-42: Διαχωρισμός ζωνών οριζόντιας στέγης κεντρικού τμήματος για προσβολή ανέμου 180°

2.5.5.2 Συγκεντρωτικοί Πίνακες Εξωτερικών Ανεμοπιέσεων w_e Κεντρικού Τμήματος

Ο παρακάτω Πίνακας 2-22 συνοψίζει τους αεροδυναμικούς συντελεστές $C_{pe,10}$ και τις παραγόμενες Εξωτερικές Ανεμοπιέσεις (w_e) ανά ζώνη για το Κεντρικό Τμήμα.

Πίνακας 2-22: Εξωτερικές πιέσεις για Διευθύνσεις Ανέμου 90° (Y+) & 180° (X-)

Ζώνη	Συντελεστής $C_{pe,10}$	Εξωτερική Πίεση w_e (kN/m ²)
A	-1.20	-1.75
B	-0.80	-1.17
D	+0.80	+1.17
E	-0.51	-0.75
F	-1.80	-2.63
G	-1.20	-1.75
H	-0.70	-1.02
I	±0.20	±0.29

Στην Εικόνα 2-43 και Εικόνα 2-44 ενσωματώνονται τα τεύχη υπολογισμού (Load Wizards) που παρήγαγε το πρόγραμμα. Όπως φαίνεται, οι τιμές των εξωτερικών ανεμοπιέσεων w_e , ταυτίζονται με τους υπολογισμούς που αναλύθηκαν προηγουμένως.

Velocity pressure			
Peak velocity pressure	$q_p(h)$	1.46	kN/m ²
Zone A			
External pressure coefficient	$C_{pe,1}$	-1.20	--
External pressure coefficient	$C_{pe,2}$	-1.20	--
External wind pressure	$W_{e,1}$	-1.75	kN/m ²
External wind pressure	$W_{e,2}$	-1.75	kN/m ²
Zone B			
External pressure coefficient	$C_{pe,1}$	-0.80	--
External pressure coefficient	$C_{pe,2}$	-0.80	--
External wind pressure	$W_{e,1}$	-1.17	kN/m ²
External wind pressure	$W_{e,2}$	-1.17	kN/m ²
Zone D			
External pressure coefficient	C_{pe}	0.80	--
External wind pressure	W_e	1.17	kN/m ²
External wind pressure	$W_e(b)$	1.11	kN/m ²
Zone E			
External pressure coefficient	C_{pe}	-0.51	--
External wind pressure	W_e	-0.75	kN/m ²
Zone F			
External pressure coefficient	C_{pe}	-1.80	--
External wind pressure	W_e	-2.63	kN/m ²
Zone G			
External pressure coefficient	C_{pe}	-1.20	--
External wind pressure	W_e	-1.75	kN/m ²
Zone H			
External pressure coefficient	C_{pe}	-0.70	--
External wind pressure	W_e	-1.02	kN/m ²
Zone I			
External pressure coefficient	C_{pe}	0.20	--
External wind pressure	W_e	0.29	kN/m ²
LC8 - Wind 90deg (Y+) [w-]			
LC9 - Wind 180deg (X-) [w+]			
LC10 - Wind 180deg (X-) [w-]			

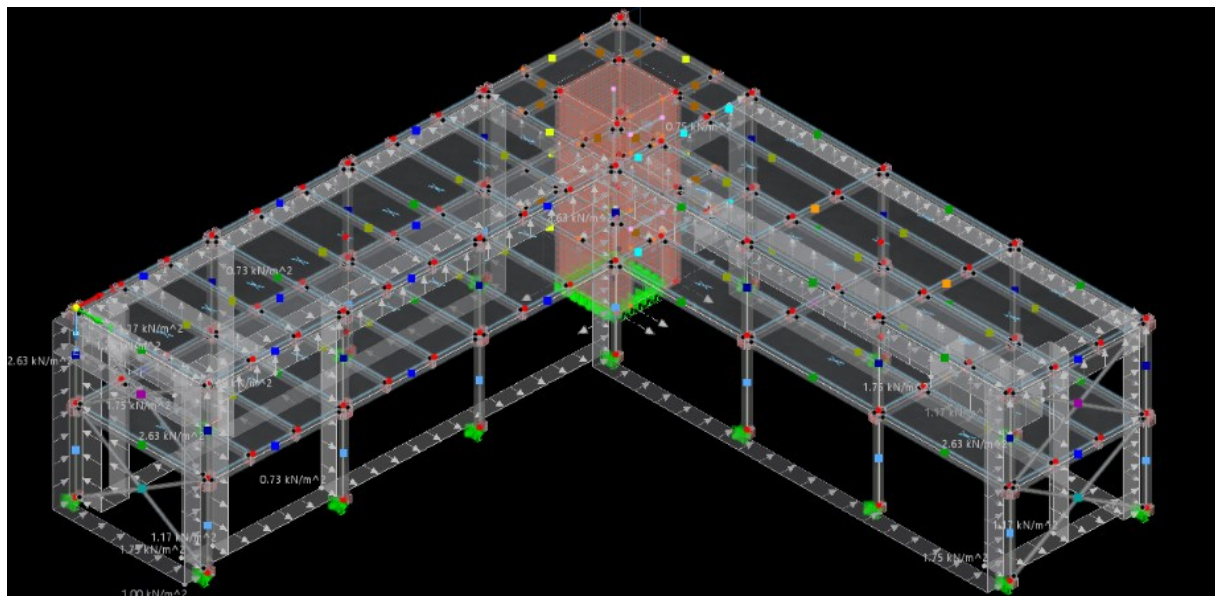
Εικόνα 2-43: LC7 – Wind 90deg (Y+) [w+]

Velocity pressure			
Peak velocity pressure	$q_p(h)$	1.46	kN/m ²
Zone A			
External pressure coefficient	$C_{pe,1}$	-1.20	--
External pressure coefficient	$C_{pe,2}$	-1.20	--
External wind pressure	$W_{e,1}$	-1.75	kN/m ²
External wind pressure	$W_{e,2}$	-1.75	kN/m ²
Zone B			
External pressure coefficient	$C_{pe,1}$	-0.80	--
External pressure coefficient	$C_{pe,2}$	-0.80	--
External wind pressure	$W_{e,1}$	-1.17	kN/m ²
External wind pressure	$W_{e,2}$	-1.17	kN/m ²
Zone D			
External pressure coefficient	C_{pe}	0.80	--
External wind pressure	W_e	1.17	kN/m ²
External wind pressure	$W_e(b)$	1.11	kN/m ²
Zone E			
External pressure coefficient	C_{pe}	-0.51	--
External wind pressure	W_e	-0.75	kN/m ²
Zone F			
External pressure coefficient	C_{pe}	-1.80	--
External wind pressure	W_e	-2.63	kN/m ²
Zone G			
External pressure coefficient	C_{pe}	-1.20	--
External wind pressure	W_e	-1.75	kN/m ²
Zone H			
External pressure coefficient	C_{pe}	-0.70	--
External wind pressure	W_e	-1.02	kN/m ²
Zone I			
External pressure coefficient	C_{pe}	0.20	--
External wind pressure	W_e	0.29	kN/m ²
LC10 - Wind 180deg (X-) [w-]			

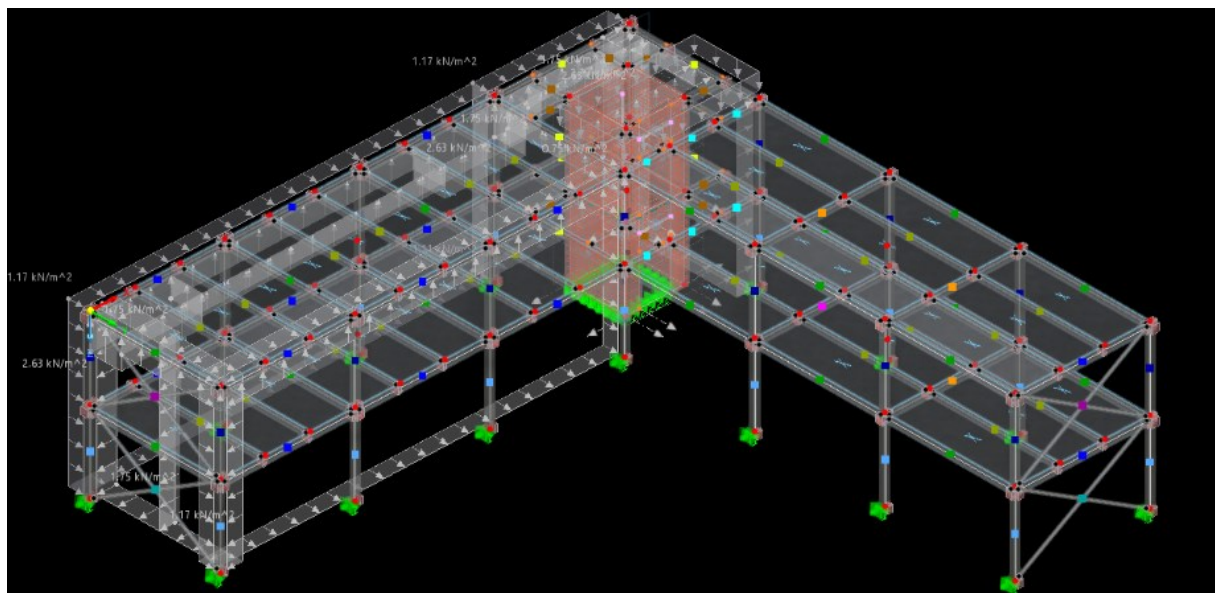
Εικόνα 2-44: LC9 – Wind 180deg (X-) [w+]

2.5.6 Συνδυασμός ανεμοπιέσεων επιμέρους τμημάτων

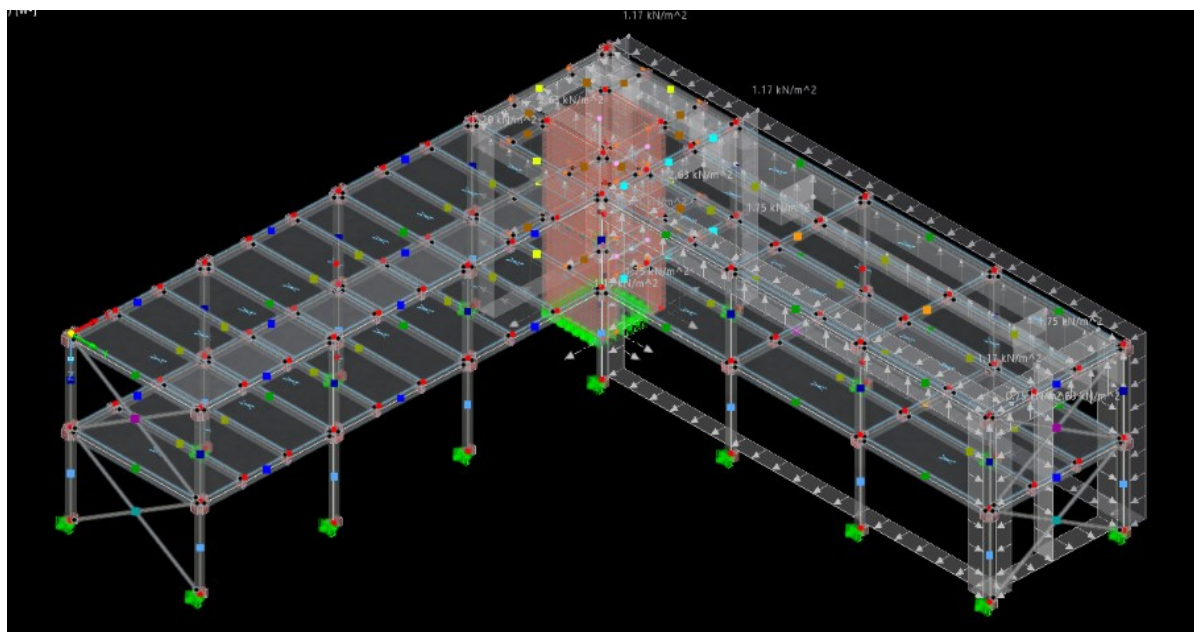
Στη συνέχεια παρατίθενται απεικονίσεις του συνολικού φορέα, οι οποίες αποτυπώνουν την ταυτόχρονη εφαρμογή των ανεμοπιέσεων και στις τρεις πτέρυγες του κτιρίου (Φορτιστικές Καταστάσεις LC5 έως LC12). Για λόγους αποφυγής επαναλήψεων, παρατίθεται μια αντιπροσωπευτική επιλογή εικόνων μια για κάθε κατεύθυνση ανέμου με εσωτερική υπερπίεση (w+) ή εσωτερική υποπίεση (w-).



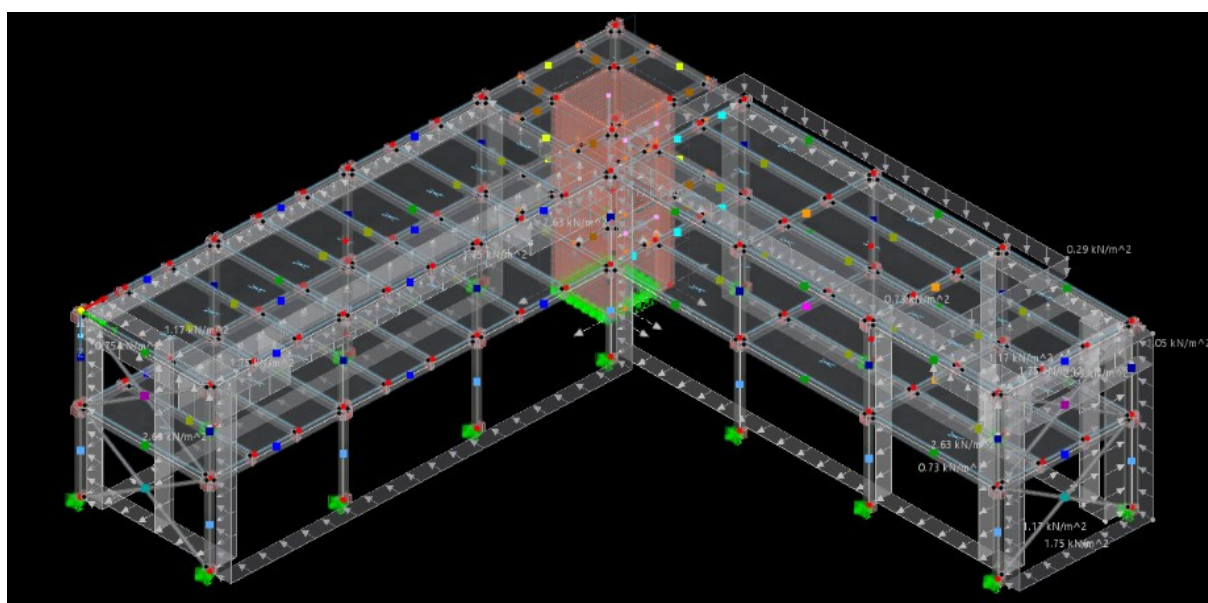
Εικόνα 2-45: LC6 – Wind 0deg (X+) [w-]



Εικόνα 2-46: LC7 – Wind 90deg (Y+) [w+]



Εικόνα 2-47: LC10 – Wind 180deg (X-) [w-]



Εικόνα 2-48: LC11 – Wind 270deg (Y-) [w+]

2.6 Σεισμικές Δράσεις

Ο καθορισμός των σεισμικών δράσεων πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 (EN 1998-1:2004) σε συμφωνία με το Ελληνικό Εθνικό Προσάρτημα.

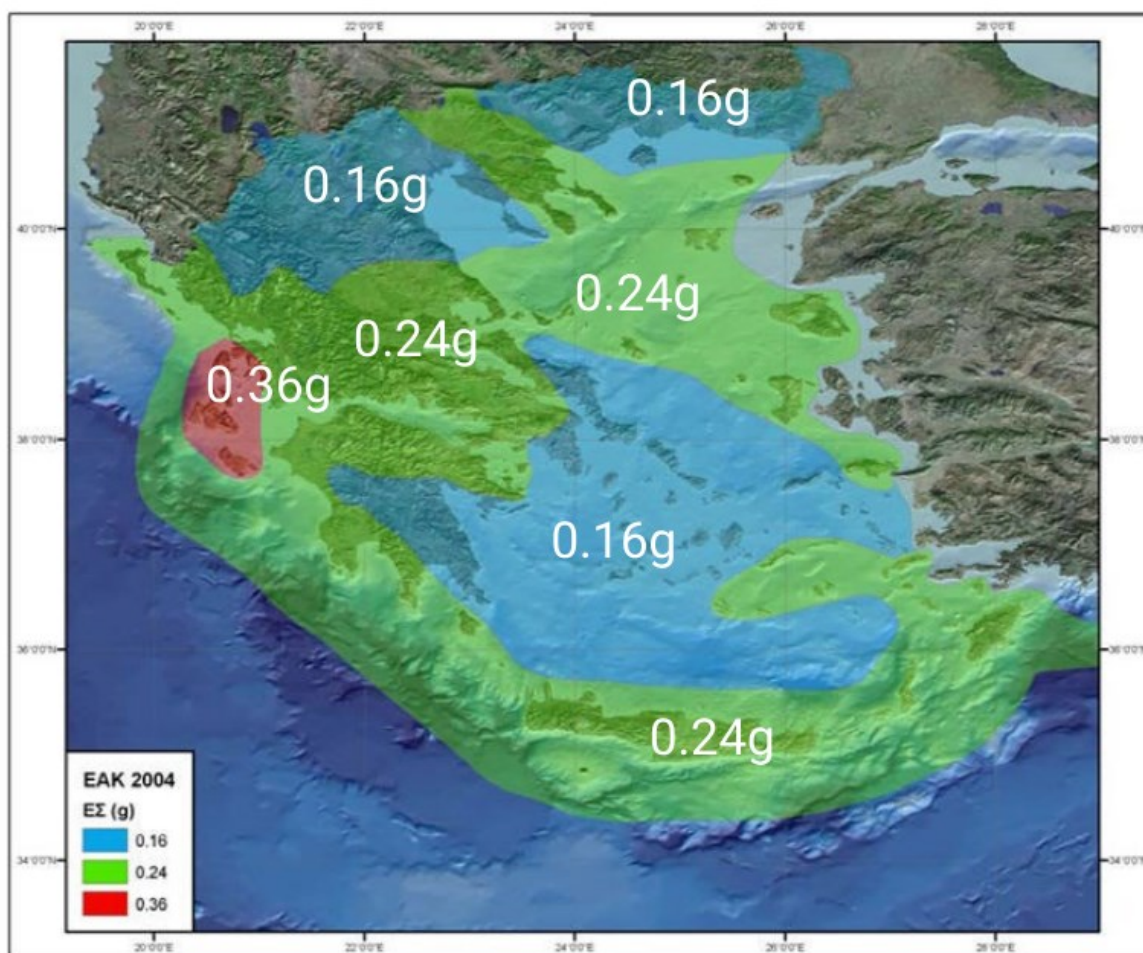
Για την ακριβή αποτύπωση της δυναμικής συμπεριφοράς του κτιρίου στο λογισμικό RFEM 6, δημιουργήθηκαν δύο διακριτές φορτιστικές καταστάσεις:

LC13 – Ιδιομορφική Ανάλυση (Modal Analysis): Για τον προσδιορισμό των ιδιομορφών ταλάντωσης, των ιδιοπεριόδων και της ενεργού μάζας του συστήματος.

LC14 – Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης (Response Spectrum Analysis): Για την επιβολή του δυναμικού σεισμικού φορτίου.

2.6.1 Σεισμική Ζώνη και Κατηγορία Σπουδαιότητας

Το έργο βρίσκεται στο νησί της Ρόδου. Σύμφωνα με τον Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδας (Εικόνα 2-49), η περιοχή εντάσσεται στη *Σεισμική Ζώνη II (Z2)*, η οποία αντιστοιχεί σε χαρακτηριστική τιμή μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς $agR = 0.24g$.



Εικόνα 2-49: Χάρτης Σεισμικής Επικινδυνότητας Ελλάδος (Εθνικό Προσάρτημα ΕΑΚ 2004)

Σχετικά με την κατηγορία σπουδαιότητας, η κατασκευή κατατάσσεται στην Κατηγορία Σπουδαιότητας IV. Όπως ορίζει ο Πίνακας 2-23 η κατηγορία IV αφορά κτίρια και υποδομές ζωτικής σημασίας για την πολιτική προστασία και τη δημόσια υγεία, όπως νοσοκομεία, σταθμοί πρώτων βοηθειών και κρίσιμες

υγειονομικές εγκαταστάσεις. Καθώς το εξεταζόμενο κτίριο αποτελεί Κέντρο Διάγνωσης Υγείας, λειτουργεί ως κρίσιμη δομή παροχής υπηρεσιών υγείας και ταυτόχρονα ως χώρος αυξημένης συνάθροισης κοινού. Για λόγους ύψιστης προστασίας της ζωής των παρευρισκόμενων και προκειμένου να εξασφαλιστεί η ετοιμότητα και λειτουργία της υγειονομικής μονάδας αμέσως μετά από ένα ισχυρό σεισμικό γεγονός, επιβάλλεται ο σχεδιασμός του φορέα με τις προδιαγραφές της Κατηγορίας IV.

Πίνακας 2-23: Κατηγορίες Σπουδαιότητας Κτιρίων (EN 1998-1:2004, πιν. 4.3)

Class	
I	Buildings of minor importance for public safety, e.g. agricultural buildings, etc.
II	Ordinary buildings, not belonging in the other categories.
III	Buildings whose seismic resistance is of importance in view of the consequences associated with a collapse, e.g. schools, assembly halls, cultural institutions etc.
IV	Buildings whose integrity during earthquakes is of vital importance for civil protection, e.g. hospitals, fire stations, power plants, etc.

Ο αντίστοιχος συντελεστής σπουδαιότητας βάσει του Εθνικού Προσαρτήματος (Πίνακας 2-24) λαμβάνεται ίσος με $\gamma_I = 1.40$.

Πίνακας 2-24: Συντελεστές με βάση την Κατηγορία σπουδαιότητας

	Κατηγορία σπουδαιότητας	συντελεστής
I	μικρή	0.8
II	συνήθης	1.0
III	Μεγάλη (χώροι συνάθροισης)	1.2
IV	πολύ μεγάλη (κρίσιμες υποδομές)	1.4

Συνεπώς, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού (a_g) υπολογίζεται ως εξής:

$$a_g = \gamma_I * a_{gR} = 1.40 * 0.24g = 0.336g$$

2.6.2 Εδαφικές Συνθήκες και Παράμετροι Φάσματος

Το έδαφος θεμελίωσης κατατάσσεται στην Κατηγορία Εδάφους Β, το οποίο αντιστοιχεί σε πολύ πυκνή άμμο, χάλικα ή πολύ σκληρή άργιλο, με ταχύτητες διατμητικών κυμάτων V_s μεταξύ 360 m/s και 800 m/s (Πίνακας 2-25).

Πίνακας 2-25: Κατηγορίες Εδάφους (EN 1998-1, πιν. 3.1)

Ground type	Description of stratigraphic profile	Parameters		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (blows/30cm)	c_u (kPa)
A	Rock or other rock-like geological formation, including at most 5 m of weaker material at the surface.	> 800	—	—
B	Deposits of very dense sand, gravel, or very stiff clay, at least several tens of metres in thickness, characterised by a gradual increase of mechanical properties with depth.	360 – 800	> 50	> 250
C	Deep deposits of dense or medium-dense sand, gravel or stiff clay with thickness from several tens to many hundreds of metres.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft-to-firm cohesive soil.	< 180	< 15	< 70
E	A soil profile consisting of a surface alluvium layer with v_s values of type C or D and thickness varying between about 5 m and 20 m, underlain by stiffer material with $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Deposits consisting, or containing a layer at least 10 m thick, of soft clays/silts with a high plasticity index ($PI > 40$) and high water content	< 100 (indicative)	—	10 - 20
S_2	Deposits of liquefiable soils, of sensitive clays, or any other soil profile not included in types A – E or S_1			

Για τον καθορισμό της μορφής του φάσματος, ακολουθείται το Φάσμα Τύπου 1 (Type 1 Spectrum), το οποίο εφαρμόζεται υποχρεωτικά στην Ελλάδα καθώς αναμένονται σεισμοί μεγέθους μεγαλύτερου των 5.5 βαθμών της κλίμακας Ρίχτερ.

NOTE 1 The values to be ascribed to T_B , T_C , T_D and S for each ground type and type (shape) of spectrum to be used in a country may be found in its National Annex. If deep geology is not accounted for (see 3.1.2(1)), the recommended choice is the use of two types of spectra: Type 1 and Type 2. If the earthquakes that contribute most to the seismic hazard defined for the site for the purpose of probabilistic hazard assessment have a surface-wave magnitude, M_s , not greater than 5.5, it is recommended that the Type 2 spectrum is adopted. For the five ground types A, B, C, D and E the recommended values of the parameters S , T_B , T_C and T_D are given in Table 3.2 for the Type 1 Spectrum and in Table 3.3 for the Type 2 Spectrum. Figure 3.2 and Figure 3.3 show the shapes of the recommended Type 1 and Type 2 spectra, respectively, normalised by a_g for 5% damping. Different spectra may be defined in the National Annex, if deep geology is accounted for.

Εικόνα 2-50: Επιλογή Τύπου Φάσματος 1

Πίνακας 2-26: Τιμές παραμέτρων που περιγράφουν το Ελαστικό Φάσμα Τύπου 1 (EN 1998-1, πιν. 3.2)

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

Από τον παραπάνω πίνακα του, για έδαφος Κατηγορίας B προκύπτουν οι εξής βασικές παράμετροι:

- Συντελεστής εδάφους: $S = 1.20$
- Χαρακτηριστική περίοδος, κάτω όριο σταθερής επιτάχυνσης: $T_B = 0.15$ s
- Χαρακτηριστική περίοδος, άνω όριο σταθερής επιτάχυνσης: $T_C = 0.50$ s
- Χαρακτηριστική περίοδος, αρχή σταθερής μετακίνησης: $T_D = 2.00$ s

2.6.3 Συντελεστής Συμπεριφοράς q και Κατηγορία Πλαστιμότητας

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εκφράζει την ικανότητα της κατασκευής να καταναλώνει σεισμική ενέργεια μέσω πλαστικών παραμορφώσεων, μειώνοντας αναλογικά τις δυνάμεις σχεδιασμού. Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, η μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς υπολογίζεται από τη σχέση:

$$q = q_0 * k_w \geq 1.5, \text{ όπου}$$

q_0 είναι η βασική τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς που εξαρτάται από τον δομικό τύπο, και k_w είναι ο συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τον τύπο αστοχίας των τοιχωμάτων (για πολυώροφα κτίρια λαμβάνεται $k_w = 1.0$).

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου λειτουργεί ως ένα Διπλό Σύστημα. Η ονομασία αυτή τεκμηριώνεται από την αλληλεπίδραση δύο διαφορετικών μηχανισμών ανάληψης οριζόντιων φορτίων: του κεντρικού πυρήνα Ο/Σ και των περιμετρικών μεταλλικών χιαστί, τα οποία συνεργάζονται μέσω της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών. Ωστόσο, λόγω της επιλογής να διαμορφωθούν όλες οι μεταλλικές δοκοί με αρθρωτές συνδέσεις στα υποστυλώματα, απουσιάζει η πλαισιακή λειτουργία από τον φορέα. Άρα, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 ορίζεται ως «Ισοδύναμο με τοιχώματα διπλό σύστημα» (Wall-equivalent dual system). Σε τέτοια συστήματα χωρίς λειτουργία πλαισίων, ο δείκτης υπεραντοχής λαμβάνεται ίσος με $a_u/a_1 = 1.0$.

Πίνακας 2-27: Βασική τιμή συντελεστή συμπεριφοράς q_0 (EN 1998-1, πιν. 5.1)

STRUCTURAL TYPE	DCM	DCH
Frame system, dual system, coupled wall system	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$	$4,5 \alpha_u/\alpha_1$
Uncoupled wall system	3,0	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$
Torsionally flexible system	2,0	3,0
Inverted pendulum system	1,5	2,0

b) Wall- or wall-equivalent dual systems.

- wall systems with only two uncoupled walls per horizontal direction: $\alpha_u/\alpha_1=1,0$;
- other uncoupled wall systems: $\alpha_u/\alpha_1=1,1$;
- wall-equivalent dual, or coupled wall systems: $\alpha_u/\alpha_1=1,2$.

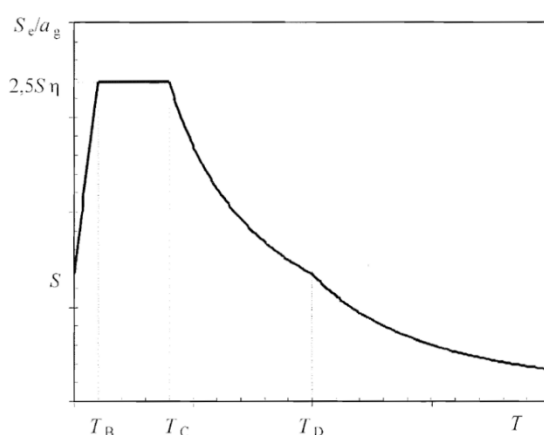
Η επιλογή της Κατηγορίας Μέσης Πλαστιμότητας (DCM), έναντι της Υψηλής Πλαστιμότητας (DCH), γίνεται διότι η κύρια απαίτηση για τέτοιες ιατρικές εγκαταστάσεις είναι η διασφάλιση της άμεσης λειτουργικότητας μετά από ένα σεισμικό γεγονός, έτσι είναι σημαντικός ο περιορισμός των πλευρικών μετακινήσεων και των παραμορφώσεων του φορέα. Στόχος είναι η προστασία των ευαίσθητων μη

δομικών στοιχείων και του κρίσιμου ιατρικού εξοπλισμού από μετασεισμικές βλάβες, των οποίων το κόστος αποκατάστασης και ο χρόνος διακοπής λειτουργίας θα καθιστούσαν το κτίριο ανενεργό, παρά τη δομική του ακεραιότητα. Επομένως, όπως ορίζει ο Πίνακας 2-27, η μέγιστη επιτρεπόμενη βασική τιμή του συντελεστή ορίζεται σε $q_{\max} = 3.0$.

Για τον σχεδιασμό του παρόντος έργου, χρησιμοποιήθηκε, μειωμένη, ασφαλέστερη τιμή $q = 2.50$. Επιλέγοντας ένα μικρότερο q , αυξάνεται η σεισμική τέμνουσα σχεδιασμού του μοντέλου. Ο φορέας γίνεται πιο στιβαρός, παραμένει στην ελαστική περιοχή για μεγαλύτερη σεισμική ένταση και καθυστερεί τη διαρροή. Έτσι, περιορίζονται οι μετακινήσεις, προστατεύοντας τα ευαίσθητα μη-δομικά στοιχεία και τον ακριβό ιατρικό εξοπλισμό από βλάβες.

2.6.4 Οριζόντιο Φάσμα Σχεδιασμού

Η γενική μορφή του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού οριζόντιας συνιστώσας, παρουσιάζεται σχηματικά στο ακόλουθο διάγραμμα.



Εικόνα 2-51: Μορφή διαγράμματος ελαστικού φάσματος απόκρισης (EN 1998-1, εικόνα 3.1)

Προκειμένου να προσαρμοστεί η παραπάνω μορφή για τα δεδομένα του έργου, το σύνολο των παραμέτρων που επιλέχθηκαν στις παραπάνω ενότητες δηλαδή, εδαφική επιτάχυνση, κατηγορία εδάφους, σπουδαιότητα και συντελεστής συμπεριφοράς ορίστηκαν κατάλληλα στο λογισμικό RFEM 6. Η καρτέλα εισαγωγής των δεδομένων στην παρακάτω εικόνα.

Description	Symbol	Value	Unit	
Type of spectrum				
Spectrum shape		Design Spectrum		
Spectrum direction		Horizontal		
Ground type		B		
Earthquake action				
Seismic zone		Z2		
Reference peak ground acceleration ...	a_{gR}/g	0.240	--	NA 2.6, Tab. 1
Reference peak ground acceleration	a_{gR}	2.35	m/s ²	
Importance class		IV		
Importance factor Class IV	γ_I	1.400	--	4.2.5(5)P
Design ground acceleration Horizon...	a_g	3.30	m/s ²	
Factors				
Behavior factor	q	2.500	--	
Limit value	β	0.200	--	
Ground type parameters				
Soil factor Ground type B	S	1.200	--	NA 2.9, Tab. 3
Control period Ground type B	T_B	0.150	s	NA 2.9, Tab. 3
Control period Ground type B	T_C	0.500	s	NA 2.9, Tab. 3
Control period Ground type B	T_D	2.500	s	NA 2.9, Tab. 3
Maximum period	$T_{\max}$	4.000	s	

Εικόνα 2-52: Εισαγωγή παραμέτρων σεισμού στο λογισμικό RFEM6

Η μαθηματική διαμόρφωση των κλάδων του ανωτέρω φάσματος σχεδιασμού, συναρτήσει της ιδιοπεριόδου T , γίνεται βάσει των εξισώσεων του Ευρωκώδικα 8 (Εικόνα 2-53). Συγκεκριμένα, οι εξισώσεις είναι οι εξής:

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

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

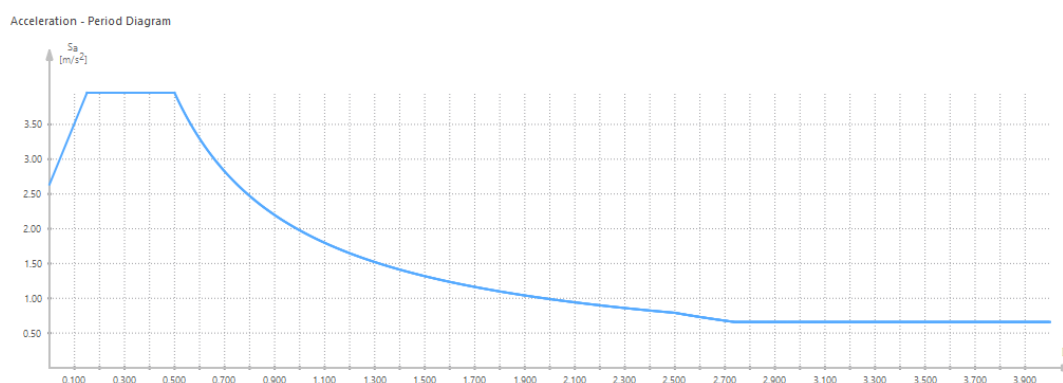
$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

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

Εικόνα 2-53: Εξισώσεις υπολογισμού φάσματος σχεδιασμού (EN 1998-1)

Ο συντελεστής κάτω ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού λαμβάνεται $\beta = 0.20$ (βάσει του Ελληνικού Εθνικού Προσαρτήματος).

Η γραφική παράσταση του τελικού οριζόντιου φάσματος *σχεδιασμού*, όπως δημιουργήθηκε από το λογισμικό βάσει των ανωτέρω δεδομένων για τη εκτέλεση της ιδιομορφικής ανάλυσης, απεικονίζεται παρακάτω.



Εικόνα 2-54: Γραφική παράσταση του τελικού Φάσματος Σχεδιασμού

2.6.5 Κατακόρυφη Σεισμική Συνιστώσα

Κατά τη ρύθμιση της ανάλυσης φάσματος απόκρισης (LC14), επιλέχθηκε η απενεργοποίηση της κατακόρυφης σεισμικής συνιστώσας. Σύμφωνα με την Εικόνα 2-55, η κατακόρυφη σεισμική δράση απαιτείται να λαμβάνεται υπόψη μόνο σε ειδικές περιπτώσεις όπως σε οριζόντιους προβόλους μεγάλου μήκους άνω των 5.0 m, δοκούς που φέρουν φυτευτά υποστυλώματα, φορείς με ανοίγματα άνω των 20 m ή όταν η κατακόρυφη εδαφική επιτάχυνση υπερβαίνει τα 0.25g.

(1) If a_{vg} is greater than 0.25 g (2.5 m/s²) the vertical component of the seismic action, as defined in 3.2.2.3, should be taken into account in the cases listed below:

- for horizontal or nearly horizontal structural members spanning 20 m or more;
- for horizontal or nearly horizontal cantilever components longer than 5 m;
- for horizontal or nearly horizontal pre-stressed components;
- for beams supporting columns;
- in base-isolated structures.

Εικόνα 2-55: Περιπτώσεις ενεργοποίησης κατακόρυφης συνιστώσας σεισμού

Εφόσον η κατασκευή *δεν διαθέτει τέτοια ευαίσθητα δομικά στοιχεία*, ο έλεγχος περιορίζεται αποκλειστικά στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις X και Y και *ο σεισμός κατά την διεύθυνση Z απενεργοποιείται*.

2.6.6 Κανόνες Επαλληλίας

Για την εξαγωγή των τελικών εντατικών μεγεθών σχεδιασμού από την ανάλυση φάσματος απόκρισης, είναι απαραίτητος ο καθορισμός των κατάλληλων κανόνων επαλληλίας.

2.6.6.1 Επαλληλία Ιδιομορφών

Για τον συνδυασμό των μέγιστων αποκρίσεων των επιμέρους ιδιομορφών επιλέχθηκε η μέθοδος του Πλήρους Τετραγωνικού Συνδυασμού (Complete Quadratic Combination - CQC). Σύμφωνα με την Εικόνα 2-56, ο απλός τετραγωνικός συνδυασμός (SRSS) των ιδιομορφών επιτρέπεται *μόνο* όταν οι ιδιοπερίοδοι διαφέρουν επαρκώς μεταξύ τους ($T_j \leq 0.90 T_i$).

4.3.3.3.2 Combination of modal responses

(1) The response in two vibration modes i and j (including both translational and torsional modes) may be taken as independent of each other, if their periods T_i and T_j satisfy (with $T_j \leq T_i$) the following condition:

$$T_j \leq 0.9 \cdot T_i \quad (4.15)$$

Εικόνα 2-56: Προϋποθέσεις επιλογής συνδυασμού SRSS και λόγος επιλογής CQC επαλληλίας ιδιομορφών

Δεδομένης της ασυμμετρίας της κατασκευής κάτωψη σχήματος Γ και της έκκεντρης τοποθέτησης του πυρήνα, ο φορέας αναμένεται να εμφανίσει έντονη μεταφορική και στρεπτική συμπεριφορά. Σε τέτοια χωρικά συστήματα, εμφανίζονται γειτονικές ιδιομορφές με κοντινές ιδιοπεριόδους, όπως θα φανεί και παρακάτω στα αποτελέσματα της ανάλυσης. Επομένως, η χρήση της μεθόδου CQC κρίνεται υποχρεωτική, καθώς λαμβάνει υπόψη τη συσχέτιση μεταξύ των ιδιομορφών.

2.6.6.2 Επαλληλία Χωρικών Συνιστωσών Σεισμού

Για τη λήψη της ταυτόχρονης δράσης του σεισμού στις ορθογώνιες διευθύνσεις Χ και Υ του χώρου, επιλέχθηκε η μέθοδος της Τετραγωνικής Ρίζας του Αθροίσματος των Τετραγώνων (SRSS).

(2) Whenever all relevant modal responses (see 4.3.3.3.1(3)-(5)) may be regarded as independent of each other, the maximum value E_E of a seismic action effect may be taken as:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (4.16)$$

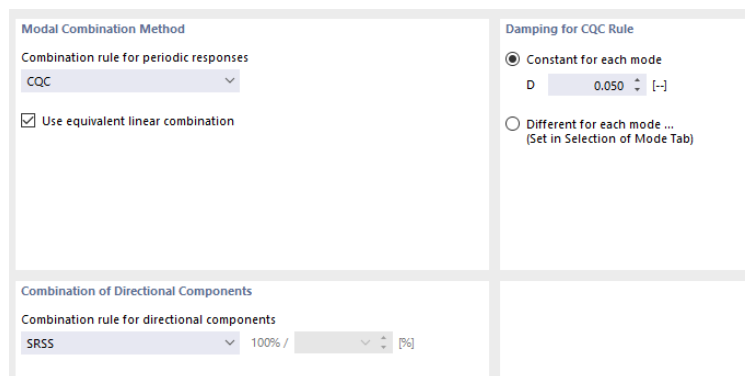
where

E_E is the seismic action effect under consideration (force, displacement, etc.);

E_{Ei} is the value of this seismic action effect due to the vibration mode i .

Εικόνα 2-57: Προϋποθέσεις επιλογής επαλληλίας SRSS χωρικών συνιστωσών σεισμού

Οι ρυθμίσεις αυτές, όπως εισήχθησαν στο λογισμικό RFEM 6, παρουσιάζονται στην παρακάτω Εικόνα 2-58.



Εικόνα 2-58: Εισαγωγή κανόνων επαλληλίας στο λογισμικό RFEM

Η επιλογή αυτή, έναντι της εναλλακτικής προσεγγιστικής γραμμικής μεθόδου του 100% / 30% (Scaled Sum), αποτελεί καλύτερη επιλογή *για ασύμμετρες κατόψεις*. Σε αντίθεση με τη γραμμική επαλληλία η οποία εξαρτάται από τον τρόπο που έχουν οριστεί οι καθολικοί άξονες του μοντέλου, η μέθοδος SRSS εξασφαλίζει την ανεξαρτησία των εντατικών μεγεθών από τον τυχαίο προσανατολισμό του καννάβου της κατασκευής. Με τον τρόπο αυτό *προσομοιώνεται οι πιο δυσμενείς διαγώνιες κατευθύνσεις της σεισμικής κίνησης, προς τις οποίες είναι ιδιαίτερα ευάλωτη η γεωμετρία σχήματος Γ της κατασκευής*.

2.6.7 Τυχηματική Εκκεντρότητα

Μία από τις βασικότερες απαιτήσεις για την αποτίμηση της στρεπτικής ευαισθησίας του φορέα είναι η τυχηματική εκκεντρότητα.

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος, η πραγματική θέση του κέντρου μάζας κάθε ορόφου ενδέχεται να αποκλίνει από τη θεωρητική του θέση, όπως αυτή προκύπτει από το γεωμετρικό μοντέλο.

Η απόκλιση αυτή οφείλεται σε διάφορους παράγοντες, όπως η ανομοιομορφη κατανομή των κινητών φορτίων π.χ. συνωστισμός σε μία πτέρυγα του νοσοκομείου αλλά κυρίως συγκέντρωση βαρύ ιατρικού εξοπλισμού όπως αναφέραμε στον πρώτο όροφο με την συγκέντρωση των ακτινοδιαγνωστικών χώρων στην αριστερή πτέρυγα και απλά εργαστήρια στην δεξιά καθώς και η χωρική μεταβλητότητα της ίδιας της σεισμικής διέγερσης

4.3.2 Accidental torsional effects

(1)P In order to account for uncertainties in the location of masses and in the spatial variation of the seismic motion, the calculated centre of mass at each floor i shall be considered as being displaced from its nominal location in each direction by an accidental eccentricity:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (4.3)$$

where

e_{ai} is the accidental eccentricity of storey mass i from its nominal location, applied in the same direction at all floors;

L_i is the floor-dimension perpendicular to the direction of the seismic action.

Εικόνα 2-59: Η τυχηματική εκκεντρότητα ισούται με το 5% της μέγιστης διάστασης της κάτοψης (EN 1998-1)

Προκειμένου να καλυφθούν αυτές οι αβεβαιότητες, ο Ευρωκώδικας 8 επιβάλλει τη μετατόπιση του υπολογιζόμενου κέντρου μάζας κατά μία τυχηματική εκκεντρότητα.. Η εκκεντρότητα αυτή λαμβάνεται ίση με το 5% της μέγιστης διάστασης (L_i) της κάτοψης του ορόφου, κάθετα προς τη διεύθυνση της εξεταζόμενης σεισμικής δράσης όπως αναγράφεται στην Εικόνα 2-59. Η εφαρμογή αυτού του κανόνα στο προσομοίωμα προκαλεί πρόσθετες στρεπτικές ροπές γύρω από τον κατακόρυφο άξονα Z, εξασφαλίζοντας ότι τα περιμετρικά κατακόρυφα χιαστί σχεδιάζονται με την απαραίτητη υπεραντοχή έναντι απρόβλεπτων στρεπτικών καταπονήσεων.

Options

☒ Consider accidental torsion

Eccentricity

ex 5.00 [%] [%]

ey 5.00 [%] [%]

Building length

Δx 24.029 [m]

Δy 24.029 [m]

☐ User-defined building lengths

☐ Save results of all selected modes

Εικόνα 2-60: Εισαγωγή τυχηματικής εκκεντρότητας στο λογισμικό RFEM6

2.6.8 Σεισμικές Μάζες και ρυθμίσεις Ιδιομορφικής Ανάλυσης

Για τον υπολογισμό των ιδιομορφών ταλάντωσης, των ιδιοπεριόδων και της συμμετέχουσας ενεργού μάζας του φέροντος οργανισμού, δημιουργήθηκε η φορτιστική κατάσταση της Ιδιομορφικής Ανάλυσης LC13 - Modal Analysis.

Καθορισμός Σεισμικών Μαζών:

Η μάζα που διεγείρεται κατά τη διάρκεια του σεισμού δεν ταυτίζεται με τη συνολική μάζα σχεδιασμού έναντι στατικών φορτίων. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, οι αδρανειακές επιδράσεις της σεισμικής δράσης υπολογίζονται λαμβάνοντας υπόψη τον συνδυασμό:

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma (\psi_{E,i} * Q_{k,i})$$

Όπου G_k είναι τα μόνιμα φορτία και Q_k τα μεταβλητά κινητά φορτία. Για τον εξεταζόμενο φορέα ως Κέντρο Υγείας, ο συνολικός συνδυαστικός συντελεστής ψ_E λήφθηκε ίσος με 0.60. Συνεπώς, όπως φαίνεται και στις ακόλουθες εικόνες από το πρόγραμμα, δημιουργήθηκε ένας ειδικός συνδυασμός σεισμικής μάζας (Mass Combination) αποτελούμενος από το ίδιο βάρος, τα πρόσθετα μόνιμα φορτία και το 60% των κινητών φορτίων (Εικόνα 2-61).

Import masses only from load case/load combination or construction stage

SE/M CO161 - LC1 + LC2 + 0.60 * LC3

Εικόνα 2-61: Συνδυασμός σεισμικής μάζας

Ρυθμίσεις Ιδιομορφικής Ανάλυσης και Κριτήριο 90%:

Για την επίλυση του προβλήματος ιδιοτιμών, το μητρώο μάζας ορίστηκε ως διαγώνιο (Diagonal matrix). Η επιλογή αυτή, συγκεντρώνει τις μάζες στους κόμβους, αυξάνοντας την υπολογιστική ταχύτητα και σταθερότητα χωρίς απώλεια ακρίβειας.

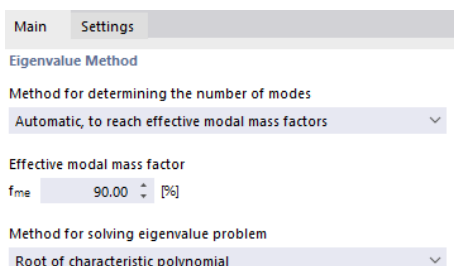
Η ιδιομορφική ανάλυση θεωρείται ικανοποιητική μόνο όταν το άθροισμα των ενεργών ιδιομορφικών μαζών, για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη, ανέρχεται τουλάχιστον στο 90% της συνολικής μάζας του φορέα.

(3) The requirements specified in paragraph (2)P may be deemed to be satisfied if either of the following can be demonstrated:

- the sum of the effective modal masses for the modes taken into account amounts to at least 90% of the total mass of the structure;

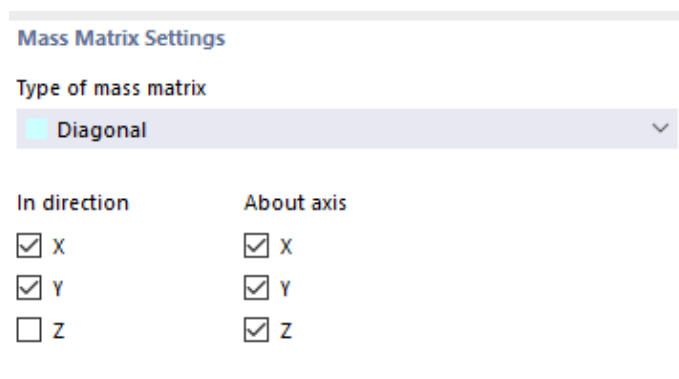
Εικόνα 2-62: Προυποθέσεις πληρότητας ιδιομορφικής ανάλυσης

Αντί να οριστεί ένας αυθαίρετος αριθμός ιδιομορφών, το λογισμικό ρυθμίστηκε να υπολογίζει αυτόματα όσες ιδιομορφές απαιτούνται προκειμένου να ικανοποιηθεί ρητά το παραπάνω κανονιστικό όριο (Effective mass >= 90%).



Εικόνα 2-63: Εισαγωγή κριτηρίου ενεργοποίησης ιδιομορφικής μάζας κατά 90% στο λογισμικό RFEM6

Τέλος, έγινε απενεργοποίηση των μαζών κατά την κατακόρυφη διεύθυνση Z (Z components of masses - Deactivated).



Εικόνα 2-64: Απενεργοποίηση σεισμού κατά την κατακόρυφη διεύθυνση Z

Εφόσον, όπως τεκμηριώθηκε σε προηγούμενη ενότητα, η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού αγνοείται, η θεώρηση μεταφορικών μαζών κατά Z θα παρήγαγε πλήθος άσκοπων κατακόρυφων ιδιομορφών, δυσκολεύοντας την επίτευξη του κριτηρίου του 90% στις οριζόντιες διευθύνσεις. Ωστόσο η δυναμική απόκριση της *στροφής* γύρω από τον κατακόρυφο άξονα Z (στρεπτικές ιδιομορφές) διατηρήθηκε ενεργή, προκειμένου να αποτυπωθεί με ακρίβεια η στρεπτική ευαισθησία του ασύμμετρου φορέα.

2.7 Θερμοκρασιακά Φορτία

Στην παρούσα ενότητα παρουσιάζεται ο υπολογισμός και η εισαγωγή των θερμικών δράσεων στον φορέα. Η εκτίμηση των θερμοκρασιακών μεταβολών και των αντίστοιχων φορτίων πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 EN 1991-1-5. Βάσει του κανονισμού, η κατανομή της θερμοκρασίας σε ένα δομικό στοιχείο αναλύεται σε επιμέρους συνιστώσες, όπως αυτές διακρίνονται στην Εικόνα 2-65

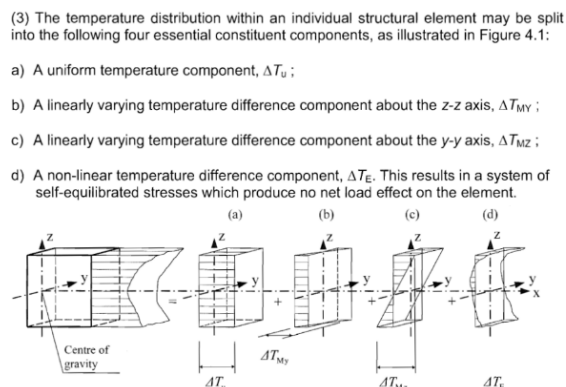
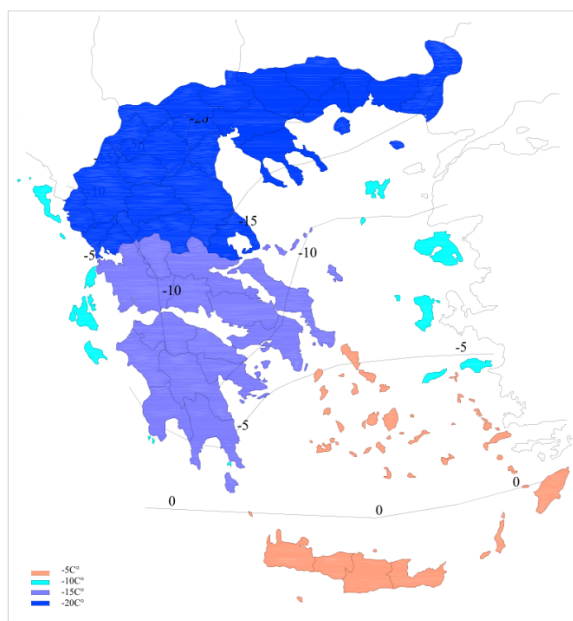


Figure 4.1: Diagrammatic representation of constituent components of a temperature profile

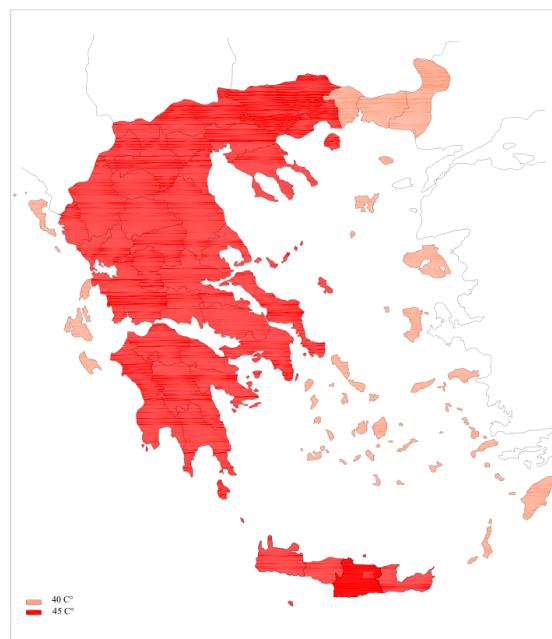
Εικόνα 2-65: Διαγραμματική απεικόνιση συνιστωσών θερμοκρασιακής φόρτισης (EN 1991-1-5, εικόνα 4.1)

Η ανάπτυξη γραμμικής διαφοράς θερμοκρασίας ΔT_M προϋποθέτει ότι η μία παρειά του μέλους θερμαίνεται ή ψύχεται πολύ πιο έντονα από την άλλη. Για κλειστά κτίρια με πλαγιοκάλυψη όπως στη μελέτη, θεωρείται ότι η θέρμανση και η ψύξη κατανέμονται ισόποσα σε όλο το πλάτος της διατομής. Έτσι, απουσιάζει η τριγωνική κατανομή που προκαλεί κάμψη και η κυρίαρχη συνιστώσα που απαιτείται να ληφθεί υπόψη είναι η *ομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή* ΔT_u . Αυτή εκφράζει την ομοιόμορφη θέρμανση ή ψύξη ολόκληρης της διατομής, η οποία προκαλεί αποκλειστικά αξονική διαστολή ή συστολή του μέλους σε σχέση με μια αρχική θερμοκρασία αναφοράς T_0 .

Για τον καθορισμό των ακραίων θερμοκρασιών, έγινε χρήση των χαρτών ισόθερμων καμπυλών του *Ελληνικού Εθνικού Προσαρτήματος ΕΛΟΤ EN 1991-1-5/NA*.



Εικόνα 2-66: Χάρτης ελάχ. θερμ. Χειμερινής περιόδου



Εικόνα 2-67: Χάρτης μέγιστης θερμ. Καλοκαιρινής περιόδου

Δεδομένου ότι το κτίριο βρίσκεται στη Ρόδο, με βάση το προσάρτημα, η μέγιστη χαρακτηριστική θερμοκρασία ορίστηκε σε $T_{\max} = 45^{\circ}\text{C}$ και η ελάχιστη σε $T_{\min} = -5^{\circ}\text{C}$.

Η αρχική θερμοκρασία αναφοράς κατά την κατασκευή του φορέα λήφθηκε ίση με $T_0 = 10^{\circ}\text{C}$. Η τιμή αυτή επιλέχθηκε βάσει του Ευρωκώδικα 1-5 ως η συνιστώμενη συντηρητική παραδοχή για άγνωστη περίοδο κατασκευής του κτιρίου. Έτσι μεγιστοποιείται η θερινή θερμοκρασιακή διαφορά και ο φορέας ελέγχεται στο δυσμενέστερο σενάριο.

(3) The initial temperature T_0 should be taken as the temperature of a structural element at the relevant stage of its restraint (completion). If it is not predictable the average temperature during the construction period should be taken.

NOTE: The value of T_0 may be specified in the National annex or in a particular project. If no information is available T_0 may be taken as 10°C .

In case of uncertainty concerning sensitivity of the bridge to T_0 , it is recommended that a lower and upper bound of an interval expected for T_0 are considered. AC1

Εικόνα 2-68: Επιλογή τιμής T_0 θερμοκρασίας κατά την κατασκευή του κτιρίου (EN 1991-1-5)

Εφόσον η θέρμανση ή η ψύξη του κτιρίου θεωρείται ομοιόμορφη, η θερμοκρασία στην άνω παρειά T^+ και στην κάτω παρειά T^- κάθε μέλους λαμβάνεται ίση δηλαδή $T^+ = T^-$.

Για τη θερινή περίοδο, με τη θερμοκρασία της διατομής να φτάνει στη μέγιστη τιμή των 45°C δηλαδή $T^+ = 45^{\circ}\text{C}$ και $T^- = 45^{\circ}\text{C}$, προκύπτει:

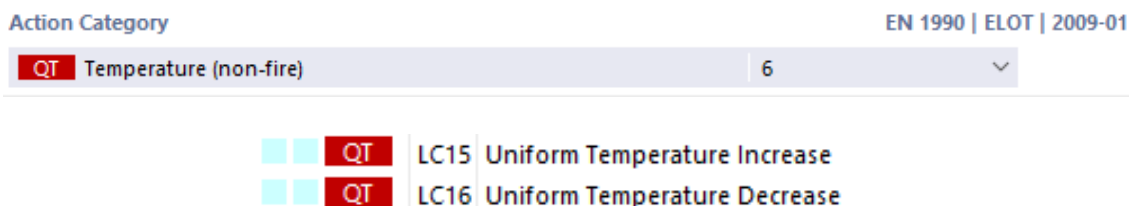
Ομοιόμορφη μεταβολή: $\Delta T_u = (T^+ + T^-) / 2 - T_0 = (45 + 45) / 2 - 10 = +35^{\circ}\text{C}$

Γραμμική μεταβολή: $\delta T = T^+ - T^- = 45 - 45 = 0^{\circ}\text{C}$

Αντίστοιχα, για τη χειμερινή περίοδο, με τη θερμοκρασία της διατομής να φτάνει στην ελάχιστη τιμή των -5°C δηλαδή $T^+ = -5^{\circ}\text{C}$ και $T^- = -5^{\circ}\text{C}$, οι αντίστοιχες μεταβολές προκύπτουν ως εξής:
Ομοιόμορφη μεταβολή: $\Delta T_u = (T^+ + T^-) / 2 - T_0 = (-5 - 5) / 2 - 10 = -15^{\circ}\text{C}$

Γραμμική μεταβολή: $\delta T = T^+ - T^- = -5 - (-5) = 0^{\circ}\text{C}$

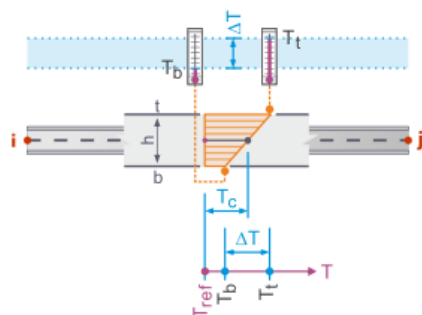
Για την προσομοίωση αυτών των δράσεων στο λογισμικό RFEM 6, δημιουργήθηκαν δύο ξεχωριστές φορτιστικές καταστάσεις. Η πρώτη LC15 - Uniform Temperature Increase αφορά τη θερινή αύξηση της θερμοκρασίας, ενώ η δεύτερη LC16 - Uniform Temperature Decrease αφορά τη χειμερινή μείωση. Και οι δύο καταστάσεις ταξινομήθηκαν στην κατηγορία των θερμικών δράσεων.



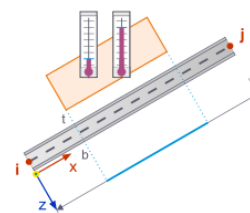
Εικόνα 2-69: Εισαγωγή φορτιστικής κατάστασης θερμοκρασίας στο λογισμικό RFEM6

Η αντιστοίχιση των παραπάνω θεωρητικών παραμέτρων ΔT και δT στο λογισμικό προέκυψε βάσει της σύμβασης συμβόλων του προγράμματος, όπως αυτή αποτυπώνεται στο σχετικό επεξηγηματικό σκαρίφημα του παραθύρου στην Εικόνα 2-70 και 2-71.

Load Type 'Temperature Change'
Load Distribution 'Uniform'



T_c positive - center line warming
 ΔT positive - top fibers warmer than bottom fibers
Coordinate System 'Local xyz'
Load Direction 'z'



Εικόνα 2-70: Θερμοκρασιακό μέγεθος ΔT

Εικόνα 2-71: Θερμοκρασιακό μέγεθος T_c

Όπως διακρίνεται, η συνολική θερμοκρασιακή δράση αναλύεται σε δύο τμήματα:
1) Στο μέγεθος T_c , το οποίο απεικονίζει το ορθογωνικό τμήμα της κατανομής (δηλαδή την ομοιόμορφη μεταβολή) και εκφράζει τη μεταβολή της θερμοκρασίας στην κεντρική γραμμή του μέλους (center line warming/cooling), πράγμα που σημαίνει ότι με την επιλογή ομοιόμορφης κατανομής ολόκληρη η διατομή μεταβάλλεται ισόποσα.

2) στο μέγεθος ΔT , το οποίο απεικονίζει το τριγωνικό τμήμα, δηλαδή τη γραμμική διαφορά θερμοκρασίας μεταξύ των παρειών («top fibers warmer than bottom fibers»).

Συνεπώς, η θεωρητική ομοιόμορφη μεταβολή ΔT_u ταυτίζεται με το μέγεθος T_c του λογισμικού, και για τον λόγο αυτό στο πεδίο T_c εφαρμόστηκαν οι υπολογισμένες τιμές των $+35^\circ\text{C}$ και -15°C . Αντίθετα, η θεωρητική γραμμική μεταβολή δT αντιστοιχεί στο πεδίο ΔT του λογισμικού. Εφόσον αποδείχθηκε θεωρητικά ότι $\delta T = 0$, η αντίστοιχη τιμή στο πεδίο ΔT τέθηκε ίση με μηδέν. Με αυτή τη λογική εισαγωγής, εξασφαλίζεται ότι τα μέλη του φορέα θα υποστούν αποκλειστικά αξονική παραμόρφωση.

Load type

Temperature Change

Load distribution

Uniform

Coordinate system

Local xyz

Load direction

z

Load magnitude

T_c

35.0

°C

ΔT

0.0

°C

Load magnitude

T_c

-15.0

°C

ΔT

0.0

°C

Εικόνα 2-72: Εισαγωγή θερμοκρασιακών φορτίων στο λογισμικό

Όπως ορίζει ο Πίνακας 2-28 οι συντελεστές συνδυασμού για τις θερμοκρασιακές δράσεις ορίζονται σε $\psi_0 = 0.6$, $\psi_1 = 0.5$ και $\psi_2 = 0$.

Πίνακας 2-28: Προτεινόμενες τιμές συντελεστών ψ (EN 1990, πιν. A1.1)

Table A1.1 - Recommended values of ψ factors for buildings

Action	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Imposed loads in buildings, category (see EN 1991-1-1)			
Category A : domestic, residential areas	0,7	0,5	0,3
Category B : office areas	0,7	0,5	0,3
Category C : congregation areas	0,7	0,7	0,6
Category D : shopping areas	0,7	0,7	0,6
Category E : storage areas	1,0	0,9	0,8
Category F : traffic area, vehicle weight $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Category G : traffic area, $30\text{kN} < \text{vehicle weight} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Category H : roofs	0	0	0
Snow loads on buildings (see EN 1991-1-3)*			
Finland, Iceland, Norway, Sweden	0,70	0,50	0,20
Remainder of CEN Member States, for sites located at altitude $H > 1000\text{ m a.s.l.}$	0,70	0,50	0,20
Remainder of CEN Member States, for sites located at altitude $H \leq 1000\text{ m a.s.l.}$	0,50	0,20	0
Wind loads on buildings (see EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperature (non-fire) in buildings (see EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

NOTE The ψ values may be set by the National annex.
* For countries not mentioned below, see relevant local conditions.

Το γεγονός ότι ο συντελεστής ψ_2 ισούται με μηδέν, σημαίνει ότι στους κρίσιμους σεισμικούς συνδυασμούς, όπου ελέγχεται κυρίως η στατική επάρκεια του φορέα, η επιρροή της θερμοκρασίας εξαλείφεται πλήρως από τον κανονισμό. Προκειμένου να ελεγχθεί η πραγματική επιρροή των θερμοκρασιακών φορτίων στα κατακόρυφα μέλη, δημιουργήθηκαν δύο ξεχωριστοί συνδυασμοί ελέγχου όπου η θερμοκρασία εφαρμόστηκε μόνη της, πολλαπλασιασμένη με τον μέγιστο συντελεστή της 0.6.

ULS	CO164	Temperature Increase +35	0.60	QT	LC16	Uniform Temperature Decrease
ULS	CO165	Temperature Decrease -15	0.60	QT	LC15	Uniform Temperature Increase

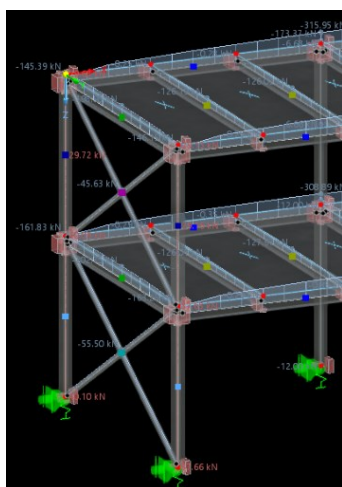
Εικόνα 2-73: Εισαγωγή των θερμοκρασιακών φορτίων μεμονωμένων με τον συντελεστή ψ

Από την ανάλυση αυτών των συνδυασμών στο λογισμικό RFEM 6, προέκυψε ότι η μέγιστη συνολική παραμόρφωση του φορέα για τη δυσμενέστερη κατάσταση της θερινή αύξηση θερμοκρασίας ανήλθε μόλις στα 3.3 mm.

Maximum deformations		
Maximum displacement in X-direction	-1.2 mm	Member No. 1, x: 2.400 m
Maximum displacement in Y-direction	1.4 mm	Member No. 16, x: 2.400 m
Maximum displacement in Z-direction	3.3 mm	FE node No. 1678: (3.500, 3.000, 3.600 m)
Maximum vectorial displacement	3.3 mm	FE node No. 1678: (3.500, 3.000, 3.600 m)
Maximum rotation about X-axis	5.9 mrad	Member No. 190, x: 1.000 m
Maximum rotation about Y-axis	3.0 mrad	FE node No. 455: (17.000, 3.000, 3.600 m)
Maximum rotation about Z-axis	-1.7 mrad	Member No. 62, x: 2.000 m

Εικόνα 2-74: Συνολική μετακίνηση φορέα λόγω θερμοκρασιακών φορτίων ίση με 3.3mm

Παράλληλα, τα παραγόμενα εντατικά μεγέθη αποδείχθηκαν αμελητέα σε σύγκριση με τις εντάσεις που προκαλούν τα κύρια κατακόρυφα φορτία ο άνεμος και ο σεισμός.



Εικόνα 2-75: Αξονικές εντάσεις N, CO164



Εικόνα 2-76: Αξονικές εντάσεις N, CO165

Λαμβάνοντας υπόψη αυτά τα δεδομένα, αποφασίστηκε να μην συμπεριληφθούν οι θερμικές δράσεις στους τελικούς συνδυασμούς διαστασιολόγησης του κτιρίου. Η εισαγωγή τους στο λογισμικό θα αύξανε την πολυπλοκότητα, διπλασιάζοντας σχεδόν το πλήθος των παραγόμενων συνδυασμών από 163 σε περίπου στους 380, χωρίς ουσιαστικό αποτέλεσμα στην ασφάλεια του φορέα, καθώς δεν θα άλλαζε καμία διατομή. Η επιλογή αυτή τεκμηριώνεται από τη μεμονωμένη ανάλυση που προηγήθηκε, η οποία έδειξε ότι ο φορέας παραλαμβάνει με ασφάλεια αυτές τις εντάσεις.

Επιπλέον, στην πραγματικότητα οι θερμικές τάσεις θα είναι ακόμα μικρότερες από αυτές της γραμμικής ελαστικής ανάλυσης, καθώς εκτονώνονται από φυσικούς παράγοντες χαλάρωσης, όπως η ελαστικότητα των συνδέσεων, η τοπική ρηγμάτωση του σκυροδέματος στον πυρήνα και οι πλαστικές παραμορφώσεις του χάλυβα. Συνεπώς, η παράλειψή τους από τους τελικούς συνδυασμούς αποτελεί μια ασφαλή επιλογή, που επιτρέπει στη μελέτη να επικεντρωθεί στις κρίσιμες καταπονήσεις του κτιρίου.

2.8 Συνδυασμοί Φορτίσεων Σχεδιασμού

Για τον έλεγχο και τη διαστασιολόγηση του φέροντος οργανισμού, είναι απαραίτητος ο συνδυασμός των επιμέρους φορτιστικών καταστάσεων, ώστε να προκύψουν οι δυσμενέστερες εντατικές καταστάσεις σχεδιασμού. Η παραγωγή των συνδυασμών στο RFEM 6 πραγματοποιήθηκε μέσω της λειτουργίας *Combination Wizard*, βασιζόμενη στις διατάξεις των Ευρωκωδίκων.

2.8.1 Κανονιστικό Πλαίσιο Φορτιστικών Συνδυασμών

Η βάση δεδομένων που επιλέχθηκε στο λογισμικό για την παραγωγή των συνδυασμών είναι το Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 1990, με ενσωματωμένο το Ελληνικό Εθνικό Προσάρτημα.

Load Case Classification & Combination Wizard

☒ Standards for combination wizard and classification

Standard group

EN 1990

National annex | Edition

ELOT | 2009-01

Εικόνα 2-77: Κανόνες παραγωγής συνδυασμών και εθνικό προσάρτημα

Για τον υπολογισμό των δράσεων σχεδιασμού, οι κανονισμοί ορίζουν συγκεκριμένους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας (γ) και συντελεστές συνδυασμού (ψ). Οι τιμές αυτές εισήχθησαν στο πρόγραμμα βάσει της χρήσης του κτιρίου ως Κέντρο Υγείας, το οποίο κατατάσσεται στην Κατηγορία C Χώροι συνάθροισης.

Πίνακας 2-29: Προτεινόμενες τιμές συντελεστή ψ για κτίρια και εισαγωγή τους στο λογισμικό (EN1990, πιν.Α1.1)

Action	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Imposed loads in buildings, category (see EN 1991-1-1)			
Category A : domestic, residential areas	0,7	0,5	0,3
Category B : office areas	0,7	0,5	0,3
Category C : congregation areas	0,7	0,7	0,6
Category D : shopping areas	0,7	0,7	0,6
Category E : storage areas	1,0	0,9	0,8
Category F : traffic area, vehicle weight ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Category G : traffic area, 30 kN < vehicle weight ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Category H : roofs	0	0	0
Snow loads on buildings (see EN 1991-1-3)*			
Finland, Iceland, Norway, Sweden	0,70	0,50	0,20
Remainder of CEN Member States, for sites located at altitude $H > 1000$ m a.s.l.	0,70	0,50	0,20
Remainder of CEN Member States, for sites located at altitude $H \leq 1000$ m a.s.l.	0,50	0,20	0
Wind loads on buildings (see EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperature (non-fire) in buildings (see EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

NOTE: The ψ values may be set by the National annex.
* For countries not mentioned below, see relevant local conditions.

Load Case Classification & Combination Wizard | EN 1990 | ELOT | 2009-01

Combination Factors for Variable Actions					
No.	Category	Symbol	ψ_0	Factors ψ_1	ψ_2
3.A	Category A Domestic, residential areas	$\Psi_0/1.2\alpha_A$	0.70	0.50	0.30
3.B	Category B Office areas	$\Psi_0/1.2\alpha_B$	0.70	0.50	0.30
3.C	Category C Congregation areas	$\Psi_0/1.2\alpha_C$	0.70	0.70	0.60
3.D	Category D Shopping areas	$\Psi_0/1.2\alpha_D$	0.70	0.70	0.60
3.E	Category E Storage areas	$\Psi_0/1.2\alpha_E$	1.00	0.90	0.80
3.F	Category F Vehicle weight ≤ 30 kN	$\Psi_0/1.2\alpha_F$	0.70	0.70	0.60
3.G	Category G Vehicle weight ≤ 160 kN	$\Psi_0/1.2\alpha_G$	0.70	0.50	0.30
3.H	Category H Roofs	$\Psi_0/1.2\alpha_H$	0.00	0.00	0.00
4.A	Finland, Iceland, Norway, Sweden	$\Psi_0/1.2\alpha_A$	0.70	0.50	0.20
4.B	Sites at altitude $H > 1000$ m	$\Psi_0/1.2\alpha_B$	0.70	0.50	0.20
4.C	Sites at altitude $H \leq 1000$ m	$\Psi_0/1.2\alpha_C$	0.50	0.20	0.00
5	Wind	$\Psi_0/1.2\alpha_W$	0.60	0.20	0.00
6	Temperature (fire excluded)	$\Psi_0/1.2\alpha_T$	0.60	0.50	0.00

Όπως ορίζει ο Πίνακας 2-29, οι συντελεστές συνδυασμού για τα μεταβλητά φορτία της συγκεκριμένης κατηγορίας ορίζονται ως εξής:

- $\psi_0 = 0.70$ για τον θεμελιώδη συνδυασμό
- $\psi_1 = 0.70$ για τον συχνό συνδυασμό
- $\psi_2 = 0.60$ για τον σχεδόν μόνιμο συνδυασμό

Παράλληλα, οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας (γ) που πολλαπλασιάζουν τις χαρακτηριστικές τιμές των φορτίων στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ULS). Όπως φαίνεται και στις ρυθμίσεις του λογισμικού (Πίνακας 2-30), για τις δυσμενείς δράσεις εφαρμόστηκαν οι τιμές:

- $\gamma_G = 1.35$ για τα μόνιμα φορτία (Ίδιο βάρος και επικαλύψεις).
- $\gamma_Q = 1.50$ για τα μεταβλητά κινητά φορτία.

Πίνακας 2-30: Προτεινόμενες τιμές συντελεστών γ (από EN1990, Α1.2)

Load Case Classification & Combination Wizard | EN 1990 | ELOT | 2009-01

Combination Factors for Seismic Action						
Partial Factors						
No.	Action Category	Action Type	Symbol	Basic	Design Situation Type	Earthquake
1.A	Permanent actions	Unfavorable	$\gamma_{G,unf}$	1.10	1.00	1.00
1.B	Permanent / Imposed	Favorable	$\gamma_{G,fav}$	0.90	1.00	1.00
2	Prestress	Unfavorable	$\gamma_{P,unf}$	1.10	1.00	1.00
3 ... 6	Variable actions	Favorable	$\gamma_{Q,fav}$	0.90	1.00	1.00
7	Accidental actions		γ_A	1.50	1.00	1.00
8	Seismic actions		γ_I			1.00
1.A	Permanent actions	Unfavorable	$\gamma_{G,unf}$	1.35	1.00	1.00
1.B	Permanent / Imposed	Favorable	$\gamma_{G,fav}$	1.00	1.00	1.00
2	Prestress		γ_P	1.35	1.00	1.00
3 ... 6	Variable actions		γ_Q	1.50	1.00	1.00
7	Accidental actions		γ_A		1.00	1.00
8	Seismic actions		γ_I			1.00

Combination Expression & Settings

Combination Expression According to 6.10b

Reduction coefficient of unfavorable actions

ξ

0.93

Settings According to EN 1990

Consequences Class

KII

1.00 CC2

BS.1 Table B1

2.8.2 Κατηγορίες Δράσεων

Πριν από τη δημιουργία των τελικών συνδυασμών, οι 14 επιμέρους φορτιστικές καταστάσεις Load Cases που αναλύθηκαν παραπάνω, ομαδοποιήθηκαν σε πέντε κύριες Κατηγορίες Δράσεων (*Actions*). Η ταξινόμηση αυτή είναι απαραίτητη σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 0, προκειμένου να εφαρμοστούν σωστά οι συντελεστές ταυτόχρονης δράσης και να αποφευχθεί η αδύνατη συνύπαρξη ορισμένων φορτίων π.χ. ταυτόχρονη μέγιστη δράση ανέμου από αντίθετες κατευθύνσεις.

List	
G	A1 Permanent
Qs	A2 Snow/Ice loads - H ≤ 1000 m
Qw	A3 Wind
AE	A4 Seismic actions
Q1 C	A5 Imposed loads - category C: congregation areas

Εικόνα 2-78: Κατηγορίες Δράσεων

List	
G	LC1 Self-weight
G	LC2 Dead Loads
Q1 C	LC3 Live Loads
Qs	LC4 Snow
Qw	LC5 Wind 0deg (X+) [w+]
Qw	LC6 Wind 0deg (X-) [w-]
Qw	LC7 Wind 90deg (Y+) [w+]
Qw	LC8 Wind 90deg (Y-) [w-]
Qw	LC9 Wind 180deg (X-) [w+]
Qw	LC10 Wind 180deg (X+) [w-]
Qw	LC11 Wind 270deg (Y-) [w+]
Qw	LC12 Wind 270deg (Y+) [w-]
AE	LC13 Modal Analysis
AE	LC14 Response Spectrum Analysis

Εικόνα 2-79: Φορτιστικές Καταστάσεις

Συγκεκριμένα, οι δράσεις ταξινομήθηκαν ως εξής:

Permanent (Μόνιμα Φορτία): Στην κατηγορία αυτή εντάχθηκαν τα σταθερά φορτία της κατασκευής, δηλαδή το ίδιο βάρος του φέροντος οργανισμού (*LC1*) και τα πρόσθετα μόνιμα φορτία επικαλύψεων και τοιχοποιιών (*LC2*).

Imposed (Κινητά/Ωφέλιμα Φορτία): Η κατηγορία αυτή περιλαμβάνει τα μεταβλητά φορτία χρήσης (*LC3*) που αντιστοιχούν στην κατηγορία σπουδαιότητας του Κέντρου Υγείας (Χώροι συνάθροισης - Κατηγορία C).

Snow (Χιονοπτώσεις): Περιλαμβάνει την επιβολή του φορτίου χιονιού (*LC4*) στην οροφή του κτιρίου.

Wind (Ανεμοπιέσεις): Εδώ συγκεντρώθηκαν όλες οι εναλλακτικές περιπτώσεις και διευθύνσεις του φορτίου ανέμου (*LC5 έως LC12*). Το λογισμικό ρυθμίστηκε ώστε οι δράσεις αυτές να δρουν εναλλακτικά (Alternative), αποκλείοντας την ταυτόχρονη επιβολή τους στο ίδιο μέλος.

Seismic (Σεισμικές Δράσεις): Στην κατηγορία των σεισμικών δράσεων εντάχθηκε το τελικό αποτέλεσμα της δυναμικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης (*LC14*). (Η φορτιστική κατάσταση *LC13* χρησιμοποιήθηκε αποκλειστικά για την επίλυση των ιδιομορφών και δεν συμμετέχει ως στατικό φορτίο στις δράσεις).

Μέσω αυτής της κατηγοριοποίησης, ο αλγόριθμος του προγράμματος (Combination Wizard) έχει σωστά δεδομένα για να προχωρήσει στη δημιουργία των Καταστάσεων Σχεδιασμού (*Design Situations*) και κατ' επέκταση των τελικών Συνδυασμών Φορτίσεων (*Load Combinations*).

2.8.3 Περιβάλλουσες - Καταστάσεις Σχεδιασμού και Τελικοί Συνδυασμοί Φορτίσεων

Με βάση την ομαδοποίηση των φορτίων στις Κατηγορίες Δράσεων, στη συνέχεια ορίζονται οι Καταστάσεις Σχεδιασμού (*Design Situations*). Σε αυτό το στάδιο, ορίζονται οι μαθηματικοί κανόνες επαλληλίας του Ευρωκώδικα 0 και του Ευρωκώδικα 8, προκειμένου να ελεγχθεί το κτίριο σε κάθε πιθανή συνθήκη. Οι συντελεστές ψ αντλούνται από τον παραπάνω πίνακα (Πίνακας 2-29).

List	
ULS	DS1 ULS (STR/GEO) - Permanent and transient - Eq. 6.10
S Ch	DS2 SLS - Characteristic
S Fr	DS3 SLS - Frequent
S Qp	DS4 SLS - Quasi-permanent
SE/M	DS5 Seismic/Mass Combination - psi-E,i
ULS	DS6 ULS Steel Joints Design
SEIS	DS7 ULS (STR/GEO) - Seismic
ACC	DS8 ULS (STR/GEO) - Accidental - psi-2,1

Εικόνα 2-80: Καταστάσεις Σχεδιασμού

Συγκεκριμένα, διαμορφώθηκαν οκτώ καταστάσεις ελέγχου, καθεμία από τις οποίες ακολουθεί συγκεκριμένη εξίσωση:

DS1 - Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ULS - STR/GEO): (Εικόνα 2-81) Αποτελεί τον θεμελιώδη στατικό συνδυασμό για τον έλεγχο της αντοχής των μελών.

EN 1990 | ELOT | 2009-01
ULS (STR/GEO) - Permanent and transient - Eq. 6.10

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

$\gamma_{G,j}$: Partial factor for permanent actions
 $G_{k,j}$: Permanent actions
 γ_P : Partial factor for prestress actions
 P : Pre-stressing action
 $\gamma_{Q,1}$: Partial factor for leading variable action
 $Q_{k,1}$: Leading variable action
 $\gamma_{Q,i}$: Partial factor for non-leading variable actions
 $\psi_{0,i}$: Coefficient for combination value
 $Q_{k,i}$: Other variable actions

Εικόνα 2-81: DS1 – Οριακή Κατάσταση Αστοχίας για τον έλεγχο αντοχής μελών (EN1990, εξ. 6.10)

DS2 - Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (SLS - Characteristic): (Εικόνα 2-82) Κυρίως για μη αναστρέψιμες καταστάσεις λειτουργικότητας.

EN 1990 | ELOT | 2009-01
SLS - Characteristic

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

$G_{k,j}$: Permanent actions
 P : Pre-stressing action
 $Q_{k,1}$: Leading variable action
 $\psi_{0,i}$: Coefficient for combination value
 $Q_{k,i}$: Other variable actions

Εικόνα 2-82: DS2 - Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας – Χαρακτηριστικός συνδυασμός (EN 1990, 6.14b)

DS3 - Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (SLS - Frequent): (Εικόνα 2-83) Για αναστρέψιμες καταστάσεις λειτουργικότητας.

EN 1990 | ELOT | 2009-01
SLS - Frequent

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

$G_{k,j}$: Permanent actions
 P : Pre-stressing action
 $\psi_{1,1}$: Coefficient for frequent value
 $Q_{k,1}$: Leading variable action
 $\psi_{2,i}$: Coefficient for quasi-permanent value
 $Q_{k,i}$: Other variable actions

Εικόνα 2-83: DS3 - Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας – Συχνός συνδυασμός (EN 1990, 6.15b)

DS4 - Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (SLS - Quasi-permanent): (Εικόνα 2-84) Είναι καθοριστική για τον έλεγχο μακροχρόνιων παραμορφώσεων.

EN 1990 | ELOT | 2009-01
SLS - Quasi-permanent

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$G_{k,j}$: Permanent actions
 P : Pre-stressing action
 $\psi_{2,i}$: Coefficient for quasi-permanent value
 $Q_{k,i}$: Variable actions

Εικόνα 2-84: DS4 - Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας - Σχεδόν μόνιμος συνδυασμός (EN1990, 6.16b)

DS5 - Σεισμική Μάζα (Seismic Mass): (Εικόνα 2-85) Χρησιμοποιήθηκε αποκλειστικά για τον υπολογισμό των μαζών στην ιδιομορφική ανάλυση (LC13).

EN 1990 | ELOT | 2009-01
Seismic/Mass Combination - $\psi_{E,i}$

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

$$\psi_{E,i} = \varphi \psi_{2,i}$$

$G_{k,j}$: Permanent actions
 $Q_{k,i}$: Variable actions
 φ : Coefficient according to EN 1998, Table 4.2
 $\psi_{2,i}$: Coefficient for quasi-permanent value

Εικόνα 2-85: DS5 - Συνδυασμός για την λήψη της σεισμικής μάζας στην ιδιομορφική ανάλυση (EN1990, 3.17)

DS6 - Οριακή Κατάσταση Αστοχίας για Συνδέσεις (ULS - STR/GEO): (Εικόνα 2-81) Η χρήση της προορίζεται αποκλειστικά για τον έλεγχο των μεταλλικών συνδέσεων. Επειδή το λογισμικό παράγει υπο μοντέλα για τον έλεγχο κάθε σύνδεσης, η ταυτόχρονη επίλυση πολλών συνδυασμών ήταν χρονοβόρα και δυσχερείς. Επομένως, στο DS6 εντάχθηκαν επιλεκτικά μόνο οι πιο ακραίοι και δυσμενείς συνδυασμοί του DS1, οι επιλογή των οποίων παρουσιάζεται αναλυτικά στο κεφάλαιο των συνδέσεων, βελτιστοποιώντας έτσι τον απαιτούμενο χρόνο επίλυσης.

DS7 - Σεισμική Κατάσταση Σχεδιασμού (Accidental / Seismic): (Εικόνα 2-86) ενσωματώνει τη σεισμική δράση από το φάσμα απόκρισης (LC14) ταυτόχρονα με τα μόνιμα φορτία και την ψ_2 τιμή των κινητών φορτίων.

EN 1990 | ELOT | 2009-01
ULS (STR/GEO) - Seismic

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$G_{k,j}$: Permanent actions
 P : Pre-stressing action
 A_{Ed} : Earthquake action
 $\psi_{2,i}$: Coefficient for quasi-permanent value
 $Q_{k,i}$: Variable actions

Εικόνα 2-86: DS7 - Οριακή Κατάσταση Αστοχίας - Σεισμικός συνδυασμός (EN 1998-1, 3.17)

DS8 - Έκτακτη Κατάσταση Πυρκαγιάς (Accidental - Fire): (Εικόνα 2-87) Διαμορφώθηκε για να ελεγχθεί η συμπεριφορά και η πυραντοχή των μεταλλικών μελών σε συνθήκες πυρκαγιάς.

EN 1990 | ELOT | 2009-01
ULS (STR/GEO) - Accidental - psi-2,1

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + A_d + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$G_{k,j}$: Permanent actions
 P : Pre-stressing action
 A_d : Accidental action
 ψ_2 : Coefficient for quasi-permanent value
 $Q_{k,1}$: Leading variable action
 $Q_{k,i}$: Other variable actions

Εικόνα 2-87: DS8 - Οριακή Κατάσταση Αστοχίας - Έκτακτη Κατάσταση Πυρκαγιάς (EN 1990, 6.11)

Με βάση αυτούς τους κανόνες, το λογισμικό δημιούργησε τους Συνδυασμούς Δράσεων (*Action Combinations*), καθορίζοντας ποιες κατηγορίες φορτίων μπορούν φυσικά να συνυπάρξουν (π.χ. Μόνιμα + Κινητά + Άνεμος, Μόνιμα + Χιόνι κ.ο.κ.).

List		
ULS	AC1	1.35 * A1
ULS	AC2	1.35 * A1 + 1.50 * A2
ULS	AC3	1.35 * A1 + 1.50 * A2 + 0.90 * A3
ULS	AC4	1.35 * A1 + 1.50 * A2 + 0.90 * A3 + 1.05 * A5
ULS	AC5	1.35 * A1 + 1.50 * A2 + 1.05 * A5
ULS	AC6	1.35 * A1 + 1.50 * A3
ULS	AC7	1.35 * A1 + 0.75 * A2 + 1.50 * A3
ULS	AC8	1.35 * A1 + 0.75 * A2 + 1.50 * A3 + 1.05 * A5
ULS	AC9	1.35 * A1 + 1.50 * A3 + 1.05 * A5
ULS	AC10	1.35 * A1 + 1.50 * A5
ULS	AC11	1.35 * A1 + 0.75 * A2 + 1.50 * A5
ULS	AC12	1.35 * A1 + 0.75 * A2 + 0.90 * A3 + 1.50 * A5
ULS	AC13	1.35 * A1 + 0.90 * A3 + 1.50 * A5
S Ch	AC14	A1
S Ch	AC15	A1 + A2
S Ch	AC16	A1 + A2 + 0.60 * A3
S Ch	AC17	A1 + A2 + 0.60 * A3 + 0.70 * A5
S Ch	AC18	A1 + A2 + 0.70 * A5
S Ch	AC19	A1 + A3
S Ch	AC20	A1 + 0.50 * A2 + A3
S Ch	AC21	A1 + 0.50 * A2 + A3 + 0.70 * A5
S Ch	AC22	A1 + A3 + 0.70 * A5
S Ch	AC23	A1 + A5
S Ch	AC24	A1 + 0.50 * A2 + A5
S Ch	AC25	A1 + 0.50 * A2 + 0.60 * A3 + A5
S Ch	AC26	A1 + 0.60 * A3 + A5
S Fr	AC27	A1
S Fr	AC28	A1 + 0.20 * A2
S Fr	AC29	A1 + 0.20 * A2 + 0.00 * A3
S Fr	AC30	A1 + 0.20 * A2 + 0.00 * A3 + 0.60 * A5
S Fr	AC31	A1 + 0.20 * A2 + 0.60 * A5
S Fr	AC32	A1 + 0.20 * A3
S Fr	AC33	A1 + 0.00 * A2 + 0.20 * A3
S Fr	AC34	A1 + 0.00 * A2 + 0.20 * A3 + 0.60 * A5
S Fr	AC35	A1 + 0.20 * A3 + 0.60 * A5
S Fr	AC36	A1 + 0.70 * A5
S Fr	AC37	A1 + 0.00 * A2 + 0.70 * A5
S Fr	AC38	A1 + 0.00 * A2 + 0.00 * A3 + 0.70 * A5
S Fr	AC39	A1 + 0.00 * A3 + 0.70 * A5
S Qp	AC40	A1
S Op	AC41	A1 + 0.00 * A2
S Qp	AC42	A1 + 0.00 * A2 + 0.00 * A3
S Op	AC43	A1 + 0.00 * A2 + 0.00 * A3 + 0.60 * A5
S Qp	AC44	A1 + 0.00 * A2 + 0.60 * A5
S Op	AC45	A1 + 0.00 * A3
S Qp	AC46	A1 + 0.00 * A3 + 0.60 * A5
S Op	AC47	A1 + 0.60 * A5
SE/M	AC48	A1 + 0.60 * A5
SEIS	AC49	A1/p + 0.00 * A2 + 0.00 * A3 + A4 + 0.60 * A5
ACC	AC50	A1
ACC	AC51	A1 + 0.00 * A2
ACC	AC52	A1 + 0.00 * A2 + 0.00 * A3
ACC	AC53	A1 + 0.00 * A2 + 0.00 * A3 + 0.60 * A5
ACC	AC54	A1 + 0.00 * A2 + 0.60 * A5
ACC	AC55	A1 + 0.00 * A3
ACC	AC56	A1 + 0.00 * A3 + 0.60 * A5
ACC	AC57	A1 + 0.60 * A5

Εικόνα 2-88: Λίστα συνδυασμού Δράσεων

Τέλος, από τους Συνδυασμούς Δράσεων παρήχθησαν αυτόματα οι τελικοί 163 Συνδυασμοί Φορτίσεων (*Load Combinations*), οι οποίοι εφαρμόζουν τις μεμονωμένες φορτίσεις οι οποίοι φαίνονται στην παρακάτω Εικόνα 2-89:

List

ULS	CO1	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2$	S Ch	CO88	$LC1 + LC2 + LC4 + 0.70 * LC3$
ULS	CO2	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC4$	S Ch	CO89	$LC1 + LC2 + LC5$
ULS	CO3	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC4 + 0.90 * LC5$	S Ch	CO90	$LC1 + LC2 + LC6$
ULS	CO4	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC4 + 0.90 * LC6$	S Ch	CO91	$LC1 + LC2 + LC7$
ULS	CO5	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC4 + 0.90 * LC7$	S Ch	CO92	$LC1 + LC2 + LC8$
ULS	CO6	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC4 + 0.90 * LC8$	S Ch	CO93	$LC1 + LC2 + LC9$
ULS	CO7	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC4 + 0.90 * LC9$	S Ch	CO94	$LC1 + LC2 + LC10$
ULS	CO8	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC4 + 0.90 * LC10$	S Ch	CO95	$LC1 + LC2 + LC11$
ULS	CO9	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC4 + 0.90 * LC11$	S Ch	CO96	$LC1 + LC2 + LC12$
ULS	CO10	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC4 + 0.90 * LC12$	S Ch	CO97	$LC1 + LC2 + 0.50 * LC4 + LC5$
ULS	CO11	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC4 + 0.90 * LC5 + 1.05 * LC3$	S Ch	CO98	$LC1 + LC2 + 0.50 * LC4 + LC6$
ULS	CO12	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC4 + 0.90 * LC6 + 1.05 * LC3$	S Ch	CO99	$LC1 + LC2 + 0.50 * LC4 + LC7$
ULS	CO13	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC4 + 0.90 * LC7 + 1.05 * LC3$	S Ch	CO100	$LC1 + LC2 + 0.50 * LC4 + LC8$
ULS	CO14	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC4 + 0.90 * LC8 + 1.05 * LC3$	S Ch	CO101	$LC1 + LC2 + 0.50 * LC4 + LC9$
ULS	CO15	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC4 + 0.90 * LC9 + 1.05 * LC3$	S Ch	CO102	$LC1 + LC2 + 0.50 * LC4 + LC10$
ULS	CO16	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC4 + 0.90 * LC10 + 1.05 * LC3$	S Ch	CO103	$LC1 + LC2 + 0.50 * LC4 + LC11$
ULS	CO17	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC4 + 0.90 * LC11 + 1.05 * LC3$	S Ch	CO104	$LC1 + LC2 + 0.50 * LC4 + LC12$
ULS	CO18	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC4 + 0.90 * LC12 + 1.05 * LC3$	S Ch	CO105	$LC1 + LC2 + 0.50 * LC4 + LC5 + 0.70 * LC3$
ULS	CO19	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC4 + 1.05 * LC3$	S Ch	CO106	$LC1 + LC2 + 0.50 * LC4 + LC6 + 0.70 * LC3$
ULS	CO20	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC5$	S Ch	CO107	$LC1 + LC2 + 0.50 * LC4 + LC7 + 0.70 * LC3$
ULS	CO21	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC6$	S Ch	CO108	$LC1 + LC2 + 0.50 * LC4 + LC8 + 0.70 * LC3$
ULS	CO22	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC7$	S Ch	CO109	$LC1 + LC2 + 0.50 * LC4 + LC9 + 0.70 * LC3$
ULS	CO23	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC8$	S Ch	CO110	$LC1 + LC2 + 0.50 * LC4 + LC10 + 0.70 * LC3$
ULS	CO24	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC9$	S Ch	CO111	$LC1 + LC2 + 0.50 * LC4 + LC11 + 0.70 * LC3$
ULS	CO25	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC10$	S Ch	CO112	$LC1 + LC2 + 0.50 * LC4 + LC12 + 0.70 * LC3$
ULS	CO26	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC11$	S Ch	CO113	$LC1 + LC2 + LC5 + 0.70 * LC3$
ULS	CO27	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC12$	S Ch	CO114	$LC1 + LC2 + LC6 + 0.70 * LC3$
ULS	CO28	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 1.50 * LC5$	S Ch	CO115	$LC1 + LC2 + LC7 + 0.70 * LC3$
ULS	CO29	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 1.50 * LC6$	S Ch	CO116	$LC1 + LC2 + LC8 + 0.70 * LC3$
ULS	CO30	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 1.50 * LC7$	S Ch	CO117	$LC1 + LC2 + LC9 + 0.70 * LC3$
ULS	CO31	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 1.50 * LC8$	S Ch	CO118	$LC1 + LC2 + LC10 + 0.70 * LC3$
ULS	CO32	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 1.50 * LC9$	S Ch	CO119	$LC1 + LC2 + LC11 + 0.70 * LC3$
ULS	CO33	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 1.50 * LC10$	S Ch	CO120	$LC1 + LC2 + LC12 + 0.70 * LC3$
ULS	CO34	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 1.50 * LC11$	S Ch	CO121	$LC1 + LC2 + LC3$
ULS	CO35	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 1.50 * LC12$	S Ch	CO122	$LC1 + LC2 + 0.50 * LC4 + LC3$
ULS	CO36	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 1.50 * LC5 + 1.05 * LC3$	S Ch	CO123	$LC1 + LC2 + 0.50 * LC4 + 0.60 * LC5 + LC3$
ULS	CO37	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 1.50 * LC6 + 1.05 * LC3$	S Ch	CO124	$LC1 + LC2 + 0.50 * LC4 + 0.60 * LC6 + LC3$
ULS	CO38	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 1.50 * LC7 + 1.05 * LC3$	S Ch	CO125	$LC1 + LC2 + 0.50 * LC4 + 0.60 * LC7 + LC3$
ULS	CO39	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 1.50 * LC8 + 1.05 * LC3$	S Ch	CO126	$LC1 + LC2 + 0.50 * LC4 + 0.60 * LC8 + LC3$
ULS	CO40	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 1.50 * LC9 + 1.05 * LC3$	S Ch	CO127	$LC1 + LC2 + 0.50 * LC4 + 0.60 * LC9 + LC3$
ULS	CO41	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 1.50 * LC10 + 1.05 * LC3$	S Ch	CO128	$LC1 + LC2 + 0.50 * LC4 + 0.60 * LC10 + LC3$
ULS	CO42	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 1.50 * LC11 + 1.05 * LC3$	S Ch	CO129	$LC1 + LC2 + 0.50 * LC4 + 0.60 * LC11 + LC3$
ULS	CO43	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 1.50 * LC12 + 1.05 * LC3$	S Ch	CO130	$LC1 + LC2 + 0.50 * LC4 + 0.60 * LC12 + LC3$
ULS	CO44	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC5 + 1.05 * LC3$	S Ch	CO131	$LC1 + LC2 + 0.60 * LC5 + LC3$
ULS	CO45	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC6 + 1.05 * LC3$	S Ch	CO132	$LC1 + LC2 + 0.60 * LC6 + LC3$
ULS	CO46	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC7 + 1.05 * LC3$	S Ch	CO133	$LC1 + LC2 + 0.60 * LC7 + LC3$
ULS	CO47	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC8 + 1.05 * LC3$	S Ch	CO134	$LC1 + LC2 + 0.60 * LC8 + LC3$
ULS	CO48	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 1.50 * LC10 + 1.05 * LC3$	S Ch	CO135	$LC1 + LC2 + 0.60 * LC9 + LC3$
ULS	CO49	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 1.50 * LC11 + 1.05 * LC3$	S Ch	CO136	$LC1 + LC2 + 0.60 * LC10 + LC3$
ULS	CO50	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 1.50 * LC12 + 1.05 * LC3$	S Ch	CO137	$LC1 + LC2 + 0.60 * LC11 + LC3$
ULS	CO51	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC5 + 1.05 * LC3$	S Ch	CO138	$LC1 + LC2 + 0.60 * LC12 + LC3$
ULS	CO52	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC6 + 1.05 * LC3$	S Fr	CO139	$LC1 + LC2$
ULS	CO53	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC7 + 1.05 * LC3$	S Fr	CO140	$LC1 + LC2 + 0.20 * LC4$
ULS	CO54	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC8 + 1.05 * LC3$	S Fr	CO141	$LC1 + LC2 + 0.20 * LC4 + 0.60 * LC3$
ULS	CO55	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC9 + 1.05 * LC3$	S Fr	CO142	$LC1 + LC2 + 0.20 * LC5$
ULS	CO56	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC10 + 1.05 * LC3$	S Fr	CO143	$LC1 + LC2 + 0.20 * LC6$
ULS	CO57	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC11 + 1.05 * LC3$	S Fr	CO144	$LC1 + LC2 + 0.20 * LC7$
ULS	CO58	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC12 + 1.05 * LC3$	S Fr	CO145	$LC1 + LC2 + 0.20 * LC8$
ULS	CO59	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 1.50 * LC5 + 1.05 * LC3$	S Fr	CO146	$LC1 + LC2 + 0.20 * LC9$
ULS	CO60	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 1.50 * LC6 + 1.05 * LC3$	S Fr	CO147	$LC1 + LC2 + 0.20 * LC10$
ULS	CO61	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 1.50 * LC7 + 1.05 * LC3$	S Fr	CO148	$LC1 + LC2 + 0.20 * LC11$
ULS	CO62	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 1.50 * LC8 + 1.05 * LC3$	S Fr	CO149	$LC1 + LC2 + 0.20 * LC12$
ULS	CO63	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.90 * LC6 + 1.50 * LC3$	S Fr	CO150	$LC1 + LC2 + 0.20 * LC5 + 0.60 * LC3$
ULS	CO64	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.90 * LC7 + 1.50 * LC3$	S Fr	CO151	$LC1 + LC2 + 0.20 * LC6 + 0.60 * LC3$
ULS	CO65	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.90 * LC8 + 1.50 * LC3$	S Fr	CO152	$LC1 + LC2 + 0.20 * LC7 + 0.60 * LC3$
ULS	CO66	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.90 * LC9 + 1.50 * LC3$	S Fr	CO153	$LC1 + LC2 + 0.20 * LC8 + 0.60 * LC3$
ULS	CO67	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.90 * LC10 + 1.50 * LC3$	S Fr	CO154	$LC1 + LC2 + 0.20 * LC9 + 0.60 * LC3$
ULS	CO68	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.90 * LC11 + 1.50 * LC3$	S Fr	CO155	$LC1 + LC2 + 0.20 * LC10 + 0.60 * LC3$
ULS	CO69	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.90 * LC12 + 1.50 * LC3$	S Fr	CO156	$LC1 + LC2 + 0.20 * LC11 + 0.60 * LC3$
S Ch	CO70	$LC1 + LC2$	S Fr	CO157	$LC1 + LC2 + 0.20 * LC12 + 0.60 * LC3$
S Ch	CO71	$LC1 + LC2 + LC4$	S Fr	CO158	$LC1 + LC2 + 0.70 * LC3$
S Ch	CO72	$LC1 + LC2 + LC4 + 0.60 * LC5$	S Op	CO159	$LC1 + LC2$
S Ch	CO73	$LC1 + LC2 + LC4 + 0.60 * LC6$	SE/M	CO160	$LC1 + LC2 + 0.60 * LC3$
S Ch	CO74	$LC1 + LC2 + LC4 + 0.60 * LC7$	ACC	CO161	$LC1 + LC2 + 0.60 * LC3$
S Ch	CO75	$LC1 + LC2 + LC4 + 0.60 * LC8$	ACC	CO162	$LC1 + LC2$
S Ch	CO76	$LC1 + LC2 + LC4 + 0.60 * LC9$		CO163	$LC1 + LC2 + 0.60 * LC3$
S Ch	CO77	$LC1 + LC2 + LC4 + 0.80 * LC10$			
S Ch	CO78	$LC1 + LC2 + LC4 + 0.80 * LC11$			
S Ch	CO79	$LC1 + LC2 + LC4 + 0.80 * LC12$			
S Ch	CO80	$LC1 + LC2 + LC4 + 0.60 * LC5 + 0.70 * LC3$			
S Ch	CO81	$LC1 + LC2 + LC4 + 0.60 * LC6 + 0.70 * LC3$			
S Ch	CO82	$LC1 + LC2 + LC4 + 0.60 * LC7 + 0.70 * LC3$			
S Ch	CO83	$LC1 + LC2 + LC4 + 0.60 * LC8 + 0.70 * LC3$			
S Ch	CO84	$LC1 + LC2 + LC4 + 0.60 * LC9 + 0.70 * LC3$			
S Ch	CO85	$LC1 + LC2 + LC4 + 0.60 * LC10 + 0.70 * LC3$			
S Ch	CO86	$LC1 + LC2 + LC4 + 0.60 * LC11 + 0.70 * LC3$			
S Ch	CO87	$LC1 + LC2 + LC4 + 0.60 * LC12 + 0.70 * LC3$			

Εικόνα 2-89: Τελική λίστα 163 συνδυασμών φορτίσεων που προκύπτει από τον συνδυασμό δράσεων

Δημιουργήθηκαν συνολικά 181 Συνδυασμοί Φορτίσεων, οι οποίοι κατανέμονται αναλυτικά ως εξής:

- DS1 - 69 συνδυασμοί στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ULS)
- DS2 - 69 συνδυασμοί στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (SLS Characteristic)
- DS3 - 20 συνδυασμοί στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (SLS Frequent)
- DS4 - 2 συνδυασμοί στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (SLS Quasi-permanent)
- DS5 - 1 συνδυασμός για τον υπολογισμό της Σεισμικής Μάζας (Seismic Mass)
- DS8 - 2 συνδυασμοί για τη Τυχηματική Κατάσταση Πυρκαγιάς (Accidental - Fire):
- DS6 - Ανατέθηκαν Επιλεγμένοι συνδυασμοί από το DS1 για τον έλεγχο των Συνδέσεων (κεφάλαιο συνδέσεων)

	Count
Load Cases	14
Actions	5
Design Situations	8
Action Combinations	57
Load Combinations	163
Result Combinations	1

Εικόνα 2-90: Πίνακας συνόλου φορτίσεων

Περιβάλλουσα Σεισμικού Συνδυασμού DS7 - Result Combination για το DS7

Σχετικά με τις Καταστάσεις Σχεδιασμού (DS1 έως DS8) που περιγράφηκαν παραπάνω, σημειώνεται ότι ειδικά για τη Σεισμική Κατάσταση Σχεδιασμού (DS7) αντί της χρήσης πολλαπλών μεμονωμένων Συνδυασμών Φορτίσεων (*Load Combinations*), διαμορφώθηκε ένας τελικός Συνδυασμός Αποτελεσμάτων (*Result Combination - RC1*). Ο συνδυασμός αυτός λειτουργεί ως μια συνολική περιβάλλουσα των σεισμικών δράσεων. Η περιβάλλουσα αυτή συντίθεται απευθείας από τις βασικές φορτιστικές καταστάσεις (*Load Cases*). Το πρόγραμμα αθροίζει τα φορτία πολλαπλασιασμένα με τους συντελεστές που ορίζει η Εικόνα 2-91.

EN 1990 | ELOT | 2009-01
ULS (STR/GEO) - Seismic

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$G_{k,j}$: Permanent actions
 P : Pre-stressing action
 A_{Ed} : Earthquake action
 $\psi_{2,i}$: Coefficient for quasi-permanent value
 $Q_{k,i}$: Variable actions

Εικόνα 2-91: Περιβάλλουσα σεισμικού συνδυασμού - Συνδυασμός Αποτελέσματος

Η τελική μορφή του συνδυασμού διαμορφώνεται ως εξής:

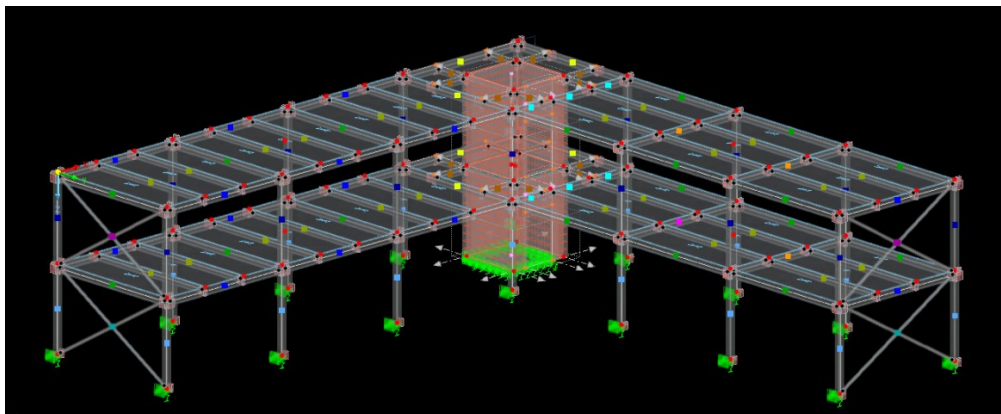
$$\text{SEIS} \quad | \quad RC1 \quad | \quad LC1/p + LC2/p + 0.00 * LC4 + 0.00 * LC5 \text{ or to } 0.00 * LC12 + LC14 | SRSS/p + 0.60 * LC3$$

Δηλαδή, $1.00 * LC1$ (Ίδιο Βάρος) + $1.00 * LC2$ (Πρόσθετα Μόνιμα) + $0.60 * LC3$ (Κινητά Φορτία) + $1.00 * LC14$ (Σεισμός από την Ανάλυση Φάσματος)

Η λογική αυτής της εξίσωσης βασίζεται στη φύση του φορτίου LC14. Επειδή το LC14 σεισμικής δύναμης προέρχεται από δυναμική ανάλυση φάσματος, δεν αποτελεί μια απλή στατική δύναμη προς μία κατεύθυνση, αλλά εμπεριέχει ήδη εσωτερικά την ταλάντωση του κτιρίου δηλαδή τις εναλλαγές πρόσημου συν πλην. Επομένως, προσθέτοντας αυτό το σεισμικό φορτίο στα σταθερά κατακόρυφα φορτία από τα οποία τα κινητά συμμετέχουν με τη σχεδόν μόνιμη τιμή τους βάσει του 0.60, το λογισμικό βρίσκει αυτόματα και αποθηκεύει τα απόλυτα μέγιστα και ελάχιστα εντατικά μεγέθη. Βάσει αυτής της τελικής περιβάλλουσας, πραγματοποιούνται οι έλεγχοι αντοχής του φέροντος οργανισμού έναντι σεισμού.

2.9 Επιλογή Διατομών

Κατά τα αρχικά στάδια της μελέτης επιλέχθηκαν συντηρητικά μεγαλύτερες διατομές για τα δομικά μέλη του φορέα. Μέσω επαναληπτικής διαδικασίας ανάλυσης και διαστασιολόγησης, οι διατομές αυτές μειώθηκαν. Στόχος της συγκεκριμένης προσέγγισης ήταν η βελτιστοποίηση του μεταλλικού σκελετού μέχρι να επιτευχθούν οι επιθυμητοί και ασφαλείς βαθμοί εκμετάλλευσης για κάθε μέλος, εξασφαλίζοντας παράλληλα τη βέλτιστη οικονομία της κατασκευής. Παρακάτω παρουσιάζονται οι *Τελικές* επιλεγμένες διατομές που εισήχθησαν στο υπολογιστικό μοντέλο για την έναρξη της σεισμικής ανάλυσης. Επισημαίνεται ότι ο αναλυτικός έλεγχος επάρκειας, οι τελικοί βαθμοί εκμετάλλευσης, καθώς και η διαστασιολόγηση όλων των μελών του μεταλλικού φορέα και του οπλισμένου σκυροδέματος θα παρουσιαστούν στα αντίστοιχα κεφάλαια της διαστασιολόγησης.



Εικόνα 2-92: Τελικές επιλεγμένες διατομές στο μοντέλο προσομοίωσης RFEM6

Ως αποτέλεσμα της παραπάνω επαναληπτικής διαδικασίας, οι τελικές διατομές που επιλέχθηκαν και εφαρμόστηκαν στο μοντέλο για την εκτέλεση της σεισμικής ανάλυσης είναι οι εξής:

Υποστυλώματα: *HE 220 B*.

Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας: Κυκλικές κοίλες διατομές *CHS 114.3x5*.

Κύριες δοκοί (παράλληλες στον καθολικό άξονα Υ): *Σύμμικτες διατομές IPE 330*.

Κύριες δοκοί (παράλληλες στον καθολικό άξονα Χ): *Αμιγώς χαλύβδινες διατομές IPE 330* κάθετες στις δευτερεύουσες δοκούς.

Δευτερεύουσες ενδιάμεσες δοκοί: *Σύμμικτες διατομές IPE 270*.

Συνδετήριες δοκοί: *Αμιγώς χαλύβδινες διατομές IPE 300*, οι οποίες αναλαμβάνουν τη σύνδεση του μεταλλικού φορέα με τον πυρήνα οπλισμένου σκυροδέματος.

Ο κεντρικός πυρήνας του κτιρίου προσομοιώθηκε ως τοίχωμα διάτμησης (shear wall section) με διατομή σχήματος U. Επιπλέον, για τη γεφύρωση του ανοίγματος της θύρας του κλιμακοστασίου και την ορθή μεταφορά των εντατικών μεγεθών, ορίστηκε στο συγκεκριμένο τμήμα του πυρήνα υψίκορμη δοκός (Deep Beam). Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και η διαστασιολόγηση των διατομών αυτών θα αναλυθούν στο αντίστοιχο κεφάλαιο.

List	
3	IPE 300 3 - S355
14	RSECTION core concrete design 2 - C30/37
16	IPE 270 3 - S355
24	CHS 114.3x5.0 3 - S355
25	IPE 330 3 - S355
28	HE 220 B 3 - S355
29	RSECTION 2 - C30/37
30	RSECTION 2 - C30/37
31	R_M1 250/1400 2 - C30/37 Deep Beam 1.1
32	R_M1 250/1400 2 - C30/37 Deep Beam 2.1

Εικόνα 2-93: Τελικές επιλεγμένες διατομές

Για την σωστή απόδοση της συμπεριφοράς του κτιρίου στις σεισμικές δράσεις, εφαρμόστηκε *ημιάκαμπτο (semi-rigid)* διάφραγμα τόσο στη στάθμη του ορόφου όσο και στη στάθμη του δώματος, εξασφαλίζοντας τη ρεαλιστική οριζόντια μετακίνηση των κόμβων. Η επιλογή της ημιάκαμπτης λειτουργίας, αντί ενός πλήρως άκαμπτου διαφράγματος, επιλέχτηκε καθώς η πλάκα της κατασκευής δεν είναι απλή συμπαγής πλάκα σκυροδέματος, αλλά σύμμικτη πλάκα εδραζόμενη επί των μεταλλικών δοκών. Αυτή η προσέγγιση αποτελεί μια παραδοχή υπέρ της ασφάλειας για την ακριβή κατανομή των τεμνουσών δυνάμεων.

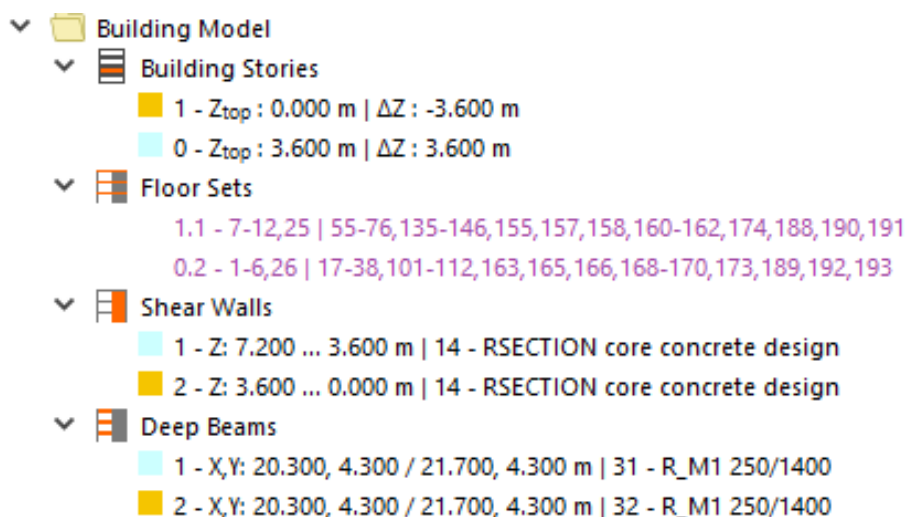
Modeling

Floor diaphragms

Semi-Rigid

Εικόνα 2-94: Επιλογή ημιάκαμπτου διαφράγματος

Συνοψίζοντας, το σύνολο των παραδοχών και των επιλογών προσομοίωσης αποτυπώνεται στην δομή του υπολογιστικού μοντέλου (Building Model) που παρουσιάζεται στην Εικόνα 2-95. Όπως διακρίνεται έχουν οριστεί οι στάθμες των ορόφων με την αρχή του κατακόρυφου άξονα $Z=0$ να βρίσκεται στην κορυφή του κτιρίου και φορά προς τα κάτω, τα τοιχώματα διάτμησης του πυρήνα (Shear Walls) και οι υψίκορμες δοκοί (Deep Beams). Σημαντικός είναι και ο ορισμός των ομάδων ορόφων (Floor Sets) για τη σωστή εξαγωγή και αξιολόγηση των αποτελεσμάτων της σεισμικής ανάλυσης, όπως για παράδειγμα ο υπολογισμός και ο έλεγχος των σχετικών μετακινήσεων μεταξύ των ορόφων (interstory drifts).



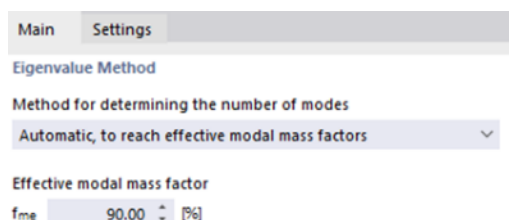
Εικόνα 2-95: Σύνολο ρυθμίσεων στο υπολογιστικό μοντέλο κτιρίου - Building Model

3 ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

3.1 Θεωρητικό Υπόβαθρο και Απαιτήσεις Ευρωκώδικα 8

Σκοπός της ιδιομορφικής ανάλυσης είναι ο προσδιορισμός των δυναμικών χαρακτηριστικών του κτιρίου, δηλαδή των ιδιοπεριόδων T , των ιδιοσυχνοτήτων f και των αντίστοιχων ιδιομορφών ταλάντωσης mode shapes, λαμβάνοντας υπόψη τη χωρική κατανομή της μάζας και της δυσκαμψίας του συστήματος.

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, για την εφαρμογή της Ανάλυσης Φάσματος Απόκρισης (Response Spectrum Analysis), επιβάλλεται η συμμετοχή επαρκούς αριθμού ιδιομορφών, ώστε να εξασφαλίζεται ότι η δυναμική απόκριση του φορέα αποδίδεται με ακρίβεια. Συγκεκριμένα, όπως αναφέρθηκε και στο κεφάλαιο των σεισμικών δράσεων ο Ευρωκώδικας 8 ορίζει ότι το άθροισμα των ενεργών ιδιομορφικών μαζών (effective modal masses) για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη πρέπει να ανέρχεται τουλάχιστον στο 90% της συνολικής μάζας της κατασκευής, ξεχωριστά για κάθε μία από τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις διέγερσης (X και Y). Αντί να οριστεί ένας αυθαίρετος αριθμός ιδιομορφών, το λογισμικό όπως σημειώθηκε ρυθμίστηκε να υπολογίζει αυτόματα όσες ιδιομορφές απαιτούνται προκειμένου να ικανοποιηθεί ρητά το παραπάνω κανονιστικό όριο (Εικόνα 3-1)



Εικόνα 3-1: Αυτόματος καθορισμός αριθμού ιδιομορφών με κριτήριο την επίτευξη συμμετοχής 90% της ενεργού ιδιομορφικής μάζας, απαιτήθηκαν 13 Ιδιομορφές

3.2 Αποτελέσματα Ιδιοσυχνοτήτων και Ιδιοπεριοδών

Στον Πίνακα παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα των ιδιοτιμών, των συχνοτήτων ω , των ιδιοσυχνοτήτων f και των ιδιοπεριοδών T για το σύνολο των 13 ιδιομορφών του κτιρίου, όπως αυτές προέκυψαν από την επίλυση.

Πίνακας 3-1: Ιδιομορφές, Ιδιοσυχνότητες και Ιδιοπερίοδοι

Mode No.	Eigenvalue λ [$1/s^2$]	Angular Frequency ω [rad/s]	Natural Frequency f [Hz]	Natural Period T [s]
1	103.865	10.191	1.622	0.617
2	117.581	10.843	1.726	0.579
3	469.956	21.678	3.450	0.290
4	1620.123	40.251	6.406	0.156
5	1620.150	40.251	6.406	0.156
6	1620.538	40.256	6.407	0.156
7	1620.742	40.258	6.407	0.156
8	1620.746	40.258	6.407	0.156
9	1620.806	40.259	6.407	0.156
10	1620.911	40.261	6.408	0.156
11	1621.388	40.266	6.409	0.156
12	2787.494	52.797	8.403	0.119
13	4814.334	69.385	11.043	0.091

Όπως παρατηρείται, κύριες είναι οι δύο πρώτες ιδιομορφές, ενώ για την επίτευξη του στόχου του 90% της μάζας η ανάλυση επεκτάθηκε μέχρι τη 13η ιδιομορφή, όπου οι ιδιοπερίοδοι μειώνονται σημαντικά

(12η ιδιομορφή στα 0.119 s και 13η ιδιομορφή στα 0.091 s), δείχνοντας τη μετάβαση σε πολύ πιο δύσκαμπτες, τοπικές μορφές ταλάντωσης.

3.3 Ενεργός Ιδιομορφική Μάζα και Φαινόμενο Χωρικής Σύζευξης

Η αρχιτεκτονική μορφολογία του κτιρίου σε σχήμα Γ σε συνδυασμό με τη συγκέντρωση της δυσκαμψίας στον κεντρικό πυρήνα οπλισμένου σκυροδέματος, εισάγει εκκεντρότητα μεταξύ του Κέντρου Μάζας (ΚΜ) και του Κέντρου Δυσκαμψίας (ΚΔ). Η ασυμμετρία αυτή αποτυπώνεται παρακάτω (Πίνακας 3-2) ο οποίος περιλαμβάνει τις ενεργές ιδιομορφικές μάζες καθώς και τους συντελεστές ενεργού ιδιομορφικής μάζας για το σύνολο των ιδιομορφών.

Πίνακας 3-2: Ενεργές Ιδιομορφικές Μάζες και ποσοστά ενεργοποίησης ανά κατεύθυνση

Mode No.	Modal Mass	Effective Modal Mass - Translational Direction [kg]			Effective Modal Mass - Rotational Direction [kgm²]		
	M _i [kg]	m _{eX}	m _{eY}	m _{eZ}	m _{eqX}	m _{eqY}	m _{eqZ}
1	158216.8	169740.0	177260.0	0.0	91160.20	82731.60	1375760.00
2	211594.7	190966.0	172638.0	0.0	88761.20	92507.00	1033.90
3	67632.7	8091.1	10073.6	0.0	2110.21	1746.98	34706700....
4	146.9	0.0	0.0	0.0	0.96	1.13	0.00
5	169.5	0.1	0.0	0.0	0.78	2.22	317.49
6	215.9	0.6	1.2	0.0	0.04	3.51	0.01
7	129.8	9.6	0.3	0.0	6.49	218.77	5.94
8	107.8	1.4	8.5	0.0	182.91	29.54	0.23
9	115.7	21.5	20.8	0.0	541.57	565.87	3605.35
10	125.3	27.4	25.9	0.0	855.08	922.89	1.81
11	208.6	11.1	13.1	0.0	415.17	351.11	19.94
12	14270.6	227.2	702.7	0.0	1897.59	560.55	865.16
13	13378.2	11262.0	7000.1	0.0	223007.00	346863.00	1212920.00
Σ	466312.6	380358.0	367744.0	0.0	408940.00	526504.00	37301200....
Σ _M		419220.0	407426.0	0.0	1474890.00	1574240.00	40062600....
%		90.73 %	90.26 %		27.73 %	33.44 %	93.11 %
Mode No.	Factor for Effective Modal Mass - Translational Direction [--]			Factor for Effective Modal Mass - Rotational Direction [--]			
	f _{meX}	f _{meY}	f _{meZ}	f _{mepX}	f _{mepY}	f _{mepZ}	
1	0.405	0.435	0.000	0.062	0.053	0.034	
2	0.456	0.424	0.000	0.060	0.059	0.000	
3	0.019	0.025	0.000	0.001	0.001	0.866	
4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
7	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
10	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.000	
11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
12	0.001	0.002	0.000	0.001	0.000	0.000	
13	0.027	0.017	0.000	0.151	0.220	0.030	
Σ	0.907	0.903	0.000	0.277	0.334	0.931	
Σ _M							
%							

3.4 Συντελεστές Συμμετοχής

Οι συντελεστές συμμετοχής Γ δείχνουν τον βαθμό στον οποίο κάθε ιδιομορφή διεγείρεται όταν η κατασκευή υποβάλλεται σε μια ομοιόμορφη εδαφική επιτάχυνση κατά μια συγκεκριμένη κατεύθυνση. Στον Πίνακα 3-3, παρατίθενται οι τιμές των συντελεστών συμμετοχής για το σύνολο των δεκατριών ιδιομορφών της ανάλυσης.

Πίνακας 3-3: Συντελεστές Συμμετοχής Γ Ιδιομορφών

Mode No.	Modal Mass M_i [kg]	Participation Factors - Translational Direction [-]			Participation Factors - Rotational Direction [m]		
		Γ_X	Γ_Y	Γ_Z	$\Gamma_{\varphi X}$	$\Gamma_{\varphi Y}$	$\Gamma_{\varphi Z}$
1	158216.8	1.036	1.058	0.000	0.759	-0.723	2.949
2	211594.7	0.950	-0.903	0.000	-0.648	-0.661	-0.070
3	67632.7	0.346	0.386	0.000	0.177	-0.161	-22.653
4	146.9	-0.016	0.017	0.000	0.081	0.088	0.004
5	169.5	0.019	0.011	0.000	-0.068	0.114	1.369
6	215.9	-0.055	0.073	0.000	0.014	0.128	0.005
7	129.8	0.272	0.046	0.000	-0.224	1.298	0.214
8	107.8	0.113	-0.281	0.000	1.303	0.524	0.046
9	115.7	0.431	0.424	0.000	-2.163	2.211	5.581
10	125.3	-0.467	0.455	0.000	-2.612	-2.714	0.120
11	208.6	0.231	0.251	0.000	-1.411	1.297	0.309
12	14270.6	0.126	-0.222	0.000	0.365	-0.198	0.246
13	13378.2	-0.918	-0.723	0.000	4.083	-5.092	9.522
Σ	466312.6	2.069	0.593	0.000	-0.344	-3.889	-2.358

Εστιάζοντας και πάλι στις τρεις (3) κυρίαρχες ιδιομορφές, οι τιμές των συντελεστών συμμετοχής επιβεβαιώνουν τα συμπεράσματα των ενεργών μαζών:

Στις *Ιδιομορφές 1 και 2*, οι τιμές Γ_X και Γ_Y είναι της ίδιας τάξης μεγέθους, επιβεβαιώνοντας τη συζευγμένη, διαγώνια μεταφορική κίνηση των δύο πτερύγων. Στην *Ιδιομορφή 3*, ο στροφικός συντελεστής συμμετοχής λαμβάνει μια εξαιρετικά υψηλή τιμή ($\Gamma_{\varphi Z} = -22.6531$), γεγονός που αποδεικνύει ότι οποιαδήποτε εδαφική κίνηση που προκαλεί ροπή στρέψης θα ενεργοποιήσει αυτή τη συγκεκριμένη ιδιομορφή, καθιστώντας τον κεντρικό πυρήνα σκυροδέματος το *κύριο στοιχείο απόσβεσης αυτής της ενέργειας*.

3.5 Ερμηνεία και Συμπεράσματα

Παρότι απαιτήθηκαν 13 ιδιομορφές για την κάλυψη των κανονιστικών απαιτήσεων, η δυναμική συμπεριφορά του φορέα καθορίζεται πρακτικά από τις *τρεις πρώτες κυρίαρχες ιδιομορφές*, για τις οποίες εξάγονται τα εξής συμπεράσματα:

-Κυρίαρχες μεταφορικές Ιδιομορφές η 1η και 2η με φαινόμενο Χωρικής Σύζευξη (Spatial Coupling):

Από τη μελέτη του Πίνακα προκύπτει ότι η 1η Ιδιομορφή ($T_1 = 0.617$ s) και η 2η Ιδιομορφή ($T_2 = 0.579$ s) δεν αποτελούν καθαρές μεταφορικές ιδιομορφές κατά έναν άξονα. Αντίθετα, εμφανίζουν έντονη χωρική σύζευξη. Συγκεκριμένα, η 1η ιδιομορφή ενεργοποιεί σχεδόν ισοδύναμα το 40.50% της μάζας κατά X και το 43.50% κατά Y (με ελαφρώς μεγαλύτερη συμμετοχή κατά Y). Η 2η ιδιομορφή ενεργοποιεί το 45.60% κατά X και το 42.40% κατά Y (με ελαφρώς μεγαλύτερη συμμετοχή κατά X).

Το φαινόμενο αυτό ερμηνεύεται μηχανικά από τη γεωμετρία σχήματος Γ, η οποία αναγκάζει τις δύο πτέρυγες να ταλαντώνονται συνδυασμένα δηλαδή εμφανίζεται διαγώνια κίνηση στην κάτοψη κάτω από οποιαδήποτε οριζόντια διέγερση. Οι δύο αυτές ιδιομορφές μαζί κατορθώνουν να συγκεντρώσουν περίπου το 86% της συνολικής μεταφορικής μάζας του κτιρίου και στους δύο άξονες.

-Κυρίαρχη Στρεπτική 3η Ιδιομορφή:

Η 3η Ιδιομορφή ($T_3 = 0.290$ s) αναγνωρίζεται ως η κύρια στρεπτική ιδιομορφή του φορέα περί τον κατακόρυφο άξονα Z. Η ιδιομορφή αυτή συγκεντρώνει το 86.63% της στροφικής μάζας ($f_{m\varphi Z} = 0.8663$), ενώ η μεταφορική της συμμετοχή είναι αμελητέα (<2.5%).

Η εμφάνιση της καθαρής στρέψης στην 3η ιδιομορφή (και όχι στην 1η ή τη 2η) είναι θετική ένδειξη, καθώς επιβεβαιώνει ότι ο κεντρικός πυρήνας και τα συστήματα χιαστί προσφέρουν επαρκή στρεπτική δυσκαμψία, αποτρέποντας την πρόωγη εμφάνιση στρεπτικών αστοχιών.

3.6 Γραφική Απεικόνιση Ιδιομορφών

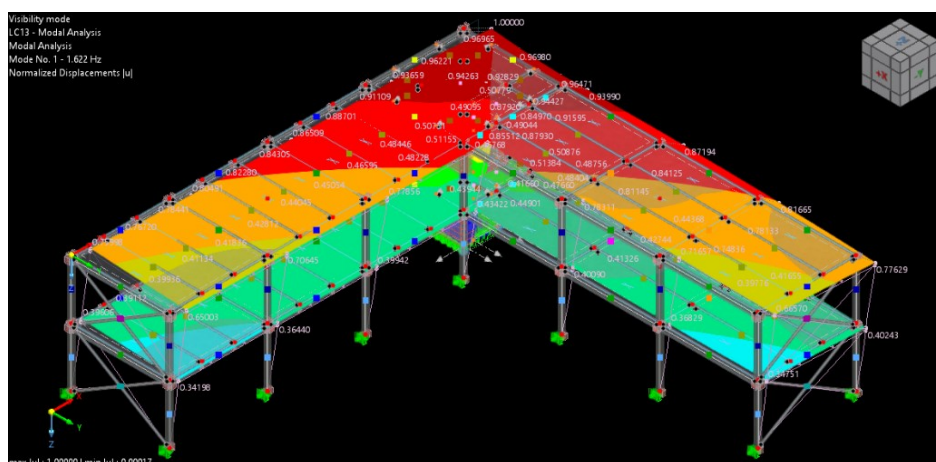
Στην παρούσα υποενότητα παρουσιάζονται τα σχήματα των τριών κύριων ιδιομορφών. Είναι σημαντικό να τονιστεί ότι οι παραμορφώσεις που αναγράφονται στα σχήματα *δεν* αποτελούν πραγματικές μετατοπίσεις σε μέτρα, αλλά κανονικοποιημένες ιδιομορφές. Η μέγιστη μετατόπιση είναι ίση με τη μονάδα (1.00) στη στάθμη του δώματος, αποτυπώνοντας την αναλογία της κίνησης σε κάθε σημείο του φορέα. Επιπλέον, σημειώνεται ότι οι ιδιομορφικές παραμορφώσεις έχουν σχεδιαστεί με συντελεστή μεγέθυνσης 1.20 (προσαύξηση 20%), προκειμένου να είναι αποτυπώνεται το σχήμα και η τάση της κίνησης του φορέα.

3.6.1 Γραφική Απεικόνιση Πρώτης Ιδιομορφής - $T_1 = 0.617 \text{ s}$

Όπως τεκμηριώθηκε στους προηγούμενους πίνακες, η πρώτη ιδιομορφή παρουσιάζει έντονη χωρική σύζευξη, συνδυάζοντας σχεδόν ισοδύναμη μεταφορική κίνηση κατά τους άξονες X και Y.

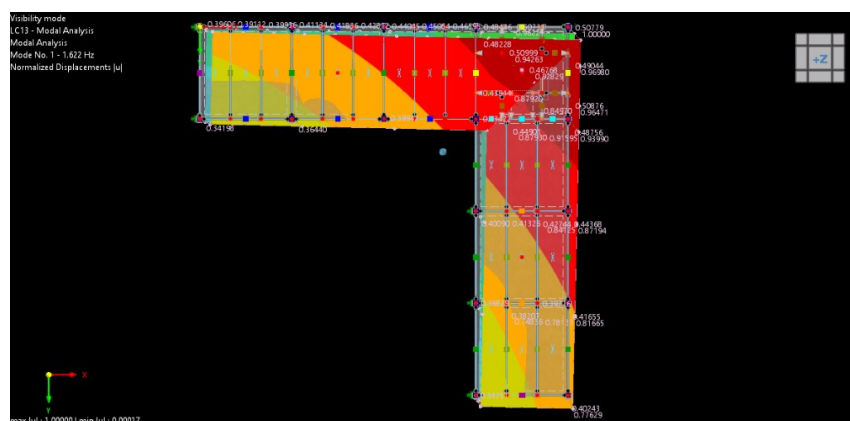
Μετατόπιση |u|

Στην τρισδιάστατη απεικόνιση της συνολικής μετατόπισης |u| διακρίνεται η συνδυασμένη, διαγώνια παραμόρφωση των δύο πτερυγών του κτιρίου στο χώρο.



Εικόνα 3-2: Μετατόπιση |u| πρώτης ιδιομορφής

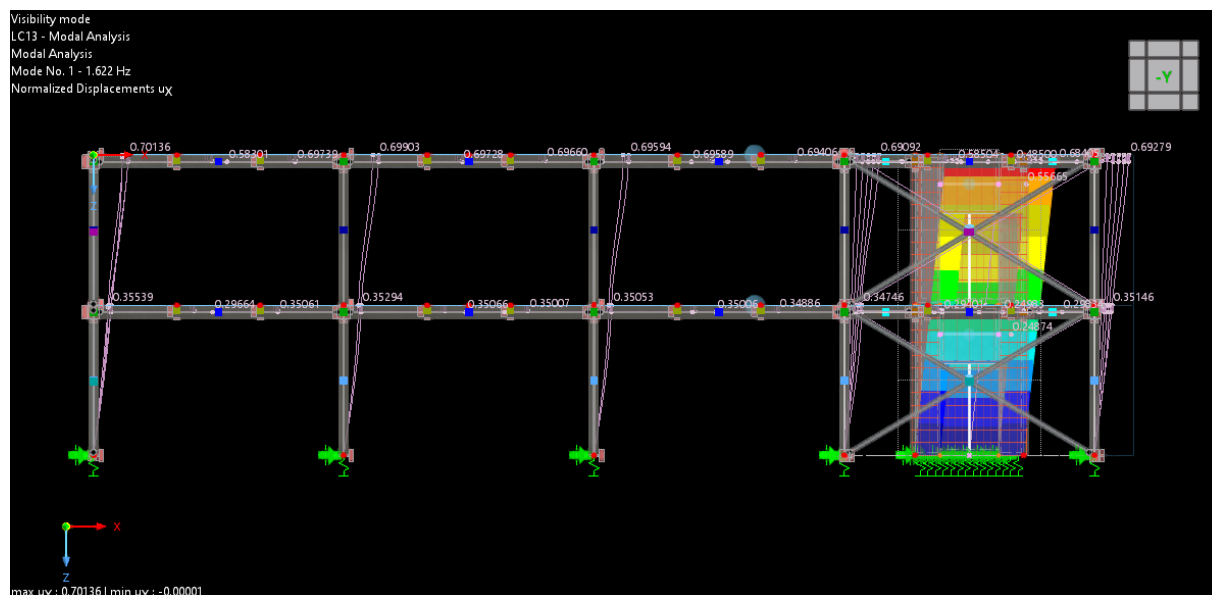
Στην κάτοψη της συνολικής μετατόπισης |u| επιβεβαιώνεται οπτικά η διαγώνια τάση μετακίνησης. Παρατηρείται ότι *η μέγιστη παραμόρφωση συγκεντρώνεται στην περιοχή του κεντρικού πυρήνα* (κόκκινο), λόγω της αυξημένης συγκέντρωσης μάζας, και μειώνεται προς τα ελεύθερα άκρα των πτερυγών. Επιπλέον, φαίνεται η σχεδόν γραμμική αύξηση της παραμόρφωσης καθ' ύψος του κτιρίου, με τη μετατόπιση στον πρώτο όροφο να λαμβάνει την τιμή 0.508, ενώ στο δώμα αγγίζει τη μέγιστη κανονικοποιημένη τιμή 1.000.



Εικόνα 3-3: Μετατόπιση |u| πρώτης ιδιομορφής

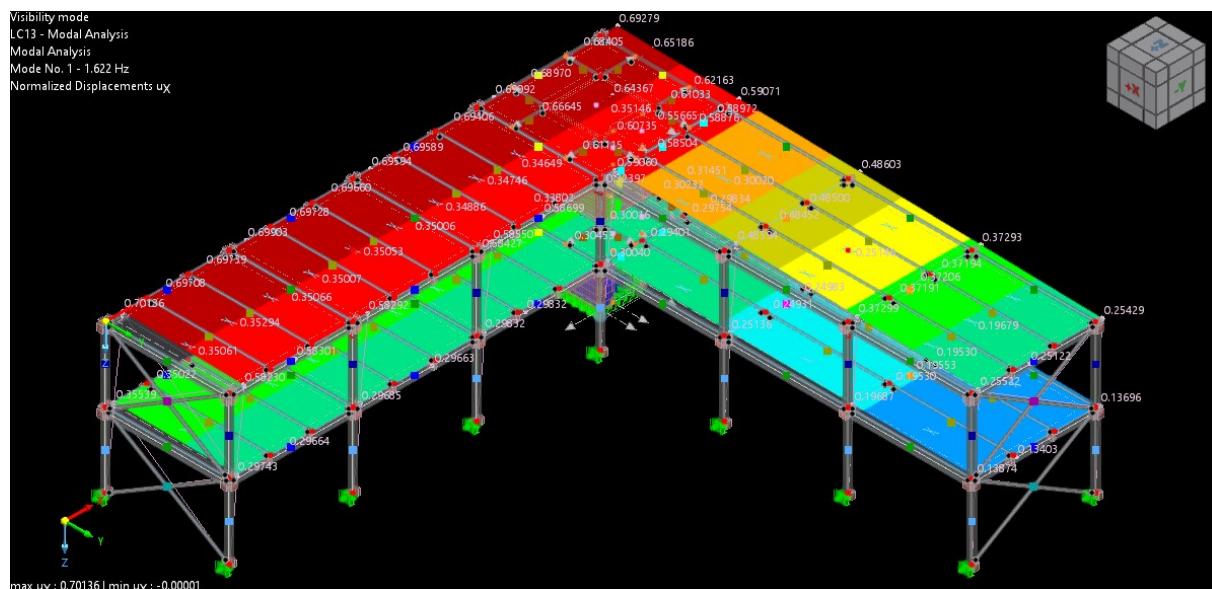
Μετατόπιση u_x

Στην προβολή κατά τον άξονα X για την μετατόπιση u_x επιβεβαιώνεται η σχεδόν γραμμική αύξηση της παραμόρφωσης καθ' ύψος. Ο δεύτερος όροφος παρουσιάζει διπλάσια μετατόπιση κατά X σε σχέση με τον πρώτο, αγγίζοντας τη μέγιστη τιμή 0.701 στο δώμα, ενώ ο πρώτος όροφος βρίσκεται στο 0.355.



Εικόνα 3-4: Μετατόπιση u_x πρώτης ιδιομορφής

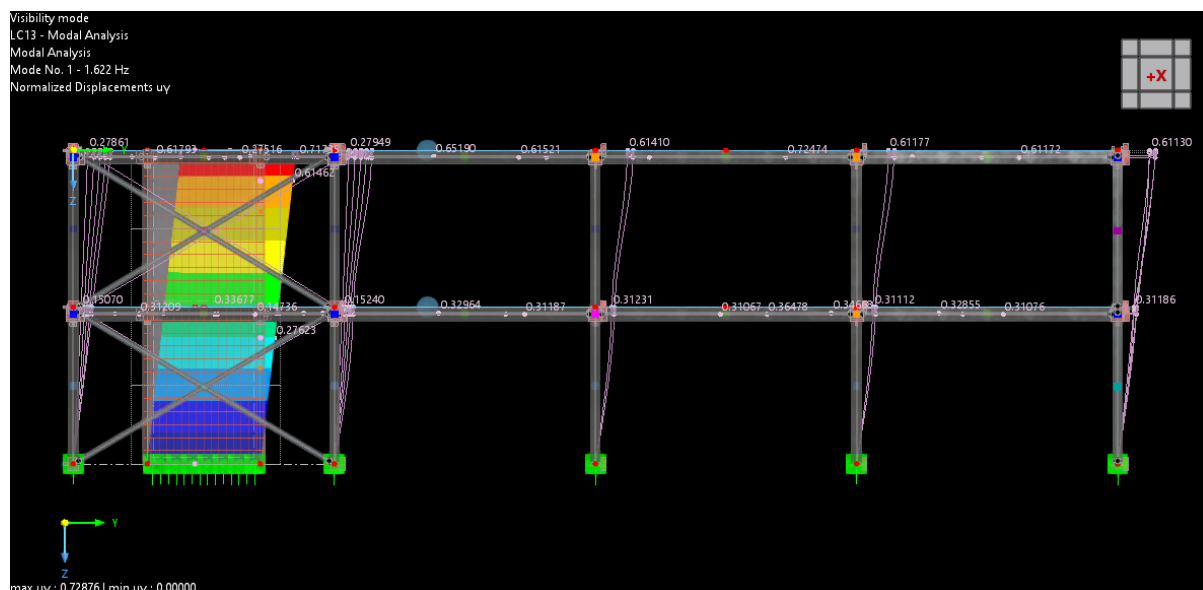
Βασικό χαρακτηριστικό της ιδιομορφής είναι ότι οι μεγαλύτερες μετατοπίσεις κατά X εντοπίζονται στην πτέρυγα της οποίας το μήκος αναπτύσσεται παράλληλα στον άξονα X, ωθώντας κατ' επέκταση και τη μάζα της έντονα προς αυτή την κατεύθυνση.



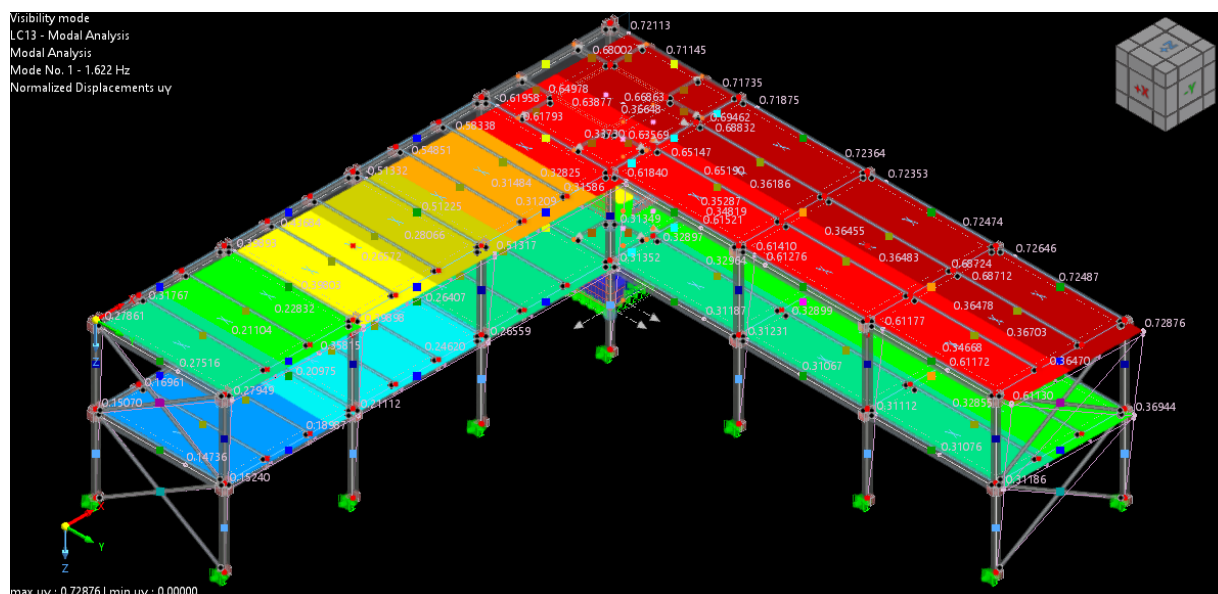
Εικόνα 3-5: Μετατόπιση u_x πρώτης ιδιομορφής

Μετατόπιση u_y

Στην μετατόπιση κατά τον άξονα Y εμφανίζεται και η μέγιστη κανονικοποιημένη τιμή 0.729 στην κορυφή των κατακόρυφων χιαστί στο δώμα και 0.369 στον πρώτο όροφο.

Εικόνα 3-6: Μετατόπιση u_y πρώτης ιδιομορφής

Το ίδιο φαινόμενο που παρατηρήθηκε στην μετατόπιση κατά X εμφανίζεται και για τις μετατοπίσεις κατά Y, καθώς οι μεγαλύτερες τιμές εντοπίζονται στην πτέρυγα που αναπτύσσεται παράλληλα στον άξονα Y.

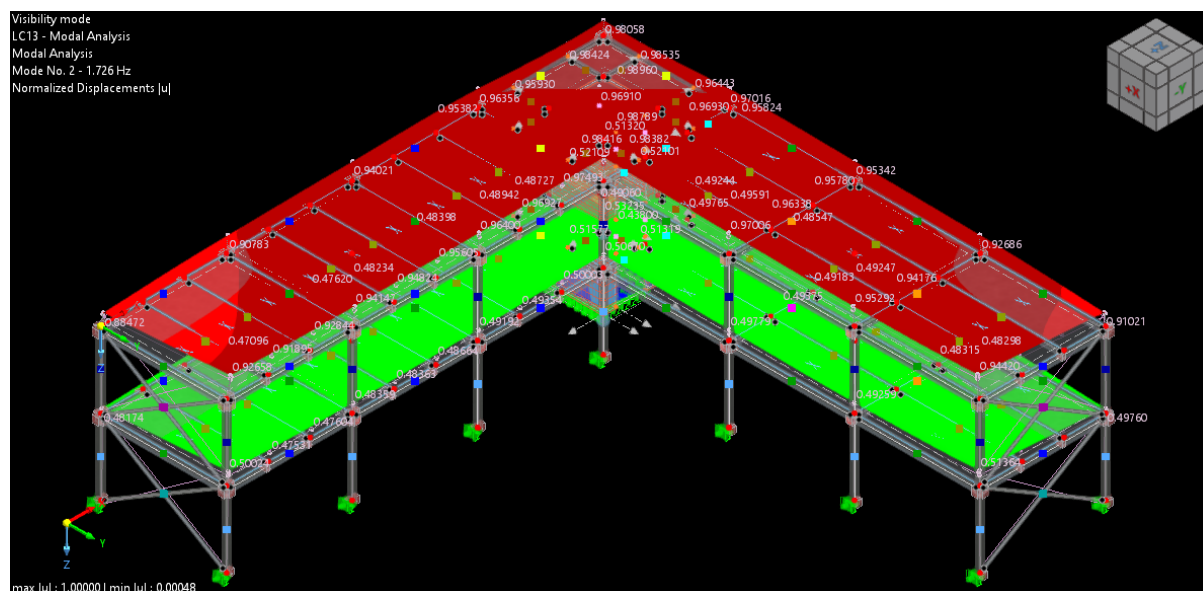
Εικόνα 3-7: Μετατόπιση u_y πρώτης ιδιομορφής

3.6.2 Γραφική Απεικόνιση Δεύτερης Ιδιομορφής - $T_2 = 0.579$ s

Η ιδιομορφή αυτή χαρακτηρίζεται επίσης από έντονη χωρική σύζευξη, κινητοποιώντας μάζα και στους δύο άξονες.

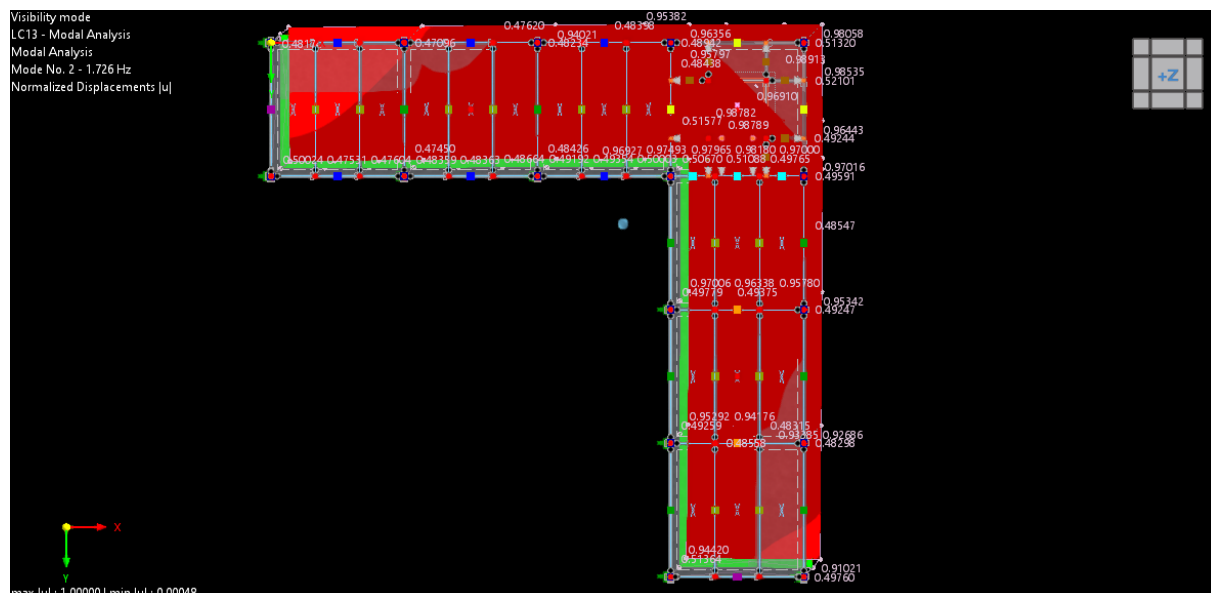
Μετατόπιση |u|

Στην τρισδιάστατη απεικόνιση της συνολικής μετατόπισης |u| παρατηρείται η συνδυασμένη χωρική παραμόρφωση του κτιρίου, γεγονός που επιβεβαιώνει τη συζευγμένη κίνηση των δύο πτερύγων.



Εικόνα 3-8: Μετατόπιση |u| δεύτερης ιδιομορφής

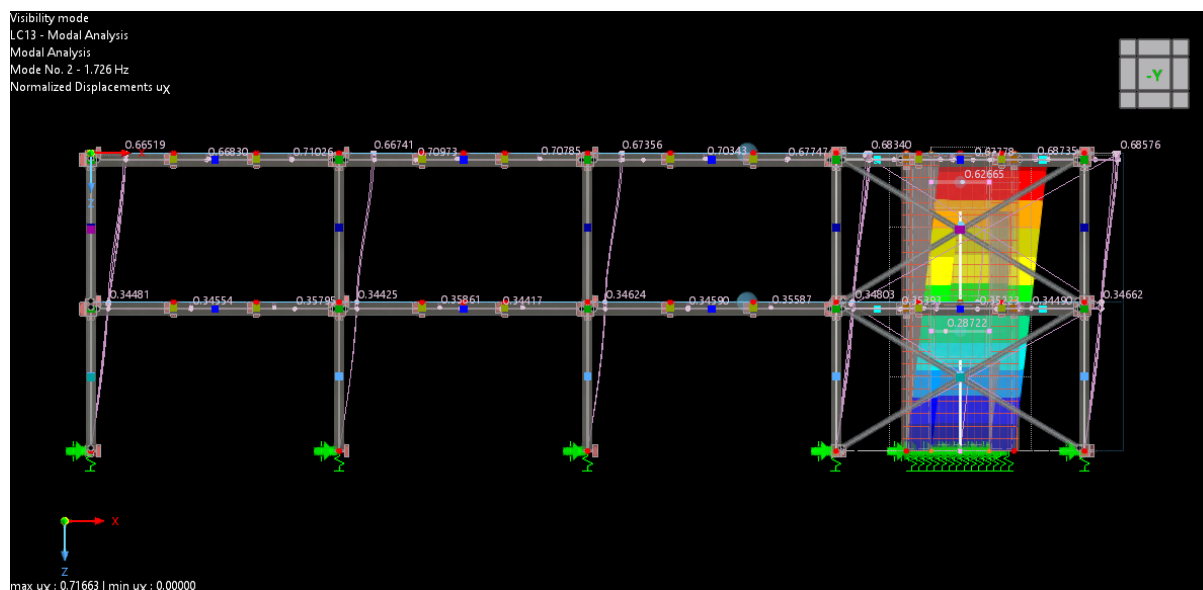
Στην κάτοψη διακρίνεται η διαγώνια τάση μετακίνησης του φορέα. Παρατηρείται και πάλι σχεδόν γραμμική ανάπτυξη παραμορφώσεων με μέγιστη τιμή στον όροφο 0.513 και στο δώμα 1.000.



Εικόνα 3-9: Μετατόπιση |u| δεύτερης ιδιομορφής

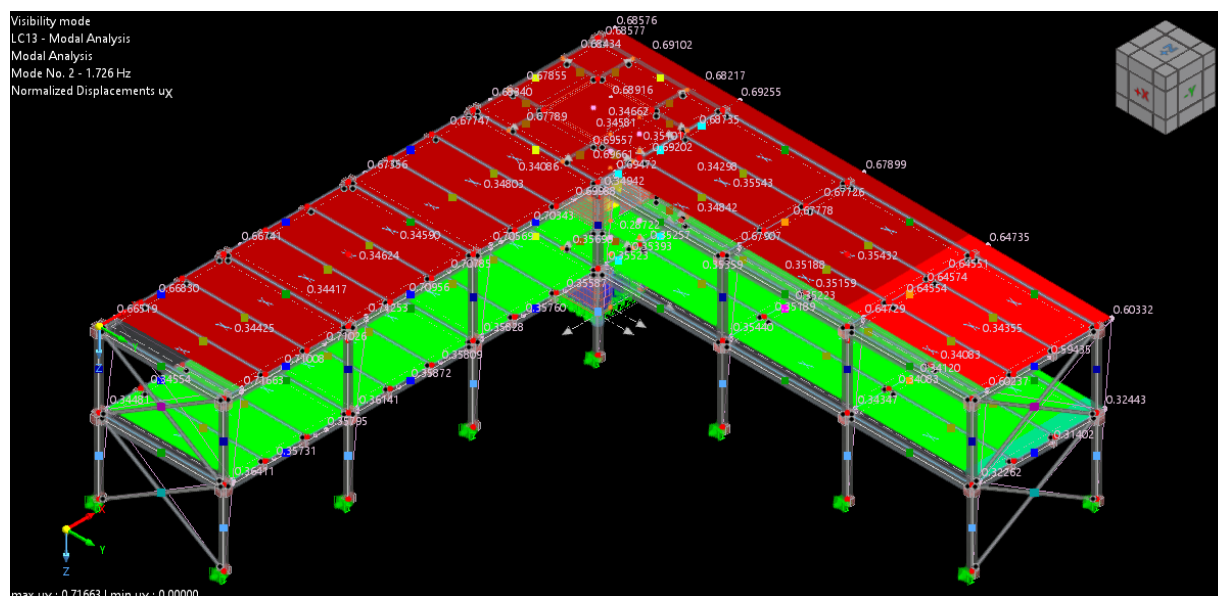
Μετατόπιση u_x

Στην προβολή κατά τον άξονα X αποτυπώνεται η μέγιστη τιμή 0.717 στο δώμα και 0.364 στον πρώτο όροφο.



Εικόνα 3-10: Μετατόπιση u_x δεύτερης ιδιομορφής

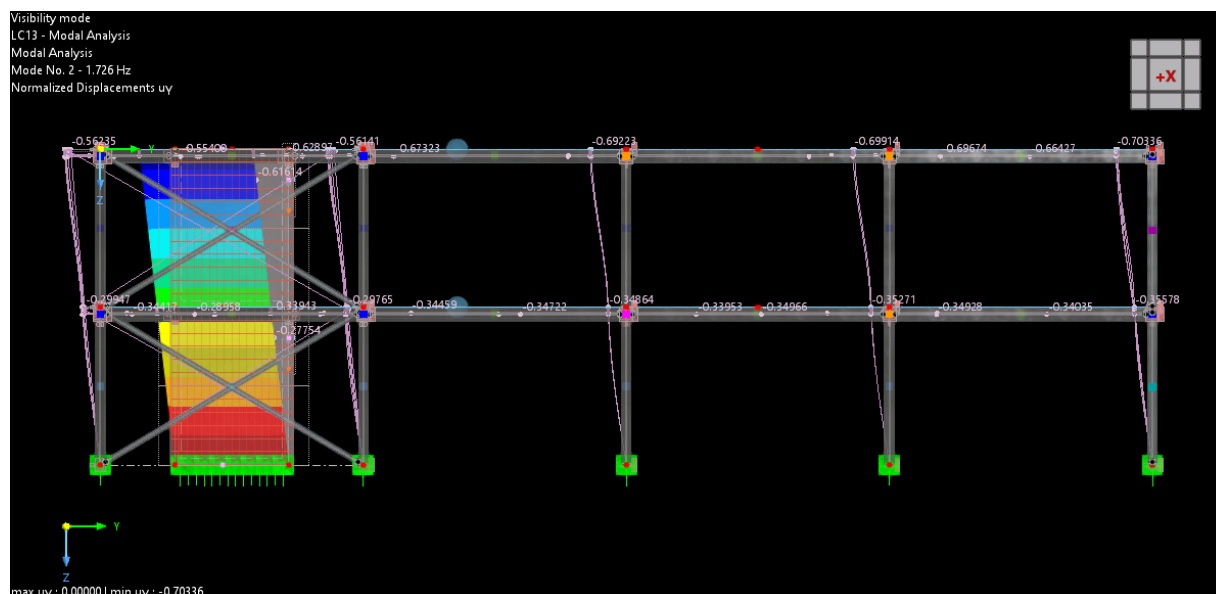
Στη συγκεκριμένη ιδιομορφή εντοπίζεται σχεδόν ανάλογη μετατόπιση στις δύο πτέρυγες του κτιρίου, με τις μέγιστες τιμές να συγκεντρώνονται κοντά στην περιοχή του πυρήνα, λόγω της μεγαλύτερης συγκέντρωσης μάζας στο σημείο αυτό.



Εικόνα 3-11: Μετατόπιση u_x δεύτερης ιδιομορφής

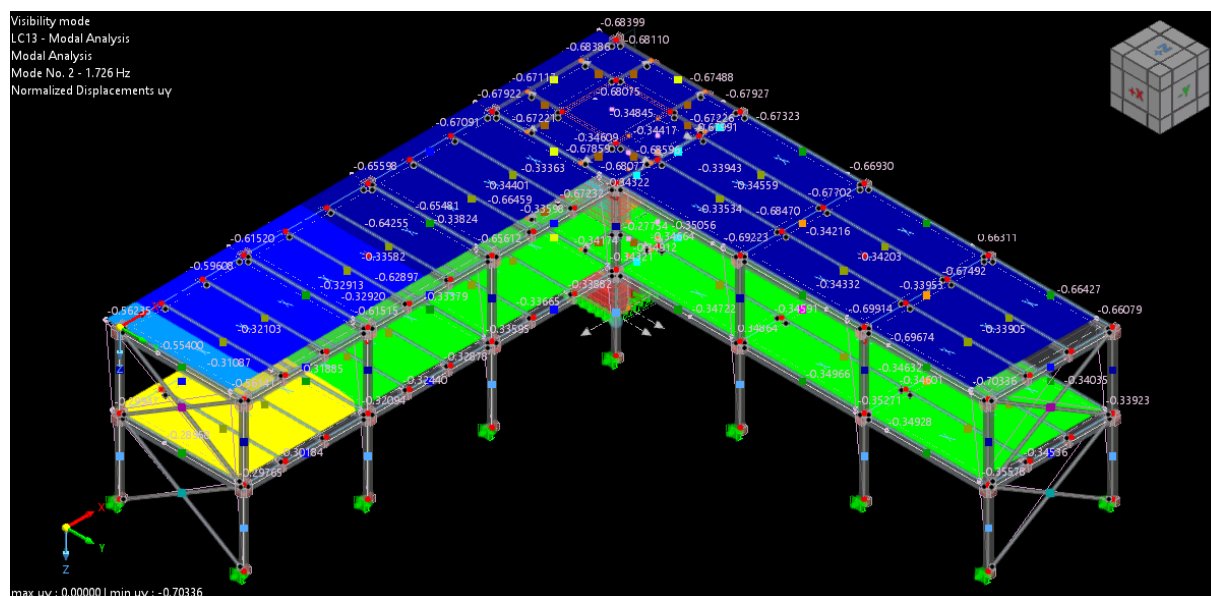
Μετατόπιση u_y

Στην προβολή κατά τον άξονα Y παρατηρείται μέγιστη κανονικοποιημένη τιμή στη στάθμη του δώματος -0.703 και -0,356 στον πρώτο όροφο.



Εικόνα 3-12: Μετατόπιση u_y δεύτερης ιδιομορφής

Αντίστοιχα με την διεύθυνση X έτσι και εδώ εντοπίζεται σχεδόν ανάλογη μετατόπιση στις δύο πτέρυγες, με τις μέγιστες τιμές να εντοπίζονται κοντά στην περιοχή του πυρήνα. Αξίζει να σημειωθεί ότι το έντονο μπλε χρώμα δεν υποδηλώνει χαμηλή μετακίνηση, αλλά αντίθετα τη μέγιστη αρνητική τιμή, καθώς το κτίριο μετακινείται με τη μέγιστη τιμή του προς την αντίθετη φορά του καθολικού άξονα Y.

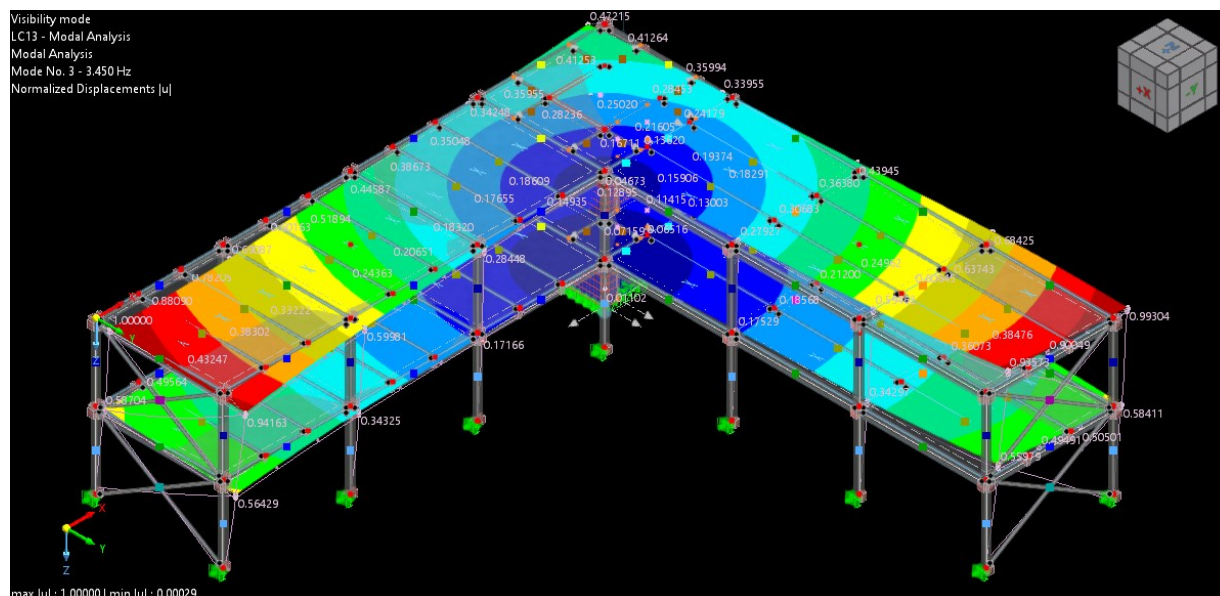


Εικόνα 3-13: Μετατόπιση u_y δεύτερης ιδιομορφής

3.6.3 Γραφική Απεικόνιση Τρίτης Ιδιομορφής - $T_3 = 0.290$ s

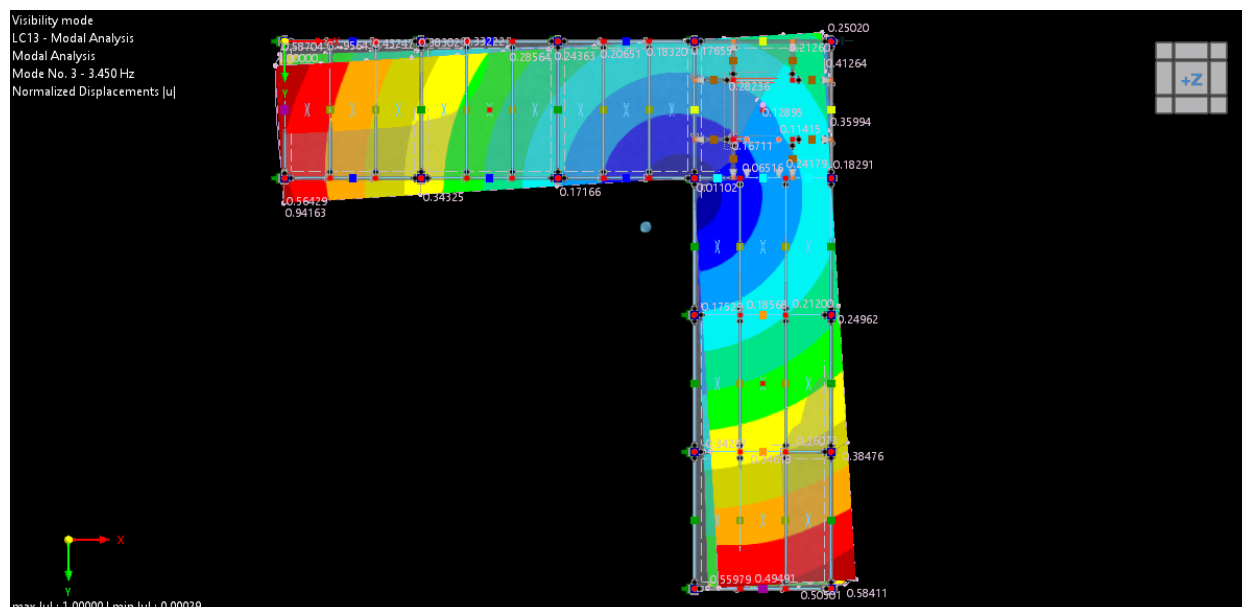
Παρακάτω παρουσιάζεται η Τρίτη Ιδιομορφή, η οποία αποτελεί την κύρια καθαρά στρεπτική ιδιομορφή του φορέα.

Στην τρισδιάστατη απεικόνιση της συνολικής μετατόπισης $|u|$ διακρίνεται η έντονη στρεπτική κίνηση στα ελεύθερα άκρα των πτερύγων. Η παραμόρφωση αυτή μειώνεται σταδιακά όσο προσεγγίζει τον κεντρικό πυρήνα σκυροδέματος.



Εικόνα 3-14: Μετατόπιση $|u|$ τρίτης ιδιομορφής

Στην κάτωψη επιβεβαιώνεται πως ο θεωρητικός άξονας περιστροφής του φορέα εντοπίζεται στην πολύ κοντά στον πυρήνα λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας του, ο οποίος και αναλαμβάνει τον κύριο ρόλο στην απόσβεση της ενέργειας. Η εικόνα αποδεικνύει, επίσης, την ορθότητα της επιλογής να τοποθετηθούν τα κατακόρυφα μεταλλικά χιαστί στα άκρα των πτερύγων, μεγιστοποιώντας έτσι τον μοχλοβραχίονα και τη στρεπτική δυσκαμψία του κτιρίου.



Εικόνα 3-15: Μετατόπιση $|u|$ τρίτης ιδιομορφής

4 ΑΝΑΛΥΣΗ ΦΑΣΜΑΤΟΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ

Σε συνέχεια της Ιδιομορφικής Ανάλυσης (LC13), η οποία προσδιόρισε τα θεμελιώδη δυναμικά χαρακτηριστικά του φορέα (ιδιοπερίοδοι και ιδιομορφές), εκτελείται η Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης (Response Spectrum Analysis - LC14). Η μέθοδος αυτή υπολογίζει τη μέγιστη απόκριση της κατασκευής δηλαδή τα εντατικά μεγέθη, τέμνουσες βάσης και παραμορφώσεις συνδυάζοντας την επιρροή κάθε ιδιομορφής. Πρακτικά, η ανάλυση αξιοποιεί τις εξαγόμενες ιδιοπεριόδους για να αντλήσει τις αντίστοιχες φασματικές επιταχύνσεις από το φάσμα σχεδιασμού (κεφάλαιο 2.6.2 – 2.6.4) και μέσω κατάλληλων κανόνων πιθανολογικής επαλληλίας CQC και SRSS, εξάγει *την τελική συνολική σεισμική καταπόνηση του κτιρίου στον χώρο*.

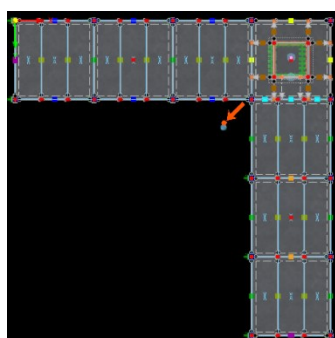
4.1 Κέντρα Μάζας, Κέντρα Δυσκαμψίας και Εκκεντρότητες

Αρχικά παρατίθενται τα αποτελέσματα του κέντρου μάζας και κέντρου δυσκαμψίας για λόγους πληρότητας. Στον Πίνακα συνοψίζονται τα εξαγόμενα αποτελέσματα του RFEM 6:

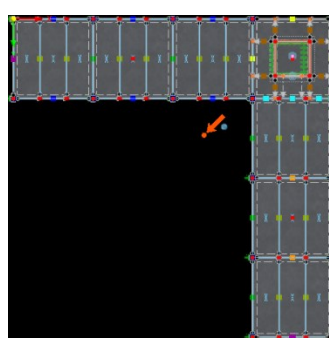
Πίνακας 4-1: Κέντρα Μάζας και Κέντρα Δυσκαμψίας ανά όροφο

Story No.	Floor Set No.	Mass		Mass Center		Cumulative Mass / Center				Center of Rigidity	
		M_x [t]	M_y [t]	X_{cm} [m]	Y_{cm} [m]	$M_{x,c}$ [t]	$M_{y,c}$ [t]	$X_{cm,c}$ [m]	$Y_{cm,c}$ [m]	X_{CR} [m]	Y_{CR} [m]
1	1.1	190.036	184.667	16.169	7.818	190.036	184.667	16.169	7.818	12.773	10.571
0	0.2	224.510	219.142	15.902	7.793	414.546	403.809	16.024	7.805	14.352	8.770

Κέντρο Μάζας 1^{ου} ορόφου



Κέντρο Δυσκαμψίας 1^{ου} ορόφου



Κέντρο Μάζας 2^{ου} ορόφου



Κέντρο Δυσκαμψίας 2^{ου} ορόφου



Λόγω του σχήματος Γ της κάτοψης, το Κέντρο Μάζας βρίσκεται εκτός του περιγράμματος των πλακών. Ο πυρήνας τοποθετήθηκε στρατηγικά κοντά στην εσωτερική γωνία της κάτοψης με κύριο στόχο την ελαχιστοποίηση της αναπόφευκτης εκκεντρότητας και κατ' επέκταση τον περιορισμό της στρεπτικής καταπόνησης του φορέα.

Η απόσταση μεταξύ του Κέντρου Μάζας και του Κέντρου Δυσκαμψίας ορίζει τη γεωμετρική εκκεντρότητα ($e_{o,x}$ και $e_{o,y}$), η οποία λειτουργεί ως μοχλοβραχίονας για τη δημιουργία στρεπτικών ροπών από την σεισμική διέγερση.

Οι τιμές των εκκεντροτήτων υπολογίζονται από τις σχέσεις:
 $e_x = |X_m - X_r|$, όπου X_m, Y_m οι συντεταγμένες του Κέντρου Μάζας του ορόφου.

$e_y = |Y_m - Y_r|$, όπου X_r, Y_r οι συντεταγμένες του Κέντρου Δυσκαμψίας του ορόφου.

Για το επίπεδο Story 0 (1^{ος} Όροφος):

$$e_x = |15.902 - 14.352| = 1.550 \text{ m}$$

$$e_y = |7.793 - 8.770| = |-0.977| = 0.977 \text{ m}$$

Για το επίπεδο Story 1 (2^{ος} Όροφος):

$$e_x = |16.169 - 12.773| = 3.396 \text{ m}$$

$$e_y = |7.818 - 10.571| = |-2.753| = 2.753 \text{ m}$$

Η κατακόρυφη μεταβολή της εκκεντρότητας οφείλεται στη μετατόπιση του Κέντρου Δυσκαμψίας (καθώς το Κέντρο Μάζας παραμένει σταθερό στην κεντρική περιοχή της κάτοψης, παρά τη διαφοροποίηση των κινητών φορτίων καθ' ύψος). Ειδικότερα, ο πυρήνας σκυροδέματος λειτουργεί ως κατακόρυφος πρόβολος με καμπτική συμπεριφορά, με αποτέλεσμα η σχετική οριζόντια δυσκαμψία του να μειώνεται προς την κορυφή. Αντίθετα, τα μεταλλικά χιαστί λειτουργούν ως διατμητικά πλαίσια, διατηρώντας σταθερότερη δυσκαμψία. Έτσι, ενώ στον 1ο όροφο ο άκαμπτος πυρήνας κυριαρχεί και έλκει το ΚΔ, στο δώμα η επιρροή του μειώνεται. Το γεγονός αυτό αναγκάζει το ΚΔ να απομακρυνθεί από τον πυρήνα και να μετατοπιστεί προς τα περιμετρικά χιαστί, αυξάνοντας τη στρεπτική ευαισθησία στο ανώτερο επίπεδο του κτιρίου.

4.2 Οριζόντιες Σεισμικές Δυνάμεις και Τέμνουσες Ορόφων

Η Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης (LC14) δίνει τις μέγιστες αναμενόμενες οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις που αναπτύσσονται σε κάθε επίπεδο του φορέα. Τα μεγέθη αυτά αντιπροσωπεύουν τις συνολικές τέμνουσες δυνάμεις που μεταφέρονται μέσω των κατακόρυφων στοιχείων ακαμψίας και είναι κρίσιμα για τη διαστασιολόγηση. Στο λογισμικό RFEM 6, τα αποτελέσματα εξάγονται διακριτά για το άνω (Top) και το κάτω (Bottom) άκρο κάθε ορόφου. Στον Πίνακα συνοψίζονται τα αποτελέσματα. Σημειώνεται ότι, επειδή η αρχή του καθολικού συστήματος αξόνων έχει οριστεί στην κορυφή του κτιρίου με τον άξονα Z να έχει θετική φορά προς τα κάτω, η κατακόρυφη συντεταγμένη $Z = 7.2 \text{ m}$ αντιστοιχεί στη στάθμη της βάσης (θεμελίωση) του φορέα

Πίνακας 4-2: Μέγιστες Σεισμικές Δυνάμεις ανά όροφο και Τέμνουσα Βάσης κτιρίου

Story No.	Floor Set No.	Side	Story Forces		Δ Story Forces		Location of Resultant Story Forces		
			F_x [kN]	F_y [kN]	ΔF_x [kN]	ΔF_y [kN]	X_m [m]	Y_m [m]	Z_m [m]
1	1.1	Top	446.68	-472.81	446.68	-472.81	21.064	13.062	0.000
			-446.68	472.81	-446.68	472.81	21.064	13.062	0.000
		Bottom	768.75	-729.93			17.607	9.986	3.600
			-768.75	729.93			17.607	9.986	3.600
0	0.2	Top	774.61	-782.13	327.93	-309.32	21.378	13.610	3.600
			-774.61	782.13	-327.93	309.32	21.378	13.610	3.600
		Bottom	1200.56	-1164.50	-425.95	382.37	17.571	9.909	7.200
			-1200.56	1164.50	425.95	-382.37	17.571	9.909	7.200

Μέγεθος Τέμνουσας Βάσης: Η μέγιστη σεισμική δύναμη εμφανίζεται στο επίπεδο της θεμελίωσης (*Story 0 - Bottom*) όπου η τέμνουσα βάσης ανέρχεται σε 1200.56 kN κατά τη διεύθυνση X και 1164.50 kN κατά τη διεύθυνση Y, αντιστοιχεί στο 100% της σεισμικής δύναμης και επιπλέον παρατηρείται ότι είναι περίπου ίσες στις δύο κατευθύνσεις. Ανεβαίνοντας καθ' ύψος, στο επίπεδο του ενδιάμεσου ορόφου (*Story 1 - Bottom*), η τέμνουσα ορόφου διαμορφώνεται στα 768.75 kN και 729.93 kN αντίστοιχα, αναλαμβάνοντας το 64% της συνολικής σεισμικής δύναμης. Τέλος, στο ανώτατο επίπεδο του φορέα (*Story 1 - Top*), η τέμνουσα μειώνεται στα 446.68 kN (X) και 472.81 kN (Y), που αντιστοιχεί περίπου στο 37% της συνολικής δύναμης. Η διακύμανση αυτή οφείλεται στο ύψος και την καθ' ύψος διανομή της μάζας και της δυσκαμψίας του συστήματος.

4.3 Σχετικές Μετακινήσεις Ορόφων και Έλεγχος Περιορισμού Βλαβών

Οι σχετικές μετακινήσεις ορόφων (Interstory Drifts) αποτελούν την βασική παράμετρο για την αξιολόγηση της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής. Στον Πίνακα παρουσιάζονται οι μέγιστες ελαστικές μετακινήσεις (u_x , u_y) και οι αντίστοιχες σχετικές μετακινήσεις (Δu_x , Δu_y) για κάθε επίπεδο, όπως εξήχθησαν από την Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης (LC14) στο RFEM 6.

Πίνακας 4-3: Μέγιστες Μετακινήσεις και Σχετικές Μετακινήσεις ορόφων

Story No.	Floor Set No.	Displacement			Interstory Drift		
		u_x [mm]	u_y [mm]	φ_z [mrad]	Δu_x [mm]	Δu_y [mm]	$\Delta \varphi_z$ [mrad]
1	1.1	38.5	38.8	0.7	19.0	19.2	0.4
	1.1	-38.5	-38.8	-0.7	-19.0	-19.2	-0.4
0	0.2	19.6	19.6	0.3	19.6	19.6	0.3
	0.2	-19.6	-19.6	-0.3	-19.6	-19.6	-0.3

Όπως προκύπτει από τον πίνακα, οι συνολικές μετακινήσεις κόμβων (u_x , u_y) κάθε επιπέδου συνδέονται άμεσα με τις σχετικές (Δu_x , Δu_y). Ειδικότερα, για τον 1ο όροφο (Story 0), η σχετική μετακίνηση ταυτίζεται με τη συνολική 19.6 mm, καθώς η βάση του κτιρίου είναι πρακτικά ακλόνητη. Αντίθετα, στο επίπεδο του δώματος (Story 1), η σχετική μετακίνηση προκύπτει από τη διαφορά της συνολικής μετακίνησης του δώματος μείον τη συνολική μετακίνηση του 1ου ορόφου. Για παράδειγμα, στη διεύθυνση X η σχετική παραμόρφωση του δώματος υπολογίζεται ως $\Delta u_x = 38.5 \text{ mm} - 19.6 \text{ mm} = 18.9 \text{ mm}$ (ή 19.0 mm με στρογγυλοποίηση). Παρατηρώντας την κατανομή των παραμορφώσεων καθ' ύψος, διαπιστώνεται ότι οι σχετικές μετακινήσεις διατηρούνται σχεδόν σταθερές (περίπου 19.6 mm στον 1ο όροφο και 19.2 mm στο δώμα).

Έλεγχος Περιορισμού Βλαβών κατά EN 1998-1:

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, η σχετική μετακίνηση σχεδιασμού d_r δεν πρέπει να υπερβαίνει τα καθορισμένα όρια για την αποφυγή βλαβών στα μη δομικά στοιχεία (τοιχοί πλήρωσης, χωρίσματα). Η τιμή d_r προκύπτει πολλαπλασιάζοντας την ελαστική σχετική μετακίνηση του ορόφου Δu με τον συντελεστή συμπεριφοράς του φορέα $q = 2.50$.

d_r is the design interstorey drift, evaluated as the difference of the average lateral displacements d_s at the top and bottom of the storey under consideration and calculated in accordance with 4.3.4;

4.3.4 Displacement calculation

(1)P If linear analysis is performed the displacements induced by the design seismic action shall be calculated on the basis of the elastic deformations of the structural system by means of the following simplified expression:

$$d_s = q_d d_e \quad (4.23)$$

where

d_s is the displacement of a point of the structural system induced by the design seismic action;

q_d is the displacement behaviour factor, assumed equal to q unless otherwise specified;

d_e is the displacement of the same point of the structural system, as determined by a linear analysis based on the design response spectrum in accordance with 3.2.2.5.

The value of d_s does not need to be larger than the value derived from the elastic spectrum.

Εικόνα 4-1: Υπολογισμός Μετακίνησης Σεισμού d_s και σχετικής μετακίνησης d_r (EN 1998, 4.3.4 και 4.4.3.2)

Όπως αναλύθηκε παραπάνω στην ίδια υποενότητα έχουμε την μέγιστη σχετική μετακίνηση 1^{ου} ορόφου $\Delta_u = 19.6 \text{ mm}$. Άρα αυτή είναι η τιμή d_r πριν τον πολλαπλασιασμό της με τον συντελεστή q . Άρα:

$$\Delta_u = 19.6 \text{ mm}$$

$$d_r = \Delta_u \cdot q = 19.6 \cdot 2.50 = 49.0 \text{ mm}$$

Το παραπάνω θα μπορούσε να γίνει αναλυτικά πολλαπλασιάζοντας την κάθε μετακίνηση ορόφου d_e επί q , δηλαδή $ds = q \cdot d_e$ και στη συνέχεια με την διαφορά $d_r = ds_{\text{ανω ορόφου}} - ds_{\text{ισογείου}}$, αλλά αυτό αποφεύγεται αφού έχουν βρεθεί ήδη οι σχετικές μετακινήσεις.

Η συνθήκη ελέγχου ορίζεται ως: $d_r \cdot v \leq k \cdot h$, όπου:

$h = 3600 \text{ mm}$, το ύψος του ορόφου

$v = 0.4$,

the seismic hazard conditions and on the protection of property objective. The recommended values of v are 0,4 for importance classes III and IV and $v = 0,5$ for importance classes I and II.

Εικόνα 4-2: συντελεστής v για κτίρια σπουδαιότητας IV

Η μετακίνηση ελέγχου υπολογίζεται σε: $d_r \cdot v = 49.0 \cdot 0.4 = 19.6 \text{ mm}$

Δεδομένου ότι ο φέρων οργανισμός είναι μεταλλικός με σύμμικτες πλάκες, η πλήρωση και η εσωτερική διαρρύθμιση του κτιρίου δεν υλοποιείται με συμβατικές, ψαθυρές οπτοπλινθοδομές, αλλά με σύγχρονα συστήματα ξηράς δόμησης (χωρίσματα γυψοσανίδας, ελαφρά πετάσματα). Τα στοιχεία αυτά χαρακτηρίζονται ως όλκιμα μη δομικά στοιχεία και ικανά να ακολουθήσουν μεγαλύτερες παραμορφώσεις χωρίς αστοχία.

a) for buildings having non-structural elements of brittle materials attached to the structure:

$$d_r v \leq 0,005 h ; \quad (4.31)$$

b) for buildings having ductile non-structural elements:

$$d_r v \leq 0,0075 h ; \quad (4.32)$$

c) for buildings having non-structural elements fixed in a way so as not to interfere with structural deformations, or without non-structural elements:

$$d_r v \leq 0,010 h \quad (4.33)$$

where

d_r is the design interstorey drift as defined in 4.4.2.2(2);

h is the storey height;

v is the reduction factor which takes into account the lower return period of the seismic action associated with the damage limitation requirement.

Εικόνα 4-3: Υπολογισμός επιτρεπόμενου ορίου μέγιστης σχετικής μετακίνησης, για κτίρια με όλκιμα μη δομικά στοιχεία (EN 1998. 4.32)

Σύμφωνα με τον κανονισμό, για κατασκευές με όλκιμα μη δομικά στοιχεία, το επιτρεπόμενο όριο σχετικής μετακίνησης είναι:

$$0.0075 \cdot h = 0.0075 \cdot 3600 = 27.0 \text{ mm}$$

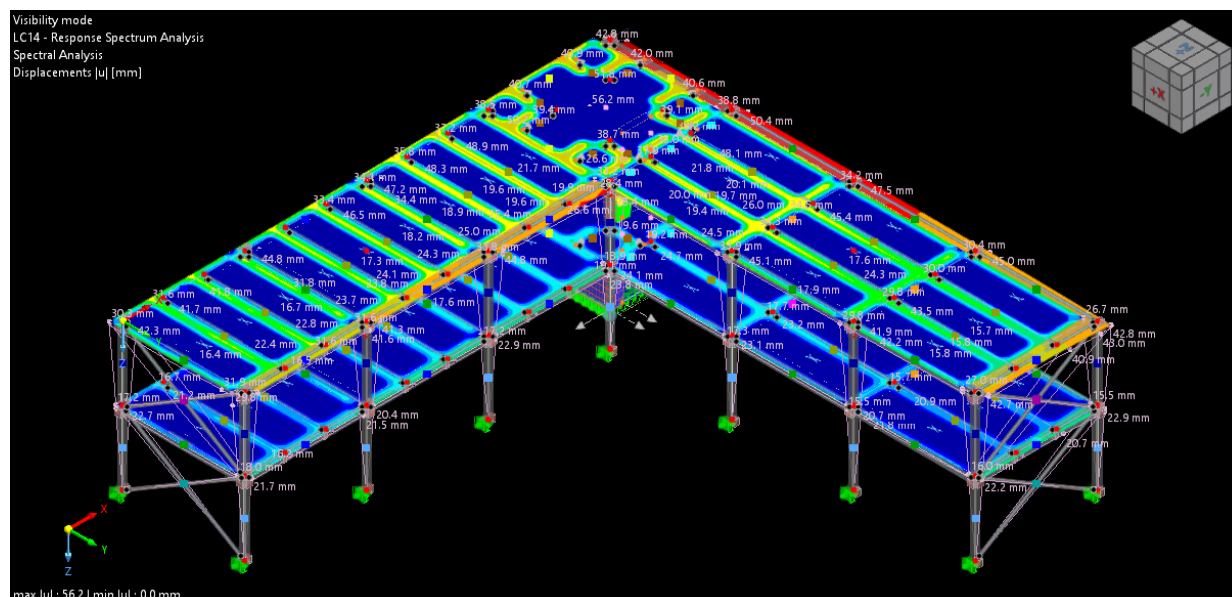
Συγκρίνοντας την υπολογισθείσα ζήτηση με το κανονιστικό όριο, προκύπτει:

$$\mathbf{19.6 \text{ mm} < 27.0 \text{ mm}}$$

Συνεπώς, ο φορέας παρέχει επαρκή στιβαρότητα. Σε συνδυασμό με την κατάλληλη επιλογή χωρισμάτων ξηράς δόμησης, εξασφαλίζεται η προστασία του αρχιτεκτονικού και ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού, διασφαλίζοντας την μετασεισμική λειτουργικότητα του Κέντρου Υγείας.

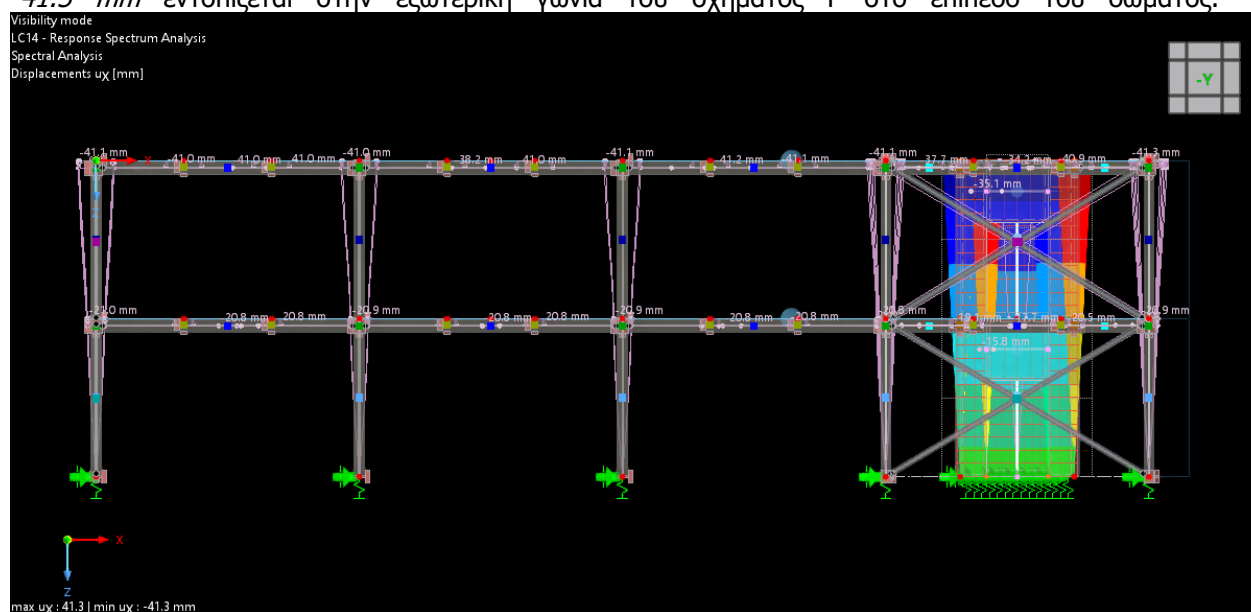
4.4 Απεικόνιση Ελαστικών Μετακινήσεων Ανάλυσης Φάσματος Απόκρισης

Για την καλύτερη εποπτεία της παραμορφωσιακής κατάστασης του φορέα, παρουσιάζονται οι απεικονίσεις των μέγιστων ελαστικών μετακινήσεων. Σημειώνεται αυτές οι απεικονίσεις έχουν σχεδιαστεί με συντελεστή μεγέθυνσης 10, προκειμένου να είναι ευδιάκριτη η παραμόρφωση του κτιρίου. Στην παρακάτω εικόνα απεικονίζεται η συνολική *ελαστική μετακίνηση* $|u|$. Η περιβάλλουσα SRSS αποτυπώνει τα όρια ταλάντωσης του κτιρίου, με τη μέγιστη απόλυτη τιμή 56.2 mm να εντοπίζεται στην κορυφή του πυρήνα σκυροδέματος.



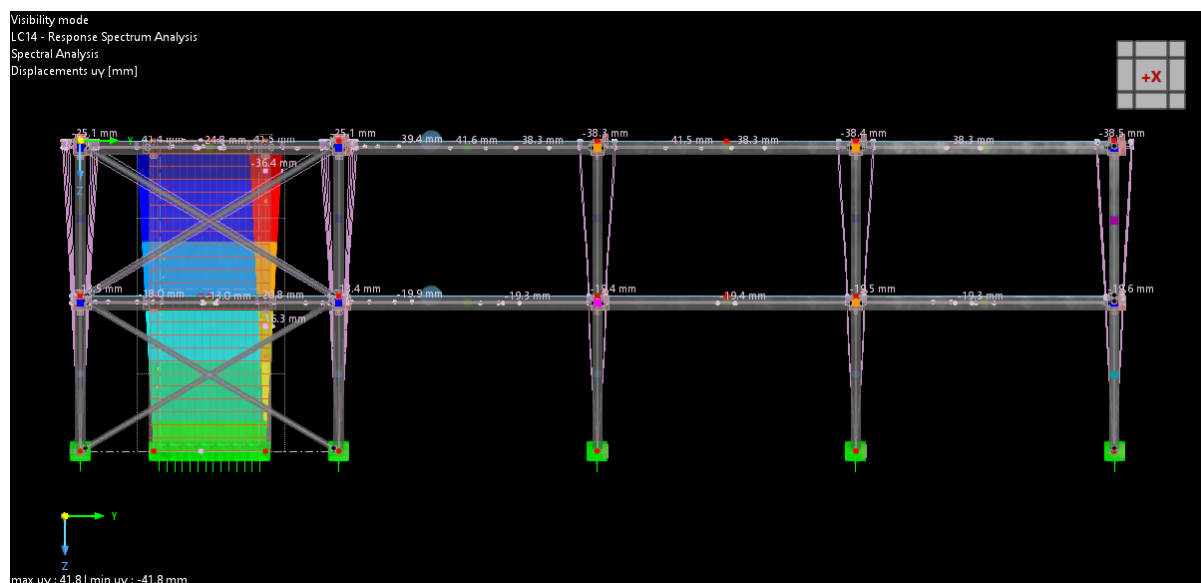
Εικόνα 4-4: Μέγιστη μετακίνηση $|u|$ ανάλυσης φάσματος απόκρισης

Η παρακάτω εικόνα αποτυπώνει την ελαστική μετακίνηση u_x . Το μέγιστο εύρος μετακίνησης $+41.3 \text{ mm} / -41.3 \text{ mm}$ εντοπίζεται στην εξωτερική γωνία του σχήματος Γ στο επίπεδο του δώματος.



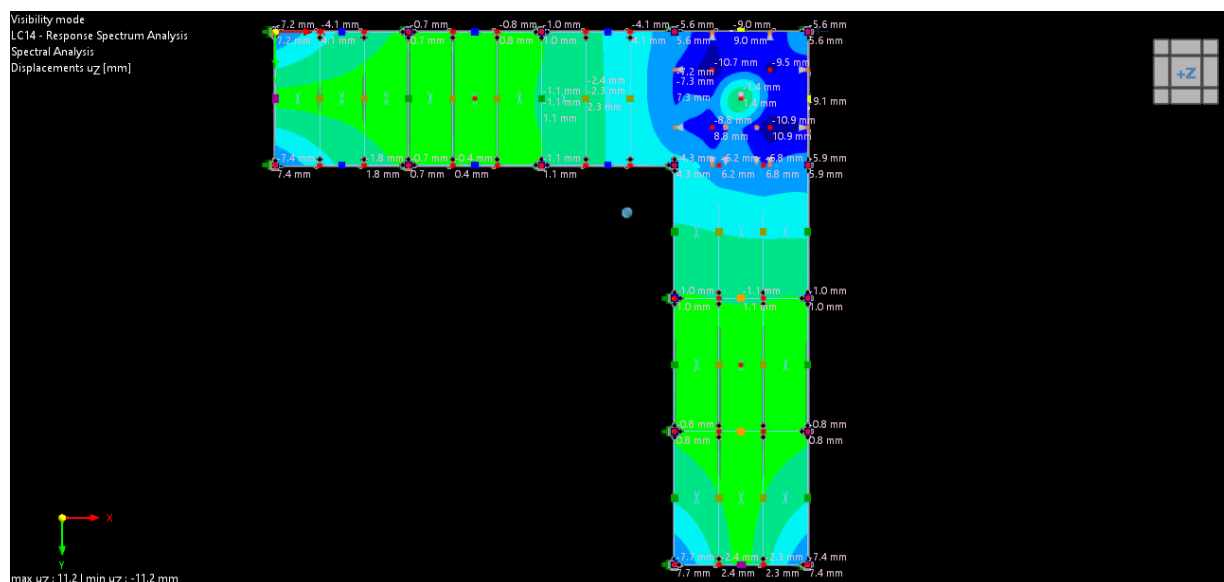
Εικόνα 4-5: Μέγιστη μετακίνηση u_x ανάλυσης φάσματος απόκρισης

Αντίστοιχα, στην παρακάτω εικόνα απεικονίζεται η ελαστική μετακίνηση u_y , με τη μέγιστη τιμή $+41.8 \text{ mm} / -41.8 \text{ mm}$ να εμφανίζεται στο ίδιο ακραίο σημείο της εξωτερικής γωνίας.



Εικόνα 4-6: Μέγιστη μετακίνηση u_y ανάλυσης φάσματος απόκρισης

Τέλος, όπως προκύπτει από την κάτω εικόνα, οι μέγιστες κατακόρυφες μετακινήσεις 11 mm εντοπίζονται μόνο στην περιοχή του πυρήνα και των χιαστί, ενώ στο υπόλοιπο κτίριο είναι σχεδόν μηδενικές. Δεδομένου ότι ο κατακόρυφος σεισμός έχει απενεργοποιηθεί, η μετακίνηση αυτή οφείλεται στην έντονη στροφή της ασύμμετρης κάτοψης. Οι δράσεις αυτές συγκεντρώνονται στα δύσκαμπτα στοιχεία του φορέα, προκαλώντας τοπικές αξονικές παραμορφώσεις που εκφράζονται ως μετακίνηση στον άξονα Z.



Εικόνα 4-7: Μέγιστη μετακίνηση u_z ανάλυσης φάσματος απόκρισης

4.5 Έλεγχος Επιρροής Φαινομένων 2ης Τάξης P-δ

Κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό, η ανάπτυξη μεγάλων οριζόντιων μετακινήσεων μπορεί να οδηγήσει στην εμφάνιση πρόσθετων εντατικών μεγεθών στα κατακόρυφα στοιχεία, λόγω της εκκεντρότητας των κατακόρυφων φορτίων (φαινόμενα 2ης τάξης ή P-δ). Σύμφωνα με την Εικόνα 4-8, η αναγκαιότητα συνυπολογισμού αυτών των φαινομένων ελέγχεται μέσω του Δείκτη Ευαισθησίας Σχετικής Μετακίνησης Ορόφου (θ).

(2) Second-order effects (P-Δ effects) need not be taken into account if the following condition is fulfilled in all storeys:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10 \quad (4.28)$$

Εικόνα 4-8: Έλεγχος επιρροής φαινομένων δεύτερης τάξης P-δ (EN 1998-1, 4.28)

- P_{tot} : Το συνολικό κατακόρυφο φορτίο του εξεταζόμενου ορόφου και των υπερκείμενων αυτού (βάσει της σεισμικής μάζας).
- V_{tot} : Η συνολική σεισμική τέμνουσα του εξεταζόμενου ορόφου (Story Shear). Επιλέχθηκαν οι μέγιστες τιμές από τις δύο διευθύνσεις διέγερσης για τον δυσμενέστερο έλεγχο.
- d_r : Η σχετική μετακίνηση σχεδιασμού του ορόφου ($d_r = \Delta_u \cdot q$).
- h : Το ύψος του ορόφου (3.60 m).

Εάν $\theta \leq 0.10$, τα φαινόμενα 2ης τάξης μπορούν να αγνοηθούν πλήρως.

Πραγματοποιείται έλεγχος για τα δύο επίπεδα του φορέα. Για το συνολικό κατακόρυφο φορτίο κάθε ορόφου πολλαπλασιάζεται η συνολική συσσωρευμένη σεισμική μάζα του ορόφου με την επιτάχυνση g .

Cumulative Mass / Center			
$M_{x,c}$ [t]	$M_{y,c}$ [t]	$X_{cm,c}$ [m]	$Y_{cm,c}$ [m]
190.036	184.667	16.169	7.818
414.546	403.809	16.024	7.805

Εικόνα 4-9: Συσσωρευμένη σεισμική μάζα ανά όροφο

Για τον 1ο Όροφο (Story 0):

- $P_{\text{tot}} = 414.546 \text{ t} \cdot 9.81 \text{ m/s}^2 = 4066.70 \text{ kN}$
- $V_{\text{tot}} = 1200.56 \text{ kN}$ (Μέγιστη τέμνουσα βάσης στη διεύθυνση X)
- $d_r = 19.6 \text{ mm} \cdot 2.50 = 49.0 \text{ mm} = 0.049 \text{ m}$
- $\theta = (4066.70 \cdot 0.049) / (1200.56 \cdot 3.60) = 199.27 / 4322.02 = 0.046$

Για το Δώμα (Story 1):

- $P_{\text{tot}} = 190.036 \text{ t} \cdot 9.81 \text{ m/s}^2 = 1864.25 \text{ kN}$
- $V_{\text{tot}} = 768.75 \text{ kN}$ (Μέγιστη τέμνουσα ορόφου στη διεύθυνση X)
- $d_r = 19.2 \text{ mm} \cdot 2.50 = 48.0 \text{ mm} = 0.048 \text{ m}$
- $\theta = (1864.25 \cdot 0.048) / (768.75 \cdot 3.60) = 89.48 / 2767.50 = 0.032$

Story No.	Floor Set No.	Story Height ΔZ [m]	Story Forces		Cumulative Mass		Interstory Drift		Sensitivity Coefficient	
			F_x [kN]	F_y [kN]	$M_{x,c}$ [t]	$M_{y,c}$ [t]	Δu_x [mm]	Δu_y [mm]	Φ_x [–]	Φ_y [–]
1	1.1	-3.600	768.75	-729.93	190.036	184.667	19.0	19.2	0.032	0.033
	1.1		-768.75	729.93	190.036	184.667	-19.0	-19.2	0.032	0.033
0	0.2	3.600	1200.56	-1164.50	414.546	403.809	19.6	19.6	0.046	0.046
	0.2		-1200.56	1164.50	414.546	403.809	-19.6	-19.6	0.046	0.046

Εικόνα 4-10: Τιμή θ του λογισμικού ταυτίζεται με την χρήση του τύπου του Ευρωκώδικα

Όπως προκύπτει από τους υπολογισμούς, ο δείκτης ευαισθησίας θ λαμβάνει τη μέγιστη τιμή του στον 1ο όροφο $\theta = 0.046$, η οποία είναι μικρότερη του κανονιστικού ορίου 0.10. Συνεπώς, η δυσκαμψία του φορέα, την οποία εξασφαλίζει η παρουσία του πυρήνα οπλισμένου σκυροδέματος και των κατακόρυφων δικτυωμάτων, επαρκεί για την αποφυγή φαινομένων απώλειας ευστάθειας. Τα φαινόμενα 2ης τάξης P- δ αγνοούνται με ασφάλεια και η διαστασιολόγηση προχωρά με τα εντατικά μεγέθη της 1ης τάξης.

4.6 Εντατικά Μεγέθη Πυρήνα Σκυροδέματος από την Φασματική Ανάλυση

Για την αξιολόγηση της σεισμικής απόκρισης του κεντρικού πυρήνα οπλισμένου σκυροδέματος, επιλέχθηκε η εξαγωγή των εντατικών μεγεθών θεωρώντας το σύνολο των τοιχωμάτων ως μία ενιαία, τρισδιάστατη διατομή.

Πριν την ανάλυση των εντατικών μεγεθών του πυρήνα, κρίνεται απαραίτητη η περιγραφή του τρόπου έδρασης του πυρήνα.

Σύμφωνα με την εικόνα, η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής πρέπει πάντα να λαμβάνεται υπόψη στο προσομοίωμα.

(9)P The deformability of the foundation shall be taken into account in the model, whenever it may have an adverse overall influence on the structural response.

NOTE Foundation deformability (including the soil-structure interaction) may always be taken into account, including the cases in which it has beneficial effects.

Εικόνα 4-11: Απαιτήση συμπερίληψης αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής στο στατικό προσομοίωμα (EN1998-1, παραγρ. 4.3.1(9))

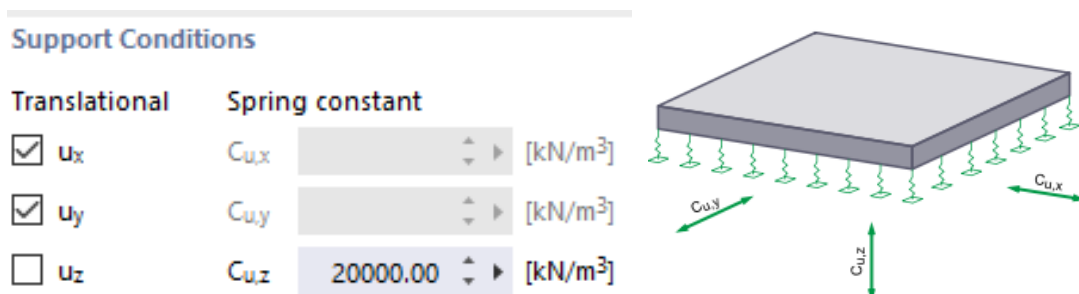
Στην παρούσα μελέτη εφαρμόστηκε η προσομοίωση με κατακόρυφα ελατήρια κάτω από τον πυρήνα, διότι μια απόλυτη πάκτωση με άπειρη δυσκαμψία θα ήταν μη ρεαλιστική. Η ελαστικότητα αυτή επιτρέπει τη μικρή στρόφη της βάσης του πυρήνα, η οποία ανακουφίζει ρεαλιστικά τις τεράστιες καμπτικές ροπές θεμελίωσης και δίνει πιο ακριβή εικόνα για τις οριζόντιες μετακινήσεις του κτιρίου. Για την προσομοίωση της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής επιλέχθηκε το μοντέλο ελαστικού υποβάθρου (μοντέλο Winkler). Η επιλογή αυτή εξασφαλίζει μια πιο ρεαλιστική απόκριση, επιτρέποντας τον περιορισμένο λικνισμό της θεμελίωσης, φαινόμενο που επηρεάζει καθοριστικά τη μορφή των διαγραμμάτων ροπών. Η τιμή του δείκτη εδάφους επιλέχθηκε να είναι ίση με $C_{u,z} = 20000 \text{ kN/m}^3$. Η επιλογή της συγκεκριμένης τιμής βασίζεται στην διεθνή βιβλιογραφία εδαφομηχανικής και συγκεκριμένα στους πίνακες εμπειρικών τιμών του Bowles (Εικόνα 4-12).

TABLE 9-1
Range of modulus of subgrade reaction k_s
Use values as guide and for comparison when using approximate equations

Soil	$k_s, \text{kN/m}^3$
Loose sand	4800–16 000
Medium dense sand	9600–80 000
Dense sand	64 000–128 000
Clayey medium dense sand	32 000–80 000
Silty medium dense sand	24 000–48 000
Clayey soil:	
$q_a \leq 200 \text{ kPa}$	12 000–24 000
$200 < q_a \leq 800 \text{ kPa}$	24 000–48 000
$q_a > 800 \text{ kPa}$	> 48 000

Εικόνα 4-12: Δείκτες αντίδρασης εδάφους από Joseph E. Bowles (1997), "Foundation analysis and design"

Βάσει της σχετικής βιβλιογραφίας, η τιμή των 20000 kN/m³ αντιστοιχεί σε τυπικό έδαφος μεσαίας συνεκτικότητας (όπως μεσαίας πυκνότητας άμμος ή σκληρή άργιλος). Η τιμή αυτή εισάγεται στην έδραση του πυρήνα ως επιφανειακή στήριξη (surface support) όπως φαίνεται στην Εικόνα 4-13.



Εικόνα 4-13: Εισαγωγή δείκτη $c_{u,z}$ στην βάση του πυρήνα σκυροδέματος

Στον Εικόνα 4-14 παρουσιάζονται τα μέγιστα εντατικά μεγέθη του πυρήνα, όπως υπολογίστηκαν από το λογισμικό RFEM 6. Για τον 1ο όροφο (Member 194), τα αποτελέσματα δίνονται στη βάση (Node 170, $Z = 7.20$ m) και στην κορυφή του ορόφου (Node 169, $Z = 3.60$ m). Αντίστοιχα, για το επίπεδο του δώματος (Member 195), τα αποτελέσματα δίνονται στη βάση του δώματος (Node 169, $Z = 3.60$ m) και στην κορυφή του κτιρίου (Node 171, $Z = 0.00$ m).

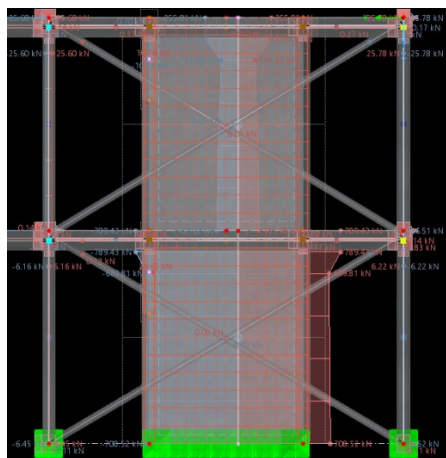
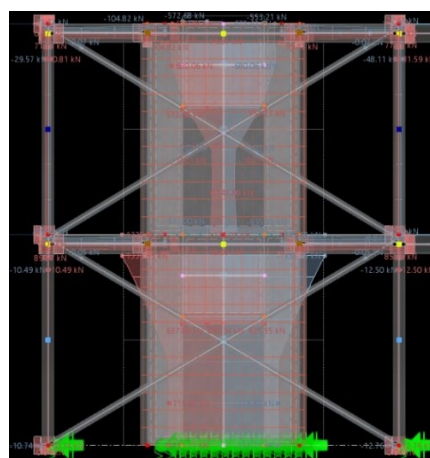
Shear Wall No.	Story No.	Member No.	Node No.	Elevation Z [m]		N	Forces [kN]	V _y	V _z	M _T	Moments [kNm]	M _y	M _z
1	0	194	169	3.600	N	31.05	503.78	1058.41	1546.78	1793.66	1167.56		
						-31.05	-503.78	-1058.41	-1546.78	-1793.66	-1167.56		
					V _y	10.47	789.43	623.26	1100.22	302.68	1817.84		
						-10.47	-789.43	-623.26	-1100.22	-302.68	-1817.84		
					V _z	25.37	561.66	1335.65	2065.62	1853.10	1285.21		
						-25.37	-561.66	-1335.65	-2065.62	-1853.10	-1285.21		
					M _T	24.73	591.23	1327.77	2078.44	1804.62	1353.31		
						-24.73	-591.23	-1327.77	-2078.44	-1804.62	-1353.31		
					M _y	27.78	193.95	1249.73	1853.46	1932.75	434.59		
						-27.78	-193.95	-1249.73	-1853.46	-1932.75	-434.59		
					M _z	10.71	789.33	603.30	1071.03	256.70	1818.08		
						-10.71	-789.33	-603.30	-1071.03	-256.70	-1818.08		
			170	7.200	N	47.66	615.44	607.82	2196.20	217.26	195.74		
						-47.66	-615.44	-607.82	-2196.20	-217.26	-195.74		
					V _y	33.40	708.52	94.31	1868.04	91.77	230.40		
						-33.40	-708.52	-94.31	-1868.04	-91.77	-230.40		
					V _z	30.69	148.51	721.71	2623.38	270.66	60.08		
						-30.69	-148.51	-721.71	-2623.38	-270.66	-60.08		
					M _T	32.75	562.64	657.47	3123.75	268.97	189.59		
						-32.75	-562.64	-657.47	-3123.75	-268.97	-189.59		
					M _y	30.38	407.70	705.89	2980.63	278.51	141.44		
						-30.38	-407.70	-705.89	-2980.63	-278.51	-141.44		
					M _z	31.51	705.57	210.72	2119.41	125.79	231.41		
						-31.51	-705.57	-210.72	-2119.41	-125.79	-231.41		
2	1	195	171	0.000	N	29.62	247.88	602.55	1964.68	815.16	1089.01		
						-29.62	-247.88	-602.55	-1964.68	-815.16	-1089.01		
					V _y	28.40	255.01	449.69	1685.92	403.69	1130.75		
						-28.40	-255.01	-449.69	-1685.92	-403.69	-1130.75		
					V _z	26.64	205.45	675.42	2007.75	1044.53	885.66		
						-26.64	-205.45	-675.42	-2007.75	-1044.53	-885.66		
					M _T	28.41	228.01	659.73	2058.26	959.61	997.70		
						-28.41	-228.01	-659.73	-2058.26	-959.61	-997.70		
					M _y	15.33	72.05	602.44	1501.33	1112.58	248.74		
						-15.33	-72.05	-602.44	-1501.33	-1112.58	-248.74		
					M _z	27.54	253.26	382.39	1567.66	203.25	1137.99		
						-27.54	-253.26	-382.39	-1567.66	-203.25	-1137.99		
			169	3.600	N	20.48	132.02	143.28	2000.85	763.23	804.07		
						-20.48	-132.02	-143.28	-2000.85	-763.23	-804.07		
					V _y	12.84	161.90	89.55	2294.59	279.29	895.80		
						-12.84	-161.90	-89.55	-2294.59	-279.29	-895.80		
					V _z	13.03	86.25	178.02	2405.82	802.80	384.49		
						-13.03	-86.25	-178.02	-2405.82	-802.80	-384.49		
					M _T	14.37	143.08	160.08	2850.99	714.37	776.53		
						-14.37	-143.08	-160.08	-2850.99	-714.37	-776.53		
					M _y	15.69	29.51	165.44	1870.77	856.67	155.21		
						-15.69	-29.51	-165.44	-1870.77	-856.67	-155.21		
					M _z	14.53	156.65	33.95	1918.51	73.44	922.51		
						-14.53	-156.65	-33.95	-1918.51	-73.44	-922.51		

Εικόνα 4-14: Εντατικά μεγέθη Πυρήνα Σκυροδέματος από την ανάλυση Φάσματος Απόκρισης

Αξίζει να σημειωθεί ότι λόγω της προσομοίωσης ελαστικής θεμελίωσης που περιεγράφηκε παραπάνω (Winkler, $C_{u,z} = 20000 \text{ kN/m}^3$), παρατηρείται ευκαμψία η οποία εκτονώνει τις καμπτικές ροπές στη βάση. Ωστόσο, η ισχυρή οριζόντια δυσκαμψία του 1ου ορόφου σταματάει αυτή τη στροφή, αναγκάζοντας τον πυρήνα σε διπλή καμπυλότητα. Έτσι, σε αντίθεση με έναν κλασικό πρόβολο, οι μέγιστες καμπτικές δυνάμεις μετατοπίζονται στη στάθμη του 1ου ορόφου. Παράλληλα, οι απότομες μεταβολές στα 3.60m υποδηλώνουν τη συγκεντρωμένη μεταβίβαση των σεισμικών δυνάμεων από το διάφραγμα του ορόφου στον κατακόρυφο φορέα.

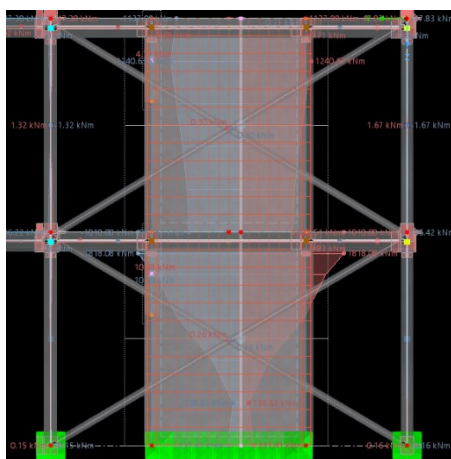
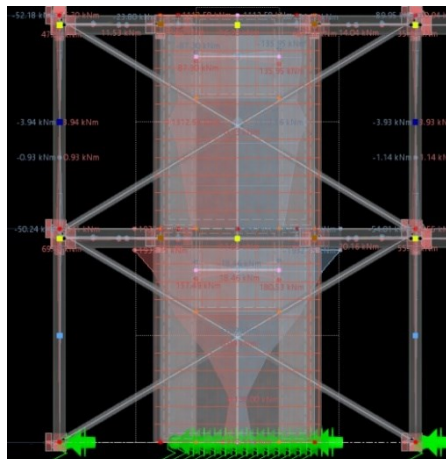
Τέμνουσες Δυνάμεις V_y , V_z :

Ο πυρήνας αναλαμβάνει το μεγαλύτερο μέρος του σεισμικού φορτίου, περίπου το 66% της συνολικής σεισμικής τέμνουσας βάσης κατά την διεύθυνση y ($V_y = 789.43 \text{ kN}$ και τέμνουσα βάσης $F_y = 1164.50 \text{ kN}$ από κεφάλαιο 4.2).. Αντίθετα, στο επίπεδο του επάνω ορόφου οι τιμές μειώνονται σημαντικά, επιβεβαιώνοντας τη φυσιολογική καθ' ύψος μείωση των εντάσεων. Η αυξημένη τιμή της $V_z=1335.65$, η οποία υπερβαίνει ελάχιστα τη συνολική τέμνουσα βάσης ($F_z=1260\text{kN}$), οφείλεται στους ικανοτικούς συντελεστές προσαύξησης που επιβάλλει ο Ευρωκώδικας 8, προκειμένου να εξασφαλιστεί η προστασία του πυρήνα έναντι ψαθυρής αστοχίας σε διάτμηση.

Τέμνουσα V_y Τέμνουσα V_z 

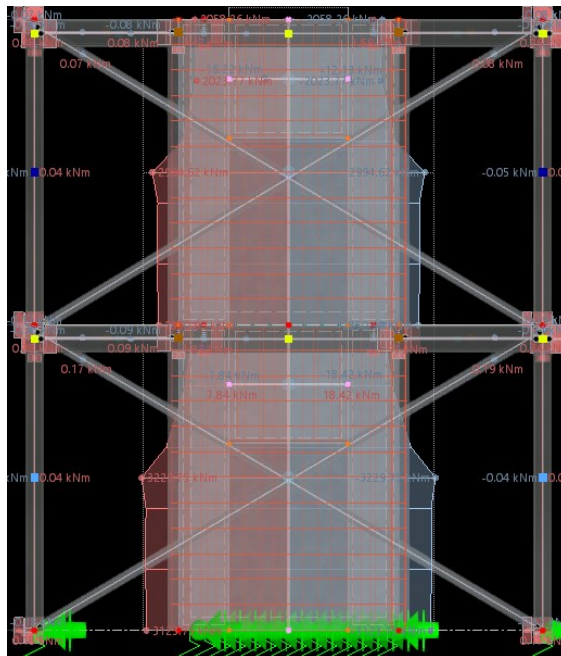
Καμπτικές Ροπές M_y , M_z :

Λόγω της ελαστικής θεμελίωσης, ξεκινούν από ελάχιστες τιμές στο έδαφος (231.41 kNm και 268.97 kNm αντίστοιχα). Στη συνέχεια αυξάνονται σημαντικά και μεγιστοποιούνται στη στάθμη του 1ου ορόφου ($M_y = 1818.08 \text{ kNm}$, $M_z = 1932.75 \text{ kNm}$), ενώ στο δώμα ακολουθούν μειούμενη πορεία έως την κορυφή.

Ροπή M_y Ροπή M_z 

Στρεπτική Ροπή M_T :

Η σημαντική γεωμετρική εκκεντρότητα του κτιρίου προκαλεί επίσης ισχυρή στρεπτική καταπόνηση στον κλειστό πυρήνα. Η στρεπτική ροπή λαμβάνει τη μέγιστη τιμή της 3123.75 kNm στη βάση θεμελίωσης και διατηρείται σε ιδιαίτερα υψηλά επίπεδα καθ' όλο το ύψος του φορέα μεταξύ 2000 και 3000 kNm.

Ροπή - M_T 

5 ΔΙΑΤΑΞΗ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΠΥΡΗΝΑ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΚΛΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΟΥ

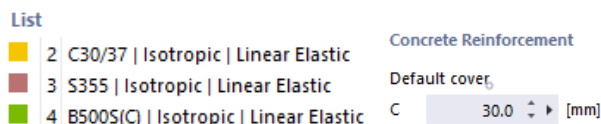
Η παρούσα ενότητα εστιάζει στη διαστασιολόγηση και τη διάταξη του οπλισμού του κεντρικού πυρήνα σκυροδέματος του κτιρίου. Στο προσομοίωμα του φορέα, ο πυρήνας έχει εισαχθεί ως στοιχείο τοιχώματος διατμήσεως (Shear Wall Section) διατομής μορφής U. Η γεωμετρία της εισάγεται στο λογισμικό RSECTION. Μέσω αυτού, γίνεται ο καθορισμός της διάταξης του οπλισμού.

5.1 Υλικά και Επικάλυψη

Για την κατασκευή του πυρήνα, τα υλικά που επιλέχθηκαν συμφωνούν με τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 2 και του Ευρωκώδικα 8 για κατασκευές με απαιτήσεις πλαστιμότητας. Συγκεκριμένα: Σκυρόδεμα: Κατηγορίας C30/37.

Χάλυβας Οπλισμού: Κατηγορίας B500S(C).

Ονομαστική Επικάλυψη: Έχει τεθεί $c = 30 \text{ mm}$ για το σύνολο των πλευρών της διατομής.



Εικόνα 5-1: Υλικά και επικάλυψη πυρήνα σκυροδέματος

5.2 Κανονιστικές Απαιτήσεις Οπλισμού

Πριν την αναλυτική περιγραφή της διάταξης του οπλισμού της διατομής αναφέρονται οι ελάχιστες απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8 για τον σχεδιασμό τοιχωμάτων έναντι σεισμού.

Βάσει του κανονισμού, όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα, η ελάχιστη επιτρεπόμενη διάμετρος των ράβδων ορίζεται στα 8 mm ($d_{bv} \geq 8 \text{ mm}$ και $d_{bh} \geq 8 \text{ mm}$). Σύμφωνα επίσης με τις κατασκευαστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 2, η μέγιστη επιτρεπόμενη απόσταση μιας μη συγκρατούμενης διαμήκου ράβδου από την πλησιέστερη συγκρατούμενη ορίζεται στα 150 mm.

Τέλος, στα άκρα και τις γωνίες των τοιχωμάτων επιβάλλεται η διαμόρφωση ενισχυμένων οριακών στοιχείων με αυξημένο ποσοστό διαμήκους οπλισμού και πυκνή περίσφιγξη, προκειμένου να αποτραπεί ο λυγισμός των θλιβόμενων ράβδων και να εξασφαλιστεί η απαιτούμενη τοπική πλαστιμότητα. Αυτές οι απαιτήσεις φαίνονται στην παρακάτω Εικόνα 5-2.

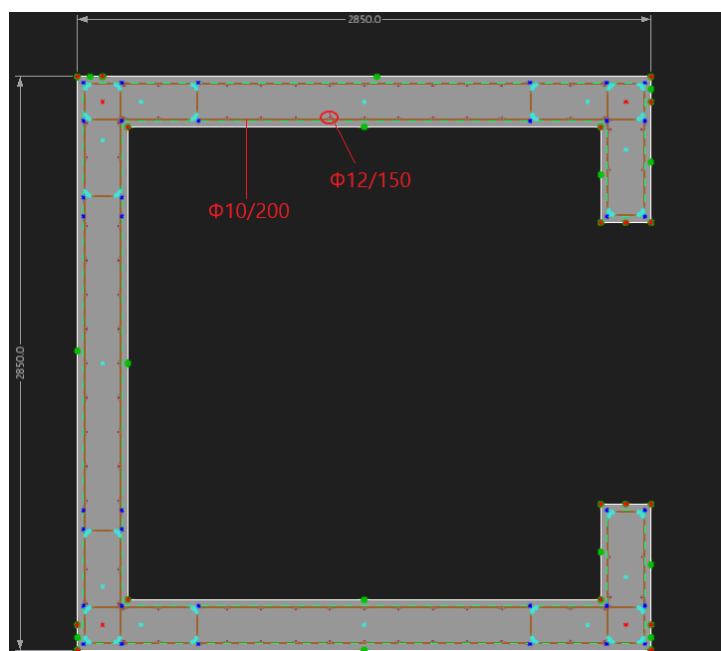
18. Κατασκευαστικές διατάξεις για μέγ. Ο/Σ κατά EC8 (αντισεισμικές)			
18.3 Τοιχώματα (M.N. Fardis, G. Tsionis, SPECIFIC RULES FOR DESIGN AND DETAILING OF CONCRETE WALLS)			
	DCH	DCM	DCL
Web thickness, $b_w \geq$	$\max(150\text{mm}, h_{storey}/20)$		-
critical region length, h_{cr}	$\geq \max(l_w, H/6)^{(1)}$ $\leq \min(2l_w, h_{storey})$ if wall ≤ 6 storeys $\leq \min(2l_w, 2h_{storey})$ if wall > 6 storeys		-
Boundary elements:			
a) in critical region:			
- length l_b from edge $\geq$	$0.15l_w, 1.5b_w$, length over which $\epsilon_c > 0.0035$	-	-
- thickness b_w over $l_b \geq$	$0.2m$; $h_w/15$ if $l_b \leq \max(2b_w, l_w/5)$; $h_w/10$ if $l_b > \max(2b_w, l_w/5)$	-	-
- vertical reinforcement:			
$\rho_{v, min}$ over $A_{cr} = l_b b_w$	0.5%	4% ⁽²⁾	0.2% ⁽³⁾
- confining hoops (w) ⁽⁴⁾ :			
$d_{sh} \geq$	$6\text{mm}, 0.4(f_{yk}/f_{yk,sh})^{1/3} d_{sh}$	6mm	in the part of the section where $\rho_c > 2\%$;
spacing $s_{sh} \leq$ ⁽⁵⁾	$6d_{sh}, b_w/3, 125\text{mm}$	$8d_{sh}, b_w/2, 175\text{mm}$	as over the rest of the wall (case b, below)
$\epsilon_{sh} \geq$ ⁽⁶⁾	0.12	0.08	
$\sigma_{sh, max} \geq$ ⁽⁷⁾ ⁽⁸⁾	50N/mm^2 ; $f_{yk,sh} - b_w - b_w/0.015$		
In parts of the section where $\epsilon_c > 0.2\%$: $\rho_{v, min} = 0.5\%$; In parts of the section where $\rho_c > 2\%$: - distance of unrestrained bar in compression zone from nearest restrained bar $\leq 150\text{mm}$; - hoops with $d_{sh} \geq \max(6\text{mm}, d_{sh}/4)$ & spacing $s_{sh} \leq \min(12d_{sh}, 0.6b_w, 240\text{mm})$ ⁽⁹⁾ up to a distance of $4b_w$ above or below floor beams or slabs, or $s_{sh} \leq \min(2d_{sh}, b_w, 400\text{mm})$ ⁽¹⁰⁾ beyond that distance			
b) over the rest of the wall height:			
Web:			
- vertical bars (v):			
$\rho_{v, min}$	wherever $\epsilon_c > 0.2\%$: 0.5%; elsewhere 0.2%		0.2% ⁽¹¹⁾
$\rho_{v, max}$	4%		
$d_{v, min} \geq$	8mm	-	
$d_{v, max} \leq$	$b_w/8$	-	
spacing $s_{v, max} \leq$	$\min(25d_{v, min}, 250\text{mm})$	$\min(3b_w, 400\text{mm})$	
- horizontal bars:			
$\rho_{h, min}$	0.2%	$\max(0.1\%, 0.25\rho_v)$ ⁽¹²⁾	
$d_{h, min} \geq$	8mm	-	
$d_{h, max} \leq$	$b_w/8$	-	
spacing $s_{h, max} \leq$	$\min(25d_{h, min}, 250\text{mm})$	400mm	
axial load ratio $\nu_d = N_{Ed}/A_{l,Ed}$	≤ 0.35	≤ 0.4	-
Design moments M_{Ed}	If $H_u/l_w \geq 2$, design moments from linear envelope of maximum moments M_{Ed} from analysis for the "seismic design situation", shifted up by the "tension shift" a_t ; from analysis for design seismic action & gravity		

Εικόνα 5-2: Ελάχιστη διάμετρος και απόστασης οπλισμών για τοιχώματα (EN1998)

5.3 Διάταξη Οπλισμού Διατομής

Κύριος Διαμήκης Οπλισμός: Σε κάθε μία από τις τρεις πλευρές της U-διατομής, έχουν τοποθετηθεί κατακόρυφες ράβδοι διαμέτρου $\Phi 12$ ανά 150 mm, ικανοποιώντας τον κανονιστικό περιορισμό μέγιστης απόστασης. Συνολικά διατάσσονται 17 ράβδοι ανά παρειά, δηλαδή 34 ράβδοι συνολικά για κάθε μία από τις τρεις πλευρές της διατομής.

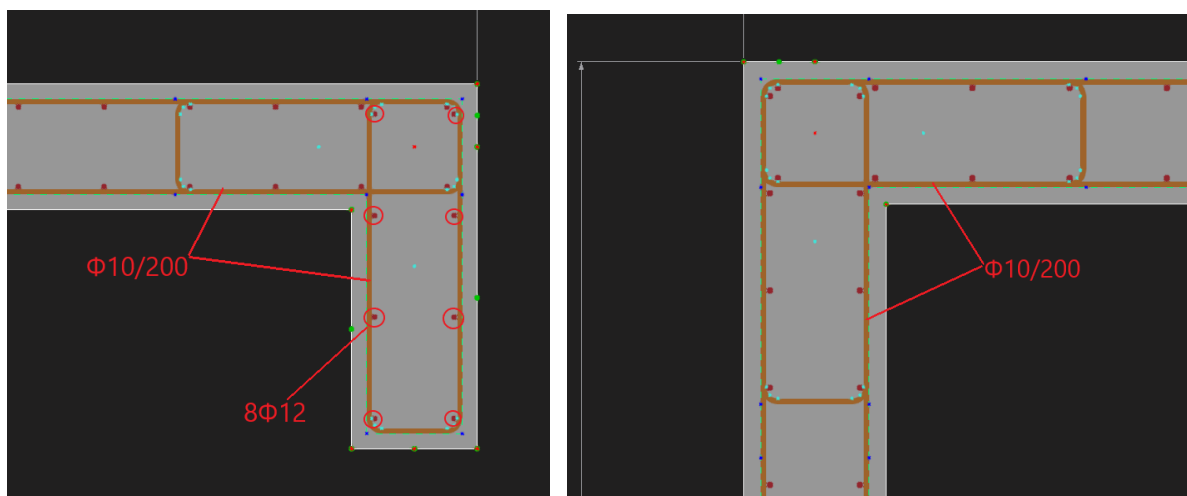
Κύριος Εγκάρσιος Οπλισμός: Για την παραλαβή των τεμνουσών δυνάμεων και την περίσφιγξη του σκυροδέματος, έχουν τοποθετηθεί συνδετήρες διαμέτρου $\Phi 10$ ανά 200 mm.



Εικόνα 5-3: Διάταξη οπλισμού πυρήνα σκυροδέματος

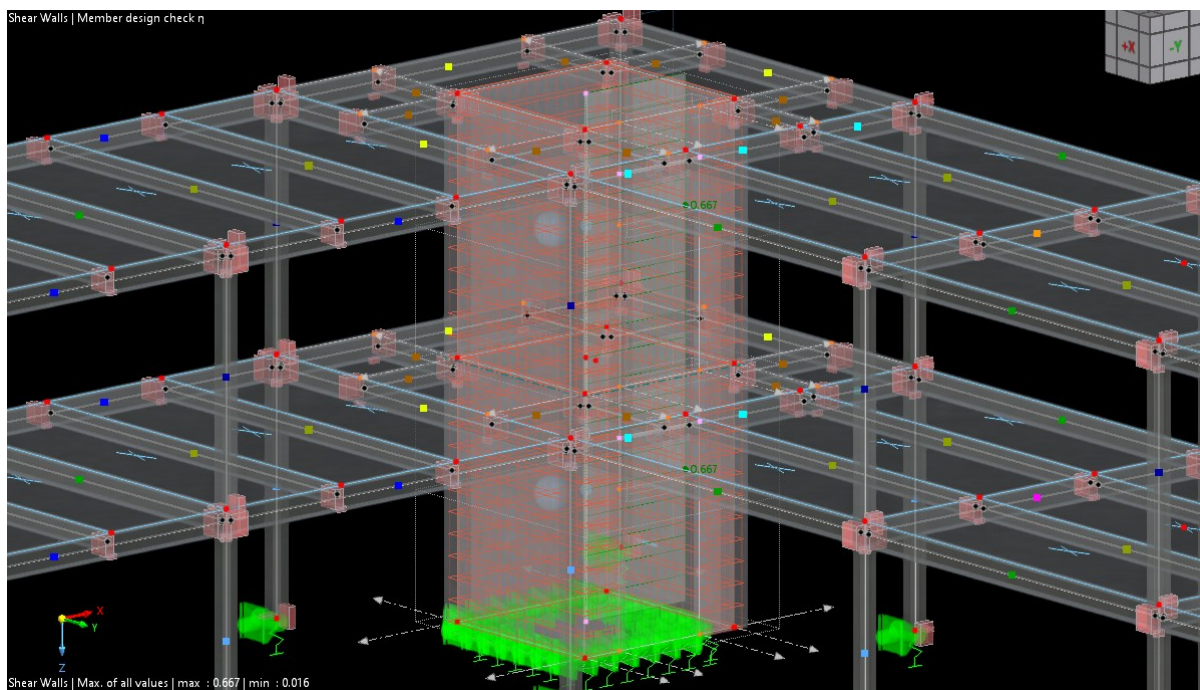
Λεπτομέρεια Γωνιών:

Στις περιοχές των γωνιών και ειδικότερα στις εσοχές της U-διατομής, όπου αναπτύσσονται συγκεντρώσεις τάσεων, έχουν διαταχθεί πρόσθετοι οπλισμοί. Τοποθετήθηκαν 8 ράβδοι $\Phi 12$, ενώ η περιοχή ενισχύθηκε με επιπλέον συνδετήρες διαμέτρου $\Phi 10$, εξασφαλίζοντας την περίσφιγξη.



Εικόνα 5-4: Πρόσθετοι οπλισμοί στις γωνίες του πυρήνα

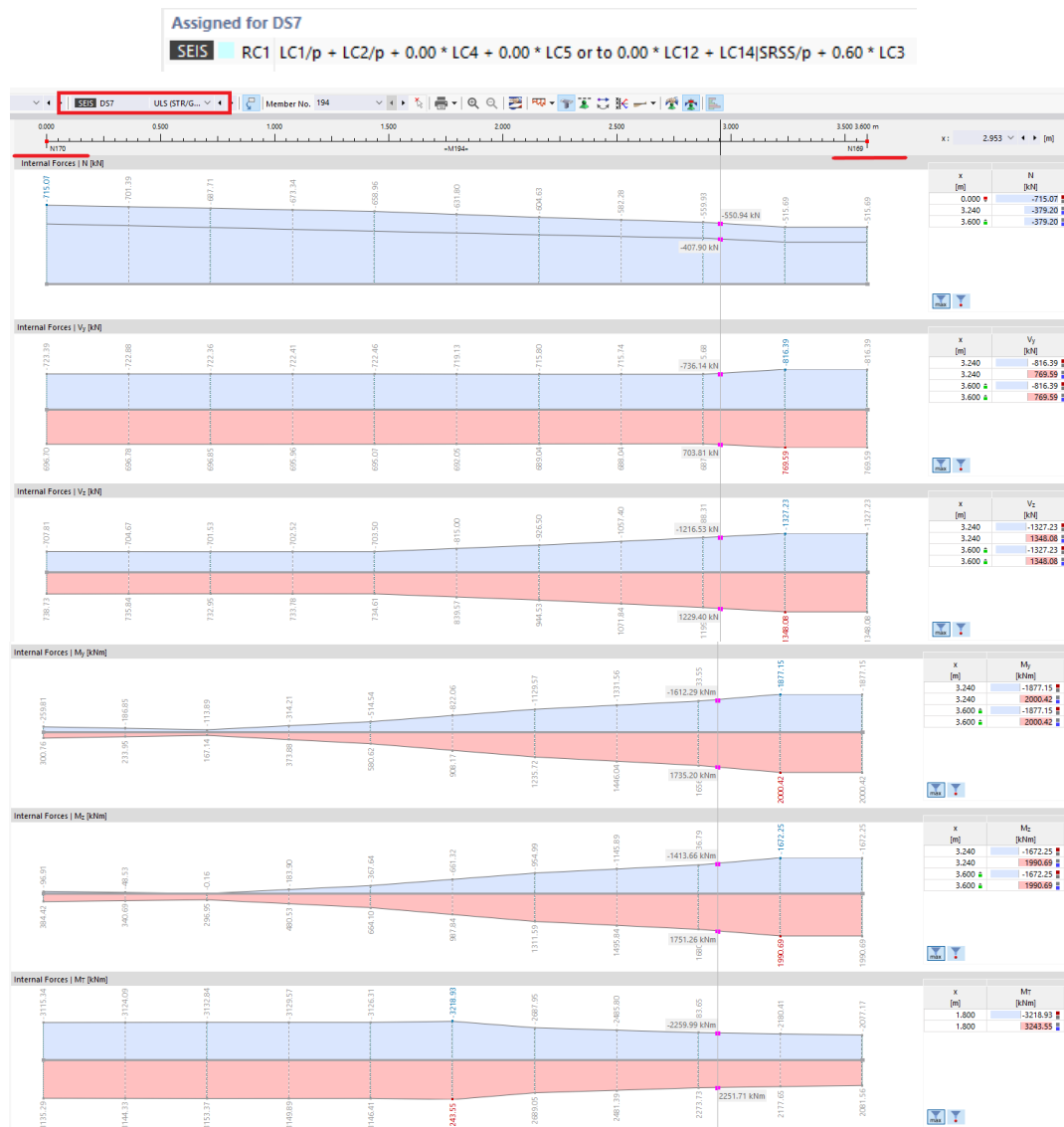
Ο συνολικός οπλισμός του πυρήνα όπως μεταφέρθηκε από το λογισμικό RSECTION στο RFEM φαίνεται στην παρακάτω εικόνα:



Εικόνα 5-5: Απεικόνιση συνολικού οπλισμού στο λογισμικό RFEM6

5.4 Εντατικά Μεγέθη Πυρήνα Σκυροδέματος από τον Σεισμικό Συνδυασμό

Παρακάτω δίνονται τα εντατικά μεγέθη από τον σεισμικό συνδυασμό LC1 + LC2 + + 0.60LC3 + LC14 δηλαδή μόνιμα φορτία, πρόσθετα μόνιμα, 60% των κινητών φορτίων και εντατικά μεγέθη φασματικής απόκρισης που παρουσιάστηκαν στην Ενότητα 4.6. Πρόκειται για τα εντατικά μεγέθη του πυρήνα του ισογείου τα οποία είναι μεγαλύτερα από εκείνα του ορόφου. Η στάθμη 0m αντιστοιχεί στη βάση, όπως φαίνεται στο αριστερό μέρος στην Εικόνα 5-6, και η στάθμη 3,60 m στο ύψος της οροφής του ισογείου, στο δεξί μέρος της εικόνας.



Εικόνα 5-6: Εντατικά μεγέθη σεισμικού συνδυασμού LC1 + LC2 + + 0.60LC3 + LC14

Άρα τα μέγιστα εντατικά μεγέθη είναι:

$$N = -715.07 \text{ kN}$$

$$V_y = -816.39 \text{ kN}, V_y = 769.59 \text{ kN}$$

$$V_z = -1327.23 \text{ kN}, V_z = 1348.08 \text{ kN}$$

$$M_y = -1877.15 \text{ kNm}, M_y = 2000.42 \text{ kNm}$$

$$M_z = -1672.25 \text{ kNm}, M_z = 1990.69 \text{ kNm}$$

$$M_T = -3218.93 \text{ kNm}, M_T = 3243.55 \text{ kNm}$$

Άρα θα δημιουργηθούν δυο καταστάσεις φόρτισης:

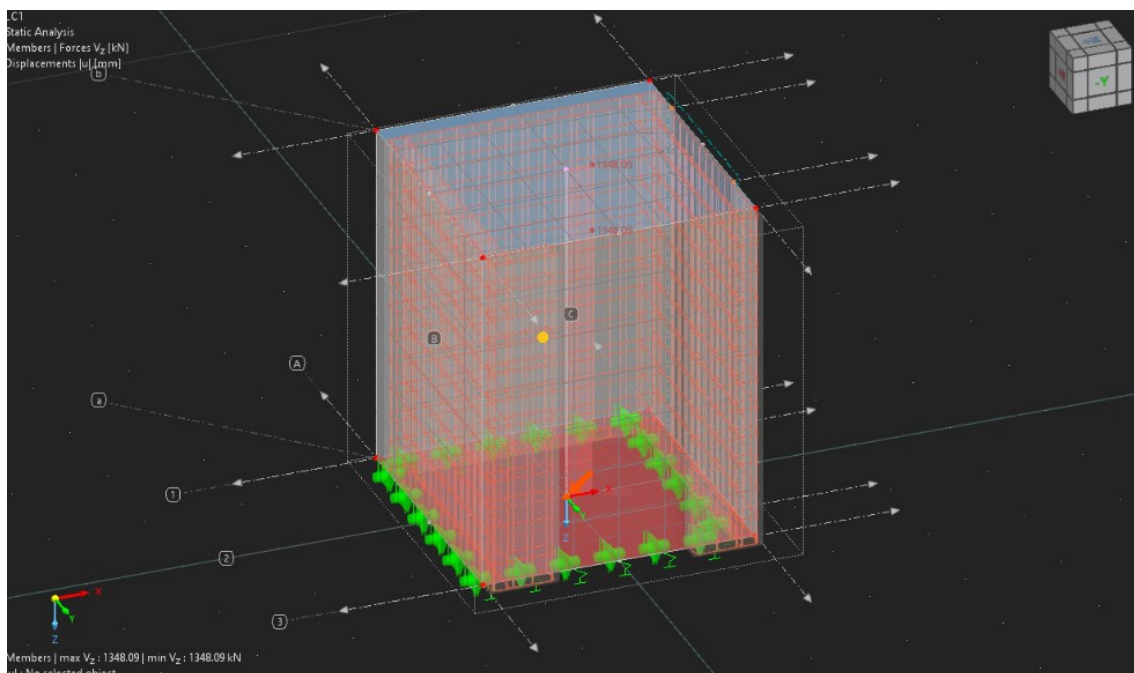
LC1: Σεισμική Ώθηση Α Θετικά

- $N = -715.07 \text{ kN}$
- $V_y = +769.59 \text{ kN}$
- $V_z = +1348.08 \text{ kN}$
- $M_y = +2000.42 \text{ kNm}$
- $M_z = +1990.69 \text{ kNm}$
- $M_T = +3243.55 \text{ kNm}$

LC2: Σεισμική Ώθηση Β Αρνητικά

- $N = -715.07 \text{ kN}$
- $V_y = -816.39 \text{ kN}$
- $V_z = -1327.23 \text{ kN}$
- $M_y = -1877.15 \text{ kNm}$
- $M_z = -1672.25 \text{ kNm}$
- $M_T = -3218.93 \text{ kNm}$

Επειδή το λογισμικό δεν μπορεί να αντλήσει τα εντατικά από σεισμικό συνδυασμό περιβάλλουσας +/- δημιουργήθηκε νέο μοντέλο με τον πυρήνα του ισογείου και τα φορτία εφαρμόστηκαν χειροκίνητα.



Εικόνα 5-7: Δημιουργία αυτόνομου μοντέλου πυρήνα σκυροδέματος για την εισαγωγή εντατικών μεγεθών

5.5 Έλεγχος Επάρκειας Διαμήκης Οπλισμού

Το συνολικό παρεχόμενο εμβαδόν διαμήκους οπλισμού ($A_{s,provided}$) του πυρήνα προκύπτει από το άθροισμα των οπλισμών της κάθε πλευράς ως εξής:

Συνολικό πλήθος ράβδων:

- Ράβδοι στις παρειές: 3 πλευρές · 34 ράβδοι ανά πλευρά = 102 ράβδοι Φ12
- Ράβδοι στις γωνίες: 2 γωνίες · 8 ράβδοι ανά γωνία = 16 ράβδοι Φ12
- Συνολικός αριθμός διαμήκων ράβδων: $102 + 16 = 118$ ράβδοι Φ12

Εμβαδόν διατομής μίας ράβδου Φ12:

$$A_{s1} = \pi \cdot (d^2) / 4 = 3.14159 \cdot (1.2^2) / 4 = 3.14159 \cdot 1.44 / 4 = 1.131 \text{ cm}^2$$

Συνολικός παρεχόμενος οπλισμός:

$$A_{s,prov,tot} = 118 \text{ ράβδοι} \cdot 1.131 \text{ cm}^2 \text{ ανά ράβδο} = \underline{133.45 \text{ cm}^2}$$

Το παραπάνω συνολικό εμβαδόν φαίνεται συγκεντρωτικά στον παρακάτω πίνακα

Concrete Design					Reinforcement on Shear Walls			
Shear Wall No.	Member Set No.	Member No.	Node No.	Location x [m]	Longitudinal Reinforcement [cm ²]			Stirrup [cm ² /m]
					$A_{s,prov,-z}$ (top)	$A_{s,prov,+z}$ (bottom)	$A_{s,prov,tot}$	$a_{sw,prov}$
Extremes	1	1	14	0.000 ±	65.60	65.60	133.45	5.24
1	1	1	14	0.000 ±	65.60	65.60	133.45	5.24
	1	1	14	0.000 ±	65.60	65.60	133.45	5.24
	1	1	14	0.000 ±	65.60	65.60	133.45	5.24
Total					65.60	65.60	133.45	5.24

Εικόνα 5-8: Συνολικός διαθέσιμος διαμήκης οπλισμός $A_{s,prov,tot}$ (ανά τομή)

Επίσης σημειώνεται ότι η συνολική τέμνουσα σχεδιασμού $V_{Ed} = 1687.21 \text{ kN}$ που φαίνεται στον έλεγχο παρακάτω προκύπτει ως η διαγώνια συνισταμένη των οριζόντιων τεμνουσών $V_y = 769.59 \text{ kN}$ και $V_z = 1348.08 \text{ kN}$, αυξημένη αυτόματα από το λογισμικό λόγω της επίδρασης των πρόσθετων διατμητικών τάσεων που προκαλεί η στρεπτική ροπή $M_T = 3243.55 \text{ kNm}$.

Ο μέγιστος απαιτούμενος διαμήκης οπλισμός που προέκυψε από τους υπολογισμούς παρακάτω για τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό $A_{s,req,tot} = 45.00 \text{ cm}^2$

Άρα ο τελικός λόγος εξάντλησης του οπλισμού της διατομής διαμορφώνεται ως εξής:

$$\eta = A_{s,req,tot} / A_{s,prov,tot} = 45.00 \text{ cm}^2 / 133.46 \text{ cm}^2 = 0.337$$

Άρα ο διαμήκης οπλισμός επαρκεί. Ο έλεγχος φαίνεται αναλυτικά στην Εικόνα 5-9.

Design Check UL0105.01 | EN 1992 | ELOT | 2014-11

Ultimate Limit State

Required total longitudinal reinforcement on members

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$= \frac{500.000 \text{ N/mm}^2}{1.15}$$

$$= 434.783 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{s,min} = \max \left(k_1 \cdot \frac{|N_{Ed}|}{f_{yd}}, k_2 \cdot A_c \right)$$

$$= \max \left(0.100 \cdot \frac{715.104 \text{ kN}}{434.783 \text{ N/mm}^2}, 0.002 \cdot 22500.00 \text{ cm}^2 \right)$$

$$= 45.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,req,tot} = \max(A_{s,stat,tot}, A_{s,min}, A_{s,min,tot}, 0)$$

$$= \max(31.53 \text{ cm}^2, 45.00 \text{ cm}^2, 0.00 \text{ cm}^2, 0)$$

$$= 45.00 \text{ cm}^2$$

$$C_{Rd,c} = \frac{k_0}{\gamma_c}$$

$$= \frac{0.18}{1.50}$$

$$= 0.120$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$= 1.000 \cdot \frac{30.000 \text{ N/mm}^2}{1.50}$$

$$= 20.000 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cp} = \min \left(-\frac{N_{Ed}}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd} \right)$$

$$= \min \left(-\frac{715.104 \text{ kN}}{22500.00 \text{ cm}^2}, 0.2 \cdot 20.000 \text{ N/mm}^2 \right)$$

$$= 0.318 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{l,A_s,req} = \min \left(\frac{A_{s,stat,-z(top)}}{b_{w,t,V_{Ed,req}} \cdot d_{V_{Ed,req}}}, 0.02 \right)$$

$$= \min \left(\frac{31.53 \text{ cm}^2}{289.5 \text{ mm} \cdot 3010.5 \text{ mm}}, 0.02 \right)$$

$$= 0.004$$

$$k_{req} = \min \left(1 + \sqrt{\frac{d_{limit}}{d_{V_{Ed,req}}}}, 2 \right)$$

$$= \min \left(1 + \sqrt{\frac{200.0 \text{ mm}}{3010.5 \text{ mm}}}, 2 \right)$$

$$= 1.258$$

$$v_{min,req} = k_2 \cdot (k_{req})^{\frac{3}{2}} \cdot (f_{ck})^{\frac{1}{2}}$$

$$= 0.04 \cdot (1.258)^{\frac{3}{2}} \cdot (30.000 \text{ N/mm}^2)^{\frac{1}{2}}$$

$$= 0.27$$

$$V_{Rd,c,min,req} = (v_{min,req} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_{w,t,V_{Ed,req}} \cdot d_{V_{Ed,req}}$$

$$= (0.27 + 0.15 \cdot 0.318 \text{ N/mm}^2) \cdot 289.5 \text{ mm} \cdot 3010.5 \text{ mm}$$

$$= 277.175 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c,A_s,req} = \max \left(\left(C_{Rd,c} \cdot k_{req} \cdot (100 \cdot \rho_{l,A_s,req} \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_{w,t,V_{Ed,req}} \cdot d_{V_{Ed,req}}, V_{Rd,c,min,req} \right)$$

$$= \max \left(\left(0.120 \cdot 1.258 \cdot (100 \cdot 0.004 \cdot 30.000 \text{ N/mm}^2)^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot 0.318 \text{ N/mm}^2 \right) \cdot 289.5 \text{ mm} \cdot 3010.5 \text{ mm}, 277.175 \text{ kN} \right)$$

$$= 332.759 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} > V_{Rd,c,A_s,req}$$

$$A_{sl,VRd,c,req,-z(top)} = 0$$

$$A_{sl,V,\Delta F_{td}} = \frac{\min(0.5 \cdot |V_{Ed}| \cdot (\cot(\theta_{Ed}) + \cot(\alpha_{Ed})), (F_{Ed,max} - F_{Ed}))}{f_{yd}}$$

$$= \frac{\min(0.5 \cdot 1687.210 \text{ kN} \cdot (\cot(21.80 \text{ deg}) + \cot(90.00 \text{ deg})), (1649.60 \text{ kN} - 1649.60 \text{ kN}))}{434.783 \text{ N/mm}^2}$$

$$= 0.00 \text{ cm}^2$$

$$\eta = \frac{A_{s,req,tot}}{A_{s,prov,tot}}$$

$$= \frac{45.00 \text{ cm}^2}{133.45 \text{ cm}^2}$$

$$= 0.337$$

$$\eta = 0.337 \leq 1 \quad \checkmark$$

f_{yd}	Design yield strength of reinforcement
f_{yk}	Characteristic yield strength
γ_s	Partial factor for reinforcement
$A_{s,min}$	Minimum longitudinal reinforcement area
k_1	Factor k_1 for calculation of minimum total area of longitudinal reinforcement
N_{Ed}	Axial force in section due to loading or prestressing
k_2	Factor k_2 for calculation of minimum total area of longitudinal reinforcement
A_c	Area of concrete section
$A_{s,stat,tot}$	Required longitudinal reinforcement for bending and axial force
$A_{s,min,tot}$	Minimum user-defined reinforcement area
$C_{Rd,c}$	Parameter $C_{Rd,c}$
k_0	Factor k_0 for calculation of design value for shear resistance
γ_c	Partial factor for concrete
f_{cd}	Design value of compressive strength of concrete
α_{cc}	Coefficient considering long-term effects on compressive strength
f_{ck}	Characteristic cylinder compressive strength of concrete
σ_{cp}	Axial stress in cross-section due to loading or prestressing
$\rho_{l,A_s,req}$	Reinforcement ratio for designed longitudinal reinforcement (tension)
$A_{s,stat,-z(top)}$	Required longitudinal reinforcement for bending and axial force
$b_{w,t,V_{Ed,req}}$	Smallest width of cross-section in tensile area perpendicular to V_{Ed}
$d_{V_{Ed,req}}$	Effective depth in direction of V_{Ed}
k_{req}	Parameter k
d_{limit}	Limit of effective depth
$v_{min,req}$	Minimum shear strength of plain concrete
k_2	Factor k_2 for calculation of design value for shear resistance
$V_{Rd,c,min,req}$	Minimum shear capacity without reinforcement
k_1	Factor k_1 for calculation of design value for shear resistance
$V_{Rd,c,A_s,req}$	Shear capacity without reinforcement to take into account designed reinforcement
$A_{sl,VRd,c,req,-z(top)}$	Required longitudinal reinforcement due to shear capacity
$A_{sl,V,\Delta F_{td}}$	Additional area of longitudinal reinforcement for tension due to shear
V_{Ed}	Design shear force
θ_{Ed}	Inclination of compression strut for design of reinforcement
α_{Ed}	Angle of shear reinforcement to member axis
$F_{Ed,max}$	Tension force of all bars in member section with max. bending moment
F_{Ed}	Acting tensile force due to bending and axial force
$A_{s,req,tot}$	Required reinforcement
$A_{s,prov,tot}$	Provided reinforcement

Εικόνα 5-9: Έλεγχος συνολικού απαιτούμενου διαμήκη οπλισμού

5.6 Έλεγχος Διαξονικής Κάμψης και Αξονικής Δύναμης

Το διάγραμμα αλληλεπίδρασης απεικονίζει τις αντοχές της διατομής υπό την ταυτόχρονη επίδραση αξονικής δύναμης και κάμψης σε δύο κατευθύνσεις. Ο τελικός λόγος εξάντλησης υπολογίζεται από ως το αντίστροφο του συντελεστή ασφαλείας γ . Ο δείκτης αυτός εκφράζει το ποσοστό της αντοχής που καταναλώνεται και προκύπτει από τον λόγο των δυνάμεων σχεδιασμού που ασκούνται στον πυρήνα N_{Ed} , M_{Ed} προς τις αντίστοιχες μέγιστες τιμές αντοχής της διατομής N_{Rd} , M_{Rd} .

Provided Reinforcement		
Longitudinal reinforcement - top	$A_{s-z} \text{ (top)}$	65.60 cm ²
Longitudinal reinforcement - bottom	$A_{s-z} \text{ (bottom)}$	65.60 cm ²
Provided reinforcement	$A_{s,prov,tot}$	133.45 cm ²
Stirrups	$\phi_{siv}, V, stirrup$	5.24 cm ² /m
Percentage of reinforcement - top	$\rho-z \text{ (top)}$	0.29 %
Percentage of reinforcement - bottom	$\rho-z \text{ (bottom)}$	0.29 %
Ratio of shear reinforcement	ρ_w	0.00 %
State of Strain		
Depth of neutral axis	x_{Ed}	831.0 mm
Relative depth of neutral axis	x_{Ed} / d_{Ed}	0.289 --
Effective depth	d	2871.2 mm
Neutral axis inclination	$\theta_{0,Ed}$	-20.31 deg
Curvatures		
Ultimate State		
Design Capacities		
Design axial capacity	N_{Rd}	-1629.77 kN

Εικόνα 5-10: Αξονική δύναμη αντοχής N_{Rd}

Design Check UL0100 | EN 1992 | ELOT | 2014-11

Ultimate Limit State
Section resistance for bending with or without axial force, acc. to 6.1

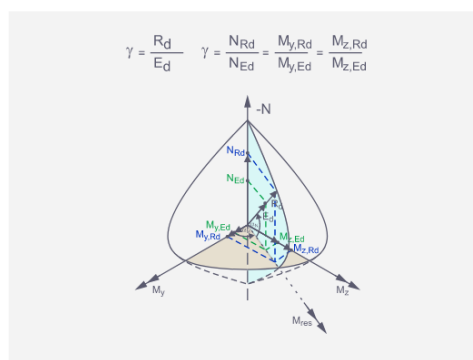


Figure 1: Interaction Diagram with Design Forces and Capacities

$$\eta = \frac{1}{\gamma}$$

$$= \frac{1}{2.26}$$

$$= 0.442$$

$$\eta = 0.442 \leq 1 \quad \checkmark$$

γ Safety factor

Εικόνα 5-11: Έλεγχος αντίστασης για κάμψη με ή χωρίς δράση αξονικής δύναμης

$$N_{Rd} / N_{Ed} = -1629.77 / -710.07 = 2.26$$

$$\eta = 1/\gamma = 2.26 = 0.442$$

Εφόσον η τιμή $\eta = 0.442$ παραμένει μικρότερη της μονάδας άρα επιβεβαιώνεται η επάρκεια του πυρήνα για τα φορτία σχεδιασμού.

5.7 Έλεγχος Επάρκειας Υλικού

Ο έλεγχος επιβεβαιώνει ότι η χαρακτηριστική αντοχή του σκυροδέματος 30 N/mm² της C30/37 είναι εντός των επιτρεπόμενων ορίων της μέγιστης κλάσης 90 N/mm².

Design Check MA0100 | EN 1992 | ELOT | 2014-11

Material Validity

Maximum value of concrete strength class (C_{max}) acc. to 3.1.2(2)

$$\eta = \frac{f_{ck}}{f_{ck,max}}$$

$$= \frac{30.000 \text{ N/mm}^2}{90.000 \text{ N/mm}^2}$$

$$= 0.333$$

$$\eta = 0.333 \leq 1 \quad \checkmark$$

f_{ck} Characteristic cylinder compressive strength of concrete

$f_{ck,max}$ Maximum value of characteristic cylinder compressive strength of concrete

Εικόνα 5-12: Έλεγχος μέγιστης κατηγορίας αντοχής σκυροδέματος

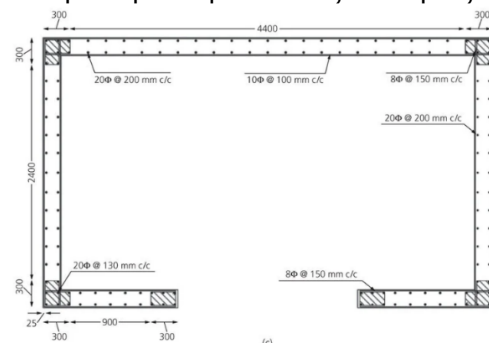
5.8 Συγκεντρωτικός Πίνακας Ελέγχων

Στον πίνακα που ακολουθεί συνοψίζονται τα τελικά αποτελέσματα των βαθμών εκμετάλλευσης για το σύνολο των ελέγχων του πυρήνα. Όπως παρατηρείται, τόσο ο κύριος έλεγχος επάρκειας έναντι ορθών τάσεων, όσο και οι συμπληρωματικοί έλεγχοι ανθεκτικότητας όπως η επικάλυψη οπλισμών και έλεγχος υλικού ικανοποιούνται.

Design Check Ratio η [--]	Design Check Type	Description
0.442 $\checkmark$	UL0100.00	Ultimate Limit State Section resistance for bending with or without axial force, acc. to 6.1
0.667 $\checkmark$	DC0400.00	Durability and Cover to Reinforcement Concrete cover acc. to 4.4.1
0.333 $\checkmark$	MA0100.00	Material Validity Maximum value of concrete strength class (C_{max}) acc. to 3.1.2(2)

Εικόνα 5-13: Συγκεντρωτικός πίνακας ελέγχων πυρήνα σκυροδέματος, όλοι οι έλεγχοι ικανοποιούνται, $\eta < 1$

Τέλος, σημειώνεται ότι η φιλοσοφία της διάταξης του οπλισμού για τα τοιχώματα του πυρήνα βασίστηκε στο επιστημονικό άρθρο "Seismic performance of concrete-shear-wall buildings in India" (Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings, 2016). Η βασική αρχή της συγκεκριμένης διάταξης με συγκέντρωση οπλισμού και αυξημένη περίσφιξη στα άκρα και τις γωνίες, συμβαδίζει με την κατασκευαστική λογική και τις απαιτήσεις που επιβάλλει ο Ευρωκώδικας 8 για τη Μέση Κατηγορία Πλαστιμότητας, με την οποία έχει σχεδιαστεί ο φορέας. Σημειώνεται ότι η πηγή χρησιμοποιήθηκε μόνο ως οδηγός για τη γενική μορφή της διάταξης των οπλισμών. Οι τελικές επιλογές, οι διατομές και τα ποσοστά οπλισμού προέκυψαν από τις απαιτήσεις και τη διαστασιολόγηση του φορέα.

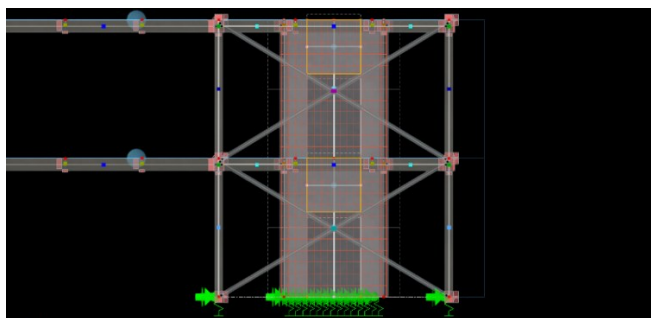


Εικόνα 5-14: Παράδειγμα διάταξης οπλισμού πυρήνα σκυροδέματος από το επιστημονικό άρθρο:

Seismic performance of concrete-shear-wall buildings in India, June 2016, Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings 169(11): 809-824, DOI: 10.1680/jstbu.15.00047.

5.9 Σχεδιασμός και Έλεγχος Υψίκορμων Δοκών Κλιμακοστασίου

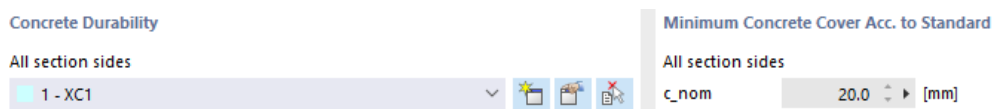
Παρακάτω αναλύεται ο σχεδιασμός και ο έλεγχος επάρκειας των υψίκορμων δοκών που βρίσκονται επάνω από τις θύρες του πυρήνα του κλιμακοστασίου.



Εικόνα 5-15: Θέση υψίκορμων δοκών πάνω από την θύρα κλιμακοστασίου

Διαστάσεις Διατομής: Πλάτος $b = 250$ mm και ύψος $h = 1400$ mm

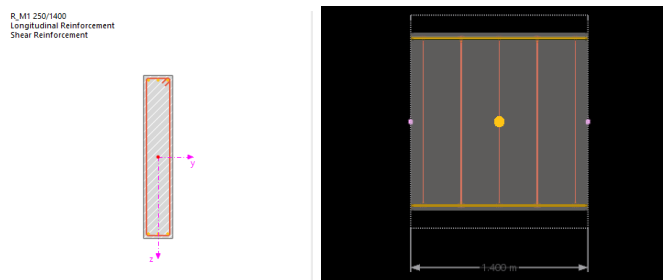
Επικάλυψη Οπλισμών: Βάσει της κατηγορίας έκθεσης XC1 (ξηρό εσωτερικό περιβάλλον), εφαρμόστηκε αυτόματα ονομαστική επικάλυψη $c_{nom} = 20$ mm περιμετρικά σε όλες τις πλευρές της διατομής.



Εικόνα 5-16: Επικάλυψη οπλισμού υψίκορμων δοκών

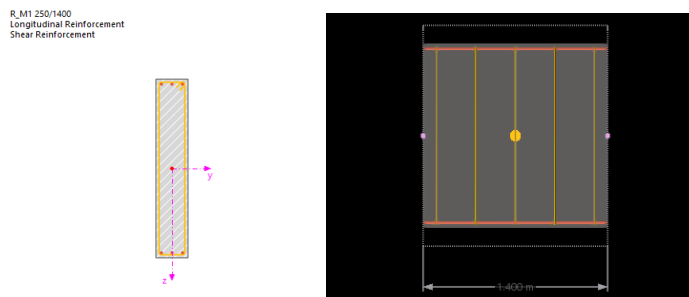
5.9.1 Διάταξη Οπλισμού

Διαμήκης Οπλισμός: Τοποθετήθηκαν $3\Phi 20$ στην άνω ίνα και $3\Phi 20$ στην κάτω ίνα της διατομής.



Εικόνα 5-17: Διαμήκης Οπλισμός

Εγκάρσιος Οπλισμός: Για την παραλαβή των τεμνουσών δυνάμεων και της στρέψης, διατάχθηκαν κλειστοί κατακόρυφοι συνδετήρες $5\Phi 10$, όπως αποτυπώνεται στα σχετικά σχέδια λεπτομερειών.



Εικόνα 5-18: Εγκάρσιος Οπλισμός

5.9.2 Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα Ελέγχων

Στον παρακάτω πίνακα συνοψίζονται οι κρισιμότεροι έλεγχοι βάσει του Ευρωκώδικα 2. Όπως παρατηρείται, όλοι οι λόγοι εξάντλησης είναι μικρότεροι της μονάδας ($\eta \leq 1.0$), αποδεικνύοντας την στατική επάρκεια των υψίκορμων δοκών.

Constr. Stage	Deep Beam No.	Member Set No.	Member No.	Location x [m]	Design Situation	Loading No.	Design Check Ratio η [-]	Design Check Type	Description
Governing design checks without assigned construction stage									
1	3	196	0.000	DS1	CO31	0.091	✓	UL0100.00	Ultimate Limit State Section resistance for bending with or without axial force, acc. to 6.1
2	4	197	0.000	DS1	CO37	0.123	✓	UL0200.02	Ultimate Limit State Shear resistance - Reinforcement shear capacity acc. to 6.2
1	3	196	0.980	DS1	CO41	0.098	✓	UL0300.00	Ultimate Limit State Torsion resistance - Utilization of design torsional capacity only with torsion moment acc. to 6.3
2	4	197	0.000	DS1	CO37	0.086	✓	UL0301.00	Ultimate Limit State Interaction resistance - Utilization of inclined compressive struts due to torsion and shear acc. to 6.3.2(4)
2	4		0.000	DS1	CO37	0.135	✓	UL0302.00	Ultimate Limit State Interaction resistance - Utilization of torsional stirrups due to torsion and shear acc. to 6.3.2(3)
1	3	196	0.980	DS1	CO41	0.153	✓	UL0303.00	Ultimate Limit State Interaction resistance - Utilization of torsional longitudinal reinforcement due to torsion, bending, axial force and shear acc. to 6.3.2(3)
1	3		0.000	DS2	CO99	0.085	✓	Sk0204.00	Serviceability Stress limitation in reinforcement acc. to 7.2(5)
1	3		0.000	DS1	CO1	1.000	✓	DC0400.00	Durability and Cover to Reinforcement Concrete cover acc. to 4.4.1
1	3		0.980	DS1	CO31	0.111	✓	DW0205.00	Detailing of Members and Particular Rules Shift rule for longitudinal tension reinforcement acc. to 9.2.1.3(2)
1	3		0.000	DS1	CO1	1.000	✓	DR0500.00	Detailing of Reinforcement Anchorage length of stirrups and shear reinforcement acc. to 8.5(2)
1	3		0.000	DS1	CO1	0.625	✓	DR0800.00	Detailing of Reinforcement Additional rules for large-diameter bars $d_{s,large}$ acc. to 8.8(1)
1	3		0.000	DS1	CO1	0.333	✓	MA0100.00	Material Validity Maximum value of concrete strength class (C_{max}) acc. to 3.1.2(2)

Εικόνα 5-19: Συγκεντρωτικός πίνακας ελέγχων υψίκορμης δοκού, όλοι οι έλεγχοι ικανοποιούνται, $\eta < 1$

Το ποσοστό εξάντλησης του μέλους παραμένει εξαιρετικά χαμηλό στα κύρια εντατικά μεγέθη (π.χ. κάτω από 10% σε κάμψη και κάτω από 13% σε διάτμηση), υποδηλώνοντας ότι οι επιλεγείσες διαστάσεις (250/1400) και ο διατεταγμένος οπλισμός (3Φ20 άνω/κάτω και συνδετήρες Φ10) καλύπτουν με ασφάλεια τις απαιτήσεις.

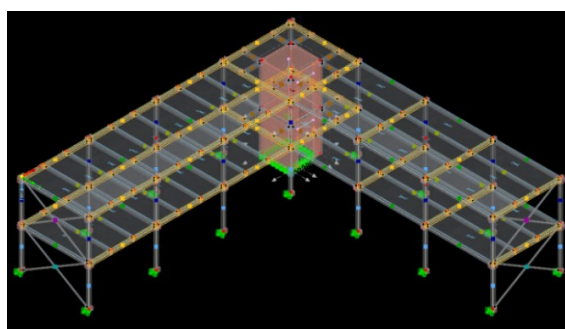
6 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΜΕΛΩΝ

Στην παρούσα ενότητα παρουσιάζεται η διαστασιολόγηση και έλεγχος σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 EN 1993, για τις κύριες δοκούς, τις συνδετήριες δοκούς πυρήνα, τα υποστυλώματα και τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας, που αποτελούν τα αμιγώς χαλύβδινα στοιχεία του φορέα. Για κάθε δομικό είδος, αρχικά επιλέγεται το κρίσιμότερο μέλος βάσει της δυσμενέστερης περιβάλλουσας στατικών φορτίων ULS και σεισμικών δράσεων ULS Seismic, και στη συνέχεια καθορίζονται αναλυτικά οι συννοριακές του συνθήκες, τα μήκη λυγισμού και οι παράμετροι σχεδιασμού. Στη συνέχεια, παρουσιάζεται η τελική διατομή που επιλέχθηκε μετά από επαναληπτικές δοκιμές βελτιστοποίησης, μαζί με τους αναλυτικούς ελέγχους αντοχής και σταθερότητας. Τέλος, αναλυτικός έλεγχος καθώς και οι συνολικοί δείκτες εξάντλησης *ratios* έναντι πυρκαγιάς παρουσιάζονται τέλος του κεφαλαίου.

6.1 Διαστασιολόγηση Κύριας Δοκού

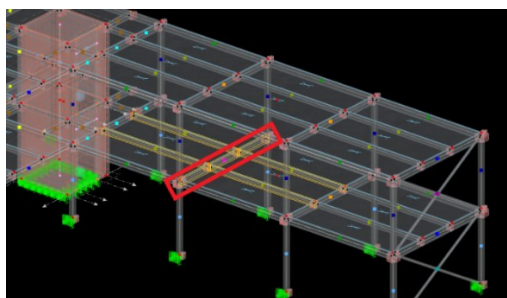
6.1.1 Επιλογή Κρίσιμης Δοκού

Αρχικά, στην εικόνα παρουσιάζεται η διάταξη όλων των κύριων δοκών, οι οποίες διαμορφώνονται ως αμιγώς χαλύβδινες διατομές.



Εικόνα 6-1: Θέση αμιγώς χαλύβδινων κύριων δοκών στον φορέα

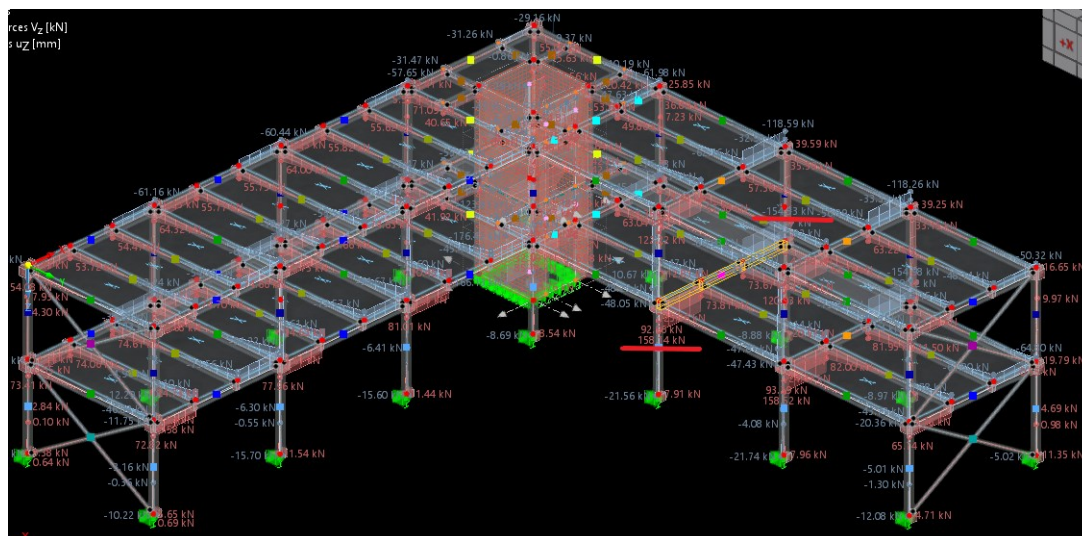
Ως κρίσιμο στοιχείο σχεδιασμού για τη διαστασιολόγηση της κατηγορίας καθορίζεται η διάταξη της δοκού που παραλαμβάνει *τέσσερις ενδιάμεσες δευτερεύουσες σύμμεικτες δοκούς*, λόγω του *μέγιστου εμβαδού επιρροής* και των *αυξημένων φορτίων*. Συγκεκριμένα, όπως αποτυπώνεται παρακάτω για τη συγκεκριμένη ομάδα μελών, ως το πιο δυσμενές στοιχείο επιλέγεται η *Δοκός 25* στην οροφή του *ισογείου*. Η επιλογή αυτή στη χαμηλότερη στάθμη του κτιρίου προέρχεται από τη συσσώρευση *εντονότερων κατακόρυφων φορτίων και σεισμικών δράσεων* από την άνω οροφή, γεγονός που οδηγεί στα μέγιστα εντατικά μεγέθη και στον υψηλότερο δείκτη εκμετάλλευσης όπως παρουσιάζεται αναλυτικά στην συνέχεια.



Εικόνα 6-2: Θέση κρίσιμης κύριας δοκού με την οποία θα γίνει η διαστασιολόγηση

Για λόγους κατασκευαστικής ομοιομορφίας και δομικής τυποποίησης, η διατομή που προκύπτει από την επίλυση της Δοκού 25 εφαρμόζεται καθολικά και σε όλες τις υπόλοιπες κύριες δοκούς του φορέα, λαμβάνοντας υπόψη στο λογισμικό τις αντίστοιχες, ορθές συννοριακές συνθήκες για κάθε μέλος.

Όπως φαίνεται στο διάγραμμα της περιβάλλουσας της Οριακής Κατάστασης Αστοχίας (ULS) για τις τέμνουσες δυνάμεις V_z , η Κύρια Δοκός 25 αναπτύσσει τις μέγιστες τιμές τέμνουσας σε σχέση με τις υπόλοιπες κύριες δοκούς του φορέα.

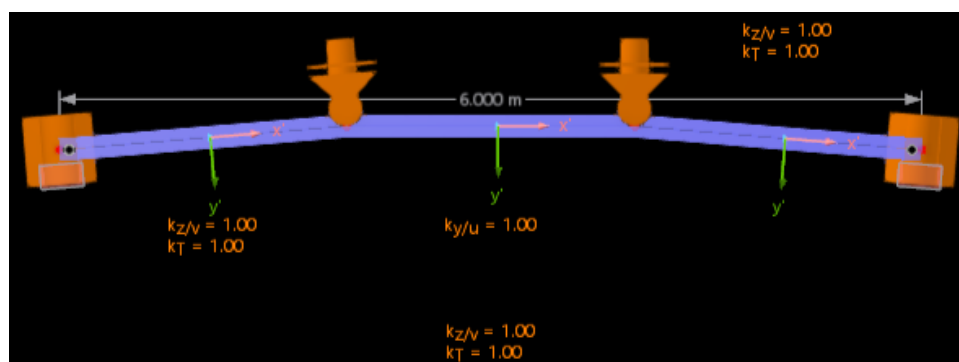


Εικόνα 6-3: Επιβεβαίωση κρίσιμης δοκού από το διάγραμμα τέμνουσών V_z περιβάλλουσας ΟΚΑ

Παραμετροποίηση Μέλους και Καθορισμός Συνθηκών Σχεδιασμού

6.1.2 Μήκη Λυγισμού για τους ελέγχους Οριακής Κατάστασης Αστοχίας

Στις παραμέτρους σταθερότητας έναντι λυγισμού, το μήκος λυγισμού ως προς τον ισχυρό άξονα παραμένει ίσο με το συνολικό άνοιγμα της δοκού $L_{cr,y} = 6.000 \text{ m}$. Αντίθετα, για τον ασθενή άξονα ($z-z$) και τον στρεπτοκαμπτικό λυγισμό $L_{cr,LT}$, το μήκος υποδιαιρείται σε *τρία επιμέρους τμήματα των 2.000 m μέσω των ενδιάμεσων κόμβων* $L_{cr,z} = 2\text{m}$ και $L_{cr,LT} = 2\text{M}$. Η παραδοχή αυτή έγινε διότι οι τέσσερις δευτερεύουσες σύμμεικτες δοκοί που ενώνονται πλευρικά λειτουργούν ως πλευρικές στηρίξεις, παρεμποδίζοντας τον πλευρικό λυγισμό του θλιβόμενου πέλματος της κύριας δοκού.



Overwrite Effective Lengths			
Segment Seq. No.	Principal axes		Torsional
	$L_{cr,y/u}$ [m]	$L_{cr,z/v}$ [m]	$L_{cr,T}$ [m]
.1	6.000	2.000	2.000
.2		2.000	2.000
.3		2.000	2.000

Εικόνα 6-4: Μήκη Λυγισμού για τους ελέγχους ΟΚΑ

6.1.3 Στηρίξεις Σχεδιασμού για τους ελέγχους Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας

Για τη διασφάλιση των κριτηρίων της Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας (SLS), ορίζονται στηρίξεις σχεδιασμού (Design Supports) στα δύο άκρα της ράβδου. Λαμβάνεται ως μήκος αναφοράς για τον έλεγχο των βελών κάμψης το συνολικό καθαρό άνοιγμα των 6.000 m και στους δύο τοπικούς άξονες (y και z).

Deflection Analysis Steel Design | EN 1993 | ELOT | 2017-01

Check direction
Local axis z and y

Displacement reference
Deformed segment ends

Segment in z/z'-axis

No.	Active	Length $L_{cz/z'}$ [m]	Precamber $w_{cz/z'}$ [mm]	Segment Type
1	☒	6.000	0.0	Beam

☐ User-defined lengths

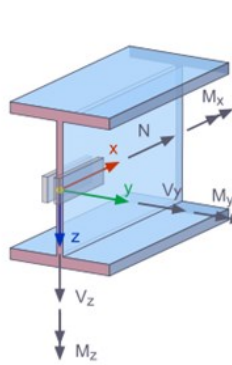
Segment in y/y'-axis

No.	Active	Length $L_{cy/y'}$ [m]	Precamber $w_{cy/y'}$ [mm]	Segment Type
1	☒	6.000	0.0	Beam

Εικόνα 6-5: Μήκη Λυγισμού για τους ελέγχους ΟΚΛ

6.1.4 Αρθρώσεις Ράβδου

Στα δύο άκρα της δοκού ορίζονται εσωτερικές αρθρώσεις με απελευθέρωση των στρεφών γύρω από τον τοπικό ισχυρό και ασθενή άξονα φ_y και φ_z , διατηρώντας παράλληλα τη δέσμευση έναντι στρέψης φ_x . Η παραδοχή αυτή προσομοιώνει την κατασκευαστική διαμόρφωση της σύνδεσης με τα υποστυλώματα, επιβάλλοντας τη μεταφορά των φορτίων αποκλειστικά μέσω κατακόρυφων τεμνουσών δυνάμεων V_z και αποτρέποντας τη μεταφορά ανεπιθύμητων καμπτικών ροών στα κατακόρυφα στοιχεία του φορέα.



Hinge Conditions

Translational		Spring constant	
☐	u_x	$C_{u,x}$	[kN/m]
☐	u_y	$C_{u,y}$	[kN/m]
☐	u_z	$C_{u,z}$	[kN/m]
Rotational		Spring constant	
☐	φ_x	$C_{\varphi,x}$	[kNm/rad]
☒	φ_y	$C_{\varphi,y}$	0.000 [kNm/rad]
☒	φ_z	$C_{\varphi,z}$	0.000 [kNm/rad]

Εικόνα 6-6: Εισαγωγή αρθρώσεων στα άκρα της κύριας δοκού

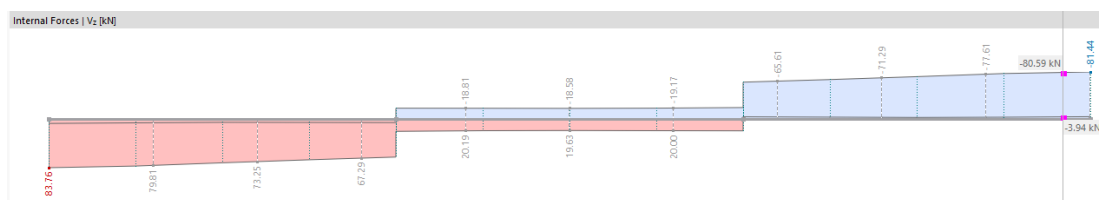
6.1.5 Εντατικά Μεγέθη

Τέμνουσα Δύναμη - $V_{z,Ed}$

Ο στατικός συνδυασμός *ULS* είναι ο καθοριστικός για τον σχεδιασμό, εμφανίζοντας τις μέγιστες τιμές στις στηρίξεις με 158.00 kN και -154.00 kN (Εικόνα 6-7). Αντίθετα, στον σεισμικό συνδυασμό οι αντίστοιχες μέγιστες τέμνουσες είναι μικρότερες, λαμβάνοντας τιμές 83.76 kN και -81.44 kN . (Εικόνα 6-8). Το διάγραμμα της τέμνουσας δύναμης παρουσιάζει κλιμακωτή μορφή, η οποία προκύπτει από τα συγκεντρωμένα φορτία των δευτερευουσών δοκών, ενώ μηδενίζεται πλήρως στο μεσαίο τμήμα της ράβδου.



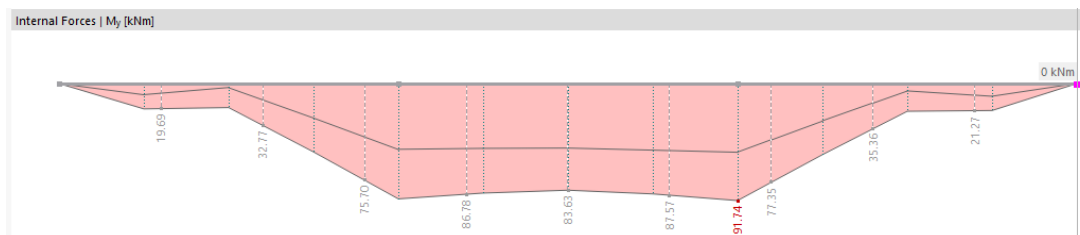
Εικόνα 6-7: $V_{z,Ed}$ – ULS



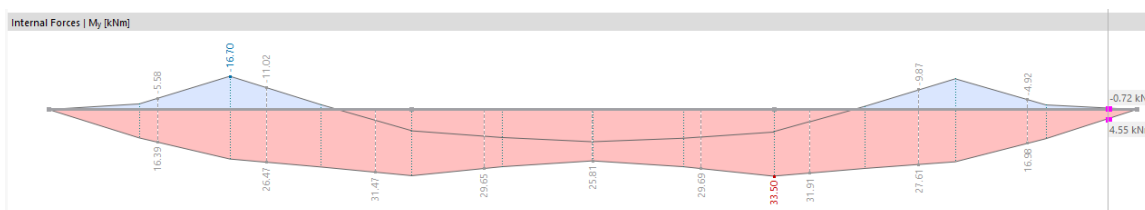
Εικόνα 6-8: $V_{z,Ed}$ – ULS Seismic

Ροπή Κάμψης - $M_{y,Ed}$

Το διάγραμμα ροπών κάμψης για τον στατικό συνδυασμό ULS σχηματίζει δύο χαρακτηριστικές κορυφές ακριβώς στις θέσεις έδρασης των ενδιάμεσων δευτερευουσών δοκών, φτάνοντας τη μέγιστη θετική τιμή των 91.74 kNm (Εικόνα 6-9), χωρίς την εμφάνιση αρνητικών ροπών. Κατά τον σεισμικό συνδυασμό, η εντατική κατάσταση διαφοροποιείται, εμφανίζοντας μικρότερη μέγιστη θετική ροπή της τάξης των 33.50 kNm , αλλά και την ανάπτυξη αρνητικών ροπών ίσων με -16.70 kNm . (Εικόνα 6-10). Βάσει των παραπάνω, ο στατικός συνδυασμός *ULS* αποτελεί τη δυσμενέστερη κατάσταση σχεδιασμού που θα καθορίσει τις απαιτήσεις αντοχής της διατομής.



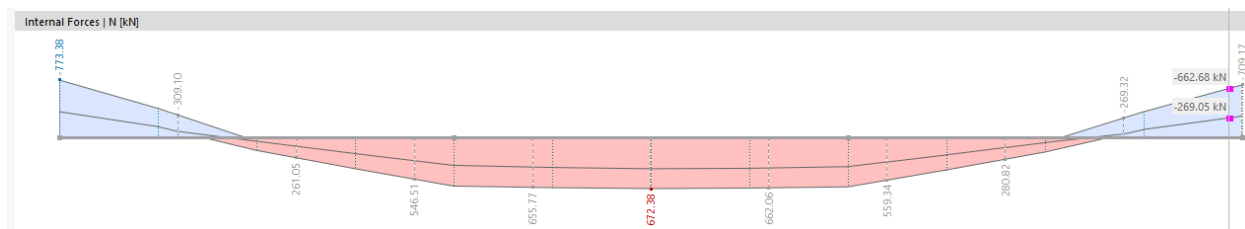
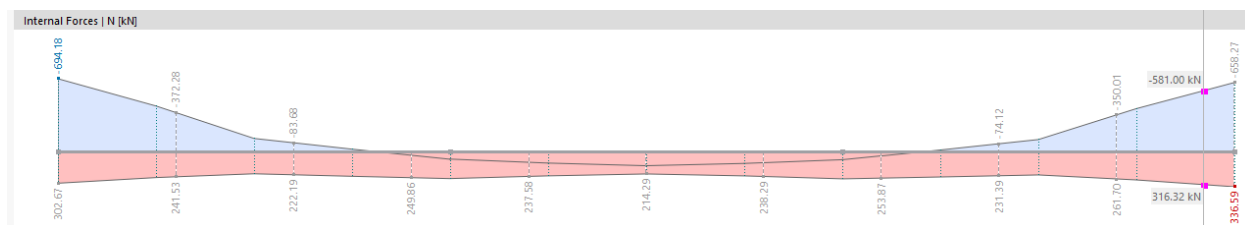
Εικόνα 6-9: $M_{y,Ed}$ – ULS



Εικόνα 6-10: $M_{y,Ed}$ – ULS Seismic

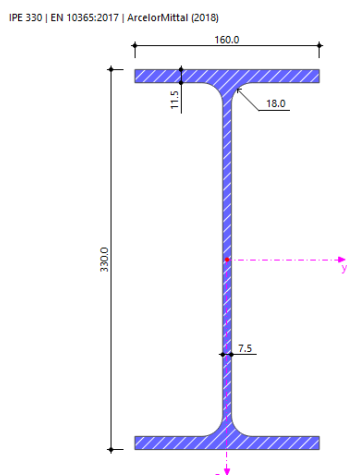
Αξονική Δύναμη - N_{Ed}

Σε αντίθεση με τη συνθήκη λειτουργία των απλά εδραζόμενων μελών, η συγκεκριμένη δοκός αναπτύσσει έντονη αξονική καταπόνηση. Στον στατικό συνδυασμό, παρατηρείται μέγιστη θλιπτική δύναμη -773.00 kN στα άκρα της και μέγιστη εφελκυστική δύναμη $+672.00 \text{ kN}$ στο κέντρο του ανοίγματος (Εικόνα 6-11). Στον αντίστοιχο σεισμικό συνδυασμό, οι εναλλασσόμενες μέγιστες τιμές εντοπίζονται στα άκρα και ανέρχονται σε -694.00 kN θλίψη και $+336.00 \text{ kN}$ εφελκυσμός (Εικόνα 6-12). Αυτό οφείλεται κυρίως στη ύπαρξη πλάκας επάνω από την δοκό (παρόλο που δεν έχει σχεδιαστεί ως σύμμικτη). Συνεπώς, ο *στατικός συνδυασμός* παραμένει ο δυσμενέστερος και για τον έλεγχο της αξονικής καταπόνησης.

Εικόνα 6-11: N_{Ed} – ULSΕικόνα 6-12: N_{Ed} – ULS Seismic

6.1.6 Επιλογή Διατομής

Κατόπιν επαναληπτικής υπολογιστικής διαδικασίας με στόχο τον βέλτιστο και οικονομικό σχεδιασμό, επιλέχθηκε ως καταλληλότερη για την κύρια δοκό η χαλύβδινη διατομή *IPE 330*. Η συγκεκριμένη διατομή ικανοποιεί τα κανονιστικά κριτήρια, εμφανίζοντας τελικό μέγιστο βαθμό εκμετάλλευσης (design ratio) ίσο με 0.799 . Οι αναλυτικοί υπολογιστικοί έλεγχοι αντοχής και ευστάθειας, καθώς και η εξαγωγή των επιμέρους δεικτών εξάντλησης για τη συγκεκριμένη διατομή, παρουσιάζονται αναλυτικά παρακάτω.



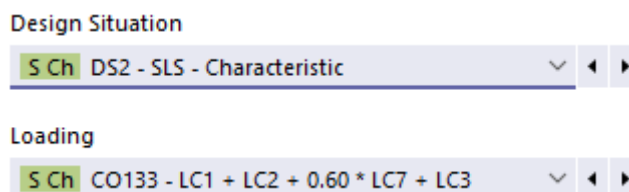
Εικόνα 6-13: Επιλογή διατομής κύριας δοκού IPE 330

6.1.7 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Έλεγχος Κατακόρυφου Βέλους Κάμψης

(Deflections in z-direction - EN 1993-1-1, 7.2)

Ο έλεγχος λειτουργικότητας πραγματοποιείται για να διασφαλιστεί ότι οι παραμορφώσεις της δοκού παραμένουν εντός των αποδεκτών ορίων, αποτρέποντας προβλήματα στη χρήση ή την αισθητική της κατασκευής. Για τη Δοκό 25 (μήκους $L = 6.00 \text{ m}$), ο κρίσιμος έλεγχος αφορά το κατακόρυφο βέλος κάμψης και προκύπτει από τον Χαρακτηριστικό Συνδυασμό Φορτίσεων (CO133).



Εικόνα 6-14: Κρίσιμος ο χαρακτηριστικός συνδυασμός φόρτισης CO133 για τον έλεγχο ΟΚΛ

Το μέγιστο τοπικό βέλος κάμψης εντοπίζεται στο μέσο του ανοίγματος της δοκού ($x = 3.00 \text{ m}$). Το επιτρεπτό όριο παραμόρφωσης έχει οριστεί σε $L/300$. Όπως προκύπτει από τον υπολογισμό, η πραγματική βύθιση είναι $9,9 \text{ mm}$ και είναι μικρότερη του ορίου 20 mm , ικανοποιώντας πλήρως τον έλεγχο:

$$\begin{aligned} w_{\text{lim},z} &= \frac{L}{L/w_{\text{lim}}} \\ &= \frac{6.000 \text{ m}}{300} \\ &= 20.0 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta &= \frac{|w_{\text{tot},z}|}{w_{\text{lim},z}} \\ &= \frac{|9.9 \text{ mm}|}{20.0 \text{ mm}} \\ &= 0.493 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.493 \leq 1 \quad \checkmark$$

$w_{\text{lim},z}$	Limit value of deflection
L	Reference length
L / w_{lim}	Relative deflection limit
$w_{\text{tot},z}$	Total deflection

6.1.8 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Για λόγους σύνοψης, στην ενότητα αυτή αναλύεται αποκλειστικά ο δυσμενέστερος έλεγχος, ο οποίος οδήγησε στον μέγιστο βαθμό εκμετάλλευσης της διατομής, και ακολουθεί ο συγκεντρωτικός πίνακας των αποτελεσμάτων της διατομής και του φορέα.

Το σύνολο των υπόλοιπων ελέγχων για την κύρια δοκό παρατίθεται στο Παράρτημα Α.1

Συνδυαστικός Έλεγχος Κάμψης και Αξονικής Θλίψης

(Bending and buckling about principal axes - EN 1993-1-1, 6.3.3)

$$\begin{aligned} N_{cr,y} &= (\pi)^2 \cdot E \cdot \frac{I_y}{(L_{cr,y})^2} \\ &= (\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{11770.00 \text{ cm}^4}{(6.000 \text{ m})^2} \\ &= 6776.31 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_y &= \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr,y}}} \\ &= \sqrt{\frac{60.99 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{6776.31 \text{ kN}}} \\ &= 0.565 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi_y &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0.2) + (\bar{\lambda}_y)^2 \right] \\ &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.210 \cdot (0.565 - 0.2) + (0.565)^2 \right] \\ &= 0.698 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi_y &= \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{(\Phi_y)^2 - (\bar{\lambda}_y)^2}} \\ &= \frac{1}{0.698 + \sqrt{(0.698)^2 - (0.565)^2}} \\ &= 0.90 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{cr,z} &= (\pi)^2 \cdot E \cdot \frac{I_z}{(L_{cr,z})^2} \\ &= (\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{788.00 \text{ cm}^4}{(2.000 \text{ m})^2} \\ &= 4083.06 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_z &= \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr,z}}} \\ &= \sqrt{\frac{60.99 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{4083.06 \text{ kN}}} \\ &= 0.728 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi_z &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0.2) + (\bar{\lambda}_z)^2 \right] \\ &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.340 \cdot (0.728 - 0.2) + (0.728)^2 \right] \\ &= 0.855 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi_z &= \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{(\Phi_z)^2 - (\bar{\lambda}_z)^2}} \\ &= \frac{1}{0.855 + \sqrt{(0.855)^2 - (0.728)^2}} \\ &= 0.77 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= \alpha_{cr} \cdot M_{y,Ed} \\ &= 12.64 \cdot 91.65 \text{ kNm} \\ &= 1158.69 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_{LT} &= \sqrt{\frac{W_{eff,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} \\ &= \sqrt{\frac{713.32 \text{ cm}^3 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{1158.69 \text{ kNm}}} \\ &= 0.467 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi_{LT} &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot (\bar{\lambda}_{LT})^2 \right] \\ &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.490 \cdot (0.467 - 0.400) + 0.750 \cdot (0.467)^2 \right] \\ &= 0.598 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi_{LT} &= \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT})^2 - \beta \cdot (\bar{\lambda}_{LT})^2}} \\ &= \frac{1}{0.598 + \sqrt{(0.598)^2 - 0.750 \cdot (0.467)^2}} \\ &= 0.96 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f &= 1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) \cdot \left(1 - 2 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2 \right) \\ &= 1 - 0.5 \cdot (1 - 1.000) \cdot \left(1 - 2 \cdot (0.467 - 0.8)^2 \right) \\ &= 1.000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi_{LT,mod} &= \frac{\chi_{LT}}{f} \\ &= \frac{0.96}{1.000} \\ &= 0.96 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{Rk} &= A_{eff} \cdot f_y \\ &= 60.99 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2 \\ &= 2165.010 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{y,Rk} &= W_{eff,y} \cdot f_y \\ &= 713.32 \text{ cm}^3 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2 \\ &= 253.23 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha_{h,y} &= \frac{M_{h,y}}{M_{s,y}} \\ &= \frac{0.00 \text{ kNm}}{83.17 \text{ kNm}} \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{my} &= 0.9 + 0.1 \cdot \alpha_{h,y} \\ &= 0.9 + 0.1 \cdot 0.000 \\ &= 0.900 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\alpha_{s,y,LT} &= \frac{M_{s,y,LT}}{M_{h,y,LT}} \\ &= \frac{11.84 \text{ kNm}}{86.96 \text{ kNm}} \\ &= 0.136\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C_{mLT} &= 0.2 + 0.8 \cdot \alpha_{s,y,LT} \\ &= 0.2 + 0.8 \cdot 0.136 \\ &= 0.309\end{aligned}$$

$$C_{mLT} = 0.4$$

$$\begin{aligned}k_{yy} &= C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \\ &= 0.900 \cdot \left(1 + 0.6 \cdot 0.565 \cdot \frac{773.38 \text{ kN}}{0.90 \cdot \frac{2165.010 \text{ kN}}{1.00}} \right) \\ &= 1.021\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}k_{yy} &= \min \left(k_{yy}, C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \right) \\ &= \min \left(1.021, 0.900 \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{773.38 \text{ kN}}{0.90 \cdot \frac{2165.010 \text{ kN}}{1.00}} \right) \right) \\ &= 1.021\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}k_{zy} &= 1 - 0.05 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{c,Ed}}{(C_{mLT} - 0.25) \cdot \chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \\ &= 1 - 0.05 \cdot 0.728 \cdot \frac{773.38 \text{ kN}}{(0.400 - 0.25) \cdot 0.77 \cdot \frac{2165.010 \text{ kN}}{1.00}} \\ &= 0.887\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}k_{zy} &= \max \left(k_{zy}, 1 - 0.05 \cdot \frac{N_{c,Ed}}{(C_{mLT} - 0.25) \cdot \chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \\ &= \max \left(0.887, 1 - 0.05 \cdot \frac{773.38 \text{ kN}}{(0.400 - 0.25) \cdot 0.77 \cdot \frac{2165.010 \text{ kN}}{1.00}} \right) \\ &= 0.887\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta_{N6.61} &= \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \\ &= \frac{773.38 \text{ kN}}{0.90 \cdot \frac{2165.010 \text{ kN}}{1.00}} \\ &= 0.396\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta_{My6.61} &= k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \\ &= 1.021 \cdot \frac{91.65 \text{ kNm}}{0.96 \cdot \frac{253.23 \text{ kNm}}{1.00}} \\ &= 0.384\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta_{6.61} &= \eta_{N6.61} + \eta_{My6.61} \\ &= 0.396 + 0.384 \\ &= 0.780\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta_{N6.62} &= \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \\ &= \frac{773.38 \text{ kN}}{0.77 \cdot \frac{2165.010 \text{ kN}}{1.00}} \\ &= 0.465\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta_{My6.62} &= k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \\ &= 0.887 \cdot \frac{91.65 \text{ kNm}}{0.96 \cdot \frac{253.23 \text{ kNm}}{1.00}} \\ &= 0.334\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta_{6.62} &= \eta_{N6.62} + \eta_{My6.62} \\ &= 0.465 + 0.334 \\ &= 0.799\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta &= \max(\eta_{6.61}, \eta_{6.62}) \\ &= \max(0.780, 0.799) \\ &= 0.799\end{aligned}$$

$$\eta = 0.799 \leq 1 \quad \checkmark$$

$\alpha_{s,y,LT}$	Factor
$M_{s,y,LT}$	Sagging moment
$M_{h,y,LT}$	Hogging moment
C_{mLT}	Equivalent uniform moment factor
k_{yy}	Interaction factor
$N_{c,Ed}$	Design compression force
γ_{M1}	Partial factor
k_{zy}	Interaction factor
$\eta_{N6.61}$	Design component for N
$\eta_{My6.61}$	Design component for M_y
$M_{y,Ed}$	Design bending moment (maximum on segment)
$\eta_{6.61}$	Design ratio
$\eta_{N6.62}$	Design component for N
$\eta_{My6.62}$	Design component for M_y
$\eta_{6.62}$	Design ratio

6.1.9 Τελικός Βαθμός Εκμετάλλευσης και Συμπεράσματα

Ο συνδυαστικός έλεγχος κάμψης και αξονικής θλίψης αποτελεί τον κρίσιμο έλεγχο σχεδιασμού, κυρίως της μεγάλης αξονικής θλίψης 773,38 kN στα άκρα αλλά και των ροπών κάμψης στο μέσο του ανοίγματος 91.65 kNm. Η έντονη αξονική καταπόνηση από την αλληλεπίδρασή της με την υπερκείμενη πλάκα, η οποία αναπτύσσει και μεταβιβάζει αξονικές δυνάμεις παρόλο που δεν έχουν τοποθετηθεί διατμητικοί ήλοι για σύμμικτη λειτουργία, αλλά και επειδή η δοκός λειτουργεί ως συλλέκτης στο διάφραγμα. Ο μέγιστος βαθμός εκμετάλλευσης της διατομής υπολογίζεται σε $\eta_{max} = 0.799 \leq 1.00$. Συνεπώς, η διατομή κρίνεται επαρκής και ασφαλής έναντι των επιβαλλόμενων δράσεων σχεδιασμού.

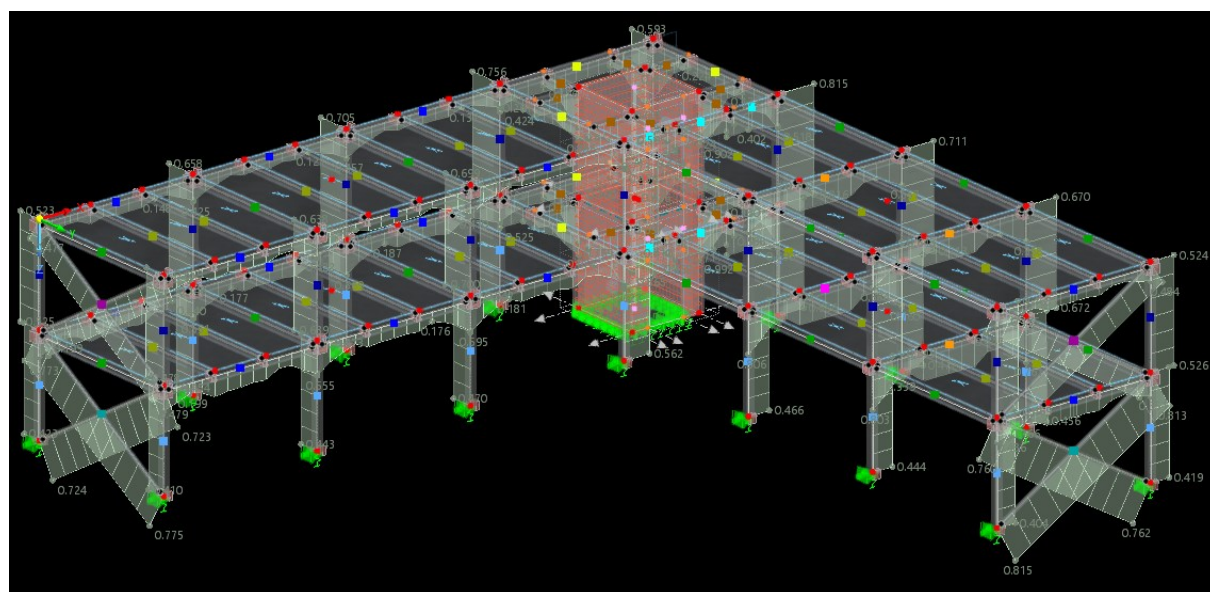
Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζεται η σύνοψη των αποτελεσμάτων από τους ελέγχους σχεδιασμού της κύριας δοκού 25:

Πίνακας 6-1: Συγκεντρωτικός πίνακας ελέγχων κύριας δοκού

Member No.	Location x [m]	Stress Point No.	Construction Stage	Design Situation	Loading No.	Design Check Ratio η [-]	Design Check Type	Description	
25	Beam 25 - IPE 330 3 - S355 L : 6.00 m								
	3.000 $\frac{1}{2}$	21		DS1	CO56	0.303	SP1100. 00	Section Proof Tension acc. to EN 1993-1-1, 6.2.3	
	0.000 ∞			DS1	CO58	0.357	SP1200. 00	Section Proof Compression acc. to EN 1993-1-1, 6.2.4	
	1.000			DS1	CO58	0.250	SP3100. 02	Section Proof Shear in z-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.6(2) Plastic design	
	6.000 ∞			DS7	RC1	0.001	SP3200. 02	Section Proof Shear in y-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.6(2) Plastic design	
	0.000 ∞			DS1	CO58	0.351	SP3400. 02	Section Proof Shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.6(4) Elastic design	
	0.000 ∞			DS1	CO1	0.000	SP3500. 00	Section Proof Shear buckling acc. to EN 1993-1-5, 5.1, 5.2, 5.3, 5.5	
	4.000 $\frac{1}{3}$			DS1	CO66	0.321	SP4100. 03	Section Proof Bending about y-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.5 Plastic design	
	0.500			DS7	RC1	0.004	SP5100. 03	Section Proof Bending about z-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.5 Plastic design	
	0.500			DS7	RC1	0.269	SP6100. 00	Section Proof Axial and shear stress acc. to EN 1993-1-1, 6.2.1(5) Elastic design	
	0.500			DS1	CO58	0.246	SP6200. 00	Section Proof Bending, axial force and shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.9.2, 6.2.9.3 or 6.2.10 Elastic design	
	4.000 $\frac{1}{3}$	1		DS7	RC1	0.016	SP6500. 01	Section Proof Bialxial bending, axial force and shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.9.1, 6.2.10 Plastic design	
	4.000 $\frac{1}{3}$			DS1	CO66	0.548	SP6500. 02	Section Proof Bending about y-axis, axial force and shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.9.1, 6.2.10 Plastic design	
	0.000 ∞			DS1	CO58	0.396	ST1100. 00	Stability Flexural buckling about principal y-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.3.1	
	0.000 ∞			DS1	CO58	0.465	ST1300. 00	Stability Flexural buckling about principal z-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.3.1	
	0.000 ∞			DS1	CO58	0.423	ST1500. 00	Stability Torsional buckling acc. to EN 1993-1-1, 6.3.1	
	4.000 $\frac{1}{3}$			DS1	CO66	0.340	ST2100. 00	Stability Lateral torsional buckling acc. to EN 1993-1-1, 6.3.2.1	
	0.000 ∞			DS1	CO58	0.799	ST3100. 00	Stability Bending and buckling about principal axes acc. to EN 1993-1-1, 6.3.3	
	3.000 $\frac{1}{2}$			DS8	CO163	0.207	FR1100. 00	Fire Resistance Tension acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.1	
	0.000 ∞			DS8	CO163	0.354	FR1200. 00	Fire Resistance Compression acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3	
	1.000			DS8	CO163	0.169	FR3100. 02	Fire Resistance Shear in z-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3(6) Plastic design	
	0.500	11		DS8	CO163	0.355	FR3400. 02	Fire Resistance Shear acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.4(4)	
	4.000 $\frac{1}{3}$			DS8	CO163	0.185	FR4100. 03	Fire Resistance Bending about y-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3 Plastic design	
	0.500			DS8	CO163	0.206	FR6200. 00	Fire Resistance Bending, axial force and shear acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.4 Elastic design	
	3.500			DS8	CO163	0.344	FR6500. 02	Fire Resistance Bending about y-axis, axial force and shear acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3 Plastic design	
	0.000 ∞			DS8	CO163	0.479	FS1100. 00	Fire Resistance - Stability Flexural buckling about principal y-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.2	
	0.000 ∞			DS8	CO163	0.538	FS1300. 00	Fire Resistance - Stability Flexural buckling about principal z-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.2	
	0.000 ∞			DS8	CO163	0.486	FS1500. 00	Fire Resistance - Stability Torsional buckling acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.2	

Το σύνολο των υπόλοιπων ελέγχων πέραν αυτού που έδωσε τον μέγιστο βαθμό εκμετάλλευσης 0,799 για την κύρια δοκό 25 παρατίθεται αναλυτικά στο Παράρτημα Α.1

Όπως επιβεβαιώνεται και από το ακόλουθο διάγραμμα του συνολικού φορέα, όλες οι υπόλοιπες κύριες δοκοί της ίδιας ομάδας ΙΡΕ 330 εμφανίζουν χαμηλότερους βαθμούς εκμετάλλευσης από την εξεταζόμενη Δοκό 25, τεκμηριώνοντας την ασφαλή και ενιαία διαστασιολόγηση του συστήματος.

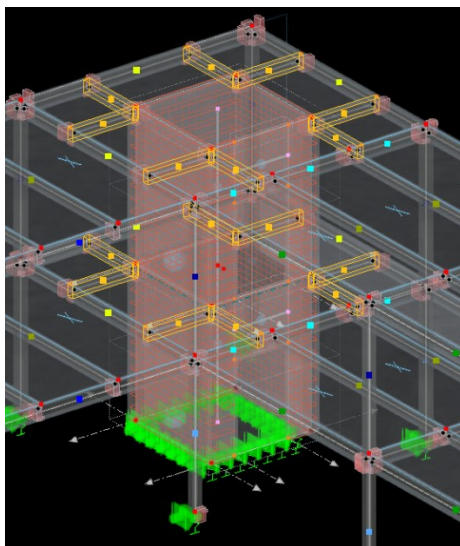


Εικόνα 6-15: Βαθμοί εκμετάλλευσης κύριων δοκών στον φορέα

6.2 Διαστασιολόγηση Συνδετήριας Δοκού με Πυρήνα Σκυροδέματος

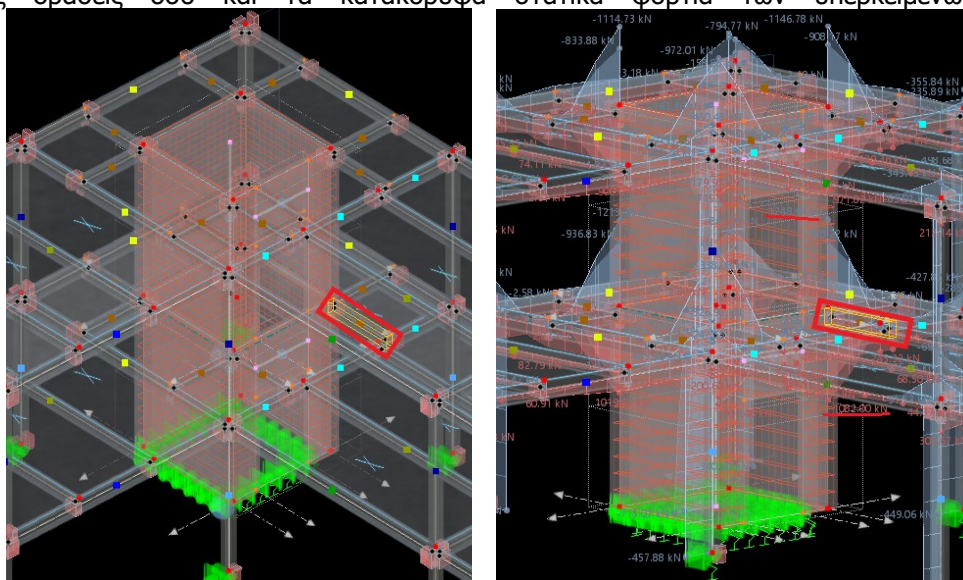
6.2.1 Επιλογή Κρίσιμης Δοκού

Παρακάτω παρουσιάζεται η διάταξη όλων των συνδετήριων δοκών, οι οποίες διαμορφώνονται ως αμιγώς χαλύβδινες διατομές και αναλαμβάνουν τη λειτουργία της σύνδεσης του μεταλλικού φορέα με τον κεντρικό πυρήνα οπλισμένου σκυροδέματος.



Εικόνα 6-16: Θέση αμιγώς χαλύβδινων συνδετήριων δοκών στον φορέα

Ως κρίσιμο στοιχείο σχεδιασμού για τη διαστασιολόγηση της κατηγορίας καθορίζεται η *εσωτερική συνδετήρια δοκός στην οροφή του ισόγειου*, η οποία συνδέει την κύρια δοκό της δεξιάς πτέρυγας του κτιρίου με τον πυρήνα. Η επιλογή του συγκεκριμένου μέλους στη χαμηλότερη στάθμη επιβάλλεται από τη συσσώρευση μεγάλου μεγέθους αξονικών φορτίων, καθώς συγκεντρώνει τόσο τις οριζόντιες σεισμικές δράσεις όσο και τα κατακόρυφα στατικά φορτία των υπερκείμενων ορόφων.



Εικόνα 6-17: Θέση κρίσιμης συνδετήριας δοκού με την οποία θα γίνει η διαστασιολόγηση και επιβεβαίωση επιλογής από το διάγραμμα αξονικών σεισμικής ΟΚΑ

Υπό σεισμικούς συνδυασμούς, η θλιπτική δύναμη προσεγγίζει τα -1250 kN , γεγονός που οδηγεί στα μέγιστα εντατικά μεγέθη και στον υψηλότερο δείκτη εκμετάλλευσης, όπως παρουσιάζεται αναλυτικά στη συνέχεια. Όπως φαίνεται και στην παραπάνω εικόνα της περιβάλλουσας της Οριακής Κατάστασης

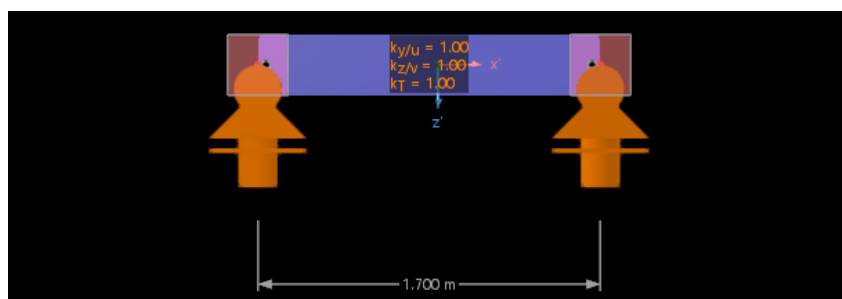
Αστοχίας σε Σεισμό (ULS-Seismic) για τις αξονικές δυνάμεις (N), η συγκεκριμένη εσωτερική δοκός αναπτύσσει τις μέγιστες εντάσεις σε σχέση με τις υπόλοιπες συνδετήριες ράβδους του φορέα.

Για λόγους κατασκευαστικής ομοιομορφίας και δομικής τυποποίησης, η διατομή που προκύπτει από την επίλυση της εν λόγω κρίσιμης δοκού εφαρμόζεται καθολικά σε όλες τις αντίστοιχες συνδετήριες δοκούς του φορέα, λαμβάνοντας υπόψη στο λογισμικό τις εκάστοτε πραγματικές συνοριακές συνθήκες του κάθε μέλους.

Παραμετροποίηση Μέλους και Καθορισμός Συνθηκών Σχεδιασμού

6.2.2 Μήκη Λυγισμού για τους ελέγχους Οριακής Κατάστασης Αστοχίας

Στις παραμέτρους σταθερότητας έναντι λυγισμού, το ενεργό μήκος λυγισμού ταυτίζεται με το συνολικό γεωμετρικό άνοιγμα του μέλους για όλους τους άξονες ισχυρό, ασθενή και στρεπτοκαμπτικό, ορίζοντας $L_{cr,y} = L_{cr,z} = L_{cr,T} = 1.700 \text{ m}$. Αυτό συμβαίνει διότι το μέλος σχεδιάζεται ως μια απλή δοκός η οποία *δεν εξασφαλίζεται πλευρικά σε κανένα ενδιάμεσο σημείο, καθώς δεν συνδέεται με άλλες εγκάρσιες δοκούς κατά το μήκος της*.



Overwrite Effective Lengths			
Segment Seq. No.	Principal axes		Torsional
	$L_{cr,y/u}$ [m]	$L_{cr,z/v}$ [m]	$L_{cr,T}$ [m]
.1	1.700	1.700	1.700

Εικόνα 6-18: Μήκη Λυγισμού για τους ελέγχους ΟΚΑ

6.2.3 Στηρίξεις Σχεδιασμού για τους ελέγχους Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας

Για τη διασφάλιση των κριτηρίων της Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας (SLS), ορίζονται στηρίξεις σχεδιασμού (Design Supports) στα δύο άκρα της ράβδου. Λαμβάνεται ως μήκος αναφοράς για τον έλεγχο των βελών κάμψης το συνολικό καθαρό άνοιγμα των 1.700 m και στους δύο τοπικούς άξονες (y και z).

Deflection Analysis Steel Design | EN 1993 | ELOT | 2017-01

Check direction
Local axis z and y

Displacement reference
Deformed segment ends

Segment in z/z'-axis

No.	Active	Length $L_{cz/z'}$ [m]	Precamber $w_{cz/z'}$ [mm]	Segment Type
1	☒	1.700	0.0	Beam

☐ User-defined lengths

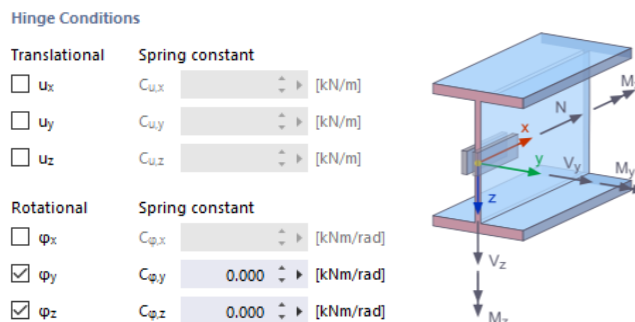
Segment in y/y'-axis

No.	Active	Length $L_{cy/y'}$ [m]	Precamber $w_{cy/y'}$ [mm]	Segment Type
1	☒	1.700	0.0	Beam

Εικόνα 6-19: Μήκη Λυγισμού για τους ελέγχους ΟΚΛ

6.2.4 Αρθρώσεις Ράβδου

Στα δύο άκρα της δοκού ορίζονται εσωτερικές αρθρώσεις με πλήρη απελευθέρωση των στροφών γύρω από τον τοπικό ισχυρό και ασθενή άξονα φ_y και φ_z , διατηρώντας παράλληλα τη δέσμευση έναντι στρέψης φ_x . Η παραδοχή αυτή προσομοιώνει την κατασκευαστική διαμόρφωση της σύνδεσης με τον πυρήνα από οπλισμένο σκυρόδεμα, επιβάλλοντας τη μεταφορά των φορτίων αποκλειστικά μέσω αξονικών δυνάμεων (N) και κατακόρυφων τεμνουσών (V_z), αποτρέποντας έτσι τη μεταφορά ανεπιθύμητων καμπτικών ροπών στα κατακόρυφα στοιχεία.

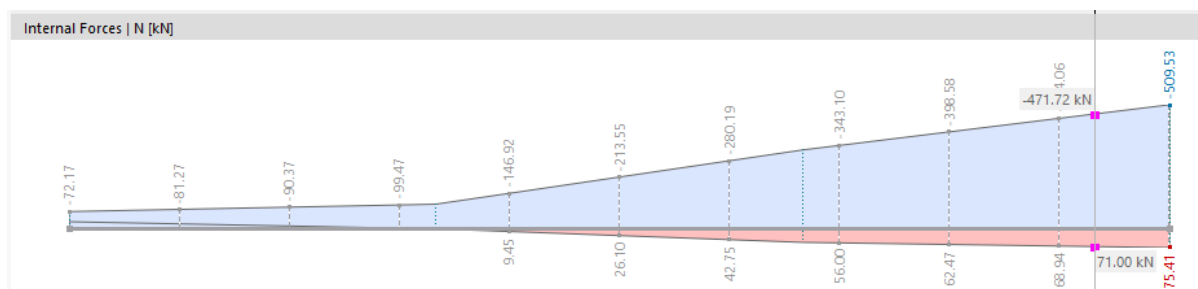


Εικόνα 6-20: Εισαγωγή αρθρώσεων στα άκρα της κύριας δοκού

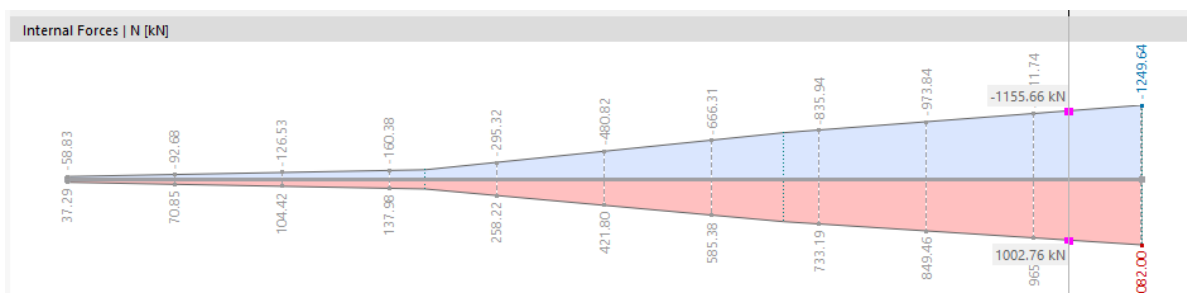
6.2.5 Εντατικά Μεγέθη

Αξονική Δύναμη – N_{Ed}

Η κύρια λειτουργία της συνδετήριας δοκού είναι η μεταφορά των οριζόντιων δράσεων του διαφράγματος στον άκαμπτο πυρήνα σκυροδέματος. Στον στατικό συνδυασμό ULS, η αξονική δύναμη αυξάνεται προοδευτικά, καταλήγοντας στο σημείο σύνδεσης με τον πυρήνα σε μέγιστη θλιπτική τιμή -509.53 kN και εφελκυστική $+75.41 \text{ kN}$ (Εικόνα 6-21). Ωστόσο, η πλέον δυσμενής κατάσταση προκύπτει υπό τον σεισμικό συνδυασμό Seismic ULS, όπου οι τιμές αυξάνονται ιδιαίτερα, φτάνοντας τα -1249.64 kN σε θλίψη και τα $+1082.00 \text{ kN}$ σε εφελκυσμό (Εικόνα 6-22). Συνεπώς, ο *σεισμικός συνδυασμός είναι ο κρίσιμος* για τον σχεδιασμό.



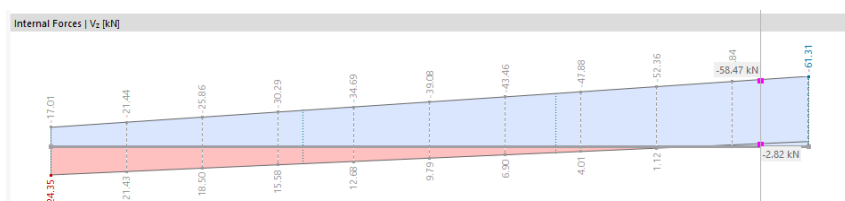
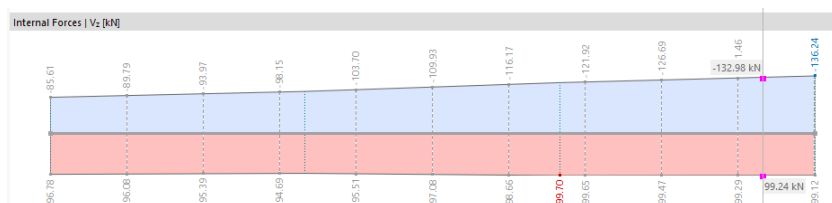
Εικόνα 6-21: N_{Ed} – ULS



Εικόνα 6-22: N_{Ed} – ULS Seismic

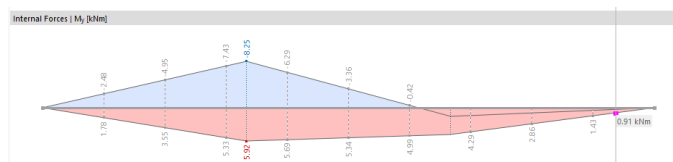
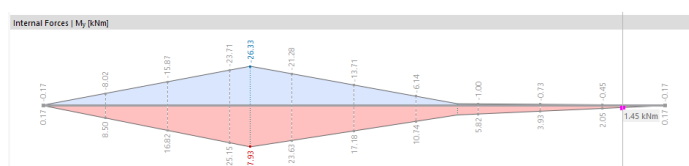
Τέμνουσα Δύναμη - $V_{z,Ed}$

Όσον αφορά την τέμνουσα δύναμη, η ένταση παρουσιάζει αυξητικές τάσεις καθώς το μέλος προσεγγίζει τη στήριξη του πυρήνα. Ειδικότερα, στον στατικό συνδυασμό ULS, το διάγραμμα περιβάλλουσας έχει αρνητικές τέμνουσες δυνάμεις που ξεκινούν από τα -17.01 kN στο απομακρυσμένο άκρο και κορυφώνονται στα -61.31 kN ακριβώς στη θέση σύνδεσης με τον πυρήνα. Αντίστοιχα, οι θετικές τιμές καταγράφουν τη μέγιστη τιμή τους $+24.35 \text{ kN}$ στο απομακρυσμένο άκρο και μειώνονται σταδιακά, προσεγγίζοντας πρακτικά το μηδέν (-2.82 kN) πλησίον του τοιχίου (Εικόνα 6-23). Αντίθετα, στον σεισμικό συνδυασμό, οι θετικές τέμνουσες παραμένουν σχεδόν σταθερές κατά μήκος του μέλους με μέγιστη τιμή τα $+99.70 \text{ kN}$, ενώ οι αρνητικές αυξάνονται από -85.61 kN στο ελεύθερο άκρο, φτάνοντας στα -136.24 kN στη διεπαφή με τον πυρήνα (Εικόνα 6-24). Συνεπώς, επιβεβαιώνεται και πάλι ότι η σεισμική δράση προκύπτει ως η πλέον κρίσιμη για τον σχεδιασμό.

Εικόνα 6-23: $V_{z,Ed}$ – ULSΕικόνα 6-24: $V_{z,Ed}$ – ULS Seismic

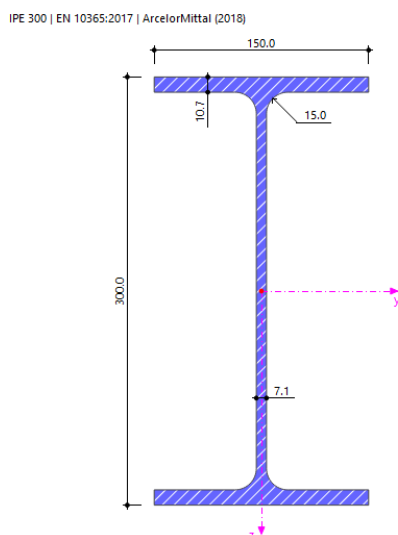
Ροπή Κάμψης - $M_{y,Ed}$

Όπως ορίστηκε στις συννοριακές συνθήκες που τέθηκαν στην διατομή, δηλαδή αρθρώσεις στα άκρα, οι ροπές κάμψης παραμένουν σε ιδιαίτερα χαμηλά επίπεδα. Στον στατικό συνδυασμό αναπτύσσονται αμελητέες μέγιστες ροπές της τάξης των -8.25 kNm και $+5.92 \text{ kNm}$ κοντά στο μέσο του ανοίγματος (Εικόνα 6-25). Στον σεισμικό συνδυασμό, οι αντίστοιχες ροπές αυξάνονται ελαφρώς, αναπτύσσοντας μέγιστες τιμές $+27.93 \text{ kNm}$ και -26.33 kNm στην ίδια περιοχή (Εικόνα 6-26). Αν και ο σεισμικός συνδυασμός παραμένει ο δυσμενέστερος, η συμβολή της κάμψης στη συνολική καταπόνηση της διατομής κρίνεται δευτερεύουσας σημασίας συγκριτικά με την κυρίαρχη αξονική ένταση.

Εικόνα 6-25: $M_{y,Ed}$ – ULSΕικόνα 6-26: $M_{y,Ed}$ – ULS Seismic

6.2.6 Επιλογή Διατομής

Κατόπιν επαναληπτικής διαδικασίας με στόχο τον ασφαλή και οικονομικό σχεδιασμό, επιλέχθηκε για τη συνδετήρια δοκό η χαλύβδινη διατομή *IPE 300*. Η επιλογή αυτή προέκυψε διότι, εξαιτίας της πολύ μεγάλης αξονικής καταπόνησης από τον σεισμό, διαπιστώθηκε ότι η αμέσως μικρότερη διατομή *IPE 270* (η οποία χρησιμοποιείται στις δευτερεύουσες δοκούς) αστοχούσε οριακά. Αντίθετα, η διατομή *IPE 300* ικανοποιεί πλήρως τα κριτήρια του κανονισμού, εμφανίζοντας τελικό μέγιστο βαθμό εκμετάλλευσης ίσο με 0.992. Οι υπολογιστικοί έλεγχοι αντοχής και ευστάθειας που αποδεικνύουν την επάρκεια της διατομής *IPE 300* παρουσιάζονται αναλυτικά στις επόμενες παραγράφους.



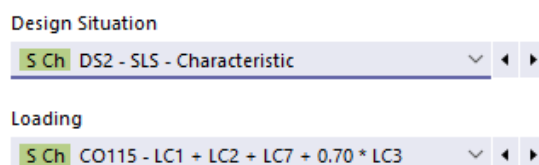
Εικόνα 6-27: Επιλογή διατομής συνδετήριας δοκού *IPE 300*

6.2.7 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Έλεγχος Κατακόρυφου Βέλους Κάμψης

(Deflections in z-direction - EN 1993-1-1, 7.2)

Για τη συγκεκριμένη συνδετήρια δοκό (μήκους $L = 1.70$ m), ο κρίσιμος έλεγχος αφορά το κατακόρυφο βέλος κάμψης στον τοπικό άξονα z και προκύπτει από τον Χαρακτηριστικό Συνδυασμό Φορτίσεων (CO115).



Εικόνα 6-28: Κρίσιμος ο χαρακτηριστικός συνδυασμός φόρτισης CO115 για τον έλεγχο ΟΚΛ

Το μέγιστο τοπικό βέλος κάμψης εντοπίζεται στο μέσο του ανοίγματος της δοκού ($x = 0.85$ m). Το επιτρεπτό όριο παραμόρφωσης έχει οριστεί στο $L/300$, το οποίο αντιστοιχεί σε 5.7 mm. Ωστόσο, εξαιτίας του *μικρού μήκους της δοκού 1.70 m και της απουσίας ισχυρών εγκάρσιων φορτίων*, η ράβδος παρουσιάζει μεγάλη δυσκαμψία έναντι κάμψης.

Όπως προκύπτει από τον υπολογισμό, η πραγματική βύθιση είναι μόλις 0.1 mm, τιμή πρακτικά αμελητέα και μικρότερη του ορίου των 5.7 mm, ικανοποιώντας πλήρως τον έλεγχο:

Combination: Characteristic

$$\begin{aligned} w_{lim,z} &= \frac{L}{L/w_{lim}} \\ &= \frac{1.700 \text{ m}}{300} \\ &= 5.7 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta &= \frac{|w_{tot,z}|}{w_{lim,z}} \\ &= \frac{|0.1 \text{ mm}|}{5.7 \text{ mm}} \\ &= 0.017 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.017 \leq 1 \quad \checkmark$$

$w_{lim,z}$ Limit value of deflection

L Reference length

L / w_{lim} Relative deflection limit

$w_{tot,z}$ Total deflection

6.2.8 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Για λόγους σύνοψης, στην ενότητα αυτή αναλύεται αποκλειστικά ο δυσμενέστερος έλεγχος, ο οποίος οδήγησε στον μέγιστο βαθμό εκμετάλλευσης της διατομής, και ακολουθεί ο συγκεντρωτικός πίνακας των αποτελεσμάτων της διατομής και του φορέα.

Το σύνολο των υπόλοιπων ελέγχων για την κύρια δοκό παρατίθεται στο Παράρτημα Α.2

Συνδυαστικός Έλεγχος Κάμψης και Αξονικής Θλίψης

(Bending and buckling about principal axes - EN 1993-1-1, 6.3.3)

$$\begin{aligned} N_{cr,y} &= (\pi)^2 \cdot E \cdot \frac{I_y}{(L_{cr,y})^2} \\ &= (\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{8356.00 \text{ cm}^4}{(1.700 \text{ m})^2} \\ &= 59926.60 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_y &= \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr,y}}} \\ &= \sqrt{\frac{52.71 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{59926.60 \text{ kN}}} \\ &= 0.177 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi_y &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0.2) + (\bar{\lambda}_y)^2 \right] \\ &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.210 \cdot (0.177 - 0.2) + (0.177)^2 \right] \\ &= 0.513 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi_y &= \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{(\Phi_y)^2 - (\bar{\lambda}_y)^2}} \\ &= \frac{1}{0.513 + \sqrt{(0.513)^2 - (0.177)^2}} \\ &= 1.01 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi_y &= \min(\chi_y, 1) \\ &= \min(1.01, 1) \\ &= 1.00 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{cr,z} &= (\pi)^2 \cdot E \cdot \frac{I_z}{(L_{cr,z})^2} \\ &= (\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{604.00 \text{ cm}^4}{(1.700 \text{ m})^2} \\ &= 4331.70 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_z &= \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr,z}}} \\ &= \sqrt{\frac{52.71 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{4331.70 \text{ kN}}} \\ &= 0.657 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi_z &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0.2) + (\bar{\lambda}_z)^2 \right] \\ &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.340 \cdot (0.657 - 0.2) + (0.657)^2 \right] \\ &= 0.794 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi_z &= \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{(\Phi_z)^2 - (\bar{\lambda}_z)^2}} \\ &= \frac{1}{0.794 + \sqrt{(0.794)^2 - (0.657)^2}} \\ &= 0.81 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= \alpha_{cr} \cdot M_{y,Ed} \\ &= 15.06 \cdot 27.93 \text{ kNm} \\ &= 420.45 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_{LT} &= \sqrt{\frac{W_{eff,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} \\ &= \sqrt{\frac{557.19 \text{ cm}^3 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{420.45 \text{ kNm}}} \\ &= 0.686 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi_{LT} &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot (\bar{\lambda}_{LT})^2 \right] \\ &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.340 \cdot (0.686 - 0.400) + 0.750 \cdot (0.686)^2 \right] \\ &= 0.725 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi_{LT} &= \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT})^2 - \beta \cdot (\bar{\lambda}_{LT})^2}} \\ &= \frac{1}{0.725 + \sqrt{(0.725)^2 - 0.750 \cdot (0.686)^2}} \\ &= 0.88 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f &= 1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) \cdot \left(1 - 2 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2 \right) \\ &= 1 - 0.5 \cdot (1 - 1.000) \cdot \left(1 - 2 \cdot (0.686 - 0.8)^2 \right) \\ &= 1.000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi_{LT,mod} &= \frac{\chi_{LT}}{f} \\ &= \frac{0.88}{1.000} \\ &= 0.88 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{Rk} &= A_{eff} \cdot f_y \\ &= 52.71 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2 \\ &= 1871.250 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{y,Rk} &= W_{eff,y} \cdot f_y \\ &= 557.19 \text{ cm}^3 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2 \\ &= 197.80 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{z,Rk} &= W_{eff,z} \cdot f_y \\ &= 80.50 \text{ cm}^3 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2 \\ &= 28.58 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{my} &= 0.6 + 0.4 \cdot \Psi_y \\ &= 0.6 + 0.4 \cdot 1.000 \\ &= 1.000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{mLT} &= 0.6 + 0.4 \cdot \Psi_{y,LT} \\ &= 0.6 + 0.4 \cdot 1.000 \\ &= 1.000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{mz} &= 0.6 + 0.4 \cdot \Psi_z \\ &= 0.6 + 0.4 \cdot 1.000 \\ &= 1.000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{yy} &= C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \\ &= 1.000 \cdot \left(1 + 0.6 \cdot 0.177 \cdot \frac{1249.64 \text{ kN}}{1.00 \cdot \frac{1871.250 \text{ kN}}{1.00}} \right) \\ &= 1.071 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{yy} &= \min \left(k_{yy}, C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \right) \\ &= \min \left(1.071, 1.000 \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{1249.64 \text{ kN}}{1.00 \cdot \frac{1871.250 \text{ kN}}{1.00}} \right) \right) \\ &= 1.071 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{yz} &= C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \\ &= 1.000 \cdot \left(1 + 0.6 \cdot 0.657 \cdot \frac{1249.64 \text{ kN}}{0.81 \cdot \frac{1871.250 \text{ kN}}{1.00}} \right) \\ &= 1.326 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{yz} &= \min \left(k_{yz}, C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \right) \\ &= \min \left(1.326, 1.000 \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{1249.64 \text{ kN}}{0.81 \cdot \frac{1871.250 \text{ kN}}{1.00}} \right) \right) \\ &= 1.326 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{zy} &= 1 - 0.05 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{c,Ed}}{(C_{mLT} - 0.25) \cdot \chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \\ &= 1 - 0.05 \cdot 0.657 \cdot \frac{1249.64 \text{ kN}}{(1.000 - 0.25) \cdot 0.81 \cdot \frac{1871.250 \text{ kN}}{1.00}} \\ &= 0.964 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{zy} &= \max \left(k_{zy}, 1 - 0.05 \cdot \frac{N_{c,Ed}}{(C_{mLT} - 0.25) \cdot \chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \\ &= \max \left(0.964, 1 - 0.05 \cdot \frac{1249.64 \text{ kN}}{(1.000 - 0.25) \cdot 0.81 \cdot \frac{1871.250 \text{ kN}}{1.00}} \right) \\ &= 0.964 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{zz} &= C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \\ &= 1.000 \cdot \left(1 + 0.6 \cdot 0.657 \cdot \frac{1249.64 \text{ kN}}{0.81 \cdot \frac{1871.250 \text{ kN}}{1.00}} \right) \\ &= 1.326 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{zz} &= \min \left(k_{zz}, C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \right) \\ &= \min \left(1.326, 1.000 \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{1249.64 \text{ kN}}{0.81 \cdot \frac{1871.250 \text{ kN}}{1.00}} \right) \right) \\ &= 1.326 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta_{Mz6.61} &= k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \\ &= 1.326 \cdot \frac{0.21 \text{ kNm}}{28.58 \text{ kNm}} \\ &= 0.010 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta_{6.61} &= \eta_{N6.61} + \eta_{My6.61} + \eta_{Mz6.61} \\ &= 0.668 + 0.172 + 0.010 \\ &= 0.850 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta_{N6.62} &= \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \\ &= \frac{1249.64 \text{ kN}}{0.81 \cdot \frac{1871.250 \text{ kN}}{1.00}} \\ &= 0.827 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta_{My6.62} &= k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \\ &= 0.964 \cdot \frac{27.93 \text{ kNm}}{0.88 \cdot \frac{197.80 \text{ kNm}}{1.00}} \\ &= 0.155 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta_{Mz6.62} &= k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \\ &= 1.326 \cdot \frac{0.21 \text{ kNm}}{28.58 \text{ kNm}} \\ &= 0.010 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta_{6.62} &= \eta_{N6.62} + \eta_{My6.62} + \eta_{Mz6.62} \\ &= 0.827 + 0.155 + 0.010 \\ &= 0.992 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta &= \max(\eta_{6.61}, \eta_{6.62}) \\ &= \max(0.850, 0.992) \\ &= 0.992 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.992 \leq 1 \quad \checkmark$$

k_{yy}	Interaction factor
$N_{c,Ed}$	Design compression force
γ_{M1}	Partial factor
k_{yz}	Interaction factor
k_{zy}	Interaction factor
k_{zz}	Interaction factor
$\eta_{N6.61}$	Design component for N
$\eta_{My6.61}$	Design component for M_y
$M_{y,Ed}$	Design bending moment (maximum on segment)
$\eta_{Mz6.61}$	Design component for M_z
$M_{z,Ed}$	Design bending moment (maximum on segment)
$\eta_{6.61}$	Design ratio
$\eta_{N6.62}$	Design component for N
$\eta_{My6.62}$	Design component for M_y
$\eta_{Mz6.62}$	Design component for M_z
$\eta_{6.62}$	Design ratio

6.2.9 Τελικός Βαθμός Εκμετάλλευσης και Συμπεράσματα

Ο παραπάνω συνδυαστικός έλεγχος αποτελεί τον κρίσιμο έλεγχο σχεδιασμού, κυρίως της μεγάλης αξονικής θλίψης (1249,64 kN) στο σημείο της σύνδεσης της διατομής με τον πυρήνα. Η μεγάλη αυτή αξονική προέρχεται από τον σεισμικό συνδυασμό και συνδέεται με την λειτουργία της δοκού που είναι να μεταφέρει της αξονικές του διαφράγματος στον πυρήνα. Όπως φαίνεται και από το άθροισμα των επιμέρους συντελεστών, ο βαθμός εκμετάλλευσης από την αξονική είναι $\eta_N=0,827$ ενώ από την ροπή $\eta_{M_y}=0.155$, και $\eta_{M_z}=0.010$. Ο μέγιστος βαθμός εκμετάλλευσης της διατομής υπολογίζεται από το άθροισμά τους σε $\eta_{max} = 0.992 \leq 1.00$.

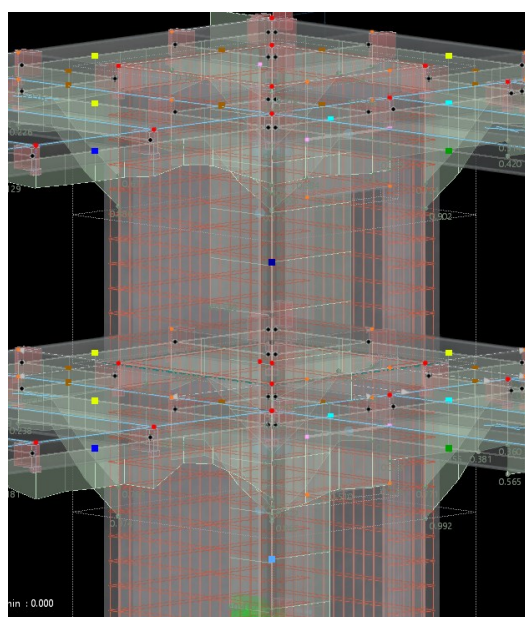
Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζεται η σύνοψη των αποτελεσμάτων από τους ελέγχους σχεδιασμού της συνδετήριας δοκού:

Πίνακας 6-2: Συγκεντρωτικός πίνακας ελέγχων συνδετήριας δοκού

Member No.	Location x [m]	Stress Point No.	Construction Stage	Design Situation	Loading No.	Design Check Ratio η [-]	Design Check Type	Description
189	Beam 3 - IPE 300 3 - S355 L: 1.700 m							
	1.700 m			DS7	RC1	0.567	SP1100.00	Section Proof Tension acc. to EN 1993-1-1, 6.2.3
	1.700 m			DS7	RC1	0.668	SP1200.00	Section Proof Compression acc. to EN 1993-1-1, 6.2.4
	1.133 m			DS7	RC1	0.190	SP3100.02	Section Proof Shear in z-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.6(2) Plastic design
	1.700 m	21		DS7	RC1	0.351	SP3400.02	Section Proof Shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.6(4) Elastic design
	0.000 m			DS1	CO1	0.000	SP3500.00	Section Proof Shear buckling acc. to EN 1993-1-5, 5.1, 5.2, 5.3, 5.5
	0.567 m			DS7	RC1	0.125	SP4100.03	Section Proof Bending about y-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.5 Plastic design
	1.133 m			DS7	RC1	0.004	SP5100.03	Section Proof Bending about z-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.5 Plastic design
	1.133 m	1		DS7	RC1	0.432	SP6200.00	Section Proof Bending, axial force and shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.9.2, 6.2.9.3 or 6.2.10 Elastic design
	0.567 m			DS7	RC1	0.017	SP6500.01	Section Proof Biaxial bending, axial force and shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.9.1, 6.2.10 Plastic design
	0.850 m			DS7	RC1	0.273	SP6500.02	Section Proof Bending about y-axis, axial force and shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.9.1, 6.2.10 Plastic design
	0.000 m			DS1	CO1	0.000	ST1100.00	Stability Flexural buckling about principal y-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.3.1
	1.700 m			DS7	RC1	0.827	ST1300.00	Stability Flexural buckling about principal z-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.3.1
	1.700 m			DS7	RC1	0.772	ST1500.00	Stability Torsional buckling acc. to EN 1993-1-1, 6.3.1
	0.567 m			DS1	CO22	0.028	ST2100.00	Stability Lateral torsional buckling acc. to EN 1993-1-1, 6.3.2.1
	1.700 m			DS7	RC1	0.992	ST3100.00	Stability Bending and buckling about principal axes acc. to EN 1993-1-1, 6.3.3
	1.700 m			DS8	CO163	0.163	FR1200.00	Fire Resistance Compression acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3
	1.700 m	21		DS8	CO163	0.121	FR3400.02	Fire Resistance Shear acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.4(4)
	1.133 m	1		DS8	CO163	0.104	FR6200.00	Fire Resistance Bending, axial force and shear acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.4 Elastic design
	1.700 m			DS8	CO163	0.178	FS1100.00	Fire Resistance - Stability Flexural buckling about principal y-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.2
	1.700 m			DS8	CO163	0.234	FS1300.00	Fire Resistance - Stability Flexural buckling about principal z-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.2
	1.700 m			DS8	CO163	0.217	FS1500.00	Fire Resistance - Stability Torsional buckling acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.2
	1.133 m			DS8	CO163	0.180	FS3100.00	Fire Resistance - Stability Bending and buckling about principal axes acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.5
	0.000 m			DS2	CO70	0.000	SE0100.00	Serviceability Negligible deflections
	0.850 m			DS2	CO115	0.017	SE1100.00	Serviceability Deflections in z-direction

Το σύνολο των υπόλοιπων ελέγχων πέραν αυτού που έδωσε τον μέγιστο βαθμό εκμετάλλευσης 0,992 για την συνδετήρια δοκό 189 παρατίθεται αναλυτικά στο Παράρτημα Α.2

Παρατηρώντας τα γραφήματα του συνόλου της κατασκευής και τον πίνακα αποτελεσμάτων, διαπιστώνεται ότι οι υπόλοιπες συνδετήριες δοκοί παρουσιάζουν μικρότερους δείκτες εκμετάλλευσης. Κατά συνέπεια, τεκμηριώνεται η στατική επάρκεια της διατομής για το σύνολο των μελών αυτής της κατηγορίας

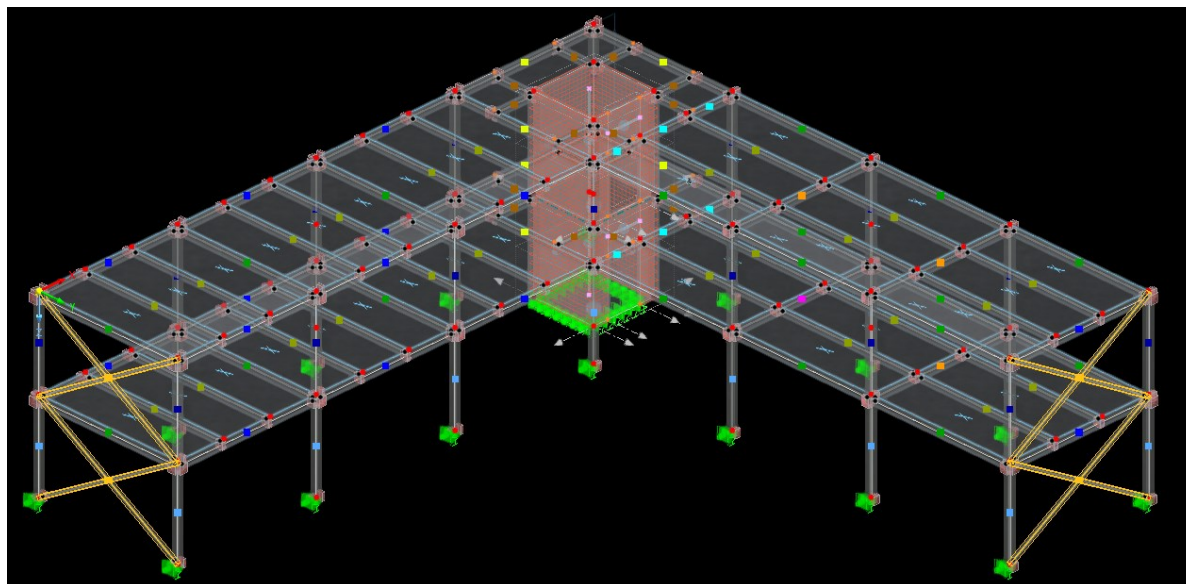


Εικόνα 6-29: Βαθμοί εκμετάλλευσης συνδετήριων δοκών στον φορέα

6.3 Διαστασιολόγηση Χιαστί Συνδέσμου Δυσκαμψίας

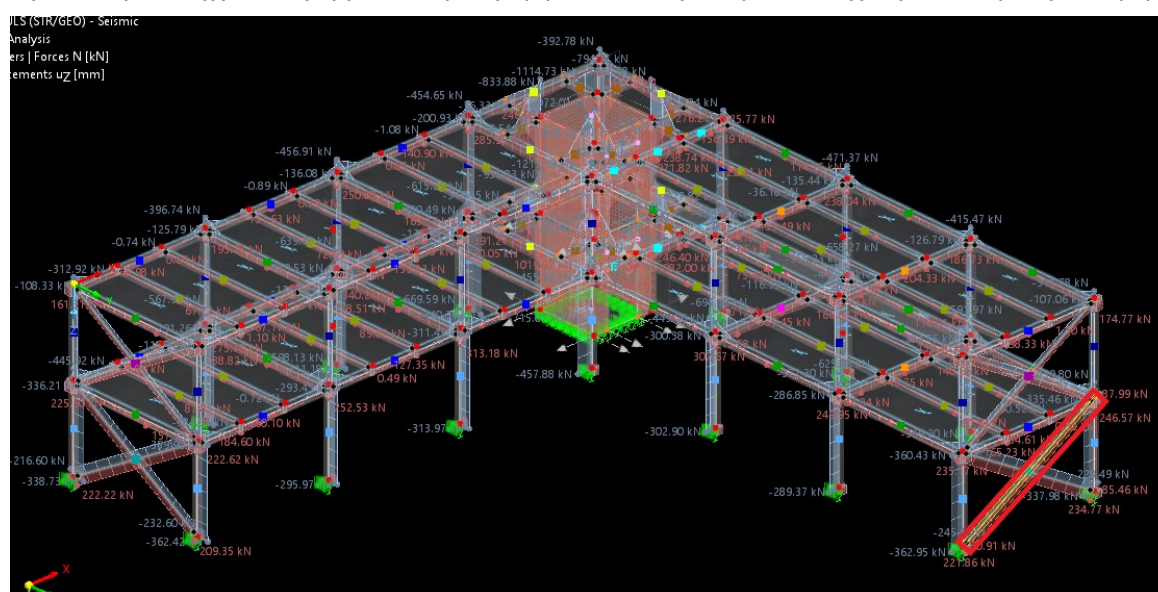
6.3.1 Επιλογή Κρίσιμου Μέλους

Αρχικά, στο στατικό μοντέλο παρουσιάζεται η διάταξη των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας. Ο κύριος ρόλος των συγκεκριμένων μελών είναι η παραλαβή των οριζόντιων σεισμικών δράσεων και η εξασφάλιση της πλευρικής ευστάθειας του κτιρίου, λειτουργώντας αποκλειστικά υπό αξονικές δυνάμεις δηλαδή υπό εφελκυσμό και θλίψη.



Εικόνα 6-30: Θέση χαλύβδινων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας στον φορέα

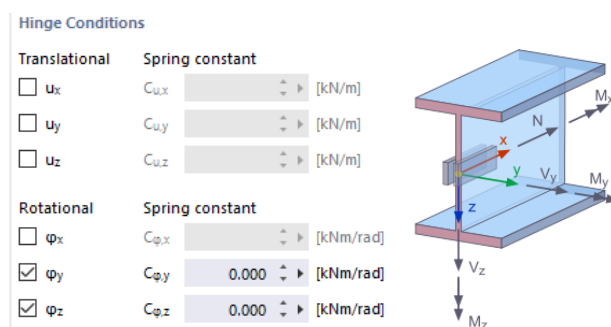
Για τη διαστασιολόγηση της κατηγορίας αυτής, επιλέχθηκε ως κρίσιμο μέλος ο χιαστί σύνδεσμος που εδράζεται στο ισόγειο. Η επιλογή αυτή έγινε καθώς στη χαμηλότερη στάθμη του κτιρίου συσσωρεύονται οι μέγιστες τέμνουσες βάσης και οι υψηλότερες σεισμικές δυνάμεις από τον υπερκείμενο όροφο. Ειδικότερα, βάσει των διαγραμμάτων των περιβαλλουσών, επιλέχθηκε το μέλος της δεξιάς πτέρυγας, το οποίο εμφανίζει ελαφρώς μεγαλύτερη αξονική καταπόνηση. Η διατομή που θα προκύψει από αυτόν τον δυσμενέστερο έλεγχο θα εφαρμοστεί ομοιόμορφα σε όλους τους αντίστοιχους συνδέσμους του φορέα.



Εικόνα 6-31: Θέση κρίσιμου χιαστί συνδέσμου με τον οποία θα γίνει η διαστασιολόγηση και επιβεβαίωση επιλογής από το διάγραμμα αξονικών σεισμικής OKA

6.3.2 Επιλογή Τύπου Μέλους και Αρθρώσεις Ράβδου

Η προσομοίωση της ράβδου ως ενιαίου μέλους δικτυώματος Truss αποδείχθηκε μη ρεαλιστική, καθώς το λογισμικό θεωρούσε πως η ράβδος υπόκειται σε λυγισμό καθ' όλο της το μήκος (7μ.), οδηγώντας σε πρόωρη θεωρητική αστοχία. Για να επιλυθεί αυτό, η ράβδος προσομοιώθηκε ως *απλή δοκός Beam*. Προκειμένου να διασφαλιστεί η λειτουργία της ως μέλος δικτυώματος, εισήχθησαν *εσωτερικές αρθρώσεις* στα άκρα της. Συγκεκριμένα, εφαρμόστηκε πλήρης *απελευθέρωση των στροφών φ_y και φ_z* , μηδενίζοντας έτσι τη μεταφορά καμπτικών ροπών και επιβάλλοντας την ανάπτυξη αποκλειστικά αξονικών δυνάμεων.

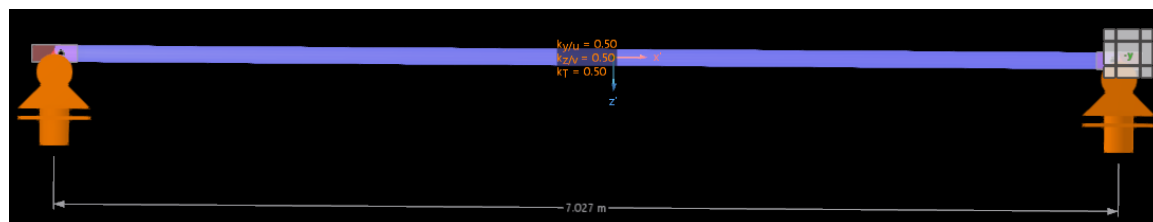


Εικόνα 6-32: Εισαγωγή αρθρώσεων στα άκρα των χιαστί

6.3.3 Μήκη Λυγισμού για τους ελέγχους Οριακής Κατάστασης Αστοχίας - ULS

Αντίστοιχα, στις παραμέτρους του κανονιστικού ελέγχου χάλυβα, οι συντελεστές μήκους λυγισμού ρυθμίστηκαν στην τιμή 0.50 ώστε να ληφθεί το πραγματικό μήκος λυγισμού

$$L_{eff,x}=L_{eff,z}=L_{eff,LT} = L/2 = 3.50\text{m}.$$



Effective Length Factors			
Segment Seq. No.	Principal axes		Torsional
	k_y/u [--]	k_z/v [--]	k_T [--]
.1	0.50	0.50	0.50

Εικόνα 6-33: Μήκη λυγισμού για τους ελέγχους OKA

6.3.4 Στηρίξεις Σχεδιασμού για τους ελέγχους Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας

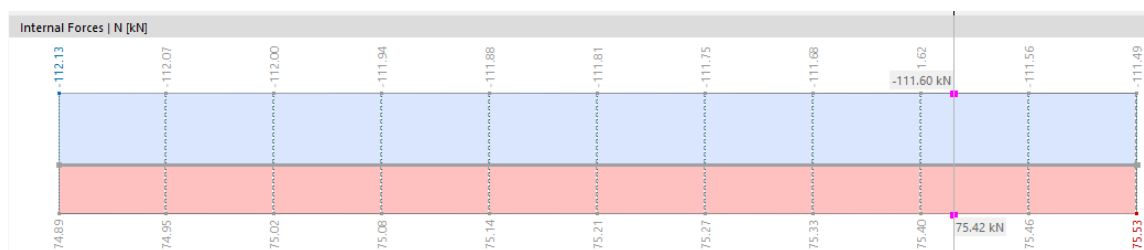
Σχετικά με την Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Serviceability), οι έλεγχοι βέλους κάμψης για τους χιαστί συνδέσμους απενεργοποιήθηκαν. Αν και αναμένεται μια μικρή κεντρική βύθιση της ράβδου λόγω του ιδίου βάρους της στο μεγάλο άνοιγμα των 7 μέτρων, η παραμόρφωση αυτή δεν επηρεάζει τη στατική επάρκεια ούτε τη μεταφορά των δυνάμεων. Επιπλέον, σε αντίθεση με τα μέλη των οροφών, τα χιαστί δεν φέρουν ωφέλιμα φορτία, καθιστώντας τον έλεγχο λειτουργικής παραμόρφωσης μη εφαρμόσιμο.

6.3.5 Εντατικά Μεγέθη

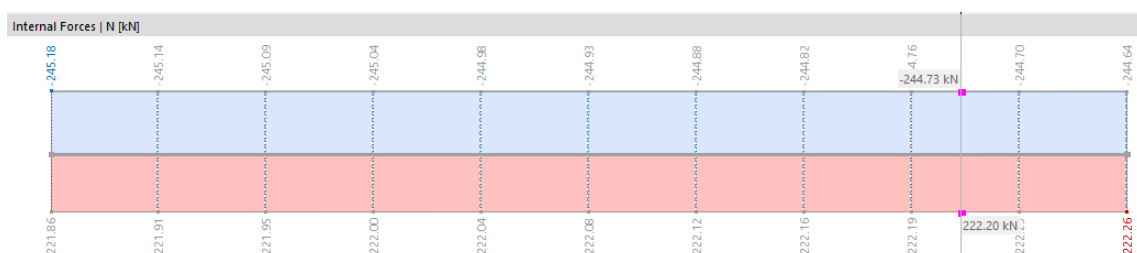
Το κυρίαρχο εντατικό μέγεθος που ελέγχεται για τη διαστασιολόγηση είναι η *αξονική δύναμη*. Η τέμνουσα και η ροπή είναι πρακτικά μηδενική στο μέλος, επιβεβαιώνοντας την ορθή παραμετροποίηση του μοντέλου.

Αξονική Δύναμη – N_{Ed}

Στον στατικό συνδυασμό ULS, η αξονική δύναμη παραμένει σχεδόν σταθερή κατά μήκος της δοκού, λαμβάνοντας μέγιστη θλιπτική τιμή -112.13 kN και μέγιστη εφελκυστική $+75.53 \text{ kN}$ (Εικόνα 6-34). Αντίθετα, στον σεισμικό συνδυασμό ULS Seismic, η ένταση αυξάνεται, με τη μέγιστη θλιπτική δύναμη να φτάνει τα -245.18 kN και την αντίστοιχη εφελκυστική τα $+222.26 \text{ kN}$ (Εικόνα 6-35). Άρα ο σεισμικός συνδυασμός είναι ο κρίσιμος.



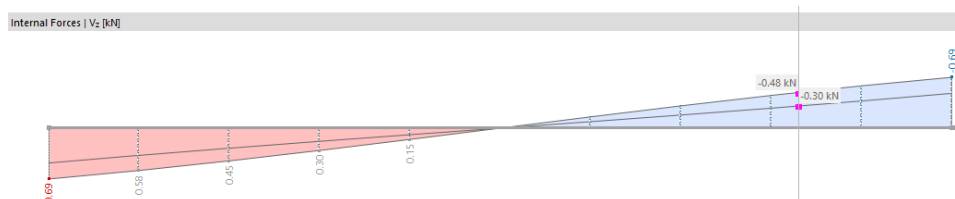
Εικόνα 6-34: N_{Ed} – ULS



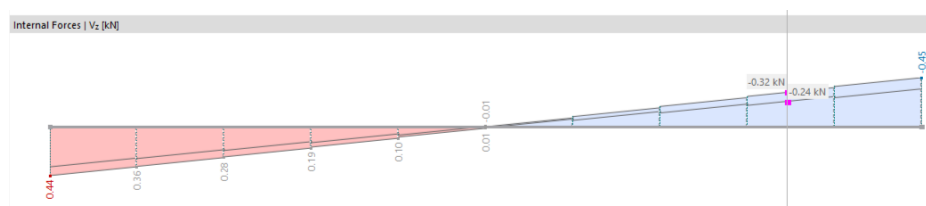
Εικόνα 6-35: N_{Ed} – ULS Seismic

Τέμνουσα Δύναμη - $V_{z,Ed}$

Λόγω των ελεύθερων αρθρώσεων στα άκρα και της γενικότερης προσομοίωσης της ράβδου ως μέλους δικτυώματος, η τέμνουσα δύναμη είναι πρακτικά μηδενική. Όπως παρατηρείται στα διαγράμματα, καταγράφονται απολύτως αμελητέες τιμές της τάξης των 0.69 kN στα άκρα του μέλους στον στατικό συνδυασμό και 0.45 kN στον σεισμικό, οι οποίες δεν επηρεάζουν τον σχεδιασμό.



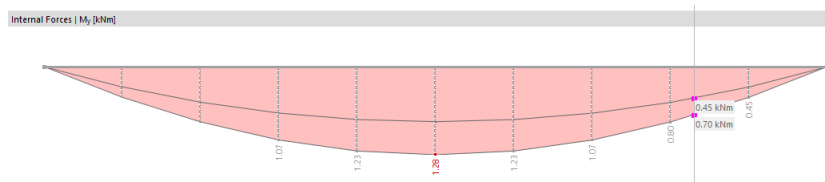
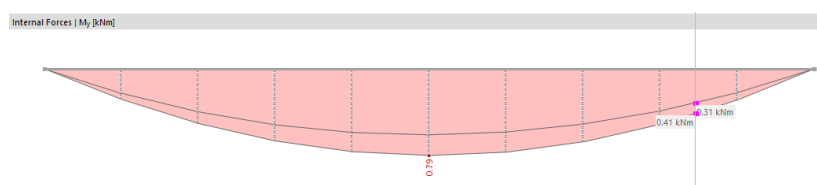
Εικόνα 6-36: $V_{z,Ed}$ – ULS



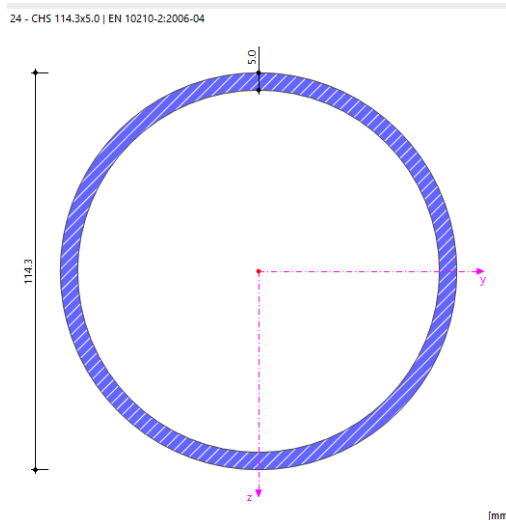
Εικόνα 6-37: $V_{z,Ed}$ – ULS Seismic

Ροπή Κάμψης - $M_{y,Ed}$

Αντίστοιχα με την τέμνουσα, η καμπτική καταπόνηση της ράβδου είναι σχεδόν μηδενική. Η μέγιστη ροπή κάμψης εντοπίζεται στο κέντρο του ανοίγματος και ανέρχεται μόλις σε 1.28 kNm για τον στατικό συνδυασμό μικρότερη στον σεισμικό στα 0.79 kNm . Η ελάχιστη αυτή τιμή οφείλεται αποκλειστικά στο ίδιο βάρος του μέλους λόγω του μεγάλου ανοίγματος των 7 μέτρων και κρίνεται *αμελητέα*. Συνεπώς, επιβεβαιώνεται ότι η διατομή θα ελεγχθεί ουσιαστικά μόνο σε *καθαρή αξονική καταπόνηση*.

Εικόνα 6-38: $M_{y,Ed}$ – ULSΕικόνα 6-39: $M_{y,Ed}$ – ULS Seismic**6.3.6 Επιλογή Διατομής**

Βάσει των παραπάνω, και έπειτα από επαναληπτικούς ελέγχους, επιλέχθηκε η κυκλική κοίλη διατομή *CHS 114.3x5.0*. Η επιλογή της διατομής αποτελεί τη βέλτιστη πρακτική για μέλη που δέχονται έντονη θλίψη (όπως τα αντιανέμια), καθώς διαθέτει την ίδια ακριβώς αδράνεια προς όλες τις διευθύνσεις, προσφέροντας μέγιστη αντίσταση έναντι λυγισμού. Οι αναλυτικοί έλεγχοι αντοχής και ευστάθειας παρατίθενται στις ακόλουθες ενότητες.



Εικόνα 6-40: Επιλογή διατομής χιαστί συνδέσμου δυσκαμψίας CHS 114.3 x 5.0

6.3.7 Έλεγχος Αντοχής σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Για λόγους σύνοψης, στην ενότητα αυτή αναλύεται ο έλεγχος εφελκυσμού και ο έλεγχος θλίψης που κρίνονται σημαντικοί για την διατομή καθώς και ο δυσμενέστερος έλεγχος συνδυαστικός, ο οποίος οδήγησε στον μέγιστο βαθμό εκμετάλλευσης της διατομής, και ακολουθεί ο συγκεντρωτικός πίνακας των αποτελεσμάτων της διατομής και του φορέα.

Το σύνολο των υπόλοιπων ελέγχων για την κύρια δοκό παρατίθεται στο Παράρτημα Α.3

Έλεγχος Εφελκυσμού

(Tension - EN 1993-1-1, 6.2.3)

$$\begin{aligned} N_{pl,Rd} &= A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\ &= 17.20 \text{ cm}^2 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\ &= 610.600 \text{ kN} \\ N_{t,Rd} &= N_{pl,Rd} \\ &= 610.60 \text{ kN} \\ \eta &= \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \\ &= \frac{222.26 \text{ kN}}{610.60 \text{ kN}} \\ &= 0.364 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.364 \leq 1 \quad \checkmark$$

$N_{pl,Rd}$ Design plastic axial resistance
 A Sectional area
 f_y Yield strength
 γ_{M0} Partial factor
 $N_{t,Rd}$ Design axial force resistance
 $N_{t,Ed}$ Design tension force

Έλεγχος Θλίψης

(Compression - EN 1993-1-1, 6.2.4)

$$\begin{aligned} N_{c,Rd} &= A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\ &= 17.20 \text{ cm}^2 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\ &= 610.60 \text{ kN} \\ \eta_N &= \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \\ &= \frac{245.18 \text{ kN}}{610.60 \text{ kN}} \\ &= 0.402 \end{aligned}$$

$$\eta = \eta_N = 0.402$$

$$\eta = 0.402 \leq 1 \quad \checkmark$$

$N_{c,Rd}$ Design axial force resistance
 A Sectional area
 f_y Yield strength
 γ_{M0} Partial factor
 η_N Design component for N
 $N_{c,Ed}$ Design compression force

Σύμφωνα με τη φιλοσοφία σχεδιασμού των χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας κατά τον Ευρωκώδικα 8, οι θλιβόμενες διαγώνιοι αναμένεται να αστοχήσουν σε λυγισμό κατά τη διάρκεια της σεισμικής δράσης, και στην περίπτωση αυτή, το σύνολο των φορτίων παραλαμβάνεται αποκλειστικά από τις εφελκυσόμενες διαγωνίους. Επομένως, η συνολική αξονική δύναμη σχεδιασμού στην εφελκυσόμενη ράβδο προκύπτει προσεγγιστικά από το άθροισμα των εντατικών μεγεθών εφελκυσμού και θλίψης της ελαστικής ανάλυσης των διαγώνιων χιαστί. Ακόμα και σε αυτή τη δυσμενή κατάσταση, ο μέγιστος βαθμός εκμετάλλευσης της εφελκυσόμενης ράβδου έναντι της πλαστικής της αντοχής προκύπτει ίσος με 76,6% ($\eta = 0,364 + 0,402 = 0,766$), παραμένοντας σε ασφαλή επίπεδα και εξασφαλίζοντας την επάρκεια του συστήματος. Σε κάθε περίπτωση, η επάρκεια και η συνολική συμπεριφορά της διατομής επαληθεύονται μέσω του ικανοτικού σχεδιασμού.

Η πλήρης πλαστική διαρροή της εφελκυσόμενης διαγωνίου αποτελεί τον κύριο μηχανισμό απόσβεσης σεισμικής ενέργειας του συστήματος των συνδέσμων (πέρα του πυρήνα σκυροδέματος, ο οποίος αποτελεί το άλλο σύστημα απόσβεσης του μικτού φορέα), και η συμπεριφορά του φορέα έναντι της μέγιστης αυτής πλαστικής αντοχής αποτελεί τη βάση για τους ελέγχους του ικανοτικού σχεδιασμού που αναλύονται στο ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7.1.

Συνδυαστικός Έλεγχος Κάμψης και Αξονικής Θλίψης

(Bending and buckling about principal axes - EN 1993-1-1, 6.3.3)

$$\begin{aligned}
 N_{cr,y} &= (\pi)^2 \cdot E \cdot \frac{I_y}{(L_{cr,y})^2} \\
 &= (\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{257.00 \text{ cm}^4}{(3.499 \text{ m})^2} \\
 &= 435.15 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\lambda}_y &= \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}} \\
 &= \sqrt{\frac{17.20 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{435.15 \text{ kN}}} \\
 &= 1.185
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi_y &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0.2) + (\bar{\lambda}_y)^2 \right] \\
 &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.210 \cdot (1.185 - 0.2) + (1.185)^2 \right] \\
 &= 1.305
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \chi_y &= \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{(\Phi_y)^2 - (\bar{\lambda}_y)^2}} \\
 &= \frac{1}{1.305 + \sqrt{(1.305)^2 - (1.185)^2}} \\
 &= 0.54
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{cr,x} &= (\pi)^2 \cdot E \cdot \frac{I_x}{(L_{cr,x})^2} \\
 &= (\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{257.00 \text{ cm}^4}{(3.499 \text{ m})^2} \\
 &= 435.15 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\lambda}_x &= \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,x}}} \\
 &= \sqrt{\frac{17.20 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{435.15 \text{ kN}}} \\
 &= 1.185
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi_x &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_x \cdot (\bar{\lambda}_x - 0.2) + (\bar{\lambda}_x)^2 \right] \\
 &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.210 \cdot (1.185 - 0.2) + (1.185)^2 \right] \\
 &= 1.305
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \chi_x &= \frac{1}{\Phi_x + \sqrt{(\Phi_x)^2 - (\bar{\lambda}_x)^2}} \\
 &= \frac{1}{1.305 + \sqrt{(1.305)^2 - (1.185)^2}} \\
 &= 0.54
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{Rk} &= A \cdot f_y \\
 &= 17.20 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 610.600 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{y,Rk} &= W_{pl,y} \cdot f_y \\
 &= 59.80 \text{ cm}^3 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 21.23 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{z,Rk} &= W_{pl,z} \cdot f_y \\
 &= 59.80 \text{ cm}^3 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 21.23 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_{my} &= 0.6 + 0.4 \cdot \Psi_y \\
 &= 0.6 + 0.4 \cdot 1.000 \\
 &= 1.000
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_{mz} &= 0.6 + 0.4 \cdot \Psi_z \\
 &= 0.6 + 0.4 \cdot 1.000 \\
 &= 1.000
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_{yy} &= C_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \\
 &= 1.000 \cdot \left(1 + (1.185 - 0.2) \cdot \frac{245.18 \text{ kN}}{0.54 \cdot \frac{610.600 \text{ kN}}{1.00}} \right) \\
 &= 1.732
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_{yy} &= \min \left(k_{yy}, C_{my} \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \right) \\
 &= \min \left(1.732, 1.000 \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{245.18 \text{ kN}}{0.54 \cdot \frac{610.600 \text{ kN}}{1.00}} \right) \right) \\
 &= 1.595
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_{yz} &= 0.6 \cdot C_{mz} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0.2) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \\
 &= 0.6 \cdot 1.000 \cdot \left(1 + (1.185 - 0.2) \cdot \frac{245.18 \text{ kN}}{0.54 \cdot \frac{610.600 \text{ kN}}{1.00}} \right) \\
 &= 1.039
 \end{aligned}$$

$$k_{yz} = \min \left(k_{yz}, 0.6 \cdot C_{mz} \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \right)$$

$$= \min \left(1.039, 0.6 \cdot 1.000 \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{245.18 \text{ kN}}{0.54 \cdot \frac{610.600 \text{ kN}}{1.00}} \right) \right)$$

$$= 0.957$$

$$k_{zy} = 0.6 \cdot C_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right)$$

$$= 0.6 \cdot 1.000 \cdot \left(1 + (1.185 - 0.2) \cdot \frac{245.18 \text{ kN}}{0.54 \cdot \frac{610.600 \text{ kN}}{1.00}} \right)$$

$$= 1.039$$

$$k_{zy} = \min \left(k_{zy}, 0.6 \cdot C_{my} \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \right)$$

$$= \min \left(1.039, 0.6 \cdot 1.000 \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{245.18 \text{ kN}}{0.54 \cdot \frac{610.600 \text{ kN}}{1.00}} \right) \right)$$

$$= 0.957$$

$$k_{zz} = C_{mz} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0.2) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right)$$

$$= 1.000 \cdot \left(1 + (1.185 - 0.2) \cdot \frac{245.18 \text{ kN}}{0.54 \cdot \frac{610.600 \text{ kN}}{1.00}} \right)$$

$$= 1.732$$

$$k_{zz} = \min \left(k_{zz}, C_{mz} \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \right)$$

$$= \min \left(1.732, 1.000 \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{245.18 \text{ kN}}{0.54 \cdot \frac{610.600 \text{ kN}}{1.00}} \right) \right)$$

$$= 1.595$$

$$\eta_{N6.61} = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}}$$

$$= \frac{245.18 \text{ kN}}{0.54 \cdot \frac{610.600 \text{ kN}}{1.00}}$$

$$= 0.744$$

k_{yz} Interaction factor

k_{zy} Interaction factor

k_{zz} Interaction factor

$\eta_{N6.61}$ Design component for N

$\eta_{My6.61}$ Design component for M_y

$M_{y,Ed}$ Design bending moment (maximum on segment)

$\eta_{Mz6.61}$ Design component for M_z

$M_{z,Ed}$ Design bending moment (maximum on segment)

$\eta_{6.61}$ Design ratio

$\eta_{N6.62}$ Design component for N

$\eta_{My6.62}$ Design component for M_y

$\eta_{Mz6.62}$ Design component for M_z

$\eta_{6.62}$ Design ratio

$$\eta_{My6.61} = k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}$$

$$= 1.595 \cdot \frac{0.79 \text{ kNm}}{\frac{21.23 \text{ kNm}}{1.00}}$$

$$= 0.060$$

$$\eta_{Mz6.61} = k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}$$

$$= 0.957 \cdot \frac{0.26 \text{ kNm}}{\frac{21.23 \text{ kNm}}{1.00}}$$

$$= 0.012$$

$$\eta_{6.61} = \eta_{N6.61} + \eta_{My6.61} + \eta_{Mz6.61}$$

$$= 0.744 + 0.060 + 0.012$$

$$= 0.815$$

$$\eta_{N6.62} = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}}$$

$$= \frac{245.18 \text{ kN}}{0.54 \cdot \frac{610.600 \text{ kN}}{1.00}}$$

$$= 0.744$$

$$\eta_{My6.62} = k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}$$

$$= 0.957 \cdot \frac{0.79 \text{ kNm}}{\frac{21.23 \text{ kNm}}{1.00}}$$

$$= 0.036$$

$$\eta_{Mz6.62} = k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}$$

$$= 1.595 \cdot \frac{0.26 \text{ kNm}}{\frac{21.23 \text{ kNm}}{1.00}}$$

$$= 0.019$$

$$\eta_{6.62} = \eta_{N6.62} + \eta_{My6.62} + \eta_{Mz6.62}$$

$$= 0.744 + 0.036 + 0.019$$

$$= 0.799$$

$$\eta = \max(\eta_{6.61}, \eta_{6.62})$$

$$= \max(0.815, 0.799)$$

$$= 0.815$$

$$\eta = 0.815 \leq 1 \quad \checkmark$$

6.3.8 Τελικός Βαθμός Εκμετάλλευσης και Συμπεράσματα

Ο Συνδυαστικός Έλεγχος Κάμψης και Αξονικής Θλίψης είναι κρίσιμος και πάλι *μόνο λόγω της αξονικής* ($\eta_N=0,744$ $\eta_{My}=0.036$ $\eta_{Mz}=0.019$) αφού τα χιαστί σχεδιάζονται ακριβώς για την παραλαβή των σεισμικών αξονικών φορτίων για τον λόγω αυτό παρατίθενται και οι απλοί έλεγχοι εφελκυσμού και θλίψης παραπάνω. Ο μέγιστος τελικός βαθμός εκμετάλλευσης της διατομής υπολογίζεται σε $\eta_{\max} = 0.815 \leq 1.00$.

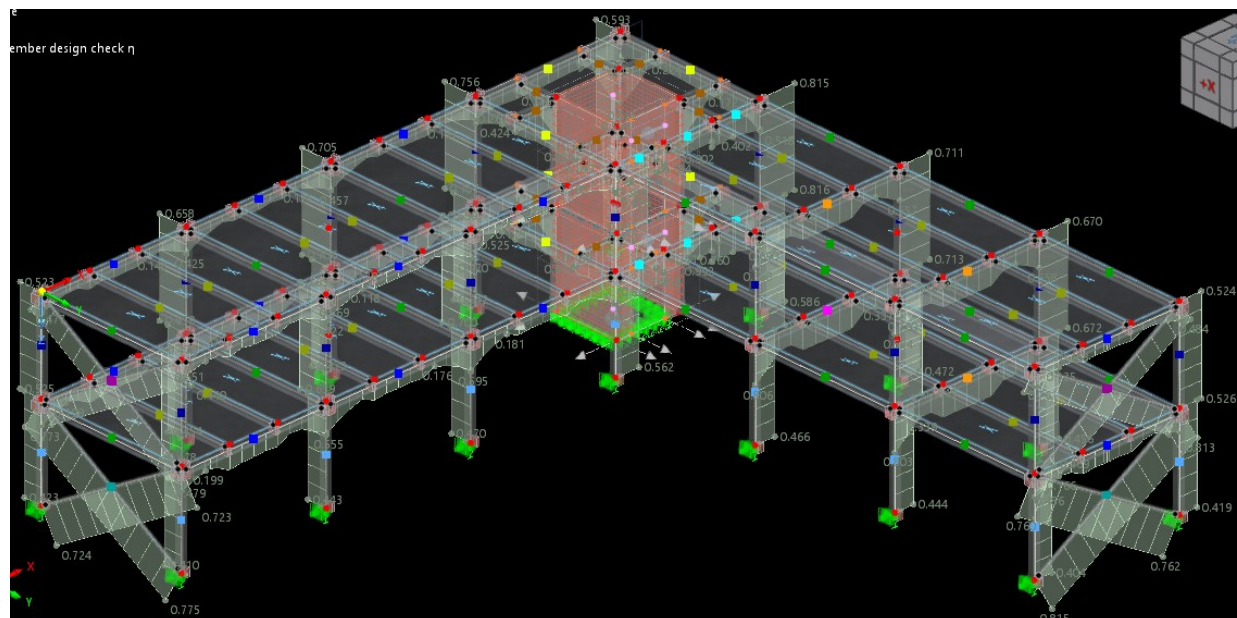
Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζεται η σύνοψη των αποτελεσμάτων από τους ελέγχους σχεδιασμού του χιαστί συνδέσου δυσκαμψίας:

Πίνακας 6-3: Συγκεντρωτικός πίνακας ελέγχων χιαστί συνδέσμου δυσκαμψίας

151	Beam 24 - CHS 114.3x5.0 3 - S355 L: 6.997 m								
6.997 ±		D57	RC1		0.364 ✓	SP1100.00	Section Proof Tension acc. to EN 1993-1-1, 6.2.3		
0.000 ±		D57	RC1		0.402 ✓	SP1200.00	Section Proof Compression acc. to EN 1993-1-1, 6.2.4		
0.000 ±		D51	CO40		0.003 ✓	SP3100.02	Section Proof Shear in z-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.6(2) Plastic design		
3.499 ½		D51	CO40		0.060 ✓	SP4100.03	Section Proof Bending about y-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.5 Plastic design		
3.499 ½		D57	RC1		0.012 ✓	SP5100.03	Section Proof Bending about z-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.5 Plastic design		
3.499 ½		D57	RC1		0.002 ✓	SP6500.01	Section Proof Biaxial bending, axial force and shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.9.1, 6.2.10 Plastic design		
0.700 ±		D57	RC1		0.223 ✓	SP6500.02	Section Proof Bending about y-axis, axial force and shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.9.1, 6.2.10 Plastic design		
0.000 ±		D57	RC1		0.744 ✓	ST1100.00	Stability Flexural buckling about principal y-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.3.1		
0.000 ±		D57	RC1		0.744 ✓	ST1300.00	Stability Flexural buckling about principal z-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.3.1		
0.000 ±		D57	RC1		0.815 ✓	ST3100.00	Stability Bending and buckling about principal axes acc. to EN 1993-1-1, 6.3.3		
0.000 ±		D58	CO163		0.021 ✓	FR1200.02	Fire Resistance Compression acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3		
0.000 ±		D58	CO163		0.002 ✓	FR3100.02	Fire Resistance Shear in z-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3(6) Plastic design		
3.499 ½		D58	CO163		0.037 ✓	FR4100.03	Fire Resistance Bending about y-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3 Plastic design		
3.499 ½		D58	CO163		0.039 ✓	FR6500.02	Fire Resistance Bending about y-axis, axial force and shear acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3 Plastic design		
0.000 ±		D58	CO163		0.051 ✓	FS1100.00	Fire Resistance - Stability Flexural buckling about principal y-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.2		
0.000 ±		D58	CO163		0.051 ✓	FS1300.00	Fire Resistance - Stability Flexural buckling about principal z-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.2		
3.499 ½		D58	CO163		0.091 ✓	FS3100.00	Fire Resistance - Stability Bending and buckling about principal axes acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.5		

Το σύνολο των υπόλοιπων ελέγχων πέραν αυτού που έδωσε τον μέγιστο βαθμό εκμετάλλευσης 0,815 για το χιαστί παρατίθεται αναλυτικά στο Παράρτημα Α.2

Όπως επιβεβαιώνεται και από το ακόλουθο διάγραμμα αποτελεσμάτων του συνολικού φορέα, όλοι οι υπόλοιποι χιαστί σύνδεσμοι της ίδιας ομάδας CHS 114.3x5.0 εμφανίζουν χαμηλότερους βαθμούς εκμετάλλευσης από το εξεταζόμενο στοιχείο του ισογείου επιβεβαιώνοντας την ασφάλεια και την επάρκεια της διατομής της.

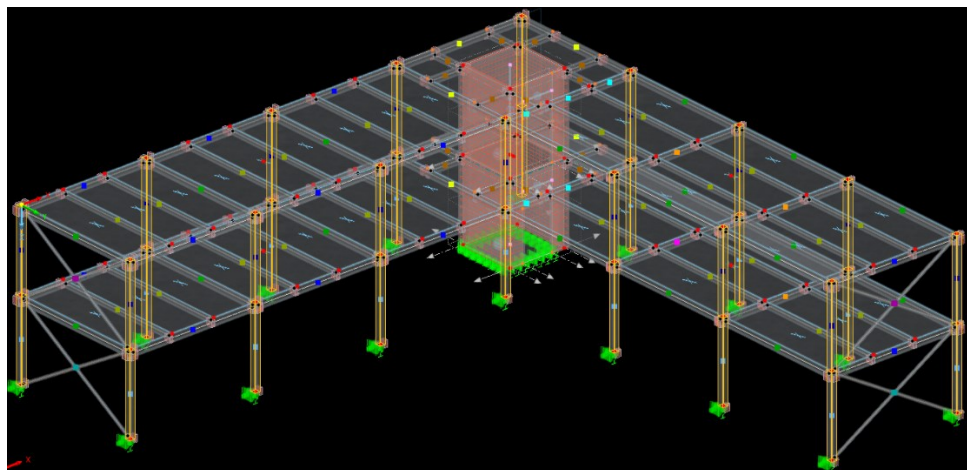


Εικόνα 6-41: Βαθμοί εκμετάλλευσης χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας στον φορέα

6.4 Διαστασιολόγηση Υποστυλώματος

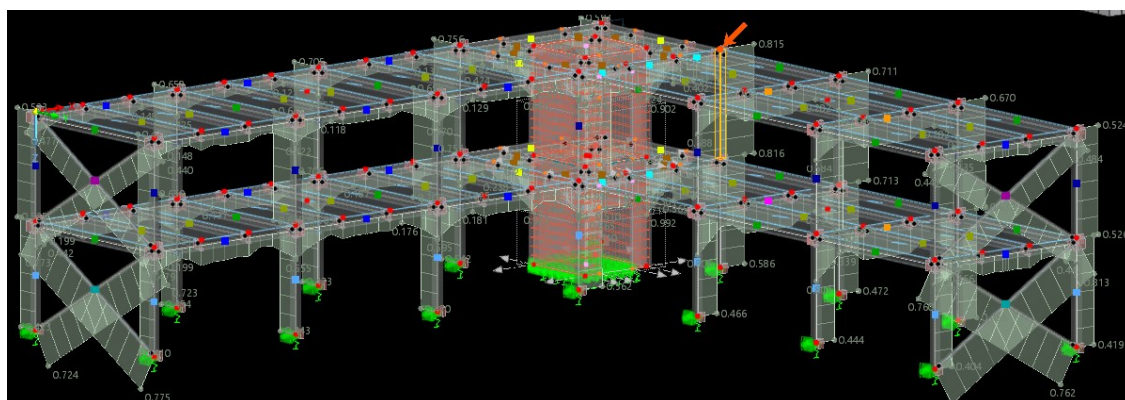
6.4.1 Επιλογή Κρίσιμου Μέλους

Σύμφωνα με τη στατική λειτουργία του φορέα, η παραλαβή των σεισμικών δράσεων πραγματοποιείται κυρίως από τον κεντρικό πυρήνα και τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας. Κατά συνέπεια, τα υποστυλώματα σχεδιάζονται κυρίως για να παραλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας.



Εικόνα 6-42: Θέση υποστυλωμάτων στον φορέα

Ωστόσο, κατά τη διάρκεια της ανάλυσης διαπιστώθηκε ότι το κρίσιμο στοιχείο σχεδιασμού (με τον μέγιστο βαθμό εκμετάλλευσης) δεν εντοπίζεται στο ισόγειο, όπου συσσωρεύεται η μέγιστη αξονική δύναμη. Ως πλέον δυσμενές στοιχείο επιλέχθηκε το Υποστυλώμα του ανώτερου ορόφου, το οποίο βρίσκεται κοντά με τον κεντρικό πυρήνα του κτιρίου.



Εικόνα 6-43: Θέση κρίσιμου υποστυλώματος με τον οποίο θα γίνει η διαστασιολόγηση

Η επιλογή αυτή δικαιολογείται από τη δυναμική απόκριση του φορέα. Λόγω της λειτουργίας των ορόφων ως απόλυτα άκαμπτων διαφραγμάτων, τα ανώτερα υποστυλώματα που βρίσκονται κοντά στον πυρήνα δέχονται αυξημένες σεισμικές δυνάμεις. Παράλληλα, οι πλευρικές μετατοπίσεις (drifts) του κτιρίου κατά τον σεισμό είναι εντονότερες στην κορυφή. Αυτό αναγκάζει το υποστυλώμα να αναπτύξει πρόσθετες καμπτικές ροπές, οι οποίες σε συνδυασμό με την αξονική θλίψη ανεβάζουν σημαντικά τον δείκτη εξάντλησης του μέλους, καθιστώντας το, το πλέον κρίσιμο. Η διατομή που θα προκύψει από αυτόν τον έλεγχο, θα εφαρμοστεί ομοιόμορφα σε όλα τα υποστυλώματα του κτιρίου αφού ελεγχθεί ότι οι βαθμοί εκμετάλλευσης είναι μικρότερη της μονάδας για όλες τις θέσεις.

Παραμετροποίηση Μέλους και Καθορισμός Συνθηκών Σχεδιασμού

6.4.2 Στηρίξεις Υποστυλωμάτων

Για να προσομοιωθεί η κατασκευαστική συνέχεια των κατακόρυφων στοιχείων, τα υποστυλώματα μοντελοποιούνται ως συνεχή μέλη καθ' ύψος. Δεν εισάγονται εσωτερικές αρθρώσεις hinges στους ενδιάμεσους κόμβους, προκειμένου να αποφευχθεί η δημιουργία κινηματικού μηχανισμού που θα καθιστούσε τον φορέα ασταθή. Πρέπει να τονιστεί ότι η παραδοχή συνεχών μελών δεν αναιρεί τη μη πλαισιακή λειτουργία του κτιρίου. Καθώς οι κύριες δοκοί έχουν συνδεθεί στα υποστυλώματα με *αρθρώσεις*, δεν μεταφέρουν σε αυτά καμπτικές ροπές από τα κατακόρυφα φορτία. Οι ροπές που εμφανίζονται στα υποστυλώματα προκύπτουν μόνο λόγω της συνέχειας του υλικού και των πλευρικών μετατοπίσεων του κτιρίου κατά τον σεισμικό συνδυασμό.

6.4.3 Προσομοίωση Θεμελίωσης

Στο επίπεδο της θεμελίωσης στη βάση των υποστυλωμάτων του ισογείου, εισάγονται ειδικές ελαστικές στηρίξεις για την προσομοίωση της αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής. Συγκεκριμένα, οι οριζόντιες μετατοπίσεις u_x και u_y , καθώς και η στροφή φ_z περί τον κατακόρυφο άξονα, επιλέγονται ως πακτωμένες. Αντίθετα, για την κατακόρυφη μετατόπιση u_z εισάγεται μια σταθερά γραμμικού ελατηρίου ίση με 45,000 kN/m.

Η τιμή αυτή προκύπτει από τη θεμελιώδη σχέση της εδαφομηχανικής για τη μοντελοποίηση θεμελιώσεων κατά Winkler:

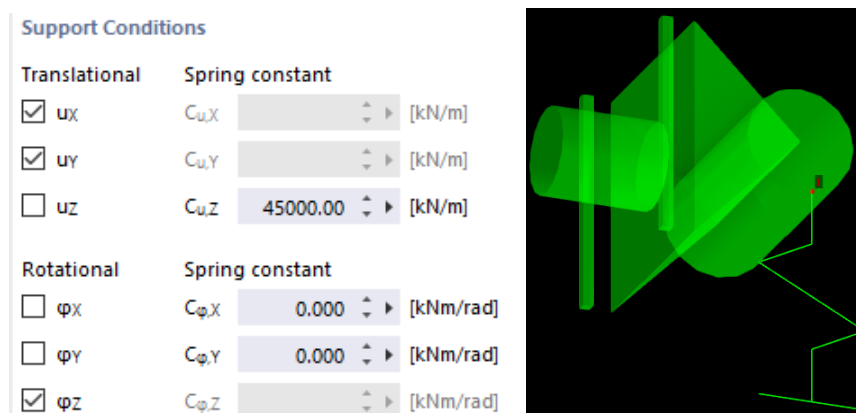
$$K_z = k_s \cdot A, \text{ όπου:}$$

k_s είναι ο συντελεστής αντίστασης του εδάφους. Για ένα τυπικό έδαφος μέσης πυκνότητας (π.χ. μέτριας πυκνότητας άμμο), μια ρεαλιστική τιμή σχεδιασμού είναι $k_s = 20,000 \text{ kN/m}^3$ που αντιστοιχεί σε περίπου 2 kg/cm^3 , ίδια με αυτήν που επιλέχθηκε για το υπέδαφος του πυρήνα στο κεφ. 4.6.

A είναι το εμβαδόν της επιφάνειας έδρασης του πεδίλου. Θεωρώντας ένα τυπικό μεμονωμένο πέδιλο θεμελίωσης κάτω από το υποστυλωμα με διαστάσεις $1.50 \text{ m} \cdot 1.50 \text{ m}$, το εμβαδόν του είναι $A = 2.25 \text{ m}^2$.

Με βάση τα παραπάνω, η πράξη διαμορφώνεται ως: $K_z = 20,000 \cdot 2.25 = 45,000 \text{ kN/m}$

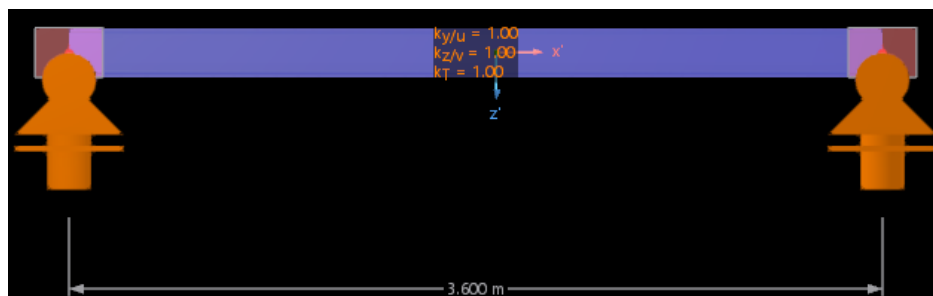
Με την εισαγωγή αυτού του ελατηρίου, το μοντέλο αποβάλλει την θεωρητική ακαμψία της πλήρους πάκτωσης. Έτσι, επιτρέπεται μια μικρή ρεαλιστική κατακόρυφη υποχώρηση της βάσης του υποστυλώματος.



Εικόνα 6-44: Προσομοίωση θεμελίωσης με την εισαγωγή σταθεράς ελατηρίου $C_{u,z} = 45000 \text{ kN/m}$

6.4.4 Μήκη Λυγισμού για τους ελέγχους Οριακής Κατάστασης Αστοχίας – ULS

Για τους ελέγχους σταθερότητας έναντι λυγισμού, το κρίσιμο μήκος του υποστυλώματος λαμβάνεται ίσο με το καθαρό γεωμετρικό ύψος του ορόφου. Επομένως, τόσο για τον ισχυρό άξονα $y-y$ όσο και για τον ασθενή άξονα $z-z$, οι συντελεστές μήκους λυγισμού λαμβάνονται ίσοι με τη μονάδα $k_y = k_z = 1.00$, δίνοντας θεωρητικό μήκος λυγισμού $L_{cr,y} = L_{cr,z} = 3.60 \text{ m}$.



Effective Length Factors			
Segment Seq. No.	Principal axes		Torsional
	k_y/u [--]	k_z/v [--]	k_T [--]
.1	1.00	1.00	1.00

Εικόνα 6-45: Μήκη Λυγισμού για τους ελέγχους ΟΚΑ

6.4.5 Στηρίξεις Σχεδιασμού για τους ελέγχους Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας

Για τη διασφάλιση των κριτηρίων της Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας οι κανονιστικοί έλεγχοι ελαστικών παραμορφώσεων ενεργοποιήθηκαν για την κατηγορία των υποστυλωμάτων. Ως μήκος αναφοράς για τον αυτόματο υπολογισμό και έλεγχο των βελών κάμψης ορίστηκε το συνολικό γεωμετρικό μήκος της ράβδου, δηλαδή $L = 3.60 \text{ m}$, και για τους δύο τοπικούς άξονες y και z .

Deflection Analysis Steel Design | EN 1993 | ELOT | 2017-01

Check direction
Local axis z and y

Displacement reference
Deformed segment ends

Segment in z/z'-axis

No.	Active	Length $L_{cz/z'}$ [m]	Precamber $W_{cz/z'}$ [mm]	Segment Type
1	☒	3.600	0.0	Beam

☐ User-defined lengths

Segment in y/y'-axis

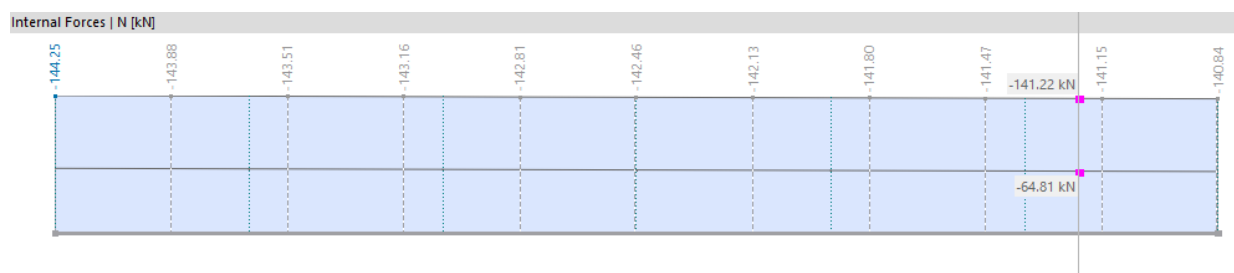
No.	Active	Length $L_{cy/y'}$ [m]	Precamber $W_{cy/y'}$ [mm]	Segment Type
1	☒	3.600	0.0	Beam

Εικόνα 6-46: Μήκη Λυγισμού για τους ελέγχους ΟΚΛ

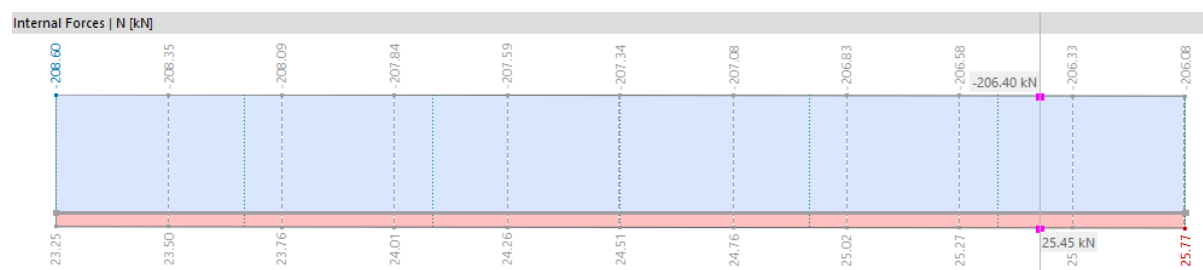
6.4.6 Εντατικά Μεγέθη

Αξονική Δύναμη - N_{Ed}

Το υποστύλωμα καταπονείται από αξονική θλίψη, παραλαμβάνοντας τα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας. Στον στατικό συνδυασμό ULS, η θλιπτική δύναμη διατηρείται σχεδόν σταθερή καθ' όλο το μήκος του μέλους, λαμβάνοντας τιμή -144.25 kN (Εικόνα 6-47). Στον σεισμικό συνδυασμό, η θλιπτική καταπόνηση αυξάνεται σημαντικά, φτάνοντας τα -208.60 kN , ενώ αναπτύσσεται και μικρή εφελκυστική δύναμη της τάξης των 25.77 kN (Εικόνα 6-48). Άρα ο *σεισμικός συνδυασμός αποτελεί* την πιο δυσμενή κατάσταση για τον έλεγχο έναντι αξονικών δυνάμεων.



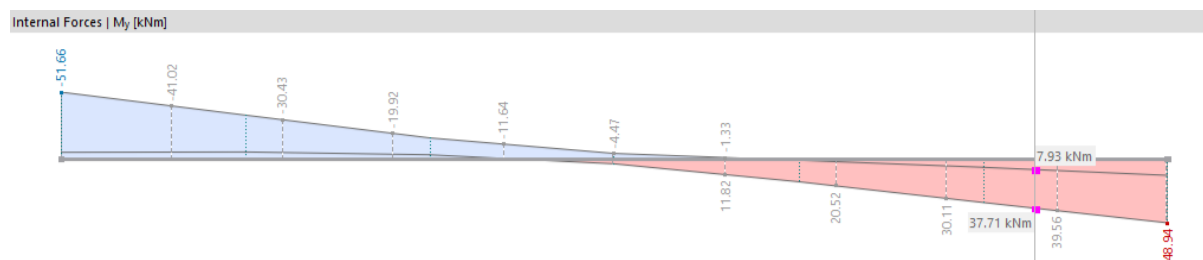
Εικόνα 6-47: N_{Ed} – ULS



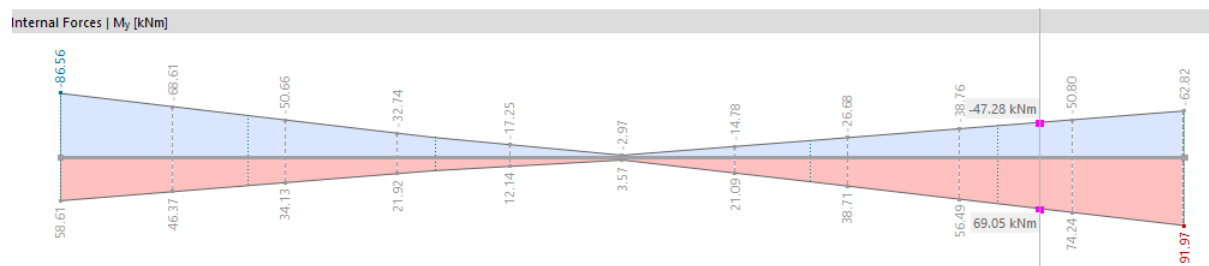
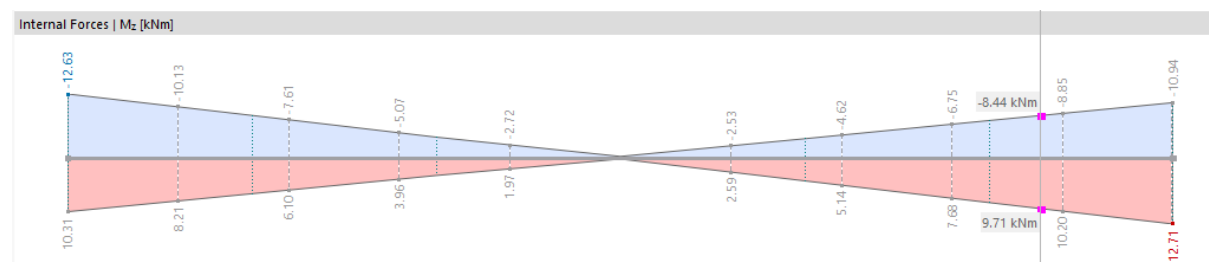
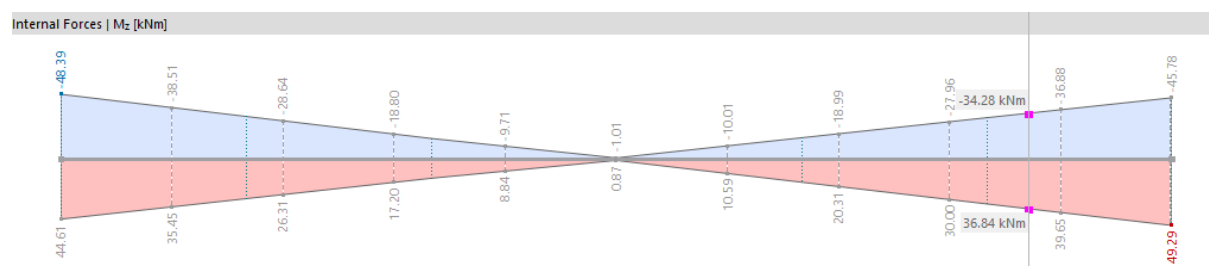
Εικόνα 6-48: N_{Ed} – ULS Seismic

Ροπή Κάμψης περί τους άξονες y και z - $M_{y,Ed}$ & $M_{z,Ed}$

Όπως έχει ήδη αναλυθεί, το κτίριο χαρακτηρίζεται από μη πλαισιακή λειτουργία, με τις κύριες δοκούς να είναι αρθρωτές. Επομένως, οι ροπές που αναπτύσσονται στο υποστύλωμα δεν προέρχονται από τα φορτία βαρύτητας, αλλά από τη γεωμετρική του συνέχεια και τις πλευρικές μετατοπίσεις του φορέα. Στον στατικό συνδυασμό ULS η ροπή M_y κυμαίνεται από -51.66 kNm έως $+48.94 \text{ kNm}$ στα άκρα (Εικόνα 6-49), ενώ η M_z από -12.63 kNm έως $+12.71 \text{ kNm}$, μηδενιζόμενες και οι δύο στο μέσο της δοκού (Εικόνα 6-51). Αντίθετα, κατά τον σεισμικό συνδυασμό οι τιμές αυξάνονται σημαντικά λόγω της πλευρικής ταλάντωσης drift. Η ροπή M_y φτάνει από -86.56 kNm έως $+91.97 \text{ kNm}$ (Εικόνα 6-50), ενώ η M_z αυξάνεται αντίστοιχα από -48.38 kNm έως $+49.29 \text{ kNm}$ (Εικόνα 6-52). Ο συνδυασμός αυτών των αυξημένων ροπών με την ισχυρή αξονική θλίψη καθιστά τον *σεισμικό συνδυασμό* κρίσιμο για τον έλεγχο αντοχής του μέλους.

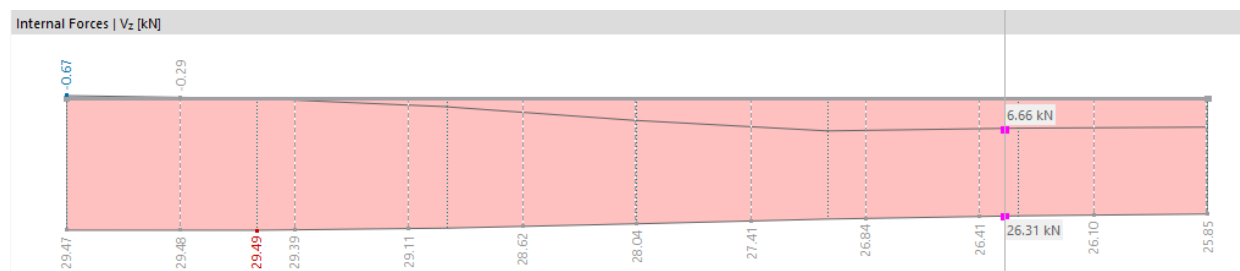


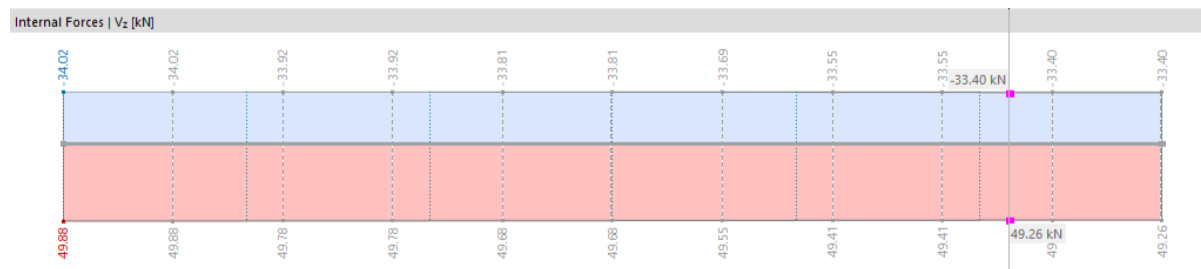
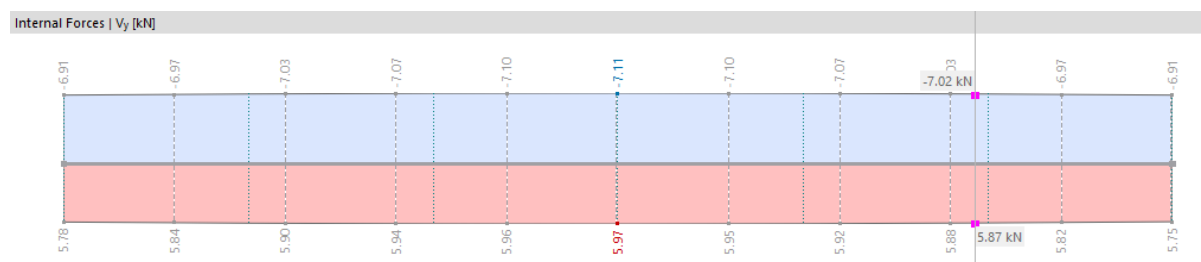
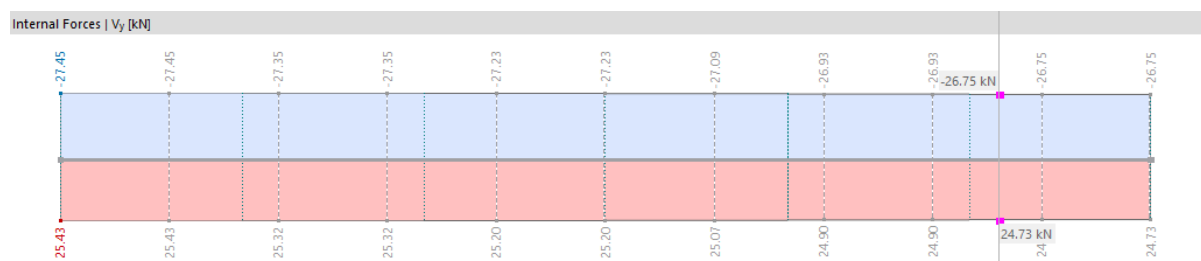
Εικόνα 6-49: $M_{y,Ed}$ – ULS

Εικόνα 6-50: $M_{y,Ed}$ – ULS SeismicΕικόνα 6-51: $M_{z,Ed}$ – ULSΕικόνα 6-52: $M_{z,Ed}$ – ULS Seismic

Τέμνουσα Δύναμη - $V_{z,Ed}$ & $V_{y,Ed}$

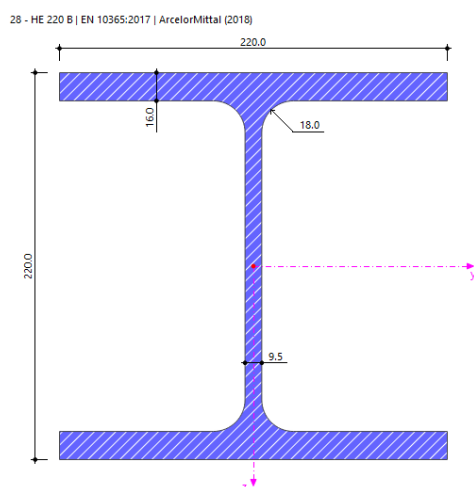
Οι τέμνουσες δυνάμεις διατηρούν σταθερή τιμή κατά μήκος του υποστυλώματος καθώς δεν υπάρχουν ενδιάμεσα συγκεντρωμένα φορτία. Στον στατικό συνδυασμό ULS, η τέμνουσα V_z λαμβάνει σταθερή τιμή $+29.49 \text{ kN}$ (Εικόνα 6-53), ενώ η V_y κυμαίνεται μεταξύ $+5.97 \text{ kN}$ και -7.11 kN (Εικόνα 6-55). Στον σεισμικό συνδυασμό οι τέμνουσες μεγιστοποιούνται, παραλαμβάνοντας την οριζόντια σεισμική δράση του ορόφου. Πιο αναλυτικά, η τέμνουσα V_z φτάνει στα $+49.98 \text{ kN}$ και -34.02 kN εναλλακτικά (Εικόνα 6-54), ενώ η V_y ανέρχεται σε $+25.43 \text{ kN}$ και -27.45 kN (Εικόνα 6-56). Άρα, ο σεισμικός συνδυασμός είναι ο κρίσιμος.

Εικόνα 6-53: $V_{z,Ed}$ – ULS

Εικόνα 6-54: $V_{z,Ed}$ – ULS SeismicΕικόνα 6-55: $V_{y,Ed}$ – ULSΕικόνα 6-56: $V_{y,Ed}$ – ULS Seismic

6.4.7 Επιλογή Διατομής

Κατόπιν επαναληπτικών υπολογισμών, επιλέχθηκε ως καταλληλότερη για τα υποστυλώματα του κτιρίου η διατομή *HEB 220*. Η συγκεκριμένη διατομή προσφέρει αυξημένη ακτίνα αδράνειας περί τον ασθενή άξονα σε σχέση με τις στενές διατομές (*IPE*), καθιστώντας την βέλτιστη για μέλη που δέχονται υψηλή θλίψη και ελέγχονται σε συνδυασμένο λυγισμό.



Εικόνα 6-57: Επιλογή διατομής υποστυλώματος HE 220 B

6.4.8 Έλεγχοι Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας

Δεδομένου ότι το κτίριο λειτουργεί με αρθρωτές κύριες δοκούς, το υποσύλωμα δεν καταπονείται από ισχυρά εγκάρσια φορτία που θα προκαλούσαν σημαντική κάμψη στον κορμό του. Εξετάζοντας τους χαρακτηριστικούς συνδυασμούς δράσεων, η μέγιστη ελαστική παραμόρφωση κατά τον τοπικό άξονα z (συνδυασμός CO99) υπολογίστηκε σε μόλις 0.4 mm , δίνοντας χαμηλό βαθμό εκμετάλλευσης $\eta = 0.037$. Αντίστοιχα, κατά τον τοπικό άξονα y (συνδυασμός CO111), η μέγιστη μετακίνηση ανήλθε σε -0.3 mm , με τον αντίστοιχο δείκτη να διαμορφώνεται στο $\eta = 0.024$.

Combination: Characteristic

$$w_{lim,z} = \frac{L}{L/w_{lim}}$$

$$= \frac{3.600 \text{ m}}{300}$$

$$= 12.0 \text{ mm}$$

$$\eta = \frac{|w_{tot,z}|}{w_{lim,z}}$$

$$= \frac{|0.4 \text{ mm}|}{12.0 \text{ mm}}$$

$$= 0.037$$

$\eta = 0.037 \leq 1$ ✓

$w_{lim,z}$	Limit value of deflection	Design Situation
L	Reference length	S Ch DS2 - SLS - Characteristic
L / w_{lim}	Relative deflection limit	Loading
$w_{tot,z}$	Total deflection	S Ch CO99 - LC1 + LC2 + 0.50 * LC4 + LC7

Εικόνα 6-58: Κρίσιμος ο χαρακτηριστικός συνδυασμός CO99 για την ΟΚΛ και επιβεβαίωση αμελητέας παραμόρφωσης

Combination: Characteristic

$$w_{lim,y} = \frac{L}{L/w_{lim}}$$

$$= \frac{3.600 \text{ m}}{300}$$

$$= 12.0 \text{ mm}$$

$$\eta = \frac{|w_{tot,y}|}{w_{lim,y}}$$

$$= \frac{|-0.3 \text{ mm}|}{12.0 \text{ mm}}$$

$$= 0.024$$

$\eta = 0.024 \leq 1$ ✓

$w_{lim,y}$	Limit value of deflection	Design Situation
L	Reference length	S Ch DS2 - SLS - Characteristic
L / w_{lim}	Relative deflection limit	Loading
$w_{tot,y}$	Total deflection	S Ch CO111 - LC1 + LC2 + 0.50 * LC4 + LC11 + 0...

Εικόνα 6-59: Κρίσιμος ο χαρακτηριστικός συνδυασμός CO99 για την ΟΚΛ και επιβεβαίωση αμελητέας παραμόρφωσης

Για τους σεισμικούς συνδυασμούς σχεδιασμού, οι έλεγχοι που αφορούν την Οριακή Κατάσταση Περιορισμού Βλαβών (έλεγχος του συντελεστή ευαισθησίας θ για φαινόμενα δεύτερης τάξης P- δ , καθώς και ο περιορισμός των σχετικών σεισμικών μετακινήσεων d_r των ορόφων) έχουν πραγματοποιηθεί αναλυτικά στα *Κεφάλαια 4.3 και 4.5* όπου και επιβεβαιώνεται η πλήρης επάρκεια του φορέα.

Για τους στατικούς συνδυασμούς σχεδιασμού, το επιτρεπόμενο όριο της σχετικής οριζόντιας μετακίνησης ορίζεται σε $H/250$, το οποίο για ύψος ορόφου $H = 3,60 \text{ m}$ μεταφράζεται σε μέγιστη επιτρεπτή μετακίνηση ίση με $14,4 \text{ mm}$. Από την ανάλυση του φορέα προκύπτει ότι η μέγιστη σχετική οριζόντια μετακίνηση λόγω στατικών φορτίων είναι αμελητέα, παραμένοντας σημαντικά μικρότερη από το επιτρεπτό όριο και εξασφαλίζοντας την ακαμψία της δομής.

6.4.9 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Για λόγους σύντομης, στην ενότητα αυτή αναλύεται αποκλειστικά ο δυσμενέστερος έλεγχος, ο οποίος οδήγησε στον μέγιστο βαθμό εκμετάλλευσης της διατομής, και ακολουθεί ο συγκεντρωτικός πίνακας των αποτελεσμάτων της διατομής και του φορέα.

Το σύνολο των υπόλοιπων ελέγχων για την κύρια δοκό παρατίθεται στο Παράρτημα Α.4

Συνδυαστικός Έλεγχος Κάμψης και Αξονικής Θλίψης

(Bending and buckling about principal axes - EN 1993-1-1, 6.3.3)

$$\begin{aligned}
 N_{cr,y} &= (\pi)^2 \cdot E \cdot \frac{I_y}{(L_{cr,y})^2} \\
 &= (\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{8091.00 \text{ cm}^4}{(3.600 \text{ m})^2} \\
 &= 12939.50 \text{ kN} \\
 \bar{\lambda}_y &= \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}} \\
 &= \sqrt{\frac{91.00 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{12939.50 \text{ kN}}} \\
 &= 0.500 \\
 \Phi_y &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0.2) + (\bar{\lambda}_y)^2 \right] \\
 &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.340 \cdot (0.500 - 0.2) + (0.500)^2 \right] \\
 &= 0.676 \\
 \chi_y &= \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{(\Phi_y)^2 - (\bar{\lambda}_y)^2}} \\
 &= \frac{1}{0.676 + \sqrt{(0.676)^2 - (0.500)^2}} \\
 &= 0.88 \\
 N_{cr,z} &= (\pi)^2 \cdot E \cdot \frac{I_z}{(L_{cr,z})^2} \\
 &= (\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{2843.00 \text{ cm}^4}{(3.600 \text{ m})^2} \\
 &= 4546.64 \text{ kN} \\
 \bar{\lambda}_z &= \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}}} \\
 &= \sqrt{\frac{91.00 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{4546.64 \text{ kN}}} \\
 &= 0.843 \\
 \Phi_z &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0.2) + (\bar{\lambda}_z)^2 \right] \\
 &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.490 \cdot (0.843 - 0.2) + (0.843)^2 \right] \\
 &= 1.013 \\
 \chi_z &= \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{(\Phi_z)^2 - (\bar{\lambda}_z)^2}} \\
 &= \frac{1}{1.013 + \sqrt{(1.013)^2 - (0.843)^2}} \\
 &= 0.64 \\
 M_{cr} &= \alpha_{cr} \cdot M_{y,Ed} \\
 &= 12.43 \cdot 91.97 \text{ kNm} \\
 &= 1143.09 \text{ kNm} \\
 \bar{\lambda}_{LT} &= \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} \\
 &= \sqrt{\frac{827.00 \text{ cm}^3 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{1143.09 \text{ kNm}}} \\
 &= 0.507 \\
 \Phi_{LT} &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot (\bar{\lambda}_{LT})^2 \right] \\
 &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.340 \cdot (0.507 - 0.400) + 0.750 \cdot (0.507)^2 \right] \\
 &= 0.614 \\
 \chi_{LT} &= \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT})^2 - \beta \cdot (\bar{\lambda}_{LT})^2}} \\
 &= \frac{1}{0.614 + \sqrt{(0.614)^2 - 0.750 \cdot (0.507)^2}} \\
 &= 0.96 \\
 f &= 1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) \cdot \left(1 - 2 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2 \right) \\
 &= 1 - 0.5 \cdot (1 - 1.000) \cdot \left(1 - 2 \cdot (0.507 - 0.8)^2 \right) \\
 &= 1.000 \\
 \chi_{LT,mod} &= \frac{\chi_{LT}}{f} \\
 &= \frac{0.96}{1.000} \\
 &= 0.96 \\
 N_{Rk} &= A \cdot f_y \\
 &= 91.00 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 3230.500 \text{ kN} \\
 M_{y,Rk} &= W_{pl,y} \cdot f_y \\
 &= 827.00 \text{ cm}^3 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 293.58 \text{ kNm} \\
 M_{z,Rk} &= W_{pl,z} \cdot f_y \\
 &= 393.90 \text{ cm}^3 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 139.83 \text{ kNm} \\
 C_{my} &= 0.6 + 0.4 \cdot \Psi_y \\
 &= 0.6 + 0.4 \cdot 1.000 \\
 &= 1.000 \\
 C_{mLT} &= 0.6 + 0.4 \cdot \Psi_{y,LT} \\
 &= 0.6 + 0.4 \cdot 1.000 \\
 &= 1.000 \\
 C_{mz} &= 0.6 + 0.4 \cdot \Psi_z \\
 &= 0.6 + 0.4 \cdot 1.000 \\
 &= 1.000
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_{yy} &= C_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{Z_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \\
 &= 1.000 \cdot \left(1 + (0.500 - 0.2) \cdot \frac{208.60 \text{ kN}}{0.88 \cdot \frac{3230.500 \text{ kN}}{1.00}} \right) \\
 &= 1.022
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_{yy} &= \min \left(k_{yy}, C_{my} \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{N_{c,Ed}}{Z_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \right) \\
 &= \min \left(1.022, 1.000 \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{208.60 \text{ kN}}{0.88 \cdot \frac{3230.500 \text{ kN}}{1.00}} \right) \right) \\
 &= 1.022
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_{yz} &= 0.6 \cdot C_{mz} \cdot \left(1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0.6) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{Z_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \\
 &= 0.6 \cdot 1.000 \cdot \left(1 + (2 \cdot 0.843 - 0.6) \cdot \frac{208.60 \text{ kN}}{0.64 \cdot \frac{3230.500 \text{ kN}}{1.00}} \right) \\
 &= 0.666
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_{yz} &= \min \left(k_{yz}, 0.6 \cdot C_{mz} \cdot \left(1 + 1.4 \cdot \frac{N_{c,Ed}}{Z_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \right) \\
 &= \min \left(0.666, 0.6 \cdot 1.000 \cdot \left(1 + 1.4 \cdot \frac{208.60 \text{ kN}}{0.64 \cdot \frac{3230.500 \text{ kN}}{1.00}} \right) \right) \\
 &= 0.666
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_{zy} &= 1 - 0.1 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{c,Ed}}{(C_{mLT} - 0.25) \cdot Z_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \\
 &= 1 - 0.1 \cdot 0.843 \cdot \frac{208.60 \text{ kN}}{(1.000 - 0.25) \cdot 0.64 \cdot \frac{3230.500 \text{ kN}}{1.00}} \\
 &= 0.989
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_{zy} &= \max \left(k_{zy}, 1 - 0.1 \cdot \frac{N_{c,Ed}}{(C_{mLT} - 0.25) \cdot Z_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \\
 &= \max \left(0.989, 1 - 0.1 \cdot \frac{208.60 \text{ kN}}{(1.000 - 0.25) \cdot 0.64 \cdot \frac{3230.500 \text{ kN}}{1.00}} \right) \\
 &= 0.989
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_{zz} &= C_{mz} \cdot \left(1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0.6) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{Z_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \\
 &= 1.000 \cdot \left(1 + (2 \cdot 0.843 - 0.6) \cdot \frac{208.60 \text{ kN}}{0.64 \cdot \frac{3230.500 \text{ kN}}{1.00}} \right) \\
 &= 1.110
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_{zz} &= \min \left(k_{zz}, C_{mz} \cdot \left(1 + 1.4 \cdot \frac{N_{c,Ed}}{Z_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \right) \\
 &= \min \left(1.110, 1.000 \cdot \left(1 + 1.4 \cdot \frac{208.60 \text{ kN}}{0.64 \cdot \frac{3230.500 \text{ kN}}{1.00}} \right) \right) \\
 &= 1.110
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{N6.61} &= \frac{N_{c,Ed}}{Z_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \\
 &= \frac{208.60 \text{ kN}}{0.88 \cdot \frac{3230.500 \text{ kN}}{1.00}} \\
 &= 0.073
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{My6.61} &= k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{Z_{LT,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \\
 &= 1.022 \cdot \frac{91.97 \text{ kNm}}{0.96 \cdot \frac{293.58 \text{ kNm}}{1.00}} \\
 &= 0.334
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{Mz6.61} &= k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{Z_z \cdot \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \\
 &= 0.666 \cdot \frac{49.29 \text{ kNm}}{\frac{139.83 \text{ kNm}}{1.00}} \\
 &= 0.235
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{6.61} &= \eta_{N6.61} + \eta_{My6.61} + \eta_{Mz6.61} \\
 &= 0.073 + 0.334 + 0.235 \\
 &= 0.642
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{N6.62} &= \frac{N_{c,Ed}}{Z_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \\
 &= \frac{208.60 \text{ kN}}{0.64 \cdot \frac{3230.500 \text{ kN}}{1.00}} \\
 &= 0.102
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{My6.62} &= k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{Z_{LT,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \\
 &= 0.989 \cdot \frac{91.97 \text{ kNm}}{0.96 \cdot \frac{293.58 \text{ kNm}}{1.00}} \\
 &= 0.323
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{Mz6.62} &= k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{Z_z \cdot \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \\
 &= 1.110 \cdot \frac{49.29 \text{ kNm}}{\frac{139.83 \text{ kNm}}{1.00}} \\
 &= 0.391
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{6.62} &= \eta_{N6.62} + \eta_{My6.62} + \eta_{Mz6.62} \\
 &= 0.102 + 0.323 + 0.391 \\
 &= 0.816
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \max(\eta_{6.61}, \eta_{6.62}) \\
 &= \max(0.642, 0.816) \\
 &= 0.816
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.816 \leq 1 \quad \checkmark$$

$\eta_{6.61}$ Design ratio

$\eta_{N6.62}$ Design component for N

$\eta_{My6.62}$ Design component for M_y

$\eta_{Mz6.62}$ Design component for M_z

$\eta_{6.62}$ Design ratio

6.4.10 Τελικός Βαθμός Εκμετάλλευσης και Συμπεράσματα

Ο παραπάνω Συνδυαστικός Έλεγχος είναι κρίσιμος κυρίως λόγω του συνδυασμού των καμπτικών ροπών στα δύο άκρα του υποστυλώματος. Όπως αναφέρθηκε ελέγχεται το υποστυλόμετρο που είναι κοντά στον πυρήνα και συνδέεται στα άκρα του με το διάφραγμα και σχεδιάζεται με ασυνέχεια καθ' ύψος. Η καταπόνηση αυτή οφείλεται κυρίως στις αναπτυσσόμενες καμπτικές ροπές και στους δύο άξονες άρα διαξονική κάμψη που προκύπτουν από τις αυξημένες πλευρικές μετατοπίσεις drifts της οροφής κοντά στον πυρήνα κατά τον σεισμικό συνδυασμό, σε συνδυασμό με τη συμπληρωματική συμβολή της αξονικής θλίψης.

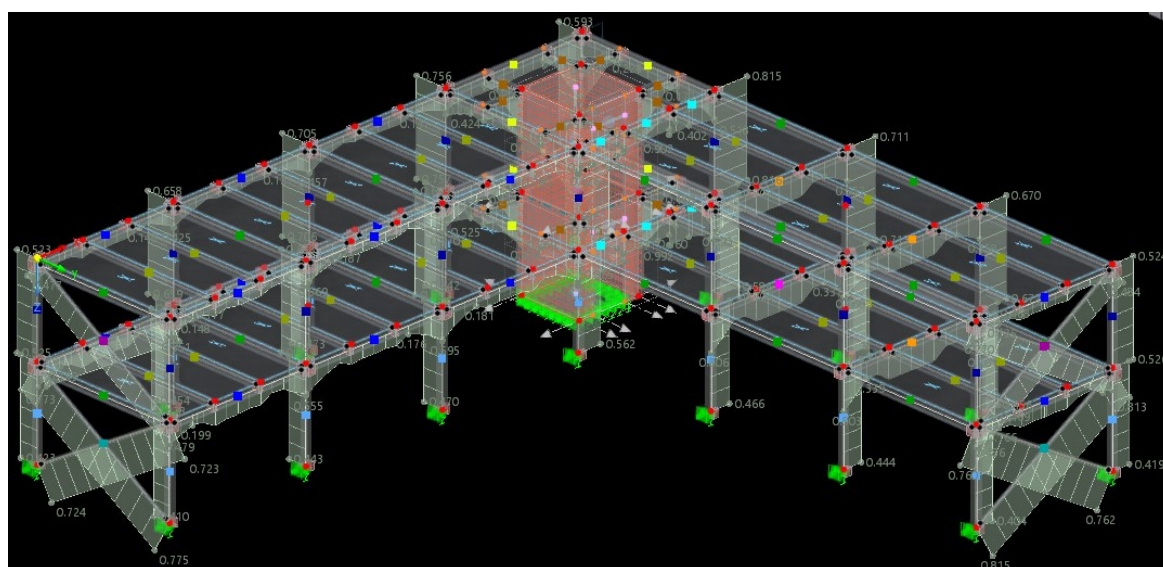
Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζεται η σύνοψη των αποτελεσμάτων από τους ελέγχους σχεδιασμού του υποστυλώματος:

Πίνακας 6-4: Συγκεντρωτικός πίνακας ελέγχων υποστυλώματος

Member No.	Location x [m]	Stress Point No.	Construction Stage	Design Situation	Loading No.	Design Check Ratio η [-]	Design Check Type	Description
48	Beam 28 - HE 220 B 3 - 5355 L : 3.600 m							
	3.600 m			D57	RC1	0.008	SP1100.00	Section Proof Tension acc. to EN 1993-1-1, 6.2.3
	0.000 m			D57	RC1	0.065	SP1200.00	Section Proof Compression acc. to EN 1993-1-1, 6.2.4
	0.000 m			D57	RC1	0.087	SP3100.02	Section Proof Shear in z-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.6(2) Plastic design
	0.000 m			D57	RC1	0.019	SP3200.02	Section Proof Shear in y-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.6(2) Plastic design
	0.000 m			D51	CO1	0.000	SP3500.00	Section Proof Shear buckling acc. to EN 1993-1-5, 5.1, 5.2, 5.3, 5.5
	3.600 m			D57	RC1	0.313	SP4100.03	Section Proof Bending about y-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.5 Plastic design
	3.600 m			D57	RC1	0.352	SP5100.03	Section Proof Bending about z-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.5 Plastic design
	3.600 m			D57	RC1	0.451	SP6500.01	Section Proof Biaxial bending, axial force and shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.9.1, 6.2.10 Plastic design
	3.600 m			D51	CO53	0.125	SP6500.02	Section Proof Bending about y-axis, axial force and shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.9.1, 6.2.10 Plastic design
	1.800 m			D51	CO55	0.002	SP6500.03	Section Proof Bending about z-axis, axial force and shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.9.1, 6.2.10 Plastic design
	0.600 m			D57	RC1	0.204	SP6500.04	Section Proof Biaxial bending and shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.9.1, 6.2.10 Plastic design
	0.000 m			D51	CO1	0.000	ST1100.00	Stability Flexural buckling about principal y-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.3.1
	0.000 m			D57	RC1	0.102	ST1300.00	Stability Flexural buckling about principal z-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.3.1
	0.000 m			D51	CO1	0.000	ST1500.00	Stability Torsional buckling acc. to EN 1993-1-1, 6.3.1
	0.000 m			D57	RC1	0.816	ST3100.00	Stability Bending and buckling about principal axes acc. to EN 1993-1-1, 6.3.3
	0.000 m			D58	CO163	0.032	FR1200.00	Fire Resistance Compression acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3
	1.800 m			D58	CO163	0.026	FR3100.02	Fire Resistance Shear in z-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3(6) Plastic design
	3.600 m			D58	CO163	0.094	FR4100.03	Fire Resistance Bending about y-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3 Plastic design
	0.000 m			D58	CO163	0.004	FR5100.03	Fire Resistance Bending about z-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3 Plastic design
	0.000 m			D58	CO163	0.012	FR6500.01	Fire Resistance Biaxial bending, axial force and shear acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3 Plastic design
	3.600 m			D58	CO162	0.084	FR6500.02	Fire Resistance Bending about y-axis, axial force and shear acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3 Plastic design
	0.000 m			D58	CO163	0.045	FS1100.00	Fire Resistance - Stability Flexural buckling about principal y-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.2
	0.000 m			D58	CO163	0.065	FS1300.00	Fire Resistance - Stability Flexural buckling about principal z-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.2
	0.000 m			D58	CO163	0.050	FS1500.00	Fire Resistance - Stability Torsional buckling acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.2
	0.000 m			D58	CO163	0.184	FS3100.00	Fire Resistance - Stability Bending and buckling about principal axes acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.5
	0.000 m			D52	CO70	0.000	SE0100.00	Serviceability Negligible deflections
	2.400 m			D52	CO99	0.037	SE1100.00	Serviceability Deflections in z-direction

Το σύνολο των υπόλοιπων ελέγχων πέραν αυτού που έδωσε τον μέγιστο βαθμό εκμετάλλευσης 0,816 για το υποστυλόμετρο 48 παρατίθεται αναλυτικά στο Παράρτημα Α.2

Από την ακόλουθη εικόνα των αποτελεσμάτων διαπιστώνεται ότι οι βαθμοί εκμετάλλευσης των υπόλοιπων υποστυλωμάτων διατηρούνται σε χαμηλότερα επίπεδα. Επομένως, ο σχεδιασμός που βασίστηκε στο κρίσιμότερο στοιχείο εξασφαλίζει την επάρκεια όλων των υποστυλωμάτων.



Εικόνα 6-60: Βαθμοί εκμετάλλευσης υποστυλώματος στον φορέα

7 ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΑΝΤΙΑΝΕΜΙΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ

7.1 Ικανοτικός Έλεγχος Χιαστί Συνδέσμων Δυσκαμψίας

Όπως ορίζεται από τον Ευρωκώδικα 8 για τα συστήματα με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας, η αντισεισμική συμπεριφορά του φορέα βασίζεται στην ικανότητα των εφελκόμενων διαγωνίων να διαρρέουν και να καταναλώνουν τη σεισμική ενέργεια. Για να εξασφαλιστεί αυτός ο μηχανισμός χωρίς να προηγηθεί ψαθυρή αστοχία, εφαρμόζεται η μεθοδολογία του ικανοτικού σχεδιασμού. Το λογισμικό δεν εκτελεί αυτόματα τον συγκεκριμένο έλεγχο, συνεπώς πραγματοποιείται αναλυτικά παρακάτω για την διατομή *CHS 114.3x5.0*

Πλαστική Αντοχή Διατομής Χιαστί Συνδέσμου

Η πλαστική αντοχή της διατομής σε εφελκυσμό υπολογίζεται ως εξής:

$$N_{pl,Rd} = (A \cdot f_y) / \gamma_{M0}$$

$$N_{pl,Rd} = (17.20 \text{ cm}^2 \cdot 35.5 \text{ kN/cm}^2) / 1.00 = 610.60 \text{ kN}$$

Κατά τη σεισμική δράση, οι θλιβόμενες διαγώνιοι αναμένεται να αστοχήσουν σε λυγισμό και το σύνολο των φορτίων μεταφέρεται αποκλειστικά στις εφελκόμενες. Συνεπώς, η συνολική αξονική δύναμη σχεδιασμού στην εφελκόμενη ράβδο προκύπτει προσεγγιστικά από το άθροισμα των μεγεθών εφελκυσμού και θλίψης της ελαστικής ανάλυσης:

$$N_{Ed,E} = N_{tens} + N_{comp} = 222.26 \text{ kN} + 245.18 \text{ kN} = 467.44 \text{ kN}$$

$$\Omega = N_{pl,Rd} / N_{Ed,E} = 610.60 \text{ kN} / 467.44 \text{ kN} = 1.306$$

Υπολογισμός Ικανοτικής Δύναμης Σχεδιασμού

Προκειμένου να αποφευχθεί η αστοχία των συνδέσεων και των μη πλαστικών μελών δηλαδή των υποστυλωμάτων και κύριων δοκών που συνδέονται άμεσα με τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας, αυτά πρέπει να διαστασιολογηθούν για μια αυξημένη ικανοτική δύναμη, ανεξάρτητα από τα αποτελέσματα της στατικής επίλυσης. Η ικανοτική αυτή δύναμη N_{cd} (N capacity design) προκύπτει πολλαπλασιάζοντας την πλαστική αντοχή του χιαστί με τον συντελεστή υπεραντοχής υλικού $\gamma_{ov} = 1.25$ και έναν συντελεστή ασφαλείας 1.1:

$$N_{cd} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl,Rd}$$

$$N_{cd} = 1.1 \cdot 1.25 \cdot 610.60 \text{ kN} = 839.58 \text{ kN}$$

Συμπερασματικά, η σύνδεση του συγκεκριμένου χιαστί με τον κύριο φορέα, θα διαστασιολογηθεί υποχρεωτικά για αξονική δύναμη *839.58 kN*, διασφαλίζοντας έτσι ότι η ράβδος θα διαρρέυσει ομαλά πριν την καταστροφή του κόμβου.

7.2 Ικανοτικός Έλεγχος Κύριου Υποστυλώματος Πλαισίου

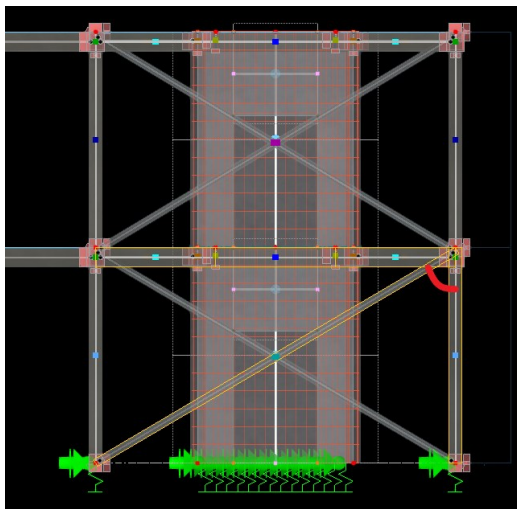
Ο ικανοτικός σχεδιασμός επιβάλλει την προστασία των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων. Το υποστυλωμα του πλαισίου πρέπει να παραλάβει με ασφάλεια την κατακόρυφη συνιστώσα της ικανοτικής δύναμης που μεταβιβάζει το χιαστί κατά τη διαδρομή του, προστιθέμενη στα κατακόρυφα φορτία.

Cross-Section Properties			
Sectional areas (axial and shear)			
Axial	A	17.20	[cm ²]
Shear	A _y	8.62	[cm ²]
	A _z	8.62	[cm ²]
Area moments of inertia			
Torsion	I _t	514.00	[cm ⁴]
Bending	I _y	257.00	[cm ⁴]
	I _z	257.00	[cm ⁴]
Warping	I _w	0.00	[cm ⁶]
Inclination of principal axes			
Angle	α	0.00	[deg]
Reduction of design wall thickness			
Factor	t _{des} /t		[--]
Dimensions (for non-uniform temperature loads)			
Width	b	114.3	[mm]
Depth	h	114.3	[mm]

Εικόνα 7-1: Χαρακτηριστικά διατομής χιαστί CHS 114.3 x 5.0

Γεωμετρία Πλαισίου

Για τον υπολογισμό της μεταβιβαζόμενης δύναμης, αναλύεται η γεωμετρία του πλαισίου. Το άνοιγμα του φατνώματος είναι $L = 6.00 \text{ m}$ και το καθαρό ύψος του ορόφου είναι $H = 3.60 \text{ m}$.



Εικόνα 7-2: Γωνία Χιαστί – Υποστυλώματος 59.03°

Το μήκος της διαγωνίου του χιαστί υπολογίζεται μέσω του Πυθαγορείου θεωρήματος:
 $L_{\text{diag}} = \sqrt{(L^2 + H^2)} = \sqrt{(6.00^2 + 3.60^2)} = \sqrt{(36.00 + 12.96)} = \sqrt{48.96} = 6.997 \text{ m}$

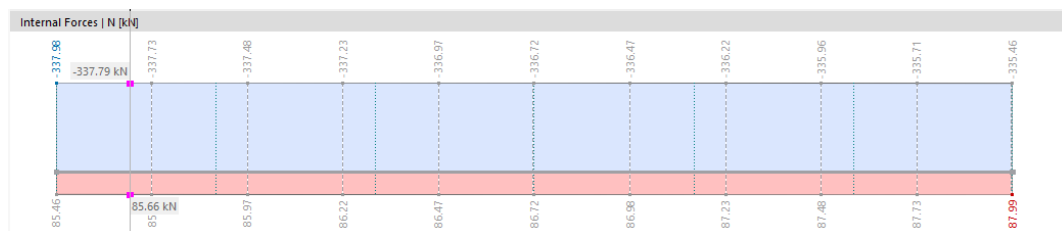
Η γωνία α που σχηματίζει το διαγώνιο χιαστί με το κατακόρυφο υποστύλωμα (Εικόνα 7-2), καθορίζει το ποσοστό της αξονικής δύναμης που μεταβιβάζεται κατακόρυφα. Το συνημίτονο της γωνίας ισούται με:

$$\cos \alpha = H / L_{\text{diag}} = 3.60 / 6.997 = 0.5145$$

Υπολογισμός Ικανοτικής Αξονικής Δύναμης Υποστυλώματος

Όταν το χιαστί φτάσει στην πλαστική του διαρροή, θα ασκήσει στον κόμβο την ικανοτική δύναμη $N_{cd} = 839.58 \text{ kN}$. Η κατακόρυφη συνιστώσα αυτής της δύναμης, η οποία καταπονεί το υποστύλωμα σε πρόσθετη θλίψη, υπολογίζεται ως: $N_{cd,v} = N_d * \cos \alpha = 839.58 \text{ kN} * 0.5145 = 431.96 \text{ kN}$

Η συνολική ικανοτική αξονική δύναμη σχεδιασμού για το υποστύλωμα ($N_{Ed, \text{cap}}$) προκύπτει από το άθροισμα των φορτίων της ανάλυσης και της κατακόρυφης ικανοτικής συνιστώσας. Η μέγιστη αξονική δύναμη από τα κατακόρυφα βαρυτικά φορτία του σεισμικού συνδυασμού $N_{Ed, G} + \psi_2 Q$ 337.98 kN (Εικόνα 7-3)



Εικόνα 7-3: Αξονική σεισμικού συνδυασμού $N_{Ed, G} + \psi_2 Q$

Άρα η νέα ικανοτική αξονική καταπόνηση διαμορφώνεται ως εξής:

$$N_{Ed, \text{cap}} = 337.98 \text{ kN} + 431.96 \text{ kN} = 769.94 \text{ kN}$$

Αυτή η δύναμη αποτελεί τη μέγιστη καταπόνηση σχεδιασμού που αναμένεται να δεχθεί το υποστύλωμα κατά τη διάρκεια της σεισμικής δράσης.

Έλεγχος Αντοχής Υποστυλώματος HE 220 B

Η διατομή HE 220 B διαθέτει εμβαδόν $A = 91.00 \text{ cm}^2$ (9100 mm^2) και όριο διαρροής $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$.

Η πλαστική της αντοχή σε αξονική θλίψη είναι:

$$N_{pl,Rd} = (A \cdot f_y) / \gamma_{M0} = (9100 \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ N/mm}^2) / 1.00 \cdot 10^{-3} = 3230.50 \text{ kN}$$

Λόγω της θλιπτικής ικανοτικής καταπόνησης, απαιτείται ο έλεγχος έναντι καμπτικού λυγισμού περί τον κρίσιμο ασθενή άξονα z. Η ελαστική κρίσιμη δύναμη λυγισμού για μήκος λυγισμού $L_{cr,z} = 3.60 \text{ m}$ και μέτρο ελαστικότητας $E = 210000 \text{ N/mm}^2$ υπολογίστηκε από το λογισμικό (όπως φαίνεται και στο Παράρτημα Α.4) ως:

$$\begin{aligned} N_{cr,z} &= (\pi)^2 \cdot E \cdot \frac{I_z}{(L_{cr,z})^2} \\ &= (\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{2843.00 \text{ cm}^4}{(3.600 \text{ m})^2} \\ &= 4546.64 \text{ kN} \\ \bar{\lambda}_z &= \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}}} \\ &= \sqrt{\frac{91.00 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{4546.64 \text{ kN}}} \\ &= 0.843 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta_{N_{cr,z}} &= \gamma_{M1} \cdot \frac{N_{c,Ed}}{N_{cr,z}} \\ &= 1.00 \cdot \frac{208.60 \text{ kN}}{4546.64 \text{ kN}} \\ &= 0.046 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi_z &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0.2) + (\bar{\lambda}_z)^2 \right] \\ &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.490 \cdot (0.843 - 0.2) + (0.843)^2 \right] \\ &= 1.013 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi_z &= \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{(\Phi_z)^2 - (\bar{\lambda}_z)^2}} \\ &= \frac{1}{1.013 + \sqrt{(1.013)^2 - (0.843)^2}} \\ &= 0.64 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{b,z,Rd} &= \chi_z \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \\ &= 0.64 \cdot 91.00 \text{ cm}^2 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\ &= 2052.15 \text{ kN} \end{aligned}$$

Η σύγκριση της ικανοτικής δύναμης με την αντοχή σε λυγισμό αποδίδει τον εξής βαθμό εκμετάλλευσης:

$$\eta_{cap} = N_{Ed,cap} / N_{b,Rd} = 769.94 \text{ kN} / 2052.15 \text{ kN} = 0.375 \leq 1.00$$

Η διατομή HEB 220 ικανοποιεί τον έλεγχο του αντισεισμικού σχεδιασμού με επαρκή περιθώρια ασφαλείας. Το υποστυλόμετρο παραμένει ελαστικό, επιτρέποντας στο σύστημα των χιαστί να λειτουργήσει ως μηχανισμός απόσβεσης ενέργειας.

Cross-Section Properties

Sectional areas (axial and shear)

Axial	A	91.00	[cm ²]
Shear	A _y	58.93	[cm ²]
	A _z	17.84	[cm ²]

Area moments of inertia

Torsion	I _t	76.57	[cm ⁴]
Bending	I _y	8091.00	[cm ⁴]
	I _z	2843.00	[cm ⁴]
Warping	I _ω	295400.00	[cm ⁶]

Inclination of principal axes

Angle	α	0.00	[deg]
-------	---	------	-------

Reduction of design wall thickness

Factor	t _{des} /t		[-]
--------	---------------------	--	-----

Dimensions (for non-uniform temperature loads)

Width	b	220.0	[mm]
Depth	h	220.0	[mm]

Εικόνα 7-4: Χαρακτηριστικά διατομής HE 220 B

7.3 Ικανοτικός Έλεγχος Κύριας Δοκού Πλαισίου

Για τον ικανοτικό έλεγχο της οριζόντιας δοκού του αντιανέμιου πλαισίου, χρησιμοποιείται η δυσμενέστερη παραδοχή ότι το μέλος λειτουργεί ως αμιγώς χαλύβδινο και όχι ως σύμμικτο. Η αγνόηση της συνεργαζόμενης πλάκας σκυροδέματος οδηγεί σε υποεκτίμηση της πραγματικής αξονικής αντοχής, προσδίδοντας πρόσθετη ασφάλεια στον σχεδιασμό. Η δοκός καλείται να παραλάβει την οριζόντια συνιστώσα της ικανοτικής δύναμης του χιαστί, προστιθέμενη στη θλιπτική καταπόνηση του σεισμικού συνδυασμού.

Γεωμετρική Ανάλυση και Ικανοτική Δύναμη

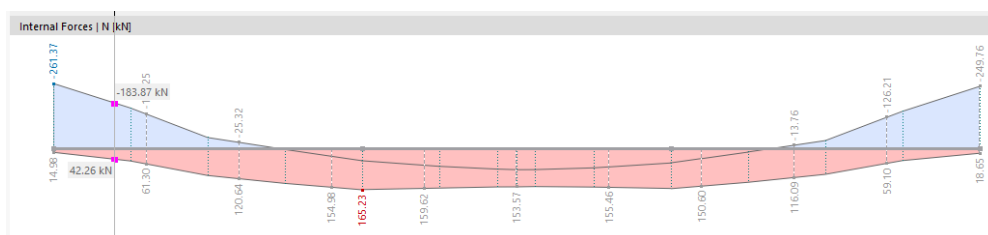
Για τον υπολογισμό της μεταβιβαζόμενης δύναμης στη δοκό, χρησιμοποιείται η συμπληρωματική γωνία θ που σχηματίζει το διαγώνιο χιαστί με τον οριζόντιο άξονα. Με οριζόντιο μήκος $L = 6.00 \text{ m}$ και μήκος διαγωνίου $L_{diag} = 6.997 \text{ m}$, το συνημίτονο της γωνίας υπολογίζεται ως:

$$\cos\theta = L / L_{diag} = 6.00 / 6.997 = 0.8575$$

Όταν το χιαστί εξαντλήσει την πλαστική του αντοχή, ασκεί ικανοτική εφελκυστική δύναμη $N_{cd} = 839.58 \text{ kN}$. Η οριζόντια συνιστώσα αυτής της δύναμης, η οποία θα καταπονήσει την κύρια δοκό σε θλίψη, είναι:

$$N_{cd,h} = N_{cd} * \cos\theta = 839.58 \text{ kN} * 0.8575 = 719.94 \text{ kN}$$

Από την ανάλυση του κρίσιμου σεισμικού συνδυασμού, η μέγιστη αναπτυσσόμενη θλιπτική δύναμη από τα βαρυτικά φορτία $N_{Ed, G} + \psi 2Q$ στα άκρα της δοκού είναι 261.37 kN . (Εικόνα 7-5)



Εικόνα 7-5: Αξονική σεισμικού συνδυασμού $N_{seismic}$

Συνεπώς, η συνολική ικανοτική αξονική δύναμη σχεδιασμού ($N_{Ed, cap}$) διαμορφώνεται από την επαλληλία αυτών των δύο δράσεων:

$$N_{Ed, cap} = 261.37 \text{ kN} + 719.94 \text{ kN} = 981.31 \text{ kN}$$

Έλεγχος Αντοχής και Ευστάθειας Δοκού IPE 330

Η διατομή IPE 330 από χάλυβα S355 υπόκειται σε έλεγχο έναντι καμπτικού λυγισμού. Λόγω του λεπτότοιχου κορμού της πρόκειται για κατηγορία διατομής 4 άρα υπό καθεστώς καθαρής αξονικής θλίψης λειτουργεί με ενεργό εμβαδόν $A_{eff} = 60.99 \text{ cm}^2$.

Όπως έχει προκύψει από τους αναλυτικούς υπολογισμούς διαστασιολόγησης του μέλους, η δοκός διαθέτει ενδιάμεσες πλευρικές εξασφαλίσεις (από τις δευτερεύουσες δοκούς) που περιορίζουν το μήκος λυγισμού περί τον ασθενή άξονα z σε $L_{cr,z} = 2.00 \text{ m}$. Με βάση τα δεδομένα αυτά, η κανονιστική αντοχή της διατομής σε καμπτικό λυγισμό περί τον ισχυρό άξονα y υπολογίστηκε σε $N_{b,y,Rd} = 1954.35 \text{ kN}$, ενώ περί τον κρίσιμο ασθενή άξονα z υπολογίστηκε σε $N_{b,z,Rd} = 1661.77 \text{ kN}$ όπως φαίνεται παρακάτω:

Cross-Section Properties		
Sectional areas (axial and shear)		
Axial	A	62.60 [cm ²]
Shear	A_y	30.84 [cm ²]
	A_z	22.96 [cm ²]
Area moments of inertia		
Torsion	I_t	28.20 [cm ⁴]
Bending	I_y	11770.00 [cm ⁴]
	I_z	788.00 [cm ⁴]
Warping	I_w	199000.00 [cm ⁶]
Inclination of principal axes		
Angle	α	0.00 [deg]
Reduction of design wall thickness		
Factor	t_{des}/t	[-]
Dimensions (for non-uniform temperature loads)		
Width	b	160.0 [mm]
Depth	h	330.0 [mm]

Εικόνα 7-6: Χαρακτηριστικά διατομής IPE 330

$$\begin{aligned}
 N_{cr,y} &= (\pi)^2 \cdot E \cdot \frac{I_y}{(L_{cr,y})^2} \\
 &= (\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{11770.00 \text{ cm}^4}{(6.000 \text{ m})^2} \\
 &= 6776.31 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\lambda}_y &= \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr,y}}} \\
 &= \sqrt{\frac{60.99 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{6776.31 \text{ kN}}} \\
 &= 0.565
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{N_{cr,y}} &= \gamma_{M1} \cdot \frac{N_{c,Ed}}{N_{cr,y}} \\
 &= 1.00 \cdot \frac{773.38 \text{ kN}}{6776.31 \text{ kN}} \\
 &= 0.114
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi_y &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0.2) + (\bar{\lambda}_y)^2 \right] \\
 &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.210 \cdot (0.565 - 0.2) + (0.565)^2 \right] \\
 &= 0.698
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \chi_y &= \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{(\Phi_y)^2 - (\bar{\lambda}_y)^2}} \\
 &= \frac{1}{0.698 + \sqrt{(0.698)^2 - (0.565)^2}} \\
 &= 0.90
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{b,y,Rd} &= \chi_y \cdot A_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \\
 &= 0.90 \cdot 60.99 \text{ cm}^2 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 1954.35 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{cr,x} &= (\pi)^2 \cdot E \cdot \frac{I_x}{(L_{cr,x})^2} \\
 &= (\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{788.00 \text{ cm}^4}{(2.000 \text{ m})^2} \\
 &= 4083.06 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\lambda}_x &= \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr,x}}} \\
 &= \sqrt{\frac{60.99 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{4083.06 \text{ kN}}} \\
 &= 0.728
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{N_{cr,x}} &= \gamma_{M1} \cdot \frac{N_{c,Ed}}{N_{cr,x}} \\
 &= 1.00 \cdot \frac{773.38 \text{ kN}}{4083.06 \text{ kN}} \\
 &= 0.189
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi_x &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_x \cdot (\bar{\lambda}_x - 0.2) + (\bar{\lambda}_x)^2 \right] \\
 &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.340 \cdot (0.728 - 0.2) + (0.728)^2 \right] \\
 &= 0.855
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \chi_x &= \frac{1}{\Phi_x + \sqrt{(\Phi_x)^2 - (\bar{\lambda}_x)^2}} \\
 &= \frac{1}{0.855 + \sqrt{(0.855)^2 - (0.728)^2}} \\
 &= 0.77
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{b,x,Rd} &= \chi_x \cdot A_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \\
 &= 0.77 \cdot 60.99 \text{ cm}^2 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 1661.77 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Ο τελικός έλεγχος ικανοτικής επάρκειας πραγματοποιείται συγκρίνοντας τη μέγιστη ικανοτική δύναμη θλίψης με την ελάχιστη (κρίσιμη) αντοχή σε λυγισμό του μέλους:

$$\eta_{cap} = N_{Ed,cap} / N_{b,z,Rd} = 981.31 \text{ kN} / 1661.77 \text{ kN} = 0.591 \leq 1.00$$

Ο βαθμός εκμετάλλευσης επιβεβαιώνει ότι η κύρια δοκός καλύπτει τις απαιτήσεις του ικανοτικού σχεδιασμού. Παρά τη συντηρητική θεώρησή της ως μη σύμμικτης, το μέλος διατηρείται με ασφάλεια στην ελαστική περιοχή εξασφαλίζοντας την μεταφορά των αδρανειακών δυνάμεων από τα διαφράγματα προς τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας.

7.4 Φιλοσοφία και Τεκμηρίωση της Επιλεγμένης Μεθοδολογίας

Η εφαρμογή του ικανοτικού σχεδιασμού στα υποστυλώματα και τις κύριες δοκούς του πλαισίου αποφασίστηκε να βασιστεί στην πλαστική αντοχή διαρροής της χιαστί ράβδου, καθώς η προσέγγιση αυτή αντιπροσωπεύει το δυσμενέστερο φυσικό σενάριο. Με τον τρόπο αυτό, εξασφαλίζεται ότι ακόμη και στη χειρότερη περίπτωση που η εφελκυσμένη διαγώνιος αναπτύξει το 100% της πλαστικής της ικανότητας πριν αστοχήσει, τα κύρια στοιχεία, δηλαδή τα υποστυλώματα και οι δοκοί που συνδέονται με αυτό το συγκεκριμένο χιαστί, θα παραμείνουν ασφαλή.

Η εναλλακτική χρήση του συντελεστή υπεραντοχής Ω θα απαιτούσε τον πολλαπλασιασμό του Ω με τα εντατικά μεγέθη του υποστυλώματος (και της δοκού αντίστοιχα) από την σεισμική περιβάλλουσα του λογισμικού, εισάγοντας ενδεχόμενες αβεβαιότητες που προκύπτουν από τους στατιστικούς συνδυασμούς των ιδιομορφών κατά τη δυναμική φασματική ανάλυση (μέθοδος SRSS ή CQC). Αντιθέτως, η παραπάνω μεθοδολογία βασίζεται σε καθαρά μεγέθη και υπολογισμούς, προσφέροντας έναν σχεδιασμό *υπέρ της ασφαλείας (αφού σχεδιάζεται για μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη) και ανεξάρτητο από τις αβεβαιότητες του υπολογιστικού μοντέλου*.

Αναφορικά με τον κανονιστικό έλεγχο ομοιομορφίας των συντελεστών υπεραντοχής καθ' ύψος (κριτήριο $\Omega_{\max} / \Omega_{\min} < 1,25$), σημειώνεται αρχικά ότι οι αναπτυσσόμενες σεισμικές αξονικές δυνάμεις στις διαγωνίους διατηρήθηκαν σε σχετικά χαμηλά και παρόμοια επίπεδα μεταξύ των ορόφων, γεγονός που περιορίζει τις έντονες διακυμάνσεις των συντελεστών Ω . Πέρα από αυτό, η αξιολόγηση εντάσσεται στο πλαίσιο της συνολικής λειτουργίας του φορέα. Ο συγκεκριμένος περιορισμός στοχεύει κατά κύριο λόγο στην αποτροπή της δημιουργίας μηχανισμού μαλακού ορόφου. Το εξεταζόμενο κτίριο αποτελεί ένα μικτό δομικό σύστημα, στο οποίο ο άκαμπτος πυρήνας οπλισμένου σκυροδέματος παραλαμβάνει περίπου το 60% της συνολικής σεισμικής τέμνουσας βάσης. Κατά συνέπεια, οι μεταλλικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας λειτουργούν συμπληρωματικά με τον πυρήνα. Εφόσον ο πυρήνας αναλαμβάνει τον κύριο ρόλο της παραλαβής των σεισμικών δράσεων και ελέγχει πλήρως τη σχετική παραμόρφωση του κτιρίου καθ' ύψος (κεφάλαια 4.3-4.5), ο κίνδυνος συγκέντρωσης των βλαβών και κατάρρευσης ενός μεμονωμένου ορόφου πρακτικά εκμηδενίζεται. Επιπρόσθετα, όπως φάνηκε και από τους αντίστοιχους βαθμούς εκμετάλλευσης, τα αξονικά φορτία στις χιαστί ράβδους κινούνται *σε χαμηλά επίπεδα και διατηρούνται παραπλήσια καθ' ύψος του κτιρίου*. Συνεπώς, ο συνδυασμός της ομοιόμορφης αυτής απόκρισης των συνδέσμων με τη γεωμετρία και τη μεγάλη δυσκαμψία του πυρήνα οπλισμένου σκυροδέματος, εξασφαλίζει την απαιτούμενη ασφάλεια έναντι σχηματισμού μηχανισμού μαλακού ορόφου, εξασφαλίζοντας έτσι την ευστάθεια του συγκεκριμένου φορέα.

8 ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΥΡΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΚΑΙ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΜΕΛΩΝ

8.1 Μεθοδολογία Σχεδιασμού και Παράμετροι Ανάλυσης έναντι Πυρκαγιάς

Ο έλεγχος πυραντίστασης πραγματοποιείται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 Μέρος 1-2, για την εξασφάλιση της αντοχής του φορέα σε συνθήκες πυρκαγιάς. Η απαιτούμενη πυραντίσταση του κτιρίου καθορίζεται από τον ο παρακάτω πίνακας:

Πίνακας 8-1: Απαιτήσεις δείκτη πυραντίστασης ανά χρήση κτιρίου (ΦΕΚ Α' 80/07.05.2018, πιν. 7)

ΕΛΑΧΙΣΤΟΙ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΟΙ ΔΕΙΚΤΕΣ ΠΥΡΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ								
Κατ/ρία	Χρήση	Υποκ/ρία	Ελάχιστος δείκτης πυραντίστασης (λεπτά της ώρας)					
			Υπόγειοι όροφοι		Υπέργειοι όροφοι			
			ύψους > 10 μ. *	ύψους ≤ 10 μ. *	έως 2 ορόφ. και ≤ 5 μ. (ανώτατη στάθμη δαπέδου)	από 3 έως 6 οροφ. και ≤ 15 μ. *	από 7 έως 10 οροφ. και ≤ 27 μ. *	> 27 μ.
A	Κατοικία		90	60	30	60	90	120
B	Προσωρινή Διαμονή		90	60	30	60	90	120
Γ	Χώροι Συνάθροισης Κοινού		120	90	60	90	120	180
Δ	Εκπαίδευση		90	60	30	60	90	120
E	Υγεία και Κοινωνική Πρόνοια		120	90	60	90	120	180
Z	Σωφρονισμός		120	90	60	90	120	180
H	Εμπόριο		120	90	60	90	120	180
Θ	Γραφεία		90	60	30	60	90	120
I	Βιομηχανία - Βιοτεχνία**	Z1	120	90	60	90	120	
		Z2	180	120	90	120	180	
		Z3	240	180	90	180	240	
K	Αποθήκευση**	Z1	120	90	90	120	180	
		Z2	240	180	120	180	240	
		Z3	240		180	240		
Λ	Στάθμευση και πρατήρια υγρών καυσίμων***	Λ ₁ , Λ ₂ ανοικτά	-	-	30	60	90	
		Λ ₁ , Λ ₂ , Λ ₃ , κλειστά και Λ ₄	120	90	60	90	120	180

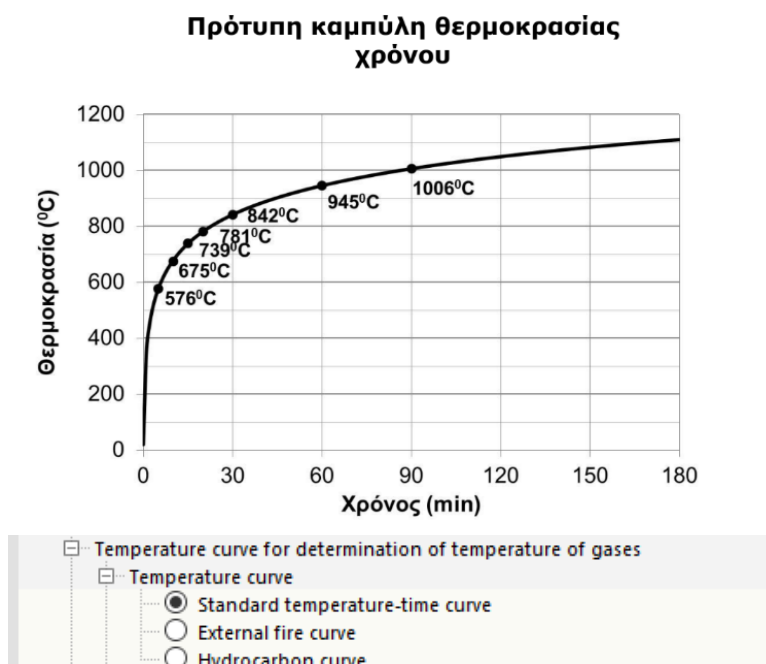
* Αφορά στη στάθμη δαπέδου του κατώτατου ορόφου για τα υπόγεια, ή του ανώτατου ορόφου για τα υπέργεια τμήματα από τον όροφο εκκένωσης.

** Η κατηγοριοποίηση Z1, Z2 και Z3 αναλύεται στα άρθρα 9 και 10 του Κεφαλαίου Β.

*** Η κατηγοριοποίηση Λ₁, Λ₂, Λ₃ και Λ₄ αναλύεται στο άρθρο 11 του Κεφαλαίου Β.

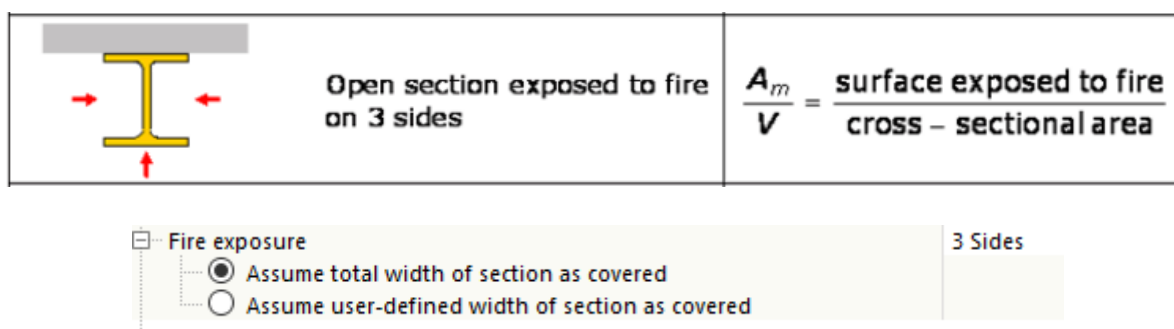
Το κτίριο ως κέντρο διάγνωσης εντάσσεται στην κατηγορία E «Υγεία και Κοινωνική Πρόνοια» και δεδομένου ότι το συνολικό ύψος ανέρχεται στα 7.2 μέτρα, ο απαιτούμενος δείκτης πυραντίστασης είναι R90 δηλαδή τα δομικά μέλη του κτιρίου πρέπει να αντέχουν σε περίπτωση πυρκαγιάς για 90 λεπτά.

Ο υπολογισμός της θερμοκρασίας του περιβάλλοντος αερίου έγινε με την πρότυπη καμπύλη θερμοκρασίας-χρόνου (ISO 834, Εικόνα 8-1).



Εικόνα 8-1: Πρότυπη καμπύλη θερμοκρασίας-χρόνου (ISO 834)

Λαμβάνοντας υπόψη την πραγματική γεωμετρία της κατασκευής, όπου το άνω πέλμα των δοκών καλύπτεται πλήρως από την υπερκείμενη πλάκα σκυροδέματος τα μέλη εκτίθενται στη φωτιά από τρεις πλευρές. Αντιθέτως για τις διατομές των υποστυλωμάτων επιλέχτηκαν όλες οι πλευρές All Sides. Η επιλογή αυτή επηρεάζει άμεσα τον υπολογισμό του δείκτη διατομής A_m/V , καθώς στον αριθμητή της σχέσης λαμβάνεται υπόψη η περίμετρος που είναι πραγματικά εκτεθειμένη στις φλόγες.



Εικόνα 8-2: Υπολογισμός συντελεστή διατομής A_m/V για διατομές εκτεθειμένες σε φωτιά από τρεις πλευρές

8.2 Υπολογισμός Συντελεστή Διατομής A_m/V

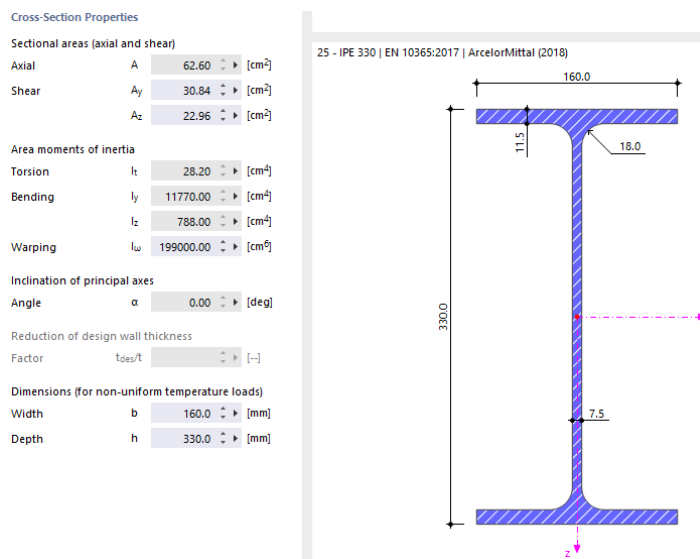
Για τον καθορισμό του απαιτούμενου πάχους πυράντοχης βαφής, υπολογίστηκε αρχικά ο δείκτης διατομής του κάθε μέλους:

Δοκός IPE 330, Έκθεση από 3 πλευρές:

Εμβαδό διατομής $A = 62.60 \text{ cm}^2 = 0.00626 \text{ m}^2$

Ενεργός Περίμετρος $L_m = \text{Συνολική περίμετρος (L)} - \text{πλάτος καλυμμένου άνω πέλματος (b)} = 1.254 - 0.160 = 1.094 \text{ m}$

Δείκτης Μορφής $A_m/V = 1.094 / 0.00626 = 174.76 \text{ m}^{-1}$ (Στρογγυλοποίηση: 175 m^{-1})



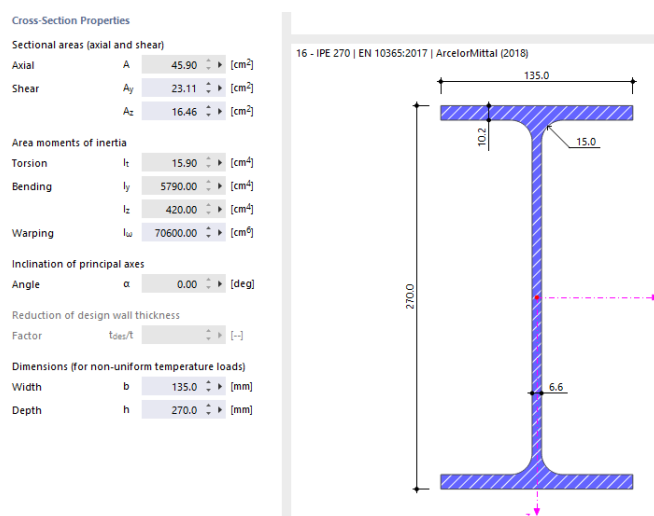
Εικόνα 8-3: Ιδιότητες διατομής IPE 330

Δοκός IPE 270, Έκθεση από 3 πλευρές:

Εμβαδό διατομής $A = 45.90 \text{ cm}^2 = 0.00459 \text{ m}^2$

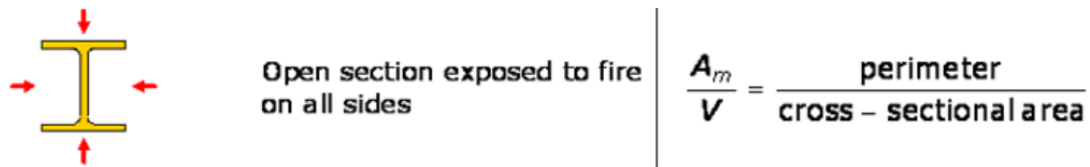
Ενεργός Περίμετρος $L_m = \text{Συνολική ακριβής περίμετρος (L)} - \text{πλάτος καλυμμένου άνω πέλματος (b)} = 1.041 - 0.135 = 0.906 \text{ m}$

Δείκτης Μορφής $A_m/V = 0.906 / 0.00459 = 197.38 \text{ m}^{-1}$ (Στρογγυλοποίηση: 198 m^{-1})



Εικόνα 8-4: Ιδιότητες διατομής IPE 270

Για τα υποστυλώματα και του χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας επιλέγεται *έκθεση από όλες τις πλευρές* και το shape factor υπολογίζεται ως εξής:

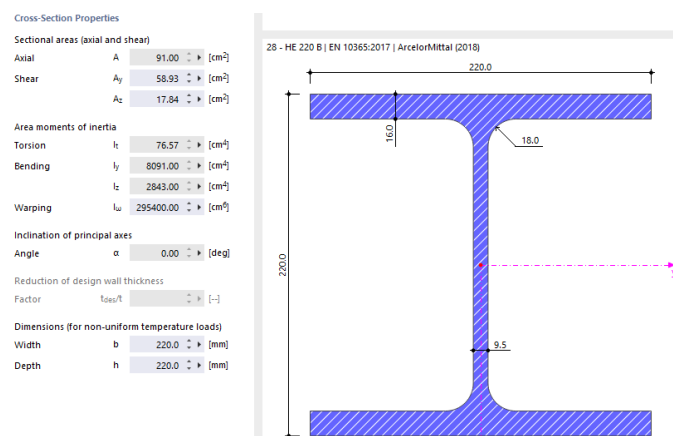


Εικόνα 8-5: Υπολογισμός συντελεστή διατομής A_m/V για διατομές εκτεθειμένες σε φωτιά από όλες τις πλευρές
Υποστύλωμα HEB 220 (Υπολογίστηκε με απλοποιημένη περίμετρο χωρίς τις καμπυλώσεις r)

Εμβαδό διατομής $A = 91.00 \text{ cm}^2 = 0.0091 \text{ m}^2$

Περίμετρος $L_m = 4b + 2h - 2t_w = 4 \cdot 0.220 + 2 \cdot 0.220 - 2 \cdot 0.0095 = 1.301 \text{ m}$

Δείκτης Μορφής $A_m/V = L_m/A = 1.301 / 0.0091 = 142.97 \text{ m}^{-1}$ (στρογγυλοποίηση: 145 m^{-1})



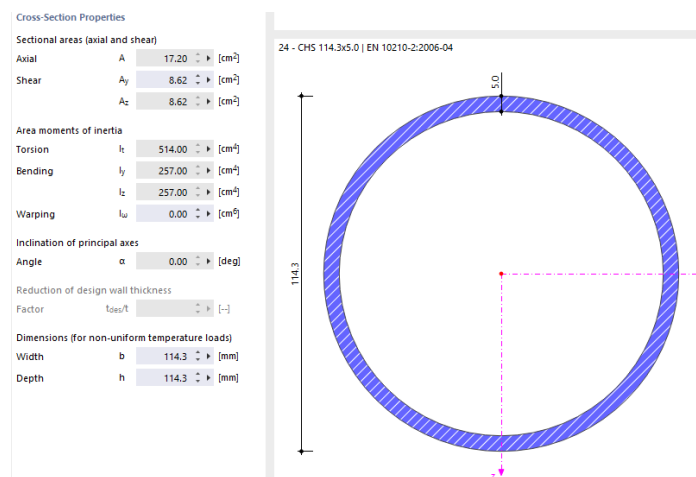
Εικόνα 8-6: Ιδιότητες διατομής HE 220 B

Χιαστί CHS 114.3 x 5.0

Εμβαδό διατομής $A = 17.20 \text{ cm}^2 = 0.00172 \text{ m}^2$

Περίμετρος $L_m = 3.1416 \cdot D = 3.1416 \cdot 0.1143 = 0.359 \text{ m}$

Δείκτης Μορφής $A_m/V = 0.359 / 0.00172 = 208.72 \text{ m}^{-1}$ (στρογγυλοποίηση: 210 m^{-1})



Εικόνα 8-7: Ιδιότητες διατομής CHS 114.3 x 5.0

8.3 Υπολογισμός Πάχους Βαφής Πυραντίστασης και εισαγωγή παραμέτρων

Για την ικανοποίηση της απαίτησης R90, επιλέχθηκε προστασία τύπου περιμετρικής επένδυσης (Contour encasement) με ψεκαζόμενο πυράντοχο επίχρισμα. Ως υλικό της μελέτης ορίζεται το PROMASPRAY P300 της εταιρείας Promat.



Εικόνα 8-8: Ψεκαζόμενο πυράντοχο επίχρισμα PROMOSPRAY P300 και απεικόνιση εφαρμογής

Η επιλογή του πάχους του υλικού γίνεται ως ορίζει ο Πίνακας 8-2 του πιστοποιητικού για το προϊόν PROMASPRAY P300. Η επιλογή αυτή αντιστοιχεί στον κάθε δείκτη διατομής A_m/V και με κριτήριο σχεδιασμού την θερμοκρασία των 700°C. Η τιμή αυτή είναι συντηρητική, καθώς υπολείπεται της πραγματικής κρίσιμης θερμοκρασίας αστοχίας της διατομής, η οποία προσδιορίστηκε στα 732°C βάσει της στατικής ανάλυσης η οποία παρουσιάζεται αναλυτικά στην συνέχεια, εξασφαλίζοντας έτσι ένα επιπλέον περιθώριο ασφαλείας στην πυροπροστασία του φορέα.

Πίνακας 8-2: Απαιτούμενο ελάχιστο πάχος προστατευτικού υλικού για πυροπροστασία R90 ("EFR-17-004159: PROMASPRAY P300." KN 415.22 and 445.22 Document, Table 3.7.1.5, [26])

Shape factor (m^{-1})	Minimum required thickness to reach R90 (mm)													
	Standard steel temperature (°C)													
	350	400	450	490	500	520	540	550	570	600	620	650	700	750
≤ 66	24	19	15	13	12	11	11	11	11	11	11	11	11	11
70	25	20	16	14	13	12	11	11	11	11	11	11	11	11
80	27	22	19	16	16	14	13	13	12	11	11	11	11	11
90	29	24	21	18	18	16	15	15	14	13	12	11	11	11
100	31	26	22	20	19	18	17	17	16	14	13	12	11	11
110	32	28	24	21	21	20	19	18	17	16	15	14	12	11
120	33	29	25	23	22	21	20	20	19	17	16	15	13	12
130	34	30	27	24	23	22	21	21	20	18	18	16	14	13
140	35	31	28	25	25	23	22	22	21	20	19	17	16	14
150	36	32	29	26	26	24	23	23	22	21	20	18	17	15
160	37	33	29	27	26	25	24	24	23	21	21	19	17	16
170	38	34	30	28	27	26	25	25	24	22	21	20	18	17
180	38	34	31	29	28	27	26	25	24	23	22	21	19	17
190	39	35	32	29	29	28	27	26	25	24	23	22	20	18
200	40	36	32	30	29	28	27	27	26	24	24	22	20	19
210	40	36	33	30	30	29	28	27	26	25	24	23	21	19
220	41	37	33	31	30	29	28	28	27	26	25	23	22	20

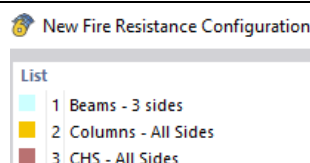
Με βάση τους Δείκτες Μορφής και για θερμοκρασία 700°C σε κάθε διατομή αντιστοιχεί το παρακάτω πάχος βαφής:

IPE 330 - 175 m^{-1} – 19mm

IPE 270 - 200 m^{-1} – 20mm

HEB 220 - 145 m^{-1} – 17mm

CHS 114.3 X 5 - 210 m^{-1} – 21mm



Εικόνα 8-9: Τελική εισαγωγή 3 διαφορετικών πάχων βαφής στο RFEM6

Για τις δοκούς διατομής IPE 330 και IPE 270 καθώς και για τις συνδετήριες δοκούς με τον πυρήνα IPE300, που είναι εκτεθειμένες στις τρεις πλευρές, επιλέγεται ενιαίο πάχος πυροπροστασίας 20 mm. Η ομαδοποίηση αυτή καλύπτει τη δυσμενέστερη απαίτηση της IPE 270, εξασφαλίζοντας ταυτόχρονα κατασκευαστική ευκολία.

Thickness	d _p	20.0 mm
-----------	----------------	---------

Για τα υποστυλώματα διατομής HEB 220, το ελάχιστο απαιτούμενο πάχος βαφής καθορίζεται στα 17 mm. Η διατομή αυτή ορίζεται ως ανεξάρτητη ομάδα για την ανάθεση της ρύθμισης έκθεσης σε όλες τις πλευρές.

Thickness	d _p	17.0 mm
-----------	----------------	---------

Για τα κυκλικά μέλη διατομής CHS 114.3x5, εφαρμόζεται πάχος 21 mm σε ξεχωριστή ομάδα, επίσης για την έκθεση σε όλες τις πλευρές.

Thickness	d _p	21.0 mm
-----------	----------------	---------

Προκειμένου η θερμική ανάλυση του λογισμικού να ταυτίζεται με ακρίβεια με τα πραγματικά δεδομένα εφαρμογής, εισήχθησαν στο στατικό μοντέλο οι φυσικές και θερμικές ιδιότητες του υλικού, όπως ορίζονται στο επίσημο τεχνικό φυλλάδιο του κατασκευαστή και φαίνονται στην Εικόνα 8-10:

Technical data and properties

Reaction to fire	A1, non-combustible	Approx. Thermal Conductivity @ 20 °C (W/m ² K)	0.078 W/m·K
Approx. Alkalinity (pH)	8.5 pH	Application Temperature Min (°C)	5 °C
Density (kg/m ³)	365 kg/m ³	Application Temperature Max (°C)	35 °C
Initial Set	10-15h		

Fire protection			
☒ Set fire protection parameters			
Protection type		Contour encasement	
Unit mass	ρ _p	365.00	kg/m ³
Thermal conductivity	λ _p	0.078	W·m ⁻¹ ·K ⁻¹
Specific heat	c _p	1200.0	J·kg ⁻¹ ·K ⁻¹
Thickness	d _p	17.0	mm

Εικόνα 8-10: Εισαγωγή των ιδιοτήτων υλικού όπως ορίζει ο κατασκευαστής για το PROMOSPRAY P300

Όπου,

$\rho_p = 365 \text{ kg/m}^3$, η ειδική μάζα του υλικού

$\lambda_p = 0.078 \text{ W/(mK)}$, η θερμική αγωγιμότητα

$c_p = 1200 \text{ J/(kgK)}$, η ειδική θερμοχωρητικότητα:

$d_p = 19 \text{ mm}$ το πάχος εφαρμογής το οποίο αλλάζει σε κάθε κατηγορία μέλους όπως αναλύθηκε παραπάνω

Τέλος για τη μετάδοση της θερμότητας στον χάλυβα, εφαρμόστηκαν οι εξής κανονιστικές παράμετροι: Συντελεστής μεταφοράς θερμότητας με συναγωγή: $\alpha_{c,25} = 25 \text{ W/(m}^2\text{K)}$.

Συντελεστής διαμόρφωσης: $\varphi = 1.00$.

Επιφανειακή εκπομπικότητα χάλυβα: $\epsilon_{m,25} = 0.70$.

Εκπομπικότητα της φωτιάς: $\epsilon_f = 1.00$.

Με βάση αυτά τα δεδομένα, το λογισμικό εκτελεί θερμική ανάλυση με χρονικό βήμα $\Delta t = 5.0$ s, υπολογίζοντας την άνοδο της θερμοκρασίας του χάλυβα και την αντίστοιχη υποβάθμιση της αντοχής του. Στην επόμενη παράγραφο παρατίθεται αναλυτικά το σύνολο των ελέγχων για την κρισιμότερη διατομή.

8.4 Συνδυασμοί Δράσεων και Εντατικά Μεγέθη Σχεδιασμού Πυραντίστασης

8.4.1.1 Καταστάσεις Σχεδιασμού και Κανόνες Συνδυασμών

Για τον έλεγχο του φορέα σε συνθήκες πυρκαγιάς, εφαρμόζεται η Τυχηματική Κατάσταση Σχεδιασμού (Accidental Design Situation), σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 0. Σύμφωνα με τον κανονισμό, τα μόνιμα φορτία εισάγονται με συντελεστή 1.0, ενώ για την κύρια μεταβλητή δράση δίνεται η δυνατότητα επιλογής μεταξύ δύο προσεγγίσεων:

α) Τη χρήση της συχνής τιμής της δράσης (συντελεστής $\psi_{1,1}$).

β) Τη χρήση της οιοιεί μόνιμης τιμής της δράσης (συντελεστής $\psi_{2,1}$).

EN 1990 | ELOT | 2009-01
ULS (STR/GEO) - Accidental - $\psi_{1,1}$

EN 1990 | ELOT | 2009-01
ULS (STR/GEO) - Accidental - $\psi_{2,1}$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$G_{k,j}$: Permanent actions
 P : Pre-stressing action
 A_d : Accidental action
 $\psi_{1,1}$: Coefficient for frequent value
 $Q_{k,1}$: Leading variable action
 $\psi_{2,i}$: Coefficient for quasi-permanent value
 $Q_{k,i}$: Other variable actions

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + A_d + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$G_{k,j}$: Permanent actions
 P : Pre-stressing action
 A_d : Accidental action
 $\psi_{2,1}$: Coefficient for quasi-permanent value
 $Q_{k,1}$: Leading variable action
 $Q_{k,i}$: Other variable actions

Εικόνα 8-11: Συνδυασμοί δράσεων με την α) συχνή και β) οιοιεί μόνιμη τιμή του συντελεστή ψ για την τυχηματική κατάσταση σχεδιασμού πυρκαγιάς

8.4.1.2 Επιλογή Συντελεστή και Δημιουργία Συνδυασμών

Στα κτιριακά έργα η χρήση του συντελεστή $\psi_{2,1}$ (οιοιεί μόνιμη τιμή) αποτελεί την τυπική απαίτηση του κανονισμού, καθώς η ταυτόχρονη εμφάνιση της πυρκαγιάς που είναι τυχηματική δράση και του μέγιστου κινητού φορτίου καθώς και ανέμου θεωρείται στατιστικά απίθανη. Βάσει αυτής της λογικής, στην παρούσα μελέτη επιλέχθηκε η προσέγγιση της χρήσης του συντελεστή $\psi_{2,1}$, ο οποίος για τη μεταβλητή δράση λαμβάνει την τιμή 0.60.

Design situation type

EN 1990 | ELOT | 2009-01

ACC ULS (STR/GEO) - Accidental - $\psi_{2,1}$

Πίνακας 8-3: Επιλογή $\psi_{2,1}$ οιοιεί μόνιμης τιμής $\psi_2=0,6$ (EN 1990, πιν. A1.1)

Action	ψ_1	ψ_2	ψ_3
Imposed loads in buildings, category (see EN 1991-1-1)			
Category A : domestic, residential areas	0,7	0,5	0,3
Category B : office areas	0,7	0,5	0,3
Category C : congregation areas	0,7	0,7	0,6
Category D : shopping areas	0,7	0,7	0,6
Category E : storage areas	1,0	0,9	0,8
Category F : traffic area, vehicle weight ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Category G : traffic area, 30 kN < vehicle weight ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Category H : roofs	0	0	0

Με βάση αυτούς τους κανόνες, το λογισμικό παρήγαγε αυτόματα τους δύο αντίστοιχους τυχηματικούς συνδυασμούς φορτίσεων (Load Combinations). Συγκεκριμένα, οι συνδυασμοί που προκύπτουν για τον έλεγχο είναι οι παρακάτω, όπου LC1-Μόνιμα, LC2-Πρόσθετα Μόνιμα και LC3 Κινητά φορτία.

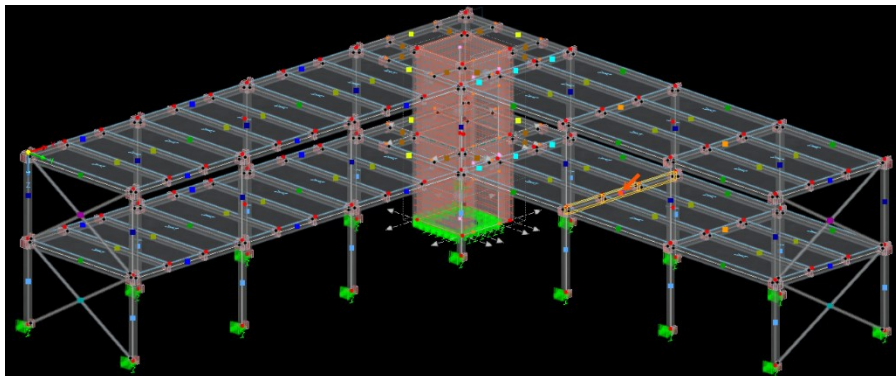
Assigned for DS8

ACC CO162 LC1 + LC2

ACC CO163 LC1 + LC2 + 0.60 * LC3

8.5 Έλεγχος Διατομών σε Πυραντίσταση

Για την αναλυτική επαλήθευση επιλέγεται η *κρισιμότερη αμιγώς χαλύβδινη κύρια δοκός της δεξιάς πτέρυγας του ισογείου, δοκός 25*, η οποία παρουσιάζει τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη και τους υψηλότερους συντελεστές εκμετάλλευσης, ενώ στη συνέχεια παρατίθενται τα αποτελέσματα των ελέγχων για το σύνολο των διατομών του φορέα.



Εικόνα 8-12: Θέση κύριας δοκού 25 στον φορέα, για τον έλεγχο πυραντίστασης

Στους ελέγχους που θα ακολουθήσουν, για τον προσδιορισμό των συντελεστών μείωσης των μηχανικών ιδιοτήτων του χάλυβα σε συνθήκες πυρκαγιάς $k_{y,\theta}$, $k_{p,\theta}$ και $k_{E,\theta}$ χρησιμοποιήθηκε ο παρακάτω πίνακας, ο οποίος συσχετίζει τη θερμοκρασία του χάλυβα με τις αντίστοιχες μειωμένες τιμές αντοχής και δυσκαμψίας, σύμφωνα με τις προβλέψεις του Ευρωκώδικα 3.

Πίνακας 8-4: Μειωτικοί συντελεστές k (EN 1993-1-2)

Θερμοκρασία χάλυβα θ_a	Μειωτικοί συντελεστές σε θερμοκρασία θ_a ως προς την τιμή της f_y ή του E_s σε 20 °C		
	Μειωτικός συντελεστής (ως προς την f_y) για την ενεργό τάση διαρροής $k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	Μειωτικός συντελεστής (ως προς την f_y) για το όριο αναλογίας $k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$	Μειωτικός συντελεστής (ως προς το E_s) για την κλίση της γραμμικής ελαστικής περιοχής $k_{E,\theta} = E_{s,\theta}/E_s$
20 °C	1,000	1,000	1,000
100 °C	1,000	1,000	1,000
200 °C	1,000	0,807	0,900
300 °C	1,000	0,613	0,800
400 °C	1,000	0,420	0,700
500 °C	0,780	0,360	0,600
600 °C	0,470	0,180	0,310
700 °C	0,230	0,075	0,130
800 °C	0,110	0,050	0,090
900 °C	0,060	0,0375	0,0675
1000 °C	0,040	0,0250	0,0450
1100 °C	0,020	0,0125	0,0225
1200 °C	0,000	0,0000	0,0000
ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Για ενδιάμεσες τιμές της θερμοκρασίας του χάλυβα, μπορεί να χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή.			

Πίνακας 8-5: Μειωτικοί συντελεστές για διατομές κατηγορίας 4 (EN 1993-1-2, Table E.1)

Steel Temperature θ_s	Reduction factor (relative to f_y) for the design yield strength of hot rolled and welded class 4 sections $k_{a,2,\theta} = f_{y0,2,\theta}/f_y$	Reduction factor (relative to f_{yb}) for the design yield strength of cold formed class 4 sections $k_{p0,2,\theta} = f_{p0,2,\theta}/f_{yb}$
20°C	1,00	
100°C	1,00	
200°C	0,89	
300°C	0,78	
400°C	0,65	
500°C	0,53	
600°C	0,30	
700°C	0,13	
800°C	0,07	
900°C	0,05	
1000°C	0,03	
1100°C	0,02	
1200°C	0,00	
NOTE 1: For intermediate values of the steel temperature, linear interpolation may be used.		
NOTE 2: The definition for f_{yb} should be taken from EN 1993-1-3		

4.2.5.2 Internal steelwork insulated by fire protection material

(1) For a uniform temperature distribution in a cross-section, the temperature increase $\Delta\theta_{s,t}$ of an insulated steel member during a time interval Δt should be obtained from:

$$\Delta\theta_{s,t} = \frac{\lambda_p A_p / V (\theta_{g,t} - \theta_{a,t})}{c_p c_a \rho_a (1 + \phi/3)} \Delta t - (e^{8/10} - 1) \Delta\theta_{g,t} \quad (\text{but } \Delta\theta_{s,t} \geq 0 \text{ if } \Delta\theta_{g,t} > 0) \quad (4.27)$$

with:

$$\phi = \frac{c_p \rho_p}{c_a \rho_a} d_p A_p / V$$

where:

- A_p/V is the section factor for steel members insulated by fire protection material;
- A_p is the appropriate area of fire protection material per unit length of the member [m²/m];
- V is the volume of the member per unit length [m³/m];
- c_a is the temperature dependant specific heat of steel, from section 3 [J/kgK];
- c_p is the temperature independent specific heat of the fire protection material [J/kgK];
- d_p is the thickness of the fire protection material [m];
- Δt is the time interval [seconds];
- $\theta_{s,t}$ is the steel temperature at time t [°C];
- $\theta_{g,t}$ is the ambient gas temperature at time t [°C];
- $\Delta\theta_{g,t}$ is the increase of the ambient gas temperature during the time interval Δt [K];
- λ_p is the thermal conductivity of the fire protection system [W/mK];
- ρ_a is the unit mass of steel, from section 3 [kg/m³];
- ρ_p is the unit mass of the fire protection material [kg/m³].

(2) The values of c_p , λ_p and ρ_p should be determined as specified in section 3.

(3) The value of Δt should not be taken as more than 30 seconds.

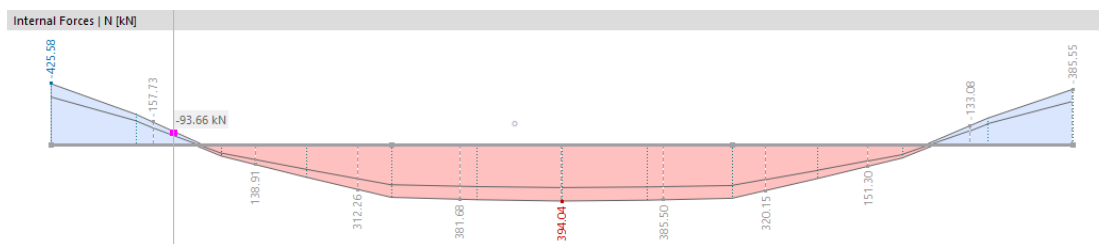
Εικόνα 8-13: Επαναληπτική διαδικασία υπολογισμού θερμοκρασίας διατομής προστατευμένης από πυράντοχο επίχρισμα (EN 1993-1-2, εξ. 4.27)

8.5.1 Εντατικά Μεγέθη Κρίσιμης Δοκού στην Τυχηματική Κατάσταση Πυρκαγιάς

Για την εξεταζόμενη κρίσιμη κύρια δοκό (IPE 330), παρακάτω παρουσιάζονται η περιβάλλουσα των εντατικών μεγεθών για την τυχηματική κατάσταση.

Αξονική Δύναμη – N

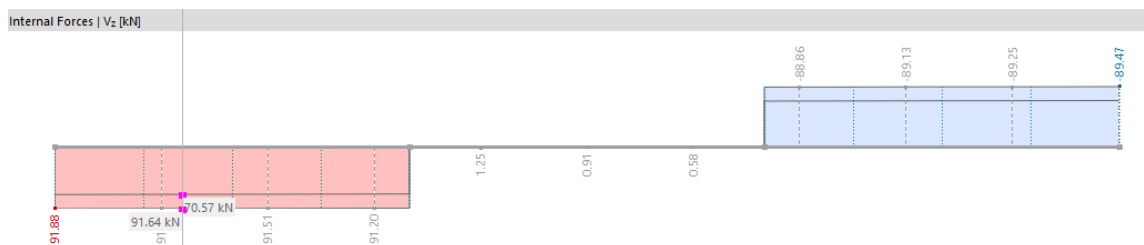
Το διάγραμμα των αξονικών δυνάμεων παρουσιάζει έντονη διακύμανση λόγω των *έμμεσων δράσεων πυρκαγιάς*. Αρχικά, η θερμική διαστολή του χάλυβα, η οποία παρεμποδίζεται από τη δυσκαμψία των στηρίξεων, αναπτύσσει ισχυρές θλιπτικές δυνάμεις στα άκρα της δοκού $N_{fi,ced} = -425.58 \text{ kN}$. Παράλληλα, η θερμική μείωση της δυσκαμψίας του μέλους οδηγεί σε μεγάλες κατακόρυφες παραμορφώσεις. Έτσι, η καταπόνηση μετατρέπεται σε έντονα εφελκυστική στο μέσο του ανοίγματος, με μέγιστη τιμή $N_{fi,tcd} = +394.04 \text{ kN}$. Η μεγάλη αυτή αξονική καταπόνηση, σε συνδυασμό με την κάμψη, καθιστά τον έλεγχο καμπτικού λυγισμού ως τον πιο κρίσιμο.



Εικόνα 8-14: Αξονική δύναμη N στον τυχηματικό συνδυασμό πυρκαγιάς

Τέμνουσα Δύναμη – V_z

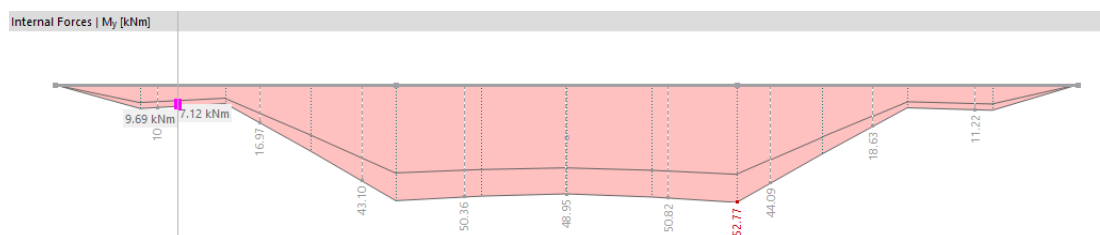
Το διάγραμμα τεμνουσών παρουσιάζει βαθμιδωτή μορφή. Αυτό οφείλεται στον τρόπο μεταβίβασης των φορτίων, καθώς η κύρια δοκός δέχεται σημαντικά συγκεντρωμένα φορτία στα σημεία έδρασης των δευτερευουσών δοκών. Η τέμνουσα λαμβάνει τη μέγιστη θετική της τιμή στην αριστερή στήριξη $V_{z,max} = 91.88 \text{ kN}$, τη μέγιστη αρνητική στη δεξιά στήριξη $V_{z,min} = -89.47 \text{ kN}$, ενώ *μηδενίζεται στην κεντρική περιοχή του ανοίγματος*.



Εικόνα 8-15: Τέμνουσα δύναμη V_z στον τυχηματικό συνδυασμό πυρκαγιάς

Καμπτική Ροπή – M_y

Λόγω της αμφιέριστης λειτουργίας της δοκού, οι καμπτικές ροπές μηδενίζονται στα άκρα. Το διάγραμμα αναπτύσσει τοπικά μέγιστα ακριβώς στα σημεία έδρασης των δευτερευουσών δοκών όπου εφαρμόζονται τα συγκεντρωμένα φορτία, με την απόλυτη μέγιστη τιμή να καταγράφεται στα $M_{y,max} = 52.77 \text{ kNm}$.



Εικόνα 8-16: Καμπτική ροπή M_y στον τυχηματικό συνδυασμό πυρκαγιάς

8.5.2 Έλεγχοι Αντοχής Κύριας Δοκού σε Πυραντίσταση

Στην ενότητα αυτή αναλύεται αποκλειστικά ο δυσμενέστερος έλεγχος, ο οποίος οδήγησε στον μέγιστο βαθμό εκμετάλλευσης της διατομής, και ακολουθεί ο συγκεντρωτικός πίνακας των αποτελεσμάτων της διατομής και του φορέα.

Επίσης παρατίθενται ο έλεγχος εφελκυσμού για τον οποίο υπολογίζεται η κρίσιμη θερμοκρασία πυρκαγιάς η οποία χρησιμοποιήθηκε στην επιλογή του πάχους βαφής όπως παρουσιάστηκε παραπάνω.

Το σύνολο των υπόλοιπων ελέγχων για την κύρια δοκό παρατίθεται στο Παράρτημα Β

Έλεγχος σε εφελκυσμό

(Tension - Fire Resistance - EN 1993-1-2, 4.2.3.1)

Critical temperature calculation:

$$\begin{aligned}\theta_{a,cr} &= 39.19 \cdot \ln \left[\frac{1}{0.9674 \cdot (\mu_0)^{3.833}} - 1 \right] + 482 \\ &= 39.19 \cdot \ln \left[\frac{1}{0.9674 \cdot (0.177)^{3.833}} - 1 \right] + 482 \\ &= 743.1 \text{ } ^\circ\text{C}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}N_{pl,Rd} &= A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\ &= 62.60 \text{ cm}^2 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\ &= 2222.300 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}N_{t,Rd} &= N_{pl,Rd} \\ &= 2222.30 \text{ kN}\end{aligned}$$

The value of the reduction factor $k_{y,\theta_{max}}$ is taken from EN 1993-1-2, Tab. 3.1.

$$\begin{aligned}N_{fi,t,Rd} &= k_{y,\theta_{max}} \cdot N_{t,Rd} \cdot \left(\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right) \\ &= 0.86 \cdot 2222.30 \text{ kN} \cdot \left(\frac{1.00}{1.00} \right) \\ &= 1904.98 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta &= \frac{N_{t,fi,Ed}}{N_{fi,t,Rd}} \\ &= \frac{394.04 \text{ kN}}{1904.98 \text{ kN}} \\ &= 0.207\end{aligned}$$

$$\eta = 0.207 \leq 1 \quad \checkmark$$

$\theta_{a,cr}$	Critical temperature
μ_0	Utilization at time = 0
$N_{pl,Rd}$	Design plastic axial resistance
A	Sectional area
f_y	Yield strength
γ_{M0}	Partial factor
$N_{t,Rd}$	Design axial force resistance
$N_{fi,t,Rd}$	Design axial force resistance for nonuniform fire temperature
$k_{y,\theta_{max}}$	Reduction factor of yield strength for maximum steel temperature $\theta_{a,max}$
$\gamma_{M,fi}$	Partial factor for fire situation
$N_{t,fi,Ed}$	Design tension force

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού περί τον άξονα z

(Flexural buckling about principal z-axis - Fire Resistance - EN 1993-1-2, 4.2.3.2)

$$\begin{aligned}
 N_{cr,z} &= (\pi)^2 \cdot E \cdot \frac{I_z}{(L_{cr,z})^2} \\
 &= (\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{788.00 \text{ cm}^4}{(2.000 \text{ m})^2} \\
 &= 4083.06 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\lambda}_z &= \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr,z}}} \\
 &= \sqrt{\frac{59.12 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{4083.06 \text{ kN}}} \\
 &= 0.717
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\lambda}_{z,\theta} &= \bar{\lambda}_z \cdot \sqrt{\frac{k_{p0,2,\theta}}{k_{E,\theta}}} \\
 &= 0.717 \cdot \sqrt{\frac{0.57}{0.64}} \\
 &= 0.680
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 0.65 \cdot \sqrt{\frac{C_{235}}{f_y}} \\
 &= 0.65 \cdot \sqrt{\frac{235.000 \text{ N/mm}^2}{355.000 \text{ N/mm}^2}} \\
 &= 0.529
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \varphi_{z,\theta} &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_{z,\theta} + (\bar{\lambda}_{z,\theta})^2 \right] \\
 &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.529 \cdot 0.680 + (0.680)^2 \right] \\
 &= 0.911
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \chi_{fi,z} &= \frac{1}{\varphi_{z,\theta} + \sqrt{(\varphi_{z,\theta})^2 - (\bar{\lambda}_{z,\theta})^2}} \\
 &= \frac{1}{0.911 + \sqrt{(0.911)^2 - (0.680)^2}} \\
 &= 0.66
 \end{aligned}$$

The value of the reduction factor $k_{p0,2,\theta}$ is taken from EN 1993-1-2, Tab. E.1.

$$\begin{aligned}
 N_{b,fi,z,\theta,Rd} &= \chi_{fi,z} \cdot A_{eff} \cdot k_{p0,2,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}} \\
 &= 0.66 \cdot 59.12 \text{ cm}^2 \cdot 0.57 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 791.04 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \frac{N_{c,fi,Ed}}{N_{b,fi,z,\theta,Rd}} \\
 &= \frac{425.58 \text{ kN}}{791.04 \text{ kN}} \\
 &= 0.538
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.538 \leq 1 \quad \checkmark$$

$N_{cr,z}$	Elastic critical force
E	Modulus of elasticity
I_z	Moment of inertia
$L_{cr,z}$	Buckling length
$\bar{\lambda}_z$	Non-dimensional slenderness
A_{eff}	Effective area of section
f_y	Yield strength
$\bar{\lambda}_{z,\theta}$	Non-dimensional slenderness
$k_{p0,2,\theta}$	Reduction factor
$k_{E,\theta}$	Reduction factor
α	Imperfection factor
C_{235}	Constant (235 N/mm ²)
$\varphi_{z,\theta}$	Value to determine reduction factor χ
$\chi_{fi,z}$	Reduction factor for buckling
$N_{b,fi,z,\theta,Rd}$	Design axial force resistance for non-uniform fire temperature
$\gamma_{M,fi}$	Partial factor for fire situation
$N_{c,fi,Ed}$	Design compression force

8.5.3 Τελικός Βαθμός Εκμετάλλευσης και Συμπεράσματα έναντι Πυρκαγιάς

Από το σύνολο των ελέγχων σε κατάσταση πυρκαγιάς, προκύπτει ότι ο πλέον κρίσιμος έλεγχος για τη διαστασιολόγηση της εξεταζόμενης κύριας δοκού είναι ο έλεγχος καμπτικού λυγισμού περί τον άξονα z (Flexural buckling about principal z-axis - Fire Resistance - EN 1993-1-2, 4.2.3.2). Ο μέγιστος βαθμός εκμετάλλευσης της διατομής υπολογίζεται σε $\eta_{max} = 0.538 \leq 1.00$.

Η ανάπτυξη σημαντικών θλιπτικών αξονικών δυνάμεων οφείλεται στην τάση της δοκού για θερμική διαστολή η οποία παρεμποδίζεται από τη δύσκαμπτη σύμμεκτη πλάκα και την σύνδεση με τα υποστυλώματα. Λόγω της εμφάνισης αυτών των αξονικών θλιπτικών φορτίων, σε συνδυασμό με τη μείωση των μηχανικών ιδιοτήτων του χάλυβα (αντοχή διαρροής και μέτρο ελαστικότητας) εξαιτίας των υψηλών θερμοκρασιών, η διατομή καθίσταται ευαίσθητη σε φαινόμενα καμπτικού λυγισμού.

Βάσει των αναλυτικών υπολογισμών η σχεδιαζόμενη αξονική δύναμη θλίψης στην κατάσταση πυρκαγιάς ανέρχεται σε $N_{c,fi,Ed} = 425.58 \text{ kN}$. Η μειωμένη λόγω πυρκαγιάς αντοχή του μέλους σε λυγισμό υπολογίζεται σε $N_{b,fi,z,Rd} = 791.04 \text{ kN}$

Ο σχετικός λόγος εξάντλησης σε $\eta = N_{c,fi,Ed} / N_{b,fi,z,Rd} = 0.538$.

Συνεπώς, η διατομή κρίνεται επαρκής, ασφαλής και διαθέτει το απαραίτητο περιθώριο ασφαλείας έναντι λυγισμού για την ορισθείσα διάρκεια έκθεσης στη φωτιά.

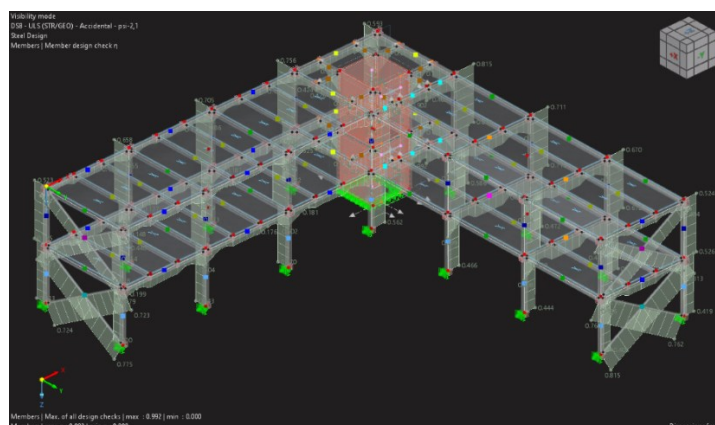
Συμπερασματικά, όπως επιβεβαιώνεται και από τον συγκεντρωτικό πίνακα μεγίστων βαθμών εκμετάλλευσης για την σχεδιαστική κατάσταση πυρκαγιάς, το σύνολο των μελών του μεταλλικού φορέα επαρκεί πλήρως έναντι της απαίτησης πυραντίστασης R90.

Το σύνολο των υπόλοιπων ελέγχων για την κύρια δοκό παρατίθεται στο Παράρτημα Β

Όλες οι υπόλοιπες διατομές εμφανίζουν χαμηλότερους βαθμούς εκμετάλλευσης από την εξεταζόμενη κρίσιμη δοκό, τεκμηριώνοντας τον ασφαλή σχεδιασμό της κατασκευής.

Πίνακας 8-6: Συγκεντρωτικός πίνακας μεγίστων βαθμών εκμετάλλευσης για όλες τις διατομές σε κατάσταση πυρκαγιάς. (για κάθε έλεγχο σημειώνεται ο μέγιστος βαθμός και η διατομή στην οποία προέκυψε)

Design Situation	Member No.	Location x [m]	Stress Point No.	Construction Stage	Loading No.	Design Check Ratio η [-]	Design Check Type	Description
DS8	ULS (STR/GEO) - Accidental - psi-2.1							
	166	1.133 $\frac{1}{3}$			CO163	0.000 ✓	FR0100.00	Fire Resistance Negligible internal forces
	25	3.000 $\frac{1}{2}$			CO163	0.207 ✓	FR1100.00	Fire Resistance Tension acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.1
		0.000 ∞			CO163	0.354 ✓	FR1200.00	Fire Resistance Compression acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3
		1.000			CO163	0.169 ✓	FR3100.02	Fire Resistance Shear in z-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3(6) Plastic design
	193	0.000 ∞			CO163	0.034 ✓	FR3200.02	Fire Resistance Shear in y-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3(6) Plastic design
	25	0.500	11		CO163	0.355 ✓	FR3400.02	Fire Resistance Shear acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.4(4)
	49	3.600 ∞			CO163	0.198 ✓	FR4100.03	Fire Resistance Bending about y-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3 Plastic design
	39	3.600 ∞			CO163	0.150 ✓	FR5100.03	Fire Resistance Bending about z-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3 Plastic design
	193	0.300	21		CO163	0.274 ✓	FR6100.00	Fire Resistance Axial and shear stress acc. to EN 1993-1-1, 6.2.1(5) Elastic design
	25	0.500	1		CO163	0.206 ✓	FR6200.00	Fire Resistance Bending, axial force and shear acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.4 Elastic design
	39	3.600 ∞			CO163	0.152 ✓	FR6500.01	Fire Resistance Biaxial bending, axial force and shear acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3 Plastic design
	25	3.500			CO163	0.344 ✓	FR6500.02	Fire Resistance Bending about y-axis, axial force and shear acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3 Plastic design
	39	1.800 $\frac{1}{2}$			CO163	0.001 ✓	FR6500.03	Fire Resistance Bending about z-axis, axial force and shear acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3 Plastic design
	25	0.000 ∞			CO163	0.479 ✓	FS1100.00	Fire Resistance - Stability Flexural buckling about principal y-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.2
		0.000 ∞			CO163	0.538 ✓	FS1300.00	Fire Resistance - Stability Flexural buckling about principal z-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.2
		0.000 ∞			CO163	0.486 ✓	FS1500.00	Fire Resistance - Stability Torsional buckling acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.2
		4.000 $\frac{1}{3}$			CO163	0.303 ✓	FS2100.00	Fire Resistance - Stability Lateral torsional buckling acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3 or 4.2.3.4
	51	3.600 ∞			CO163	0.361 ✓	FS3100.00	Fire Resistance - Stability Bending and buckling about principal axes acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.5



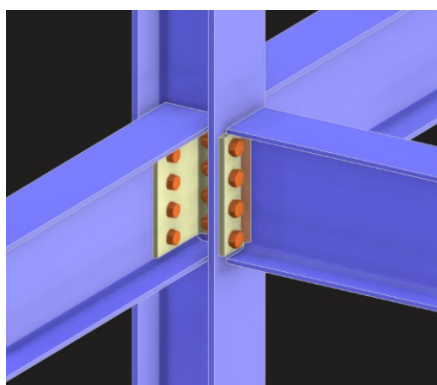
9 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ

Ο σχεδιασμός και έλεγχος των μεταλλικών συνδέσεων του φορέα πραγματοποιήθηκαν με τη χρήση του πρόσθετου *Steel Joints* του λογισμικού *RFEM 6* της Dlubal. Στις ενότητες που ακολουθούν, παρουσιάζονται οι 8 κατηγορίες συνδέσεων που μελετήθηκαν.

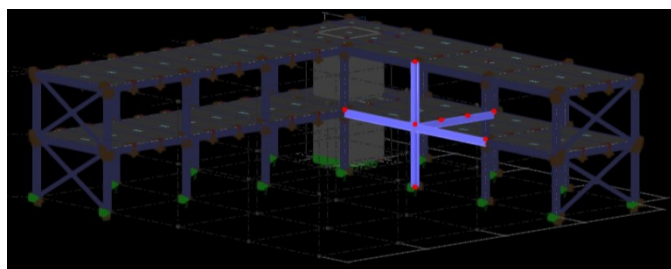
9.1 Σύνδεση Υποστυλώματος με Τρεις Κύριες Δοκούς στον Πρώτο Όροφο

9.1.1 Θέσεις Εφαρμογής της Σύνδεσης στον Φορέα

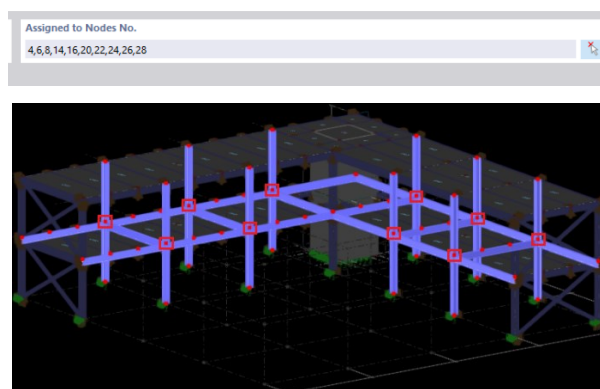
Η πρώτη κατηγορία αφορά τον κόμβο 4 μελών, εξυπηρετεί τη σύνδεση μεταξύ του υποστυλώματος διατομής *HE 220 B* με τις τρεις κύριες δοκούς διατομής *IPE 330*. Το υποστυλόμενο είναι συνεχές στους 2 ορόφους συνολικού ύψους 7.2 μέτρων χωρίς να διακόπτεται στην σύνδεση.



Εικόνα 9-1: Σύνδεση υποστυλώματος με τρεις κύριες δοκούς στον πρώτο όροφο



Εικόνα 9-2: Η σύνδεση συναντάται στην περίμετρο και το εσωτερικό του ανώτατου ορόφου του φορέα.

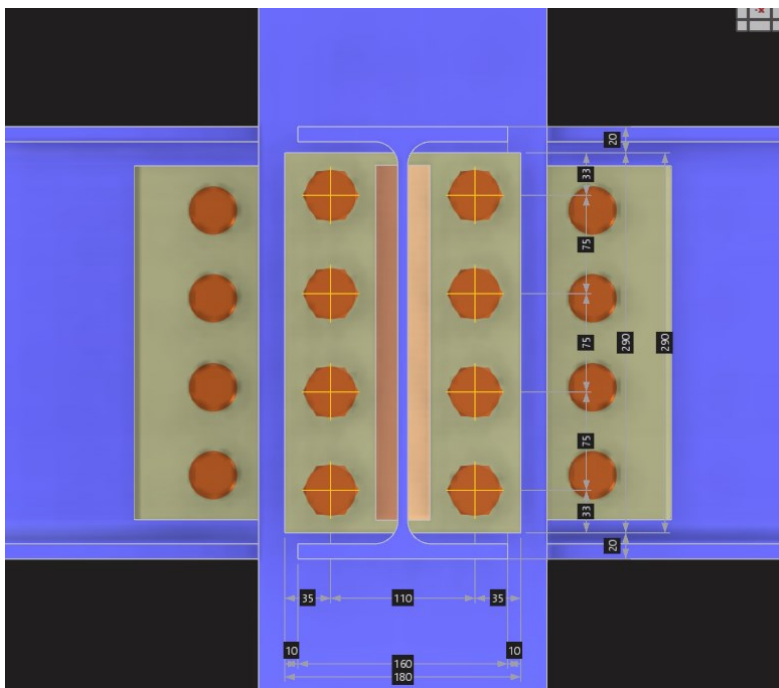


Εικόνα 9-3: Εφαρμογή στους κόμβους με αριθμηση 4, 6, 8, 14, 16, 20, 22, 24, 26 και 28 του μοντέλου.

9.1.2 Επιλογή Εξαρτημάτων και Κατασκευαστικές Λεπτομέρειες της Σύνδεσης

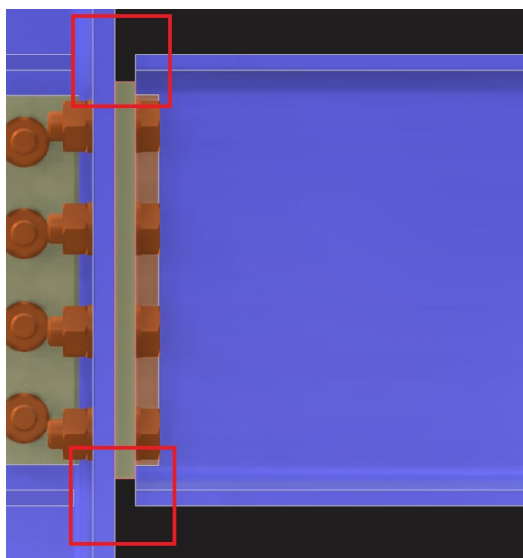
Σύνδεση Δοκού στο Πέλμα του Υποστυλώματος με Μερική Τελική Πλάκα - Partial End Plate

Οι κοχλίες που χρησιμοποιήθηκαν είναι συνολικά 8, M22 ποιότητας 10.9 . Το Partial End Plate έχει πάχος 15mm και η συγκόλληση του στην δοκό έχει πάχος 12 mm αντοχής S355, ίδιας με το έλασμα. Η τελική διάταξη των κοχλιών και του ελάσματος και οι τελικές διαστάσεις φαίνονται στο παρακάτω σχήμα:



Εικόνα 9-4: Διάταξη και αποστάσεις κοχλιών της σύνδεσης Partial End Plate

Όλες οι συνδέσεις των δοκών έχουν σχεδιαστεί ως αρθρωτές στα υποστυλώματα. Για τον λόγο αυτό χρησιμοποιήθηκε Partial End Plate αντί του κλασικού End Plate. Η βασική διαφορά και το πλεονέκτημα του Partial End Plate είναι ότι το ύψος του περιορίζεται στο ύψος του κορμού της συνδεόμενης δοκού χωρίς να εφαρμόζεται στα πέλματα τα της δοκού. Αυτό επιτρέπει στην δοκό την εμφάνιση μερικών στρωφών και τον μηδενισμό μεταφοράς καμπτικών ροπών στο υποστυλώμα, και έτσι προσομοιώνεται ως καθαρή άρθρωση.

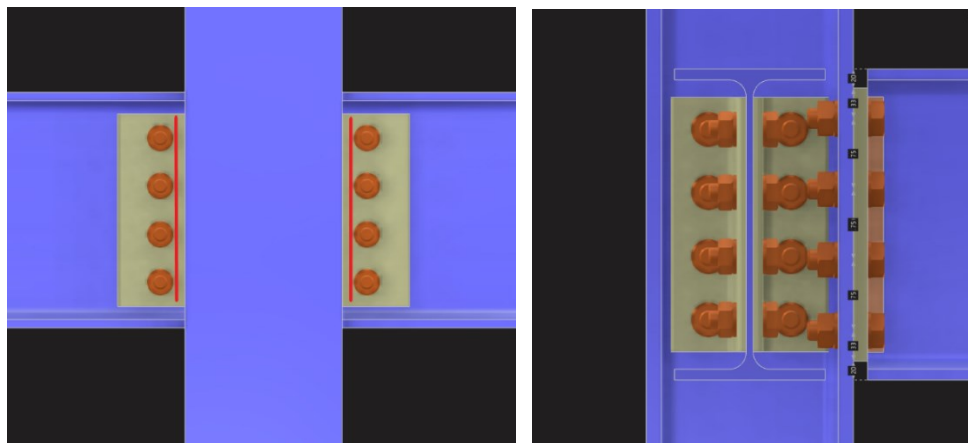


Εικόνα 9-5: Διάκενο μεταξύ υποστυλώματος και πελμάτων κύριας δοκού που δημιουργεί το Partial End Plate για την αποφυγή μεταφοράς καμπτικών ροπών και επίτευξη προσομοίωσης της άρθρωσης

Σύνδεση Δοκών στον κορμό του Υποστυλώματος με Γωνιακά Ελάσματα

Οι δύο δοκοί συνδέονται στον κορμό του υποστυλώματος μέσω διπλών γωνιακών ελασμάτων cleats. Χρησιμοποιήθηκαν γωνιακά διατομής L 200mm x 80mm ποιότητας S355 και πάχους 10mm. Το γωνιακό έλασμα συνδέεται στο κορμό του υποστυλώματος με συνολικά 8 κοχλίες M20, ποιότητας 10.9 (2 στήλες με 4 σειρές) οι οποίες συνδέουν και τις δύο δοκούς διαπερνώντας τα 2 ελάσματα και τον κορμό του υποστυλώματος

Το σκέλος του γωνιακού συνδέεται στον κορμό της δοκού με αντίστοιχους 4 κοχλίες M20, ποιότητας 10.9, 1 στήλη σε 4 σειρές για το κάθε γωνιακό έλασμα. Η οριζόντια τοποθέτηση των κοχλιών αυτών, έγινε σε τέτοια απόσταση ώστε να προεξέχουν από τη νοητή γραμμή των πελμάτων του υποστυλώματος, για την εξασφάλιση επαρκούς χώρου στα εργαλεία σύσφιξης.



Εικόνα 9-6: Σύνδεση ευθύγραμμων κύριων δοκών με γωνιακά cleats και διάταξη των κοχλιών πέραν της νοητής γραμμής του υποστυλώματος

9.1.3 Επιλογή Κρίσιμων Συνδυασμών

Λόγω της αρθρωτής προσομοίωσης των δοκών στο μοντέλο, οι καμπτικές ροπές στα άκρα τους είναι μηδενικές γεγονός που επαληθεύεται από τα αποτελέσματα παρακάτω. Άρα η διαστασιολόγηση της σύνδεσης των δοκών καθορίζεται κυρίως από την αλληλεπίδραση Τέμνουσας V_z και Αξονικής Δύναμης N . Για τον εντοπισμό των δυσμενέστερων συνδυασμών φορτίσεων ελέγχθηκε ο κρίσιμος κόμβος 22 στον οποίο εμφανίζονταν τα μεγαλύτερα εντακτικά μεγέθη, εξετάστηκε η περιβάλλουσα των Οριακών Καταστάσεων Αστοχίας (ULS). Αρχικά ελέγχθηκε η ο Τέμνουσας Δύναμης V_z στις κύριες δοκούς. Η μέγιστη τέμνουσα στην δοκό είναι $V_z = 158.14$ kN και προέρχεται από τον συνδυασμό CO58:



Εικόνα 9-7: Τέμνουσα δύναμη V_z στις δοκούς

Αντίστοιχα, η μέγιστη τέμνουσα της κύριας δοκού στα αριστερά του υποστυλώματος είναι $V_z = -44.42$ kN και προέρχεται από τον συνδυασμό C064.

N	-85.45	-1.58	-24.70	1.22	0.01	0.00	0.00	0.72	0.51	CO26
	-267.64	1.67	-44.42	0.24	0.00	0.00	0.00	0.01	0.23	CO64
V_y	-240.52	6.41	-40.61	-1.44	0.01	0.00	0.00	-1.14	-0.30	CO36
	-155.67	-1.73	-28.15	1.26	0.01	0.00	0.00	0.75	0.51	CO24
V_z	-85.45	-1.58	-24.70	1.22	0.01	0.00	0.00	0.72	0.51	CO26
	-267.64	1.67	-44.42	0.24	0.00	0.00	0.00	0.01	0.23	CO64
M_T	-204.11	-1.46	-37.13	1.51	0.01	0.00	0.00	-0.75	-0.30	CO36
	-184.32	5.67	-30.16	-1.53	0.01	0.00	0.00	-1.15	-0.38	CO21

Τέλος, η μέγιστη τέμνουσα της κύριας δοκού στα δεξιά του υποστυλώματος είναι $V_z = 43.48$ kN και προέρχεται από τον συνδυασμό C061.

N	-99.52	-1.19	25.86	-0.19	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.17	CO31
	-224.32	0.22	43.47	-0.85	0.00	0.00	0.00	-0.44	-0.42	CO69
V_y	-171.47	1.93	30.37	-1.19	0.01	0.00	0.00	-0.73	-0.47	CO27
	-194.77	-6.27	37.88	1.43	0.01	0.00	0.00	1.12	0.31	CO36
V_z	-224.22	0.21	43.48	-0.86	0.00	0.00	0.00	-0.44	-0.42	CO61
	-99.89	-1.18	25.86	-0.19	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.17	CO22
M_T	-144.62	-5.56	27.56	1.52	0.01	0.00	0.00	1.14	0.39	CO21
	-171.22	1.33	37.19	-1.31	0.01	0.00	0.00	-0.73	-0.57	CO40

Στη συνέχεια, ελέγχθηκαν οι Αξονικές Δυνάμεις (N) στο υποστυλώμα και στην δοκό. Η μέγιστη αξονική στο υποστυλώμα είναι $N = -432,51$ kN και ο συνδυασμός και προέρχεται από τον συνδυασμό C060:



Εικόνα 9-8: Αξονική δύναμη N στις δοκούς και τα υποστυλώματα

Αντίστοιχα, η μέγιστη αξονική της κύριας δοκού στα αριστερά του υποστυλώματος είναι $N = -773.38$ kN και προέρχεται από τον συνδυασμό C058. Η μεγάλη αυτή θλιπτική ένταση οφείλεται κυρίως λόγω της υπερκείμενης πλάκας, παρόλο που δεν έχει μοντελοποιηθεί ως καθαρά σύμμικτη αλλά και λόγω της λειτουργίας της δοκού ως δοκό συλλέκτη αφού συμμετέχει στο οριζόντιο διάφραγμα.

N	-352.19	-0.09	92.96	-0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.02	CO21
	-773.38	-0.06	158.14	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	CO58
V_y	-463.65	0.15	97.42	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.03	CO27
	-462.56	-0.23	97.62	-0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.04	CO30
V_z	-773.38	-0.06	158.14	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	CO58
	-352.19	-0.09	92.96	-0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.02	CO21
M_T	-463.65	0.15	97.42	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.03	CO27
	-640.34	-0.23	138.24	-0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.05	CO38
M_y	-353.48	-0.09	93.06	-0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.02	CO20
	-704.43	-0.16	153.53	-0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.03	CO65
M_z	-638.48	-0.23	138.20	-0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.05	CO46
	-641.20	0.13	137.98	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.03	CO51
M_w	-468.69	0.15	97.40	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.03	CO26

Έπειτα ελέγχθηκαν οι αξονικές δεξιά και αριστερά του υποστυλώματος και είναι ίσες με $N = -267.64 \text{ kN}$ και προέρχονται από τον συνδυασμό CO64.

	N	Forces [kN] V_y	V_z	Mt	Moments [kNm] M_y	M_z	Bimoment M_{ω} [kNm ²]	Torsional Moments [kNm] $M_{T,pr}$	$M_{T,sec}$	
N	-85.45	-1.58	-24.70	1.22	0.01	0.00	0.00	0.72	0.51	CO26
	-267.64	1.67	-44.42	0.24	0.00	0.00	0.00	0.01	0.23	CO64
V_y	-240.52	6.41	-40.61	-1.44	0.01	0.00	0.00	-1.14	-0.30	CO36
	-155.67	-1.73	-28.15	1.26	0.01	0.00	0.00	0.75	0.51	CO24
V_z	-85.45	-1.58	-24.70	1.22	0.01	0.00	0.00	0.72	0.51	CO26

Τέλος, ελέγχθηκαν οι καμπτικές ροπές M_y , M_z στα άκρα των δοκών. Όπως είναι αναμενόμενο, επειδή οι συνδέσεις των δοκών έχουν προσομοιωθεί ως αρθρωτές, οι ροπές στο σημείο της σύνδεσης είναι ακριβώς 0 kNm. Στο υποστύλωμα του άνω ορόφου εμφανίζεται μια δευτερεύουσα κάμψη $M_y = 85.43 \text{ kNm}$ η οποία προέρχεται από τον συνδυασμό CO58 και οφείλεται στην συνέχεια του υποστυλώματος (Εικόνα 9-9).



Εικόνα 9-9: Καμπτική ροπή στο υποστύλωμα

Άρα, οι συνδυασμοί που επιλέχθηκαν να εισαχθούν στο λογισμικό RFEM Steel Joints design add-on είναι:

- CO58 ($1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 0.90 * LC9 + 1.50 * LC3$)
- CO64 ($1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.90 * LC7 + 1.50 * LC3$)
- CO61 ($1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 0.90 * LC12 + 1.50 * LC3$)
- CO60 ($1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 0.90 * LC11 + 1.50 * LC3$)

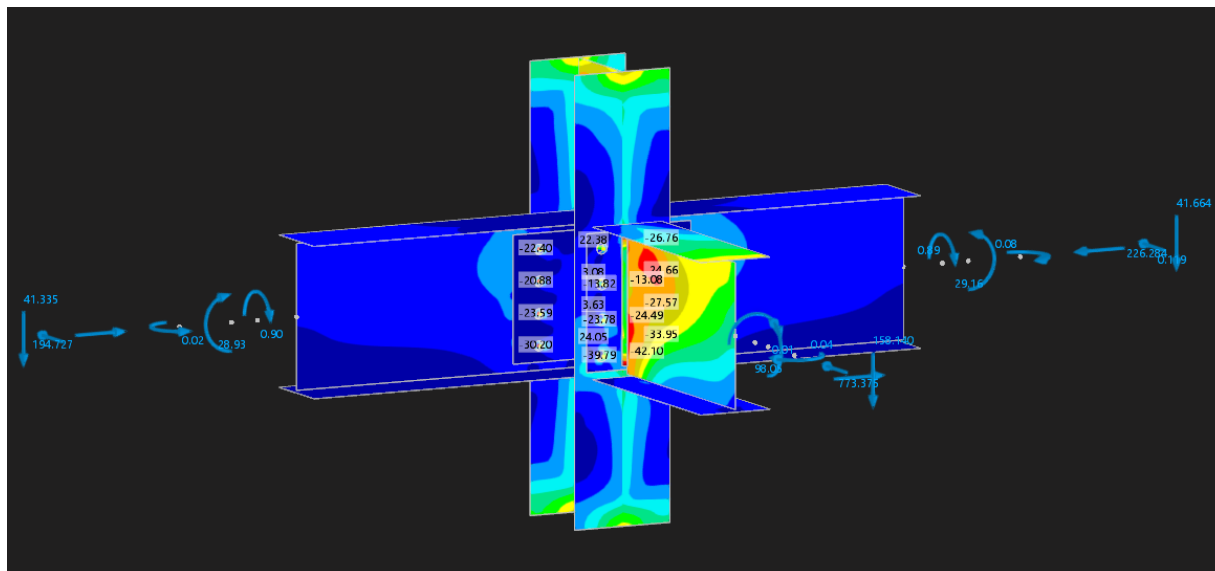
Για τις ανάγκες του Steel Joint Design - Design Situation 6, οι κρίσιμοι συνδυασμοί CO58, CO64, CO61 και CO60 αντιγράφηκαν στις θέσεις CO164, CO165, CO166 και CO167 αντίστοιχα. Η δημιουργία τους πραγματοποιήθηκε για την ανάθεσή τους στο Design Situation καθώς οι αρχικοί συνδυασμοί ανήκαν στο Design Situation 1 που αφορούσε μόνο τον γενικό έλεγχο ULS του κτιρίου. Συνεπώς, στους υπολογισμούς που ακολουθούν, οι αναφορές στους CO164/CO165/CO166/CO167 αντιστοιχούν πλήρως στα φορτία των CO58/CO64/CO61/CO60.

ULS	CO164	CO58 - Steel Joints
ULS	CO165	CO64 - Steel Joints
ULS	CO166	CO61 - Steel Joints
ULS	CO167	CO60 - Steel Joints

Εικόνα 9-10: Αντιγραφή κρίσιμων συνδυασμών στο τέλος για την εισαγωγή τους στο DS6 ελέγχου συνδέσεων

9.1.4 Αποτελέσματα και Έλεγχος Επάρκειας Σύνδεσης

Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης τάσεων-παραμορφώσεων (*Stress-Strain Analysis*) του κόμβου. Αρχικά, επιβεβαιώνεται η ορθή μεταφορά των εντατικών μεγεθών από τους δυσμενέστερους συνδυασμούς φορτίσεων που επιλέχθηκαν παραπάνω στο τοπικό μοντέλο της σύνδεσης. Από την εικόνα της κατανομής των τάσεων, παρατηρείται ομαλή χρωματική διαβάθμιση χωρίς υπερβάσεις των ορίων διαρροής, γεγονός που τεκμηριώνει την αρχική επάρκεια της γεωμετρίας.



Εικόνα 9-11: Γράφημα ανάλυσης τάσεων-παραμορφώσεων (Stress-Strain Analysis)

Έλεγχος σύνδεσης κύριας δοκού στο πέλμα του υποστυλώματος με Partial End Plate

Έλεγχος Συγκόλλησης

Παρουσιάζεται ο έλεγχος των ραφών welds που συνδέουν το έλασμα με τον κορμό της δοκού.

$$\eta_1 = \frac{\sigma_{\text{eqv,w}}}{f_u}$$

$$= \frac{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}{0.90 \cdot 1.25}$$

$$= \frac{327.781 \text{ N/mm}^2}{490.000 \text{ N/mm}^2}$$

$$= 0.753$$

$$\eta_2 = \frac{|\sigma_{\perp}|}{0.9 \cdot f_u}$$

$$= \frac{\gamma_{M2}}{0.9 \cdot 490.000 \text{ N/mm}^2}$$

$$= \frac{|-128.004 \text{ N/mm}^2|}{1.25}$$

$$= 0.363$$

$$\eta = \max(\eta_1, \eta_2)$$

$$= \max(0.753, 0.363)$$

$$= 0.753$$

$$\eta = 0.753 \leq 1 \quad \checkmark$$

η_1 Equivalent stress design check ratio

$\sigma_{\text{eqv,w}}$ Equivalent weld stress

f_u Ultimate tensile strength

β_w Correlation factor

γ_{M2} Partial safety factor

η_2 Perpendicular stress design check ratio

$\sigma_{\perp}$ Normal stress perpendicular to axis of weld

Έλεγχος Κοχλίωσης

Ελέγχεται η κρίσιμη ομάδα κοχλιών έναντι διάτμησης. Όπως προκύπτει, ο μέγιστος λόγος εξάντλησης παραμένει εντός των επιτρεπτών ορίων $\eta=0,399 < 1.0$.

Shear resistance:

$$\begin{aligned} F_{v,Rd} &= \frac{a_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \\ &= \frac{0.50 \cdot 1000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 303.0 \text{ mm}^2}{1.25} \\ &= 121.20 \text{ kN} \\ \eta_{Fv} &= \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \\ &= \frac{42.22 \text{ kN}}{121.20 \text{ kN}} \\ &= 0.348 \end{aligned}$$

Bearing resistance:

Edgeless bolt position, to left of force direction

$$k_{1,lef} = 2.5$$

Edge bolt position, to right of force direction

$$\begin{aligned} k_{1,rig} &= \min \left(2.8 \cdot \left(\frac{e_{2,rig}}{d_0} \right) - 1.7, 2.5 \right) \\ &= \min \left(2.8 \cdot \left(\frac{34.2 \text{ mm}}{24.0 \text{ mm}} \right) - 1.7, 2.5 \right) \\ &= 2.29 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_1 &= \min(k_{1,lef}, k_{1,rig}) \\ &= \min(2.50, 2.29) \\ &= 2.29 \end{aligned}$$

Inner bolt position, in force direction

$$\begin{aligned} a_b &= \min \left(\left(\frac{p_1}{3 \cdot d_0} \right) - \left(\frac{1}{4} \right) \cdot \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) \\ &= \min \left(\left(\frac{74.8 \text{ mm}}{3 \cdot 24.0 \text{ mm}} \right) - \left(\frac{1}{4} \right) \cdot \frac{1000.000 \text{ N/mm}^2}{490.000 \text{ N/mm}^2}, 1 \right) \\ &= 0.79 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{b,Rd} &= \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \\ &= \frac{2.29 \cdot 0.79 \cdot 490.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 22.0 \text{ mm} \cdot 15.0 \text{ mm}}{1.25} \\ &= 233.88 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta_{Fb} &= \frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \\ &= \frac{42.22 \text{ kN}}{233.88 \text{ kN}} \\ &= 0.181 \end{aligned}$$

Tension resistance:

$$\begin{aligned} F_{t,Rd} &= \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \\ &= \frac{0.90 \cdot 1000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 303.0 \text{ mm}^2}{1.25} \\ &= 218.16 \text{ kN} \\ \eta_{Ft} &= \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \\ &= \frac{15.54 \text{ kN}}{218.16 \text{ kN}} \\ &= 0.071 \end{aligned}$$

Punching shear resistance:

$$\begin{aligned} B_{p,Rd} &= \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \\ &= \frac{0.6 \cdot \pi \cdot 35.7 \text{ mm} \cdot 15.0 \text{ mm} \cdot 490.000 \text{ N/mm}^2}{1.25} \\ &= 395.68 \text{ kN} \\ \eta_{Bp} &= \frac{F_{t,Ed}}{B_{p,Rd}} \\ &= \frac{15.54 \text{ kN}}{395.68 \text{ kN}} \\ &= 0.039 \end{aligned}$$

Combined shear and tension resistance:

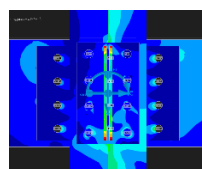
$$\begin{aligned} \eta_{Ft,Fv} &= \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \\ &= \frac{42.22 \text{ kN}}{121.20 \text{ kN}} + \frac{15.54 \text{ kN}}{1.4 \cdot 218.16 \text{ kN}} \\ &= 0.399 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta &= \max(\eta_{Fv}, \eta_{Fb}, \eta_{Ft}, \eta_{Bp}, \eta_{Ft,Fv}) \\ &= \max(0.348, 0.181, 0.071, 0.039, 0.399) \\ &= 0.399 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.399 \leq 1 \quad \checkmark$$

Αντίστοιχα γίνεται έλεγχος επάρκειας για τις υπόλοιπες κοχλιώσεις της σύνδεσης και οι αντίστοιχοι λόγους εξάντλησης παρατίθενται συγκεντρωτικά στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 9-1: Συγκεντρωτικός πίνακας ελέγχου επάρκειας όλων των κοχλιώσεων της πλάκας End Plate



End Plate 1 Fasteners 1 Bolt 1...	DS6	CO165		0.056	✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
End Plate 1 Fasteners 1 Bolt 2...	DS6	CO166		0.037	✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
End Plate 1 Fasteners 1 Bolt 1...	DS6	CO165		0.142	✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
End Plate 1 Fasteners 1 Bolt 2...	DS6	CO166		0.136	✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
End Plate 1 Fasteners 1 Bolt 1...	DS6	CO164		0.226	✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
End Plate 1 Fasteners 1 Bolt 2...	DS6	CO164		0.232	✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
End Plate 1 Fasteners 1 Bolt 1...	DS6	CO164		0.377	✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
End Plate 1 Fasteners 1 Bolt 2...	DS6	CO164		0.399	✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check

Έλεγχος σύνδεσης δύο δοκών με τον κορμό του υποστυλώματος με γωνιακό έλασμα

Στη συνέχεια ελέγχεται η σύνδεση των δύο συνευθειακών δοκών με το υποστύλωμα.

Έλεγχος Κοχλίωσης

Shear resistance:

$$\begin{aligned}
 F_{v,Rd} &= \frac{a_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \\
 &= \frac{0.50 \cdot 1000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 245.0 \text{ mm}^2}{1.25} \\
 &= 98.00 \text{ kN} \\
 \eta_{Fv} &= \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \\
 &= \frac{39.48 \text{ kN}}{98.00 \text{ kN}} \\
 &= 0.403
 \end{aligned}$$

Bearing resistance:

Inner bolt position, to left of force direction

$$\begin{aligned}
 k_{1,lef} &= \min \left(1.4 \cdot \left(\frac{p_{2,lef}}{d_0} \right) - 1.7, 2.5 \right) \\
 &= \min \left(1.4 \cdot \left(\frac{66.4 \text{ mm}}{22.0 \text{ mm}} \right) - 1.7, 2.5 \right) \\
 &= 2.50
 \end{aligned}$$

Edgeless bolt position, to right of force direction

$$\begin{aligned}
 k_{1,rig} &= 2.5 \\
 k_1 &= \min(k_{1,lef}, k_{1,rig}) \\
 &= \min(2.50, 2.50) \\
 &= 2.50
 \end{aligned}$$

Edgeless bolt position, in force direction

$$\begin{aligned}
 a_b &= 1 \\
 F_{b,Rd} &= \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \\
 &= \frac{2.50 \cdot 1.00 \cdot 490.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 20.0 \text{ mm} \cdot 7.5 \text{ mm}}{1.25} \\
 &= 147.00 \text{ kN} \\
 \eta_{Fb} &= \frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \\
 &= \frac{77.60 \text{ kN}}{147.00 \text{ kN}} \\
 &= 0.528
 \end{aligned}$$

Tension resistance:

$$\begin{aligned}
 F_{t,Rd} &= \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \\
 &= \frac{0.90 \cdot 1000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 245.0 \text{ mm}^2}{1.25} \\
 &= 176.40 \text{ kN} \\
 \eta_{Ft} &= \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \\
 &= \frac{0.91 \text{ kN}}{176.40 \text{ kN}} \\
 &= 0.005
 \end{aligned}$$

Punching shear resistance:

$$\begin{aligned}
 B_{p,Rd} &= \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \\
 &= \frac{0.6 \cdot \pi \cdot 31.5 \text{ mm} \cdot 10.0 \text{ mm} \cdot 490.000 \text{ N/mm}^2}{1.25} \\
 &= 232.75 \text{ kN} \\
 \eta_{Bp} &= \frac{F_{t,Ed}}{B_{p,Rd}} \\
 &= \frac{0.91 \text{ kN}}{232.75 \text{ kN}} \\
 &= 0.004
 \end{aligned}$$

Combined shear and tension resistance:

$$\begin{aligned}
 \eta_{Ft,Fv} &= \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \\
 &= \frac{39.48 \text{ kN}}{98.00 \text{ kN}} + \frac{0.91 \text{ kN}}{1.4 \cdot 176.40 \text{ kN}} \\
 &= 0.407 \\
 \eta &= \max(\eta_{Fv}, \eta_{Fb}, \eta_{Ft}, \eta_{Bp}, \eta_{Ft,Fv}) \\
 &= \max(0.403, 0.528, 0.005, 0.004, 0.407) \\
 &= 0.528 \\
 \eta &= 0.528 \leq 1 \quad \checkmark
 \end{aligned}$$

Αντίστοιχα γίνεται έλεγχος επάρκειας για τις υπόλοιπες κοχλιώσεις της σύνδεσης. Οι αντίστοιχοι λόγοι εξάντλησης η να παρατίθενται συγκεντρωτικά στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 9-2: Συγκεντρωτικός πίνακας ελέγχου επάρκειας όλων των κοχλιώσεων του γωνιακού ελάσματος Cleat

	Cleat 1 Fasteners 1 Bolt 1, 1	DS6	CO165	0.451	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
	Cleat 1 Fasteners 1 Bolt 2, 1	DS6	CO165	0.419	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
	Cleat 1 Fasteners 1 Bolt 3, 1	DS6	CO165	0.450	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
	Cleat 1 Fasteners 1 Bolt 4, 1	DS6	CO165	0.528	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
	Cleat 1 Fasteners 2 Bolt 1, 1	DS6	CO165	0.178	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
	Cleat 1 Fasteners 2 Bolt 2, 1	DS6	CO165	0.366	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
	Cleat 1 Fasteners 2 Bolt 3, 1	DS6	CO165	0.409	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
	Cleat 1 Fasteners 2 Bolt 4, 1	DS6	CO165	0.199	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
	Cleat 1 Fasteners 3 Bolt 1, 1	DS6	CO165	0.361	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
	Cleat 1 Fasteners 3 Bolt 2, 1	DS6	CO165	0.168	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
	Cleat 1 Fasteners 3 Bolt 3, 1	DS6	CO165	0.171	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
	Cleat 1 Fasteners 3 Bolt 4, 1	DS6	CO165	0.394	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
	Cleat 1 Fasteners 4 Bolt 1, 1	DS6	CO166	0.378	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
	Cleat 1 Fasteners 4 Bolt 2, 1	DS6	CO166	0.347	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
	Cleat 1 Fasteners 4 Bolt 3, 1	DS6	CO166	0.380	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
	Cleat 1 Fasteners 4 Bolt 4, 1	DS6	CO166	0.463	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check

Έλεγχος Κορμού της Κύριας Δοκού

Τέλος, ελέγχεται η αντοχή του κορμού της δοκού στην περιοχή των οπών

Ultimate Limit State

Plate check

$$\eta = \frac{\varepsilon_{p-Mises}}{\varepsilon_{p-limit}}$$

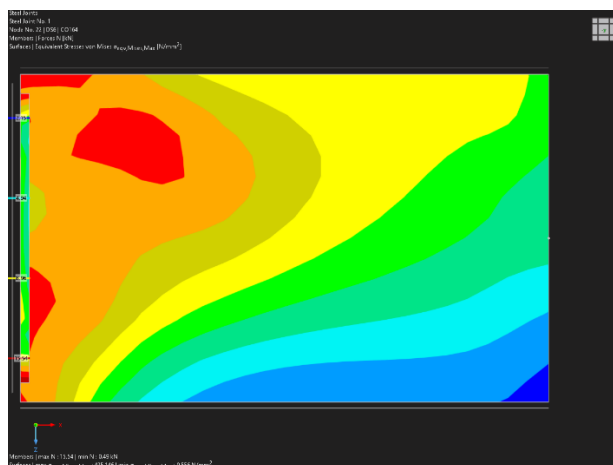
$$= \frac{0.73\%}{5.00\%}$$

$$= 0.147$$

$$\eta = 0.147 \leq 1 \quad \checkmark$$

$\varepsilon_{p-Mises}$ Maximum equivalent plastic strain

$\varepsilon_{p-limit}$ Limit equivalent plastic strain



Εικόνα 9-12: Έλεγχος κορμού κύριας δοκού και τοπική πλαστικοποίηση του χάλυβα σε επιτρεπτά όρια (0.73% < 5%)

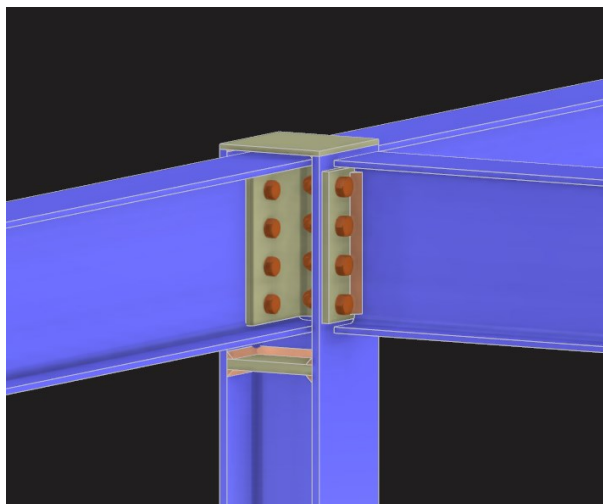
Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικας 3, επιτρέπεται η τοπική πλαστικοποίηση του χάλυβα. Το υλικό στις περιοχές υψηλής έντασης δεν θραύεται, αλλά παραμορφώνεται πλαστικά ελεγχόμενα, ανακατανέμοντας τις τάσεις με ασφάλεια.

Για να μην υπάρξει αστοχία, το όριο μέγιστης επιτρεπόμενης πλαστικής παραμόρφωσης ορίζεται στο 5.00%. Εφόσον στον εξεταζόμενο κορμό αναπτύσσεται παραμόρφωση 0.73%, η διατομή κρίνεται ασφαλής έναντι οριακής κατάστασης αστοχίας.

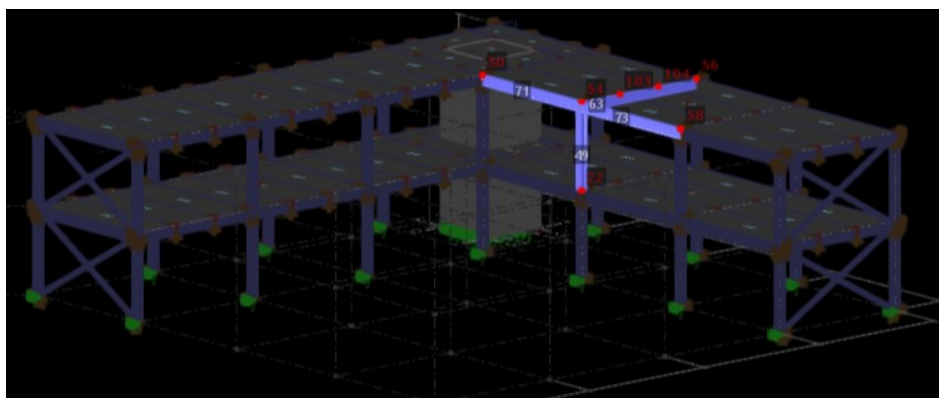
9.2 Σύνδεση Υποστυλώματος με Τρεις Κύριες Δοκούς στο Δώμα

9.2.1 Θέσεις Εφαρμογής της Σύνδεσης στον Φορέα

Η 2^η κατηγορία αφορά τον κόμβο 4 μελών, εξυπηρετεί τη σύνδεση μεταξύ του υποστυλώματος διατομής *HE 220 B* με τις τρεις κύριες δοκούς διατομής *IPE 330* (δηλαδή πρόκειται για την αντίστοιχη σύνδεση της 3ης κατηγορίας που εξετάστηκε παραπάνω αλλά στον άνω όροφο)



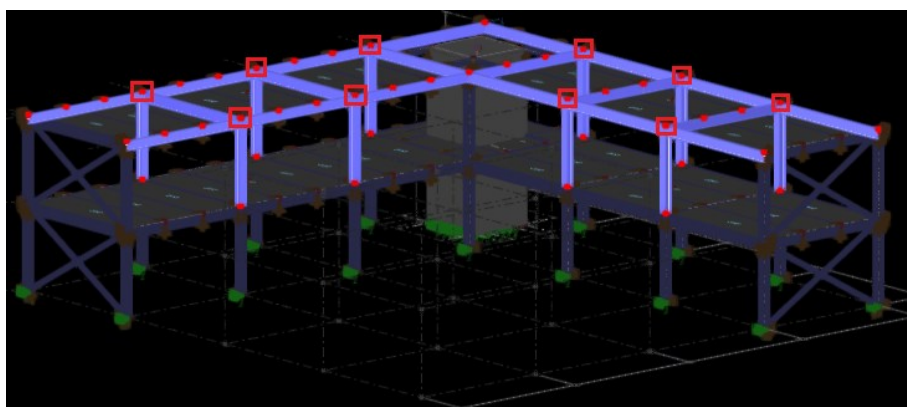
Εικόνα 9-13: Σύνδεση υποστυλώματος άνω ορόφου με τρεις κύριες δοκούς



Εικόνα 9-14: Η σύνδεση συναντάται στην περίμετρο και το εσωτερικό του ανώτατου ορόφου του φορέα.

Assigned to Nodes No.

36,38,40,46,48,52,54,56,58,60

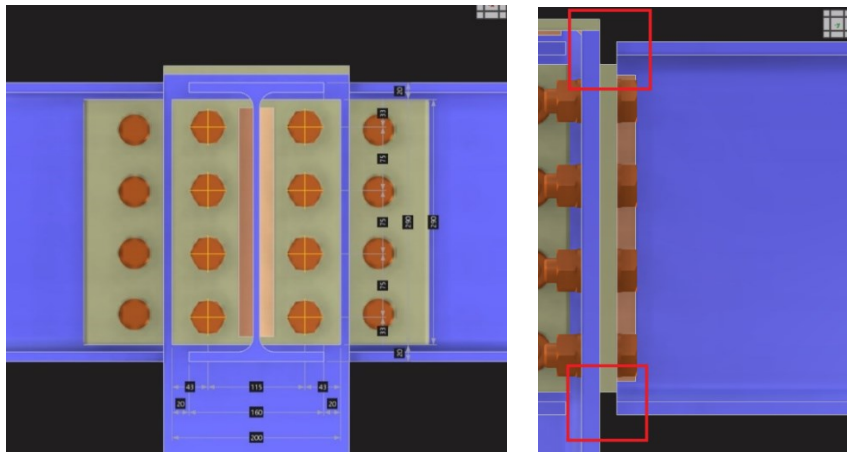


Εικόνα 9-15: Εφαρμόστηκε στους κόμβους με αριθμηση 36, 38, 40, 46, 48, 52, 54, 56, 58 και 60 του μοντέλου.

9.2.2 Επιλογή Εξαρτημάτων και Κατασκευαστικές Λεπτομέρειες της Σύνδεσης

Σύνδεση Δοκού στο Πέλμα του Υποστυλώματος με Μερική Τελική Πλάκα - Partial End Plate

Οι κοχλίες που χρησιμοποιήθηκαν είναι συνολικά 8, M22 ποιότητας 10.9. Το Partial End Plate έχει πάχος 15mm και η συγκόλληση του στην δοκό έχει πάχος 12 mm αντοχής S355, ίδιας με το έλασμα. Η τελική διάταξη των κοχλιών και του ελάσματος και οι τελικές διαστάσεις φαίνονται στο παρακάτω σχήμα:

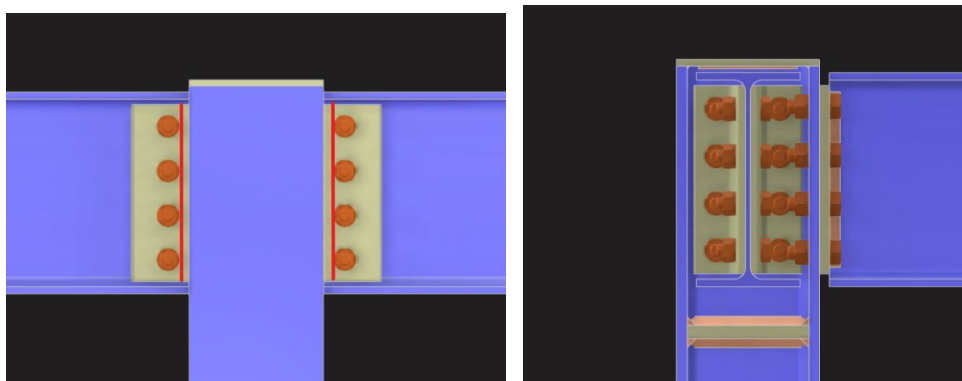


Εικόνα 9-16: Διάταξη και αποστάσεις κοχλιών της σύνδεσης Partial End Plate και διάκενο μεταξύ υποστυλώματος και πελμάτων κύριας δοκού για την αποφυγή μεταφοράς καμπτικών ροών και επίτευξη της άρθρωσης

Όπως αναφέρθηκε και στην 1^η κατηγορία όλες οι συνδέσεις των δοκών έχουν σχεδιαστεί ως αρθρωτές στα υποστυλώματα. Για τον λόγο αυτό χρησιμοποιήθηκε Partial End Plate αντί του κλασικού End Plate. Η βασική διαφορά και το πλεονέκτημα του Partial End Plate είναι ότι το ύψος του περιορίζεται στο ύψος του κορμού της συνδεόμενης δοκού χωρίς να εφαρμόζεται στα πέλμα της δοκού. Αυτό επιτρέπει στην δοκό την εμφάνιση μερικών στροφών και τον μηδενισμό μεταφοράς καμπτικών ροών στο υποστυλωμα, και έτσι προσομοιώνεται ως καθαρή άρθρωση.

Σύνδεση Δοκών στον κορμό του Υποστυλώματος με Γωνιακά Ελάσματα

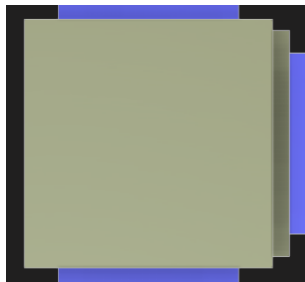
Οι δύο δοκοί συνδέονται στον κορμό του υποστυλώματος μέσω διπλών γωνιακών ελασμάτων cleats. Χρησιμοποιήθηκαν γωνιακά διατομής L 200mm x 80mm ποιότητας S355 και πάχους 15mm. Το κάθε γωνιακό συνδέεται στο κορμό του υποστυλώματος με συνολικά 8 κοχλίες M20, *ποιότητας 10.9* (2 στήλες με 4 σειρές) οι οποίες συνδέουν και τις δύο δοκούς διαπερνώντας τα 2 ελάσματα και τον κορμό του υποστυλώματος. Το σκέλος του γωνιακού συνδέεται στον κορμό της δοκού με αντίστοιχους 4 κοχλίες M20, ποιότητας 10.9, 1 στήλη σε 4 σειρές για το κάθε γωνιακό έλασμα. Η οριζόντια τοποθέτηση των κοχλιών αυτών, έγινε σε τέτοια απόσταση ώστε να προεξέχουν από τη νοητή γραμμή των πελμάτων του υποστυλώματος, για την εξασφάλιση επαρκούς χώρου στα εργαλεία σύσφιξης.



Εικόνα 9-17: Σύνδεση ευθύγραμμων κύριων δοκών με γωνιακά cleats και διάταξη των κοχλιών πέραν της νοητής γραμμής του υποστυλώματος

Κάλυψη Άνω Άκρου Υποστυλώματος

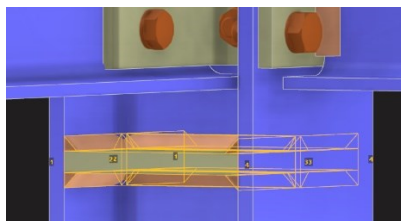
Καθώς το υποστυλώμα τερματίζει στον συγκεκριμένο όροφο, τοποθετήθηκε οριζόντιο έλασμα επικάλυψης cap plate για το κλείσιμο της διατομής του. Το κάλυμμα έχει διαστάσεις 220mm x 220mm και πάχος 10mm ενώ η συγκόλληση του έγινε με πάχος 3mm S355.



Εικόνα 9-18: Κάλυμμα άνω υποστυλώματος

Ενισχυτική Νεύρωση για τον κορμό του υποστυλώματος

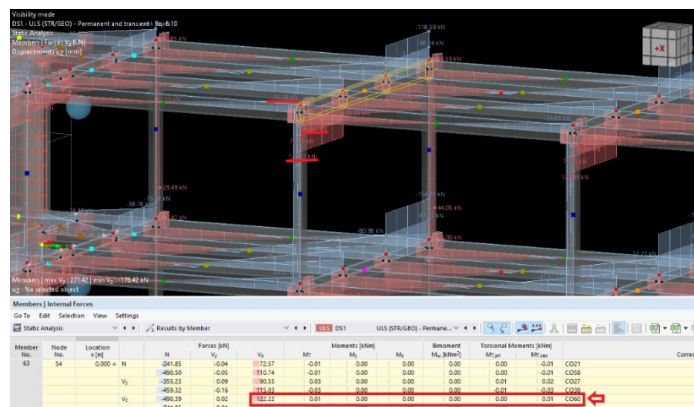
Τέλος εφαρμόστηκε Stiffener για την ενίσχυση του κορμού της δοκού και την καλύτερη κατανομή των τοπικών τάσεων η οποία καθορίστηκε ως απαραίτητη όπως θα φανεί και παρακάτω στα γραφήματα τάσεων των ελέγχων. Η ποιότητα της νεύρωσης είναι S450 η πλάκα έχει πάχος 20mm και η συγκόλληση της γίνεται με πάχος 10mm ποιότητας S355 στο υποστυλώμα.



Εικόνα 9-19: Ενισχυτική νεύρωση κορμού υποστυλώματος

9.2.3 Επιλογή Κρίσιμων Συνδυασμών

Για την Κατηγορία 4 λόγω της αρθρωτής προσομοίωσης των δοκών στο μοντέλο, οι καμπτικές ροπές στα άκρα τους είναι πρακτικά μηδενικές γεγονός που επαληθεύεται από τα αποτελέσματα παρακάτω. Συνεπώς, η διαστασιολόγηση της σύνδεσης των δοκών καθορίζεται και πάλι από την αλληλεπίδραση Τέμνουσας V_z και Αξονικής Δύναμης N , ενώ για την κορυφή του υποστυλώματος κυριαρχεί η αξονική θλίψη. Για τον εντοπισμό των δυσμενέστερων συνδυασμών φορτίσεων ελέγχθηκε ο κρίσιμος *κόμβος 54* στον οποίο εμφανίζονταν τα μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη και εξετάστηκε η περιβάλλουσα των *Οριακών Καταστάσεων Αστοχίας (ULS)* του στατικού μοντέλου. Πρώτα ελέγχθηκε η Τέμνουσα Δύναμη V_z στις κύριες δοκούς. Η μέγιστη τέμνουσα στην δοκό είναι $V_z = 122.22$ kN και ο συνδυασμός που είναι ο CO60:



Εικόνα 9-20: Τέμνουσες Δοκών V_z

Αντίστοιχα, η μέγιστη τέμνουσα της κύριας δοκού στα αριστερά του υποστυλώματος είναι $V_z = -35.20$ kN και προέρχεται από τον συνδυασμό C039.

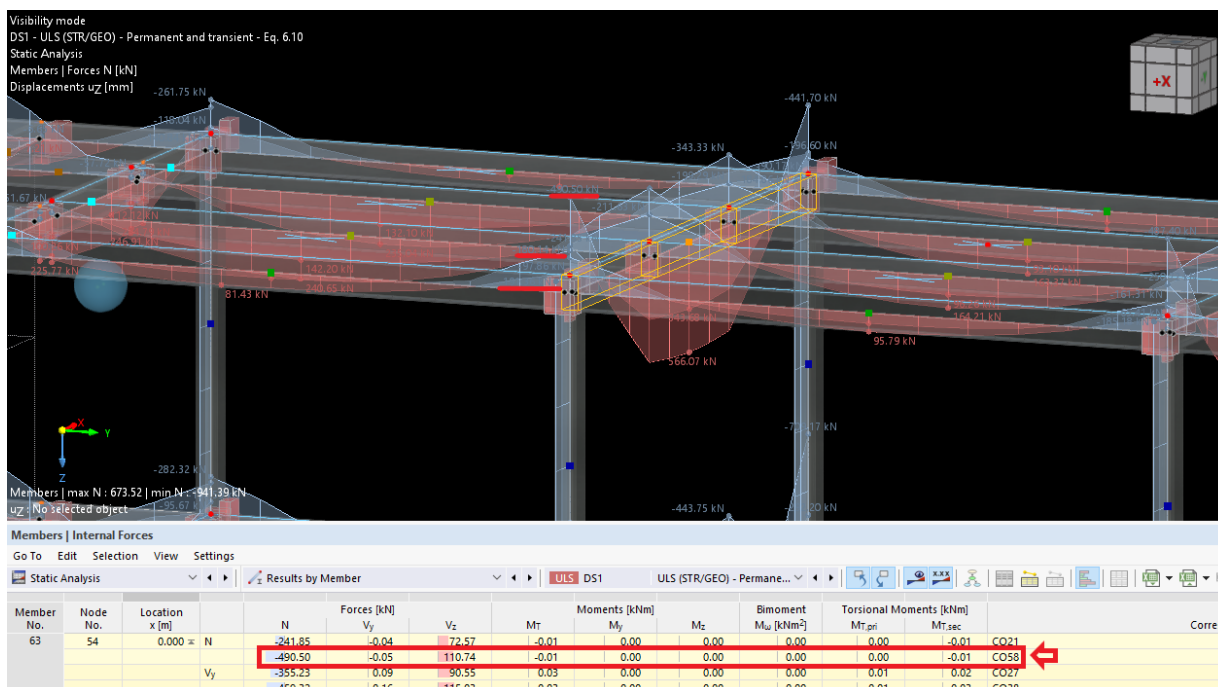
N	-97.27	-0.47	-24.15	0.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.32	0.27	CO27
	-215.31	0.98	-35.17	0.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.13	CO38
V _y	-147.54	2.85	-22.97	-0.67	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.53	-0.14	CO36
	-126.46	-0.56	-22.93	0.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.34	0.27	CO25
V _z	-123.82	2.63	-18.41	-0.70	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.53	-0.17	CO20
	-214.69	0.98	-35.20	0.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.13	CO39

Τέλος, η μέγιστη τέμνουσα της κύριας δοκού στα δεξιά του υποστυλώματος είναι $V_z = 35.81$ kN και προέρχεται από τον συνδυασμό C060.

N	-97.86	-2.60	20.25	0.68	0.00	0.00	0.00	0.00	0.51	0.17	CO21
	-180.14	0.37	35.14	-0.61	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.32	-0.29	CO42
V _y	-154.42	0.60	28.99	-0.58	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.33	-0.25	CO27
	-118.39	-2.82	24.64	0.64	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.14	CO36
V _z	-179.09	-0.24	35.81	-0.43	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.20	-0.23	CO60
	-97.86	-2.60	20.25	0.68	0.00	0.00	0.00	0.00	0.51	0.17	CO21

Στη συνέχεια, ελέγχθηκαν οι Αξονικές Δυνάμεις N στο υποστυλωμα και στις δοκούς.

Η μέγιστη αξονική στο στην κύρια δοκό είναι $N = -490.50$ kN και προέρχεται από τον συνδυασμό C058. (Εικόνα 9-21). Η μεγάλη αυτή θλιπτική ένταση, όπως και στον κάτω όροφο, οφείλεται κυρίως λόγω της υπερκείμενης πλάκας παρόλο που η δοκός δεν προσομοιώθηκε ως σύμμικτη αλλά και της λειτουργίας της δοκού ως συλλέκτη καθώς συμμετέχει στο οριζόντιο διάφραγμα.



Εικόνα 9-21: Αξονικές στις δοκούς και τα υποστυλώματα

Αντίστοιχα, η μέγιστη αξονική του υποστυλώματος είναι $N = -191.36$ kN και προέρχεται από τον συνδυασμό C060.

N	-111.40	2.29	-24.30	-0.01	-37.86	-4.19	0.00	0.00	-0.01	0.00	CO21
	-191.36	-2.12	-42.42	0.01	-81.74	4.30	0.00	0.00	0.02	-0.01	CO60
V _y	-180.92	7.94	-40.14	-0.06	-75.58	-15.81	0.00	0.00	-0.08	0.02	CO38
	-143.07	5.17	-28.68	0.03	-60.85	-10.03	0.00	0.00	0.04	0.01	CO27
V _z	-123.82	2.63	-18.41	-0.70	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.53	-0.17	CO20

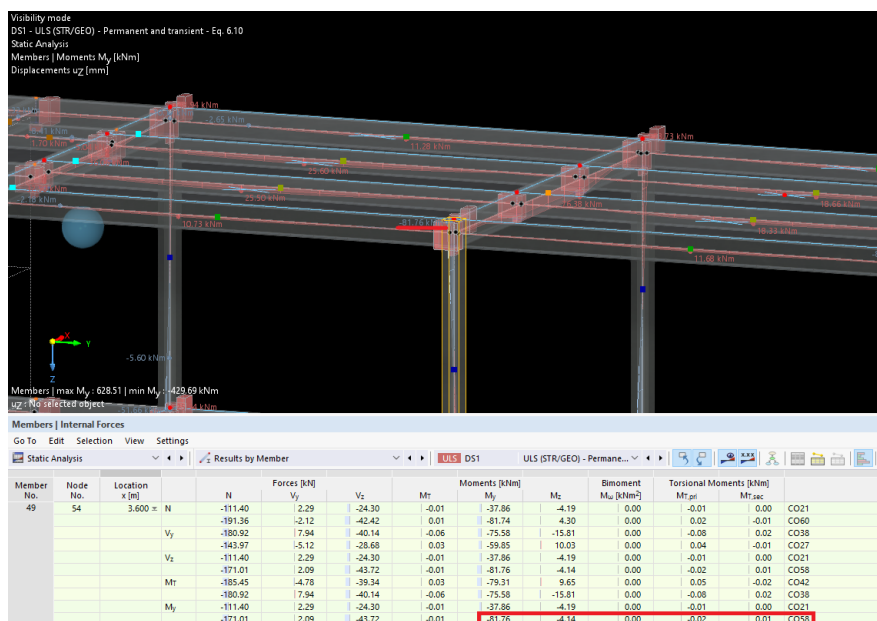
Η μέγιστη αξονική στις δοκούς αριστερά του υποστυλώματος είναι $N = -215.31$ kN και προέρχεται από τον συνδυασμό C038.

N	-97.27	-0.47	-24.15	0.59	0.00	0.00	0.00	0.00	0.32	0.27	CO27
	-215.31	0.98	-35.17	0.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.13	CO38
V _y	-147.54	2.85	-22.97	-0.67	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.53	-0.14	CO36
	-126.46	-0.56	-22.93	0.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.34	0.27	CO25
V _z	-123.82	2.63	-18.41	-0.70	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.53	-0.17	CO20

Τέλος, η μέγιστη αξονική στις δοκούς δεξιά του υποστυλώματος είναι $N = -180.14$ kN και προέρχεται από τον συνδυασμό CO42.

N	397.86	2.60	20.25	0.68	0.00	0.00	0.00	0.51	0.17	CO21
	-180.14	0.37	35.14	-0.61	0.00	0.00	0.00	-0.32	-0.29	CO42
V _y	-154.42	0.60	28.99	-0.58	0.00	0.00	0.00	-0.33	-0.25	CO27
	-118.39	-2.82	24.64	0.64	0.00	0.00	0.00	0.50	0.14	CO36

Στη συνέχεια, ελέγχθηκαν οι καμπτικές ροπές M_y , M_z στα άκρα των δοκών. Όπως είναι αναμενόμενο, επειδή οι συνδέσεις των δοκών έχουν προσομοιωθεί ως αρθρωτές, οι ροπές στο σημείο της σύνδεσης είναι ακριβώς 0 kNm. Στο υποστύλωμα του άνω ορόφου εμφανίζεται μια δευτερεύουσα κάμψη $M_y = -81.56$ kNm η οποία προέρχεται από τον συνδυασμό CO58:



Εικόνα 9-22: Καμπτική Ροπή στο υποστύλωμα

Συνεπώς, οι συνδυασμοί με το πλήρες σύνολο των ταυτόχρονων εντατικών τους μεγεθών που επιλέχθηκαν να εισαχθούν στο λογισμικό RFEM Steel Joints design add-on είναι:

- CO60 ($1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 0.90 * LC11 + 1.50 * LC3$)
- CO39 ($1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 1.50 * LC8 + 1.05 * LC3$).
- CO58 ($1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 0.90 * LC9 + 1.50 * LC3$)
- CO38 ($1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 1.50 * LC7 + 1.05 * LC3$)
- CO42 ($1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 1.50 * LC11 + 1.05 * LC3$)

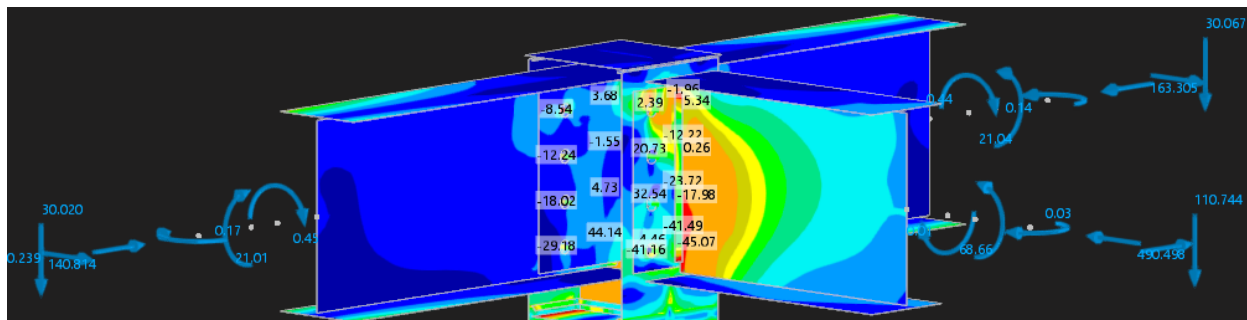
Αντίστοιχα, με την προηγούμενη κατηγορία συνδέσεων για τις ανάγκες του Steel Joint Design - Design Situation 6, οι κρίσιμοι συνδυασμοί CO60, CO39, CO58, CO38 και CO42 αντιγράφηκαν στις θέσεις CO190, CO191, CO192, CO193 και CO194 αντίστοιχα. Η δημιουργία τους πραγματοποιήθηκε για την ανάθεσή τους στο Design Situation 6 καθώς οι αρχικοί συνδυασμοί ανήκαν στο Design Situation 1 που αφορούσε αποκλειστικά τον γενικό έλεγχο ULS του κτιρίου. Συνεπώς, στους υπολογισμούς που ακολουθούν, οι αναφορές στους CO190/CO191/CO192/CO193/CO194 αντιστοιχούν πλήρως στα φορτία των CO60/CO39/CO58/CO38/CO42.

ULS	CO167	CO60 - Steel Joints
ULS	CO168	CO39 - Steel Joints
ULS	CO169	CO58 - Steel Joints
ULS	CO170	CO38 - Steel Joints
ULS	CO171	CO42 - Steel Joints

Εικόνα 9-23: Αντιγραφή κρίσιμων συνδυασμών στο τέλος για την εισαγωγή τους στο DS6 ελέγχου συνδέσεων

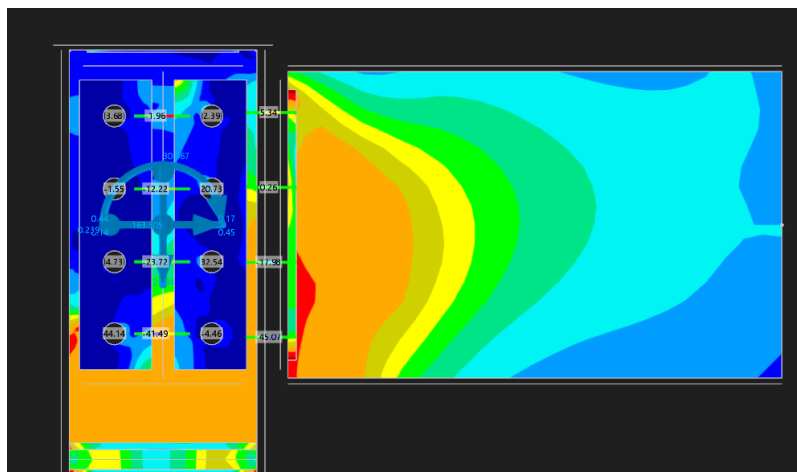
9.2.4 Αποτελέσματα και Έλεγχος Επάρκειας Σύνδεσης

Παρουσιάζονται παρακάτω τα αποτελέσματα της ανάλυσης τάσεων-παραμορφώσεων (*Stress-Strain Analysis*) του κόμβου. Αρχικά, επιβεβαιώνεται η ορθή μεταφορά των εντατικών μεγεθών από τους δυσμενέστερους συνδυασμούς φορτίσεων που επιλέξαμε στο τοπικό μοντέλο της σύνδεσης. Από την εικόνα της κατανομής των τάσεων, παρατηρείται ομαλή χρωματική διαβάθμιση χωρίς υπερβάσεις των ορίων διαρροής, γεγονός που τεκμηριώνει την αρχική επάρκεια της γεωμετρίας.



Εικόνα 9-24: Γράφημα ανάλυσης τάσεων-παραμορφώσεων (Stress-Strain Analysis)

Έλεγχος σύνδεσης κύριας δοκού στο πέλμα του υποστυλώματος – Partial End Plate



Έλεγχος Συγκόλλησης

Παρουσιάζεται ο έλεγχος των ραφών (fillet welds) που συνδέουν το έλασμα του end plate με την δοκό.

$$\begin{aligned}
 \eta_1 &= \frac{\sigma_{eqv,w}}{f_u} \\
 &= \frac{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}{490.000 \text{ N/mm}^2} \\
 &= \frac{324.251 \text{ N/mm}^2}{490.000 \text{ N/mm}^2} \\
 &= 0.744 \\
 \eta_2 &= \frac{|\sigma_{\perp}|}{0.9 \cdot f_u} \\
 &= \frac{\gamma_{M2}}{0.9 \cdot 490.000 \text{ N/mm}^2} \\
 &= \frac{236.208 \text{ N/mm}^2}{471.000 \text{ N/mm}^2} \\
 &= 0.670 \\
 \eta &= \max(\eta_1, \eta_2) \\
 &= \max(0.744, 0.670) \\
 &= 0.744 \\
 \eta &= 0.744 \leq 1 \quad \checkmark
 \end{aligned}$$

η_1 Equivalent stress design check ratio
 $\sigma_{eqv,w}$ Equivalent weld stress
 f_u Ultimate tensile strength
 β_w Correlation factor
 γ_{M2} Partial safety factor
 η_2 Perpendicular stress design check ratio
 $\sigma_{\perp}$ Normal stress perpendicular to axis of weld

Έλεγχος Κοχλίωσης

Βάσει του EN 1993-1-8, ελέγχεται η κρίσιμη ομάδα κοχλιών έναντι διάτμησης. Όπως προκύπτει, ο μέγιστος λόγος εξάντλησης παραμένει εντός των επιτρεπτών ορίων $\eta=0,429 < 1.0$.

Shear resistance:

$$\begin{aligned} F_{v,Rd} &= \frac{a_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \\ &= \frac{0.50 \cdot 1000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 303.0 \text{ mm}^2}{1.25} \\ &= 121.20 \text{ kN} \\ \eta_{Fv} &= \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \\ &= \frac{45.09 \text{ kN}}{121.20 \text{ kN}} \\ &= 0.372 \end{aligned}$$

Bearing resistance:

Edgeless bolt position, to left of force direction

$$k_{1,lef} = 2.5$$

Edge bolt position, to right of force direction

$$\begin{aligned} k_{1,rig} &= \min \left(2.8 \cdot \left(\frac{e_{2,rig}}{d_0} \right) - 1.7, 2.5 \right) \\ &= \min \left(2.8 \cdot \left(\frac{42.2 \text{ mm}}{24.0 \text{ mm}} \right) - 1.7, 2.5 \right) \\ &= 2.50 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_1 &= \min(k_{1,lef}, k_{1,rig}) \\ &= \min(2.50, 2.50) \\ &= 2.50 \end{aligned}$$

Inner bolt position, in force direction

$$\begin{aligned} a_b &= \min \left(\left(\frac{p_1}{3 \cdot d_0} \right) - \left(\frac{1}{4} \right) \cdot \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) \\ &= \min \left(\left(\frac{75.0 \text{ mm}}{3 \cdot 24.0 \text{ mm}} \right) - \left(\frac{1}{4} \right) \cdot \frac{1000.000 \text{ N/mm}^2}{490.000 \text{ N/mm}^2}, 1 \right) \\ &= 0.79 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{b,Rd} &= \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \\ &= \frac{2.50 \cdot 0.79 \cdot 490.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 22.0 \text{ mm} \cdot 15.0 \text{ mm}}{1.25} \\ &= 255.88 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta_{Fb} &= \frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \\ &= \frac{45.09 \text{ kN}}{255.88 \text{ kN}} \\ &= 0.176 \end{aligned}$$

Tension resistance:

$$\begin{aligned} F_{t,Rd} &= \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \\ &= \frac{0.90 \cdot 1000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 303.0 \text{ mm}^2}{1.25} \\ &= 218.16 \text{ kN} \\ \eta_{Ft} &= \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \\ &= \frac{17.43 \text{ kN}}{218.16 \text{ kN}} \\ &= 0.080 \end{aligned}$$

Punching shear resistance:

$$\begin{aligned} B_{p,Rd} &= \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \\ &= \frac{0.6 \cdot \pi \cdot 35.7 \text{ mm} \cdot 15.0 \text{ mm} \cdot 490.000 \text{ N/mm}^2}{1.25} \\ &= 395.68 \text{ kN} \\ \eta_{Bp} &= \frac{F_{t,Ed}}{B_{p,Rd}} \\ &= \frac{17.43 \text{ kN}}{395.68 \text{ kN}} \\ &= 0.044 \end{aligned}$$

Combined shear and tension resistance:

$$\begin{aligned} \eta_{Ft,Fv} &= \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \\ &= \frac{45.09 \text{ kN}}{121.20 \text{ kN}} + \frac{17.43 \text{ kN}}{1.4 \cdot 218.16 \text{ kN}} \\ &= 0.429 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta &= \max(\eta_{Fv}, \eta_{Fb}, \eta_{Ft}, \eta_{Bp}, \eta_{Ft,Fv}) \\ &= \max(0.372, 0.176, 0.080, 0.044, 0.429) \\ &= 0.429 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.429 \leq 1 \quad \checkmark$$

Αντίστοιχα γίνεται έλεγχος επάρκειας για τις υπόλοιπες κοχλιώσεις της σύνδεσης, με τους αντίστοιχους λόγους εξάντλησης η να δίνονται συγκεντρωτικά στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 9-3: Συγκεντρωτικός πίνακας ελέγχου επάρκειας όλων των κοχλιώσεων της μετωπικής πλάκας End Plate

Plate	End Plate 1 Plate 1		DS6	CO169		0.057	✓	UL1000.00	Ultimate Limit State Plate check
Fastener	End Plate 1 Fasteners 1 Bolt 1, 1		DS6	CO169		0.402	✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
Fastener	End Plate 1 Fasteners 1 Bolt 2, 1		DS6	CO167		0.394	✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
Fastener	End Plate 1 Fasteners 1 Bolt 1, 2		DS6	CO168		0.050	✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
Fastener	End Plate 1 Fasteners 1 Bolt 2, 2		DS6	CO168		0.045	✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
Fastener	End Plate 1 Fasteners 1 Bolt 1, 3		DS6	CO167		0.186	✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
Fastener	End Plate 1 Fasteners 1 Bolt 2, 3		DS6	CO169		0.171	✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
Fastener	End Plate 1 Fasteners 1 Bolt 1, 4		DS6	CO167		0.445	✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
Fastener	End Plate 1 Fasteners 1 Bolt 2, 4		DS6	CO169		0.429	✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check

Έλεγχος σύνδεσης 2 δοκών με υποστύλωμα – Γωνιακά ελάσματα

Ελέγχεται η κρίσιμη ομάδα κοχλιών έναντι διάτμησης. Όπως προκύπτει, ο μέγιστος λόγος εξάντλησης παραμένει και πάλι εντός των επιτρεπτών ορίων $\eta=0,566 < 1.0$.

Έλεγχος Κοχλίωσης

Shear resistance:

$$\begin{aligned} F_{v,Rd} &= \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \\ &= \frac{0.60 \cdot 1000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 314.2 \text{ mm}^2}{1.25} \\ &= 150.80 \text{ kN} \\ \eta_{Fv} &= \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \\ &= \frac{44.27 \text{ kN}}{150.80 \text{ kN}} \\ &= 0.294 \end{aligned}$$

Bearing resistance:

Inner bolt position, to left of force direction

$$\begin{aligned} k_{1,lef} &= \min \left(1.4 \cdot \left(\frac{p_{2,lef}}{d_0} \right) - 1.7, 2.5 \right) \\ &= \min \left(1.4 \cdot \left(\frac{71.6 \text{ mm}}{22.0 \text{ mm}} \right) - 1.7, 2.5 \right) \\ &= 2.50 \end{aligned}$$

Edgeless bolt position, to right of force direction

$$\begin{aligned} k_{1,rig} &= 2.5 \\ k_1 &= \min(k_{1,lef}, k_{1,rig}) \\ &= \min(2.50, 2.50) \\ &= 2.50 \end{aligned}$$

Edgeless bolt position, in force direction

$$\begin{aligned} \alpha_b &= 1 \\ F_{b,Rd} &= \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \\ &= \frac{2.50 \cdot 1.00 \cdot 490.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 20.0 \text{ mm} \cdot 7.5 \text{ mm}}{1.25} \\ &= 147.00 \text{ kN} \\ \eta_{Fb} &= \frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \\ &= \frac{83.17 \text{ kN}}{147.00 \text{ kN}} \\ &= 0.566 \end{aligned}$$

Tension resistance:

$$\begin{aligned} F_{t,Rd} &= \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \\ &= \frac{0.90 \cdot 1000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 245.0 \text{ mm}^2}{1.25} \\ &= 176.40 \text{ kN} \\ \eta_{Ft} &= \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \\ &= \frac{2.47 \text{ kN}}{176.40 \text{ kN}} \\ &= 0.014 \end{aligned}$$

Punching shear resistance:

$$\begin{aligned} B_{p,Rd} &= \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \\ &= \frac{0.6 \cdot \pi \cdot 31.5 \text{ mm} \cdot 15.0 \text{ mm} \cdot 490.000 \text{ N/mm}^2}{1.25} \\ &= 349.13 \text{ kN} \\ \eta_{Bp} &= \frac{F_{t,Ed}}{B_{p,Rd}} \\ &= \frac{2.47 \text{ kN}}{349.13 \text{ kN}} \\ &= 0.007 \end{aligned}$$

Combined shear and tension resistance:

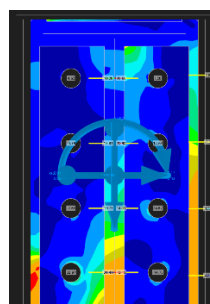
$$\begin{aligned} \eta_{Ft,Fv} &= \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \\ &= \frac{44.27 \text{ kN}}{150.80 \text{ kN}} + \frac{2.47 \text{ kN}}{1.4 \cdot 176.40 \text{ kN}} \\ &= 0.304 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta &= \max(\eta_{Fv}, \eta_{Fb}, \eta_{Ft}, \eta_{Bp}, \eta_{Ft,Fv}) \\ &= \max(0.294, 0.566, 0.014, 0.007, 0.304) \\ &= 0.566 \end{aligned}$$

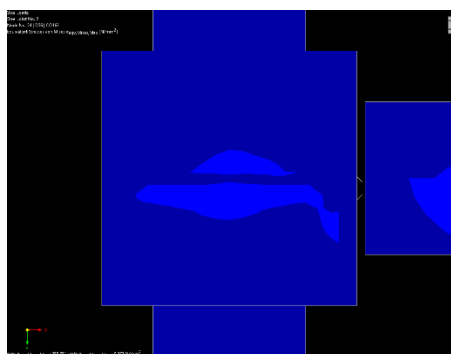
$$\eta = 0.566 \leq 1 \quad \checkmark$$

Όπως προκύπτει από τον παρακάτω πίνακα, οι λοιπές κοχλιώσεις του κόμβου ικανοποιούν πλήρως τις απαιτήσεις σχεδιασμού, με όλους τους συντελεστές $\eta < 1.0$

Πίνακας 9-4: Συγκεντρωτικός πίνακας ελέγχου επάρκειας όλων των κοχλιώσεων του γωνιακού ελάσματος Cleat

	Cleat 1 Fasteners 1 Bolt 1, 1	DS6	CO171		0.336 	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
	Cleat 1 Fasteners 1 Bolt 2, 1	DS6	CO170		0.290 	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
	Cleat 1 Fasteners 1 Bolt 3, 1	DS6	CO170		0.432 	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
	Cleat 1 Fasteners 1 Bolt 4, 1	DS6	CO170		0.566 	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
	Cleat 1 Fasteners 2 Bolt 1, 1	DS6	CO167		0.158 	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
	Cleat 1 Fasteners 2 Bolt 2, 1	DS6	CO167		0.288 	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
	Cleat 1 Fasteners 2 Bolt 3, 1	DS6	CO167		0.320 	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
	Cleat 1 Fasteners 2 Bolt 4, 1	DS6	CO170		0.196 	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
	Cleat 1 Fasteners 3 Bolt 1, 1	DS6	CO169		0.076 	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
	Cleat 1 Fasteners 3 Bolt 2, 1	DS6	CO170		0.071 	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
	Cleat 1 Fasteners 3 Bolt 3, 1	DS6	CO170		0.135 	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
	Cleat 1 Fasteners 3 Bolt 4, 1	DS6	CO169		0.418 	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
	Cleat 1 Fasteners 4 Bolt 1, 1	DS6	CO170		0.368 	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
	Cleat 1 Fasteners 4 Bolt 2, 1	DS6	CO167		0.245 	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
	Cleat 1 Fasteners 4 Bolt 3, 1	DS6	CO171		0.351 	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
	Cleat 1 Fasteners 4 Bolt 4, 1	DS6	CO171		0.502 	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check

Έλεγχος Κάλυψης Υποστυλώματος – Cap Plate



Έλεγχος Συγκόλλησης

Ελέγχονται οι περιμετρικές ραφές που συνδέουν τα κάλυμμα με τις διατομή του υποστυλώματος.

$$\begin{aligned}
 \eta_1 &= \frac{\sigma_{eqv,w}}{f_u} \\
 &= \frac{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}{0.90 \cdot 1.25} \\
 &= \frac{186.544 \text{ N/mm}^2}{490.000 \text{ N/mm}^2} \\
 &= 0.428 \\
 \eta_2 &= \frac{|\sigma_{\perp}|}{0.9 \cdot f_u} \\
 &= \frac{\gamma_{M2}}{0.9 \cdot 490.000 \text{ N/mm}^2} \\
 &= \frac{|-50.957 \text{ N/mm}^2|}{1.25} \\
 &= 0.144 \\
 \eta &= \max(\eta_1, \eta_2) \\
 &= \max(0.428, 0.144) \\
 &= 0.428
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.428 \leq 1 \quad \checkmark$$

η_1 Equivalent stress design check ratio

$\sigma_{eqv,w}$ Equivalent weld stress

f_u Ultimate tensile strength

β_w Correlation factor

γ_{M2} Partial safety factor

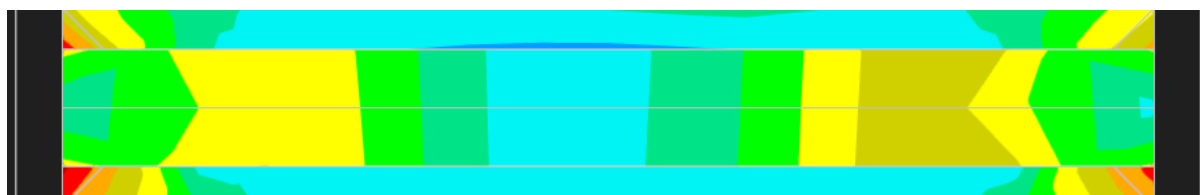
η_2 Perpendicular stress design check ratio

$\sigma_{\perp}$ Normal stress perpendicular to axis of weld

Αντίστοιχα, οι λοιπές συγκολλήσεις της σύνδεσης επαρκούν, όπως φαίνεται στον πίνακα:

Πίνακας 9-5: Συγκεντρωτικός πίνακας ελέγχου επάρκειας όλων των συγκολλήσεων του καλύμματος cap plate

Weld	Cap Plate 1 Member Cut Weld 1		DS6	CO169		0.174 ✓	UL1200.00	Ultimate Limit State Fillet weld check
Weld	Cap Plate 1 Member Cut Weld 2		DS6	CO169		0.428 ✓	UL1200.00	Ultimate Limit State Fillet weld check
Weld	Cap Plate 1 Member Cut Weld 3		DS6	CO167		0.427 ✓	UL1200.00	Ultimate Limit State Fillet weld check

Έλεγχος ενισχυτικού ελάσματος Stiffener**Έλεγχος Συγκόλλησης**

$$\begin{aligned}
 \eta_1 &= \frac{\sigma_{eqv,w}}{f_u} \\
 &= \frac{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}{0.90 \cdot 1.25} \\
 &= \frac{416.311 \text{ N/mm}^2}{490.000 \text{ N/mm}^2} \\
 &= 0.956 \\
 \eta_2 &= \frac{|\sigma_{\perp}|}{0.9 \cdot f_u} \\
 &= \frac{\gamma_{M2}}{0.9 \cdot 490.000 \text{ N/mm}^2} \\
 &= \frac{|-174.438 \text{ N/mm}^2|}{1.25} \\
 &= 0.494 \\
 \eta &= \max(\eta_1, \eta_2) \\
 &= \max(0.956, 0.494) \\
 &= 0.956 \\
 \eta &= 0.956 \leq 1 \quad \checkmark
 \end{aligned}$$

η_1 Equivalent stress design check ratio

$\sigma_{eqv,w}$ Equivalent weld stress

f_u Ultimate tensile strength

β_w Correlation factor

γ_{M2} Partial safety factor

η_2 Perpendicular stress design check ratio

$\sigma_{\perp}$ Normal stress perpendicular to axis of weld

Αντίστοιχα, οι λοιπές συγκολλήσεις της σύνδεσης επαρκούν, όπως φαίνεται στον πίνακα:

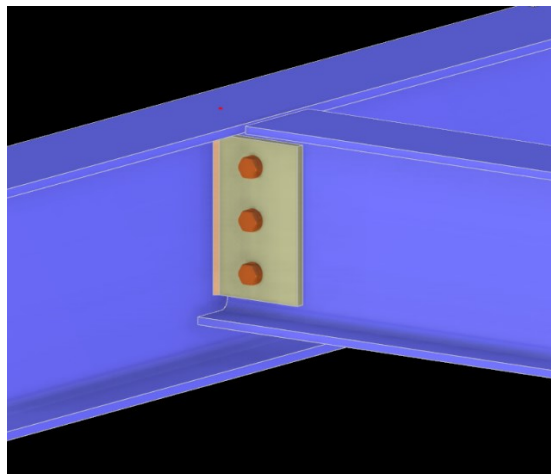
Πίνακας 9-6: Συγκεντρωτικός πίνακας ελέγχου επάρκειας όλων των συγκολλήσεων της ενισχυτικής νεύρωσης Stiffener

Weld	Stiffener 1 Plate Cut 1 Weld 1		DS6	CO169		0.738 ✓	UL1200.00	Ultimate Limit State Fillet weld check
Weld	Stiffener 1 Plate Cut 2 Weld 1		DS6	CO169		0.956 ✓	UL1200.00	Ultimate Limit State Fillet weld check
Weld	Stiffener 1 Plate Cut 3 Weld 1		DS6	CO167		0.686 ✓	UL1200.00	Ultimate Limit State Fillet weld check
Weld	Stiffener 1 Plate Cut 4 Weld 1		DS6	CO167		0.738 ✓	UL1200.00	Ultimate Limit State Fillet weld check
Weld	Stiffener 1 Plate Cut 5 Weld 1		DS6	CO167		0.956 ✓	UL1200.00	Ultimate Limit State Fillet weld check
Weld	Stiffener 1 Plate Cut 6 Weld 1		DS6	CO169		0.689 ✓	UL1200.00	Ultimate Limit State Fillet weld check

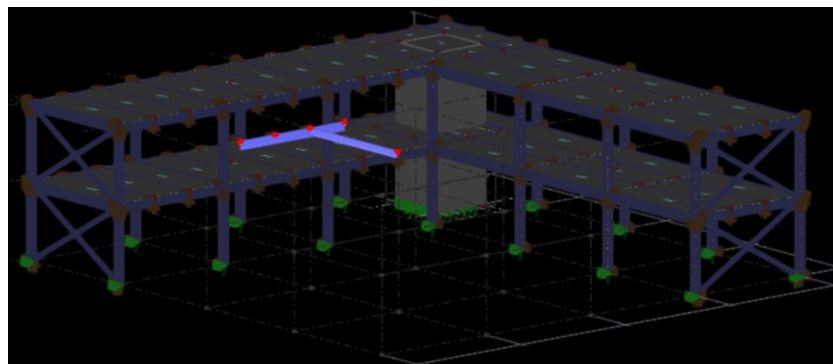
9.3 Σύνδεση Δευτερεύουσας Σύμμικτης Δοκού με Κύρια Δοκό – Αριστερή Πτέρυγα

9.3.1 Θέσεις Εφαρμογής της Σύνδεσης στον Φορέα

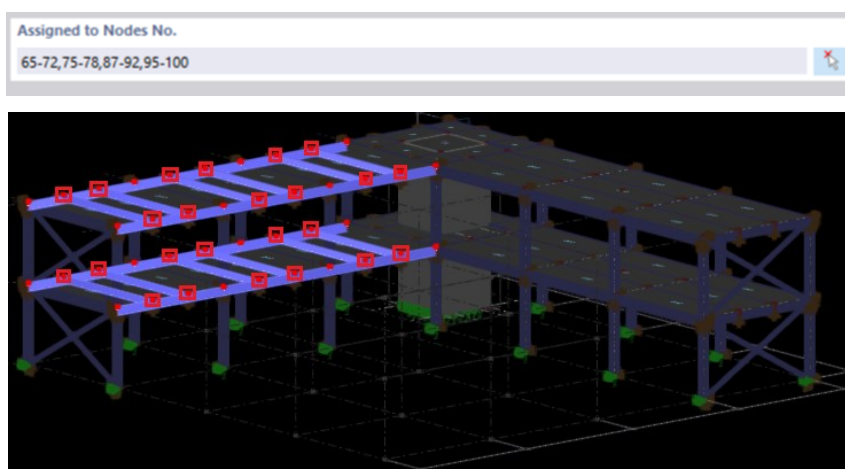
Η τρίτη κατηγορία αφορά έναν κόμβο 2 μελών, ο οποίος εξυπηρετεί τη σύνδεση των δευτερευουσών σύμμικτων δοκών στον κορμό των κυρίων δοκών του φορέα. Στην παρούσα ενότητα μελετάται μόνο η αρθρωτή μεταλλική σύνδεση δοκού αυτού του τύπου με τον κορμό της κύριας δοκού. Η αναλυτική διαστασιολόγηση της σύμμικτης δοκού παρουσιάζεται στο αντίστοιχο κεφάλαιο.



Εικόνα 9-25: Σύνδεση δευτερεύουσας σύμμικτης δοκού με κύρια δοκό – Αριστερή πτέρυγα



Εικόνα 9-26: Η συγκεκριμένη σύνδεση εφαρμόζεται στις συνδέσεις της αριστερής πτέρυγας

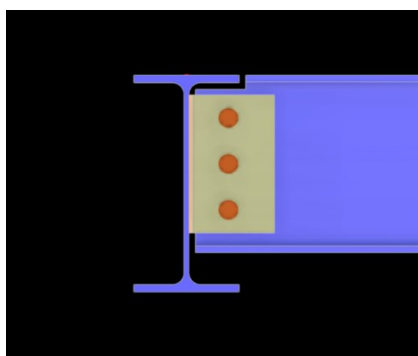


Εικόνα 9-27: Συγκεκριμένα εφαρμόζεται στους κόμβους με αρίθμηση 65-72, 75-78, 87-92 και 95-100.

9.3.2 Επιλογή Εξαρτημάτων και Κατασκευαστικές Λεπτομέρειες της Σύνδεσης

Σύνδεση με Μονό Πτερύγιο -Fin Plate

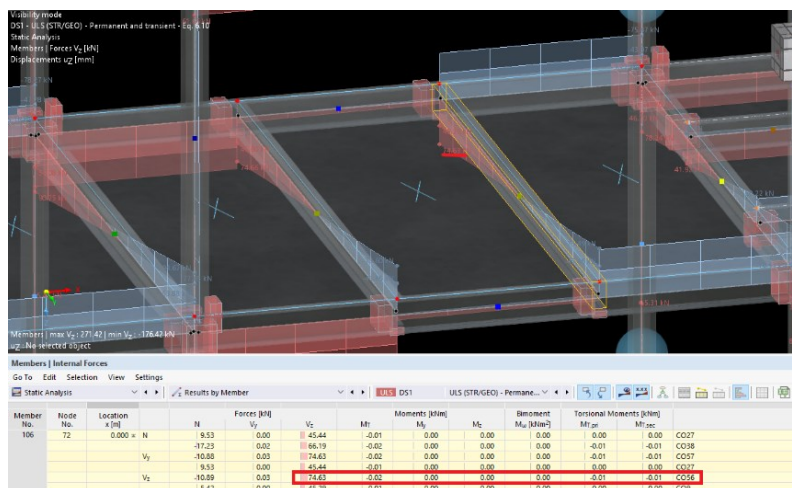
Το πτερύγιο κατασκευάζεται από χάλυβα ποιότητας S355, έχει πάχος 12.0 mm και μήκος 120.0 mm. Η δευτερεύουσα δοκός συνδέεται στο πτερύγιο με 3 κοχλίες διαμέτρου *M16*, ποιότητας *10.9*. Το πτερύγιο συνδέεται στον κορμό της κύριας δοκού μέσω αμφίπλευρης συγκόλλησης γωνιακής ραφής, με πάχος $a_w = 4.0$ mm. Οι κοχλίες διατάσσονται σε μία κατακόρυφη στήλη και τρεις σειρές. Η κατακόρυφη απόσταση μεταξύ των κοχλίων είναι 70.0 mm, ενώ οι αποστάσεις από το άνω και κάτω άκρο του πτερυγίου είναι 35.0 mm. Οριζόντια, η απόσταση από την ακμή ορίστηκε στα 70.0 mm και 60.0 mm αντίστοιχα. Για την προσομοίωση της πραγματικής κατασκευής, εφαρμόστηκε κοπή στο άνω άκρο της δευτερεύουσας δοκού. Προβλέφθηκε απόσταση 10.0 mm μεταξύ του άκρου της δευτερεύουσας δοκού και του κορμού της κύριας δοκού, αποφεύγοντας με αυτόν τον τρόπο την εμφάνιση ανεπιθύμητων ροπών.



Εικόνα 9-28: Σύνδεση με μονό πτερύγιο Fin Plate και διάταξη κοχλίων

9.3.3 Επιλογή Κρίσιμων Συνδυασμών

Καθώς πρόκειται για άρθρωση, δεν υφίσταται μεταφορά καμπτικών ροπών από τη δευτερεύουσα προς την κύρια δοκό. Επομένως, ο σχεδιασμός των μέσων σύνδεσης εξαρτάται κυρίως από την Τέμνουσα δύναμη V_z που μεταβιβάζει η δευτερεύουσα δοκός, σε συνδυασμό με τις όποιες αξονικές δυνάμεις N . Παράλληλα, λαμβάνεται υπόψη και η τέμνουσα της κύριας δοκού στο σημείο σύνδεσης, προκειμένου να ελεγχθεί η τοπική αντοχή του κορμού της. Με σκοπό την εύρεση των πλέον δυσμενών φορτίσεων, αναλύθηκε η περιβάλλουσα των Οριακών Καταστάσεων Αστοχίας (ULS), εστιάζοντας στον *κόμβο 72* όπου συγκεντρώνονται οι μέγιστες εντάσεις. Αρχικά, εξετάστηκε η Τέμνουσα Δύναμη V_z . Στη δευτερεύουσα δοκό, η μέγιστη τέμνουσα ανέρχεται σε $V_z = 74.63$ kN και προκύπτει από τον συνδυασμό *C056*:

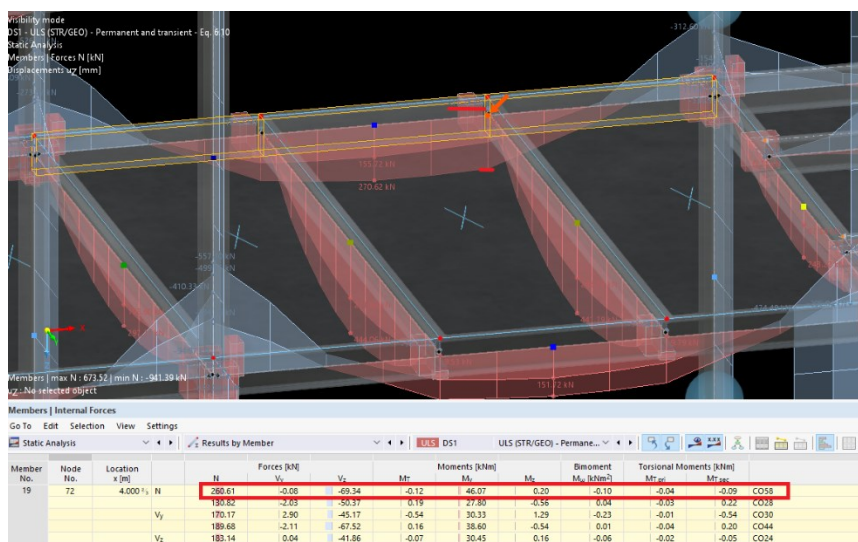


Εικόνα 9-29: Τέμνουσες δυνάμεις V_z στις δοκούς

Αντίστοιχα, για την κύρια δοκό στο σημείο της σύνδεσης, η μέγιστη τέμνουσα παρατηρείται στον συνδυασμό CO54 με τιμή $V_z = -73.97 \text{ kN}$.

N	260.61	-0.08	-69.34	-0.12	46.07	0.20	-0.10	-0.04	-0.09	CO58
	130.82	-2.03	-50.37	0.19	27.80	-0.56	0.04	-0.03	0.22	CO28
V _y	170.17	2.90	-45.17	-0.54	30.33	1.29	-0.23	-0.01	-0.54	CO30
	189.68	-2.11	-67.52	0.16	38.60	-0.54	0.01	-0.04	0.20	CO44
V _z	183.14	0.04	-41.86	-0.07	30.45	0.16	-0.06	-0.02	-0.05	CO24
	227.74	-1.34	-73.97	0.04	44.16	-0.24	-0.04	-0.04	0.08	CO54

Στη συνέχεια, ελέγχθηκαν οι Αξονικές Δυνάμεις N στη δευτερεύουσα δοκό. Σημειώνεται ότι η αξονική που αναπτύσσεται στην κύρια δοκό N = 260.61 kN στον CO58 στο σημείο όπου γίνεται η σύνδεση αφορά την εσωτερική της ένταση και λαμβάνεται υπόψη για τους τοπικούς ελέγχους του μέλους.

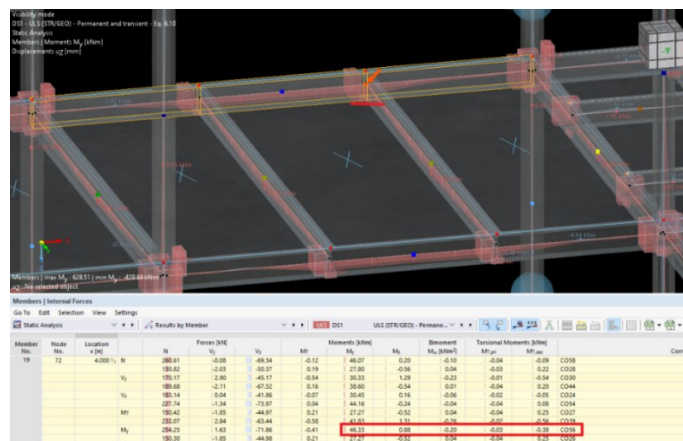


Εικόνα 9-30: Αξονικές δυνάμεις N στις δοκούς

Για την δευτερεύουσα δοκό αν και τα μεγέθη είναι συγκριτικά μικρότερα, η μέγιστη αξονική θλίψη εντοπίστηκε στον συνδυασμό CO38, λαμβάνοντας την τιμή N = -17.23 kN.

N	9.53	0.00	45.44	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	CO27
	-17.23	0.02	66.19	-0.02	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.01	CO38
V _y	-10.88	0.03	74.63	-0.02	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.01	CO57
	9.53	0.00	45.44	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	CO27
V _z	-10.89	0.03	74.63	-0.02	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.01	CO56
	9.53	0.00	45.44	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	CO27

Κατόπιν, ελέγχθηκε η τιμή των καμπτικών ροπών M_y, M_z στο άκρο της δευτερεύουσας δοκού, η οποία είναι μηδενική, επιβεβαιώνοντας έτσι την ορθή στατική λειτουργία της άρθρωσης. Σημειώνεται ότι η ροπή κάμψης που αναπτύσσεται στην κύρια δοκό M_y = 46.33 kNm στον CO56 αφορά την εσωτερική της ένταση και λαμβάνεται υπόψη για τους τοπικούς ελέγχους του μέλους.



Εικόνα 9-31: Καμπτικές δυνάμεις M_y στην κύρια δοκό

Βάσει των παραπάνω, οι συνδυασμοί που κρίθηκαν ως οι πλέον καθοριστικοί και επιλέχθηκαν για να εισαχθούν στο Steel Joints είναι οι:

- CO56 ($1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 0.90 * LC7 + 1.50 * LC3$)
- CO54 ($1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 0.90 * LC5 + 1.50 * LC3$)
- CO58 ($1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 0.90 * LC9 + 1.50 * LC3$).
- CO38 ($1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 1.50 * LC7 + 1.05 * LC3$)

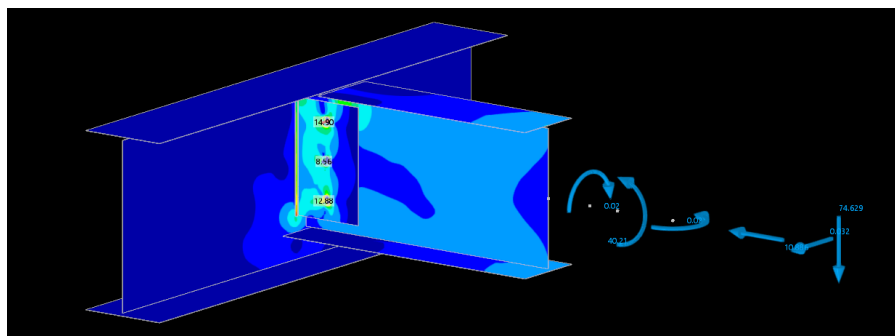
Για τις ανάγκες του Steel Joint Design - Design Situation 6, οι κρίσιμοι συνδυασμοί CO56, CO54, CO58 και CO38 αντιγράφηκαν στις θέσεις CO164, CO165, CO166 και CO167 αντίστοιχα. Η δημιουργία τους πραγματοποιήθηκε για την ανάθεσή τους στο Design Situation 6 (Steel Joint Design), καθώς οι αρχικοί συνδυασμοί ανήκαν στο Design Situation 1 που αφορούσε αποκλειστικά τον γενικό έλεγχο ULS του κτιρίου. Συνεπώς, στους υπολογισμούς που ακολουθούν, οι αναφορές στους CO164/CO165/CO166/CO167 αντιστοιχούν στα φορτία των CO56/CO54/CO58/CO38.

ULS	CO164	CO56 - Steel Joints
ULS	CO165	CO54 - Steel Joints
ULS	CO166	CO58 - Steel Joints
ULS	CO167	CO38 - Steel Joints

Εικόνα 9-32: Αντιγραφή κρίσιμων συνδυασμών στο τέλος για την εισαγωγή τους στο DS6 ελέγχου συνδέσεων

9.3.4 Αποτελέσματα και Έλεγχος Επαρκειας Σύνδεσης

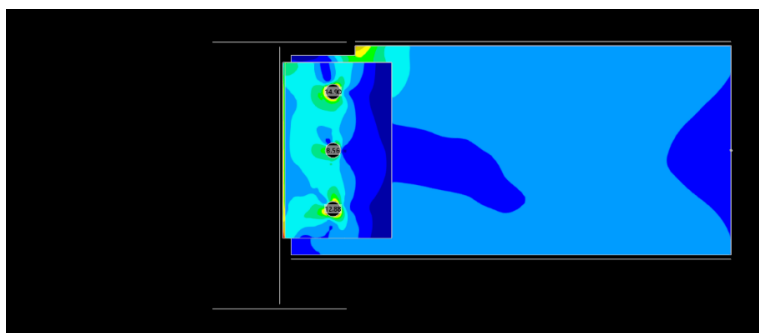
Παρουσιάζονται παρακάτω τα αποτελέσματα της ανάλυσης τάσεων-παραμορφώσεων (*Stress-Strain Analysis*) του κόμβου. Επιβεβαιώνεται η ορθή μεταφορά των εντατικών μεγεθών από τους δυσμενέστερους συνδυασμούς φορτίσεων που επιλέχθηκαν παραπάνω. Από την εικόνα της κατανομής των τάσεων, παρατηρείται ομαλή χρωματική διαβάθμιση χωρίς υπερβάσεις των ορίων διαρροής, γεγονός που τεκμηριώνει την αρχική επάρκεια της γεωμετρίας.



Εικόνα 9-33: Γράφημα ανάλυσης τάσεων-παραμορφώσεων (Stress-Strain Analysis)

Έλεγχος σύνδεσης δευτερεύουσας δοκού με την κύρια δοκό - Fin Plate

Ακολουθούν οι δυσμενέστεροι έλεγχοι επάρκειας για τα επιμέρους στοιχεία της διεπαφής.



Έλεγχος Κοχλίωσης

Ελέγχεται η κρίσιμη ομάδα κοχλιών έναντι διάτμησης. Όπως προκύπτει, ο μέγιστος λόγος εξάντλησης παραμένει εντός των επιτρεπτών ορίων ($\eta=0,805 < 1.0$).

Shear resistance:

$$\begin{aligned} F_{v,Rd} &= \frac{a_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \\ &= \frac{0.50 \cdot 1000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 157.0 \text{ mm}^2}{1.25} \\ &= 62.80 \text{ kN} \\ \eta_{Fv} &= \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \\ &= \frac{44.63 \text{ kN}}{62.80 \text{ kN}} \\ &= 0.711 \end{aligned}$$

Bearing resistance:

Edgeless bolt position, to left of force direction

$$k_{1,lef} = 2.5$$

Edge bolt position, to right of force direction

$$\begin{aligned} k_{1,rig} &= \min \left(2.8 \cdot \left(\frac{e_{2,rig}}{d_0} \right) - 1.7, 2.5 \right) \\ &= \min \left(2.8 \cdot \left(\frac{46.0 \text{ mm}}{18.0 \text{ mm}} \right) - 1.7, 2.5 \right) \\ &= 2.50 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_1 &= \min(k_{1,lef}, k_{1,rig}) \\ &= \min(2.50, 2.50) \\ &= 2.50 \end{aligned}$$

Edgeless bolt position, in force direction

$$a_b = 1$$

$$\begin{aligned} F_{b,Rd} &= \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \\ &= \frac{2.50 \cdot 1.00 \cdot 490.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 16.0 \text{ mm} \cdot 6.6 \text{ mm}}{1.25} \\ &= 103.49 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta_{Fb} &= \frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \\ &= \frac{44.63 \text{ kN}}{103.49 \text{ kN}} \\ &= 0.431 \end{aligned}$$

Tension resistance:

$$\begin{aligned} F_{t,Rd} &= \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_k}{\gamma_{M2}} \\ &= \frac{0.90 \cdot 1000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 157.0 \text{ mm}^2}{1.25} \\ &= 113.04 \text{ kN} \\ \eta_{Ft} &= \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \\ &= \frac{14.90 \text{ kN}}{113.04 \text{ kN}} \\ &= 0.132 \end{aligned}$$

Punching shear resistance:

$$\begin{aligned} B_{p,Rd} &= \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \\ &= \frac{0.6 \cdot \pi \cdot 25.1 \text{ mm} \cdot 6.6 \text{ mm} \cdot 490.000 \text{ N/mm}^2}{1.25} \\ &= 122.41 \text{ kN} \\ \eta_{Bp} &= \frac{F_{t,Ed}}{B_{p,Rd}} \\ &= \frac{14.90 \text{ kN}}{122.41 \text{ kN}} \\ &= 0.122 \end{aligned}$$

Combined shear and tension resistance:

$$\begin{aligned} \eta_{Ft,Fv} &= \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \\ &= \frac{44.63 \text{ kN}}{62.80 \text{ kN}} + \frac{14.90 \text{ kN}}{1.4 \cdot 113.04 \text{ kN}} \\ &= 0.805 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta &= \max(\eta_{Fv}, \eta_{Fb}, \eta_{Ft}, \eta_{Bp}, \eta_{Ft,Fv}) \\ &= \max(0.711, 0.431, 0.132, 0.122, 0.805) \\ &= 0.805 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.805 \leq 1 \quad \checkmark$$

Αντίστοιχα γίνεται έλεγχος επάρκειας για τις υπόλοιπες κοχλιώσεις της σύνδεσης, με τους αντίστοιχους λόγους εξάντλησης η να παρατίθενται συγκεντρωτικά στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 9-7: Συγκεντρωτικός πίνακας ελέγχου επάρκειας όλων των κοχλιώσεων του μονού πτερυγίου Fin Plate

Fastener	Fin Plate 1 Fasteners Bolt 1, 1	DS6	CO164		0.805 ✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
Fastener	Fin Plate 1 Fasteners Bolt 1, 2	DS6	CO164		0.466 ✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
Fastener	Fin Plate 1 Fasteners Bolt 1, 3	DS6	CO165		0.773 ✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check

Έλεγχος Συγκόλλησης

Παρουσιάζεται ο έλεγχος των ραφών που συνδέουν το έλασμα με την δοκό.

$$\begin{aligned}\eta_1 &= \frac{\sigma_{\text{eqv},w}}{f_u} \\ &= \frac{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}{0.90 \cdot 1.25} \\ &= 0.790\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta_2 &= \frac{|\sigma_{\perp}|}{0.9 \cdot f_u} \\ &= \frac{|\gamma_{M2}|}{0.9 \cdot 490.000 \text{ N/mm}^2} \\ &= 0.353\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta &= \max(\eta_1, \eta_2) \\ &= \max(0.790, 0.353) \\ &= 0.790\end{aligned}$$

$$\eta = 0.790 \leq 1 \quad \checkmark$$

η_1	Equivalent stress design check ratio
$\sigma_{\text{eqv},w}$	Equivalent weld stress
f_u	Ultimate tensile strength
β_w	Correlation factor
γ_{M2}	Partial safety factor
η_2	Perpendicular stress design check ratio
$\sigma_{\perp}$	Normal stress perpendicular to axis of weld

Έλεγχος Κορμού της Κύριας Δοκού

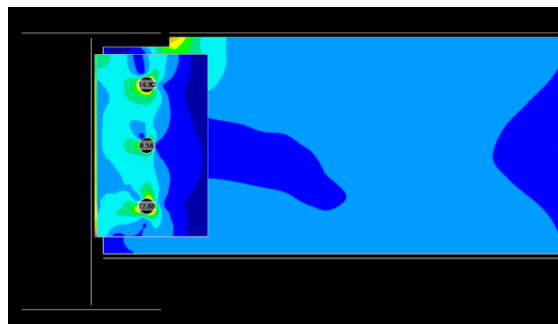
Τέλος, ελέγχεται η αντοχή του κορμού της δευτερεύουσας δοκού στην περιοχή των οπών. Ο έλεγχος του ελάσματος σύνδεσης επίσης έδειξε ότι επαρκεί όπως φαίνεται και στο διάγραμμα του stress strain analysis.

$$\begin{aligned}\eta &= \frac{\varepsilon_{p-\text{Mises}}}{\varepsilon_{p-\text{limit}}} \\ &= \frac{0.21 \%}{5.00 \%} \\ &= 0.043\end{aligned}$$

$$\eta = 0.043 \leq 1 \quad \checkmark$$

$\varepsilon_{p-\text{Mises}}$ Maximum equivalent plastic strain

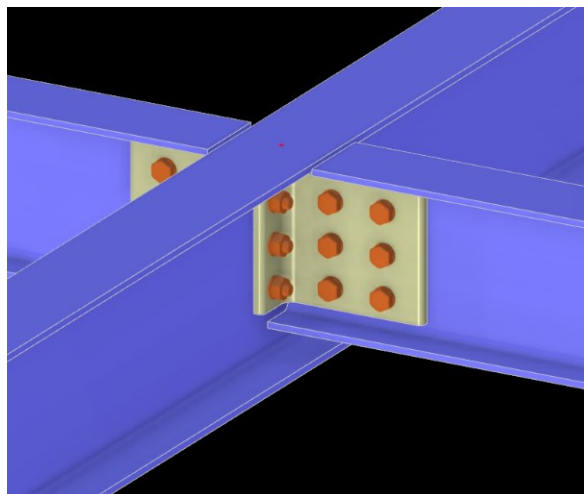
$\varepsilon_{p-\text{limit}}$ Limit equivalent plastic strain



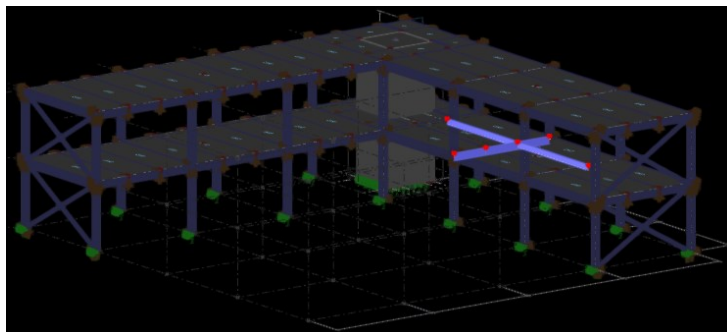
9.4 Σύνδεση Δύο Δευτερευουσών Σύμμικτων Δοκών με Κύρια Δοκό - Δεξιά Πτέρυγα.

9.4.1 Θέσεις Εφαρμογής της Σύνδεσης στον Φορέα

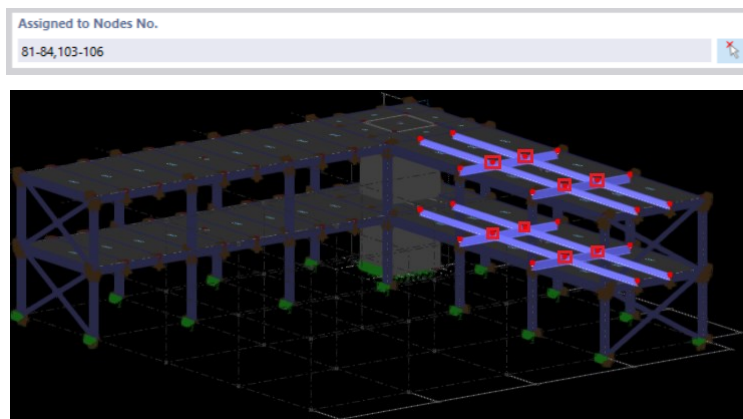
Η τέταρτη κατηγορία αφορά κόμβο 3 μελών αποτελεί την εξέλιξη της προηγούμενης κατηγορίας, καθώς εξυπηρετεί την ταυτόχρονη άρθρωση δύο δευτερευουσών δοκών δεξιά και αριστερά του κορμού μίας κεντρικής κύριας δοκού. Όπως και στην προηγούμενη κατηγορία, διευκρινίζεται ότι ο συνολικός σχεδιασμός και ο έλεγχος των δευτερευουσών δοκών ως τμήματα σύμμικτης πλάκας γίνεται ανεξάρτητα στο αντίστοιχο κεφάλαιο. Στην παρούσα ενότητα αναλύεται μόνο η μεταλλική σύνδεση των μελών με την κύρια δοκό.



Εικόνα 9-34: Σύνδεση δύο δευτερευουσών σύμμικτων δοκών με κύρια δοκό - Δεξιά πτέρυγα.



Εικόνα 9-35: Η σύνδεση εφαρμόζεται στις δευτερεύουσες δοκούς της δεξιάς πτέρυγας του κτιρίου



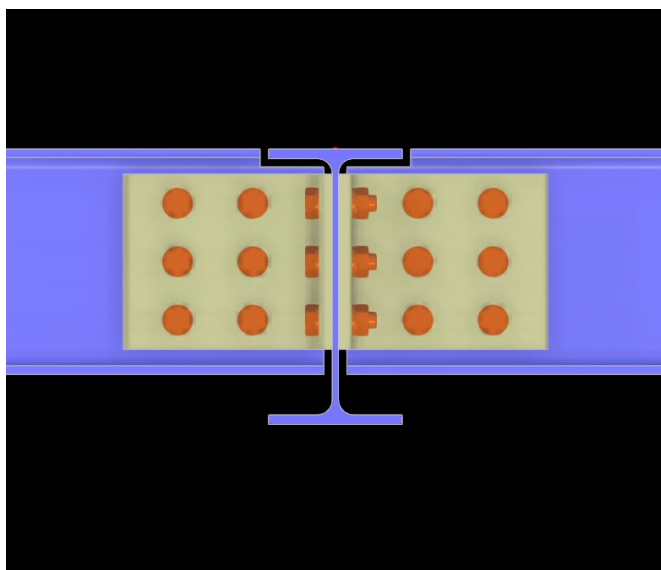
Εικόνα 9-36: Συγκεκριμένα εφαρμόζεται στους κόμβους με αρίθμηση 81-84 και 103-106 στους αντίστοιχους ορόφους

9.4.2 Επιλογή Εξαρτημάτων και Κατασκευαστικές Λεπτομέρειες της Σύνδεσης

Σύνδεση με Γωνιακά Ελάσματα

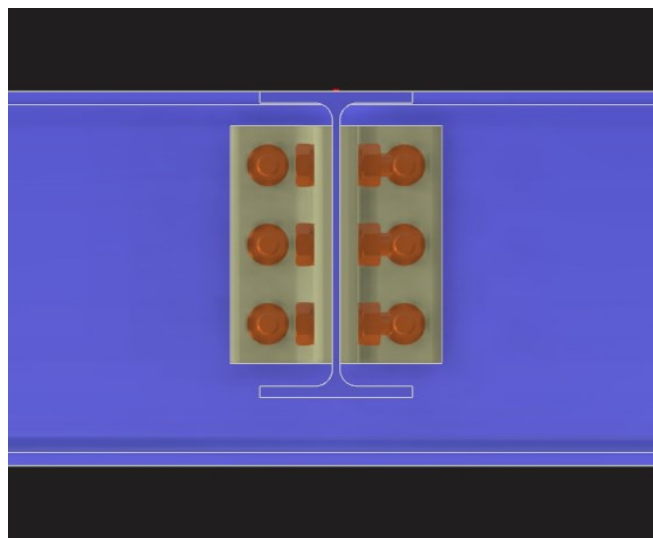
Χρησιμοποιήθηκαν γωνιακά διατομής $L\ 250 \times 90 \times 16$ ποιότητας S355, με το σκέλος 250 mm να συνδέεται στη δευτερεύουσα δοκό και το μικρό σκέλος 90 mm στην κύρια. Εφαρμόστηκε κοπή στα άκρα και των δύο δευτερευουσών δοκών σε σταθερή απόσταση 10.0 mm μεταξύ των μετωπικών άκρων των δευτερευουσών δοκών και του κορμού της κύριας δοκού. Το κενό αυτό είναι απαραίτητο για την αποφυγή εμφάνισης ροπών και την προσομοίωση των αρθρώσεων των δοκών.

Για κάθε δευτερεύουσα δοκό, χρησιμοποιήθηκαν 6 κοχλίες $M20$, ποιότητας 10.9, σε 2 στήλες και 3 σειρές. Οι κατακόρυφες μεταξύ τους αποστάσεις ακολουθούν είναι στα 70.0 mm ενώ οι ακραίες αποστάσεις στα 35.0 mm. Η οριζόντια διάταξη είναι 65mm 90mm και 90mm.



Εικόνα 9-37: Διάταξη κοχλιών σύνδεσης στον κορμό των δευτερευουσών δοκών

Η σύνδεση των δύο γωνιακών ελασμάτων στον κορμό της κύριας δοκού γίνεται με κοινούς κοχλίες, οι οποίοι διαπερνούν ταυτόχρονα το σκέλος του πρώτου ελασματος, τον κορμό της κύριας δοκού και το σκέλος του δεύτερου ελασματος. Χρησιμοποιήθηκαν 6 συνολικά κοχλίες διαμέτρου $M20$, ποιότητας 10.9, σε 2 κατακόρυφη στήλες και 3 σειρές. Η κατακόρυφη απόσταση μεταξύ των κοχλιών είναι 70.0 mm, ενώ οι ακραίες αποστάσεις ορίστηκαν στα 35.0 mm.

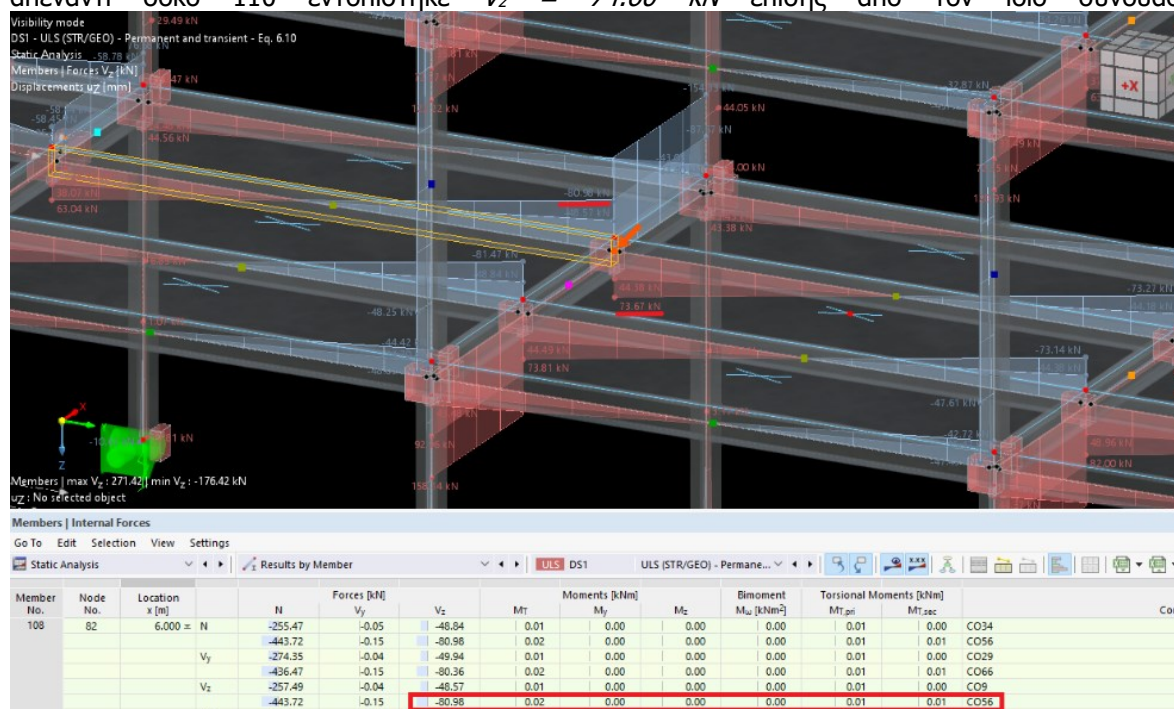


Εικόνα 9-38: Διάταξη κοχλιών στον κορμό της κύριας δοκού

9.4.3 Επιλογή Κρίσιμων Συνδυασμών

Καθώς πρόκειται για αρθρωτή σύνδεση η διαστασιολόγηση καθορίζεται από τη συνδυασμένη δράση των Τεμνουσών V_z και των Αξονικών Δυνάμεων N που επιβάλλουν οι δύο δευτερεύουσες δοκοί. Επιπλέον, εξετάζονται τα εντατικά μεγέθη της κύριας δοκού, καθώς ο κορμός της υφίσταται τοπική καταπόνηση διάτμησης και σύνθλιψης (όπως θα φανεί και στα γραφήματα των τάσεων). Για την εύρεση των κρίσιμων φορτίσεων, μελετήθηκε η περιβάλλουσα ULS στον *κόμβο 82*, ο οποίος παρουσιάζει τις υψηλότερες εντάσεις στη συγκεκριμένη κατηγορία. Ξεκινώντας από τις δευτερεύουσες δοκούς, ελέγχθηκε η *Τέμνουσα Δύναμη (V_z)*.

Στη δοκό 108 καταγράφηκε μέγιστη τέμνουσα $V_z = -80.98 \text{ kN}$ από τον συνδυασμός *CO56*, ενώ στην απέναντι δοκό 110 εντοπίστηκε $V_z = 74.60 \text{ kN}$ επίσης από τον ίδιο συνδυασμό.



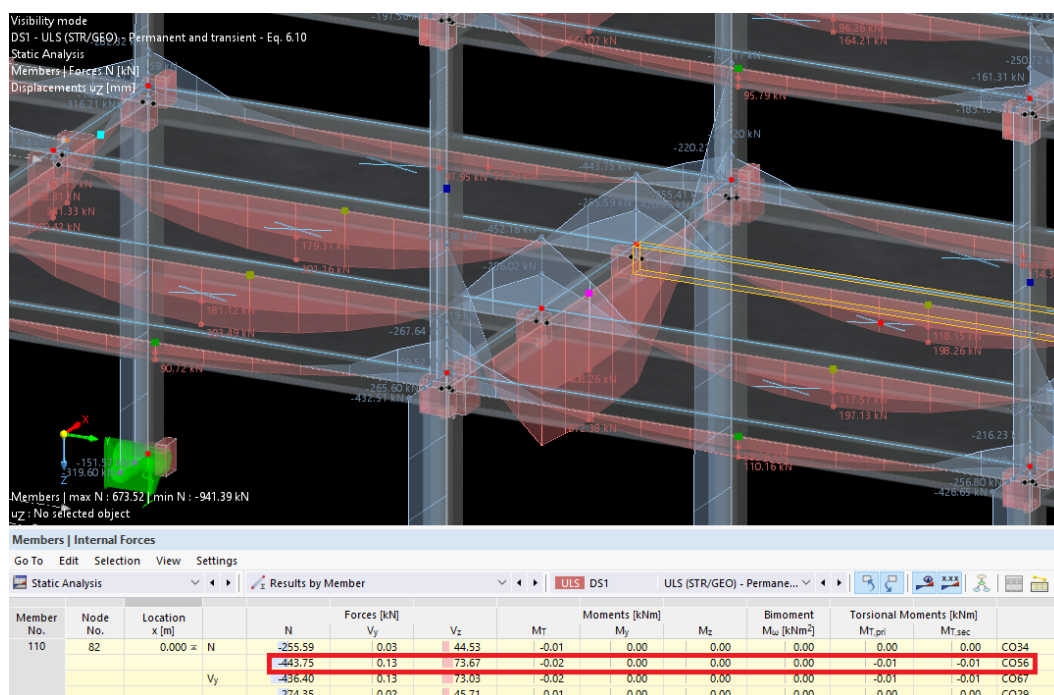
Εικόνα 9-39: Τέμνουσες δυνάμεις V_z στις δοκούς

N	-255.59	0.03	44.53	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	CO34
	-443.75	0.13	73.67	-0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.01	CO56
V _y	-436.40	0.13	73.03	-0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.01	CO67
	-274.35	0.02	45.71	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	CO29
V _z	-443.75	0.13	73.67	-0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.01	CO56
	-257.58	0.03	44.38	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	CO9
M _T	-267.91	0.04	44.69	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	CO32

Επίσης στο σημείο της σύνδεσης στην κύρια δοκός εμφανίζεται τέμνουσα $V_z = -154.21 \text{ kN}$ η οποία προκύπτει από τον συνδυασμό *CO63* και θα ληφθεί υπόψη για τον έλεγχο των τοπικών τάσεων της δοκού.

N	649.78	0.01	-147.33	0.00	91.73	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	CO66
	380.21	-0.02	-100.89	0.00	53.89	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	CO29
V _y	573.96	0.11	-131.75	0.01	80.52	0.03	0.00	0.00	0.00	0.01	CO51
	392.34	-0.09	-93.76	-0.01	55.34	-0.02	0.00	0.00	0.00	-0.01	CO30
V _z	412.81	0.01	-86.78	0.00	58.03	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	CO24
	624.52	0.00	-154.21	0.00	88.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	CO63

Σχετικά τις Αξονικές Δυνάμεις των δευτερευουσών δοκών, ο συνδυασμός C056 είναι ο πιο δυσμενής, προκαλώντας υψηλή θλιπτική δύναμη τάξεως $N = -443.75$ kN.

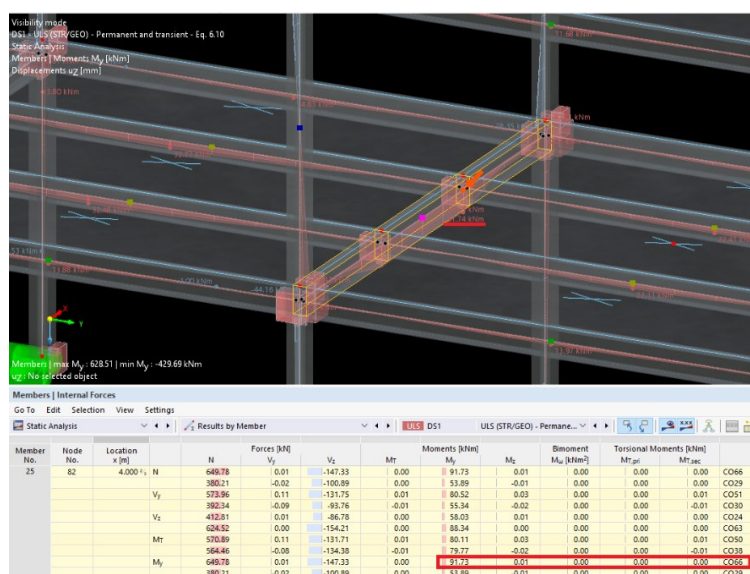


Εικόνα 9-40: Αξονικές δυνάμεις N στις δοκούς

Αντίστοιχα, εμφανίζεται αξονική $N = 649.78$ kN στην κύρια δοκό από τον συνδυασμό C066, η οποία θα ληφθεί επίσης υπόψη για τον έλεγχο των τοπικών τάσεων του μέλους.

N	649.78	0.01	-147.33	0.00	91.73	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	C066
	380.21	-0.02	-100.89	0.00	53.89	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	C029
V _y	573.96	0.11	-131.75	0.01	80.52	0.03	0.00	0.00	0.00	0.01	C051
	392.34	-0.09	-93.76	-0.01	55.34	-0.02	0.00	0.00	0.00	-0.01	C030
V _z	412.81	0.01	-86.78	0.00	58.03	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	C024
	624.52	0.00	-154.21	0.00	88.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	C063

Τέλος, έγινε έλεγχος των ροπών M_y και M_z . Λόγω της αρθρωτής φύσης της σύνδεσης, οι καμπτικές ροπές M_y στα άκρα των δευτερευουσών δοκών είναι 0.00 kNm. Αντιθέτως, η κύρια δοκός αναπτύσσει καμπτική ροπή στο σημείο εκείνο, με μέγιστη τιμή $M_y = 91.73$ kNm στον συνδυασμό C066, η οποία ενσωματώνεται στον έλεγχο επάρκειας της διατομής της.



Εικόνα 9-41: Καμπτικές Ροπές M_y στην κύρια δοκό

Συνοψίζοντας, οι συνδυασμοί που επιλέχθηκαν προς εισαγωγή στο Steel Joints είναι

- CO56 ($1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.75 * LC4 + 0.90 * LC7 + 1.50 * LC3$)
- CO63 ($1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.90 * LC6 + 1.50 * LC3$)
- CO66 ($1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 0.90 * LC9 + 1.50 * LC3$)

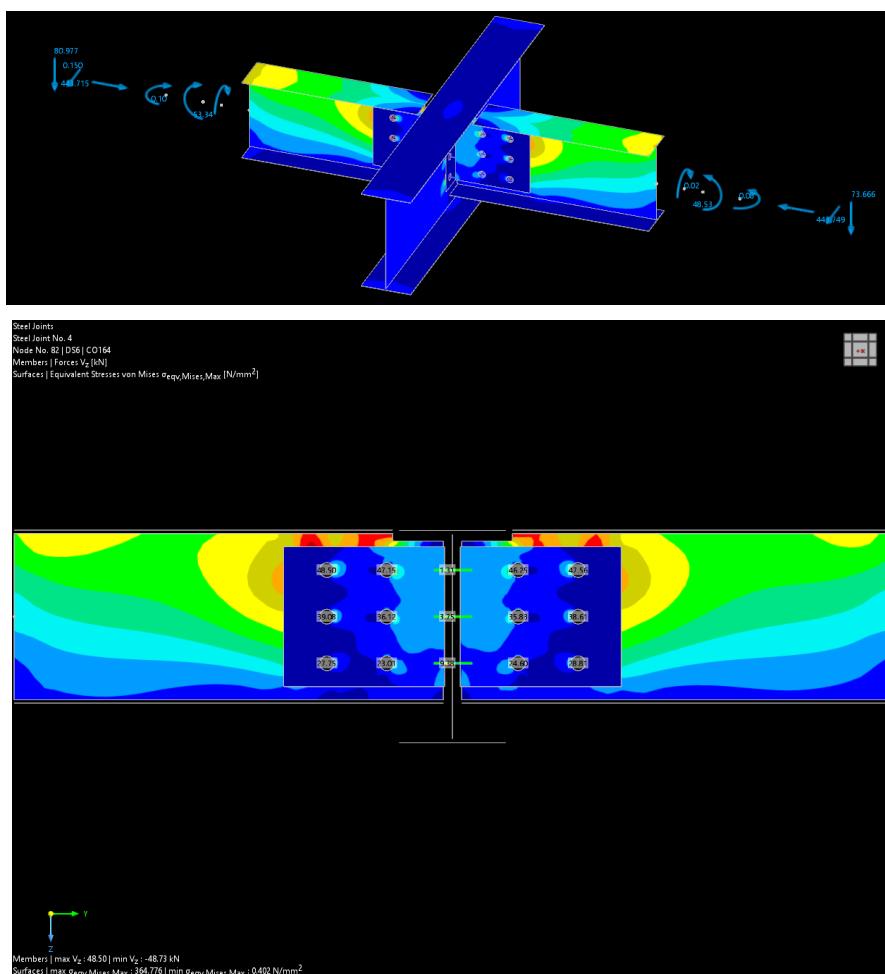
Για τις ανάγκες του Steel Joint Design - Design Situation 6, οι κρίσιμοι συνδυασμοί CO56, CO63, CO66 αντιγράφηκαν στις θέσεις CO164, CO165 και CO166 αντίστοιχα. Η δημιουργία τους πραγματοποιήθηκε για την ανάθεσή τους στο Design Situation 6 καθώς οι αρχικοί συνδυασμοί ανήκαν στο Design Situation 1 που αφορούσε τον γενικό έλεγχο ULS του κτιρίου. Συνεπώς, στους υπολογισμούς που ακολουθούν, οι αναφορές στους CO164/CO165/CO166 αντιστοιχούν πλήρως στα φορτία των CO56/CO63/CO66

ULS	CO164	CO56 - Steel Joints
ULS	CO165	CO63 - Steel Joints
ULS	CO166	CO66 - Steel Joints

Εικόνα 9-42: Αντιγραφή κρίσιμων συνδυασμών στο τέλος για την εισαγωγή τους στο DS6 ελέγχου συνδέσεων

9.4.4 Αποτελέσματα και Έλεγχος Επάρκειας Σύνδεσης

Παρουσιάζονται παρακάτω τα αποτελέσματα της ανάλυσης τάσεων-παραμορφώσεων (*Stress-Strain Analysis*) του κόμβου. Επιβεβαιώνεται η ορθή μεταφορά των εντατικών μεγεθών από τους δυσμενέστερους συνδυασμούς φορτίσεων που επιλέξαμε στο τοπικό μοντέλο της σύνδεσης. Από την εικόνα της κατανομής των τάσεων, παρατηρείται ομαλή χρωματική διαβάθμιση χωρίς υπερβάσεις των ορίων διαρροής, γεγονός που τεκμηριώνει την αρχική επάρκεια της γεωμετρίας.



Εικόνα 9-43: Γράφημα ανάλυσης τάσεων-παραμορφώσεων (Stress-Strain Analysis)

Έλεγχος σύνδεσης δευτερευουσών δοκών με την κύρια δοκό – Γωνιακά ελάσματα**Έλεγχος Κοχλιώσεων**

Ελέγχεται η κρίσιμη ομάδα κοχλιών. Όπως προκύπτει, ο μέγιστος λόγος εξάντλησης παραμένει εντός των επιτρεπτών ορίων $\eta=0,760 < 1.0$.

Shear resistance:

$$\begin{aligned} F_{v,Rd} &= \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \\ &= \frac{0.50 \cdot 1000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 245.0 \text{ mm}^2}{1.25} \\ &= 98.00 \text{ kN} \\ \eta_{Fv} &= \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \\ &= \frac{49.27 \text{ kN}}{98.00 \text{ kN}} \\ &= 0.503 \end{aligned}$$

Bearing resistance:

Edgeless bolt position, to left of force direction

$$k_{1,lef} = 2.5$$

Inner bolt position, to right of force direction

$$\begin{aligned} k_{1,rig} &= \min \left(1.4 \cdot \left(\frac{p_{2,rig}}{d_0} \right) - 1.7, 2.5 \right) \\ &= \min \left(1.4 \cdot \left(\frac{69.2 \text{ mm}}{22.0 \text{ mm}} \right) - 1.7, 2.5 \right) \\ &= 2.50 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_1 &= \min(k_{1,lef}, k_{1,rig}) \\ &= \min(2.50, 2.50) \\ &= 2.50 \end{aligned}$$

Edgeless bolt position, in force direction

$$\alpha_b = 1$$

$$\begin{aligned} F_{b,Rd} &= \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \\ &= \frac{2.50 \cdot 1.00 \cdot 490.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 20.0 \text{ mm} \cdot 6.6 \text{ mm}}{1.25} \\ &= 129.36 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta_{Fb} &= \frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \\ &= \frac{49.27 \text{ kN}}{129.36 \text{ kN}} \\ &= 0.760 \end{aligned}$$

Tension resistance:

$$\begin{aligned} F_{t,Rd} &= \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \\ &= \frac{0.90 \cdot 1000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 245.0 \text{ mm}^2}{1.25} \\ &= 176.40 \text{ kN} \\ \eta_{Ft} &= \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \\ &= \frac{0.54 \text{ kN}}{176.40 \text{ kN}} \\ &= 0.003 \end{aligned}$$

Punching shear resistance:

$$\begin{aligned} B_{p,Rd} &= \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \\ &= \frac{0.6 \cdot \pi \cdot 31.5 \text{ mm} \cdot 16.0 \text{ mm} \cdot 490.000 \text{ N/mm}^2}{1.25} \\ &= 372.41 \text{ kN} \\ \eta_{Bp} &= \frac{F_{t,Ed}}{B_{p,Rd}} \\ &= \frac{0.54 \text{ kN}}{372.41 \text{ kN}} \\ &= 0.001 \end{aligned}$$

Combined shear and tension resistance:

$$\begin{aligned} \eta_{Ft,Fv} &= \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \\ &= \frac{49.27 \text{ kN}}{98.00 \text{ kN}} + \frac{0.54 \text{ kN}}{1.4 \cdot 176.40 \text{ kN}} \\ &= 0.505 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta &= \max(\eta_{Fv}, \eta_{Fb}, \eta_{Ft}, \eta_{Bp}, \eta_{Ft,Fv}) \\ &= \max(0.503, 0.760, 0.003, 0.001, 0.505) \\ &= 0.760 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.760 \leq 1 \quad \checkmark$$

Οι κοχλίες που εφαρμόζονται για την σύνδεση των δύο τμημάτων cleat με τον κορμός κύριας δοκού και μεταξύ τους δεν δέχονται σημαντικά φορτία και επαρκούν με συντελεστές $\eta=0,210-0,227$. Αντίστοιχα γίνεται έλεγχος επάρκειας για τις υπόλοιπες κοχλιώσεις της σύνδεσης, με τους αντίστοιχους λόγους εξάντλησης η να παρατίθενται συγκεντρωτικά στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 9-8: Συγκεντρωτικός πίνακας ελέγχου επάρκειας όλων των κοχλιώσεων των γωνιακών ελασμάτων Cleat

Fastener	Cleat 1 Fasteners 1 Bolt 1, 1	DS6	CO164		0.760 ✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
Fastener	Cleat 1 Fasteners 1 Bolt 2, 1	DS6	CO164		0.606 ✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
Fastener	Cleat 1 Fasteners 1 Bolt 3, 1	DS6	CO164		0.430 ✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
Fastener	Cleat 1 Fasteners 1 Bolt 1, 2	DS6	CO164		0.758 ✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
Fastener	Cleat 1 Fasteners 1 Bolt 2, 2	DS6	CO164		0.613 ✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
Fastener	Cleat 1 Fasteners 1 Bolt 3, 2	DS6	CO164		0.468 ✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
Fastener	Cleat 1 Fasteners 2 Bolt 1, 1	DS6	CO164		0.210 ✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
Fastener	Cleat 1 Fasteners 2 Bolt 2, 1	DS6	CO164		0.226 ✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
Fastener	Cleat 1 Fasteners 2 Bolt 3, 1	DS6	CO164		0.226 ✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
Fastener	Cleat 1 Fasteners 3 Bolt 1, 1	DS6	CO164		0.211 ✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
Fastener	Cleat 1 Fasteners 3 Bolt 2, 1	DS6	CO164		0.227 ✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
Fastener	Cleat 1 Fasteners 3 Bolt 3, 1	DS6	CO164		0.227 ✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
Fastener	Cleat 1 Fasteners 4 Bolt 1, 1	DS6	CO164		0.745 ✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
Fastener	Cleat 1 Fasteners 4 Bolt 2, 1	DS6	CO164		0.599 ✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
Fastener	Cleat 1 Fasteners 4 Bolt 3, 1	DS6	CO164		0.446 ✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
Fastener	Cleat 1 Fasteners 4 Bolt 1, 2	DS6	CO164		0.741 ✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
Fastener	Cleat 1 Fasteners 4 Bolt 2, 2	DS6	CO164		0.602 ✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check
Fastener	Cleat 1 Fasteners 4 Bolt 3, 2	DS6	CO164		0.466 ✓	UL1100.00	Ultimate Limit State Bolt check

Έλεγχος Κορμού των Δευτερευουσών δοκών

Τέλος, ελέγχεται η αντοχή του κορμού των δευτερευουσών δοκών στην περιοχή της σύνδεσης.

Ultimate Limit State
Plate check

$$\eta = \frac{\varepsilon_{p-Mises}}{\varepsilon_{p-limit}}$$

$$= \frac{3.67\%}{5.00\%}$$

$$= 0.734$$

$$\eta = 0.734 \leq 1 \quad \checkmark$$

$\varepsilon_{p-Mises}$ Maximum equivalent plastic strain

$\varepsilon_{p-limit}$ Limit equivalent plastic strain

Ultimate Limit State
Plate check

$$\eta = \frac{\varepsilon_{p-Mises}}{\varepsilon_{p-limit}}$$

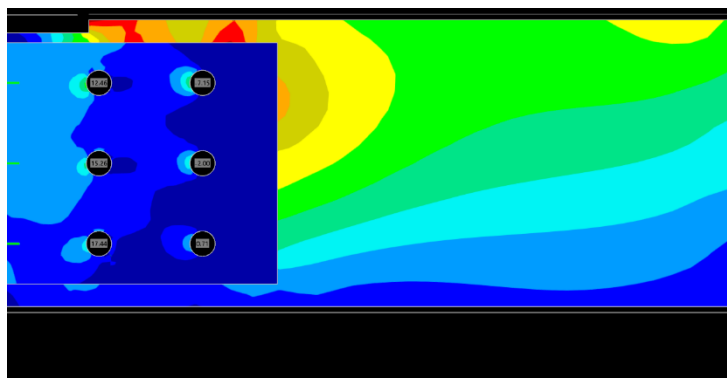
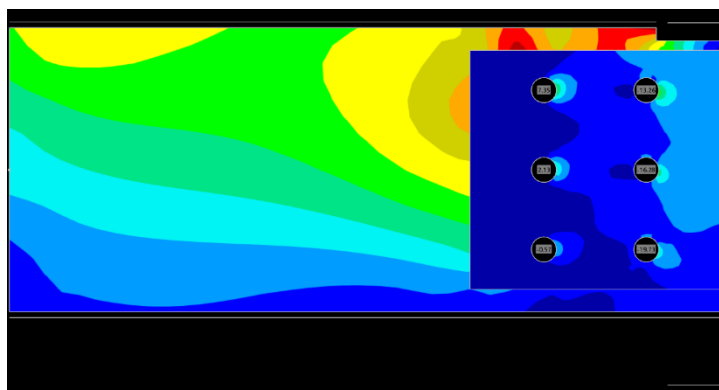
$$= \frac{3.41\%}{5.00\%}$$

$$= 0.682$$

$$\eta = 0.682 \leq 1 \quad \checkmark$$

$\varepsilon_{p-Mises}$ Maximum equivalent plastic strain

$\varepsilon_{p-limit}$ Limit equivalent plastic strain



Εικόνα 9-44: Έλεγχος κορμού κύριας δοκού και τοπική πλαστικοποίηση του χάλυβα σε επιτρεπτά όρια (3.67% < 5%)

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, επιτρέπεται η τοπική πλαστικοποίηση του χάλυβα. Το υλικό στις περιοχές υψηλής έντασης δεν θραύεται, αλλά παραμορφώνεται πλαστικά ελεγχόμενα, ανακατανέμοντας τις τάσεις με ασφάλεια. Για να μην υπάρξει αστοχία, το όριο μέγιστης επιτρεπόμενης πλαστικής παραμόρφωσης ορίζεται στο 5.00%.

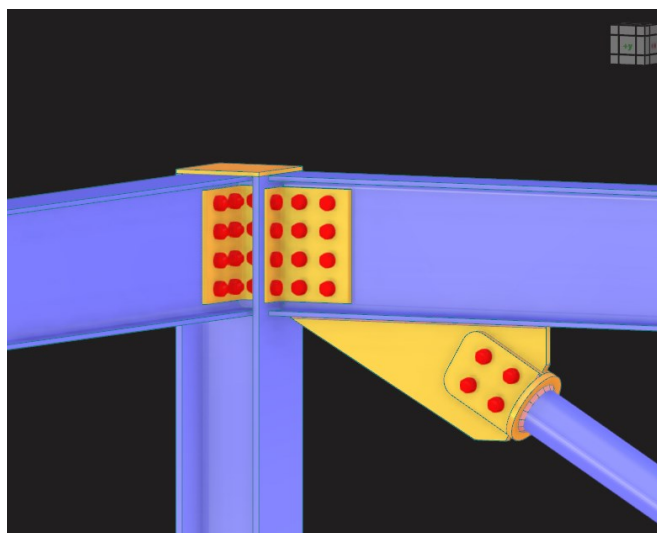
Εφόσον στον εξεταζόμενο κορμό αναπτύσσεται παραμόρφωση 3,67% < 5 % και 3,41% < 5 % αντίστοιχα, η διατομή κρίνεται ασφαλής έναντι οριακής κατάστασης αστοχίας.

9.5 Συνδέσεις Αντιανέμιου Πλαισίου Χιαστί Συνδέσμων Δυσκαμψίας

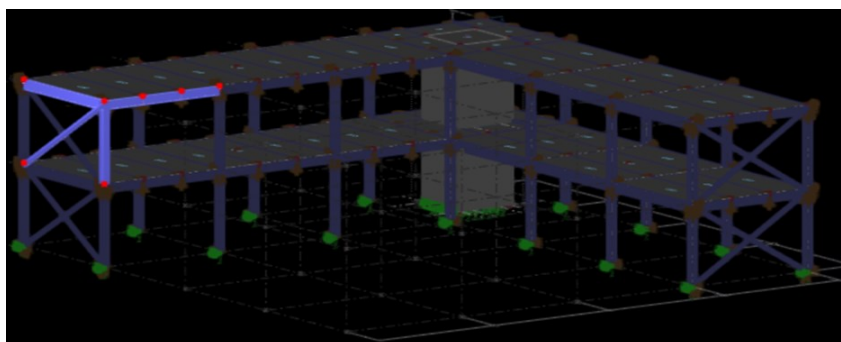
9.5.1 Σύνδεση Υποστυλώματος Δώματος με Κύριες Δοκούς και Διαγώνιο Μέλος Δυσκαμψίας

Θέσεις Εφαρμογής της Σύνδεσης στον Φορέα

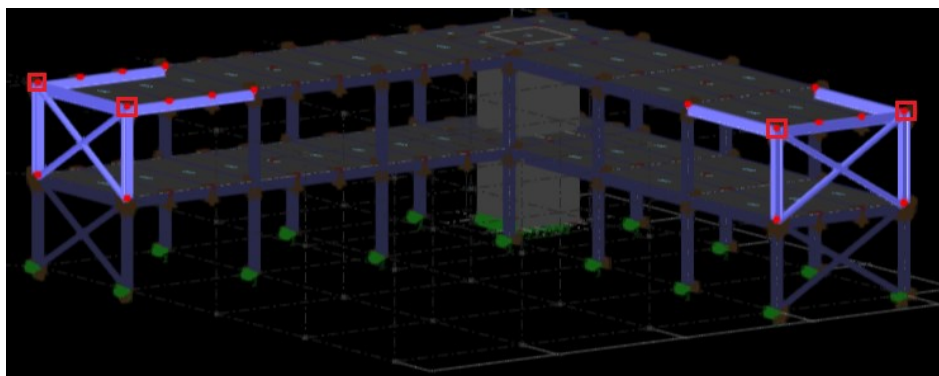
Πρόκειται για κόμβο 4 μελών, του υποστυλώματος των δυο κύριων δοκών και του χιαστί συνδέσμου δυσκαμψίας.



Εικόνα 9-45: Σύνδεση υποστυλώματος άνω ορόφου με κύριες δοκούς και διαγώνιο μέλος δυσκαμψίας



Εικόνα 9-46: Η σύνδεση συναντάται στα άνω άκρα των κατακόρυφων πλαισίων δυσκαμψίας.



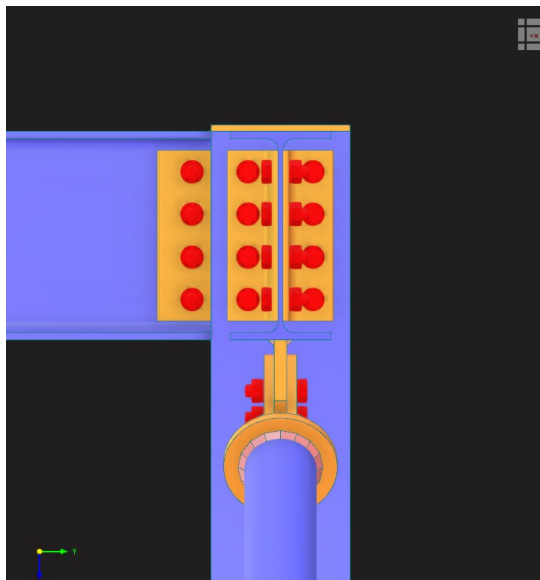
Εικόνα 9-47: Συγκεκριμένα εφαρμόστηκε στους κόμβους με αρίθμηση 34, 44, 62 και 64 του μοντέλου.

Επιλογή Εξαρτημάτων και Κατασκευαστικές Λεπτομέρειες της Σύνδεσης

Η διαμόρφωση του κόμβου υλοποιήθηκε με τη χρήση των παρακάτω εξαρτημάτων:

Σύνδεση Κύριων Δοκών με Γωνιακά Ελάσματα

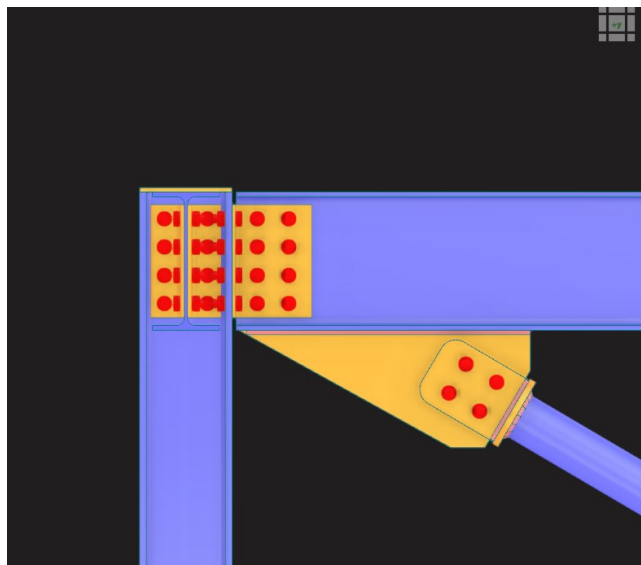
Η άρθρωση των δύο κύριων δοκών πάνω στο υποστυλώμα υλοποιήθηκε με τη χρήση γωνιακών ελασμάτων.



Εικόνα 9-48: Σύνδεση κύριων δοκών με γωνιακά ελάσματα και προεξοχή κοχλιών από την νοητή γραμμή πελμάτων του υποστυλώματος

Σύνδεση Διαγώνιου Μέλους Δυσκαμψίας

Η παραλαβή και μεταφορά της αξονικής δύναμης του χιαστί γίνεται μέσω ενός κομβοελάσματος (gusset plate), το οποίο συγκολλάται *στο κάτω πέλμα της κύριας δοκού*. Το άνω άκρο του διαγώνιου σωλήνα φέρει διαμήκη εγκοπή, εντός της οποίας ενσωματώνεται μεταλλικό πτερύγιο (tongue plate). Το άκρο του σωλήνα σφραγίζεται με κυκλικό έλασμα.



Εικόνα 9-49: Σύνδεση διαγώνιου μέλους δυσκαμψίας με την κύρια δοκό του πλαισίου

Κάλυψη Άνω Άκρου Υποστυλώματος

Για την προστασία και το κλείσιμο της άνω απόληξης του υποστυλώματος, τοποθετήθηκε οριζόντιο έλασμα επικάλυψης. Το έλασμα συγκολλάται περιμετρικά στη διατομή του υποστυλώματος.

Φορτία Σχεδιασμού Σύνδεσης βάσει Ικανοτικού Ελέγχου

Ο σχεδιασμός του άνω κόμβου του αντισεισμικού πλαισίου πραγματοποιείται επίσης βάσει ικανοτικών κριτηρίων, ακολουθώντας ακριβώς τη μεθοδολογία που εφαρμόστηκε στον κόμβο του ισογείου. Εξετάζεται το δυσμενέστερο σενάριο όπου το χιαστί της οροφής (CHS 114.3x5.0) φτάνει σε πλήρη πλαστική διαρροή υπό εφελκυσμό. Η ικανοτική δύναμη σχεδιασμού υπολογίζεται ακριβώς όπως στο ισόγειο, αφού έχουμε ίδια διατομή αντίστοιχα σε $N_{cd} = 839.58 \text{ kN}$.

Οι αναλυτικοί υπολογισμοί για τα εντατικά μεγέθη Ικανοτικού Σχεδιασμού βρίσκονται στο ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

Για το υποστυλόμετρο οροφής ειδικά παραλαμβάνει την κατακόρυφη συνιστώσα της ικανοτικής δύναμης αθροιστικά με την αξονική δράση του σεισμού του ΑΝΩ ορόφου, καταπονούμενο σε μέγιστη θλίψη $N_{Ed} = N_{cdy} + N_{G+\psi 2Q} = 431.96 + 109.59 = 541.55 \text{ kN}$ θλιπτική

Για την εκτός Επιπέδου Δοκό εισάγεται με τις δράσεις του σεισμικού συνδυασμού του άνω ορόφου είναι, τέμνουσα $V_z = -55.31 \text{ kN}$ και μέγιστη αξονική δύναμη $N_{Ed} = 311.78 \text{ kN}$ θλιπτική, άρα συνολική αξονική κύριας δοκού -920.54 kN .

Συγκεντρωτικά οι δυνάμεις που θα εισαχθούν χειροκίνητα στο κόμβο της σύνδεση σε ξεχωριστό Load Case είναι οι εξής:

Χιαστί : $N = 839.58 \text{ kN}$ εφελκυστική

Κύρια Δοκός : $N = -920.54 \text{ kN}$ θλιπτική και $V_z = -33.85 \text{ kN}$

Υποστυλόμετρο : $N = -541.55 \text{ kN}$ θλιπτική

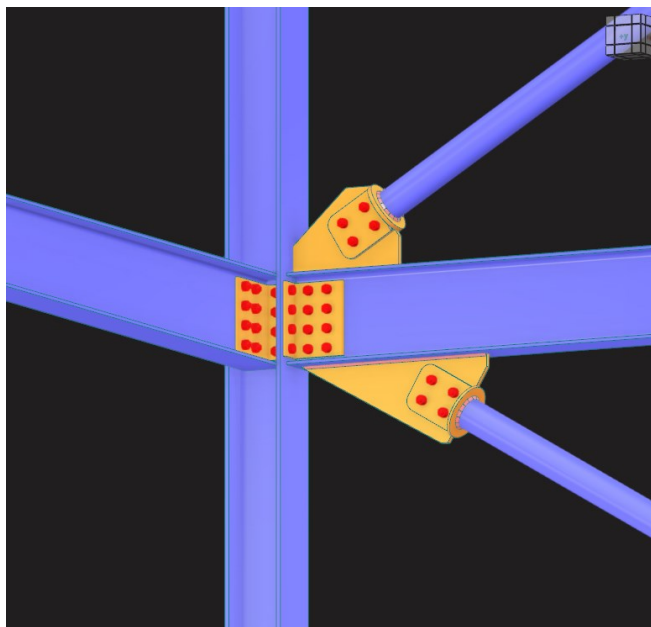
Εκτός Επιπέδου Δοκός : $N = -311.78 \text{ kN}$ θλιπτική και $V_z = -55.31 \text{ kN}$

Στη συνέχεια παρουσιάζεται η διάταξη της αντίστοιχης σύνδεσης στο *ισόγειο* και, έπειτα, ο ενιαίος έλεγχος με βάση τα εντατικά της μεγέθη (του ισογείου), καθώς η ίδια συνδεσμολογία πρέπει να εφαρμοστεί και στους δύο χιαστί συνδέσμους για το δυσμενέστερο μέγιστο φορτίο ικανοτικού σχεδιασμού.

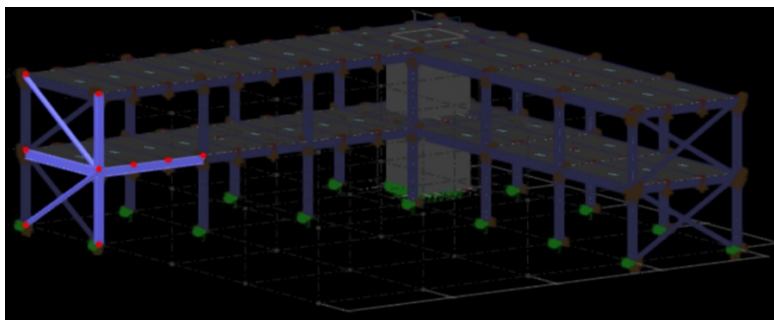
9.5.2 Σύνδεση Υποστυλώματος με Κύριες Δοκούς και Διαγώνια Μέλη Δυσκαμψίας

Θέσεις Εφαρμογής της Σύνδεσης στον Φορέα

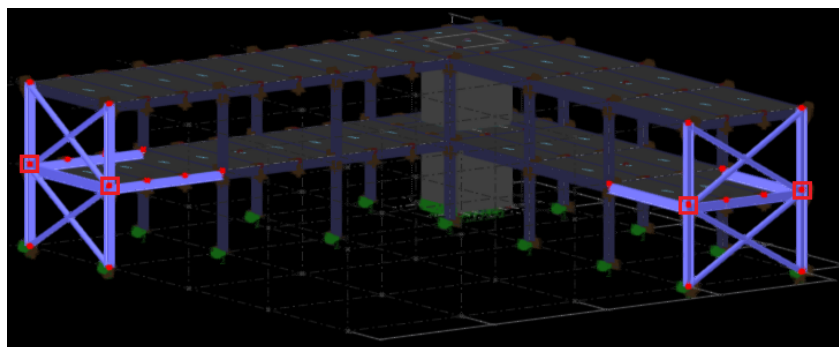
Στον συγκεκριμένο κόμβο συνδέονται ταυτόχρονα το υποστύλωμα με τις οι δύο κύριες δοκούς που εδράζονται στον κορμό και στο πέλμα του υποστυλώματος αντίστοιχα, και δύο διαγώνια μέλη δυσκαμψίας χιαστί.



Εικόνα 9-50: Σύνδεση υποστυλώματος με κύριες δοκούς και διαγώνια μέλη δυσκαμψίας.



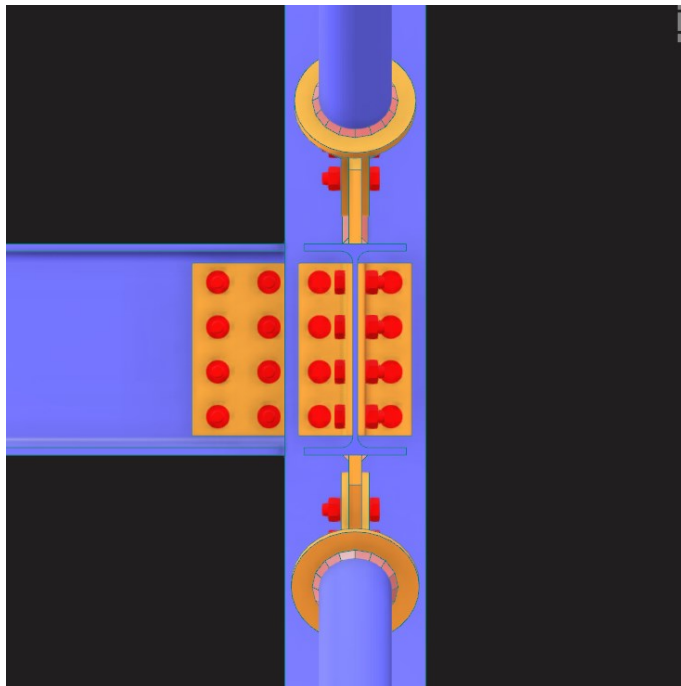
Εικόνα 9-51: Η σύνδεση εντοπίζεται στο ύψος του ορόφους στα άκρα των πτερύγων



Εικόνα 9-52: Συγκεκριμένα η σύνδεση εφαρμόστηκε στους κόμβους 2, 12, 30 και 32 του μοντέλου.

Επιλογή Εξαρτημάτων και Κατασκευαστικές Λεπτομέρειες της Σύνδεσης**Σύνδεση Κύριων Δοκών στον Κορμό Υποστυλώματος με γωνιακά ελάσματα**

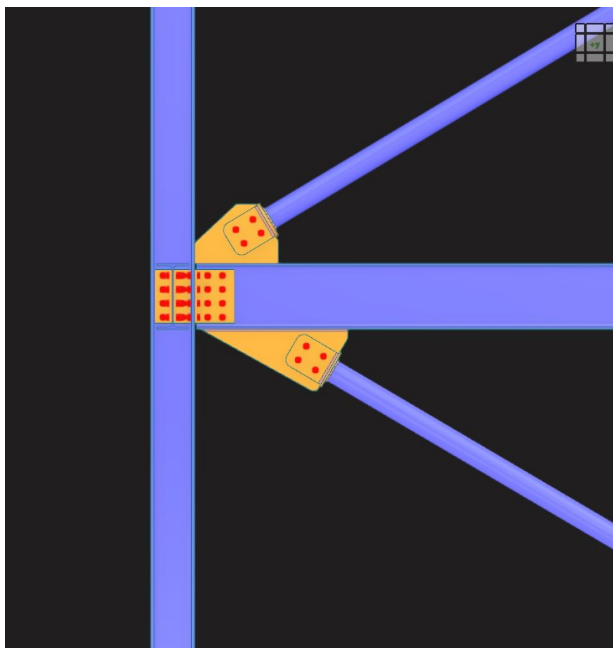
Οι δύο κύριες δοκοί συνδέονται στον κορμού και στο πέλμα του υποστυλώματος γωνιακών ελασμάτων. Χρησιμοποιήθηκαν γωνιακά ελάσματα L.



Εικόνα 9-53: Σύνδεση κύριων δοκών στον κορμό υποστυλώματος με γωνιακά ελάσματα

Σύνδεση Χιαστί Διαγώνιων Μελών Δυσκαμψίας

Η μεταφορά των αξονικών δυνάμεων των χιαστί στον κόμβο γίνεται μέσω κομβοελασμάτων τα οποία συγκολλούνται στην δοκό του πλαισίου. Για την ένωση με το κομβοέλασμα, ο σωλήνας έχει διαμήκη εγκοπή. Στο εσωτερικό του προσαρμόζεται μεταλλικό πτερύγιο, ενώ το μετωπικό άκρο του σωλήνα σφραγίζεται με κυκλικό έλασμα για την προστασία από διάβρωση.



Εικόνα 9-54: Σύνδεση χιαστί διαγώνιων μελών δυσκαμψίας με την κύρια δοκό του πλαισίου

Σημείωση: Η γεωμετρική ασυμμετρία μεταξύ του άνω και του κάτω διαγώνιου συνδέσμου χιαστί οφείλεται στην εκκεντρότητα των αξόνων των δομικών στοιχείων.

Η χρωματική απόκλιση στις συνδέσεις του αντιανέμιου πλαισίου, σε σύγκριση με τις υπόλοιπες συνδέσεις της κατασκευής, οφείλεται σε αναβάθμιση του λογισμικού RFEM6.

9.5.3 Φορτία Σχεδιασμού Σύνδεσης βάσει Ικανοτικού Ελέγχου

Ο σχεδιασμός της σύνδεσης του κεντρικού αντιανέμιου πλαισίου πραγματοποιείται με βάση τη τον ικανοτικού σχεδιασμού. Βασικός στόχος είναι η διασφάλιση της ακεραιότητας του κόμβου κατά την πλήρη διαρροή του εφελκυσμένου διαγώνιου, το οποίο αποτελεί το κύριο στοιχείο απορρόφησης σεισμικής ενέργειας.

Οι Υπολογισμοί των εντατικών μεγεθών για τον Ικανοτικό Σχεδιασμό *βρίσκονται στο ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7*

Συγκεντρωτικά οι δυνάμεις που θα εισάγονταν στο κόμβο της σύνδεση είναι:

Χιαστί: $N = 839.58$ kN εφελκυστική

Κύρια Δοκός Πλαισίου: $N = -981.31$ kN θλιπτική και $V_z = -39.98$ kN

Υποσύλωμα: $N = -769.94$ kN θλιπτική

Χιαστί : $N = -127.70$ θλιπτική

Υποσύλωμα: $N = -109.59$ kN θλιπτική

Εκτός Επιπέδου Δοκός : $N = -439.80$ θλιπτική και $V_z = -66.42$ kN

Η χειροκίνητη εισαγωγή των φορτίων στο λογισμικό οδηγούσε σε ανακατανομή των δυνάμεων στα γύρω μέλη, με αποτέλεσμα τα εντατικά μεγέθη να μην είναι ακριβή. Αποφασίστηκε ο υπολογισμός του απαιτούμενου πλήθους των κοχλίων καθώς και ο έλεγχος της σύνδεσης να πραγματοποιηθούν μέσω χειροκίνητων υπολογισμών όπως παρουσιάζεται παρακάτω.

9.5.4 Υπολογισμός πλήθους κοχλιών και έλεγχος επάρκειας σύνδεσης Χιαστί Συνδέσμων Δυσκαμψίας

Χάλυβας S355: Οριακή τάση διαρροής $f_y = 35.5 \text{ kN/cm}^2$, Οριακή τάση θραύσης $f_u = 47.0 \text{ kN/cm}^2$.

Κοχλίες M20, ποιότητας 10.9: Οριακή τάση θραύσης $f_{ub} = 100.0 \text{ kN/cm}^2$. Διάμετρος $d = 2.0 \text{ cm}$, διάμετρος οπής $d_o = 2.2 \text{ cm}$.

Εμβαδόν κορμού $A = 3.14 \text{ cm}^2$.

Διπλή διάτμηση, $n=2$: Θεωρείται η κεντρική πλάκα σύνδεσης με πάχος 20 mm και δύο εξωτερικά κομβοελάσματα πάχους 12 mm το καθένα.

Το κρίσιμο πάχος για τη σύνθλιψη είναι της κεντρικής πλάκας 20 mm που είναι μικρότερο του αθροίσματος των εξωτερικών ελασμάτων $12 \text{ mm} + 12 \text{ mm} = 24 \text{ mm}$. Άρα $t = 20 \text{ mm}$ και πλάτος της πλάκας $b = 180 \text{ mm}$.

Αποστάσεις οπών: $e_1 = 50 \text{ mm}$, $p_1 = 70 \text{ mm}$.

1.Επιλογή πλήθους κοχλιών βάσει ελέγχου διάτμησης:

Η αντοχή ενός κοχλία σε διάτμηση για $n = 2$ επιφάνειες διάτμησης:

Για κοχλίες ποιότητας 10.9, ο συντελεστής a_v λαμβάνεται 0.5.

$$F_{v,Rd} = n \cdot (a_v \cdot f_{ub} \cdot A) / \gamma_{M2}$$

$$F_{v,Rd} = 2 \cdot (0.5 \cdot 100.0 \text{ kN/cm}^2 \cdot 3.14 \text{ cm}^2) / 1.25$$

$$F_{v,Rd} = 314.00 / 1.25 = 251.20 \text{ kN}$$

Απαιτούμενο πλήθος κοχλιών:

$$m = N_{Ed} / F_{v,Rd} \quad m = 839.58 \text{ kN} / 251.20 \text{ kN} = 3.34 \text{ κοχλίες.}$$

Επομένως, απαιτούνται τουλάχιστον 4 κοχλίες έναντι διάτμησης.

2.Έλεγχος έναντι σύνθλιψης άντυγας:

Για χάλυβα S355 λαμβάνεται $k_m = 1$.

$$a_b = \min(e_1/d_o ; p_1/d_o - 0.5 ; 3 \cdot f_{ub}/f_u ; 3.0) \quad a_b = \min(50/22 ; 70/22 - 0.5 ; 3 \cdot 100/47)$$

$$a_b = \min(2.27 ; 2.68 ; 6.38) = 2.27$$

$$F_{b,Rd,tot} = m \cdot (k_m \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t) / \gamma_{M2}$$

$$F_{b,Rd,tot} = 4 \cdot (1.0 \cdot 2.27 \cdot 47.0 \text{ kN/cm}^2 \cdot 2.0 \text{ cm} \cdot 2.0 \text{ cm}) / 1.25$$

$$F_{b,Rd,tot} = 4 \cdot 426.76 / 1.25 = 4 \cdot 341.41 = 1365.64 \text{ kN}$$

Ισχύει: $1365.64 \text{ kN} \geq 839.58 \text{ kN}$ OK.

Επομένως, οι 4 κοχλίες καλύπτουν και τον έλεγχο σύνθλιψης άντυγας.

Άρα, επιλέγονται 4 κοχλίες M20 ποιότητας 10.9.

9.5.5 Υπολογισμός πλήθους κοχλιών και έλεγχος επάρκειας σύνδεσης Κύριας Δοκού Αντιανέμου Πλαισίου

Στον κορμό της δοκού οι κοχλίες διαπερνούν και τα δύο γωνιακά ελάσματα, άρα λειτουργούν σε διπλή διάτμηση. Στο πέλμα του υποστυλώματος, κάθε κοχλίας διαπερνά ένα γωνιακό έλασμα και το υποστυλώμα, άρα λειτουργεί σε απλή διάτμηση.

Διατομή Κύριας Δοκού IPE 330: Το πάχος του κορμού είναι $t_w = 7.5 \text{ mm}$

Γωνιακά Ελάσματα: Θεωρήθηκε πάχος $t = 12 \text{ mm}$

Αποστάσεις οπών: Λαμβάνονται ενδεικτικά $e_1 = 50 \text{ mm}$, $p_1 = 70 \text{ mm}$.

1. Συνισταμένη Δύναμη Σχεδιασμού

Η σύνδεση καταπονείται ταυτόχρονα από αξονική και μικρή τέμνουσα (κεφ. 9.5.3). Υπολογίζεται η συνισταμένη δύναμη, την οποία θα παραλάβουν οι κοχλίες ως διατμητική δύναμη:

$$F_{Ed} = \sqrt{[(-981.31)^2 + (-39.98)^2]} = 982.12 \text{ kN}.$$

2. Σύνδεση με τον κορμό της Κύριας Δοκού

Σε αυτή τη θέση, οι κοχλίες διαπερνούν διαδοχικά: Γωνιακό 1 - Κορμός Δοκού - Γωνιακό 2.

Έλεγχος έναντι διάτμησης $n = 2$: Η αντοχή ενός κοχλίου:

$$F_{v,Rd} = 2 \cdot (0.5 \cdot 100.0 \text{ kN/cm}^2 \cdot 3.14 \text{ cm}^2) / 1.25 = 251.20 \text{ kN}.$$

Απαιτούμενο πλήθος κοχλιών έναντι διάτμησης: $m \geq 982.12 \text{ kN} / 251.20 \text{ kN} = 3.91$ κοχλίες.

3. Έλεγχος έναντι σύνθλιψης άντυγας:

Το κρίσιμο πάχος σε αυτή τη σύνδεση είναι ο κορμός της δοκού IPE 330, με πάχος $t = 0.75 \text{ cm} < 1.2 + 1.2 = 2.4 \text{ cm}$.

$$a_b = \min(e_1/d_0 ; p_1/d_0 - 0.5 ; 3 \cdot f_{ub}/f_u ; 3.0) = \min(2.27 ; 2.68 ; 6.38 ; 3.0) = 2.27.$$

Η αντοχή σε σύνθλιψη για 1 κοχλία (με $k_m = 1.0$):

$$F_{b,Rd} = (1.0 \cdot 2.27 \cdot 47.0 \text{ kN/cm}^2 \cdot 2.0 \text{ cm} \cdot 0.75 \text{ cm}) / 1.25$$

$$F_{b,Rd} = 160.04 / 1.25 = 128.03 \text{ kN}.$$

Απαιτούμενο πλήθος κοχλιών λόγω σύνθλιψης: $m \geq 982.12 \text{ kN} / 128.03 \text{ kN} = 7.67$ κοχλίες.

Απαιτούνται συνολικά 8 κοχλίες στον κορμό της δοκού.

4. Σύνδεση με το πέλμα του Υποστυλώματος

Έλεγχος έναντι διάτμησης $n = 1$: Η αντοχή ενός κοχλίου υπολογίζεται στο μισό της προηγούμενης τιμής:

$$F_{v,Rd} = 1 \cdot (0.5 \cdot 100.0 \text{ kN/cm}^2 \cdot 3.14 \text{ cm}^2) / 1.25 = 125.60 \text{ kN}.$$

Απαιτούμενο πλήθος κοχλιών συνολικά στο υποστυλώμα: $m \geq 982.12 \text{ kN} / 125.60 \text{ kN} = 7.82$ κοχλίες.

Έλεγχος έναντι σύνθλιψης άντυγας: Το κρίσιμο πάχος σε αυτή τη διεπιφάνεια είναι το πάχος του γωνιακού ελάσματος $t = 1.2 \text{ cm}$, καθώς το πέλμα του υποστυλώματος μεγαλύτερου πάχους.

Η αντοχή σε σύνθλιψη για 1 κοχλία υπολογίζεται:

$$F_{b,Rd} = (1.0 \cdot 2.27 \cdot 47.0 \text{ kN/cm}^2 \cdot 2.0 \text{ cm} \cdot 1.2 \text{ cm}) / 1.25 \quad F_{b,Rd} = 256.06 / 1.25 = 204.85 \text{ kN}.$$

Απαιτούμενο πλήθος κοχλιών λόγω σύνθλιψης: $n \geq 982.12 \text{ kN} / 204.85 \text{ kN} = 4.79$ κοχλίες.

Άρα έλεγχος διάτμησης καθορίζει την απαίτηση 8 κοχλιών συνολικά.

Διατάσσονται 4 κοχλίες στο αριστερό γωνιακό έλασμα και 4 κοχλίες στο δεξί γωνιακό έλασμα.

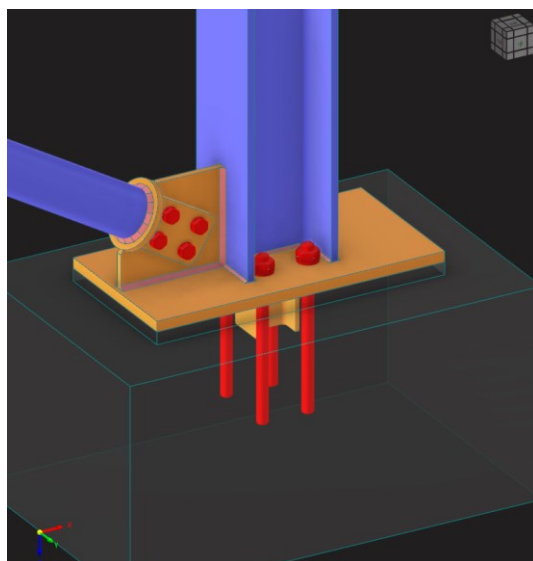
Άρα η σύνδεση απαιτεί 8 κοχλίες M20 10.9 στον κορμό της δοκού και 8 κοχλίες M20 10.9 συνολικά στο υποστύλωμα.

9.5.6 Σύνδεση Έδρασης Υποστυλώματος και Διαγώνιου Μέλους Δυσκαμψίας

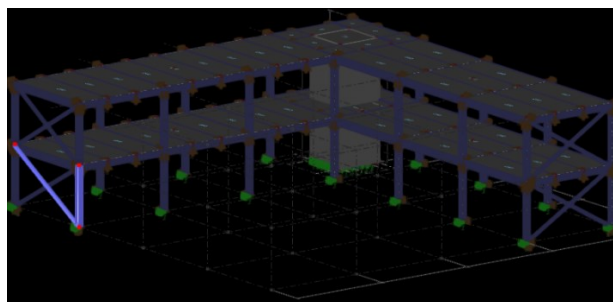
Θέσεις Εφαρμογής της Σύνδεσης στον Φορέα

Η έβδομη κατηγορία αφορά τη σύνδεση έδρασης των υποστυλωμάτων στη στάθμη της θεμελίωσης, στις θέσεις όπου ξεκινά το χιαστί.

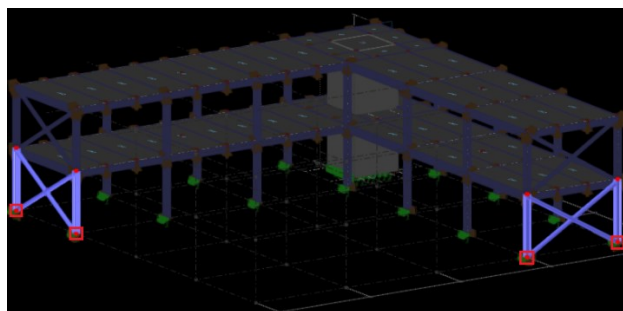
Πρόκειται για έναν σύνθετο κόμβο έδρασης που περιλαμβάνει την πλάκα έδρασης του υποστυλώματος διατομής *HE 220 B* στο βάθρο σκυροδέματος και την ταυτόχρονη σύνδεση ενός διαγώνιου μέλους δυσκαμψίας κυκλικής κοίλης διατομής (*CHS*). Ιδιαίτερο κατασκευαστικό χαρακτηριστικό αποτελεί η τοποθέτηση του κομβοελάσματος του χιαστί εξωτερικά επί του πέλματος του υποστυλώματος, εξασφαλίζοντας την άμεση μεταφορά των αξονικών δυνάμεων από το σύστημα δυσκαμψίας στη θεμελίωση.



Εικόνα 9-55: Σύνδεση έδρασης υποστυλώματος και διαγώνιου μέλους δυσκαμψίας



Εικόνα 9-56: Η σύνδεση συναντάται στη θεμελίωση στα άκρα των πτερύγων



Εικόνα 9-57: Η σύνδεση εφαρμόστηκε στους κόμβους με αριθμηση 1, 11, 29 και 31 του μοντέλου.

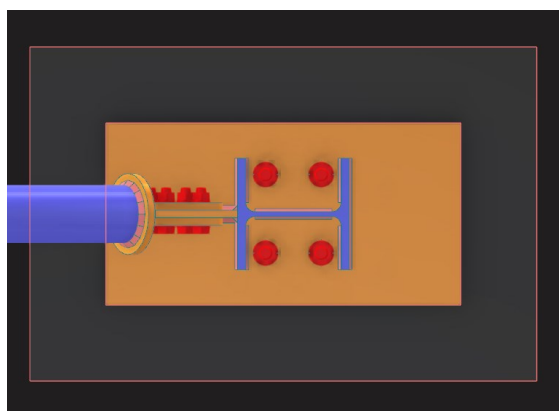
Επιλογή Εξαρτημάτων και Κατασκευαστικές Λεπτομέρειες της Σύνδεσης

Πλάκα Έδρασης Υποστυλώματος

Η πλάκα αναλαμβάνει τη μεταφορά των φορτίων από το υποστυλώμα προς τη θεμελίωση. Χρησιμοποιήθηκε τετράγωνη πλάκα από χάλυβα S355, πάχους 30.0 mm, με διαστάσεις 540.0 mm x 540.0 mm. Η πλάκα παρουσιάζει περιμετρική προεξοχή 120.0 mm από τα εξωτερικά όρια της διατομής HE 220 B. Η σύνδεση του υποστυλώματος στην πλάκα γίνεται με περιμετρική συγκόλληση γωνιακής ραφής πάχους $a_w = 5.0$ mm.

Σύστημα Αγκύρωσης και Υπόβαθρο

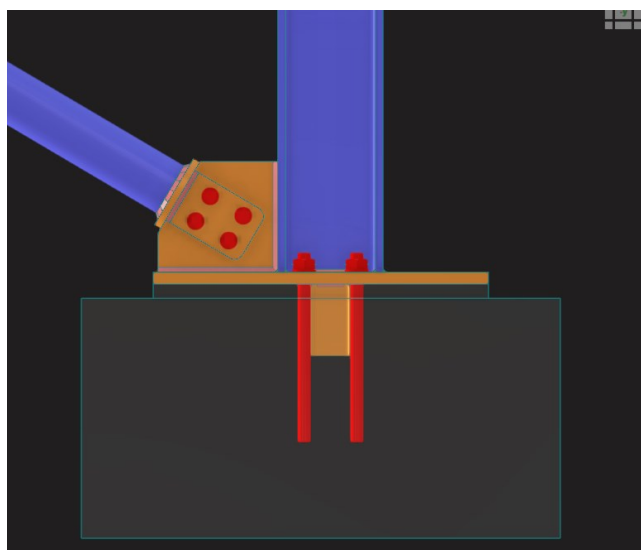
Η έδραση επιτυγχάνεται με 4 αγκύρια. Τα αγκύρια είναι διατεταγμένα σε κানাβο 2x2 με αποστάσεις 360.0 mm οριζόντια και κατακόρυφα, αφήνοντας απόσταση 90.0 mm από τις ακμές της πλάκας. Τα αγκύρια τοποθετούνται στο εσωτερικό, ενδιάμεσα των πελμάτων του υποστυλώματος για την σωστή λειτουργία του ως αρθρωτή σύνδεση έδρασης. Το υπόβαθρο προσομοιώθηκε ως block σκυροδέματος κατηγορίας αντοχής C30/37, με διαστάσεις 800.0 mm x 800.0 mm και ύψος 800.0 mm.



Εικόνα 9-58: Σύστημα αγκύρωσης στο εσωτερικό των πελμάτων των δοκών για την προσομοίωση άρθρωσης

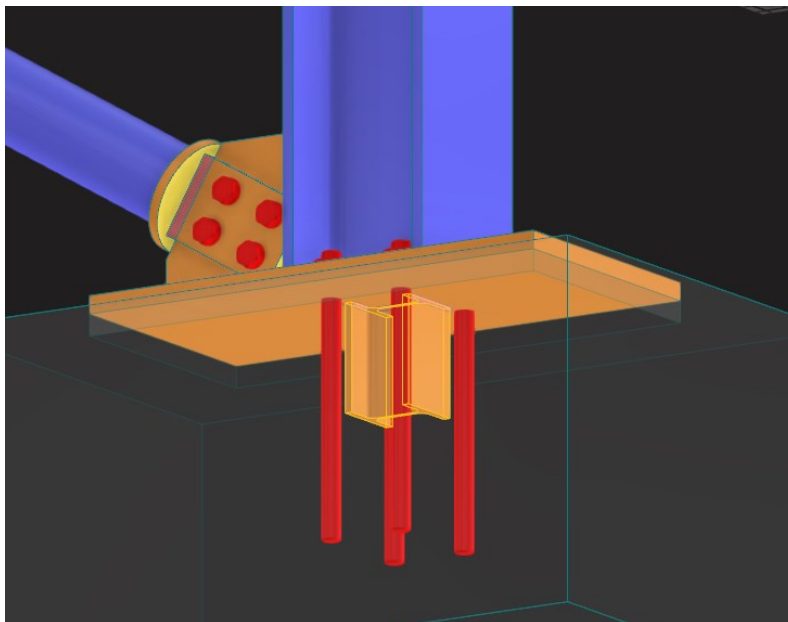
Σύνδεση Διαγώνιου Μέλους Δυσκαμψίας

Η σύνδεση του χιαστί στο πέλμα του υποστυλώματος πραγματοποιείται μέσω ενός κομβοελάσματος, συγκολλάται κατακόρυφα στο πέλμα του υποστυλώματος και στη βάση του στην πλάκα έδρασης με ραφές πάχους. Το μέλος CHS έχει εγκοπή στην οποία εισέρχεται πτερύγιο (tongue plate). Το άκρο του σωλήνα σφραγίζεται με κυκλική πλάκα κάλυψης (cap plate).



Εικόνα 9-59: Σύνδεση διαγώνιου μέλους χιαστί στο πέλμα του υποστυλώματος

Shear Lug: Για την ασφαλή μεταφορά των υψηλών οριζόντιων δράσεων στη βάση, οι οποίες προκύπτουν κυρίως από τη συνιστώσα της αξονικής δύναμης του χιαστί συνδέσμου, επιλέχθηκε η χρήση *διατμητικής κλείδας (shear lug)*. Ο ήλος αποτελείται από χαλύβδινη διατομή *HE 120 B* με μήκος έμπηξης $l = 150\text{ mm}$, συγκολλημένη στην κάτω παρειά της πλάκας έδρασης. Η διάταξη αυτή κρίνεται απαραίτητη καθώς η διατμητική αντοχή των αγκυρίων και η τριβή στη διεπιφάνεια δεν επαρκούν για την παραλαβή των φορτίων σχεδιασμού. Ο ήλος εξασφαλίζει την άμεση μεταβίβαση των δυνάμεων στο σκυρόδεμα της θεμελίωσης μέσω θλίψης επαφής, προστατεύοντας τα αγκύρια από πρόωρη διατμητική αστοχία.



Εικόνα 9-60: Διατμητική Κλείδα-Shear Lug διατομής HE 120 B για την ενίσχυση παραλαβής της οριζόντιας συνιστώσας της αξονικής ικανοτικού σχεδιασμού του χιαστί

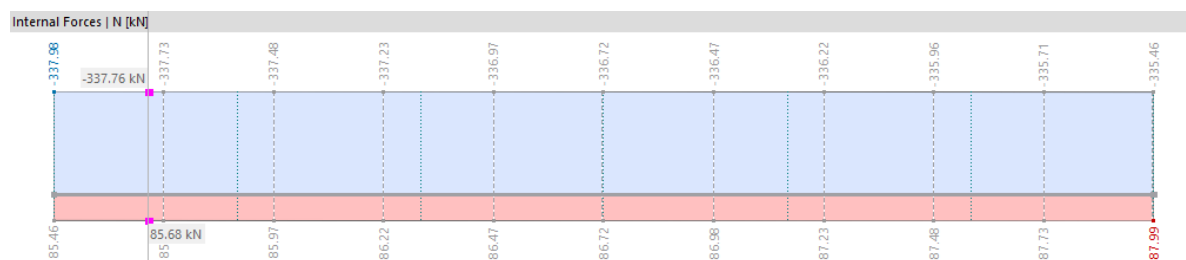
Φορτία Σχεδιασμού Σύνδεσης βάσει Ικανοτικού Ελέγχου

Λόγω της ασύμμετρης αντοχής των υλικών της έδρασης σκυρόδεμα και αγκυρίων, η σύνδεση ελέγχεται υποχρεωτικά για δύο διακριτά, δυσμενή σενάρια φόρτισης, προκειμένου να καλυφθούν όλοι οι πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας:

Περίπτωση 1: Έλεγχος Ανασήκωσης - Εφελκυσμός Χιαστί

Εξετάζεται η ικανοτική κατάσταση όπου το διαγώνιο χιαστί φτάνει σε πλήρη πλαστική διαρροή υπό εφελκυσμό. Το σενάριο αυτό είναι το κρισιμότερο για τον εφελκυσμό των αγκυρίων και την κάμψη της πλάκας έδρασης (base plate).

Χιαστί: Εισάγεται η τελική ικανοτική δύναμη $N_{cd} = 839.58\text{ kN}$ εφελκυστική.
Υποστυλώμα: Εισάγεται η αντίστοιχη αξονική δύναμη από τον ταυτόχρονο σεισμικό συνδυασμό με τάση μεγιστοποίησης του εφελκυσμού, $N_{Ed} = 87.99\text{ kN}$ εφελκυστική.

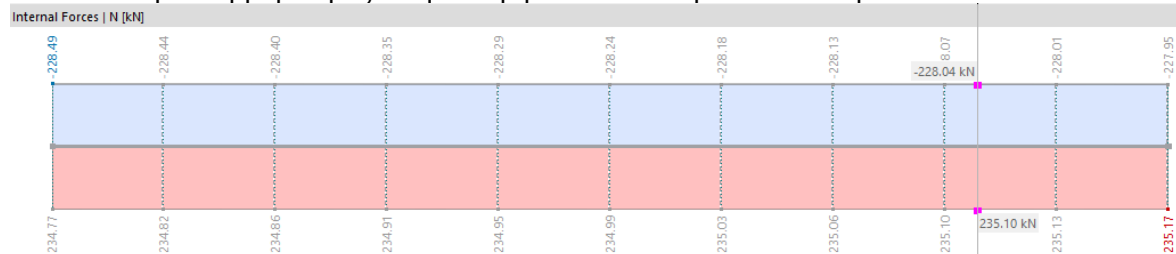


Εικόνα 9-61: Αξονική δύναμη υποστυλώματος σεισμικού συνδυασμού

Περίπτωση 2: Έλεγχος Διάτμησης και Σύνθλιψης - Θλίψη Χιαστί

Εξετάζεται το αντίστροφο σενάριο του κρίσιμου σεισμικού συνδυασμού, όπου το χιαστί καταπονείται σε μέγιστη θλίψη. Το σενάριο αυτό ελέγχει τη σύνθλιψη του σκυροδέματος κάτω από την πλάκα, καθώς και τη διατμητική αντοχή των αγκυριών λόγω της έντονης οριζόντιας συνιστώσας που τείνει να ολισθήσει τη βάση.

Χιαστί: Εισάγεται η μέγιστη αξονική δύναμη από τον σεισμικό συνδυασμό $N_{Ed} = 228.49 \text{ kN}$ θλιπτική.



Εικόνα 9-62: Αξονική δύναμη χιαστί στον σεισμικό συνδυασμό

Υποσύλωμα: Εισάγεται η ταυτόχρονη μέγιστη θλιπτική δύναμη του σεισμικού συνδυασμού, $N_{Ed} = 377.98 \text{ kN}$ θλιπτική (προηγ. διάγραμμα). Επίσης εφαρμόζονται οι αντίστοιχες τέμνουσες $V_y = 6.78 \text{ kN}$ και $V_z = 4.57 \text{ kN}$.

Συγκεντρωτικά οι δυνάμεις που θα εισάγονταν είναι:

Ικανοτικός Εφελκυσμός (Έλεγχος Αγκυριών)

Χιαστί : $N = 839.58 \text{ kN}$ εφελκυστική

Υποσύλωμα : $N = 87.99 \text{ kN}$ εφελκυστική

Μέγιστη Θλίψη (Έλεγχος Σκυροδέματος & Διάτμησης)

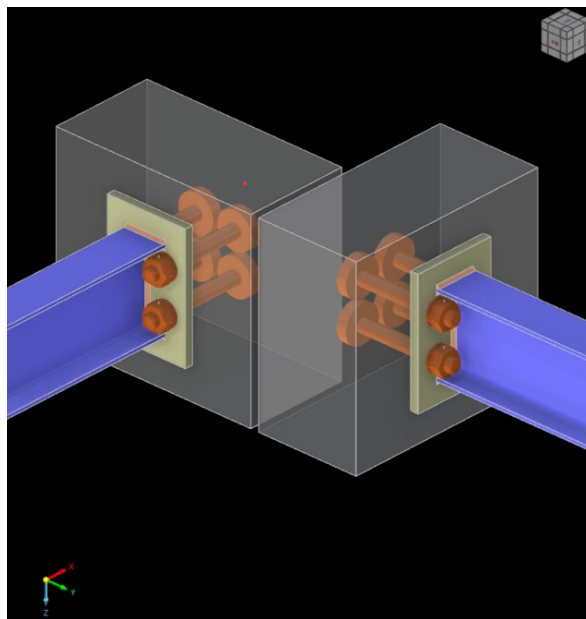
Χιαστί : $N = -228.49 \text{ kN}$ θλιπτική

Υποσύλωμα : $N = -377.98 \text{ kN}$ θλιπτική

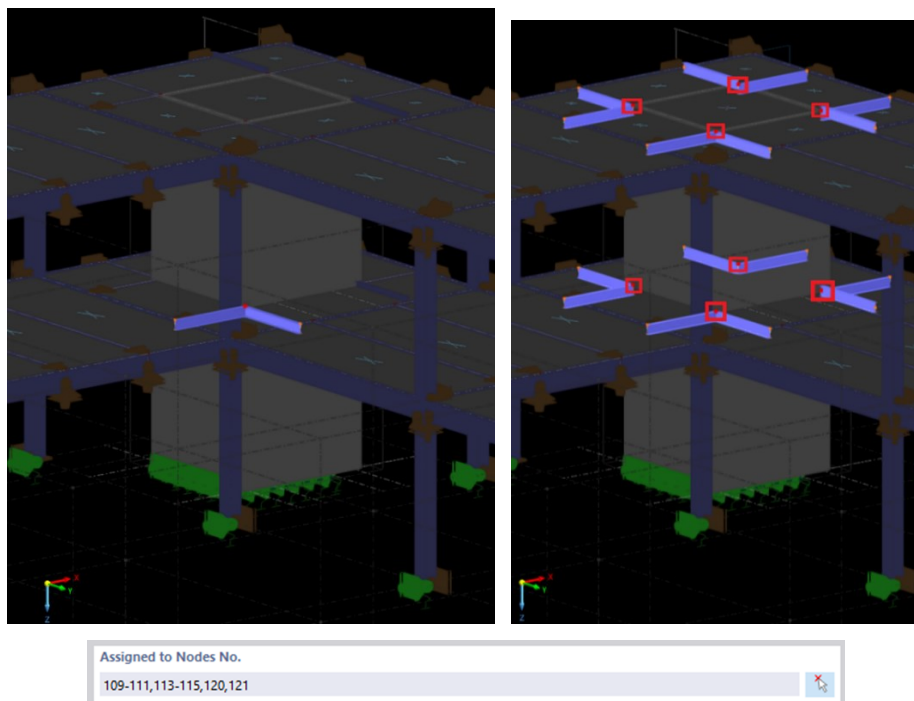
9.6 Σύνδεση Συνδετήριων Δοκών με τον Πυρήνα Οπλισμένου Σκυροδέματος

9.6.1 Θέσεις Εφαρμογής της Σύνδεσης στον Φορέα

Η όγδοη κατηγορία διαφοροποιείται από τις προηγούμενες, καθώς δεν αφορά αμιγώς μεταλλικό κόμβο, αλλά τη συγκόλληση των μεταλλικών δοκών του φορέα στα κατακόρυφα τοιχώματα του κεντρικού πυρήνα οπλισμένου σκυροδέματος του κτιρίου. Η σύνδεση υλοποιείται μέσω μετωπικής πλάκας έδρασης (base plate), η οποία τοποθετείται σε κατακόρυφη διάταξη. Η μεταλλική δοκός συγκολλάται πάνω στην πλάκα, και στη συνέχεια η πλάκα αυτή πακτώνεται στο σκυρόδεμα μέσω ενσωματωμένων αγκυρίων (cast-in headed anchors).



Εικόνα 9-63: Σύνδεση κύριων δοκών με τον πυρήνα οπλισμένου σκυροδέματος

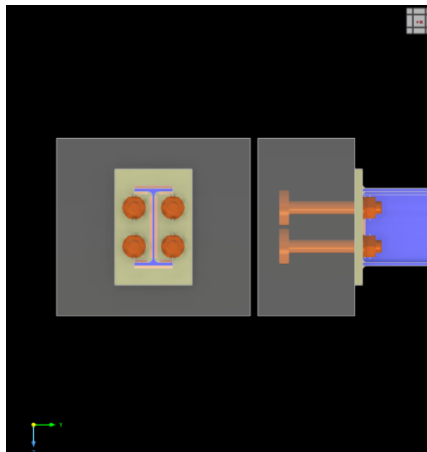


Εικόνα 9-64: Η συγκεκριμένη σύνδεση εφαρμόστηκε στις θέσεις σύνδεσης των δοκών με τον πυρήνα, και συγκεκριμένα στους κόμβους με αρίθμηση 109-111, 113-115, 120 και 121.

9.6.2 Επιλογή Εξαρτημάτων και Κατασκευαστικές Λεπτομέρειες της Σύνδεσης

Μετωπική Πλάκα Αγκύρωσης

Η πλάκα αναλαμβάνει τη μεταβίβαση των δυνάμεων από τη μεταλλική διατομή προς τα αγκύρια. Χρησιμοποιήθηκε ορθογωνική πλάκα με πάχος 20.0 mm. Οι τελικές της διαστάσεις είναι 200.0 mm σε πλάτος και 300.0 mm σε ύψος.



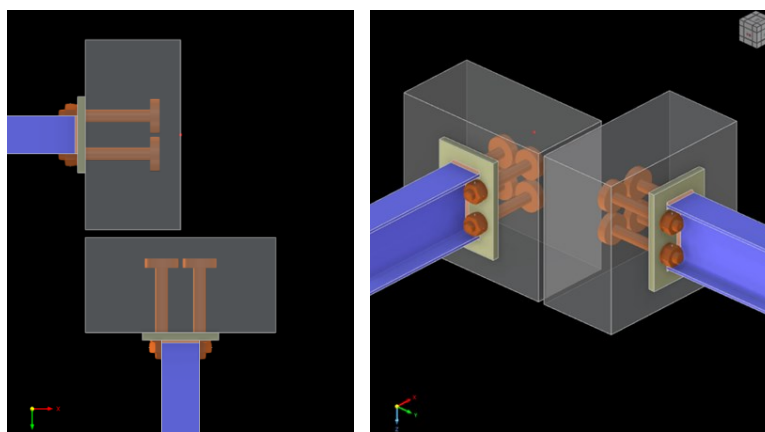
Εικόνα 9-65: Μετωπική πλάκα αγκύρωσης

Στοιχείο Οπλισμένου Σκυροδέματος

Το υπόβαθρο έδρασης προσομοιώθηκε στο λογισμικό ως ένα τμήμα σκυροδέματος με τις ακριβείς ιδιότητες του κτιρίου. Το στοιχείο ορίστηκε ως σκυρόδεμα κατηγορίας αντοχής C30/37. Επιλέχτηκε πάχος 25 cm για το συγκεκριμένο Component, τιμή η οποία επιλέχθηκε ώστε να ταυτίζεται απόλυτα με το πραγματικό *πάχος του τοιχώματος του πυρήνα* οπλισμένου σκυροδέματος που περιβάλλει τον ανελκυστήρα/κλιμακοστάσιο.

Σύστημα Αγκύρωσης

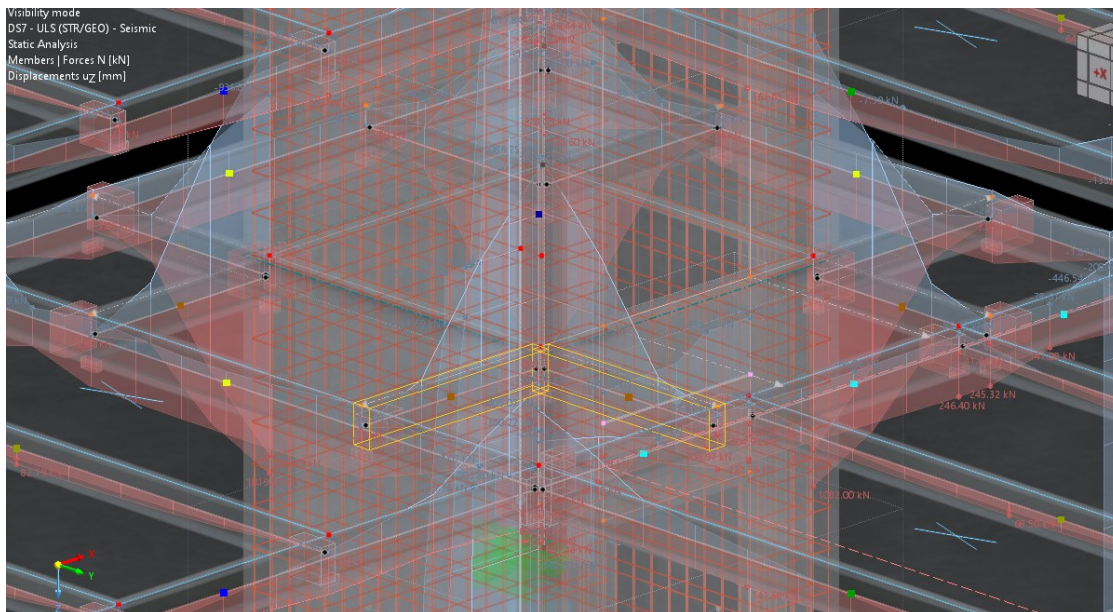
Η ασφαλής μεταφορά των τεμνουσών και ορθών δυνάμεων μέσα στη μάζα του τοιχώματος επιτυγχάνεται μέσω αγκυρίων. Χρησιμοποιήθηκαν 4 αγκύρια. Τα αγκύρια διατάσσονται συμμετρικά διάταξη 2x2. Η οριζόντια και κατακόρυφη απόσταση μεταξύ των αγκυρίων είναι 100.0 mm. Τοποθετούνται κεντρικά στην πλάκα, αφήνοντας απόσταση 50.0 mm περιμετρικά από τις ακμές της. Πρόκειται για αγκύρια που διαθέτουν κεφαλή και ενσωματώνονται κατά τη σκυροδέτηση (cast-in headed anchors). Το ενεργό μήκος(πακτώσεώς τους εντός του τοιχώματος ορίστηκε στα 170.0 mm. Η πλάκα αγκύρωσης του κάθε αγκυρίου είναι κυκλική, με διάμετρο 90.0 mm και πάχος 25.0 mm, προσφέροντας βέλτιστη αντίσταση σε εξόλκευση (ώθηση προς τα έξω).



Εικόνα 9-66: Προσομοίωση τοιχώματος πυρήνα πάχους 250mm και διάταξη αγκυρώσεων

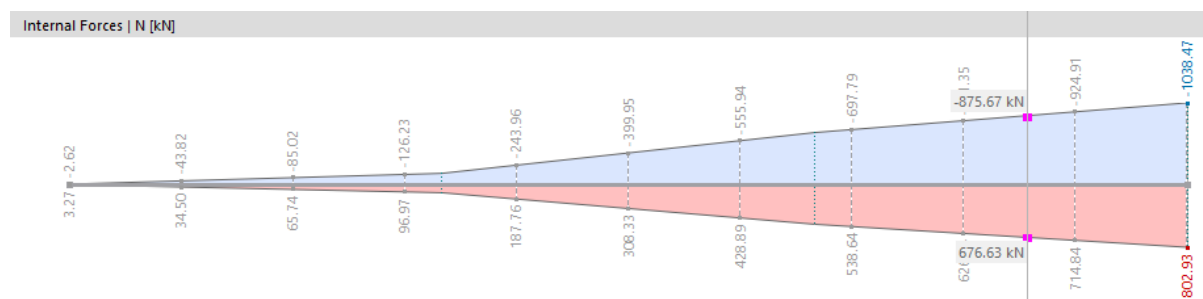
Φορτία Σχεδιασμού Σύνδεσης Συνδετήριας Δοκού με Πυρήνα Ο.Σ.

Η συνδετήρια δοκός λειτουργεί ως στοιχείο μεταφοράς των οριζόντιων αδρανειακών δυνάμεων του διαφράγματος προς τον άκαμπτο πυρήνα σκυροδέματος. Γι' αυτό, δεν κατατάσσεται στα μέλη κατανάλωσης σεισμικής ενέργειας και δεν εφαρμόζεται ικανοτικός σχεδιασμός. Οι δυνάμεις σχεδιασμού της σύνδεσης άρθρωση με μετωπικό έλασμα και αγκύρια προκύπτουν απευθείας από την περιβάλλουσα των κρίσιμων σεισμικών συνδυασμών.

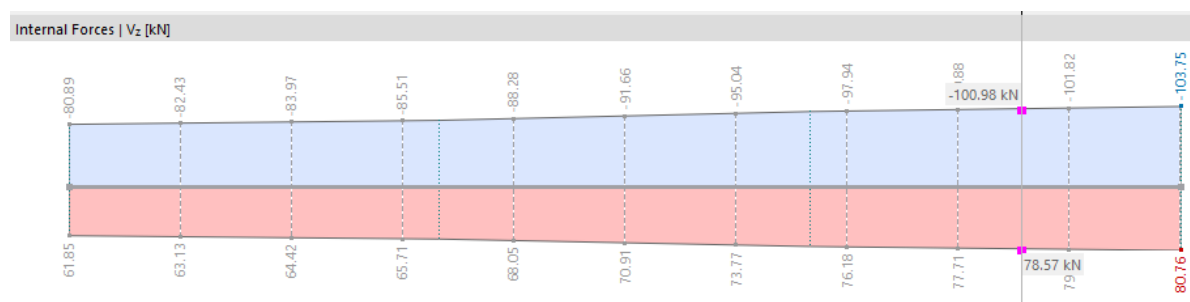


Εικόνα 9-67: Αξονικές δυνάμεις N σεισμικού συνδυασμού

Αριστερή Δοκός (Μέλος 170)

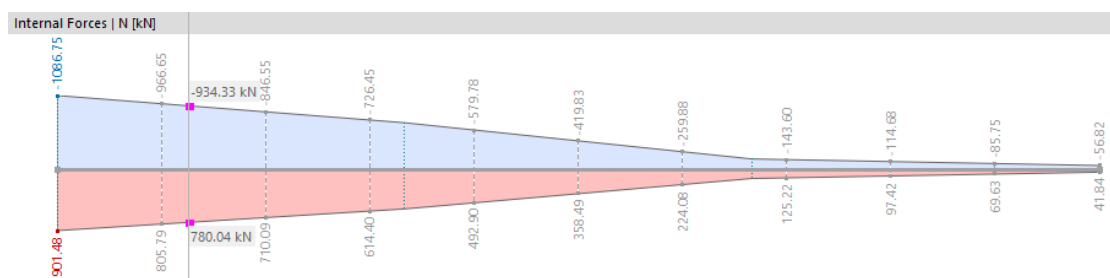
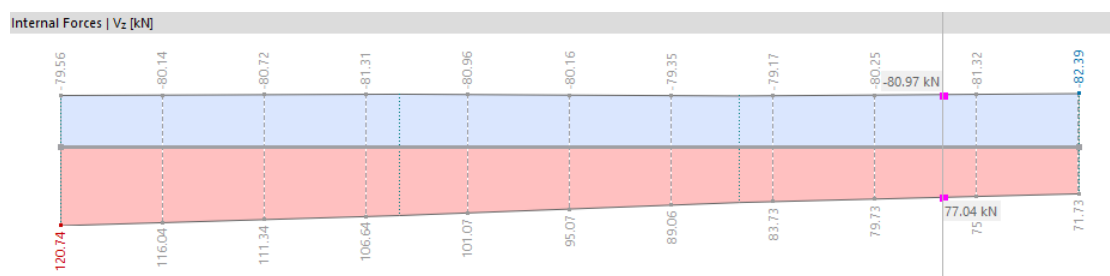


Εικόνα 9-68: Αξονική N_{ed}



Εικόνα 9-69: Τέμνουσα $V_{z,ed}$

Δεξιά Δοκός (Μέλος 163)

Εικόνα 9-70: Αξονική N_{ed} Εικόνα 9-71: Τέμνουσα $V_{z,ed}$

Για την κάλυψη των πιθανών μηχανισμών αστοχίας, εξετάζονται δύο δυσμενή σενάρια φόρτισης ανά μέλος.

Περίπτωση 1: Έλεγχος Εφελκυσμού για τον έλεγχο των Αγκυρίων

Ελέγχεται η ικανότητα της σύνδεσης να παραλάβει τη μέγιστη εφελκυστική δύναμη, η οποία τείνει να αποκολλήσει το μετωπικό έλασμα από τον πυρήνα, ελέγχοντας την αντοχή των αγκυρίων σε εξόλκευση.

Αριστερή Δοκός: Αξονική $N_{Ed} = 802.93$ kN εφελκυστική (Εικόνα 9-68), τέμνουσα $V_z = -103.75$ kN (Εικόνα 9-69)

Δεξιά Δοκός: Αξονική $N_{Ed} = 901.48$ kN εφελκυστική (Εικόνα 9-70), τέμνουσα $V_z = 120.74$ kN (Εικόνα 9-71)

Περίπτωση 2: Έλεγχος Θλίψης για την Σύνθλιψη Σκυροδέματος

Ελέγχεται η ικανότητα της σύνδεσης να μεταβιβάσει τη μέγιστη θλιπτική δύναμη στον πυρήνα μέσω της επαφής του ελάσματος, αποτρέποντας την τοπική σύνθλιψη του σκυροδέματος.

Αριστερή Δοκός: Αξονική $N_{Ed} = -1038.47$ kN θλιπτική (Εικόνα 9-68), Τέμνουσα $V_z = -103.75$ kN (Εικόνα 9-69)

Δεξιά Δοκός: Αξονική $N_{Ed} = -1086.75$ kN (Εικόνα 9-70) Τέμνουσα $V_z = 120.74$ kN (Εικόνα 9-71)

10 ΔΙΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΔΟΚΩΝ

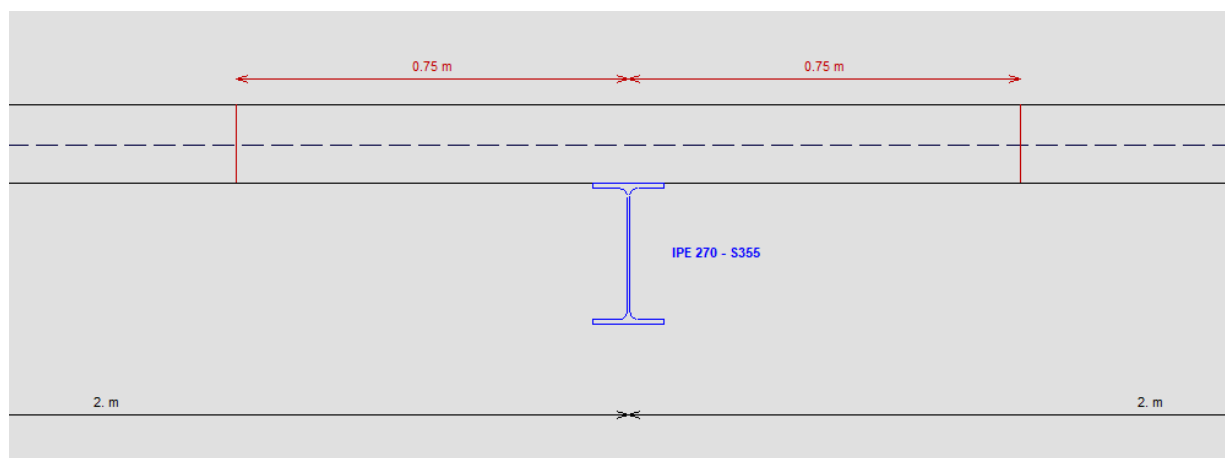
Στην παρούσα ενότητα παρουσιάζεται η διαστασιολόγηση της τυπικής σύμμικτης δοκού του Διαγνωστικού Κέντρου. Ο υπολογισμός και ο έλεγχος της επάρκειας της δοκού πραγματοποιήθηκαν με τη χρήση του λογισμικού ArcelorMittal Beams Calculator και επιβεβαιώθηκαν με χειρόγραφο υπολογισμό σε υπολογιστικά φύλλα excel, όπως παρουσιάζεται παρακάτω. Η μεθοδολογία του προγράμματος βασίζεται στους ισχύοντες Ευρωκώδικες (EN 1993-1-1 για χαλύβδινες κατασκευές, EN 1994-1-1 για σύμμικτες κατασκευές). Παρακάτω παρατίθενται τα γεωμετρικά δεδομένα, οι παραδοχές των υλικών, καθώς και οι έλεγχοι σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ULS), Λειτουργικότητας (SLS), τεκμηριώνοντας την τελική επιλογή της διατομής.

Πριν από την τελική εκτέλεση των υπολογισμών για τη διαστασιολόγηση της σύμμικτης δοκού, πραγματοποιήθηκε η παραμετροποίηση του μοντέλου στο λογισμικό ArcelorMittal Beams Calculator. Παρακάτω αναλύονται οι επιλογές που έγιναν στις επιμέρους καρτέλες του προγράμματος.

10.1 Διαστασιολόγηση Δευτερεύουσας Σύμμικτης Δοκού

Γεωμετρία Φορέα

Αρχικά, ορίστηκε η γεωμετρία της δοκού. Η δοκός ορίστηκε ως απλά εδραζόμενη (Single span) με θεωρητικό άνοιγμα $L = 6.00 \text{ m}$. Επιλέχθηκε η λειτουργία της ως Ενδιάμεση Δοκός, με την απόσταση μεταξύ των διαδοκίδων στον κάναβο του κτιρίου να ορίζεται στα 2.00 m . Ωστόσο, για τον ακριβή υπολογισμό της σύμμικτης λειτουργίας, το συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} υπολογίζεται ως $L/8 = 6.00 / 8 = 0.75 \text{ m}$, οδηγώντας σε ένα συνολικό συνεργαζόμενο πλάτος $b_{eff} = 1.50 \text{ m}$ στο μέσο του ανοίγματος.

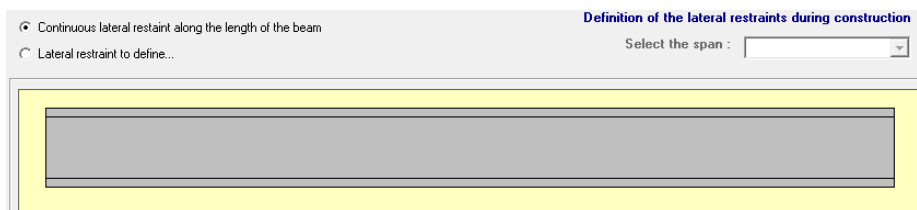


Εικόνα 10-1: Εισαγωγή διάταξης σύμμικτης δοκού στο λογισμικό της ArcelorMittal. Απόσταση δοκών μεταξύ τους 2 m και συνεργαζόμενο πλάτος $b_{eff} = 2 \cdot L/8 = 1.50 \text{ m}$.

Επιλογή Χαλύβδινης Διατομής

Στην καρτέλα του χάλυβα, έγινε η επιλογή της πρότυπης διατομής IPE 270. Η ποιότητα του χάλυβα ορίστηκε σε S355. Μια παραδοχή που έγινε σε αυτό το στάδιο αφορά την πλευρική εξασφάλιση της δοκού.

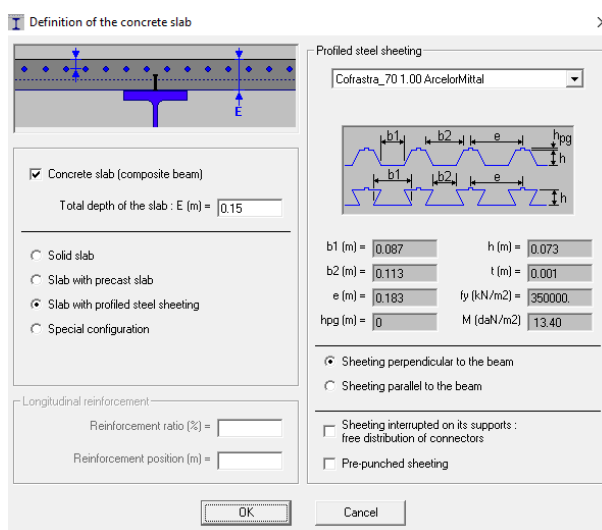
Επιλέχθηκε η ρύθμιση "Continuous lateral restraint" (Συνεχής πλευρική εξασφάλιση, Εικόνα 10-2), θεωρώντας ότι η χαλύβδινη δοκός συγκρατείται πλήρως από το χαλυβδόφυλλο και την πλάκα σκυροδέματος, αποτρέποντας έτσι τον στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.



Εικόνα 10-2: Συνεχής πλευρική εξασφάλιση δοκού

Χαρακτηριστικά Πλάκας και Χαλυβδόφυλλου

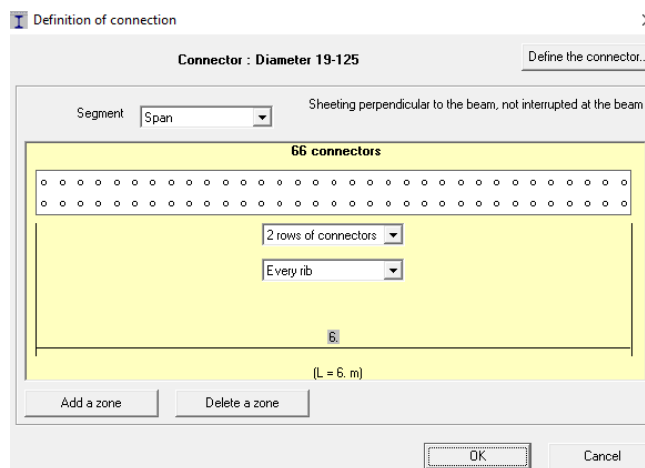
Για τη σύμμικτη πλάκα, επιλέχθηκε σκυρόδεμα κατηγορίας C30/37. Το συνολικό πάχος της πλάκας ορίστηκε στα 15.00 cm. Ως μόνιμος ξυλότυπος και οπλισμός επιλέχθηκε το χαλυβδόφυλλο Cofrastra 70 με πάχος ελάσματος 1.00 mm, το οποίο τοποθετείται κάθετα στον διαμήκη άξονα της δοκού. Το πρόγραμμα υπολογίζει αυτόματα τις παραμέτρους ερπυσμού και συστολής ξήρανσης βάσει του Ευρωκώδικα.



Εικόνα 10-3: Πάχος πλάκας και ιδιότητες χαλυβδόφυλλου Cofrastra 70

Διατμητική Σύνδεση

Για την εξασφάλιση της σύμμικτης δράσης, ορίστηκαν οι διατμητικοί ήλοι. Επιλέχθηκαν τυπικοί ήλοι Nelson διαμέτρου 19 mm και ύψους 125 mm, με όριο θραύσης 450 N/mm². Η διάταξή τους ορίστηκε σε 2 ήλους ανά νεύρο, 66 ήλους συνολικά, προκειμένου να επιτευχθεί ο επιθυμητός βαθμός διατμητικής σύνδεσης που απαιτείται για την ανάληψη των τελικών φορτίων.



Εικόνα 10-4: Διάταξη 2 ήλων σε κάθε νεύρο και ιδιότητες ήλων

Φορτίσεις και Παραδοχές Κατασκευής

Στο στάδιο αυτό καθορίστηκε η μέθοδος κατασκευής και τα επιβαλλόμενα φορτία:

Υποστύλωση (Propping): Επιλέχθηκε κατασκευή χωρίς υποστύλωση. Αυτό σημαίνει ότι κατά τη χύτευση του σκυροδέματος, η δοκός IPE 270 φέρει μόνη της όλο το βάρος χωρίς ενδιάμεσα υποστυλώματα.

Φορτία Φάσης Κατασκευής: Το πρόγραμμα υπολογίζει αυτόματα το ίδιο βάρος χάλυβα και νωπού σκυροδέματος. Επιπλέον, εισήχθη το κινητό φορτίο κατασκευής (Construction load Q_c) ίσο με 0.75 kN/m^2 .

Construction stage

Uniformly distributed load along the whole beam :

Profile weight per unit of length (kN/m) =

Encasement concrete weight per unit of length (kN/m) =

Slab weight per unit of area (kN/m²) =

Imposed construction load per unit of area (Q_c - kN/m²) =

The weight of the beam per unit of length is calculated automatically and it cannot be modified.

Εικόνα 10-5: Αυτόματος υπολογισμός ιδίου βάρους πλάκας και χαλυβδοφύλλου και επιλογή κινητού φορτίου κατασκευής (εργάτες) ίσου με 0.75 kN/m^2

Φορτία Τελικής Φάσης: Προστέθηκε το επιπλέον μόνιμο επιφανειακό φορτίο ίσο με 2.50 kN/m^2 , καθώς και το ωφέλιμο κινητό φορτίο λειτουργίας ίσο με 3.00 kN/m^2 , σύμφωνα με τα μέγιστα φορτία του ακτινοδιαγνωστικού τμήματος που εισήχθησαν και στο λογισμικό RFEM6.

Permanent loads (G)

Surface loads

	(kN/m ²)
1 - Slab	3.044
2	2.5

Line loads

	x ₀ (m)	q ₀ (kN/m)	x _e (m)	q _e (kN/m)
1 - Beam	0	0.354	6.	0.354
2	0	0	6.	0
3	0	0	6.	0

Loads

Segment: Span L = 6. m

Load cases:

☐ Construction stage

☐ Permanent loads (G)

☒ Live loads (Q1)

Live loads (Q1)

Surface loads

	(kN/m ²)
1	3
2	0

Line loads

	x ₀ (m)	q ₀ (kN/m)	x _e (m)	q _e (kN/m)
1	0	0	6.	0
2	0	0	6.	0
3	0	0	6.	0

Point loads

	x (m)	F (kN)
1	0	0
2	0	0
3	0	0
4	0	0
5	0	0

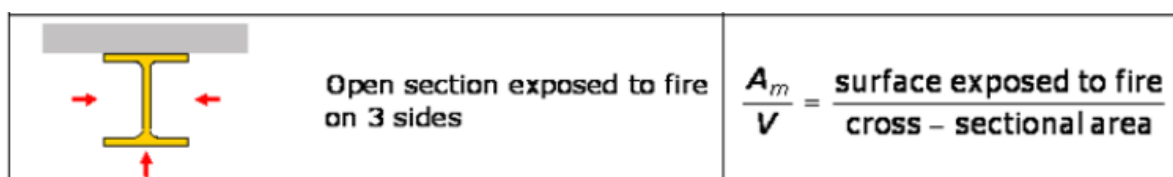
Downwards loads : positive

OK Cancel

Εικόνα 10-6: Εισαγωγή πρόσθετου μόνιμου φορτίου 2.5 kN/m^2 και κινητού φορτίου 3 kN/m^2 σε συμφωνία με τα φορτία που υπολογίστηκαν στην ενότητα των φορτίων και εισήχθησαν στο RFEM6

Πυραντίσταση

Για την παθητική πυροπροστασία του κτιρίου, τέθηκε απαίτηση πυραντίστασης R90 (90 λεπτά). Επιλέχθηκε προστασία τύπου περιμετρικής επένδυσης (Contour encasement) και ως υλικό της μελέτης ορίζεται το εμπορικό προϊόν PROMASPRAY P300 της εταιρείας Promat και τέθηκε έκθεση σε φωτιά από τις τρεις πλευρές.



Εικόνα 10-7: Έκθεση δοκού σε φωτιά από τις τρεις πλευρές (αναλυτικός υπολογισμός στο κεφάλαιο 8)

Αναλυτικά ο υπολογισμός του Shape Factor και των ελέγχων σε πυραντίσταση παρουσιάζονται στο κεφάλαιο της πυραντίστασης ο έλεγχος γίνεται στο RFEM μαζί με τις υπόλοιπες διατομές αγνοώντας την επιπλέον αντοχή που θα πρόσφερε η σύμμικτη διατομή, για συντηρητικό σχεδιασμό υπέρ της ασφαλείας.

Συντελεστές

Τέλος, επαληθεύτηκαν οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας βάσει του Εθνικού Προσαρτήματος $\gamma_G = 1.35$, $\gamma_Q = 1.50$, $\gamma_{M0} = 1.00$.

Υπολογισμοί και Έλεγχοι Επάρκειας

Ακολουθούν οι υπολογισμοί και οι επαληθεύσεις για κάθε κρίσιμη φάση του έργου από την κατασκευή έως την τελική λειτουργία. Στη συνέχεια, παρατίθενται η παρουσίαση των αποτελεσμάτων και των ελέγχων επάρκειας της δοκού.

10.1.1 Φάση Κατασκευής

Στη φάση αυτή, το σκυρόδεμα είναι νωπό και δεν λειτουργεί συνεργατικά. Η δοκός κατασκευάζεται χωρίς υποστύλωση, άρα η χαλύβδινη διατομή IPE 270 φέρει μόνη της όλα τα φορτία κατασκευής.

Φορτία Φάσης Κατασκευής

Ο συνδυασμός σχεδιασμού σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ULS) είναι: $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q_c$. Τα ίδια βάρη δοκού και σκυροδέματος δίνονται από το λογισμικό.

-*Μόνιμο (G):* Ίδιο βάρος δοκού (0.35 kN/m) + Ίδιο βάρος νωπού σκυροδέματος $3.04 \text{ kN/m}^2 \cdot 2 \text{ m} = 6.09 \text{ kN/m} = 6.44 \text{ kN/m}$.

-*Κινητά Κατασκευής (Q_c):* Υπολογίζεται ως 0.75 kN/m^2 επί το μέγιστο συνεργαζόμενο πλάτος 2m, δίνοντας $0.75 \cdot 2 = 1.50 \text{ kN/m}$.

-*Συνολικό φορτίο σχεδιασμού (q_{Ed,c}):* $q_{Ed,c} = 1.35 \cdot 6.44 + 1.50 \cdot 1.50 = 8.694 + 2.25 = 10.944 \text{ kN/m}$.

Εντατικά Μεγέθη

-*Μέγιστη Ροπή (M_{Ed,c}) στο μέσο του ανοίγματος:*

$$M_{Ed,C} = q_{Ed,c} \cdot L^2 / 8 = 10.944 \cdot 6.00^2 / 8 = 49.25 \text{ kNm}.$$

-*Μέγιστη Τέμνουσα / Αντίδραση Στήριξης (V_{Ed,c}):*

$$V_{Ed,c} = q_{Ed,c} \cdot L / 2 = 10.944 \cdot 6.00 / 2 = 32.83 \text{ kN}.$$

Έλεγχος Αντοχής Χαλύβδινης Διατομής (ULS)

-*Αντοχή σε Κάμψη (M_{pl,a,Rd}):*

$$M_{pl,a,Rd} = (W_{pl,y} \cdot f_y) / \gamma_{M0} = (484 \text{ cm}^3 \cdot 35.5 \text{ N/cm}^2) / 1.0 = 171.82 \text{ kNm}.$$

$$\Gamma_M = M_{Ed,c} / M_{pl,a,Rd} = 49.26 / 171.82 = 0.287 < 1.0 - \text{Επαρκεί}.$$

-*Αντοχή σε Διάτμηση (V_{pl,a,Rd}):*

Καθώς ο λόγος h_w/t_w είναι εντός ορίων, δεν υφίσταται κίνδυνος διατμητικού λυγισμού του κορμού.

$$V_{pl,a,Rd} = (A_{v,z} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) \cdot \eta \quad (\text{Με } \eta = 1.20).$$

$$V_{pl,a,Rd} = (22.14 \text{ cm}^2 \cdot 35.5 \text{ N/cm}^2) / (1.732 \cdot 1.0) \cdot 1.20 = 453.74 \text{ kN}.$$

$$\Gamma_V = V_{Ed,c} / V_{pl,a,Rd} = 32.84 / 453.74 = 0.072 < 1.0 - \text{Επαρκεί}.$$

-*Αλληλεπίδραση Κάμψης-Διάτμησης (Γ_{MV}):*

Εφόσον η τέμνουσα δεν υπερβαίνει το 50% της πλαστικής αντοχής, δεν απαιτείται μείωση της ροπής αντοχής.

Άρα $\Gamma_{MV,max} = 0.287$.

Τα παραπάνω αποτελέσματα παρουσιάζονται στην εικόνα Εικόνα 10-8 στο τμήμα Construction Stage του Report :

CONSTRUCTION stage			
Moment resistance	Section Class 1	$M_{Rd} =$	171.82 kN.m
Plastic shear force resistance	$V_{pl,Rd} =$	453.74 kN ($\eta = 1.20$)	
No risk of shear buckling ($h_w / t_w < 72 \varepsilon / \eta$ EN 1993-1-1 § 6.2.6(6))			
ULS combination (construction stage) : 1.35 G + 1.50 Q_c			
Support reactions		$R_{V1} =$	32.84 kN
		$R_{V2} =$	32.84 kN
$M_{Ed,max(+)} =$	49.26 kN.m	$\Gamma_M =$	0.287 (x = 3.000 m)
$V_{Ed,max} =$	-32.84 kN	$\Gamma_V =$	0.072 (x = 0.000 m)
		$\Gamma_{MV} =$	0.287 (x = 3.000 m)
Maximum criterion for bending resistance		$\Gamma_{M,max} =$	0.287
Maximum criterion for shear force resistance		$\Gamma_{V,max} =$	0.072
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction		$\Gamma_{MV,max} =$	0.287

Εικόνα 10-8: Αποτελέσματα Φάσης Κατασκευής ΟΚΑ, μέγιστος βαθμός εκμετάλλευσης $\Gamma = 0.287 < 1$

Έλεγχος Παραμορφώσεων (SLS)

Ελέγχονται τα βέλη κάμψης της απλής χαλύβδινης δοκού.

Βέλος από ίδιο βάρος: 8.9 mm (L/671)

Βέλος από φορτίο κατασκευής (Q_c): 2.1 mm (L/2881)

Συνολικό βέλος κατασκευής: $8.9 + 2.1 = 11.0 \text{ mm (L/544)}$, το οποίο είναι εντός των αποδεκτών ορίων.

Έλεγχος Λόγου Ανοίγματος: $L / v_{max} = 6000 / 11.0 = 545.45$

Πιο αναλυτικά οι υπολογισμοί των επιμέρους βελών παρατίθενται παρακάτω στο

Κεφάλαιο 9.1.4 Τελική Φάση Λειτουργικότητας SLS

Serviceability Limit States (CONSTRUCTION stage)

Deflections per load case

Case 'Dead weight'	Span	$v_{max} =$	8.9 mm (L / 671)
Case 'Construction load' (Q_c)	Span	$v_{max} =$	2.1 mm (L / 2881)
	Total deflection	$v_{max} =$	11.0 mm (L / 544)

Εικόνα 10-9: Αποτελέσματα Φάσης Κατασκευής ΟΚΑ, μέγιστη βύθιση $11 \text{ mm} = L/544 < L/250$

10.1.2 Διατμητική Σύνδεση

Όπως παρουσιάστηκε και στην εισαγωγική ενότητα, έχουν επιλεγεί ήλοι διαμέτρου $d = 19 \text{ mm}$ και ύψους $h = 125 \text{ mm}$, από χάλυβα με όριο διαρροής $f_y = 350 \text{ N/mm}^2$ και όριο θραύσης $f_u = 450 \text{ N/mm}^2$. Τοποθετούνται $n = 2$ ήλοι ανά νεύρο χαλυβδόφυλλου, με συνολικό αριθμό 66 ήλων κατά μήκος της δοκού.

Αντοχή Ενός Ήλου (P_{Rd})

Η αντοχή του ήλου μειώνεται λόγω της παρουσίας του χαλυβδόφυλλου το οποίο διατάσσεται κάθετα στη δοκό.

-Αντοχή σε συμπαγές σκυρόδεμα ($P_{Rd,solid}$):

$$P_{Rd,solid} = 0.8 \cdot f_u \cdot (\pi \cdot d^2 / 4) / \gamma_v$$

$$= 0.8 \cdot 450 \text{ N/mm}^2 \cdot (3.14 \cdot 19^2 \text{ mm}^2 / 4) / 1.25 = 81.66 \text{ kN}.$$

-Μειωτικός συντελεστής (k_t):

$$k_t = (0.7 / \sqrt{n_r}) \cdot (b_0 / h_p) \cdot (h / h_p - 1)$$

$$= (0.7 / \sqrt{2}) \cdot (100 / 73) \cdot (125 / 73 - 1) = 0.483.$$

-Τελική Αντοχή Ήλου (P_{Rd}):

$$P_{Rd} = k_t \cdot P_{Rd,solid} = 0.483 \cdot 81.66 = 39.44 \text{ kN}.$$

Βαθμός Σύνδεσης (η)

Ο βαθμός διατμητικής σύνδεσης εκφράζει το ποσοστό της πλήρους συνεργασίας που επιτυγχάνεται στην κρίσιμη διατομή (στο μέσο του ανοίγματος).

-Πλαστική αντοχή εφελκυσμένου χάλυβα (F_{Steel}):

Αντιπροσωπεύει τη μέγιστη εφελκυστική δύναμη που μπορεί να παραλάβει η χαλύβδινη διατομή IPE 270 όταν διαρρεύσει πλήρως.

$$F_{Steel} = A_a \cdot (f_y / \gamma_{M0}), \text{ όπου:}$$

$$A_a: \text{Εμβαδόν διατομής της IPE 270} = 45.945 \text{ cm}^2$$

$$f_y: \text{Όριο διαρροής χάλυβα S355} = 35.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_{M0}: \text{Συντελεστής ασφαλείας χάλυβα} = 1.00$$

$$F_{Steel} = 45.945 \cdot (35.5 / 1.00) = 1631.05 \text{ kN}.$$

-Πλαστική αντοχή θλιβόμενης πλάκας ($F_{Concrete}$):

Αντιπροσωπεύει τη μέγιστη θλιπτική δύναμη που μπορεί να παραλάβει το σκυρόδεμα. Βάσει του Ευρωκώδικα 4, το σκυρόδεμα που βρίσκεται μέσα στα νεύρα του χαλυβδόφυλλου (το οποίο είναι κάθετο στη δοκό) αγνοείται. Άρα, υπολογίζουμε μόνο το συμπαγές τμήμα της πλάκας πάνω από τα νεύρα.

$$F_{Concrete} = 0.85 \cdot (f_{ck} / \gamma_c) \cdot b_{eff} \cdot h_c, \text{ όπου}$$

$$0.85: \text{Συντελεστής απομείωσης της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος}$$

$$f_{ck}: \text{Χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος C30} = 3.0 \text{ kN/cm}^2 \text{ (ή } 30 \text{ N/mm}^2).$$

$$\gamma_c: \text{Συντελεστής ασφαλείας σκυροδέματος} = 1.50.$$

b_{eff} : Συνεργαζόμενο πλάτος πλάκας = 150 cm (όπως υπολογίστηκε $L/8 + L/8$).

h_c : Πάχος συμπαγούς σκυροδέματος πάνω από το χαλυβδόφυλλο = Συνολικό πάχος πλάκας (h_t)

Ύψος χαλυβδόφυλλου (h_p) = 15 cm - 7.3 cm = 7.7 cm.

$$F_{Concrete} = 0.85 * (3.0 / 1.50) * 150 * 7.7 = 0.85 * 2.0 * 150 * 7.7 = 1963.50 \text{ kN}.$$

Η κρίσιμη δύναμη είναι η μικρότερη, δηλαδή τα 1631.05 kN.

Βαθμός Σύνδεσης (η):

Απαιτούμενος αριθμός ήλων για πλήρη σύνδεση (n_f) ανά μισό άνοιγμα:

$$n_f = F_c / P_{Rd} = 1631.05 / 39.44 = 41.35 \text{ ήλοι}.$$

Προσφερόμενοι ήλοι (n): Έχουμε συνολικά 66 ήλους, άρα 33 ήλους ανά μισό άνοιγμα.

$$\text{Βαθμός Σύνδεσης } (\eta): \eta = n / n_f = 33 / 41.35 = 0.774$$

Επειδή ο ελάχιστος απαιτούμενος βαθμός σύνδεσης για το συγκεκριμένο άνοιγμα είναι 0.430 και $\eta = 0.774 > 0.430$, επομένως η επιλογή *μερικής διατμητικής σύνδεσης* επαρκεί.

Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στην Εικόνα 10-10 στο τμήμα Final Stage του Report :

<u>FINAL stage</u>	
<u>Participating width</u>	
on left support	1.125 m
L / 4 (= 1.500 m)	1.500 m
3 L / 4 (= 4.500 m)	1.500 m
on right support	1.125 m
<u>Moments of inertia</u>	...at mid-span
Long-term	22456 cm ⁴
Short-term	28937 cm ⁴
Resistance of the connectors	$P_{Rd} = 39.44 \text{ kN}$
Verification of the degree of connection	
Minimum degree of connection = 0.430	
F_{Steel}	= 1631.05 kN
$F_{Concrete}$	= 1963.50 kN
Degree of connection = 0.774 > 0.430	
The degree of connection is calculated for the section with maximum bending moment	
Plastic resistance with partial connection	

Εικόνα 10-10: Τελική Φάση, Μερική Διατμητική Σύνδεση – $\eta=0.774 > 0.430$

10.1.3 Τελική Φάση - Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Στην τελική φάση, η πλάκα σκυροδέματος έχει σκληρυνθεί, αποτελεί ενιαίο σώμα με τη δοκό μέσω των ήλων, και η διατομή λειτουργεί πλήρως ως σύμμικτη.

Φορτία Τελικής Φάσης

Ο συνδυασμός είναι: $1.35 \cdot G_{tot} + 1.50 \cdot Q_1$. Τα Ίδια βάρη υπολογίστηκαν στην φάση της κατασκευής.

-Συνολικά Μόνιμα (G_{tot}):

Ίδιο βάρος διατομής (0.35) + Ίδιο βάρος πλάκας (6.09) + Επικαλύψεις/Δάπεδα (Επιφανειακό φορτίο $2.50 \text{ kN/m}^2 \cdot 2.00 \text{ m} = 5.00 \text{ kN/m}$). Σύνολο = 11.44 kN/m .

-Κινητά Λειτουργίας (Q_1): $3.00 \text{ kN/m}^2 \cdot 2.00 \text{ m} = 6.00 \text{ kN/m}$.

-Συνολικό Φορτίο (q_{Ed}):

$$q_{Ed} = 1.35 \cdot 11.44 + 1.50 \cdot 6.00 = 15.444 + 9.00 = 24.444 \text{ kN/m}.$$

Εντατικά Μεγέθη Τελικής Φάσης

-Μέγιστη Ροπή (M_{Ed}):

$$M_{Ed} = q_{Ed} \cdot L^2 / 8 = 24.444 \cdot 6.00^2 / 8 = 110.00 \text{ kNm}.$$

-Μέγιστη Τέμνουσα (V_{Ed}):

$$V_{Ed} = q_{Ed} \cdot L / 2 = 24.444 \cdot 6.00 / 2 = 73.33 \text{ kN}.$$

Έλεγχος Αντοχής Σύμμικτης Διατομής

-Αντοχή σε Κάμψη με Μερική Σύνδεση ($M_{pl,Rd,\eta}$):

Καθώς ο βαθμός σύνδεσης είναι $\eta = 0.774 < 1.0$, η πλαστική αντοχή της διατομής υπολογίζεται με παρεμβολή.

-Αντοχή Χάλυβα ($M_{pl,a,Rd}$): 171.82 kNm (από υποενότητα Φάση Κατασκευής)

-Αντοχή Πλήρους Σύνδεσης ($M_{pl,Rd,full}$): 428.00 kNm (από AM report)

-Αντοχή με Μερική Σύνδεση ($M_{pl,Rd,\eta}$):

$$\begin{aligned} M_{pl,Rd,\eta} &= M_{pl,a,Rd} + \eta \cdot (M_{pl,Rd,full} - M_{pl,a,Rd}) \\ &= 171.82 + 0.774 \cdot (428.00 - 171.82) = 171.82 + 198.28 = 370.10 \text{ kNm} \end{aligned}$$

περίπου ίσο με το $377,56$ που υπολογίζει το λογισμικό με ακριβέστερη πλαστική ανάλυση του ουδέτερου άξονα.

Έλεγχος $\Gamma M_{max} = M_{Ed} / M_{pl,Rd} = 110.02 / 377.56 = 0.301 < 1.0$ - Επαρκεί.

-Αντοχή σε Διάτμηση:

Η τέμνουσα αναλαμβάνεται εξ ολοκλήρου από τον χαλύβδινο κορμό (453.74 kN).

Έλεγχος: $\Gamma_v_{max} = 73.34 / 453.74 = 0.162 < 1.0$ - Επαρκεί.

-*Έλεγχος Διαμήκους Διάτμησης Πλάκας:* Ο συντελεστής εξάντλησης είναι $\Gamma_{vh,max} = 0.582 < 1.0$.

Η συνολική δύναμη λόγω μερικής σύνδεσης είναι $\eta \cdot F_{steel} = 0.774 \cdot 1631.05 = 1262.4$ kN μοιράζεται στο μισό άνοιγμα των 3 μέτρων, δίνοντας 420.8 kN/m. Η δύναμη αυτή κατανέμεται σε δύο συμμετρικές επιφάνειες διάτμησης της πλάκας, άρα η τελική δρώσα δύναμη είναι $v_{Ed} = 210.4$ kN/m. Ο δείκτης 0.582 προκύπτει διαιρώντας τη δρώσα δύναμη 210.4 kN/m με τη μέγιστη αντοχή της πλάκας σε διαμήκη διάτμηση $v_{Rd} = 361.5$ kN/m (δίνεται από λογισμικό), άρα $\Gamma_{vh,max} = 210.4/361.5 = 0.582$.

Plastic resistance with partial connection					
Plastic shear force resistance	$V_{pl,Rd} =$	453.74 kN	($\eta = 1.20$)		
No risk of shear buckling ($h_w / t_w < 72 \varepsilon / \eta$)					
ULS combination : 1.35 G + 1.50 Q ₁					
Support reactions		$R_{V1} =$	73.34 kN		
		$R_{V2} =$	73.34 kN		
Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab :		$A_s/s_f >$	0.67 cm ² /m		
$M_{Ed,max}(+) =$	110.02 kN.m	$M_{Ed,max}(-) =$	0.00 kN.m	$\Gamma_M =$	0.301 (x = 3.900 m)
$V_{Ed,max} =$	-73.34 kN			$\Gamma_V =$	0.162 (x = 0.000 m)
				$\Gamma_{MV} =$	0.301 (x = 3.900 m)
				$\Gamma_{Vh} =$	0.582
Plastic moment in span		$M_{pl,Rd} =$	377.56 kN.m		
Maximum criterion for bending resistance		$\Gamma_{M,max} =$	0.301		
Maximum criterion for shear force resistance		$\Gamma_{V,max} =$	0.162		
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction		$\Gamma_{MV,max} =$	0.301		
Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab		$\Gamma_{Vh,max} =$	0.582		

Εικόνα 10-11: Αποτελέσματα Τελικής Φάσης ΟΚΑ, μέγιστος βαθμός εκμετάλλευσης $\Gamma = 0.582 < 1$

Εγκάρσιος Οπλισμός Πλάκας

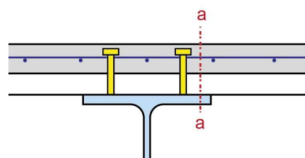
Για την αποφυγή διαμήκους διάτμησης της πλάκας γύρω από τους ήλους, υπολογίζεται το ελάχιστο ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού. Προκύπτει ελάχιστος απαιτούμενος οπλισμός $A_s/s_f > 0.67$ cm²/m (το οποίο αντιστοιχεί σε ελάχιστο ποσοστό $\rho_w, min = 0.09\%$). Με βάση αυτή την απαίτηση 0.67 cm²/m, η τοποθέτηση ενός τυπικού δομικού πλέγματος στο άνω μέρος της πλάκας (όπως υποδεικνύει και το σκαρίφημα του λογισμικού) επαρκεί. Προτείνεται η επιλογή ενός πλέγματος T131 (Φ5/15 εκ.), το οποίο προσφέρει διατομή οπλισμού 1.31 cm²/m, (ή εναλλακτικά ενός πλέγματος T188 (Φ6/15 εκ.) το οποίο προσφέρει 1.88 cm²/m) για την ασφαλή μεταφορά των διατμητικών δυνάμεων και την πλήρη αποφυγή ρηγματώσεων γύρω από τους ήλους. Πιο αναλυτικά παρουσιάζεται η διστάσιολόγηση της πλάκας στο επόμενο κεφάλαιο

Longitudinal shear resistance of the slab - Transverse reinforcing bars

Minimum transverse reinforcement ratio : $\rho_w, min = 0.09\%$
(EN 1994-1-1 §6.6.6.3 & EN 1992-1-1 §9.2.2(5)) $A_s/s_f > 0.67$ cm²/m

Reinforcement ratio (EN 1992-1-1 §6.2.4) : $A_s/s_f > 0.67$ cm²/m ($\rho_w > 0.09\%$)

Note: this result is provided as an indication.
Calculations must be performed in order to take into account specific conceptual details.
Note particularly that the calculations do not include the design of the slab.



Calculation according to the reinforcement configuration displayed above
Transverse reinforcement is assumed to be uniform along the length of the beam
Any other configuration requires a specific calculation
the reinforcement of a composite slab is generally provided by one layer only.
In order to transfer the longitudinal shear, the connectors should necessarily go through the reinforcement.
When another layer is added either in the sheeting ribs or in the slab, their influence can be considered with a specific calculation.
The contribution of non continuous profiled steel sheeting to the longitudinal shear resistance has not been considered.

Εικόνα 10-12: Εγκάρσιος οπλισμός πλάκας και επιλογή πλέγματος T131 (αναλυτικά στο κεφάλαιο 11)

10.1.4 Τελική Φάση - Λειτουργικότητα

Για την εξασφάλιση της άνεσης των χρηστών του Διαγνωστικού Κέντρου, ελέγχονται οι παραμορφώσεις και οι δονήσεις. Αρχικά δίνονται οι παρακάτω παράμετροι από το λογισμικό.

Λόγος Μέτρων Ελαστικότητας ($n = E_a/E_{cm}$):

Λόγω φαινομένων ερπυσμού λαμβάνεται $C_{eq} = 17.80$ για μακροχρόνια φορτία και $C_{eq} = 6.40$ για βραχυχρόνια.

Ενεργός Ροπή Αδράνειας (I_{eff}):

Με βάση τη μερική σύνδεση, η αδράνεια στο μέσο του ανοίγματος είναι 22456 cm^4 (μακροχρόνια) και 28937 cm^4 (βραχυχρόνια).

Μέτρο Ελαστικότητας (E_a): του χάλυβα: $E_a = 210,000 \text{ N/mm}^2 = 21,000 \text{ kN/cm}^2$.

I. Βέλος Φάσης Κατασκευής (w_1):

Το φορτίο του νωπού σκυροδέματος και της δοκού ($0.35 + 6.09 = 6.44 \text{ kN/m}$ ή 0.0644 kN/cm) δρα στην απλή διατομή χάλυβα ($I_y = 5789.78 \text{ cm}^4$).

$$w_1 = (5 \cdot q_{\text{constr}} \cdot L^4) / (384 \cdot E_a \cdot I_y)$$

$$w_1 = (5 \cdot 0.0644 \text{ kN/cm} \cdot 600^4 \text{ cm}^4) / (384 \cdot 21,000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 5789.78 \text{ cm}^4) = 8.9 \text{ mm (L/671)}$$

II. Βέλος Πρόσθετων Φορτίων (w_2):

Τα επιπλέον φορτία δρουν πλέον στη σύμμικτη διατομή και διαχωρίζονται ανάλογα με τη διάρκειά τους, χρησιμοποιώντας την αντίστοιχη ροπή αδράνειας:

Πρόσθετα Μόνιμα Φορτία (Επικαλύψεις/Δάπεδα = 5.00 kN/m ή 0.05 kN/cm): Δρουν στη μακροχρόνια σύμμικτη διατομή ($I_{eff} = 22456 \text{ cm}^4$).

$$w_{2,g} = (5 \cdot 0.05 \text{ kN/cm} \cdot 600^4 \text{ cm}^4) / (384 \cdot 21,000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 22456 \text{ cm}^4) = 1.8 \text{ mm}$$

Κινητά Φορτία ($Q1 = 6.00 \text{ kN/m}$ ή 0.06 kN/cm):

Δρουν στη βραχυχρόνια σύμμικτη διατομή ($I_{eff} = 28937 \text{ cm}^4$).

$$w_{2,q} = (5 \cdot 0.06 \text{ kN/cm} \cdot 600^4 \text{ cm}^4) / (384 \cdot 21,000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 28937 \text{ cm}^4) = 1.7 \text{ mm}$$

Συνολικό βέλος πρόσθετων φορτίων: $w_2 = w_{2,g} + w_{2,q} = 1.8 \text{ mm} + 1.7 \text{ mm} = 3.5 \text{ mm}$.

III. Βέλος Συστολής Ξήρανσης (w_R):

Το πρόσθετο βέλος λόγω συστολής ξήρανσης προκύπτει από την καμπυλότητα που αναπτύσσεται στη διατομή, σύμφωνα με το λογισμικό: $w_{sh} = 4.1 \text{ mm}$

Συνολικό Βέλος (w_{tot}):

$$w_{tot} = w_1 + w_{2,g} + w_{2,q} + w_{sh} = 8.9 + 1.8 + 1.7 + 4.1 = 16.5 \text{ mm}$$

Έλεγχος: $16.5 \text{ mm} < 24.0 \text{ mm (L/250)}$ - Επαρκεί

(ή $L / v_{\max} = 6000 / 16.5 = 363.6$, $L/364 < L/250$ Εικόνα 10-13)

Serviceability Limit States**Deflections per load case**

Case 'Dead weight'	$v_{\max} =$	8.9 mm (L / 671)
Case 'Other permanent loads'	$v_{\max} =$	1.8 mm (L / 3341)
Case 'Q ₁ '	$v_{\max} =$	1.7 mm (L / 3592)
Case 'Shrinkage (R) - Long term'	$v_{\max} =$	4.1 mm (L / 1467)

Deflections per combination

Combination SLS 'G + R + Q ₁ '	$v_{\max} =$	16.5 mm (L / 364)
---	--------------	-------------------

Εικόνα 10-13: Αποτελέσματα Τελικής Φάσης ΟΚΛ, μέγιστη βύθιση 16.5mm = L/364 < L/250

Ιδιοσυχνότητες:

Το λογισμικό υπολογίζει την πρώτη ιδιοσυχνότητα του φορέα για διάφορα ποσοστά κινητού φορτίου. Για τον τυπικό συνδυασμό κατοχής (G + 1.00 Q₁), η συχνότητα υπολογίζεται στα 8.06 Hz. Επειδή η τιμή αυτή είναι κατά πολύ μεγαλύτερη του ορίου των 3-5 Hz που απαιτείται για συνήθη κτίρια, η διατομή παρουσιάζει την απαιτούμενη ακαμψία και δεν υφίσταται πρόβλημα συντονισμού από το βάδισμα των χρηστών.

<u>Estimation of the first natural frequency</u>	G + 0.00 Q ₁ : 9.95 Hz
	G + 0.10 Q ₁ : 9.70 Hz
	G + 0.20 Q ₁ : 9.47 Hz
	G + 0.30 Q ₁ : 9.25 Hz
	G + 0.40 Q ₁ : 9.05 Hz
	G + 0.50 Q ₁ : 8.86 Hz
	G + 0.60 Q ₁ : 8.68 Hz
	G + 0.70 Q ₁ : 8.51 Hz
	G + 0.80 Q ₁ : 8.35 Hz
	G + 0.90 Q ₁ : 8.20 Hz
	G + 1.00 Q ₁ : 8.06 Hz

Εικόνα 10-14: Ιδιοσυχνότητες πρώτης ιδιομορφής σύμμικτης δοκού

Συνεπώς, όλα τα κριτήρια ελέγχου πληρούνται σε όλα τα στάδια της κατασκευής.

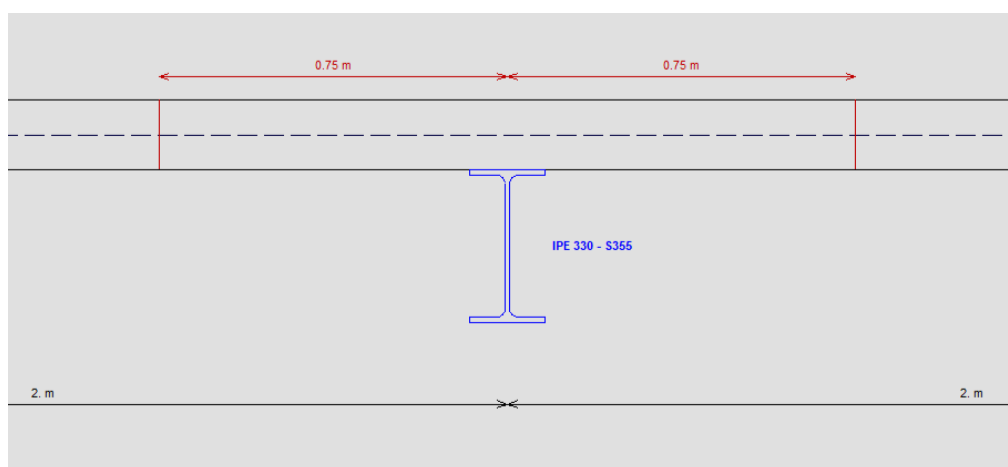
Resistance criteria satisfied in the CONSTRUCTION stage

Resistance criteria satisfied in the FINAL stage, for the design at normal temperature

10.2 Διαστασιολόγηση Εσωτερικής Κύριας Σύμμικτης Δοκού

Σε συνέχεια της μελέτης των δευτερευουσών δοκών, εξετάζεται η εσωτερική κύρια σύμμικτη δοκός η οποία αναπτύσσεται παράλληλα με αυτές. Η διαδικασία διαστασιολόγησης, η γεωμετρία (άνοιγμα $L = 6.00 \text{ m}$, συνεργαζόμενο πλάτος $b_{\text{eff}} = 1.50 \text{ m}$), τα υλικά κατασκευής, η διάταξη των διατμητικών ήλων (66 ήλοι Nelson 19-125) και τα επιβαλλόμενα επιφανειακά φορτία είναι *ακριβώς τα ίδια* με αυτά της τυπικής δευτερεύουσας δοκού.

Η βασική διαφορά της συγκεκριμένης δοκού είναι ότι συνδέεται απευθείας με τα υποστυλώματα για την μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων. Η χαλύβδινη διατομή της διαμορφώνεται σε *IPE 330* (ελαφρώς μεγαλύτερη από την IPE 270 των δευτερευουσών). Η επιλογή αυτή έγινε για την ευκολότερη και διαμόρφωση των *κόμβων σύνδεσης* των δευτερευουσών δοκών πάνω στις κύριες, αλλά και για τη διασφάλιση της στατικής *ομοιομορφίας*, ώστε όλες οι κύριες δοκοί του κτιρίου παράλληλες και κάθετες να έχουν την ίδια διατομή. Λόγω της ισχυρής διατομής, οι λόγοι εξάντλησης είναι χαμηλοί. Παρακάτω παρατίθενται συνοπτικά τα αποτελέσματα του ελέγχου επάρκειας.



Εικόνα 10-15: Εισαγωγή διάταξης σύμμικτης δοκού στο λογισμικό της ArcelorMittal. Απόσταση δοκών μεταξύ τους 2m και συνεργαζόμενο πλάτος $b_{\text{eff}} = 2 \cdot L/8 = 1.50 \text{ m}$.

10.2.1 Φάση Κατασκευής:

Η μέγιστη ροπή ανέρχεται σε $M_{Ed,c} = 50.03 \text{ kNm}$ έναντι αντοχής $M_{Rd} = 285.54 \text{ kNm}$, αποδίδοντας συντελεστή εξάντλησης μόλις $\Gamma_M = 0.175 < 1.0$. Ο έλεγχος σε διάτμηση αποδίδει $\Gamma_V = 0.053 < 1.0$, ενώ το *συνολικό βέλος κάμψης είναι μόλις 5.5 mm (L/1089)*.

CONSTRUCTION stage					
Moment resistance	Section Class 1	$M_{Rd} =$	285.54 kN.m		
Plastic shear force resistance	$V_{pl,Rd} =$	631.45 kN	($\eta = 1.20$)		
No risk of shear buckling ($h_w / t_w < 72 \varepsilon / \eta$ EN 1993-1-1 § 6.2.6(6))					
ULS combination (construction stage) : 1.35 G + 1.50 Q _c					
Support reactions		$R_{V1} =$	33.36 kN		
		$R_{V2} =$	33.36 kN		
$M_{Ed,max(+)} =$	50.03 kN.m	$M_{Ed,max(-)} =$	0.00 kN.m	$\Gamma_M =$	0.175 (x = 3.000 m)
$V_{Ed,max} =$	-33.36 kN			$\Gamma_V =$	0.053 (x = 0.000 m)
				$\Gamma_{MV} =$	0.175 (x = 3.000 m)
Maximum criterion for bending resistance		$\Gamma_{M,max} =$	0.175		
Maximum criterion for shear force resistance		$\Gamma_{V,max} =$	0.053		
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction		$\Gamma_{MV,max} =$	0.175		

Εικόνα 10-16: Αποτελέσματα Φάσης Κατασκευής ΟΚΑ, μέγιστος βαθμός εκμετάλλευσης $\Gamma = 0.175$

Serviceability Limit States
(CONSTRUCTION stage)

Deflections per load case

Case 'Dead weight'	Span	$v_{\max} =$	4.5 mm (L / 1337)
Case 'Construction load' (Q_c)	Span	$v_{\max} =$	1.0 mm (L / 5856)
	Total deflection	$v_{\max} =$	5.5 mm (L / 1089)

Εικόνα 10-17: Αποτελέσματα Φάσης Κατασκευής ΟΚΛ, μέγιστη βύθιση 5.5mm (L/1089 < L/250)

10.2.2 Διατμητική Σύνδεση:

Διατηρώντας τους 66 ήλους ($P_{Rd} = 39.44$ kN) για λόγους τυποποίησης στο εργοτάξιο, η διατομή λειτουργεί υπό καθεστώς *μερικής διατμητικής σύνδεσης*. Η θλιπτική ικανότητα της πλάκας υπολογίζεται σε 1963.50 kN. Ο βαθμός σύνδεσης υπολογίζεται σε $\eta = 0.643$ ο οποίος είναι μεγαλύτερος από το ελάχιστο επιτρεπόμενο όριο $\eta = 0.430$.

FINAL stage		
Participating width	on left support	1.125 m
	L / 4 (= 1.500 m)	1.500 m
	3 L / 4 (= 4.500 m)	1.500 m
	on right support	1.125 m
Moments of inertia	...at mid-span	
	Long-term	36450 cm ⁴
	Short-term	48202 cm ⁴

Resistance of the connectors $P_{Rd} = 39.44$ kN

Verification of the degree of connection

Minimum degree of connection = 0.430

$F_{\text{Steel}} = 2222.52$ kN

$F_{\text{Concrete}} = 1963.50$ kN

Degree of connection = 0.643 > 0.430

The degree of connection is calculated for the section with maximum bending moment

Plastic resistance with partial connection

Εικόνα 10-18: Τελική Φάση, Μερική Διατμητική Σύνδεση $\eta=0.643 > 0.430$

10.2.3 Τελική Φάση - Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και Λειτουργικότητας

Στην τελική φάση λειτουργίας, η μέγιστη ροπή σχεδιασμού διαμορφώνεται σε $M_{Ed} = 110.81 \text{ kNm}$. Η πλαστική αντοχή της σύμμικτης διατομής υπολογίζεται σε $M_{pl,Rd} = 520.73 \text{ kNm}$. Ο συντελεστής εξάντλησης σε κάμψη παραμένει σε πολύ χαμηλά επίπεδα: $\Gamma_{M,max} = 0.216 < 1.0$. Αντίστοιχα, ο έλεγχος σε διάτμηση ικανοποιείται πλήρως με $\Gamma_{V,max} = 0.117 < 1.0$. Επιπρόσθετα, ο έλεγχος έναντι διαμήκους διάτμησης της πλάκας σκυροδέματος ικανοποιείται επίσης με ασφάλεια, με τον μέγιστο συντελεστή εξάντλησης να διαμορφώνεται στο $\Gamma_{Vh,max} = 0.571 < 1.0$.

Plastic resistance with partial connection

Plastic shear force resistance $V_{pl,Rd} = 631.45 \text{ kN}$ ($\eta = 1.20$)

No risk of shear buckling ($h_w / t_w < 72 \varepsilon / \eta$)

ULS combination : 1.35 G + 1.50 Q₁

Support reactions

$R_{V1} = 73.86 \text{ kN}$

$R_{V2} = 73.86 \text{ kN}$

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab :

$A_s/s_f > 0.67 \text{ cm}^2/\text{m}$

$M_{Ed,max}(+) = 110.81 \text{ kN.m}$

$\Gamma_M = 0.216$ (x = 2.600 m)

$V_{Ed,max} = -73.86 \text{ kN}$

$\Gamma_V = 0.117$ (x = 0.000 m)

$\Gamma_{MV} = 0.216$ (x = 2.600 m)

$\Gamma_{Vh} = 0.571$

Plastic moment in span

$M_{pl,Rd} = 520.73 \text{ kN.m}$

Maximum criterion for bending resistance

$\Gamma_{M,max} = 0.216$

Maximum criterion for shear force resistance

$\Gamma_{V,max} = 0.117$

Maximum criterion for bending moment - shear force interaction

$\Gamma_{MV,max} = 0.216$

Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab

$\Gamma_{Vh,max} = 0.571$

Εικόνα 10-19: Αποτελέσματα Τελικής Φάσης ΟΚΑ, μέγιστος βαθμός εκμετάλλευσης 0.571

Σε ό,τι αφορά τη λειτουργικότητα, το συνολικό βέλος κάμψης (SLS) είναι $10.0 \text{ mm} = L/603$, πολύ μικρότερο από το μέγιστο όριο $L/250 = 24 \text{ mm}$

Serviceability Limit States

Deflections per load case

Case 'Dead weight' $v_{max} = 4.5 \text{ mm}$ (L / 1337)

Case 'Other permanent loads' $v_{max} = 1.1 \text{ mm}$ (L / 5421)

Case 'Q₁' $v_{max} = 1.0 \text{ mm}$ (L / 5983)

Case 'Shrinkage (R) - Long term' $v_{max} = 3.4 \text{ mm}$ (L / 1784)

Deflections per combination

Combination SLS 'G + R + Q₁' $v_{max} = 10.0 \text{ mm}$ (L / 603)

Εικόνα 10-20: Αποτελέσματα Τελικής Φάσης ΟΚΛ, μέγιστη βύθιση $10 \text{ mm} = L/603 < L/250$

Η πρώτη ιδιοσυχνότητα του φορέα είναι 12.77 Hz , γεγονός που αποτρέπει τον κίνδυνο συντονισμού από το βάδισμα.

Estimation of the first natural frequency	G + 0.00 Q ₁ :12.77 Hz
	G + 0.10 Q ₁ :12.45 Hz
	G + 0.20 Q ₁ :12.16 Hz
	G + 0.30 Q ₁ :11.88 Hz
	G + 0.40 Q ₁ :11.62 Hz
	G + 0.50 Q ₁ :11.38 Hz
	G + 0.60 Q ₁ :11.15 Hz
	G + 0.70 Q ₁ :10.94 Hz
	G + 0.80 Q ₁ :10.74 Hz
	G + 0.90 Q ₁ :10.55 Hz
	G + 1.00 Q ₁ :10.36 Hz

Εικόνα 10-21: Ιδιοσυχνότητες πρώτης ιδιομορφής σύμμικτης δοκού

Συμπερασματικά, η εσωτερική κύρια δοκός IPE 330 παρουσιάζει μεγάλη ασφάλεια έναντι των φορτίων βαρύτητας. Η επιλογή της διατομής *δεν* καθορίστηκε από αυστηρά κριτήρια αντοχής, αλλά από τη λειτουργία της για την απευθείας μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων στα υποστυλώματα, την ορθή συνδεσμολογία με τις δευτερεύουσες IPE 270 και την ομοιομορφία μεταξύ όλων των κύριων δοκών της κατασκευής.

Resistance criteria satisfied in the CONSTRUCTION stage

Resistance criteria satisfied in the FINAL stage, for the design at normal temperature

10.3 Διαστασιολόγηση Ακραίας Κύριας Σύμμικτης Δοκού

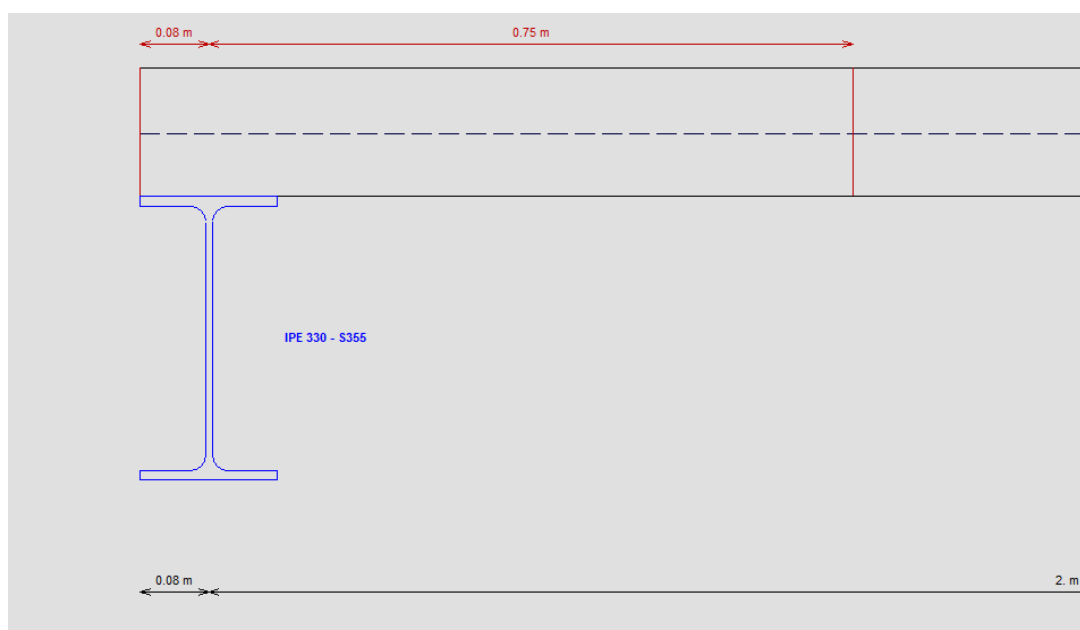
Τέλος, παρουσιάζεται η μελέτη της τυπικής περιμετρικής κύριας δοκού του Διαγνωστικού Κέντρου. Η συγκεκριμένη δοκός αποτελεί βασικό μέλος του περιμετρικού πλαισίου και παρόλο που η παραλαβή των οριζόντιων σεισμικών δράσεων του κτιρίου έχει ανατεθεί στο σύστημα των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας και στον κεντρικό πυρήνα από οπλισμένο σκυρόδεμα, η διατομή της δοκού επιλέχθηκε αρκετά αυξημένη σε *IPE 330* για την εξασφάλιση της απαιτούμενης ακαμψίας του πλαισίου και την ομαλή κατασκευαστική της σύνδεση με τα υποστυλώματα.

Λόγω της ακραίας θέσης της στο όριο του κτιρίου, η δοκός παραλαμβάνει κατακόρυφα φορτία βαρύτητας από μειωμένη επιφάνεια επιρροής καθώς έχει πλάκα μόνο από τη μία πλευρά. Αυτό το γεγονός, σε συνδυασμό με την ισχυρή διατομή, οδηγεί σε πολύ υψηλά περιθώρια ασφαλείας έναντι των κατακόρυφων φορτίων.

Προκειμένου να εξασφαλιστεί η εργοταξιακή τυποποίηση και να αποφευχθούν κατασκευαστικά λάθη, τα υλικά και τα εξαρτήματα της σύμμικτης δοκού (Σκυρόδεμα *C30/37*, Χαλυβδόφυλλο *Cofrastra 70*, 66 ήλοι *Nelson 19-125*, Πυροπροστασία *Interchar 1120*) διατηρήθηκαν ακριβώς ίδια με αυτά της δευτερεύουσας δοκού.

Υπολογισμοί και Έλεγχος Επάρκειας

Η γεωμετρία ορίστηκε ως Ακραία Δοκός με άνοιγμα $L = 6.00$ m. Το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας (b_{eff}) υπολογίζεται μόνο προς το εσωτερικό του κτιρίου. Λαμβάνοντας υπόψη το μισό πλάτος του πέλματος της *IPE 330* ($160 / 2 = 80$ mm) και το θεωρητικό πλάτος επιρροής $L/8 = 6.00 / 8 = 0.75$ m, το συνολικό συνεργαζόμενο πλάτος στο μέσο του ανοίγματος διαμορφώνεται αυστηρά σε $b_{eff} = 0.08 + 0.75 = 0.83$ m.



Εικόνα 10-22: Εισαγωγή διάταξης σύμμικτης δοκού στο λογισμικό της ArcelorMittal. Απόσταση δοκών μεταξύ τους 2m και συνεργαζόμενο πλάτος $b_{eff} = L/8 + b_{IPE330}/2 = 0.83$ m.

Στη συνέχεια παρατίθενται οι υπολογισμοί και οι επαληθεύσεις για κάθε κρίσιμη φάση.

Υπολογισμοί και Έλεγχοι Επάρκειας

10.3.1 Φάση Κατασκευής

Στη φάση αυτή, το νωπό σκυρόδεμα υποστηρίζεται αποκλειστικά από τη χαλύβδινη διατομή IPE 330.

Φορτία Φάσης Κατασκευής

Ο συνδυασμός σχεδιασμού σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ULS) είναι: $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q_c$. Τα ίδια βάρη δοκού και σκυροδέματος δίνονται από το λογισμικό.

-*Μόνιμα (G)*: Ίδιο βάρος δοκού IPE 330 (0.48 kN/m) + Ίδιο βάρος νωπού σκυροδέματος για τη λωρίδα επιρροής (3.29 kN/m) = 3.77 kN/m .

-*Κινητά Κατασκευής (Q_c)*: 0.75 kN/m² επί την επιφάνεια επιρροής $0.75 \cdot (1+0.08) = 0.81 \text{ kN/m}$.

-*Συνολικό φορτίο σχεδιασμού (q_{Ed,c})*:

$$q_{Ed,c} = 1.35 \cdot 3.77 + 1.50 \cdot 0.81 = 5.09 + 1.215 = 6.305 \text{ kN/m}.$$

Εντατικά Μεγέθη

-*Μέγιστη Ροπή (M_{Ed,c})*:

$$M_{Ed,c} = q_{Ed,c} \cdot L^2 / 8 = 6.305 \cdot 6.00^2 / 8 = 28.36 \text{ kNm}$$

-*Μέγιστη Τέμνουσα / Αντίδραση Στήριξης (V_{Ed,c})*:

$$V_{Ed,c} = q_{Ed,c} \cdot L / 2 = 6.305 \cdot 6.00 / 2 = 18.91 \text{ kN}$$

Έλεγχος Αντοχής Χαλύβδινης Διατομής

-*Αντοχή σε Κάμψη (M_{pl,a,Rd})*:

$$M_{pl,a,Rd} = (804.33 \text{ cm}^3 \cdot 35.5 \text{ kN/cm}^2) / 1.00 = 28553.71 \text{ kNcm} = 285.54 \text{ kNm}.$$

Έλεγχος Γ_M = M_{Ed,c} / M_{pl,a,Rd} = 28.36 / 285.54 = 0.099 < 1.0 - Επαρκεί

-*Αντοχή σε Διάτμηση (V_{pl,a,Rd})*:

$$V_{pl,a,Rd} = (A_{v,z} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) \cdot \eta. \text{ (με } \eta = 1.20).$$

$$V_{pl,a,Rd} = (30.81 \text{ cm}^2 \cdot 35.5 \text{ kN/cm}^2) / (1.732 \cdot 1.00) = 1093.75 / 1.732 = 631.45 \text{ kN}.$$

Έλεγχος: Γ_V = V_{Ed,c} / V_{pl,a,Rd} = 18.91 / 631.45 = 0.030 < 1.0 – Επαρκεί

CONSTRUCTION stage					
Moment resistance	Section Class 1			M _{Rd} =	285.54 kN.m
Plastic shear force resistance	V _{pl,Rd} =	631.45 kN	(η = 1.20)		
No risk of shear buckling (h _w / t _w < 72 ε / η EN 1993-1-1 § 6.2.6(6))					
ULS combination (construction stage) : 1.35 G + 1.50 Q _c					
Support reactions			R _{V1} =	18.91 kN	
			R _{V2} =	18.91 kN	
M _{Ed,max} (+) =	28.36 kN.m	M _{Ed,max} (-) =	0.00 kN.m	Γ _M =	0.099 (x = 3.000 m)
V _{Ed,max} =	18.91 kN			Γ _V =	0.030 (x = 6.000 m)
				Γ _{M/V} =	0.099 (x = 3.000 m)
Maximum criterion for bending resistance				Γ _{M,max} =	0.099
Maximum criterion for shear force resistance				Γ _{V,max} =	0.030
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction				Γ _{MV,max} =	0.099

Εικόνα 10-23: Αποτελέσματα Φάσης Κατασκευής ΟΚΑ, μέγιστος βαθμός εκμετάλλευσης Γ=0.099 < 1

Έλεγχος Παραμορφώσεων

Το συνολικό βέλος κάμψης από το ίδιο βάρος και το φορτίο κατασκευής προκύπτει από τον τύπο της ελαστικής γραμμής απλά εδραζόμενης δοκού:

$$w_c = (5 \cdot q_{SLS,c} \cdot L^4) / (384 \cdot E_a \cdot I_y)$$

Όπου το φορτίο χωρίς συντελεστές ασφαλείας είναι: $q_{SLS,c} = G + Q_c = 3.77 + 0.81 = 4.58 \text{ kN/m}$ (ή 0.0458 kN/cm), και I_y της δοκού αφού βρισκόμαστε στη φάση κατασκευής.

$$w_c = (5 \cdot 0.0458 \text{ kN/cm} \cdot 600^4 \text{ cm}^4) / (384 \cdot 21,000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 11766.90 \text{ cm}^4) = 3.1 \text{ mm}.$$

Ο λόγος ανοίγματος είναι $L / 3.1 = 6000 / 3.1 = 1935$ (ή $L/1918$ βάσει της ακριβέστερης κατανομής βαρών του λογισμικού), καλύπτοντας τα όρια λειτουργικότητας.

Serviceability Limit States
(CONSTRUCTION stage)

Deflections per load case

Case 'Dead weight'	Span	$v_{max} =$	2.6 mm (L / 2331)
Case 'Construction load' (Q_c)	Span	$v_{max} =$	0.6 mm
	Total deflection	$v_{max} =$	3.1 mm (L / 1918)

Εικόνα 10-24: Αποτελέσματα Φάσης Κατασκευής ΟΚΛ, μέγιστη βύθιση $3.1\text{mm} = L/1918 > L/250$

10.3.2 Διατμητική Σύνδεση

Στην ακραία δοκό, λόγω της χρήσης ισχυρής χαλύβδινης διατομής σε συνδυασμό με μικρό συνεργαζόμενο πλάτος πλάκας, παρατηρείται η εξής λειτουργία:

Αντοχή Ενός Ήλου (P_{Rd})

Η τελική αντοχή του ήλου παραμένει ίδια με αυτή της δευτερεύουσας δοκού: $P_{Rd} = 39.44 \text{ kN}$.

Βαθμός Σύνδεσης (η)

Πλαστική αντοχή εφελκούμενου χάλυβα (F_{Steel}):

Αντιπροσωπεύει τη δύναμη διαρροής της διατομής IPE 330 (Εμβαδόν = 62.61 cm^2).
 $F_{Steel} = A_a \cdot (f_y / \gamma_{M0})$ $F_{Steel} = 62.61 \text{ cm}^2 \cdot (35.5 \text{ kN/cm}^2 / 1.00) = 2222.65 \text{ kN}$

Πλαστική αντοχή θλιβόμενης πλάκας ($F_{Concrete}$):

Λόγω του ότι είναι ακριανή δοκός, το συνεργαζόμενο πλάτος στο μέσο του ανοίγματος είναι μόλις $b_{eff} = 83 \text{ cm}$.

$$F_{Concrete} = 0.85 \cdot (f_{ck} / \gamma_c) \cdot b_{eff} \cdot h_c$$

$$F_{Concrete} = 0.85 \cdot (3.0 \text{ kN/cm}^2 / 1.50) \cdot 83 \text{ cm} \cdot 7.7 \text{ cm} = 1086.47 \text{ kN}$$

Σε αντίθεση με τη δευτερεύουσα δοκό, εδώ η κρίσιμη δύναμη καθορίζεται από το σκυροδέμα ($1086.47 \text{ kN} < 2222.52 \text{ kN}$). Οι 66 ήλοι που διατηρήθηκαν για λόγους τυποποίησης έχουν συνολική ικανότητα ανάληψης: $33 \text{ ήλοι ανά μισό άνοιγμα} \cdot 39.44 \text{ kN} = 1301.52 \text{ kN}$.

Επειδή η προσφερόμενη αντοχή των ήλων είναι μεγαλύτερη από τη μέγιστη θλίψη του σκυροδέματος ($1301.52 \text{ kN} > 1086.47 \text{ kN}$), η δοκός βρίσκεται σε καθεστώς Πλήρους Διατμητικής Σύνδεσης ($\eta = 1.162 > 1.0$), μεγιστοποιώντας την ακαμψία της.

FINAL stage		
<u>Participating width</u>	on left support	0.643 m
	L / 4 (= 1.500 m)	0.830 m
	3 L / 4 (= 4.500 m)	0.830 m
	on right support	0.643 m
<u>Moments of inertia</u>		...at mid-span
Long-term		29391 cm ⁴
Short-term		41688 cm ⁴
<u>Resistance of the connectors</u>		$P_{Rd} = 39.44 \text{ kN}$
<u>Verification of the degree of connection</u>		
Minimum degree of connection = 0.430		
F_{Steel}	=	2222.52 kN
$F_{Concrete}$	=	1086.47 kN
Degree of connection = 1.162 > 1		
The degree of connection is calculated for the section with maximum bending moment		
Plastic resistance - Full connection		

Εικόνα 10-25: Τελική Φάση, Πλήρης Διατμητική Σύνδεση $\eta = 1.162 > 1$

10.3.3 Τελική Φάση - Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Στην τελική φάση, η πλάκα σκυροδέματος έχει σκληρυνθεί. Εισάγονται τα πρόσθετα μόνιμα φορτία (2.50 kN/m^2) και τα κινητά (3.00 kN/m^2).

Φορτία Τελικής Φάσης

Ο συνδυασμός είναι: $1.35 \cdot G_{\text{tot}} + 1.50 \cdot Q_1$. Τα ίδια βάρη διατομής και πλάκας όπως στην φάση κατασκευής.

Συνολικά Μόνιμα (G_{tot}): Ίδιο βάρος διατομής IPE 330 (0.48 kN/m) + Ίδιο βάρος πλάκας (3.29 kN/m) + Επικαλύψεις/Δάπεδα (Επιφανειακό φορτίο $2.50 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.08 \text{ m} = 2.70 \text{ kN/m}$) = 6.47 kN/m .

Κινητά Λειτουργίας (Q_1): $3.00 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.08 \text{ m} = 3.24 \text{ kN/m}$.

Συνολικό Φορτίο (q_{Ed}): $q_{\text{Ed}} = 1.35 \cdot 6.47 + 1.50 \cdot 3.24 = 8.73 + 4.86 = 13.59 \text{ kN/m}$.

Εντατικά Μεγέθη Τελικής Φάσης

Μέγιστη Ροπή (M_{Ed}):

$$-M_{\text{Ed}} = q_{\text{Ed}} \cdot L^2 / 8 = 13.59 \cdot 6.00^2 / 8 = 61.18 \text{ kNm}$$

Μέγιστη Τέμνουσα (V_{Ed}):

$$-V_{\text{Ed}} = q_{\text{Ed}} \cdot L / 2 = 13.59 \cdot 6.00 / 2 = 40.79 \text{ Kn}$$

Έλεγχος Αντοχής Σύμμικτης Διατομής

Θέση Πλαστικού Ουδέτερου Άξονα (PNA):

Λόγω $F_{\text{Concrete}} (1086.47 \text{ kN}) < F_{\text{Steel}} (2222.52 \text{ kN})$, ο PNA βρίσκεται *εντός της χαλύβδινης διατομής*. Απαιτούμενη θλίψη χάλυβα για ισορροπία:

$$F_{\text{ac}} = (F_{\text{Steel}} - F_{\text{Concrete}}) / 2 = (2222.52 - 1086.47) / 2 = 568.03 \text{ kN}.$$

Κατανομή Θλίψης στη Διατομή:

Θλιπτική αντοχή άνω πέλματος IPE 330:

$$F_{\text{flange}} = b \cdot t_f \cdot f_y = 16.0 \cdot 1.15 \cdot 35.5 = 653.20 \text{ kN}.$$

Εφόσον $F_{\text{ac}} (568.03 \text{ kN}) < F_{\text{flange}} (653.20 \text{ kN})$, ο PNA παραμένει *εντός του άνω πέλματος*.

Βάθος PNA από την άνω ίνα χάλυβα (x): $x = 568.03 / (16.0 \cdot 35.5) = 1.00 \text{ cm}$.

Υπολογισμός Ροπής Αντοχής:

Υπολογίζοντας τις ροπές (δυνάμεις επί τους αντίστοιχους μοχλοβραχίονες) για τη θλιβόμενη πλάκα, το θλιβόμενο τμήμα του άνω πέλματος και τα εφελκόμενα τμήματα (υπόλοιπο πέλματος, κορμός, κάτω πέλμα), η πλαστική ροπή αντοχής διαμορφώνεται σε:

$M_{\text{pl,Rd}} = (\text{Ροπή Θλιβόμενης Πλάκας}) + (\text{Ροπή Θλιβόμενου Άνω Πέλματος}) + (\text{Ροπή Εφελκόμενου Άνω Πέλματος}) + (\text{Ροπή Εφελκόμενου Κορμού}) + (\text{Ροπή Εφελκόμενου Κάτω Πέλματος}) + (\text{Γεωμετρική Διόρθωση Ακμών})$

$$M_{\text{pl,Rd}} = (F_c \cdot z_c) + (F_{f,c} \cdot z_{f,c}) + (F_{f,t} \cdot z_{f,t}) + (F_{w,t} \cdot z_{w,t}) + (F_{f,bot} \cdot z_{f,bot}) + M_{\text{geometry}}$$

$$M_{\text{pl,Rd}} = (1086.47 \cdot 0.1215) + (568.00 \cdot 0.005) + (85.20 \cdot 0.00075) + (817.39 \cdot 0.155) + (653.20 \cdot 0.31425) + 15.30$$

$$M_{\text{pl,Rd}} = 132.01 + 2.84 + 0.06 + 126.70 + 205.27 + 15.30 = 482.18 \text{ kNm}$$

Έλεγχος Επάρκειας:

-Αντοχή σε Κάμψη

Έλεγχος $\Gamma_{M,max} = M_{Ed} / M_{pl,Rd} = 61.18 / 482.18 = 0.127 < 1.0$ - *Επαρκεί.*

- Αντοχή σε Διάτμηση:

Η πλαστική αντοχή του κορμού σε διάτμηση είναι $V_{pl,a,Rd} = 631.45 \text{ kN}$.

Έλεγχος: $\Gamma_{V,max} = V_{Ed} / V_{pl,a,Rd} = 40.79 / 631.45 = 0.065 < 1.0$ - *Επαρκεί.*

- Έλεγχος Διαμήκουσ Διάτμησης Πλάκας

Λόγω πλήρους σύνδεσης, η μεταφερόμενη δύναμη καθορίζεται από το σκυρόδεμα 1086.47 kN και μοιράζεται στο μισό άνοιγμα των 3 μέτρων, δίνοντας 362.15 kN/m. Η δύναμη αυτή κατανέμεται σε δύο συμμετρικές επιφάνειες διάτμησης της πλάκας, άρα η τελική δρώσα δύναμη είναι $v_{Ed} = 181.08 \text{ kN/m}$. Ο δείκτης 0.933 προκύπτει διαιρώντας τη δρώσα δύναμη 181.08 kN/ με τη μέγιστη αντοχή της πλάκας σε διαμήκη διάτμηση $v_{Rd} = 194.08 \text{ kN/m}$ (δίνεται από λογισμικό)

Άρα ο μέγιστος συντελεστής εξάντλησης διαμορφώνεται σε: $\Gamma_{vh,max} = 181,08 / 194,08 = 0.933 < 1.0$ - *Επαρκεί.*

Plastic resistance - Full connection

Plastic shear force resistance $V_{pl,Rd} = 631.45 \text{ kN}$ ($\eta = 1.20$)

No risk of shear buckling ($h_w / t_w < 72 \varepsilon / \eta$)

ULS combination : 1.35 G + 1.50 Q₁

Support reactions

$R_{V1} = 40.78 \text{ kN}$

$R_{V2} = 40.78 \text{ kN}$

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab : $A_{st}/s_f > 0.67 \text{ cm}^2/\text{m}$

$M_{Ed,max}(+) = 61.18 \text{ kN.m}$ $M_{Ed,max}(-) = 0.00 \text{ kN.m}$ $\Gamma_M = 0.127$ (x = 3.000 m)

$V_{Ed,max} = 40.79 \text{ kN}$ $\Gamma_V = 0.065$ (x = 6.000 m)

$\Gamma_{MV} = 0.127$ (x = 3.000 m)

$\Gamma_{vh} = 0.933$

Plastic moment in span

$M_{pl,Rd} = 482.18 \text{ kN.m}$

Maximum criterion for bending resistance

$\Gamma_{M,max} = 0.127$

Maximum criterion for shear force resistance

$\Gamma_{V,max} = 0.065$

Maximum criterion for bending moment - shear force interaction

$\Gamma_{MV,max} = 0.127$

Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab

$\Gamma_{vh,max} = 0.933$

Εικόνα 10-26: Αποτελέσματα Τελικής Φάσης ΟΚΑ, μέγιστος βαθμός εκμετάλλευσης $0.933 < 1$

10.3.4 Τελική Φάση - Λειτουργικότητα

Οι έλεγχοι παραμορφώσεων πιστοποιούν την υπερβάλλουσα ακαμψία του φορέα.

-*Λόγος Μέτρων Ελαστικότητας ($n = E_a/E_{cm}$):*

Λόγω φαινομένων ερπυσμού (creep), το λογισμικό λαμβάνει $C_{eq} = 17.80$ για μακροχρόνια φορτία και $C_{eq} = 6.40$ για βραχυχρόνια.

-*Ενεργός Ροπή Αδράνειας (I_{eff}):*

Με βάση την πλήρη σύνδεση, η αδράνεια στο μέσο του ανοίγματος είναι 29391 cm^4 (μακροχρόνια) και 41688 cm^4 (βραχυχρόνια).

Μέτρο Ελαστικότητας: $E_a = 210,000 \text{ N/mm}^2 = 21,000 \text{ kN/cm}^2$.

Βέλος Φάσης Κατασκευής (w_1):

Το μόνιμο φορτίο του νωπού σκυροδέματος και της δοκού (3.77 kN/m) δρα στην απλή διατομή χάλυβα IPE 330 ($I_y = 11766.90 \text{ cm}^4$).

$$w_1 = 5 \cdot q_{\text{constr}} \cdot L^4 / (384 \cdot E_a \cdot I_y)$$

$$w_1 = (5 \cdot 0.0377 \text{ kN/cm} \cdot 600^4 \text{ cm}^4) / (384 \cdot 21,000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 11766.90 \text{ cm}^4) = 2.6 \text{ mm}.$$

Βέλος Πρόσθετων Φορτίων (w_2):

Τα επιπλέον φορτία διαχωρίζονται σε μόνιμα και κινητά, και δρουν στη σύμμικτη διατομή χρησιμοποιώντας την αντίστοιχη ροπή αδράνειας (μακροχρόνια για τα μόνιμα και βραχυχρόνια για τα κινητά):

Βέλος Πρόσθετων Μόνιμων Φορτίων ($w_{2,g}$):

Τα φορτία επικαλύψεων/δαπέδων (2.70 kN/m ή 0.0270 kN/cm) δρουν στη μακροχρόνια σύμμικτη διατομή ($I_{eff,L} = 29391 \text{ cm}^4$).

$$w_{2,g} = (5 \cdot q_{g2} \cdot L^4) / (384 \cdot E_a \cdot I_{eff,L})$$

$$w_{2,g} = (5 \cdot 0.0270 \text{ kN/cm} \cdot 600^4 \text{ cm}^4) / (384 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 29391 \text{ cm}^4) = 0.74 \text{ mm} \rightarrow 0.7 \text{ mm}$$

Βέλος Κινητών Φορτίων ($w_{2,q}$):

Τα κινητά φορτία λειτουργίας (3.24 kN/m ή 0.0324 kN/cm) δρουν στη βραχυχρόνια σύμμικτη διατομή ($I_{eff,S} = 41688 \text{ cm}^4$).

$$w_{2,q} = (5 \cdot q_{q1} \cdot L^4) / (384 \cdot E_a \cdot I_{eff,S})$$

$$w_{2,q} = (5 \cdot 0.0324 \text{ kN/cm} \cdot 600^4 \text{ cm}^4) / (384 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 41688 \text{ cm}^4) = 0.62 \text{ mm} \rightarrow 0.6 \text{ mm}$$

Συνολικό Βέλος Πρόσθετων Φορτίων (w_2):

$$w_2 = w_{2,g} + w_{2,q} = 0.7 \text{ mm} + 0.6 \text{ mm} = 1.3 \text{ mm}$$

Βέλος Συστολής Ξήρανσης (w_{sh}):

Το πρόσθετο βέλος λόγω συστολής ξήρανσης (w_{sh}) προκύπτει από την επιβαλλόμενη καμπυλότητα στη σύμμικτη διατομή λόγω της παρεμποδιζόμενης παραμόρφωσης του σκυροδέματος από τη χαλύβδινη δοκό και υπολογίζεται από το λογισμικό ως $w_{sh} = 3.0 \text{ mm}$

Συνολικό Βέλος (w_{tot}):

$$w_{tot} = 2.6 \text{ (ίδιο βάρος)} + 0.7 \text{ (επικαλύψεις)} + 0.6 \text{ (κινητά)} + 3.0 \text{ (συστολή ξήρανσης)} = 6.9 \text{ mm.}$$

Έλεγχος: $6.9 \text{ mm} < 24.0 \text{ mm}$ - Επαρκεί.

(ή $L / v_{max} = 6000 / 6.9 = 869.5 \rightarrow L/869.5 < L/250$ - Επαρκεί)

Serviceability Limit States**Deflections per load case**

Case 'Dead weight'	$v_{max} =$	2.6 mm (L / 2331)
Case 'Other permanent loads'	$v_{max} =$	0.7 mm (L / 8094)
Case 'Q ₁ '	$v_{max} =$	0.6 mm (L / 9577)
Case 'Shrinkage (R) - Long term'	$v_{max} =$	3.0 mm (L / 1996)

Deflections per combination

Combination SLS 'G + R + Q ₁ '	$v_{max} =$	6.9 mm (L / 864)
---	-------------	------------------

Εικόνα 10-27: Αποτελέσματα Τελικής Φάσης ΟΚΛ, μέγιστη βύθιση $6.9 \text{ mm} = L/864 < L/250$

Ιδιοσυχνότητες: Το λογισμικό υπολογίζει την πρώτη ιδιοσυχνότητα του φορέα στα 15.88 Hz , τιμή που αποτρέπει κάθε κίνδυνο συντονισμού (όριο $> 3\text{-}5 \text{ Hz}$).

Estimation of the first natural frequency

G + 0.00 Q ₁ :15.88 Hz
G + 0.10 Q ₁ :15.50 Hz
G + 0.20 Q ₁ :15.14 Hz
G + 0.30 Q ₁ :14.81 Hz
G + 0.40 Q ₁ :14.49 Hz
G + 0.50 Q ₁ :14.20 Hz
G + 0.60 Q ₁ :13.92 Hz
G + 0.70 Q ₁ :13.66 Hz
G + 0.80 Q ₁ :13.42 Hz
G + 0.90 Q ₁ :13.18 Hz
G + 1.00 Q ₁ :12.96 Hz

Εικόνα 10-28: Ιδιοσυχνότητες πρώτης ιδιομορφής σύμμικτης δοκού

Συνεπώς, όλα τα κριτήρια ελέγχου πληρούνται με μεγάλα περιθώρια ασφαλείας σε όλα τα στάδια της κατασκευής. Η συμπεριφορά αυτή επιβεβαιώνει την επιλογή της διατομής IPE 330 για την ακραία κύρια δοκό, η οποία εξασφαλίζει την ασφαλή μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων στα υποστυλώματα, εξυπηρετώντας παράλληλα την ανάγκη για κατασκευαστική ομοιομορφία με τις υπόλοιπες κύριες δοκούς του κτιρίου.

Resistance criteria satisfied in the CONSTRUCTION stage

Resistance criteria satisfied in the FINAL stage, for the design at normal temperature

10.4 Τελικά Συμπεράσματα

Συμπερασματικά, από το σύνολο των ελέγχων για τις σύμμικτες δοκούς προκύπτει ότι όλες επαρκούν έναντι των επιβαλλόμενων φορτίων και ικανοποιούν με ασφάλεια όλες τις κανονιστικές απαιτήσεις. Ειδικότερα, οι ενδιάμεσες δοκοί κύριες και δευτερεύουσες ανέπτυξαν *μερική διατμητική* σύνδεση προσφέροντας κατασκευαστική οικονομία, ενώ οι ακραίες κύριες, έχοντας το μισό πλάτος επιρροής, αναπτύσσουν πλήρη διατμητική σύνδεση, γεγονός που εξασφαλίζει τη μέγιστη δυνατή ακαμψία στην περίμετρο του κτιρίου όπου το πλάτος της συνεργαζόμενης πλάκας είναι μειωμένο. Η επιλογή των συγκεκριμένων διατομών IPE 270 και IPE 330 δεν προέκυψε αποκλειστικά από τους ελέγχους αντοχής, αλλά καθορίστηκε *κυρίως* από τα κριτήρια λειτουργικότητας όπως ο *περιορισμός βελών* κάμψης, που είναι καθοριστικής σημασίας για τη σωστή λειτουργία ενός Διαγνωστικού Κέντρου. Τέλος, βασικό κριτήριο αποτέλεσε η *εργοταξιακή τυποποίηση* αλλά και η εξασφάλιση της κατάλληλης γεωμετρίας και των απαραίτητων υψών διατομής, ώστε να διαμορφωθούν σωστά και εύκολα οι *συνδέσεις* των δευτερευουσών δοκών πάνω στις κύριες, καθώς και οι συνδέσεις των κύριων δοκών με τα υποστυλώματα του κτιρίου.

11 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ

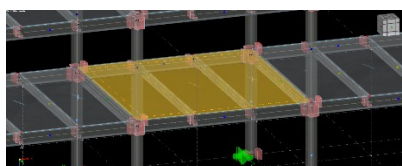
Στην παρούσα ενότητα παρουσιάζεται η διαστασιολόγηση της σύμμικτης πλάκας του Διαγνωστικού Κέντρου. Για τους υπολογισμούς και τον έλεγχο επάρκειας χρησιμοποιήθηκε το εξειδικευμένο λογισμικό Cofra 5 της ArcelorMittal, το οποίο βασίζεται στις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4.

11.1 Γεωμετρία Φορέα και Υλικά

Η πλάκα εδράζεται πάνω στις διαδοκίδες του κτιρίου και μοντελοποιήθηκε ως συνεχής τριών ανοιγμάτων.

Ανοιγμα (L): $L = 2.00$ m ανά άνοιγμα.

Συνολικό πάχος (h_t): $h_t = 150$ mm.



Spans:

Span →	1	2	3	4	5
Span (m)	2	2	2	0	0

Static system:

hyperstatique

Overall slab depth:

150

(mm)

Εικόνα 11-1: Πλάκα συνεχής τριών ανοιγμάτων 3x2m

Χαλυβδόφυλλο: Cofrastra 70, πάχους $t = 1.00$ mm και ύψους νεύρου $h_p = 71$ mm.

Πίνακας 11-1: Ιδιότητες χαλυβδοφύλλου Cofrastra 70

Profile Data: cofrastra70 / 1mm / noपर्ce

Characteristics	Values	Unit
Thickness of profiled steel sheeting	1	mm
Self-weight of profiled steel sheeting	13.4	kg/m ²
Height of profile	71	mm
Effective width of profile	732	mm
Cross-sectional area of profile	1350	mm ² /m
Second moment of area of the profile	88.32	cm ⁴ /m
Position of neutral axis of profile	29.82	mm
Reduction of concrete	26	mm
Sagging resistance moment of profile	12.02	kNm/m
End support reaction resistance of profile	30.66	kN/m
Internal support widths	60, 160	kN/m
Maximum hogging resistance moment of profile	8.31, 9.58	kNm/m
Maximum internal reaction resistance of profile	39.26, 53.58	kN/m
Empirical factor for design shear resistance (m)	80	N/mm ²
Empirical factor for design shear resistance (k)	0.17	
Longitudinal shear strength of a composite slab $\tau_{u,Rk}$	0.19	N/mm ²

Σκυρόδεμα: Κατηγορία C30/37 ($f_{ck} = 30$ N/mm²).

Χάλυβας Οπλισμού: Ποιότητα B500c. (Εικόνα 11-2)

e. Concrete data: normal / NC30/37

Concrete wet self weight	25	kN/m ³
Concrete dry self weight	24	kN/m ³
F_{ck}	30	N/mm ²
F_{ctm}	2.9	N/mm ²
E_{cm}	33000	N/mm ²

Εικόνα 11-2: Ιδιότητες σκυροδέματος C30/37

11.2 Διάταξη Οπλισμών

Για την ενίσχυση της πλάκας χρησιμοποιήθηκαν δομικά πλέγματα (Welded Mesh - WM) και πρόσθετες ράβδοι, οι οποίες αντιστοιχούν στις παρακάτω διατάξεις:

Overall mesh:	WM3	Cover:	30	(mm)
Reinforcement on support:	WM5	Cover:	25	(mm)
Repartition mesh:		Cover:	10	(mm)
Reinforcement in the rib:	10 in each rib	Cover:	25	(mm)

Εικόνα 11-3: Τελικά πλέγματα οπλισμών πλάκας

Πλέγμα έναντι ρηγματώσεων S0 (WM3): Τοποθετείται στην άνω ίνα με επικάλυψη 30 mm. Αντιστοιχεί σε πλέγμα Φ8/200 mm και σκοπός του είναι ο έλεγχος των ρωγμών λόγω συστολής ξήρανσης του σκυροδέματος.

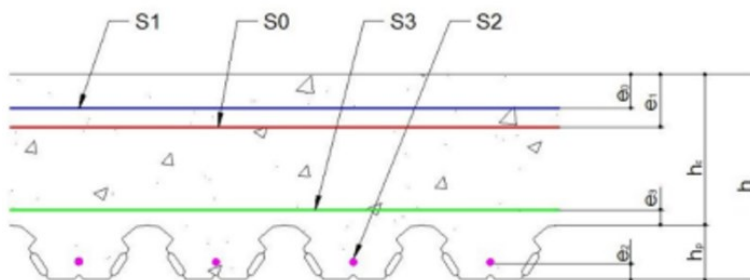
Οπλισμός Στηρίξεων S1 (WM5): Πλέγμα που τοποθετείται πάνω από τις δοκούς επικάλυψη 25 mm για την ανάληψη των αρνητικών ροών. Αντιστοιχεί σε πλέγμα Φ10/200 mm

Οπλισμός Νευρώσεων S2 (Rib Reinforcement): Τοποθετείται 1 ράβδος Φ10 σε κάθε νεύρο του χαλυβδόφυλλου. Επειδή η απόσταση των νευρώσεων είναι $e = 183$ mm, ο οπλισμός αυτός αντιστοιχεί σε Φ10/183 mm. Είναι ο κρίσιμος οπλισμός που εξασφαλίζει την πυραντίσταση REI 90.

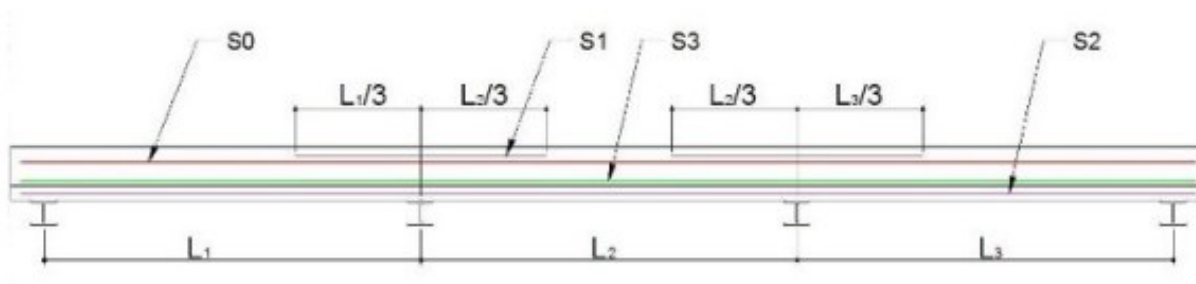
Πίνακας 11-2: Οπλισμός πλάκας και αποστάσεις τοποθέτησης καθ' ύψος

Anti-cracking mesh	S_0	WM3
Reinforcement on support	S_1	WM5
Reinforcement in the rib	S_2	10 in each rib
Repartition mesh	S_3	

Slab depth	h_t	150	mm
Profile height	h_p	71	mm
Cover anti-cracking mesh	e_0	30	mm
Cover reinforcement on support	e_1	25	mm
Cover reinforcement in the rib	e_2	25	mm
Cover repartition mesh	e_3	10	mm

Cross section

Εικόνα 11-4: Τομή διάταξης οπλισμού πλάκας και αποστάσεις τοποθέτησης καθ' ύψος.

Longitudinal section

Εικόνα 11-5: Διαμήκης τομή της πλάκας με τους αντίστοιχους οπλισμούς. S0 στην άνω ίνα σε όλη την επιφάνεια της πλάκας, S1 στην άνω ίνα στην περιοχή των στηρίξεων (δοκών) για την παραλαβή των αρνητικών ροπών και S2 σε κάθε νεύρωση. (S3 δεν απαιτήθηκε)

Σχετικά με τις κατασκευαστικές λεπτομέρειες και τη σκυροδέτηση, όπως ορίζεται από τις τεχνικές προδιαγραφές της ArcelorMittal στην Εικόνα 11-6, ισχύουν οι εξής περιορισμοί:

Τοποθέτηση Χαλυβδόφυλλου: Οι στηρίξεις, οι συνδετήρες και η δημιουργία τυχόν οπών πρέπει να συμμορφώνονται με τους αυστηρούς κανόνες της τέχνης και τις οδηγίες (CPT) του κατασκευαστή.

Διάστρωση Σκυροδέματος: Συνιστάται η διάστρωση του σκυροδέματος να γίνεται με τη χρήση αντλίας. Σε περίπτωση που αυτό δεν είναι εφικτό, το σκυρόδεμα πρέπει να χύνεται απευθείας πάνω στα φέροντα στοιχεία δηλαδή τις δοκούς και όχι στο μέσο του ανοίγματος του ελάσματος. Πρέπει να αποφεύγεται η τοπική συσσώρευση μάζας σκυροδέματος σε ένα σημείο (για να μην προκληθεί τοπικός λυγισμός του χαλυβδόφυλλου) και να επιπεδώνεται άμεσα στο προβλεπόμενο τελικό πάχος των 150 mm

3. Details EN

IMPLEMENTATION OF THE COMPOSITE DECK: Supports, props, fasteners, openings, etc. ... shall comply with the rules of Art, the guidance in "Prescription of technical requirements - CPT" and in various documents of ArcelorMittal Construction

CONCRETE: The implementation of concrete by pump is recommended. Otherwise, the concrete must be poured on the bearing elements without excessive accumulation, and immediately leveled to the depth planned.

Consumption of concrete	124	Litres/m ²
Total weight of the slab	323.4	kg/m ²
Overall mesh	0	kg/m ²
Reinforcement on support	0	kg/m ²
Repartition mesh	0	kg/m ²
Reinforcement in the rib	3.37	kg/m ²

Note: The quantity above are given for information, more accurate values can be calculated taking into account real conditions of the implementation on site.

Εικόνα 11-6: Οδηγίες τοποθέτησης χαλυβδοφύλλου και διάστρωσης σκυροδέματος και ποσοτικά δεδομένα

11.3 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Φάση Κατασκευής

Ίδιο Βάρος Πλάκας (G_{slab}):

Υπολογίζεται από την κατανάλωση σκυροδέματος (124 L/m^2) και το βάρος του ελάσματος (13.40 kg/m^2) που δίνονται παραπάνω.

$$G_{slab} = (0.124 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3) + 0.134 \text{ kN/m}^2 = 3.234 \text{ kN/m}^2.$$

Κινητό Κατασκευής (Q_c): 0.75 kN/m^2 .

Φορτίο ULS ($q_{Ed,c}$): $1.35 \cdot 3.234 + 1.50 \cdot 0.75 = 5.491 \text{ kN/m}^2$.

Τελική Φάση

Πρόσθετα Μόνιμα (g_{per}): 2.50 kN/m^2 (επικαλύψεις).

Κινητό Λειτουργίας (q): 3.00 kN/m^2 .

Πίνακας 11-3: Εισαγωγή επιφανειακών πρόσθετων μόνιμων 2.5 kN/m^2 και κινητών φορτίων 3 kN/m^2 , σε συμφωνία με αυτά που υπολογίστηκαν και εισήχθησαν στο λογισμικό RFEM6

Uniformly distributed load

Span →	1	2	3	4	5
Permanent loads g_{per} (kN/m^2)	2.5	2.5	2.5		
Live load q (kN/m^2)	3	3	3		

Φορτίο ULS (q_{Ed}): $1.35 \cdot (3.234 + 2.50) + 1.50 \cdot 3.00 = 12.24 \text{ kN/m}^2$.

Συντελεστές Εξάντλησης

Φάση Κατασκευής

Στη φάση αυτή το χαλυβδόφυλλο λειτουργεί ως συνεχής δοκός φέροντας το νωπό σκυρόδεμα.

- Θετική Ροπή (Γ_{M+})

Η ροπή σχεδιασμού είναι $M_{Ed+} = 0.08 \cdot q_{Ed,c} \cdot L^2 = 0.08 \cdot 5.491 \cdot 2^2 = 1.76 \text{ kNm/m}$.

Η αντοχή του ελάσματος (M_{Rd}) είναι 8.40 kNm/m . (δίνεται από λογισμικό)

$$\Gamma_{M+} = 1.76 / 8.40 = 0.21$$

-Αρνητική Ροπή (Γ_{M-}):

$M_{Ed-} = 0.10 \cdot q_{Ed,c} \cdot L^2 = 0.10 \cdot 5.491 \cdot 2^2 = 2.20 \text{ kNm/m}$.

$$\Gamma_{M-} = 2.20 / 8.40 = 0.26.$$

Note: Section designed according to EN1994-1

Construction stage

Γ_{δ}	=	0.17	≤ 1.00	Deflection
$\Gamma_{M,+}$	=	0.21	≤ 1.00	Sagging bending moment
$\Gamma_{R,Ex}$	=	0.19	≤ 1.00	Reaction at end support
$\Gamma_{M,-}$	=	0.26	≤ 1.00	Hogging bending moment
$\Gamma_{R,C}$	=	0.25	≤ 1.00	Reaction at internal support
Γ_{RM}	=	0.31	≤ 1.00	Combined bending moment and support reaction

Εικόνα 11-7: Αποτελέσματα Φάσης Κατασκευής, μέγιστος βαθμός εκμετάλλευσης $\Gamma=0.31 < 1$

Τελική Φάση - Σύμμικτη Πλάκα

Θετική Ροπή ($\Gamma_{M,+}$):

Η ροπή σχεδιασμού είναι

$$M_{Ed+} = 0.08 \cdot q_{Ed} \cdot L^2 = 0.08 \cdot 12.24 \cdot 2^2 = 3.92 \text{ kNm/m.}$$

Η σύμμικτη αντοχή M_{Rd+} είναι πολύ υψηλή (περίπου 50 kNm/m δίνεται από λογισμικό)

$$\Gamma_{M+} = 3.92 / 50.0 = 0.08.$$

Αρνητική Ροπή ($\Gamma_{M,-}$):

Η ροπή στη στηρίξη είναι $M_{Ed-} = 0.10 \cdot q_{Ed} \cdot L^2 = 0.10 \cdot 12.24 \cdot 2^2 = 4.90 \text{ kNm/m.}$

Η αντοχή R_d βασίζεται στον οπλισμό S1 (WM5 -> $\Phi 10/200$, $A_s = 3.93 \text{ cm}^2/\text{m}$).

$$M_{Rd-} = A_s \cdot (f_y / \gamma_s) \cdot z = 3.93 \cdot 43.5 \cdot 0.12 = 20.5 \text{ kNm/m.}$$

$$\Gamma_{M-} = 4.90 / 20.5 = 0.24 \text{ (προσεγγιστικά } 0.27 \text{ βάσει ακριβούς ανάλυσης report).}$$

Κατακόρυφη Διάτμηση (Γ_{VR2}): Η μέγιστη τέμνουσα στις εσωτερικές στηρίξεις, $\Gamma_{VR2} = 0.32$.

11.4 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Ο έλεγχος αφορά το βέλος κάμψης υπό τα φορτία λειτουργίας (χωρίς συντελεστές ασφαλείας).

$$\text{Φορτίο Λειτουργίας } q_{SLS} = g_{slab} + g_{per} + q = 3.234 + 2.50 + 3.00 = 8.734 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{Επιτρεπόμενο Βέλος: } L/250 = 2000 \text{ mm} / 250 = 8.00 \text{ mm.}$$

Πραγματικό Βέλος: Το λογισμικό υπολογίζει την παραμόρφωση λαμβάνοντας υπόψη την ενεργό ροπή αδράνειας της σύμμικτης διατομής, εξάγοντας λόγο εξάντλησης $\Gamma = 0.24$.

Πραγματική τιμή βέλους: Επομένως, η πραγματική μέγιστη βύθιση είναι $0.24 \cdot 8.00 \text{ mm} = 1.92 \text{ mm}$. Η τιμή αυτή είναι χαμηλή μικρότερη από 8 mm και επιβεβαιώνει την υψηλή ακαμψία της πλάκας πάχους 150 mm.

Composite slab

Γ_{M+}	=	0.08	≤ 1.00	Sagging bending moment
Γ_{M-}	=	0.27	≤ 1.00	Hogging bending moment
$\Gamma_{M-(L/3)}$	=	0.08	≤ 1.00	Hogging bending moment at L/3 from internal support
Γ_{VR1}	=	0.09	≤ 1.00	Longitudinal shear by partial connexion method
Γ_{VR1}	=	0.14	≤ 1.00	Vertical shear - End support
Γ_{VR2}	=	0.32	≤ 1.00	Vertical shear - internal support
Γ_{FL}	=	0.05	≤ 1.00	Deflection control
Γ_V	=	0.24	≤ 1.00	Vibration control
Γ_{VP}	=	-1	≤ 1.00	Punching
Γ_{Fs}	=	0.48	≤ 1.00	Cracking control

Εικόνα 11-8: Αποτελέσματα Τελικής Φάσης, μέγιστος βαθμός εκμετάλλευσης (ΟΚΑ) $\Gamma = 0.48 < 1$. Μέγιστη βύθιση (ΟΚΛ), $1.92 \text{ mm} < 8 \text{ mm} = L/250$ με βαθμό εκμετάλλευσης $\Gamma=0,24$.

11.5 Έλεγχος σε Κατάσταση Πυρκαγιάς

Η πλάκα έχει σχεδιαστεί για να διατηρήσει τη φέρουσα ικανότητά της για 90 λεπτά (R90). Κατά τη διάρκεια της πυρκαγιάς, το χαλυβδόφυλλο (το οποίο είναι άμεσα εκτεθειμένο στις φλόγες από την κάτω πλευρά) υπερθερμαίνεται ταχύτατα, με αποτέλεσμα να μηδενίζεται η αντοχή του. Επομένως, η στατική επάρκεια της πλάκας βασίζεται πλέον στη μάζα του σκυροδέματος και τον εσωτερικό οπλισμό. Το λογισμικό επαληθεύει τα εξής κριτήρια:

Κριτήριο Θερμομόνωσης (Thermal insulation - Γ_{iso}):

Το συνολικό πάχος των 150 mm της πλάκας εμποδίζει τη θερμοκρασία να περάσει στην άνω μη εκτεθειμένη επιφάνεια. Ο λόγος εξάντλησης είναι $\Gamma_{iso} = 0.87 < 1.00$.

Κριτήριο Φέρουσας Ικανότητας (Load bearing criterion - Γ_{RF}):

Καθώς το έλασμα χάνει την αντοχή του, οι εφελκυστικές τάσεις αναλαμβάνονται εξ ολοκλήρου από τον κάτω οπλισμό S2 (1 ράβδος $\Phi 10$ ανά νεύρο). Επειδή αυτές οι ράβδοι διαθέτουν 25 mm επικάλυψη σκυροδέματος, η θερμοκρασία τους αργεί να ανέβει, επιτρέποντάς τους να διατηρήσουν επαρκές όριο διαρροής για να αντέξουν τα φορτία. Ο κρίσιμος έλεγχος της φέρουσας ικανότητας στο σημείο L/3 από την εσωτερική στήριξη, παρουσιάζει χαμηλό λόγο εξάντλησης $\Gamma_{RF(L/3)} = 0.09 < 1.00$. Παράλληλα, ικανοποιείται και ο έλεγχος ροπής στο ελεύθερο άνοιγμα με $\Gamma_{RF_recommended} = 0.11 < 1.00$.

Fire resistance

Γ_{IST}	=	0.87	≤ 1.00	Thermal insulation
Γ_{RF}	=	0	≤ 1.00	Load bearing criterion
$\Gamma_{RF(L/3)}$	=	0.09	≤ 1.00	Load bearing criterion at L/3 from internal support
$\Gamma_{RF_recommended}$	=	0.11	≤ 1.00	Free span moment - recommended checking

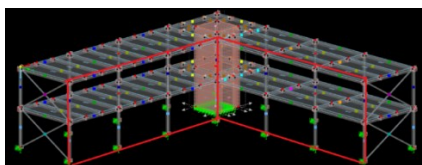
Εικόνα 11-9: Αποτελέσματα ελέγχου σε Κατάσταση Πυρκαγιάς R90. Μέγιστος βαθμός εκμετάλλευσης $\Gamma = 0.87 < 1$

Όλοι οι συντελεστές εξάντλησης είναι μικρότεροι της μονάδας, γεγονός που τεκμηριώνει την στατική επάρκεια της σύμμικτης πλάκας πάχους 150 mm με χαλυβδόφυλλο Cofrastra 70.

12 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΑΛΟΠΙΝΑΚΩΝ

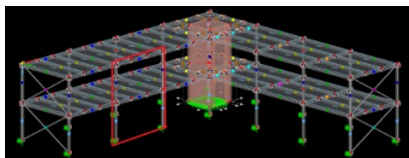
12.1 Επιλογή επιφανειών που καλύπτονται από υαλοπίνακες και διαστάσεις υαλοπινάκων

Στην παρούσα ενότητα αναλύεται ο σχεδιασμός των υαλοπινάκων του κτιρίου. Οι γυάλινες επιφάνειες θα εφαρμοστούν αποκλειστικά στις εσωτερικές όψεις του κτιρίου, δηλαδή στις πλευρές που σχηματίζουν το εσωτερικό της κάτοψης σχήματος Γ και έχουν οπτική επαφή με τον εσωτερικό ακάλυπτο χώρο και τον χώρο στάθμευσης.



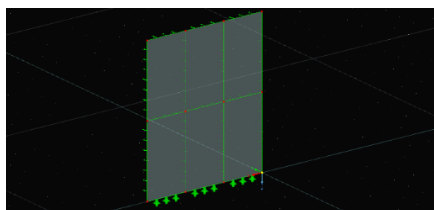
Εικόνα 12-1: Επιφάνειες εφαρμογής γυάλινων επιφανειών στον φορέα

Η επιλογή να μην τοποθετηθούν γυάλινες επιφάνειες στην εξωτερική περίμετρο του κτιρίου βασίστηκε σε λειτουργικές απαιτήσεις καθώς πρέπει να εξασφαλίζεται η απαραίτητη ιδιωτικότητα για τους ιατρικούς χώρους, και αφετέρου, οι συγκεκριμένοι χώροι απαιτούν πλήρη περιμετρική θωράκιση, η οποία θα ακύρωνε οποιαδήποτε λειτουργική ή αισθητική αξία των γυάλινων επιφανειών. Δεδομένου ότι το σύστημα της όψης αποτελείται από ίδια φαντώματα, η στατική μελέτη θα επικεντρωθεί στην απομόνωση και τον αναλυτικό έλεγχο ενός τυπικού φαντώματος. Το επιλεγμένο φάντωμα θα διαστασιολογηθεί για τον δυσμενέστερο συνδυασμό των μέγιστων φορτίων, ώστε να εξασφαλιστεί η στατική επάρκεια για το σύνολο της πρόσοψης.



Εικόνα 12-2: Διαστασιολόγηση ενός φαντώματος 6m μήκος x 7.2m ύψος για τα δυσμενέστερα φορτία ανέμου

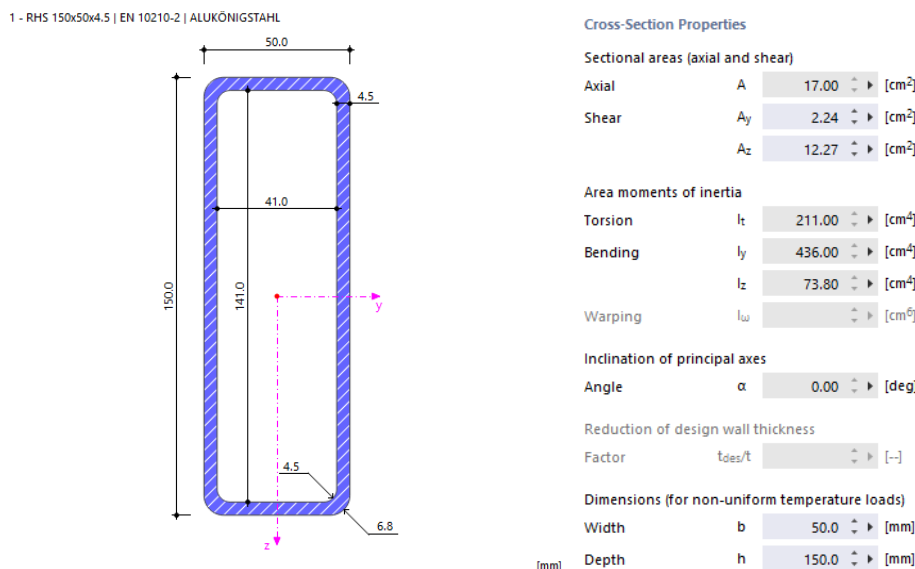
Το άνοιγμα του ενός ορόφου που εξετάζεται έχει συνολικές διαστάσεις 6 μέτρα μήκος και 3.6 μέτρα ύψος. Επειδή κατασκευαστικά και εμπορικά δεν είναι εφικτό να παραχθεί ένα ενιαίο τζάμι με μήκος 6 μέτρων, η γυάλινη επιφάνεια χωρίστηκε σε τρία ίσα τμήματα, πλάτους 2 μέτρων το καθένα. Η διάσταση των 2 μέτρων επιλέχθηκε κυρίως επειδή ταυτίζεται με την απόσταση που έχουν μεταξύ τους οι σύμμικτες δοκοί του κτιρίου. Έτσι, οι κατακόρυφοι ορθοστάτες που συγκρατούν τα τζάμια τοποθετούνται ακριβώς στην ίδια ευθεία με τις δοκούς, εξασφαλίζοντας πολύ καλύτερη σταθερότητα και πιο ασφαλή μεταφορά των φορτίων στον σκελετό.



Εικόνα 12-3: Διαχωρισμός της επιφάνειας φαντώματος σε 6 επιφάνειες διαστάσεων 2m x 3.6m

12.2 Ορθοστάτες

Για τη στήριξη των γυάλινων επιφανειών κάθε φατνώματος χρησιμοποιούνται συνολικά τέσσερις κατακόρυφοι ορθοστάτες. Οι δύο ακραίοι τοποθετούνται πάνω στα υποστυλώματα του κτιρίου, ενώ οι δύο ενδιάμεσοι τοποθετούνται στο εσωτερικό του φατνώματος ανά 2 μέτρα. Όλοι οι ορθοστάτες είναι συνεχείς, εκτείνονται καθ' ύψος στους δύο ορόφους 7.2 μέτρα και αρθρώνονται σε τρία σημεία, στη βάση του κτιρίου, στην πλάκα του ορόφου και στο δώμα. Για την κατασκευή των ορθοστατών επιλέχθηκαν χαλύβδινοι κοιλοδοκοί διατομής *RHS 150x50x4.5 mm*. Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και οι ιδιότητες της συγκεκριμένης διατομής θα χρησιμοποιηθούν στη συνέχεια για να υπολογιστεί η ακριβής δυσκαμψία τους. Αυτή η δυσκαμψία θα εισαχθεί στο υπολογιστικό μοντέλο ως ελαστική στήριξη, ώστε η ανάλυση να αποδώσει την πραγματική συμπεριφορά του συστήματος.



Εικόνα 12-4: Ορθοστάτης χαλύβδινης διατομής RHS 150x50x4.5 και ιδιότητες του

12.2.1 Προσομοίωση Ελαστικών Στηρίξεων Ορθοστατών

Η στήριξη που προσφέρουν οι ορθοστάτες εισάγεται στο μοντέλο ως γραμμικό ελατήριο. Η σταθερά του ελατηρίου K δηλαδή η δυσκαμψία ορίζεται ως ο λόγος της ασκούμενης δύναμης F προς τη βέλος a_c , δηλαδή $K = F / a_c$. Ο ορθοστάτης μελετάται ως αμφιέριστη δοκός που δέχεται ομοιόμορφο φορτίο ανέμου q . Το βέλος για αμφιέριστη δοκό με ομοιόμορφο φορτίο δίνεται από τον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 12-1: Υπολογισμός ελαστικού βέλους ορθοστάτη ως αμφιέριστη δοκός ύψους 3.6 μέτρων. Ο ορθοστάτης στηρίζεται στο έδαφος, στον όροφο 3.6 μέτρα και στο δώμα 7.2 μέτρα.

Πίνακας 10.2 Ελαστικά βέλη	
Δομικό σύστημα/Φόρτιση	Ελαστικό Βέλος
Πρόβολος, συγκεντρωμένο φορτίο στο άκρο	$a_c = PL^3 / (3EI)$
Πρόβολος, ομοιόμορφο φορτίο	$a_c = qL^4 / (8EI)$
Πρόβολος, τριγωνικό φορτίο (μέγιστο στην στήριξη)	$a_c = qL^4 / (30EI)$
Πρόβολος, τριγωνικό φορτίο (μέγιστο στο άκρο)	$a_c = 11qL^4 / (120EI)$
Πρόβολος, τριγωνικό φορτίο (μέγιστο στο μεσον)	$a_c = 11qL^4 / (192EI)$
Αμφιέριστη, συγκεντρωμένο φορτίο σε απόσταση a	$a_c = \max M \cdot a \cdot (L-a) / (3EI)$
Αμφιέριστη, ομοιόμορφο φορτίο	$a_c = 5qL^4 / (384EI)$
Αμφιέριστη, τριγωνικό φορτίο (μέγιστο στην μέση)	$a_c = qL^4 / (120EI)$
Μονόπακτη, ομοιόμορφο φορτίο	$a_c = qL^4 / (184,6EI)$
Αμφίπακτη, συγκεντρωμένο φορτίο στην μέση	$a_c = PL^3 / (192EI)$
Αμφίπακτη, ομοιόμορφο φορτίο	$a_c = qL^4 / (384EI)$

Το μέγιστο βέλος κάμψης στο κέντρο της δοκού δίνεται από τον τύπο:

$$a_c = (5 \cdot q \cdot L^4) / (384 \cdot E \cdot I).$$

Εφόσον η συνολική δύναμη F ισούται με το φορτίο επί το μήκος της δοκού $F = q \cdot L$, η αντικατάσταση στον αρχικό τύπο $K = F / a_c$ δίνει τη σχέση:

$$K = (384 \cdot E \cdot I) / (5 \cdot L^3).$$

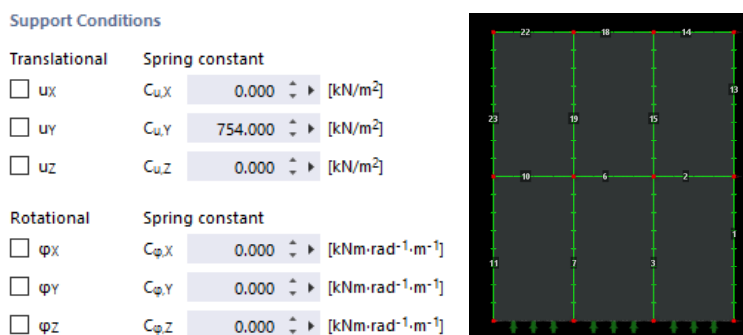
Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής αντλήθηκαν από τη βιβλιοθήκη του λογισμικού όπως φαίνεται στην παραπάνω εικόνα. Η ροπή αδράνειας περί τον ισχυρό άξονα κάμψης είναι $I_y = 436.00 \text{ cm}^4$. Με μέτρο ελαστικότητας χάλυβα $E = 210 \text{ GPa}$ και καθαρό μήκος ορθοστάτη $L = 3.60 \text{ m}$, η συνολική δυσκαμψία υπολογίζεται ως εξής

$$K = (384 \cdot 210.000.000 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.0000436 \text{ m}^4) / (5 \cdot 3.60^3 \text{ m})$$

$$K = 351590.4 / 233.28$$

$$K = 1507.16 \text{ kN/m}$$

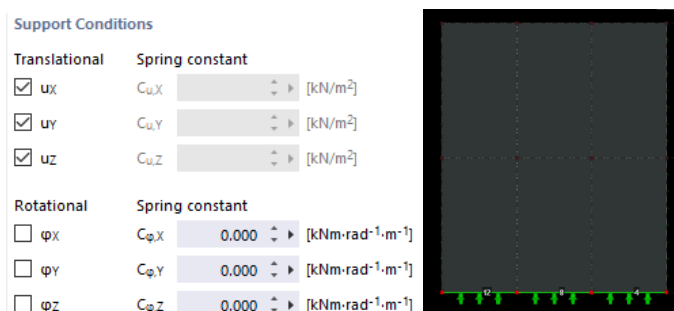
Διαιρώντας αυτή την τιμή με το πλάτος επιρροής του υαλοπίνακα $B = 2.0 \text{ m}$, προκύπτει η τιμή της ελαστικής σταθεράς ίση με 753.57 kN/m^2 . Η τιμή αυτή στρογγυλοποιήθηκε σε 754 kN/m^2 και εφαρμόστηκε στο λογισμικό RFEM 6.



Εικόνα 12-5: Εισαγωγή ελαστικής σταθεράς ορθοστάτη ίσης με 754 kN/m^2 στον άξονα Y (κάθετα στον ορθοστάτη και κάθετα στο μήκος των δοκών)

12.2.2 Έδραση στη Βάση

Όσον αφορά την έδραση στη βάση της γυάλινης όψης, εφαρμόστηκε στο μοντέλο γραμμική αρθρωτή στήριξη. Συγκεκριμένα, ορίστηκε πλήρης δέσμευση των μετακινήσεων και στους τρεις βασικούς άξονες X , Y , Z , ενώ παράλληλα διατηρήθηκε πλήρης ελευθερία των στροφών. Η επιλογή της ελεύθερης στροφής έγινε για να αποτραπεί η ανάπτυξη τάσεων στα άκρα του γυαλιού κατά την κάμψη του από τον άνεμο. Παράλληλα, η προσέγγιση αυτή επιτρέπει στο σύστημα να παραμορφώνεται φυσιολογικά, αποτυπώνοντας την πραγματική συμπεριφορά των μεταλλικών εξαρτημάτων στήριξης.



Εικόνα 12-6: Εισαγωγή γραμμικής αρθρωτής στήριξης στην βάση της γυάλινης επιφάνειας

12.3 Σύνθεση και Υλικά Υαλοπινάκων

Για τη διαμόρφωση των υαλοπινάκων επιλέχθηκε πολυστρωματική διάταξη (laminated glass) συνολικού πάχους 17.5 mm. Η διατομή συντίθεται από δύο εξωτερικά φύλλα ημισκληρυμένου γυαλιού (Heat-Strengthened float glass) πάχους 8.0 mm το καθένα, τα οποία συνδέονται μέσω μιας ενδιάμεσης δομικής μεμβράνης SentryGlas SGP 5000 πάχους 1.5 mm.

Layers				
Layer No.	Thickness	Material	Thickness t [mm]	
1	Directly	3 - Heat-strengthened float glass Isotrop...	8.0	
2	Directly	4 - SentryGlas SGP 5000 Load Wind Isotr...	1.5	
3	Directly	3 - Heat-strengthened float glass Isotrop...	8.0	

Εικόνα 12-7: Πολυστρωματική διάταξη και επιλογή υλικών

Για την ένωση των δύο φύλλων επιλέχθηκε η μεμβράνη SentryGlas που χαρακτηρίζεται από υψηλή ακαμψία και διατμητική αντοχή. Αυτό επιτρέπει στο σύστημα να αναπτύσσει συνεργατική δράση, αναγκάζοντας τα δύο φύλλα των 8 mm να αντιμετωπίζουν τα φορτία του ανέμου σχεδόν σαν ένα ενιαίο γυαλί.

Shear coupling between layers

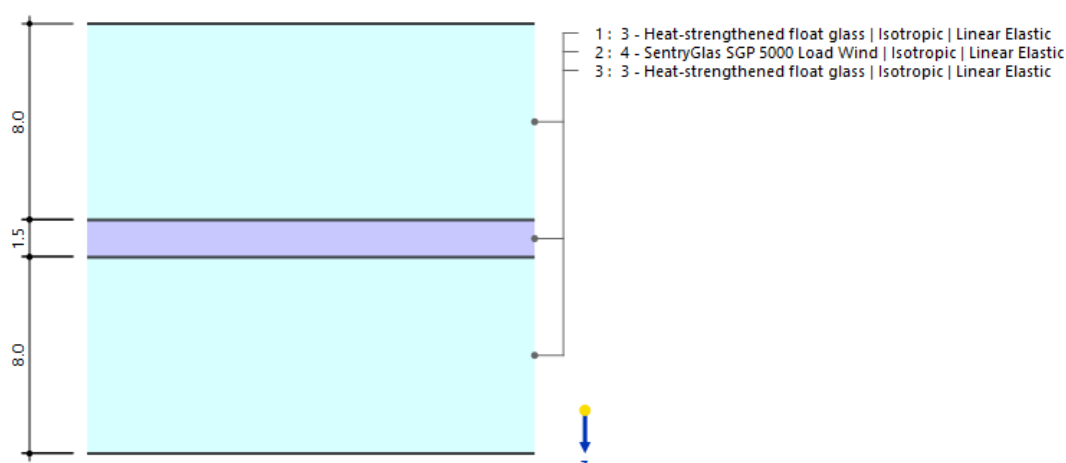
Coupled

Εικόνα 12-8: Ανάπτυξη συνεργατικής δράσης μεταξύ των επιμέρους επιφανειών

Η επιλογή των συγκεκριμένων υλικών έγινε με στόχο την ασφάλεια μετά από ενδεχόμενη θραύση. Το ημισκληρυμένο γυαλί προσφέρει διπλάσια μηχανική αντοχή σε κάμψη σε σύγκριση με το απλό γυαλί.

Παράλληλα, είναι καλύτερο ως προς τον μηχανισμό αστοχίας. Σε περίπτωση αστοχίας, ενώ το μονολιθικό γυαλί καταρρέει ακαριαία, ενώ το ημισκληρυμένο γυαλί δημιουργεί μικρά θραύσματα τα οποία συγκρατούνται ευκολότερα στο πλαίσιο, αποτρέποντας την άμεση κατάρρευση της επιφάνειας, διατηρώντας τον υαλοπίνακα όρθιο και ικανό να δεχτεί φορτία.

3 - Glass Composition | d : 17.5 mm | Layers: 3



Εικόνα 12-9: Τομή γυάλινης επιφάνειας και προβολή τελικών επιλεγμένων υλικών

12.4 Μέγιστα Φορτία Ανέμου

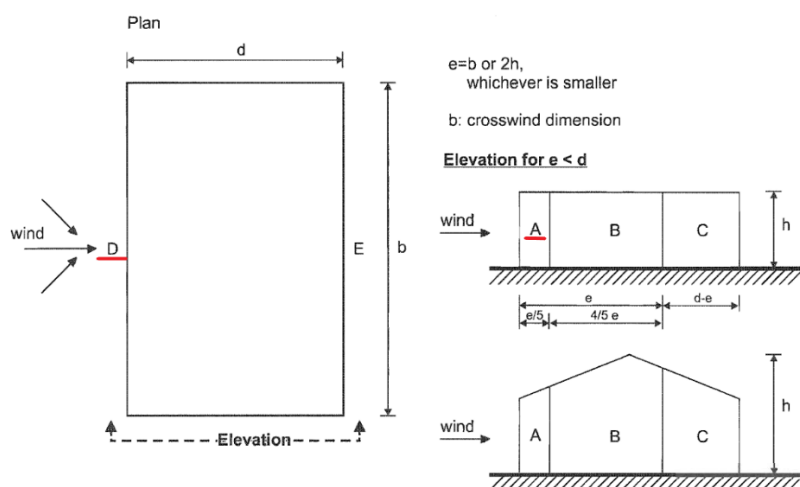
Για τον ασφαλή σχεδιασμό και τη στατική επίλυση των υαλοπινάκων εφαρμόζονται τα δυσμενέστερα φορτία ανέμου που προκύπτουν από τη συνολική ανάλυση του κτιρίου.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, η ανεμοπίεση σχεδιασμού στις επιφάνειες του κτιρίου προκύπτει από την διαφορά μεταξύ της εξωτερικής και της εσωτερικής πίεσης ($C_{pe} - C_{pi}$). Η μέγιστη πίεση ταχύτητας αιχμής για το ύψος αναφοράς του κτιρίου $h = 7.20$ m υπολογίστηκε σταθερή και ίση με $q_p = 1.46$ kN/m² (Κεφάλαιο Φορτίων Ανέμου 2.5.1.4). Βάσει του Πίνακα 7.1 του κανονισμού, ο εξωτερικός αεροδυναμικός συντελεστής για την προσήνεμη κατακόρυφη όψη Ζώνη D λαμβάνεται $C_{pe} = +0.80$, ενώ για τις κατακόρυφες γωνίες αποκόλλησης της ροής Ζώνη A ορίζεται σε $C_{pe} = -1.20$.

Πίνακας 12-2: Πρπεινώμενες τιμές συντελεστών $C_{pe,10}$ εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης (EN1991-1-4, πιν. 7.1)

Zone	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

BS EN 1991-1-4:2005+A1:2010
EN 1991-1-4:2005+A1:2010 (E)



Εικόνα 12-10: Διαχωρισμός ζωνών (EN1991-1-4)

Όσον αφορά την εσωτερική πίεση, λόγω της απουσίας ακριβών δεδομένων για τη γεωμετρία των ανοιγμάτων, οι συντελεστές εσωτερικής πίεσης λαμβάνονται στις δυσμενέστερες τιμές $C_{pi} = +0.20$ (εσωτερική υπερπίεση) και $C_{pi} = -0.30$ (εσωτερική υποπίεση).

NOTE 2 Where it is not possible, or not considered justified, to estimate μ for a particular case then c_{pi} should be taken as the more onerous of +0,2 and -0,3.

12.4.1 Καταστάσεις Φόρτισης Ανέμου

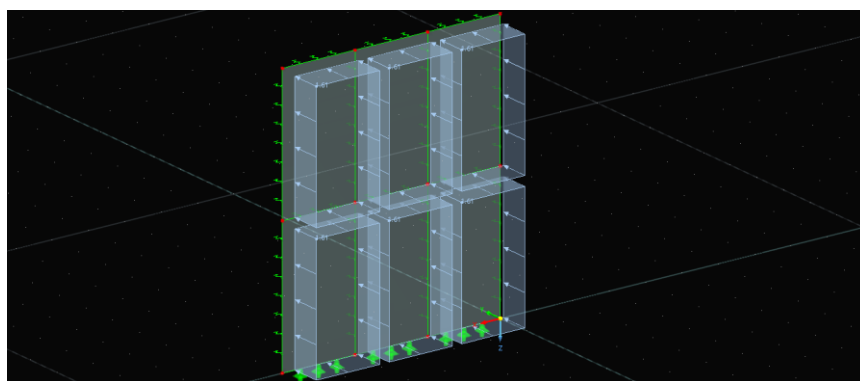
Με βάση τα παραπάνω δεδομένα, προκύπτουν δύο δυσμενείς καταστάσεις φόρτισης για τη στατική ανάλυση των κατακόρυφων υαλοπινάκων της όψης:

12.4.1.1 Μέγιστο φορτίο πίεσης, ώθηση προς το εσωτερικό:

Αναπτύσσεται στην προσήνεμη Ζώνη D όταν αυτή συνδυάζεται με εσωτερική υποπίεση, καθώς οι δύο δράσεις λειτουργούν προς την ίδια κατεύθυνση. Ο συνολικός συντελεστής σχεδιασμού και η μέγιστη καθαρή πίεση σχεδιασμού υπολογίζεται ως εξής:

$$C_p = C_{pe} - C_{pi} = +0.80 - (-0.30) = +1.10$$

$$w_e = q_p \cdot C_p = 1.46 \cdot 1.10 = +1.61 \text{ kN/m}^2$$



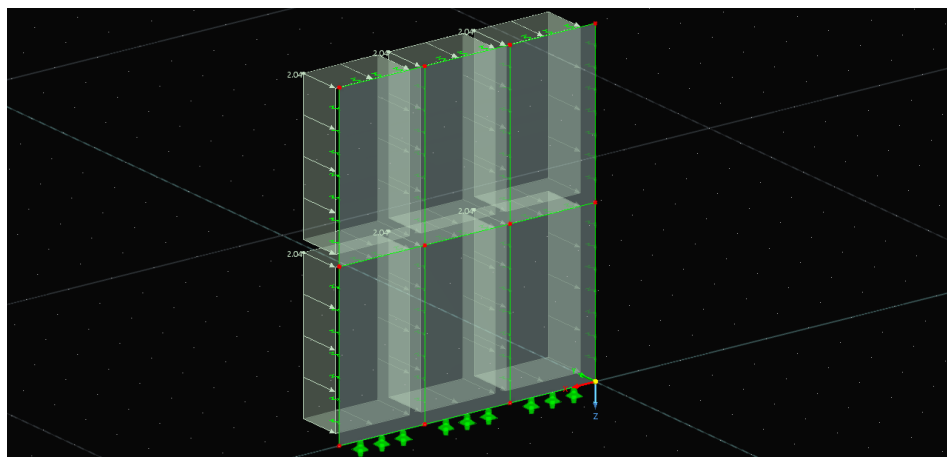
Εικόνα 12-11: Μέγιστο φορτίο πίεσης, ώθηση προς το εσωτερικό $w_e = +1.61 \text{ kN/m}^2$

12.4.1.2 Μέγιστο φορτίο υφαρπαγής, ώθηση προς το εξωτερικό:

Αναπτύσσεται στις κατακόρυφες πλευρικές περιοχές της Ζώνης A όταν συνδυάζονται με εσωτερική υπερπίεση. Ο συνολικός συντελεστής σχεδιασμού και η μέγιστη υφαρπαγή σχεδιασμού υπολογίζεται ως εξής:

$$C_p = C_{pe} - C_{pi} = -1.20 - (+0.20) = -1.40$$

$$w_i = q_p \cdot C_p = 1.46 \cdot 1.40 = -2.04 \text{ kN/m}^2$$



Εικόνα 12-12: Μέγιστο φορτίο υφαρπαγής, ώθηση προς το εξωτερικό $w_e = -2.04 \text{ kN/m}^2$

12.5 Κανονιστικό Πλαίσιο Γερμανικού Κώδικα DIN 18008

12.5.1 Συνδυασμοί Φορτίων κατά DIN 18008

Δεδομένου ότι οι Ευρωκώδικες δεν διαθέτουν ακόμη ένα αυτόνομο τεύχος για τον σχεδιασμό από γυαλί, η διαστασιολόγηση των υαλοπινάκων πραγματοποιείται βάσει του γερμανικού κανονισμού *DIN 18008*. Σύμφωνα με το παραπάνω πλαίσιο, ορίστηκαν αρχικά οι τρεις βασικές περιπτώσεις φόρτισης (Load Cases) του μοντέλου: η περίπτωση LC1 που αφορά το ίδιο βάρος των στοιχείων, η περίπτωση LC2 που αφορά τη μέγιστη πίεση ανέμου και η περίπτωση LC3 που αφορά τη μέγιστη υφαρπαγή ανέμου.

List

	G	LC1 Self-weight
	Qw	LC2 Wind Pressure
	Qw	LC3 Wind Suction

Εικόνα 12-13: Φορτιστικές Καταστάσεις

Στη συνέχεια, παρήχθησαν οι απαραίτητοι συνδυασμοί φορτίων για τους ελέγχους σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ULS) και Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (SLS). Κατά τη διαμόρφωση των συνδυασμών, το μόνιμο φορτίο του ίδιου βάρους προστίθεται πάντα με ένα μόνο δυσμενές φορτίο ανέμου τη φορά διότι η μέγιστη πίεση και μέγιστη υφαρπαγή του ανέμου είναι αλληλοαναιρούμενα φαινόμενα και είναι αδύνατον να δράσουν ταυτόχρονα.

Load Case Classification & Combination Wizard

Standard group

Germany DIN 18008

List

	ULS	CO1	$1.35 * LC1$
	ULS	CO2	$1.35 * LC1 + 1.50 * LC2$
	ULS	CO3	$1.35 * LC1 + 1.50 * LC3$
	S Ch	CO4	LC1
	S Ch	CO5	$LC1 + LC2$
	S Ch	CO6	$LC1 + LC3$

Εικόνα 12-14: Συνδυασμοί φορτιστικών καταστάσεων

Κατά συνέπεια, οι τελικοί συνδυασμοί προκύπτουν εξετάζοντας το ίδιο βάρος συνδυαστικά είτε αποκλειστικά με την πίεση LC1 + LC2 είτε αποκλειστικά με την υφαρπαγή LC1 + LC3. Στους ελέγχους αντοχής (ULS), τα φορτία πολλαπλασιάζονται με τους προβλεπόμενους συντελεστές ασφαλείας του κανονισμού, λαμβάνοντας την τιμή 1.35 για το μόνιμο ίδιο βάρος και 1.50 για το μεταβλητό φορτίο του ανέμου.

12.5.2 Παράμετροι Σχεδιασμού κατά DIN 18008

Για την εκτέλεση των ελέγχων, καθορίστηκαν στο λογισμικό οι αντίστοιχες παράμετροι που ορίζει ο Γερμανικός κώδικας DIN18008 όπως φαίνεται στην Εικόνα 12-16, Εικόνα 12-17 και Εικόνα 12-18

Glass design

Germany DIN 18008

Edition

Germany DIN 18008 | 2020-05

Εικόνα 12-15: Εισαγωγή παραμέτρων σχεδιασμού και ελέγχου γυάλινων επιφανειών σε ΟΚΑ και ΟΚΛ σύμφωνα με τον Γερμανικό κώδικα DIN18008

Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (OKL-SLS):

Η βασική παράμετρος για τον έλεγχο των παραμορφώσεων σε επιφάνειες με έδραση σε δύο πλευρές (double-supported surface) ορίζεται από τον κανονισμό στο $L/100$. Δεδομένου ότι το πλάτος του υαλοπίνακα είναι 2 μέτρα, η μέγιστη επιτρεπόμενη μετακίνηση δηλαδή το βέλος κάμψης υπολογίζεται στα $2m/100 = 2000mm / 100 = 20\text{ mm}$. Το μέγεθος αυτό αποτελεί το όριο ελέγχου λειτουργικότητας για την κάθε γυάλινη επιφάνεια.

Surfaces	Solids
Design Parameters	
Serviceability Limits (Deflections)	
Definition type	
General acc. to DIN 18008-2, 6.1.3	
Double-supported surface Relative limit	L / 100 --
Walk-on glazing acc. to DIN 18008-5, 6.1.6	
Double-supported surface Relative limit	L / 200 --
Limits for cantilever surface	
Cantilever surface Relative limit	L _c / 50 --

Εικόνα 12-16: Όριο παραμορφώσεων γυάλινης επιφάνειας $L/100$ για τον έλεγχο SLS (DIN18008)

Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (OKA-ULS):

Όσον αφορά τον έλεγχο αντοχής των κρυστάλλων, η αξιολόγηση βασίζεται στη μέγιστη κύρια τάση Principal stress σ_1 . Επιπλέον, σύμφωνα με τις διατάξεις του κανονισμού, ενεργοποιήθηκαν οι αντίστοιχοι συντελεστές τροποποίησης της αντοχής του υλικού. Συγκεκριμένα, λήφθηκε υπόψη η προβλεπόμενη μείωση της αντοχής στα άκρα, καθώς και η προσαύξηση της αντοχής κατά 10% $k_{LG} = 1.1$, η οποία εφαρμόζεται στις πολυστρωματικές συνθέσεις (laminated glass).

Surfaces	Solids	Standard Parameters
Design Parameters		
Design stresses		
☒ Principal stress σ_1 (σ_1 / σ_{Rd})	$\eta\sigma_{1,lim}$	0.001 --
☐ Principal stress σ_2 (σ_2 / σ_{Rd})		
☐ Normal stress in x-axis direction σ_x (σ_x / σ_{Rd})		
☐ Normal stress in y-axis direction σ_y (σ_y / σ_{Rd})		
Options acc. to DIN 18008-1		
☒ Consider border strength reduction (k_{Δ}) for float glass acc. to 8.3.8		
Distance from the surface border (for grid points)	Δ	0.050 m
☒ Consider a 10% increase in strength (k_{LG}) for laminated glass acc. to 8.3.9		

Εικόνα 12-17: Εισαγωγή συντελεστή μείωσης αντοχής στα άκρα των επιφανειών k_{Δ} και αύξησης αντοχής για πολυστρωματικό γυαλί k_{LG} (laminated glass) για τον έλεγχο ULS (DIN18008)

Για τον υπολογισμό των αντοχών, εφαρμόστηκε ο συντελεστής κατασκευής $k_c=1.00$ για το ημισκληρυμένο γυαλί έναντι 1.80 για το απλό και ο συντελεστής διάρκειας φόρτισης $k_{mod}=0.70$ για τη δράση του ανέμου. Οι παράμετροι αυτές εισήχθησαν στο λογισμικό για τον προσδιορισμό της επιτρεπόμενης τάσης σχεδιασμού σύμφωνα με το DIN 18008.

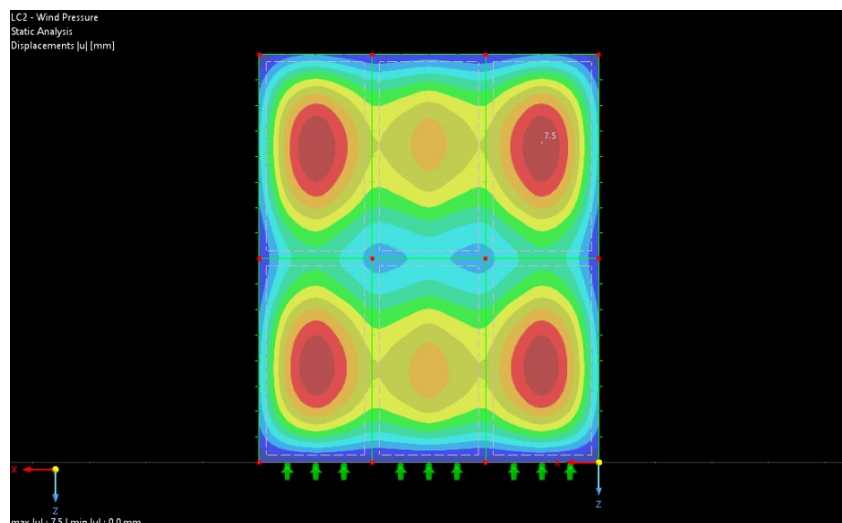
Surfaces	Solids	Standard Parameters			
Design Settings					
Description		Symbol	Value	Unit	
Design Values					
Construction factors acc. to glass type					
Thermally toughened glass		k_c	1.00	--	DIN 18008-1, 8.3.6
Heat-strengthened glass		k_c	1.00	--	DIN 18008-1, 8.3.6
Float glass		k_c	1.80	--	DIN 18008-2, 6.1.2
Modification factors					
Permanent load duration class		k_{mod}	0.25	--	DIN 18008-1, Tab. 6
Medium-term load duration class		k_{mod}	0.40	--	DIN 18008-1, Tab. 6
Short-term load duration class		k_{mod}	0.70	--	DIN 18008-1, Tab. 6

Εικόνα 12-18: Εισαγωγή συντελεστών κατασκευής k_c και συντελεστή διάρκειας δράσης ανέμου k_{mod} για τον έλεγχο ULS (DIN18008)

12.6 Αποτελέσματα Ανάλυσης

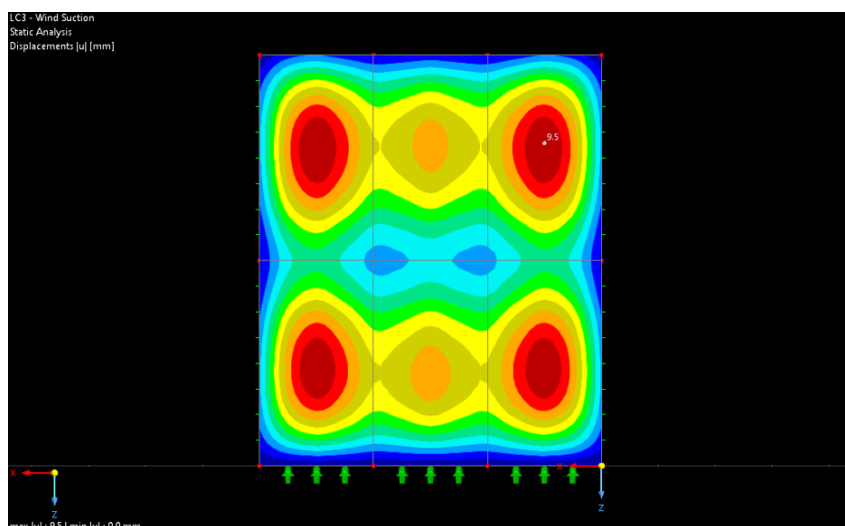
12.6.1 Μετακινήσεις

Η αξιολόγηση των παραμορφώσεων της γυάλινης επιφάνειας ξεκινά με την εξέταση των επιμέρους περιπτώσεων φόρτισης. Υπό την επίδραση της μέγιστης πίεσης ανέμου (LC2 - Wind Pressure), η μέγιστη μετακίνηση της επιφάνειας υπολογίζεται σε $u = 7.5 \text{ mm} = 0.75 \text{ cm}$ και διακρίνεται στην Εικόνα 12-19 με έντονο κόκκινο χρώμα στο κέντρο των ακριανών επιμέρους επιφανειών.



Εικόνα 12-19: Γράφημα παραμορφώσεων στην μέγιστη πίεση ανέμου (ώθηση προς το εσωτερικό)

Αντιθέτως, υπό την επίδραση της μέγιστης υφαρπαγής (LC3 - Wind Suction), η αντίστοιχη μετακίνηση ανέρχεται σε $u = 9.5 \text{ mm} = 0.95 \text{ cm}$ διακρίνεται στην Εικόνα 12-20 με έντονο κόκκινο χρώμα στο κέντρο των ακριανών επιμέρους επιφανειών.



Εικόνα 12-20: Γράφημα παραμορφώσεων στην μέγιστη υφαρπαγή (ώθηση προς το εξωτερικό)

Από τα μεγέθη αυτά επιβεβαιώνεται ότι η πλέον κρίσιμη δράση είναι η υφαρπαγή (ώθηση από το εσωτερικό προς το εξωτερικό), γεγονός συμβατό με τις τιμές των φορτίων ανέμου που καθορίστηκαν στο προηγούμενο στάδιο. Όπως παρατηρείται στα γραφήματα χρωματικής διαβάθμισης των παραμορφώσεων, η κατανομή των βελών κάμψης ακολουθεί την θεωρητική συμπεριφορά, αφού οι

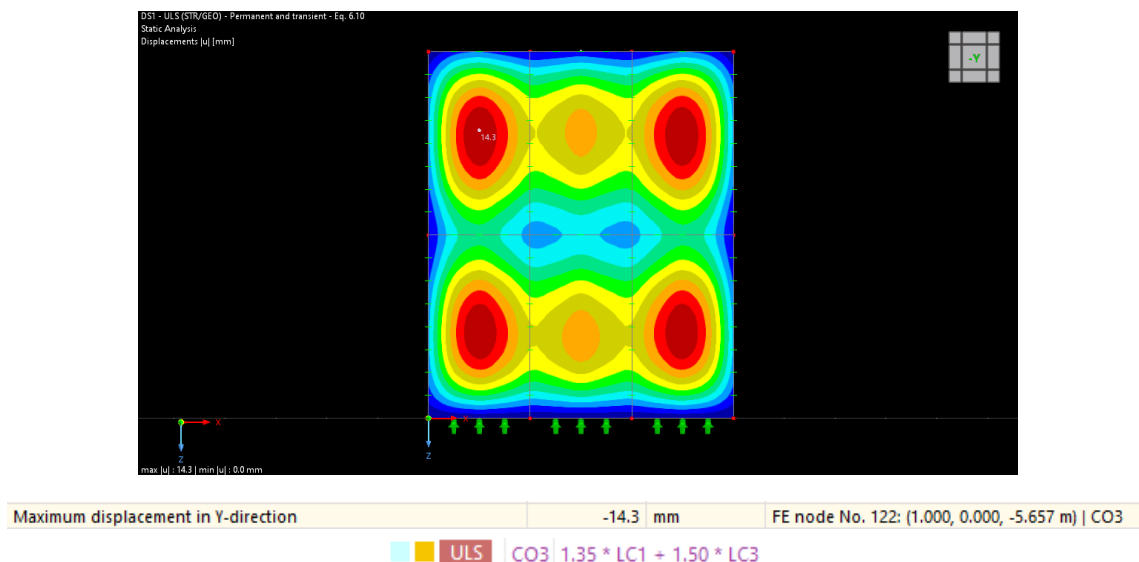
μέγιστες μετακινήσεις εντοπίζονται στο κέντρο των επιμέρους γυάλινων τμημάτων πλάτους 2 μέτρων, με τις ακραίες επιφάνειες του φατνώματος να παρουσιάζουν ελαφρώς μεγαλύτερες παραμορφώσεις σε σύγκριση με την κεντρική επιφάνεια.

Κατά τον έλεγχο των συνδυασμών τα αποτελέσματα διαμορφώνονται ως εξής:

Στην *Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ULS)*, η μέγιστη μετακίνηση του συστήματος είναι

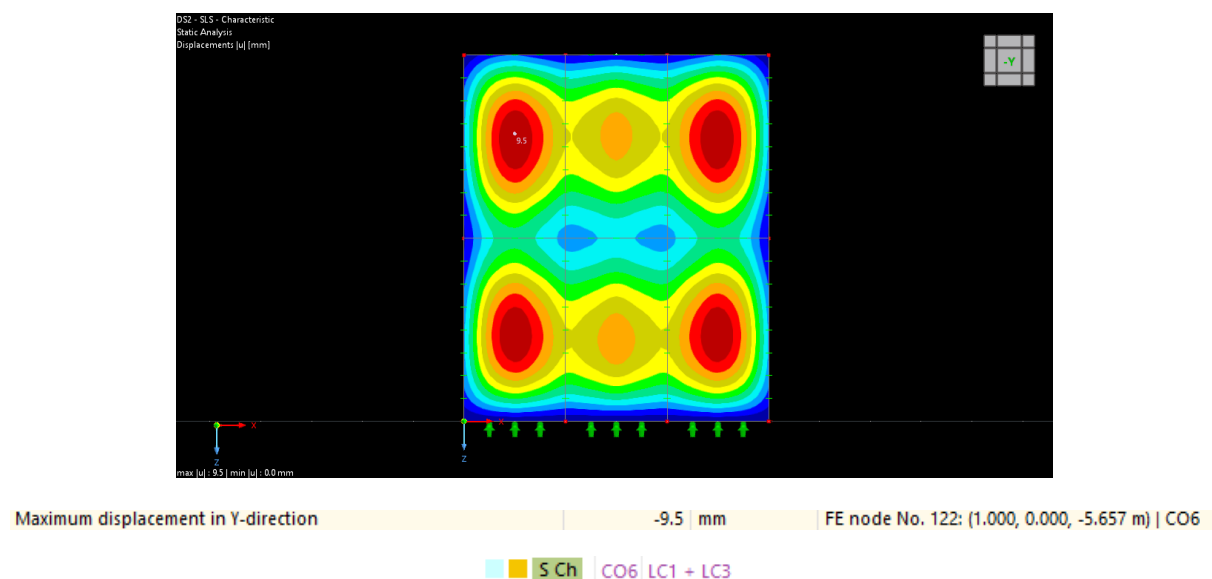
$u = 14.3 \text{ mm} = 1.43 \text{ cm}$ και διακρίνεται στην Εικόνα 12-21.

Η τιμή αυτή προκύπτει από τον δυσμενέστερο συνδυασμό $CO3 - 1.35 * LC1 + 1.50 * LC3$, ο οποίος περιλαμβάνει το ίδιο βάρος και τη δράση της *υφαρπαγής*.



Εικόνα 12-21: Γράφημα παραμορφώσεων συνδυασμού υφαρπαγής Οριακής Κατάστασης Αστοχίας

Στην *Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (SLS)*, η μέγιστη μετακίνηση υπολογίζεται σε $u = 9.5 \text{ mm} = 0.95 \text{ cm}$ όπως φαίνεται στην Εικόνα 12-22 και προέρχεται από τον συνδυασμό ελέγχου $CO6 - LC1 + LC3$, ο οποίος αποτελεί και πάλι τον συνδυασμό του ίδιου βάρους με την υφαρπαγή, χωρίς όμως τους συντελεστές προσαύξησης.

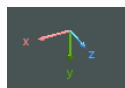


Εικόνα 12-22: Γράφημα παραμορφώσεων συνδυασμού υφαρπαγής Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας

Ανάπτυξη Τάσεων

Η μελέτη των τάσεων που αναπτύσσονται στη διατομή του υαλοπίνακα για τον δυσμενέστερο συνδυασμό $ULS \ CO3 - 1.35 * LC1 + 1.50 * LC3$ ο οποίος περιλαμβάνει το ίδιο βάρος και τη δράση της υφαρπαγής, χωρίζεται σε δύο κατηγορίες: τον έλεγχο των *ορθών τάσεων* που προκαλούνται από την κάμψη, και τον έλεγχο των *διατμητικών τάσεων* που αποδεικνύουν τη συνεργατική λειτουργία των στρώσεων.

Διευκρινίζεται ότι η παρουσίαση των τάσεων αναφέρεται στο τοπικό σύστημα αξόνων της κάθε γυάλινης επιφάνειας. Συγκεκριμένα, ο άξονας z αντιστοιχεί στο πάχος της διατομής δηλαδή στην διεύθυνση επιβολής του ανέμου, ο άξονας x κατά το οριζόντιο πλάτος του φατνώματος, ενώ ο άξονας y ακολουθεί την κατακόρυφη διεύθυνση του ύψους.

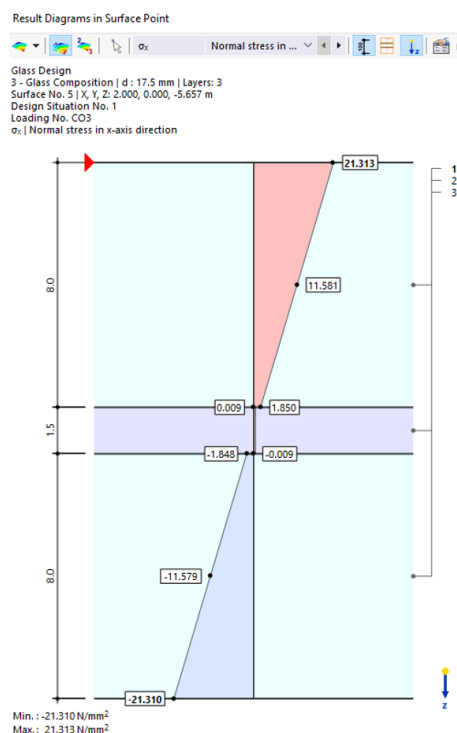


Εικόνα 12-23: Τοπικό σύστημα αξόνων επιφανειών για την ανάλυση των τάσεων

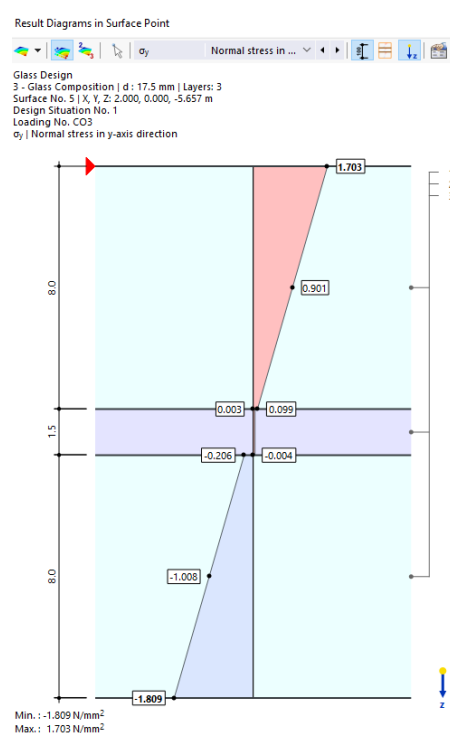
12.6.2 Ορθές Τάσεις - σ_x , σ_y

Η κατανομή της κύριας ορθής τάσης σ_x κατά τη διεύθυνση του ανοίγματος παρουσιάζει τριγωνική μορφή. Στο εξωτερικό άκρο του άνω κρυστάλλου καταγράφεται η μέγιστη εφελκυστική τάση 21.31 N/mm^2 , η οποία μειώνεται γραμμικά φτάνοντας τα 1.85 N/mm^2 στην εσωτερική παρειά του. Αντίστοιχη, αλλά συμμετρική, είναι η κατανομή στο κάτω κρύσταλλο, με τις θλιπτικές τάσεις από -1.84 N/mm^2 έως -21.31 N/mm^2 στο κατώτερο άκρο (Εικόνα 12-24).

Η τάση σ_y ακολουθεί ακριβώς την ίδια μορφή κατανομής αλλά με πολύ μικρότερες τιμές από 1.70 N/mm^2 έως -1.80 N/mm^2 (Εικόνα 12-25), επιβεβαιώνοντας ότι η κύρια κάμψη είναι στον άξονα x. Είναι σημαντικό το γεγονός ότι και στα δύο διαγράμματα, εντός του πολυμερούς SGP δηλαδή της μεσαίας στρώσης 1.5 mm , οι ορθές τάσεις σχεδόν μηδενίζονται (π.χ. 0.009 N/mm^2), γεγονός που επιβεβαιώνει ότι η ενδιάμεση μεμβράνη δεν παραλαμβάνει καμπτικές φορτίσεις λόγω του εξαιρετικά χαμηλού μέτρου ελαστικότητάς της (298 N/mm^2) σε σχέση με το γυαλί (70.000 N/mm^2).



Εικόνα 12-24: Διάγραμμα ορθών τάσεων σ_x

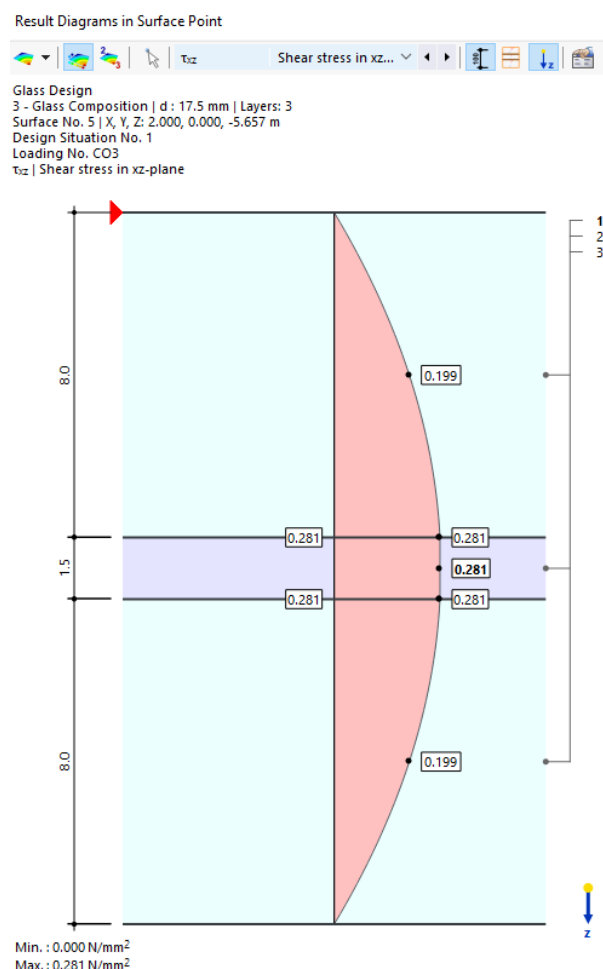


Εικόνα 12-25: Διάγραμμα ορθών τάσεων σ_y

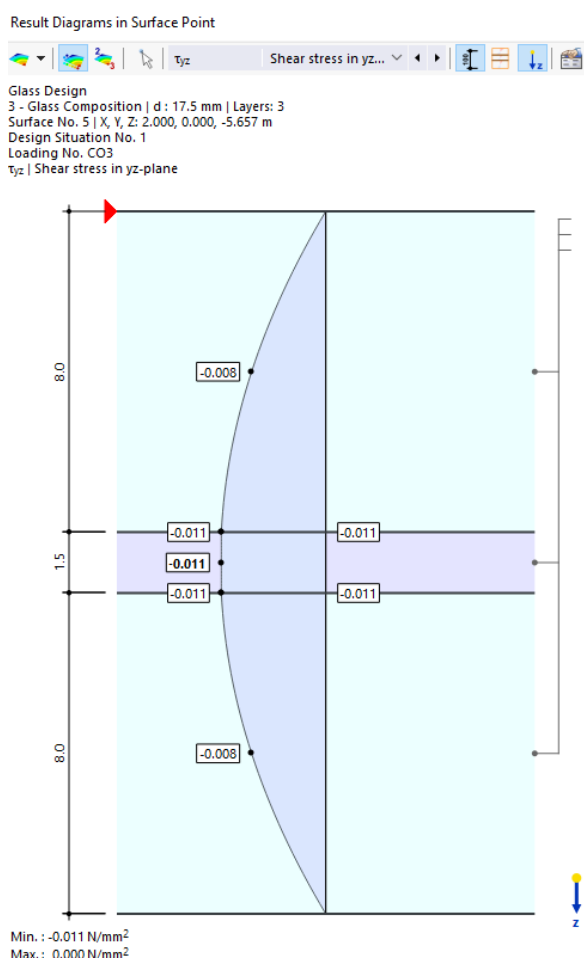
12.6.3 Διατμητικές Τάσεις - τ_{xz} , τ_{yz}

Τα διαγράμματα των διατμητικών τάσεων αποτυπώνουν τον κρίσιμο ρόλο της μεμβράνης SentryGlas. Ενώ η διατμητική τάση τ_{yz} έχει αμελητέες τιμές (της τάξης του 0.01 N/mm^2 όπως φαίνεται στην εικόνα 12-27), η κύρια εγκάρσια διατμητική τάση τ_{xz} παρουσιάζει παραβολική μορφή (Εικόνα 12-26). Η τάση αυτή ξεκινά από το μηδέν στις εξωτερικές ίνες και αυξάνεται σταδιακά, φτάνοντας στη μέγιστη τιμή των 0.281 N/mm^2 ακριβώς στο σημείο επαφής με τη μεμβράνη.

Το πιο σημαντικό εύρημα είναι ότι η διατμητική τάση *παραμένει σταθερή 0.281 N/mm^2 σε όλο το πάχος της μεμβράνης των 1.5 mm* . Το γεγονός αυτό δείχνει την συνεργατική δράση μεταξύ των στρώσεων, δηλαδή η υψηλή διατμητική ακαμψία του SGP ενώνει τα δύο κρύσταλλα, αναλαμβάνοντας και μεταφέροντας τις δυνάμεις διάτμησης, *αποτρέποντας έτσι την ολίσθηση του ενός φύλλου πάνω στο άλλο*.



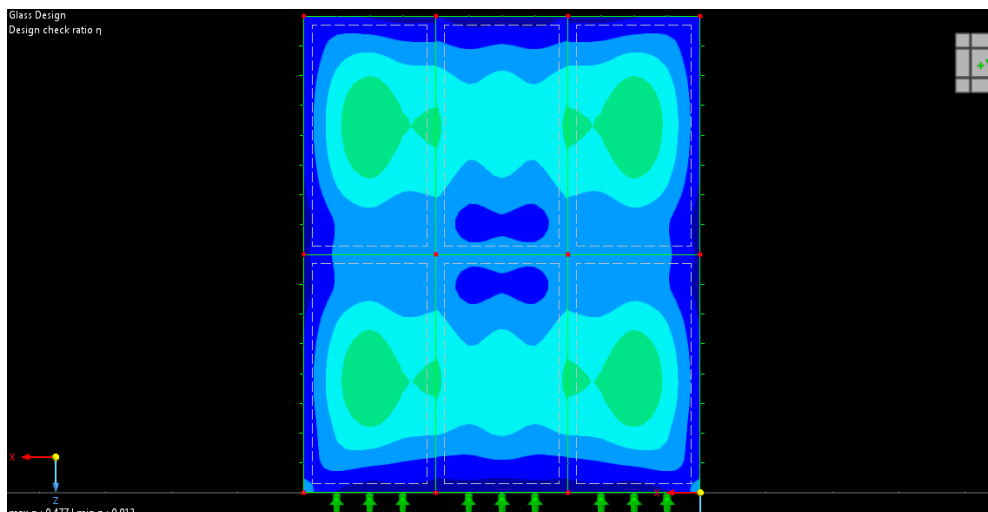
Εικόνα 12-26: Διάγραμμα διατμητικών τάσεων τ_{xz}



Εικόνα 12-27: Διάγραμμα διατμητικών τάσεων τ_{yz}

12.7 Έλεγχοι Επάρκειας και Βαθμός Εκμετάλλευσης

Η τελική αξιολόγηση της γυάλινης όψης αποτυπώνεται στην εικόνα του βαθμού εκμετάλλευσης. Όπως είναι λογικό, η κατανομή των τιμών ακολουθεί το μοτίβο του διαγράμματος των παραμορφώσεων που αναλύθηκε προηγουμένως. Ο μέγιστος συνολικός βαθμός εκμετάλλευσης του υλικού για την είναι 0.477 και εντοπίζεται στο σημείο της μέγιστης παραμόρφωσης.



Εικόνα 12-28: Γράφημα διαβάθμισης βαθμού εκμετάλλευσης

Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας (ΟΚΛ / SLS):

Ο μέγιστος βαθμός εκμετάλλευσης 0.477 προκύπτει από τον έλεγχο των παραμορφώσεων. Υπολογίζεται διαιρώντας την πραγματική μέγιστη μετακίνηση των 9.5 mm με το επιτρεπτό όριο βέλους κάμψης. Το όριο αυτό, όπως αναλύθηκε παραπάνω, είναι $L/100$, δηλαδή $2 \text{ m} / 100 = 0.02 \text{ m}$ ή 20 mm. Άρα η διαίρεση $9.5 \text{ mm} / 20.0 \text{ mm}$ δίνει το αποτέλεσμα 0.477, το οποίο είναι μικρότερο της μονάδας, ικανοποιώντας τα κριτήρια λειτουργικότητας

Design Check SE5000 | DIN 18008 | 2020-05

Serviceability
Deflection in z-direction

Surface type: Double-supported | General

$$\begin{aligned}\Delta_{\text{lim},z} &= \frac{L_z}{L/\Delta_{\text{lim}}} \\ &= \frac{2.000 \text{ m}}{100} \\ &= 20.0 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta &= \frac{|\Delta_z|}{\Delta_{\text{lim},z}} \\ &= \frac{9.5 \text{ mm}}{20.0 \text{ mm}} \\ &= 0.477\end{aligned}$$

$$\eta = 0.477 \leq 1 \quad \checkmark$$

$\Delta_{\text{lim},z}$ Limit value of deflection
 L_z Reference length
 L/Δ_{lim} Relative deflection limit
 Δ_z Deflection in z-direction

References:

- [1] DIN 18008-1:2020-05
- [2] DIN 18008-2:2020-05

Έλεγχος Οριακής Κατάστασης Αστοχίας

Ο αντίστοιχος έλεγχος αντοχής, ο οποίος βασίζεται στις αναπτυσσόμενες τάσεις του υλικού, αποδίδει βαθμό εκμετάλλευσης 0.415. Η τιμή αυτή δείχνει ότι η μέγιστη κύρια τάση (διάγραμμα παραπάνω) που δέχεται το κρύσταλλο στην οριακή κατάσταση αστοχίας φτάνει το 41.5% της συνολικής σχεδιαστικής αντοχής του, εξασφαλίζοντας ένα ασφαλές περιθώριο έναντι θραύσης στη μέγιστη πιθανή φόρτιση.

Design Check UL1110 | DIN 18008 | 2020-05

Ultimate Limit State

Principal stress σ_1 | Considering shear coupling between layers

$$\begin{aligned}\sigma_{Rd} &= \frac{k_{LG} \cdot k_c \cdot f_k}{\gamma_M} \\ &= \frac{1.10 \cdot 1.00 \cdot 70.000 \text{ N/mm}^2}{1.50} \\ &= 51.333 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta &= \frac{\sigma_1}{\sigma_{Rd}} \\ &= \frac{21.315 \text{ N/mm}^2}{51.333 \text{ N/mm}^2} \\ &= 0.415\end{aligned}$$

$$\eta = 0.415 \leq 1 \quad \checkmark$$

σ_{Rd} Design bending strength

k_{LG} Factor for laminated glass

k_c Construction factor

f_k Characteristic bending strength

γ_M Partial factor

σ_1 Normal stress in direction of principal axis 1

References:

[1] DIN 18008-1:2020-05

Πίνακας 12-3: Συγκεντρωτικός πίνακας ελέγχων και τελικών βαθμών εκμετάλλευσης

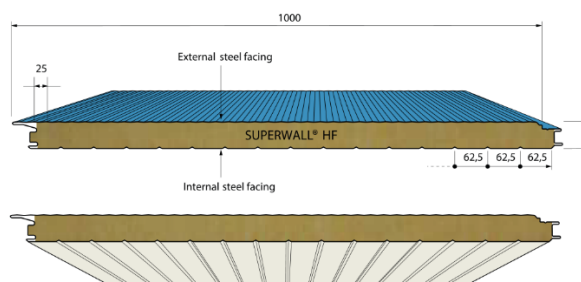
Design Situation	Surface No.	Mesh Node / Element No.	Mesh Node Coordinates [m]			Loading No.	Layer No.	Side	Design Check Ratio η [-]	Design Check Type	Description
DS1	ULS (STR/GEO) - Permanent and transient - Eq. 6.10										
	1	1	0.000	0.000	0.000	CO1	1	Top	0.000 ✓	UL0100.00	Ultimate Limit State Negligible stresses
	5	136	2.000	0.000	-5.657	CO3	1	Top	0.415 ✓	UL1110.00	Ultimate Limit State Principal stress σ_1 Considering shear coupling between layers
DS2	SLS - Characteristic										
	1	1	0.000	0.000	0.000	CO4			0.000 ✓	SE0500.00	Serviceability Negligible deflections
	4	122	1.000	0.000	-5.657	CO6			0.477 ✓	SE5000.00	Serviceability Deflection in z-direction

Άρα, ο τελικός μέγιστος βαθμός εκμετάλλευσης της διατομής είναι 0.477, ικανοποιώντας όλους τους απαιτούμενους κανονιστικούς ελέγχους κατά DIN18008 και η επιλεγμένη σύνθεση του υαλοπίνακα κρίνεται επαρκής έναντι των επιβαλλόμενων φορτίων ανέμου λειτουργώντας με σημαντικό περιθώριο υπέρ της ασφάλειας.

13 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΠΛΑΓΙΟΚΑΛΥΨΗΣ

13.1 Επιλογή Πάνελ Πλαγιοκάλυψης

Για την εξωτερική πλαγιοκάλυψη του κτιρίου επιλέχθηκε το πάνελ SUPERWALL HF της εταιρείας Metecno. Το συγκεκριμένο πάνελ διαθέτει πυρήνα από άκαυστο πετροβάμβακα, προσφέροντας υψηλή θερμομόνωση και πυροπροστασία.



Εικόνα 13-1: Πάνελ πλαγιοκάλυψης SUPERWALL HF

Βάσει του Κανονισμού, το κτίριο απαιτεί δείκτη πυραντίστασης EI 90 όπως αναλύθηκε στο κεφάλαιο 8.1. Για να ικανοποιηθεί η απαίτηση, καθώς και για να καλυφθούν τα ακραία φορτία ανεμοπίεσης, επιλέχθηκε πάνελ πάχους 150 mm, το οποίο καλύπτει την απαίτηση για 90 λεπτά αντοχής στη φωτιά η οποία απαιτεί ελάχιστο πάχος 120mm που ορίζει ο κατασκευαστής.

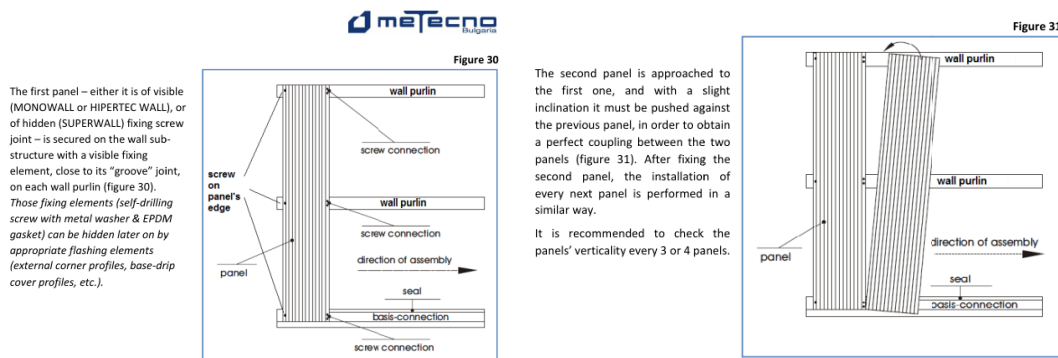
RESISTANCE TO FIRE

For core thickness ≥ 50 mm, EI 30 (EN 13501-2)
 For core thickness = 100mm, EI 60 (EN 13501-2)
 For core thickness ≥ 120 mm, EI 90 (EN 13501-2)

Εικόνα 13-2: Απαίτηση πάχους για πυραντίσταση EI90

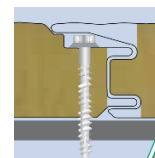
13.2 Τρόπος Τοποθέτησης και Στατική Επάρκεια έναντι Ανέμου

Για τις ανάγκες του μεταλλικού φορέα, τα πάνελ τοποθετούνται κατακόρυφα. Λόγω της μεγάλης ακαμψίας τους, ενώνονται στο καθαρό ύψος του ορόφου και βιδώνονται απευθείας στην εξωτερική πλευρά των περιμετρικών δοκών διατομής IPE 330, καταργώντας την ανάγκη για μηκίδες. Καθώς οι κύριες δοκοί IPE τοποθετούνται με τα έλματά τους οριζόντια, η στερέωση των πάνελ πραγματοποιείται στην πράξη μέσω κατάλληλου βοηθητικού γωνιακού ελάσματος διατομής L το οποίο προσαρμόζεται στην εξωτερική παρειά των δοκών, προσφέροντας την απαραίτητη κατακόρυφη επιφάνεια για το βίδωμα.



Εικόνα 13-3: Διαδικασία κατακόρυφης τοποθέτησης των πάνελ

Η στήριξη των πάνελ μεταξύ τους είναι κρυφή, καθώς η διατομή τους επιτρέπει στο επόμενο πάνελ να καλύπτει πλήρως τις βίδες του προηγούμενου.



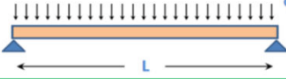
Σύμφωνα με τους επίσημους πίνακες του κατασκευαστή Metecno Load Bearing Capacity Tables για απλό άνοιγμα (Πίνακας 13-1), το πάνελ SUPERWALL HF πάχους 150 mm σε άνοιγμα 3,60 μέτρων διαθέτει επιτρεπόμενη αντοχή (με γραμμική παρεμβολή μεταξύ των τιμών για άνοιγμα 3,5μέτρα και 4μέτρα) ίση με $215 \text{ daN/m}^2 = 215 \cdot 10 \text{ N/m}^2 = 2.15 \text{ kN/m}^2$.

Πίνακας 13-1: Επιτρεπόμενο φορτίο πίεσης σε σχέση με το πάχος και το μήκος ανοίγματος

LOAD BEARING CAPACITY TABLES

SUPERWALL HF

external steel thickness: 0,60mm | internal steel thickness: 0,50mm

allowable load q (daN/m ²)	single span  wall panel									
	span length L (m)									
	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00
panel thickness (mm)	50	185	140	110	90	70	55			
	60	225	165	135	110	90	65	50		
	80	300	225	180	150	120	90	70	55	
	100	375	280	225	185	150	115	90	70	60
	120	455	340	270	225	180	135	110	85	70
	150	570	425	340	285	225	175	135	110	90

Βάσει της στατικής ανάλυσης, το μέγιστο φορτίο υφαρπαγής ανέμου όπως παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο διαστασιολόγησης των υαλοπινάκων (κεφάλαιο 11.4.1) είναι 2.04 kN/m^2 υφαρπαγή δηλαδή ώθηση από το εσωτερικό προς το εξωτερικό του κτιρίου. Καθώς η αντοχή του πάνελ 2.15 kN/m^2 καλύπτει το δυσμενέστερο φορτίο σχεδιασμού 2.04 kN/m^2 , επιβεβαιώνεται την στατική του επάρκεια.

13.3 Εσωτερική Ξηρά Δόμηση και Τελικό Πάχος

Εσωτερικά από το πάνελ δημιουργείται ένα διάκενο 12,5 cm. Ο χώρος αυτός εξυπηρετεί τον εγκιβωτισμό των χαλύβδινων υποστυλωμάτων και επιτρέπει την διέλευση όλων των ηλεκτρικών και μηχανολογικών δικτύων του διαγνωστικού κέντρου. Η τοιχοποιία ολοκληρώνεται εσωτερικά με διπλή γυψοσανίδα, συνολικού πάχους 2,5 cm. Έτσι, το τελικό τυπικό πάχος του εξωτερικού τοίχου διαμορφώνεται ακριβώς στα 30 cm (15 cm πάνελ + 12,5 cm διάκενο + 2,5 cm γυψοσανίδα).

13.4 Τεκμηρίωση Γραμμικού Φορτίου Πλαγιοκάλυψης

Για τον προσδιορισμό του γραμμικού φορτίου στις περιμετρικές δοκούς του φορέα (το οποίο είχε εφαρμοστεί ως 2 kN/m στο RFEM6), υπολογίστηκε το συνολικό επιφανειακό βάρος της τοιχοποιίας, το οποίο αναλύεται ως εξής:

Πάνελ (SUPERWALL HF 150mm): Με ονομαστικό βάρος περίπου 22 kg/m^2 .

Σύστημα Ξηράς Δόμησης (Σκελετός και Διπλή Γυψοσανίδα): Με εκτιμώμενο βάρος 28 kg/m^2 .

Πρόσθετα υλικά (Στερέωση, ηχομονωτικά, ελάσματα): Με βάρος περίπου 5 kg/m^2 .

Συνολικό επιφανειακό βάρος: $22 + 28 + 5 = 55 \text{ kg/m}^2$ (ή 0.55 kN/m^2).

Για τον υπολογισμό του γραμμικού φορτίου ανά τρέχον μέτρο δοκού, πολλαπλασιάστηκε το επιφανειακό βάρος με το ύψος της ζώνης επιρροής δηλαδή το ύψος ορόφου 3.60 m :

$$q = 0.55 \text{ kN/m}^2 \times 3.6 \text{ m} = 1.98 \text{ kN/m}$$

Άρα, η τιμή του γραμμικού φορτίου 2.0 kN/m που χρησιμοποιήθηκε στο λογισμικό RFEM6 καλύπτει το ίδιο βάρος της πλαγιοκάλυψης για τον έλεγχο των δοκών IPE 330.

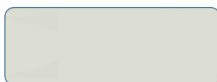
13.5 Επιλογή Χρώματος

Για την απόχρωση της εξωτερικής πλαγιοκάλυψης επιλέγεται το χρώμα RAL 9002. Η επιλογή αυτή έγινε γιατί πρόκειται για έναν φωτεινό τόνο, ο οποίος είναι ιδανικός για κτίρια υγειονομικού ενδιαφέροντος, όπως το κέντρο διάγνωσης, όπως φαίνεται και στις φωτορεαλιστικές απεικονίσεις.

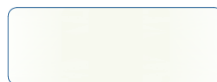


indicative colors table

RAL9002



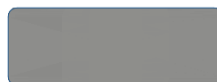
RAL9010



RAL9006



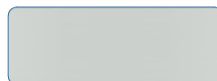
RAL9007



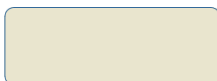
RAL7015



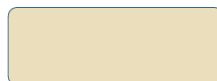
RAL7035



RAL1013



RAL1015



RAL1018



RAL2003



14 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΑΙΘΟΥΣΑΣ ΜΑΓΝΗΤΙΚΟΥ ΤΟΜΟΓΡΑΦΟΥ ΚΑΙ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΠΛΩΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ

14.1 Επιλογή Μαγνητικού Τομογράφου

Για τις ανάγκες της παρούσας μελέτης επιλέχθηκε ο μαγνητικός τομογράφος *SIEMENS MAGNETOM Flow 70*. Η επιλογή του συγκεκριμένου τομογράφου για ένα σύγχρονο διαγνωστικό κέντρο είναι ιδανική, καθώς προσφέρει υψηλή ακρίβεια στην ανατομική απεικόνιση ολόκληρου του σώματος, συμπεριλαμβανομένου του εγκεφάλου, του μυοσκελετικού συστήματος και των εσωτερικών οργάνων, καλύπτοντας τις σύγχρονες διαγνωστικές απαιτήσεις.

Το βασικότερο όμως κριτήριο για επιλογή μηχανήματος αποτέλεσε ο περιορισμένος χώρος και συγκεκριμένα το πλάτος του δωματίου. Το συγκεκριμένο μηχάνημα διαθέτει την τεχνολογία Dry Magnet και το σύστημα Dry Cool, τα οποία περιορίζουν σημαντικά το απαιτούμενο μέγεθος δωματίου, ελαχιστοποιώντας την ποσότητα υγρού ηλίου και την ανάγκη για quench pipe. Το χαρακτηριστικό αυτό, σε συνδυασμό με τον συμπαγή σχεδιασμό του, επιτρέπει την ασφαλή εγκατάσταση του τομογράφου σε περιορισμένους χώρους με γραμμική διάταξη όπως στη συγκεκριμένη μελέτη.



Εικόνα 14-1: Μαγνητικός τομογράφος Seimens Magnetom Flow 70

14.2 Προσδιορισμός θέσης Ισόκεντρου του Μαγνήτη και διαμόρφωση αιθουσών

Ο σχεδιασμός της αίθουσας έγινε σύμφωνα με τις προδιαγραφές του κατασκευαστή SEIMENS όπως αναγράφεται στο Site Planning Document. Η διάταξη της μονάδας σε τρεις λειτουργικές ζώνες όπως φαίνονται στην κάτοψη και στις παρακάτω εικόνες:

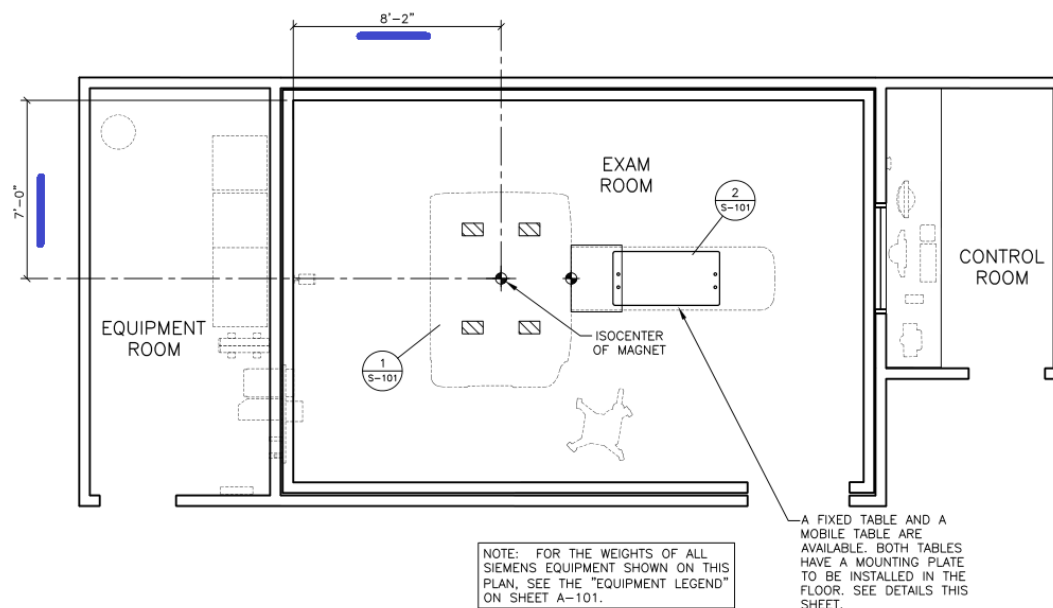
Αίθουσα Εξέτασης (Exam Room): Αποτελεί τον θωρακισμένο χώρο με κλωβό Faraday στον οποίο εγκαθίσταται ο κύριος μαγνήτης του συστήματος και βρίσκεται η μελετώμενη πλωτή πλάκα.

Θάλαμος Χειρισμού (Control Room): Αποτελεί τον σταθμό εργασίας του ακτινολόγου και περιλαμβάνει την κονσόλα ελέγχου καθώς. Η επικοινωνία με την αίθουσα εξέτασης γίνεται μέσω θωρακισμένου γυαλιού που εμποδίζει την ηλεκτρομαγνητική παρεμβολή.

Αίθουσα Τεχνικού Εξοπλισμού (Equipment Room): Εκεί βρίσκονται οι κεντρικές υποστηρικτικές μονάδες του συστήματος, όπως τα συστήματα ηλεκτρικής τροφοδοσίας και τις μονάδες ψύξης.

14.2.1 Τοποθέτηση Ισόκεντρου

Είναι απαραίτητη η τοποθέτηση του κέντρου του μαγνήτη σε συγκεκριμένες αποστάσεις από τις παρειές των εσωτερικών τοίχων για την σωστή εισαγωγή των φορτίων στην πλάκα στο επόμενο στάδιο αλλά και την διατήρηση της μαγνητικής περιοχής εντός του δωματίου



Εικόνα 14-2: Αποστάσεις τοποθέτησης ισόκεντρου από τις παρειές των τοίχων σύμφωνα με τον κατασκευαστή
Οριζόντια Απόσταση από τον αριστερό τοίχο

Από την Εικόνα 14-2 $8'-2''$. $8 \times 0,3048 = 2,438 \text{ m}$ $2 \times 0,0254 = 0,051 \text{ m}$

Σύνολο: *2,49 μέτρα*, αυτή είναι η απόσταση από την εσωτερική παρειά του αριστερού τοίχου μέχρι το Ισόκεντρο.

Κάθετη Απόσταση από τον πάνω τοίχο

Από την Εικόνα 14-2: $7'-0''$. $7 \times 0,3048 = 2,13 \text{ μέτρα}$.

Αυτή είναι η απόσταση από την εσωτερική παρειά του πάνω τοίχου μέχρι το Ισόκεντρο. Άρα το κέντρο του μαγνήτη τοποθετείται σε απόσταση *2,49m* από την αριστερή εσωτερική παρειά και *2,13m* από την άνω εσωτερική παρειά.

Επιπλέον εξασφαλίστηκε διάδρομος καθαρού πλάτους *1,25m*, καλύπτοντας τις απαιτήσεις του ΦΕΚ για την κίνηση φορτίων. Για την τήρηση της νομοθεσίας περί διαδρόμων *1,25m*, το πλάτος του Exam Room μειώθηκε. Προκειμένου να διατηρηθούν οι αυστηρές αποστάσεις τοποθέτησης του Ισόκεντρου (βάσει του κατασκευαστή), η ισομαγνητική καμπύλη των 0.5 mT (5 Gauss) υπερβαίνει ελάχιστα την κάτω τοιχοποιία όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Για την προστασία του διαδρόμου προβλέπεται επιπλέον θωράκιση με ενσωμάτωση χαλύβδινων ελασμάτων στον συγκεκριμένο τοίχο.

14.2.2 Θωράκιση Αίθουσας

Προβλέπονται τρεις τύποι θωράκισης:

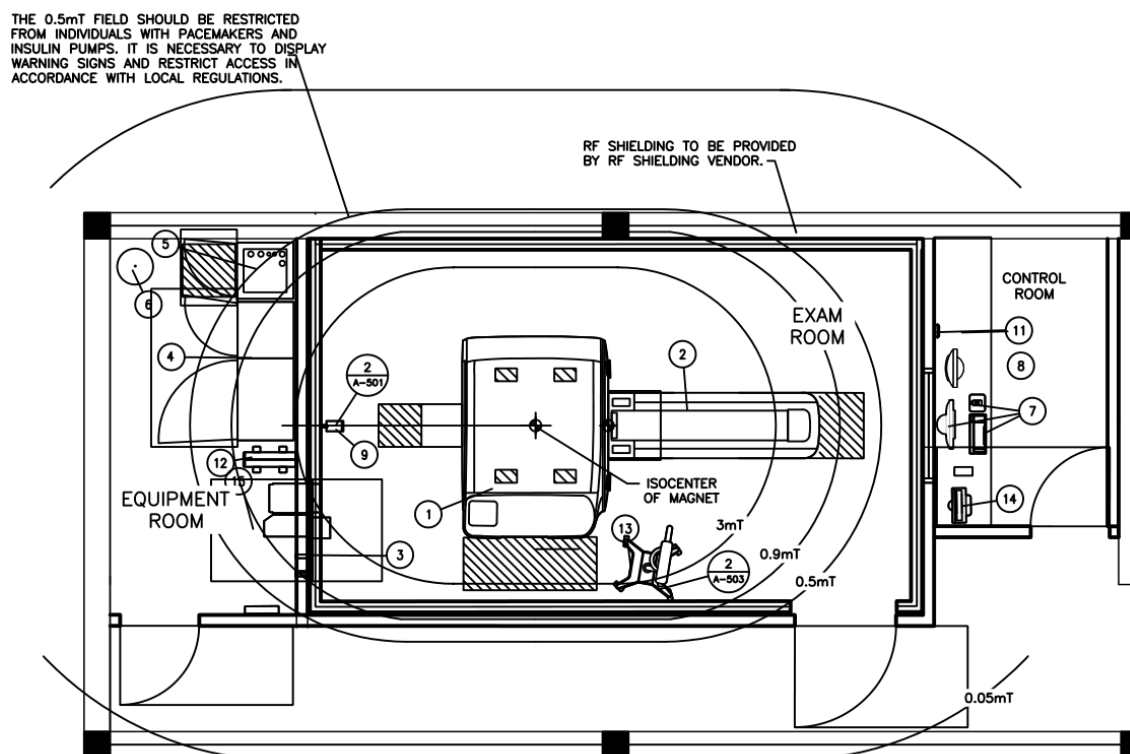
RF Shielding (Κλωβός Faraday): Επένδυση όλων των εσωτερικών επιφανειών με φύλλα χαλκού για τον αποκλεισμό εξωτερικών ηλεκτρομαγνητικών παρεμβολών.

Magnetic Shielding (Παθητική Μαγνητική Θωράκιση): Λόγω της προεξοχής της ισομαγνητικής καμπύλης των 5 Gauss (0.5 mT) με τον διάδρομο κυκλοφορίας, προβλέπεται ενίσχυση της θωράκισης με

τοποθέτηση ελασμάτων χάλυβα στην κάτω τοιχοποιία της αίθουσας για τον περιορισμό του μαγνητικού πεδίου εντός των ορίων της αίθουσας.

Θύρα Ασφαλείας: Προβλέπεται ειδική θύρα θωράκισης RF, η οποία ανοίγει υποχρεωτικά προς τον διάδρομο για λόγους ασφαλείας σε περίπτωση Quench (εκτόνωση πίεσης).

Με βάση τις παραπάνω μετρήσεις η τελική τοποθέτηση στην κάτοψη του κτιρίου φαίνεται στην παρακάτω Εικόνα 14-3, καθώς και στην τελική κάτοψη (κεφάλαιο 1.6).



Εικόνα 14-3: Τελική θέση μαγνητικού τομογράφου στην κάτοψη του κτιρίου σύμφωνα με τους υπολογισμούς ισοκέντρου του Μαγνητικού τομογράφου

14.3 Σχεδιασμός Πλωτής Πλάκας

Παρακάτω δίνεται η γεωμετρία της πλάκας του Χώρου Εξέτασης:

Διαστάσεις Πλάκας: $6,75m \times 3,95m$.

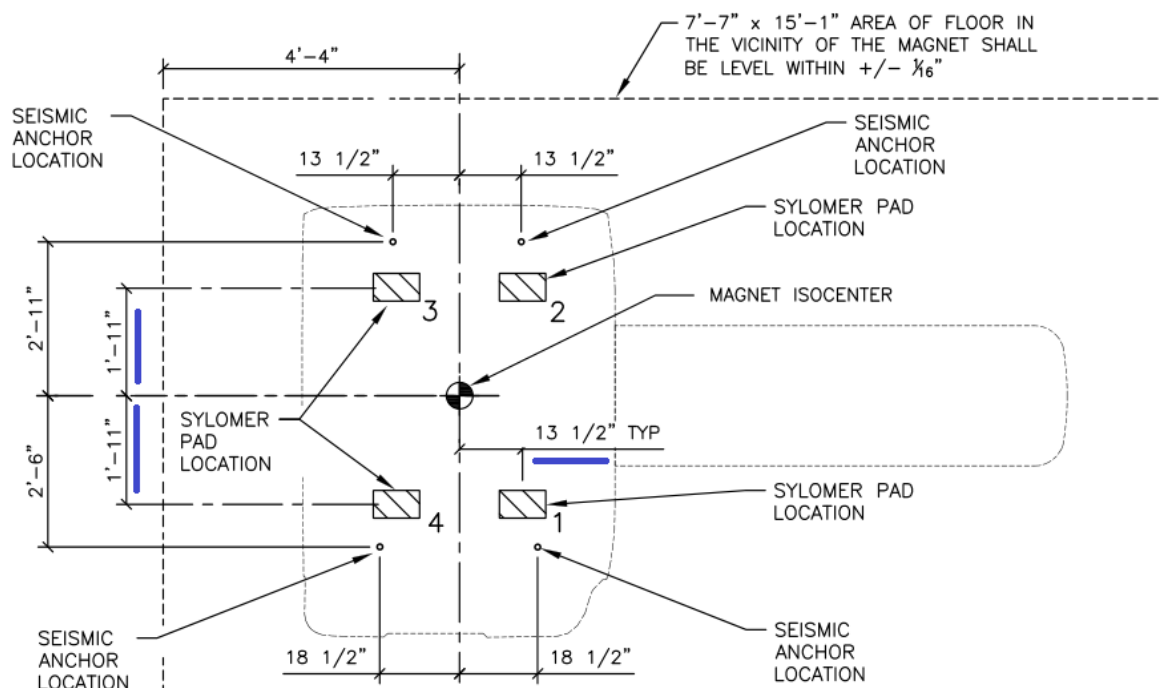
Πάχος Πλάκας: $0,20m$

Περιμετρικός Αρμός: Προβλέπεται κενό $5cm$ περιμετρικά της πλάκας, ώστε να μην υπάρχει επαφή με τους φέροντες τοίχους του κτιρίου.

Υλικό: Οπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας $C25/30$.

14.3.1 Φορτία Βάρους Εξοπλισμού

Τα φορτία εισάγονται στο στατικό μοντέλο RFEM ως σημειακά φορτία στον άξονα -Z, με σημείο αναφοράς (0,0) το Ισόκεντρο του μαγνήτη σύμφωνα με το Site Plan του τομογράφου:



Εικόνα 14-4: Αποστάσεις από το Ισόκεντρο και διαστάσεις ποδιών βάσης μεταφοράς φορτίου μαγνητικού τομογράφου σύμφωνα με τον κατασκευαστή (Seimens Mangetom Flow 70, Magnet Base Detail)

14.3.1.1 Βασικοί Συντελεστές Μετατροπής Μονάδων Imperial σε SI

Για τους υπολογισμούς χρησιμοποιούνται οι παρακάτω σταθερές για την μετατροπή:

Μήκος: $1 \text{ inch} = 0,0254 \text{ m}$ και $1 \text{ foot} = 12 \text{ inches}$

$1 \text{ λίμπρα (μάζα)} = 0,453592 \text{ kg}$.

Για να βρεθεί το βάρος σε Newtons, γίνεται η εξής πράξη:

$$0,453592 \text{ kg} \times 9,80665 \text{ m/s}^2 = 4,44822 \text{ N}.$$

Δύναμη: $1 \text{ pound-force (lbf)} = 4,44822 \text{ Newtons (N)}$

14.3.1.2 Μετατροπή Συντεταγμένων - Τοποθεσίες Βάσεων Τομογράφου

Με αρχή των αξόνων (0,0) το Ισόκεντρο του μαγνήτη:

Οριζόντια Απόσταση - Άξονας Χ για όλα τα εφέδρανα:

Στην Εικόνα 14-4 αναγράφεται 13 1/2" δηλαδή 13,5 ίντσες

$$X = 13,5 \text{ in} \cdot 0,0254 \text{ m/in} = 0,3429 \text{ m} \approx 0,343 \text{ m}$$

Άρα: $x = \pm 0,343 \text{ m}$

Κατακόρυφη Απόσταση - Άξονας Υ για όλα τα εφέδρανα:

Στην Εικόνα 14-4 αναγράφεται 1'-11" και για τα άνω (2,3) και για τα κάτω (1,4) εφέδρανα.

$$1'-11" = 12 \text{ in} + 11 \text{ in} = 23 \text{ in}$$

$$Y = 23 \text{ in} \cdot 0,0254 \text{ m/in} = 0,5842 \text{ m} \approx 0,584 \text{ m}$$

Άρα: $y = \pm 0,584 \text{ m}$

14.3.1.3 Υπολογισμός κατανομής σημειακού φορτίου βάρους τομογράφου στις επιφάνειες βάσης

Στο Site Installation Plan του MRI αναγράφεται το βάρος του τομογράφου που κατανέμεται στις τέσσερις βάσεις

MAGNET INSTALLATION WEIGHT	
7,760 POUNDS	
4 SUPPORT FEET EACH	
6" x 10" (58 INCH ²)	
POSITION 1	= 2,072 POUNDS
POSITION 2	= 1,411 POUNDS
POSITION 3	= 2,183 POUNDS
POSITION 4	= 1,499 POUNDS

Εικόνα 14-5: Βάρος μαγνητικού τομογράφου ανά θέση στήριξης σύμφωνα με τον κατασκευαστή

14.3.1.4 Μετατροπή Επιφάνειας Επαφής

Στην Εικόνα 14-5 αναγράφεται πως κάθε πόδι έχει διαστάσεις 6"×10" και καθαρό εμβαδόν επαφής 58 in² (λόγω στρογγυλεμένων γωνιών των εφεδράνων).

Πλευρές ορθογωνίου εισαγωγής φορτίων είναι:

$$\text{Πλευρά } a \text{ (6 ίντσες): } 6 \cdot 0,0254 = 0,152 \text{ m και πλευρά } b \text{ (10 ίντσες): } 10 \cdot 0,0254 = 0,254 \text{ m}$$

Η μετατροπή του εμβαδού από τετραγωνικές ίντσες σε τετραγωνικά μέτρα γίνεται ως εξής:

$$A = 58 \text{ in}^2 \cdot (0,0254 \text{ m/in})^2 = 58 \cdot 0,00064516 \text{ m}^2 = 0,037419 \text{ m}^2$$

14.3.1.5 Μετατροπή Φορτίων από Pounds σε Kilonewtons

Υπολογίζεται η δύναμη σε κάθε θέση ποδιού, πολλαπλασιάζοντας τις λίμπρες με την τιμή 4,44822 για να μετατραπεί η τιμή σε Newtons, και στην συνέχεια διαιρείται δια 1000 για τα kN:

Θέση 1 (Κάτω Δεξιά): 2072 lbs, $F_1=2072 \cdot 4,44822/1000=9,216 \text{ kN}$

Θέση 2 (Πάνω Δεξιά): 1411 lbs, $F_2=1411 \cdot 4,44822/1000=6,276 \text{ kN}$

Θέση 3 (Πάνω Αριστερά): 2183 lbs, $F_3=2183 \cdot 4,44822/1000=9,710 \text{ kN}$

Θέση 4 (Κάτω Αριστερά): 1499 lbs, $F_4=1499 \cdot 4,44822/1000=6,668 \text{ kN}$

14.3.1.6 Υπολογισμός Κατανεμημένου Φορτίου

Τα φορτία εισάγονται ως επιφανειακά, όπως συνιστά και το εγχειρίδιο. Με αυτό τον τρόπο αποφεύγεται και η εμφάνιση σημειακών συγκεντρώσεων τάσεων.

Ο τύπος είναι: $q=F/A$, όπου $A=0,037419 \text{ m}^2$ όπως υπολογίστηκε παραπάνω.

Πίεση στη Θέση 1: $q_1=9,216 \text{ kN}/0,037419 \text{ m}^2=246,29 \text{ kN/m}^2$

Πίεση στη Θέση 2: $q_2=6,276 \text{ kN}/0,037419 \text{ m}^2=167,72 \text{ kN/m}^2$

Πίεση στη Θέση 3: $q_3=9,710 \text{ kN}/0,037419 \text{ m}^2=259,49 \text{ kN/m}^2$

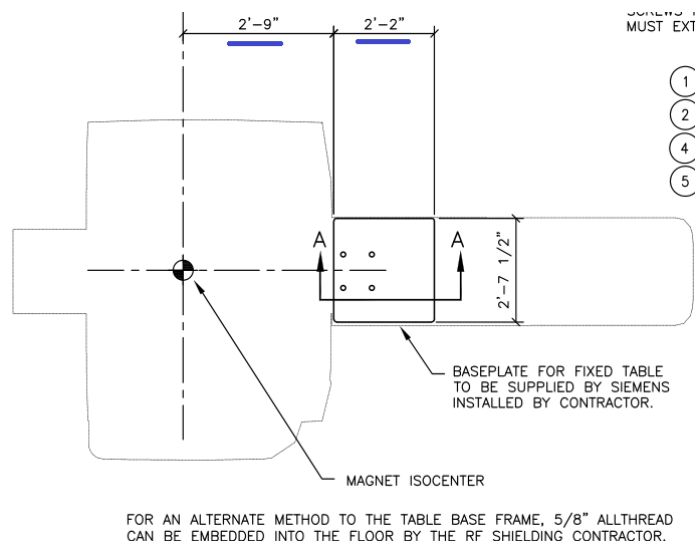
Πίεση στη Θέση 4: $q_4=6,668 \text{ kN}/0,037419 \text{ m}^2=178,20 \text{ kN/m}^2$

Πίνακας 14-1: Τελικός πίνακας των φορτίων του μηχανήματος ανά θέση στήριξης

Θέση Στήριξης (Εφέδρανο)	Συντεταγμένη X (m)	Συντεταγμένη Y (m)	Σημειακό Φορτίο (kN)	Κατανεμημένο Φορτίο /Πίεση (kN/m ²)
Θέση 1 (Κάτω Δεξιά)	+0,343	+0,584	9,22	246,29
Θέση 2 (Πάνω Δεξιά)	+0,343	-0,584	6,28	167,72
Θέση 3 (Πάνω Αριστερά)	-0,343	-0,584	9,71	259,49
Θέση 4 (Κάτω Αριστερά)	-0,343	+0,584	6,67	178,20

14.3.2 Φορτίο Βάσης Τραπεζιού Ασθενούς

Για την εξυπηρέτηση του κινητού τραπεζιού ασθενούς (Mobile Patient Table), προβλέπεται η εγκατάσταση ειδικής βάσης στήριξης (Baseplate) πακτωμένη στην πλωτή πλάκα. Η βάση αυτή εξασφαλίζει την ακριβή ευθυγράμμιση του τραπεζιού με τον μαγνήτη κατά τη διάρκεια της εξέτασης.



Εικόνα 14-6: Απόσταση από το Ισόκεντρο και διαστάσεις Βάσης τραπεζιού του ασθενούς

14.3.2.1 Συντεταγμένες Κέντρου Βάρους Βάσης

Η θέση της βάσης προσδιορίζεται στον οριζόντιο άξονα συμμετρίας του συστήματος ($Y=0$) και σε συγκεκριμένη απόσταση από το Ισόκεντρο βάσει των προδιαγραφών της Siemens στην Εικόνα 14-6:

Απόσταση έναρξης βάσης: $2'-9''=33 \text{ in}=0,838 \text{ m}$.

Μήκος βάσης (άξονας X): $2'-2''=26 \text{ in}=0,660 \text{ m}$.

Κέντρο βάρους βάσης (X): $0,838 \text{ m}+(0,660 \text{ m}/2)=1,168 \text{ m}$.

14.3.2.2 Διαστάσεις Επιφάνειας Εφαρμογής

Το φορτίο εισάγεται στο μοντέλο ως ομοιόμορφα κατανεμημένο σε ορθογωνική επιφάνεια με τις εξής διαστάσεις που αναγράφονται στην Εικόνα 14-6:

Πλευρά a (άξονας X): $0,66 \text{ m}$.

Πλευρά b (άξονας Y): $2'-7 \frac{1}{2}''=31,5 \text{ in}=0,80 \text{ m}$.

Συνολικό Εμβαδόν Επιφάνειας: $A=0,66 \cdot 0,80=0,528 \text{ m}^2$.

14.3.2.3 Υπολογισμός Φορτίου

Το συνολικό βάρος της βάσης, συμπεριλαμβανομένων των μηχανισμών ασφάλισης και των δυναμικών φορτίων κατά τη σύνδεση του τραπεζιού, εκτιμάται σε $1,50 \text{ kN}$. Η αντίστοιχη επιφανειακή πίεση που εφαρμόζεται στο RFEM υπολογίζεται ως:

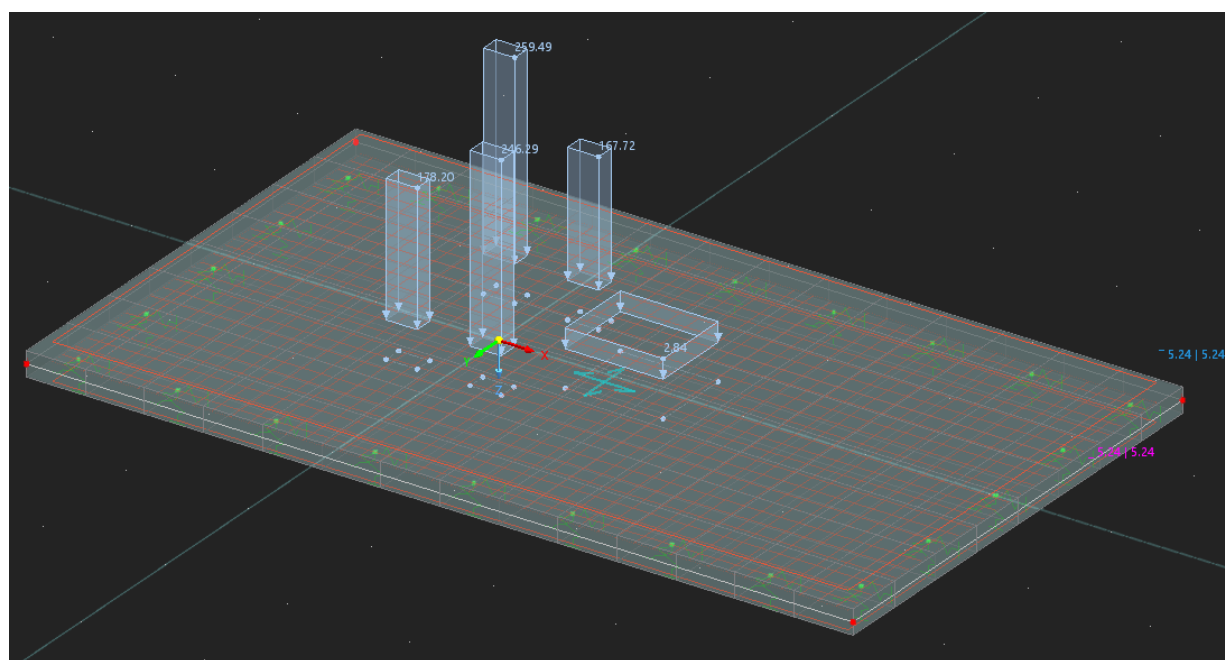
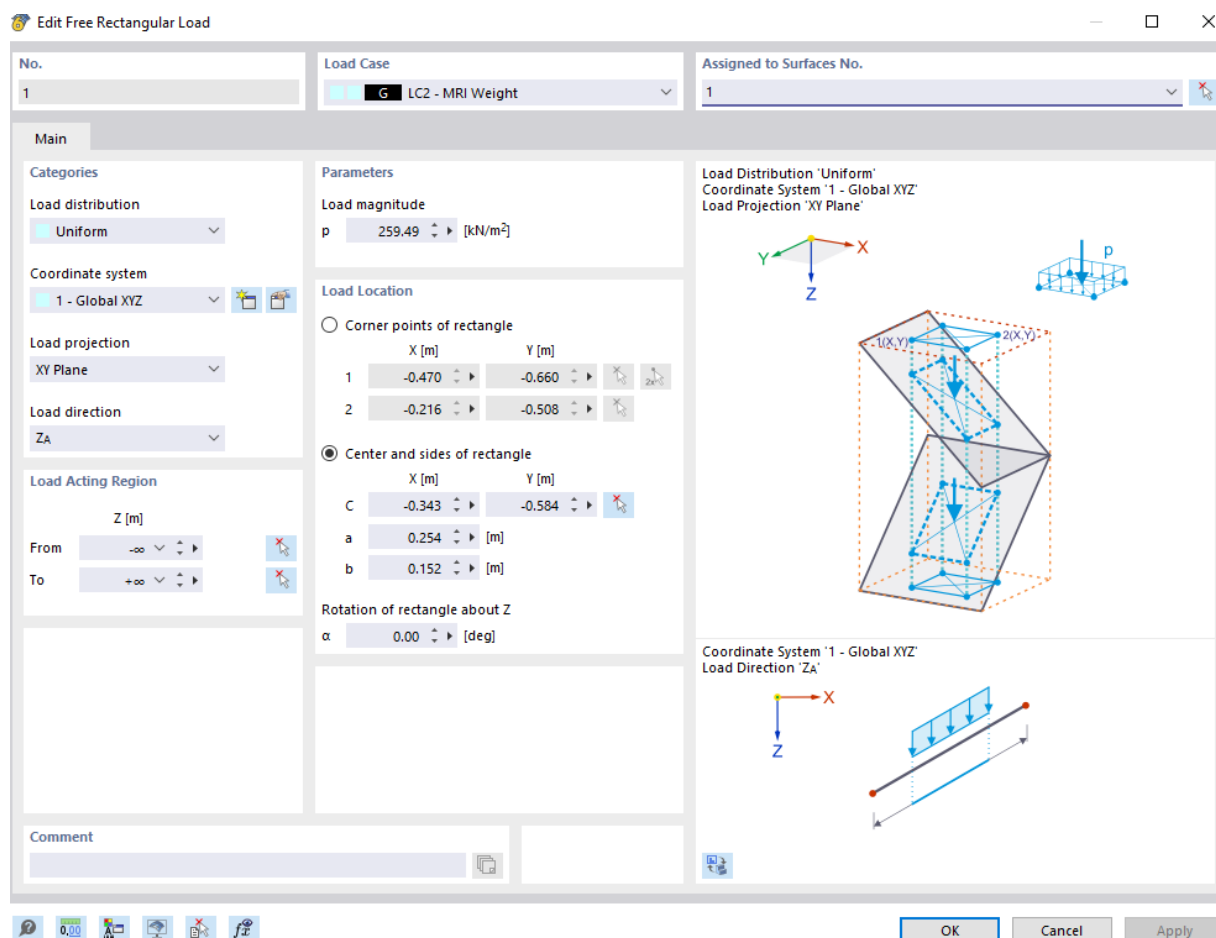
$$q_{\text{table}}=0,528 \text{ m}^2 \cdot 1,50 \text{ kN}=2,84 \text{ kN/m}^2$$

Πίνακας 14-2: Τελικός πίνακας φορτίου βάσης τραπεζιού του ασθενούς

Στοιχείο Εξοπλισμού	Κέντρο X (m)	Κέντρο Y (m)	Διαστάσεις (m)	Σημειακό Φορτίο (kN)	Κατανεμημένο Φορτίο / Πίεση (kN/m ²)
Baseplate Τραπεζιού	+1,168	0,000	0,66 x 0,80	1,50	2,84

14.3.3 Εισαγωγή των φορτίων στο λογισμικό RFEM 6:

Εισάγονται τα φορτία του συστήματος μαγνητικού τομογράφου και της βάσης τραπέζιου ως Free Rectangular Loads με βάση τα τελικά κατανεμημένα φορτία έχοντας ως σημείο αναφοράς το ισόκεντρο και τις συντεταγμένες κάθε ορθογωνίου όπως υπολογίστηκαν στους παραπάνω πίνακες



Εικόνα 14-7: Εισαγωγή τελικών κατανεμημένων επιφανειακών φορτίων ανά βάση στήριξης με σημείο αναφοράς το Ισόκεντρο, στο λογισμικό RFEM6

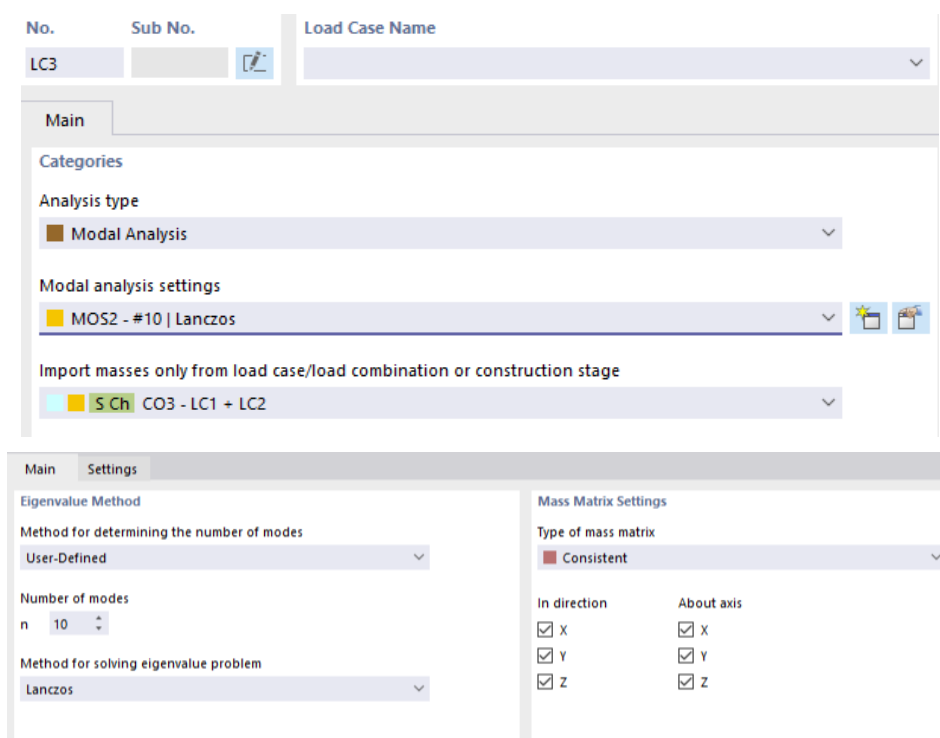
14.3.4 Συνδυασμός Φορτίων

Ορίστηκαν τέσσερις κύριες καταστάσεις φόρτισης: το ίδιο βάρος της πλάκας σκυροδέματος (LC1), τα μόνιμα φορτία του εξοπλισμού MRI (LC2), η δυναμική ιδιομορφική ανάλυση για τον προσδιορισμό των ιδιοσυχνοτήτων (LC3) και τα μεταβλητά φορτία λειτουργίας (LC4), σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 για χώρους συγκέντρωσης κοινού (Congregation areas) .



Εικόνα 14-8: Φωτιστικές καταστάσεις

Η δυναμική επίλυση modal analysis (LC3) τροφοδοτήθηκε μόνο με της μάζες των μόνιμων φορτίων ($1.0 \cdot LC1 + 1.0 \cdot LC2$), ώστε να προκύψει η πραγματική ιδιοσυχνότητα του συστήματος χωρίς την τεχνητή προσαύξηση των στατικών συντελεστών (Εικόνα 14-9). Το βάρος του ασθενούς στα μόνιμα φορτία δεν λήφθηκε υπόψη, καθώς μια τέτοια παραδοχή θα παραβίαζε τον κανονιστικό διαχωρισμό μεταξύ μόνιμων και μεταβλητών φορτίων (με διαφορετικούς συντελεστές ασφαλείας κατά ULS). Παράλληλα, η προσθήκη μιας μεταβαλλόμενης μάζας στα μόνιμα φορτία θα οδηγούσε σε αλλοίωση των αποτελεσμάτων της δυναμικής ιδιομορφικής ανάλυσης (LC3), η οποία πρέπει να αποτυπώνει αποκλειστικά τη σταθερή μάζα της υποδομής. Επιπλέον, η μάζα ενός μέσου ασθενούς κρίνεται αμελητέα συγκριτικά με τους 3,5 τόνους του μαγνητικού τομογράφου, γεγονός που εξασφαλίζει ότι η παράλειψή της δεν επηρεάζει πρακτικά τις τοπικές τάσεις και τον συνολικό σχεδιασμό της αντικραδασμικής έδρασης. Επιπλέον, επιλέχθηκε να *μην* συμπεριληφθούν στην δυναμική ανάλυση τα μεταβλητά φορτία (LC4) στον υπολογισμό της μάζας. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι κατά τη διάρκεια της εξέτασης, η οποία είναι και η διάρκεια στην οποία εξετάζεται η απόκριση της πλάκας σε κραδασμούς, *δεν* υπάρχει κίνηση προσωπικού μέσα στην αίθουσα αφού εξέτασης, αφού οι ακτινολόγοι βρίσκονται στο θωρακισμένο control room και ο ασθενής παραμένει απολύτως ακίνητος. Έτσι, η προσέγγιση αυτή προσομοιώνει την πραγματική κατάσταση λειτουργίας του εξοπλισμού.



Εικόνα 14-9: Παραδοχές, ρυθμίσεις Ιδιομορφικής Ανάλυσης και ενεργοποίηση ταλάντωσης μάζας σε όλες τις κατευθύνσεις X, Y και Z

Τα κινητά φορτία που αναφέρθηκαν χρησιμοποιήθηκαν μόνο για τον έλεγχο αντοχής και τον υπολογισμό του οπλισμού στον συνδυασμό ULS με της αντίστοιχους συντελεστές ασφαλείας (κεφάλαιο 14.6.3), ενώ για τον έλεγχο των καθιζήσεων και της λειτουργικότητας εφαρμόστηκε ο χαρακτηριστικός συνδυασμός SLS (κεφάλαιο 14.6.1).

ULS	CO1	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2$
ULS	CO2	$1.35 * LC1 + 1.35 * LC2 + 1.50 * LC4$
S Ch	CO3	$LC1 + LC2$
S Ch	CO4	$LC1 + LC2 + LC4$
S Fr	CO5	$LC1 + LC2$
S Fr	CO6	$LC1 + LC2 + 0.70 * LC4$
S Op	CO7	$LC1 + LC2$
S Op	CO8	$LC1 + LC2 + 0.60 * LC4$

Εικόνα 14-10: Συνδυασμοί για τον έλεγχο οπλισμού και επιπεδότητας της πλάκας σκυροδέματος

14.4 Αντικραδασμική Προστασία Μαγνητικού Τομογράφου

14.4.1 Απαιτήσεις Αντικραδασμικής Προστασίας

Βάσει των τεχνικών προδιαγραφών του κατασκευαστή για το σύστημα MAGNETOM Flow, ο μαγνητικός τομογράφος είναι εξαιρετικά ευαίσθητος στις δονήσεις, οι οποίες μπορούν να προκαλέσουν παραμορφώσεις (artifacts) στην παραγόμενη ιατρική εικόνα.

VIBRATION OF THE SITE HAS THE ABILITY TO AFFECT THE STABILITY AND HOMOGENEITY OF THE MAGNETIC FIELD. THEREFORE EXTERNAL VIBRATIONS OR SHOCKS AFFECTING THE MAGNET MAY DEGRADE IMAGE QUALITY. IN THE THREE SPATIAL ORIENTATIONS THE BUILDING MUST NOT EXCEED ACCELERATION OF 0.001 m/s^2 OR -80 dB(G) IN THE FREQUENCY RANGE FROM 0 TO 100Hz. $G=9.81 \text{ m/s}$

THE REQUIREMENT FOR a_{max} IS MEASURED AS MAXIMUM RMS VALUE PER FREQUENCY COMPONENT $<0.5\text{Hz}$ IN THE FOURIER TRANSFORMATION OF THE RECORDED SIGNAL (SPECTRUM).

THE VIBRATION LEVEL OF CONTINUOUS VIBRATIONS (CAUSED BY AIR CONDITIONER, COMPRESSOR, ETC.) AT THE LOCATION OF THE MAGNET MUST NOT EXCEED THE SPECIFIED VALUES. FOR ALL NON-CONTINUOUS TRANSIENT VIBRATIONS THE FIGURES SHOULD BE MULTIPLIED BY 4 (OR 12 dB).

ANTI STATIC FLOOR COVERING IS RECOMMENDED TO REDUCE THE RISK OF STATIC ELECTRIC DISCHARGES THAT MAY DAMAGE SENSITIVE EQUIPMENT AND COMPONENTS.

Εικόνα 14-11: Όρια μέγιστων επιταχύνσεων και απαιτήσεις τρισδιάστατης αντικραδασμικής προστασίας σύμφωνα με τον κατασκευαστή

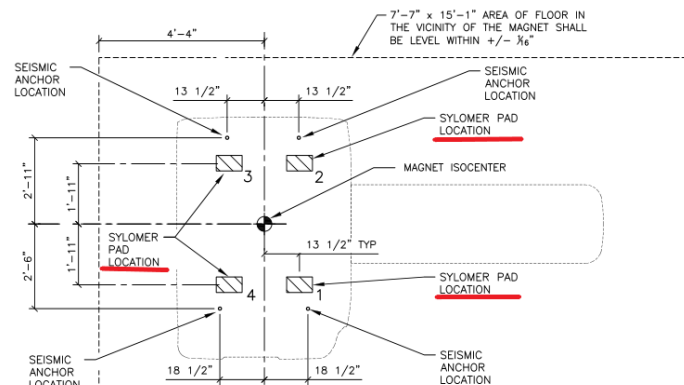
Όπως προκύπτει από το παραπάνω απόσπασμα του εγχειριδίου, τα όρια επιτάχυνσης των δονήσεων στο δάπεδο έδρασης ορίζονται ως εξής:

Συνεχείς Δονήσεις (Floor Vibration Acceleration): Πρέπει να διατηρούνται κάτω από -80 dB(g) , τιμή που ισοδυναμεί με $0,001 \text{ m/s}^2$, για το εύρος συχνοτήτων $0 - 100 \text{ Hz}$.

Τρισδιάστατη Προστασία: Η απαίτηση ισχύει και για τους τρεις χωρικούς άξονες ("In the three spatial orientations"), άρα είναι υποχρεωτική *η οριζόντια και κατακόρυφη αντικραδασμική απομόνωση*. Για αυτόν τον λόγο θα μελετηθούν οι ιδιομορφές και στις τρεις κατευθύνσεις

14.4.2 Επιλογή Υλικού Τοπικών Εφεδράνων

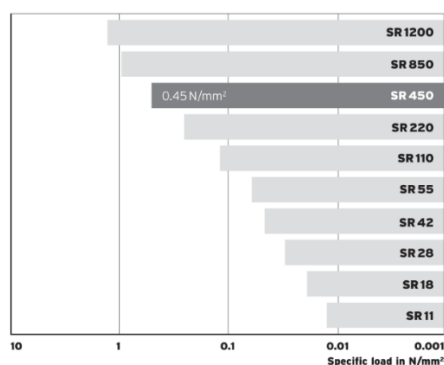
Όπως επισημαίνεται στα κατασκευαστικά σχέδια του συστήματος, απαιτείται η τοποθέτηση τεσσάρων τοπικών εφεδράνων ακριβώς κάτω από τα πέλματα του μαγνητικού τομογράφου. Σε αυτά τα τέσσερα σημεία επαφής, όπως υπολογίστηκε παραπάνω, αναπτύσσονται υψηλές σημειακές πιέσεις. Λαμβάνοντας υπόψη τη δυσμενέστερη κατάσταση φόρτισης (Θέση 3), η μέγιστη αναπτυσσόμενη τάση είναι $259,49 \text{ kN/m}^2$ ($0,259 \text{ N/mm}^2$ Πίνακας 14-1). Η απευθείας εφαρμογή τέτοιων υψηλών φορτίων σε ένα συμβατικό, μαλακό αντικραδασμικό υλικό (που χρειάζεται για την απομόνωση της πλάκας) θα οδηγούσε σε τοπική αστοχία, καθιστώντας αναγκαία μια διαφορετική προσέγγιση.



Εικόνα 14-12: Θέσης εφαρμογής τοπικών ελαστομερών Sylomer σύμφωνα με τον κατασκευαστή

Για τον λόγο αυτό, εφαρμόζεται αντικραδασμικής απομόνωσης δύο σταδίων. Ως πρώτο στάδιο, για τα τέσσερα τοπικά εφέδρανα που βρίσκονται μεταξύ του τομογράφου και της τελικής επιφάνειας της πλάκας, γίνεται η χρήση του σκληρού ελαστομερούς Sylomer SR 450. Το συγκεκριμένο υλικό διαθέτει όριο μόνιμου στατικού φορτίου $0,450 \text{ N/mm}^2$ (Εικόνα 14-13), γεγονός που του επιτρέπει να παραλάβει με ασφάλεια τη μέγιστη τάση των $0,259 \text{ N/mm}^2$. Τα τοπικά αυτά εφέδρανα αναλαμβάνουν την απόσβεση των δονήσεων και του θορύβου που παράγει ο ίδιος ο τομογράφος, πριν τα φορτία περάσουν ομαλά στην άκαμπτη μάζα του σκυροδέματος.

Standard Sylomer® range
Static range of use



Εικόνα 14-13: Όρια μόνιμου στατικού φορτίου $0,45 \text{ N/mm}^2$ ελαστομερούς Sylomer SR 450

Σχετικά με την προσομοίωση του συστήματος στο λογισμικό RFEM τα τέσσερα τοπικά αυτά εφέδρανα δεν λήφθηκαν υπόψη καθώς, η ιδιομορφική ανάλυση που ακολουθεί εστιάζει στη αντικραδασμική συμπεριφορά της υποδομής, δηλαδή στην προστασία *του εξοπλισμού* από τις χαμηλές συχνές δονήσεις που προέρχονται από το ίδιο το κτίριο. Η εφαρμογή του βάρους του τομογράφου απευθείας επί της πλάκας στο μοντέλο εξασφαλίζει τον ακριβή υπολογισμό της *ταλαντευόμενης μάζας*. Έχοντας εξασφαλίσει την τοπική παραλαβή των τάσεων μέσω των εφεδράνων SR 450, η μελέτη εστιάζει πλέον στο δεύτερο και κυριότερο στάδιο απομόνωσης την επιλογή του κατάλληλου ελαστομερούς για την καθολική επιφανειακή έδραση της ίδιας της πλωτής πλάκας.

14.4.3 Επιλογή Εφεδράνων για την συνολική επιφάνεια

Ως υλικό ελαστικής έδρασης προδιαγράφηκε το ελαστομερές πολυουρεθάνης Sylomer SR 11 της αυστριακής εταιρείας Getzner. Η επιλογή προέκυψε από τον υπολογισμό των εφαρμοζόμενων μόνιμων φορτίων που μεταβιβάζονται στην ελαστική στρώση:

Ίδιον Βάρος Πλωτής Πλάκας (q_{slab})

Το ίδιο βάρος της πλάκας προκύπτει από το επιλεγμένο πάχος της (0.20m) και το ειδικό βάρος του οπλισμένου σκυροδέματος ($\gamma_c=25 \text{ kN/m}^3$).

$$q_{slab}=d \cdot \gamma_c=0.20 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3=5.0 \text{ kN/m}^2$$

Φορτία Εξοπλισμού (MAGNETOM Flow)

Μαγνήτης (Magnet): Το συνολικό βάρος του μαγνήτη δίνεται από τον κατασκευαστή στα 7,780 lbs, το οποίο μετατρέπεται σε περίπου 3,529 kg. Συνεπώς, το μόνιμο συγκεντρωμένο φορτίο που εφαρμόζεται στην πλάκα είναι

$$W_{mag}=34.62 \text{ kN}.$$

Κινητό Τραπέζι Ασθενούς (Patient Table): Το συνολικό βάρος της βάσης, συμπεριλαμβανομένων των μηχανισμών ασφάλισης και των δυναμικών φορτίων κατά τη σύνδεση του τραπεζιού, εκτιμάται συντηρητικά στα 150 κιλά άρα $W_{table}=1.50 \text{ kN}$

Υπολογισμός Συνολικής Τάσης στο Ελαστομερές.

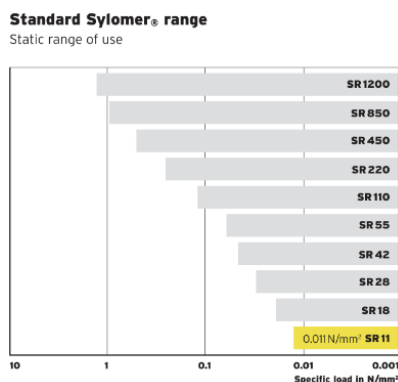
Λόγω της μεγάλης ακαμψίας της πλάκας σκυροδέματος πάχους 20 cm, τα τοπικά φορτία του εξοπλισμού κατανέμονται ισοδύναμα σε όλη την επιφάνεια του αντικραδασμικού υλικού. Η μέση επιφανειακή φόρτιση από τον εξοπλισμό υπολογίζεται σε:

$$q_{eq}=(34,62 \text{ kN}+1,50 \text{ kN})/26,66 \text{ m}^2 \approx 1,35 \text{ kN/m}^2$$

Άρα συνολική τάση προκύπτει:

$$q_{total}=q_{slab}+q_{eq}=5,0 \text{ kN/m}^2+1,35 \text{ kN/m}^2=6,35 \text{ kN/m}^2 \text{ (ή } 0,00635 \text{ N/mm}^2)$$

Βάσει του επίσημου Data Sheet του Sylomer SR 11, το συγκεκριμένο υλικό έχει προδιαγραφεί για όριο μόνιμου στατικού φορτίου έως $0,011 \text{ N/mm}^2$ (Εικόνα 14-14. Συνεπώς, η τάση έδρασης της πλάκας ($0,00635 \text{ N/mm}^2$) βρίσκεται στο μέσο της περιοχής λειτουργίας του υλικού προσφέροντας βέλτιστη απόσβεση.



Εικόνα 14-14: Όρια μόνιμου στατικού φορτίου $0,011 \text{ N/mm}^2$ ελαστομερούς Sylomer SR 11

14.4.4 Καθορισμός Δεικτών Ελαστικής Έδρασης στο λογισμικό RFEM6

Για την προσομοίωση της ελαστομερούς έδρασης στο λογισμικό RFEM, υπολογίστηκαν οι δείκτες εδάφους Winkler στους τρεις άξονες. Για να επιτευχθεί η ιδιοσυχνότητα κάτω των 10Hz, που είναι και ο στόχος της μελέτης χρησιμοποιήθηκε συνολικό πάχος ελαστομερούς 100mm (εφαρμογή 4 στρώσεων των 25 mm).

Material properties		Test methods	Comment
Mechanical loss factor	0.25	DIN 53513 ¹	temperature-, frequency-, specific load- and amplitude-dependent
Rebound resilience	40 %	EN ISO 8307 ¹	
Compression hardness ³	0.01 N/mm ²	EN ISO 844 ¹	at 10 % linear compression, 3 rd load cycle
Compression set ²	< 5 %	EN ISO 1856 ¹	50 % deformation, 23 °C, 72 h, 30 min after removal of load
Static modulus of elasticity ³	0.06 N/mm ²		at specific load of 0.011 N/mm ²
Dynamic modulus of elasticity ³	0.20 N/mm ²	DIN 53513 ¹	at specific load of 0.011 N/mm ² , 10 Hz
Static shear modulus	0.04 N/mm ²	DIN ISO 1827 ¹	at a pretension of 0.011 N/mm ²
Dynamic shear modulus	0.10 N/mm ²	DIN ISO 1827 ¹	at a pretension of 0.011 N/mm ² , 10 Hz

Εικόνα 14-15: Δυναμικό μέτρο ελαστικότητας και δυναμικό μέτρο διάτμησης ελαστομερούς SR 11

Από την Εικόνα 14-15 των παραμέτρων που προέρχονται από τις εργαστηριακές καμπύλες του Data Sheet, λήφθηκαν υπόψη τα εξής δυναμικά μέτρα για τη συγκεκριμένη φόρτιση:

Δυναμικό Μέτρο Ελαστικότητας (Κατακόρυφα): $E_{dyn} \approx 0,20 \text{ N/mm}^2 \text{ (200 kN/m}^2\text{)}$

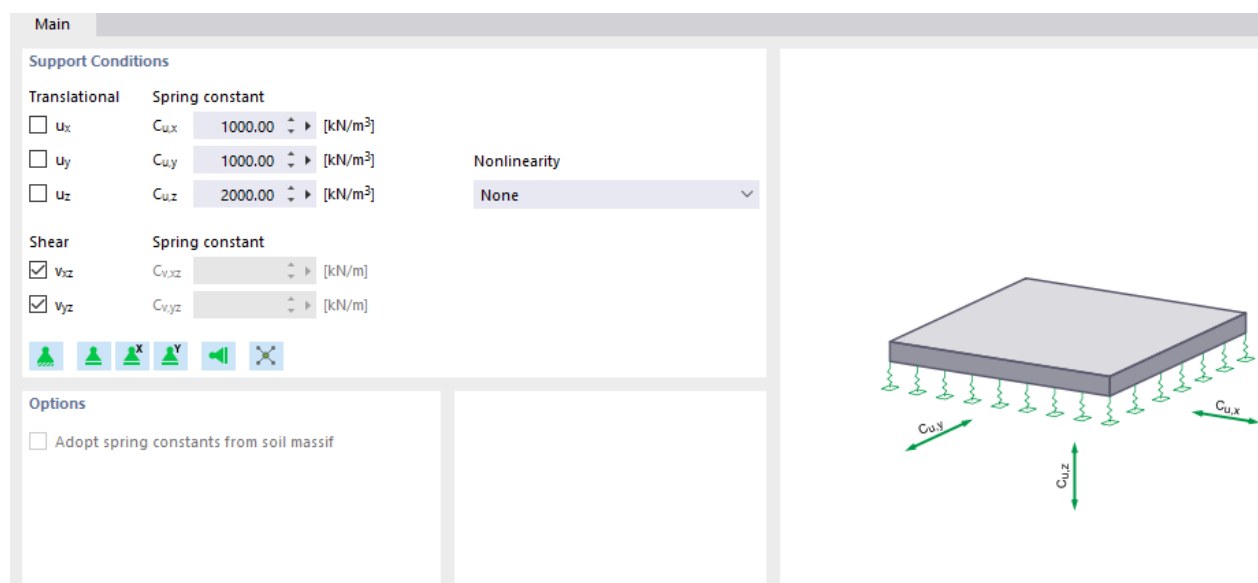
Δυναμικό Μέτρο Διάτμησης (Οριζόντια): $G_{dyn} \approx 0,10 \text{ N/mm}^2 \text{ (100 kN/m}^2\text{)}$

Το κατακόρυφο ελατήριο προσομοιώνει τη συμπίεση της στρώσης κάτω από το βάρος και τις κατακόρυφες δονήσεις, μια συμπεριφορά που εξαρτάται από το μέτρο ελαστικότητας. Αντίθετα, τα οριζόντια ελατήρια προσομοιώνουν την πλευρική μετατόπιση δηλαδή την ολίσθηση του υλικού λόγω των οριζόντιων δονήσεων, η οποία καθορίζεται αποκλειστικά από το μέτρο διάτμησης.

Με βάση τον τύπο οι σταθερές ελατηρίου που εντάχθηκαν στο μοντέλο ως *surface supports* είναι:

Κατακόρυφη δυσκαμψία: $C_{uz} = E_{dyn} / t = 200 \text{ kN/m}^2 / 0,10 \text{ m} = 2000 \text{ kN/m}^3$

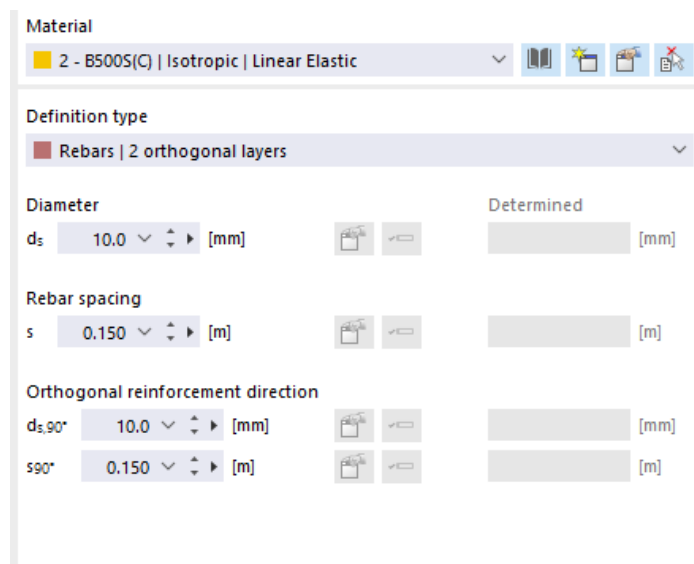
Οριζόντια δυσκαμψία $C_{ux} = C_{uy} = G_{dyn} / t = 100 \text{ kN/m}^2 / 0,10 \text{ m} = 1000 \text{ kN/m}^3$



Εικόνα 14-16: Εισαγωγή τελικής σταθεράς ελατηρίου ανά κατεύθυνση στο λογισμικό RFEM6

14.5 Όπλιση Πλάκας

Για την όπλιση της πλωτής πλάκας πάχους 20cm επιλέχθηκε η τοποθέτηση διπλού κάνναβου άνω και κάτω σχάρα από ράβδους $\Phi 10$ ανά 15cm, που παρέχει διατομή $as,prov=5,24 \text{ cm}^2/m$ ανά διεύθυνση. Η διάταξη αυτή επιλέχθηκε για την εξασφάλιση της απαιτούμενης ακαμψίας και τον έλεγχο της ρηγμάτωσης του σκυροδέματος. Η επάρκεια του οπλισμού επαληθεύεται στην συνέχεια στον έλεγχο της Οριακής Κατάστασης Αστοχίας (ULS), όπου ο παρεχόμενος οπλισμός καλύπτει τις απαιτήσεις των εντατικών μεγεθών (as,req) που προκύπτουν από το βάρος του μαγνήτη και τα κινητά φορτία



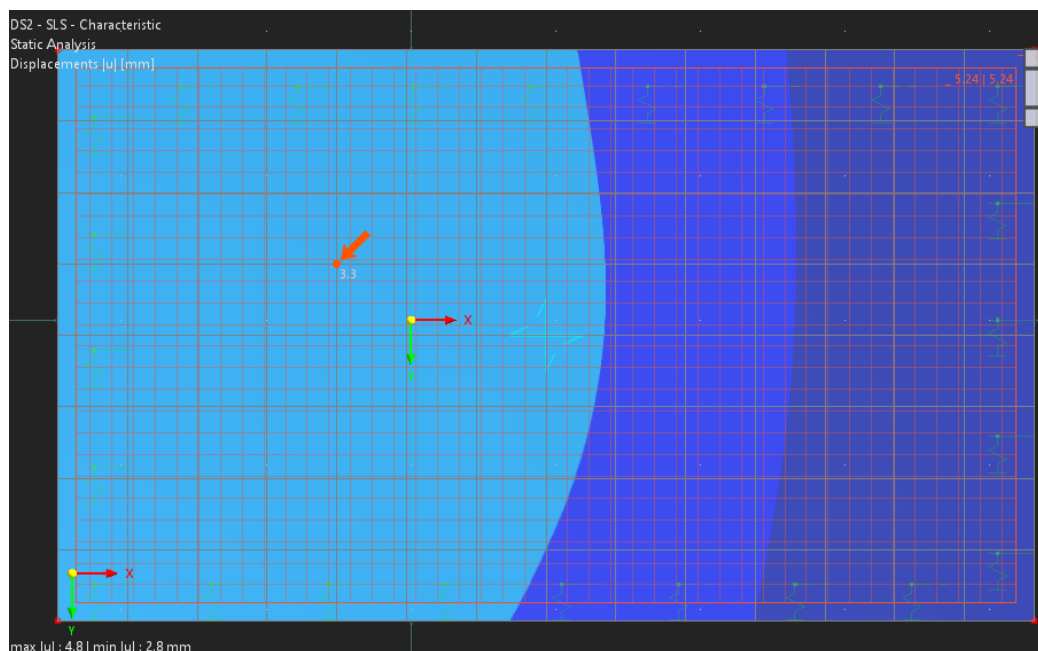
Εικόνα 14-17: Εισαγωγή πλέγματος άνω και κάτω οπλισμού $\Phi 10 / 150\text{mm}$

14.6 Αποτελέσματα Ανάλυσης

14.6.1 Έλεγχος Παραμορφώσεων και Επιπεδότητας SLS

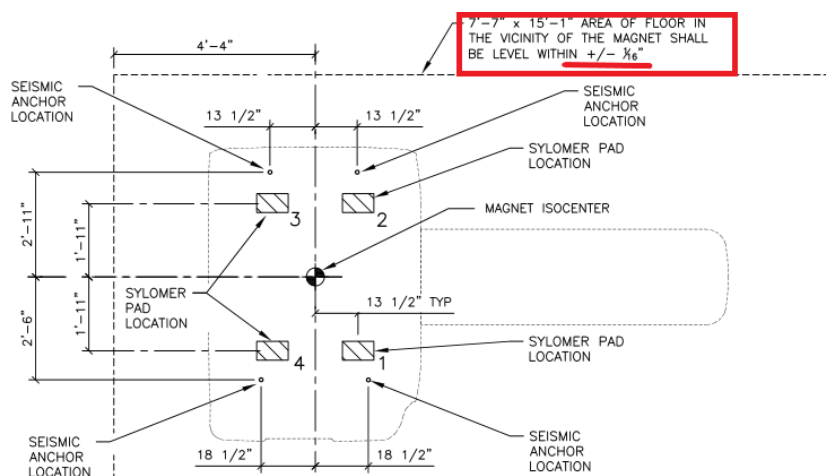
Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης λειτουργικότητας, η μέγιστη κατακόρυφη μετατόπιση u_z ανέρχεται στα 4,80 mm, ενώ η ελάχιστη στα 2,80 mm, άρα η διαφορική καθίζηση υπολογίζεται ως:

$$\Delta u = 4,80 \text{ mm} - 2,80 \text{ mm} = 2,00 \text{ mm}$$



Εικόνα 14-18: Γράφημα κατακόρυφης παραμόρφωσης u_z σε συνδυασμό Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας. Αυτή η παραμόρφωση είναι *μικρότερη από τα 3,17 mm (1/8 inch)* που αποτελεί το όριο επιπεδότητας MRI, εξασφαλίζοντας την οριζοντίωση του τομογράφου.

Η τιμή των 3,17 mm προκύπτει από τις κατασκευαστικές προδιαγραφές του συστήματος, οι οποίες ορίζουν μέγιστη επιτρεπτή απόκλιση επιπεδότητας $\pm 1/16$ της ίντσας ως προς το οριζόντιο επίπεδο όπως αναγράφεται στην Εικόνα 14-19. Επομένως, το συνολικό επιτρεπτό εύρος διαφορικής καθίζησης η μέγιστη δηλαδή διαφορά μεταξύ του υψηλότερου και του χαμηλότερου σημείου της πλάκας ισούται αθροιστικά με $1/8$ της ίντσας ($1/16 + 1/16$), το οποίο μετατρέπεται σε 3,17 mm.



Εικόνα 14-19: Όριο μέγιστης διαφορικής καθίζησης πλάκας 3,17mm (1/8 inch) σύμφωνα με τον κατασκευαστή

14.6.2 Έλεγχος Πραγματικής Τάσης Ελαστομερούς SR11

Παρότι τα τοπικά εφάδρανα SR 450 παραλαμβάνουν τις ακραίες σημειακές πιέσεις του εξοπλισμού, η πλωτή πλάκα σκυροδέματος μεταβιβάζει το συνολικό φορτίο στην κύρια αντικραδασμική στρώση εφεδράνων Sylomer SR 11. Αυτό σημαίνει ότι αναμένεται τοπική αύξηση της πίεσης στο ελαστομερές SR 11 ακριβώς στην περιοχή κάτω από το κέντρο βάρους του μαγνήτη. Για τον ακριβή έλεγχο αυτού του φαινομένου, δεν χρησιμοποιήθηκε μια μέση τάση, αλλά αξιολογήθηκαν τα πραγματικά αποτελέσματα παραμορφώσεων από τη στατική επίλυση λειτουργικότητας (SLS) του προγράμματος RFEM.

Στο μοντέλο Winkler, η αναπτυσσόμενη τάση (q) στο ελαστομερές υπολογίζεται από το γινόμενο της κατακόρυφης μετατόπισης u_z επί τον δείκτη ελαστικής έδρασης C_{uz} που επιλέχτηκε παραπάνω.

$$q_{local} = u_z \cdot C_{uz}$$

Με βάση τα αποτελέσματα της ανάλυσης, η μέγιστη κατακόρυφη βύθιση παρατηρείται στο κέντρο βάρους του μαγνήτη και ανέρχεται σε $u_{z,max} = 4,80 \text{ mm}$ ($0,00480 \text{ m}$). Με επιλεγμένη σταθερά ελατηρίου $C_{uz} = 2.000 \text{ kN/m}^3$, η μέγιστη τοπική τάση που αναπτύσσεται κάτω από τα πέλματα του τομογράφου είναι:

$$q_{max} = 0,00480 \text{ m} \cdot 2.000 \text{ kN/m}^3 = 9,60 \text{ kN/m}^2 \text{ (ή } 0,00960 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

Αντίστοιχα, η ελάχιστη τάση στα άκρα της πλάκας υπολογίζεται σε:

$$q_{min} = 0,00280 \text{ m} \cdot 2.000 \text{ kN/m}^3 = 5,60 \text{ kN/m}^2 \text{ (ή } 0,00560 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

Βάσει του επίσημου Data Sheet του Sylomer SR 11, το υλικό έχει όριο μόνιμου στατικού φορτίου (Static range of use) έως $0,011 \text{ N/mm}^2$ (Εικόνα 14-14). Όπως αποδεικνύεται από την ανάλυση των πεπερασμένων στοιχείων, ακόμη και στο δυσμενέστερο σημείο τοπικής συγκέντρωσης τάσεων κάτω από το βάρος του μαγνήτη, το ελαστομερές βρίσκεται εντός των ασφαλών ορίων του υλικού.

14.6.3 Στατική Επάρκεια και Έλεγχος Οπλισμού

Για τον έλεγχο της πλωτής πλάκας σκυροδέματος, έγινε έλεγχος διαστασιολόγησης Concrete Design στο λογισμικό RFEM, σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες. Τα αποτελέσματα επιβεβαιώνουν ότι η πλάκα πάχους 20 cm διαθέτει πλήρη στατική επάρκεια. Συγκεκριμένα, όλοι οι δείκτες εκμετάλλευσης για τις οριακές καταστάσεις αντοχής (ULS) και λειτουργικότητας (SLS) είναι μικρότεροι της μονάδας. Οι μέγιστες τιμές εκμετάλλευσης εμφανίζονται στον έλεγχο επικάλυψης σκυροδέματος ($\eta = 1,000$) και στον έλεγχο ελάχιστου οπλισμού για τον περιορισμό ρωγμών ($\eta = 0,855$), ενώ για τις καταπονήσεις κάμψης και διάτμησης οι λόγοι εκμετάλλευσης παραμένουν σε πολύ χαμηλά επίπεδα ($\eta \leq 0,100$), γεγονός που δείχνει ασφαλή παραλαβή των φορτίων από τον εξοπλισμό. Αναλυτικά τα design ratios φαίνονται στον παρακάτω πίνακα

Πίνακας 14-3: Συγκεντρωτικός πίνακας ελέγχων οπλισμού πλάκας

de / No.	Mesh Node Coordinates [m]	Construction Stage	Design Situation	Loading No.	Design Check Ratio η [-]	Design Check Type	Description
	X Y Z						
	2,864 0,599 0,000		D51	C01	0,024	UL0101.01	Ultimate Limit State Longitudinal reinforcement resistance into 1st direction on top side (-z) acc. to 6.1
	1,417 1,586 0,000		D51	C01	0,012	UL0101.02	Ultimate Limit State Longitudinal reinforcement resistance into 2nd direction on top side (-z) acc. to 6.1
	-0,029 0,105 0,000		D51	C01	0,100	UL0101.03	Ultimate Limit State Longitudinal reinforcement resistance into 1st direction on bottom side (+z) acc. to 6.1
	-0,029 0,105 0,000		D51	C01	0,061	UL0101.04	Ultimate Limit State Longitudinal reinforcement resistance into 2nd direction on bottom side (+z) acc. to 6.1
	-0,029 1,586 0,000		D51	C01	0,015	UL0102.01	Ultimate Limit State Concrete strut resistance on top side (-z) acc. to 6.1
	0,935 1,093 0,000		D51	C01	0,009	UL0102.02	Ultimate Limit State Concrete strut resistance on bottom side (+z) acc. to 6.1
	0,935 0,599 0,000		D51	C01	0,066	UL0203.02	Ultimate Limit State Shear resistance - Reinforcement shear capacity acc. to 6.2
	-2,440 2,080 0,000		D53	C05	0,000	SL0304.00	Serviceability Crack control - Calculation of crack widths acc. to 7.3.4
	-2,440 2,080 0,000		D53	C05	0,855	SL0307.00	Serviceability Crack control - Minimum reinforcement area acc. to 7.3.2(2)
	-0,511 -0,389 0,000		D54	C08	0,265	SL0400.00	Serviceability Deflection control Checking deflections by calculation acc. to 7.4.3(3)
	-0,029 0,105 0,000		D52	C03	0,091	SL0204.00	Serviceability Stress limitation in reinforcement acc. to 7.2(5)
	-2,440 2,080 0,000		D51	C01	1,000	DC0401.00	Durability and Cover to Reinforcement Concrete cover acc. to 4.4.1
	1,899 1,586 0,000		D51	C01	0,439	DW0300.01	Detailing of Members and Particular Rules Minimum reinforcement of tension areas into 1st direction on top side (-z) acc. to 9.2.1.1(1) from 9.3.1.1(1)
	1,899 2,080 0,000		D51	C01	0,413	DW0300.02	Detailing of Members and Particular Rules Minimum reinforcement of tension areas into 2nd direction on top side (-z) acc. to 9.2.1.1(1) from 9.3.1.1(1)
	-1,958 1,586 0,000		D51	C01	0,439	DW0300.03	Detailing of Members and Particular Rules Minimum reinforcement of tension areas into 1st direction on bottom side (+z) acc. to 9.2.1.1(1) from 9.3.1.1(1)
	-2,440 2,080 0,000		D51	C01	0,413	DW0300.04	Detailing of Members and Particular Rules Minimum reinforcement of tension areas into 2nd direction on bottom side (+z) acc. to 9.2.1.1(1) from 9.3.1.1(1)
	-2,440 2,080 0,000		D51	C01	0,000	DW0301.00	Detailing of Members and Particular Rules Minimum shear reinforcement ratio acc. to 9.3.2(2), 9.2.2(5)
	-2,440 2,080 0,000		D51	C01	0,000	DW0302.00	Detailing of Members and Particular Rules Maximum longitudinal spacing between shear assemblies acc. to 9.3.2(4)
	-2,440 2,080 0,000		D51	C01	0,000	DW0303.00	Detailing of Members and Particular Rules Maximum longitudinal spacing between shear assemblies acc. to 9.3.2(5)
	-2,440 2,080 0,000		D51	C01	0,000	DW0304.00	Detailing of Members and Particular Rules Maximum depth of slab with shear reinforcement acc. to 9.3.2(1)
	-2,440 2,080 0,000		D51	C01	0,131	DW0307.01	Detailing of Members and Particular Rules Maximum reinforcement into 1st direction on top side (-z) acc. to 9.2.1.1(3) from 9.3.1.1(1)
	-2,440 2,080 0,000		D51	C01	0,131	DW0307.02	Detailing of Members and Particular Rules Maximum reinforcement into 2nd direction on top side (-z) acc. to 9.2.1.1(3) from 9.3.1.1(1)
	-2,440 2,080 0,000		D51	C01	0,131	DW0307.03	Detailing of Members and Particular Rules Maximum reinforcement into 1st direction on bottom side (+z) acc. to 9.2.1.1(3) from 9.3.1.1(1)
	-2,440 2,080 0,000		D51	C01	0,131	DW0307.04	Detailing of Members and Particular Rules Maximum reinforcement into 2nd direction on bottom side (+z) acc. to 9.2.1.1(3) from 9.3.1.1(1)
	-2,440 2,080 0,000		D51	C01	0,200	DW0308.01	Detailing of Members and Particular Rules Secondary transverse reinforcement for plates into top side acc. to 9.3.1.1(2)
	-2,440 2,080 0,000		D51	C01	0,200	DW0308.02	Detailing of Members and Particular Rules Secondary transverse reinforcement for plates into bottom side acc. to 9.3.1.1(2)

14.6.4 Αποτελέσματα Ιδιομορφικής Ανάλυσης

Έλεγχος Ενεργού Μάζας

Από τον πίνακα των συντελεστών συμμετοχής μάζας (Effective Modal Mass Factors), προκύπτει ότι στις πρώτες 10 ιδιομορφές κινητοποιείται το 100% της μάζας και στις τρεις μεταφραστικές διευθύνσεις ($\Sigma_{f_{meX}} = 1,000$, $\Sigma_{f_{meY}} = 1,000$, $\Sigma_{f_{meZ}} = 1,000$). Αυτό επιβεβαιώνει την ορθότητα του δυναμικού μοντέλου, καθώς ικανοποιείται η κανονιστική απαίτηση του 90%.

Πίνακας 14-4: Ενεργή Ιδιομορφική μάζα ανά κατεύθυνση

Mode No.	Modal Mass M_i [kg]	Effective Modal Mass - Translational Direction [kg]			Effective Modal Mass - Rotational Direction [kgm]		
		m_{eX}	m_{eY}	m_{eZ}	$m_{e\varphi X}$	$m_{e\varphi Y}$	$m_{e\varphi Z}$
1	6987.1	205.2	14399.6	0.0	0.00	0.00	9575.39
2	16829.2	16599.4	236.6	0.0	0.00	0.00	0.00
3	3554.7	31.4	2199.9	0.0	0.00	0.00	62674.90
4	14665.7	0.0	0.0	16738.1	0.72	272.45	0.00
5	4274.9	0.0	0.0	88.6	11.86	53075.40	0.00
6	4290.1	0.0	0.0	0.4	18562.70	10.68	0.00
7	2858.4	0.0	0.0	8.1	3.00	48.91	0.00
8	1753.5	0.0	0.0	0.0	48.87	0.57	0.00
9	1417.5	0.0	0.0	0.0	6.30	0.21	0.00
10	2726.9	0.0	0.0	0.8	0.06	170.77	0.00
Σ	59357.9	16836.0	16836.0	16836.0	18633.50	53579.00	72250.30
Σ_M		16836.0	16836.0	16836.0	18650.40	53599.90	72250.30
%		100.00 %	100.00 %	100.00 %	99.91 %	99.96 %	100.00 %

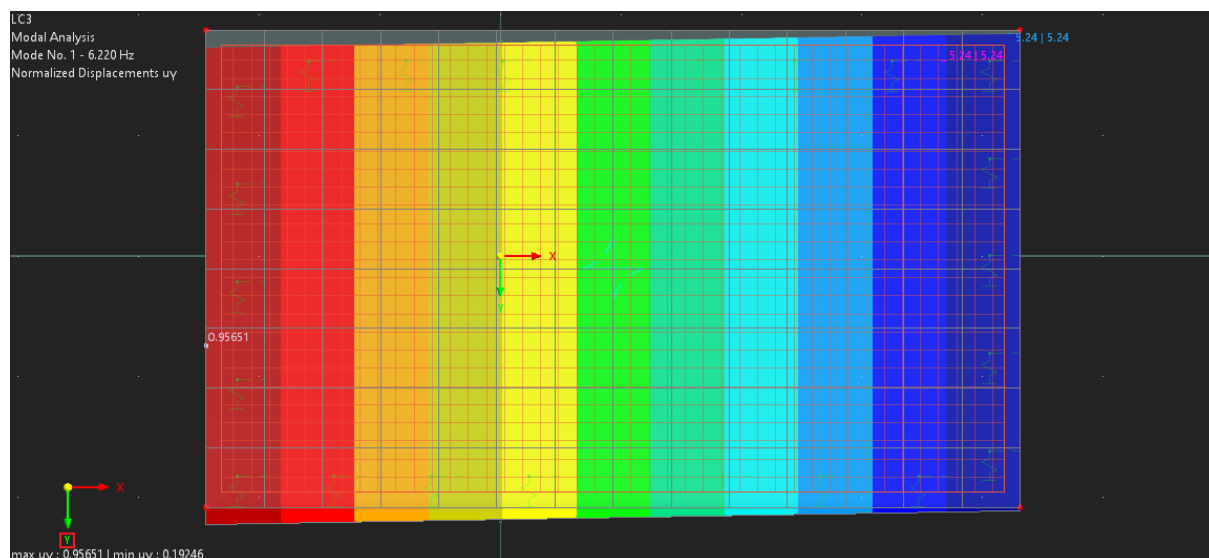
Πίνακας 14-5: Ποσοστά ενεργοποίησης ιδιομορφικής μάζας ανά κατεύθυνση

Mode No.	Factor for Effective Modal Mass - Translational Direction			Factor for Effective Modal Mass - Rotational Direction		
	f_{meX}	f_{meY}	f_{meZ}	$f_{m\varphi X}$	$f_{m\varphi Y}$	$f_{m\varphi Z}$
1	0.012	0.855	0.000	0.000	0.000	0.133
2	0.986	0.014	0.000	0.000	0.000	0.000
3	0.002	0.131	0.000	0.000	0.000	0.867
4	0.000	0.000	0.994	0.000	0.005	0.000
5	0.000	0.000	0.005	0.001	0.990	0.000
6	0.000	0.000	0.000	0.995	0.000	0.000
7	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000
8	0.000	0.000	0.000	0.003	0.000	0.000
9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.000
Σ	1.000	1.000	1.000	0.999	1.000	1.000
Σ_M						
%						

Πίνακας 14-6: Πίνακας 14 6: Ιδιομορφές, ιδιοσυχνότητες και ιδιοπερίοδοι

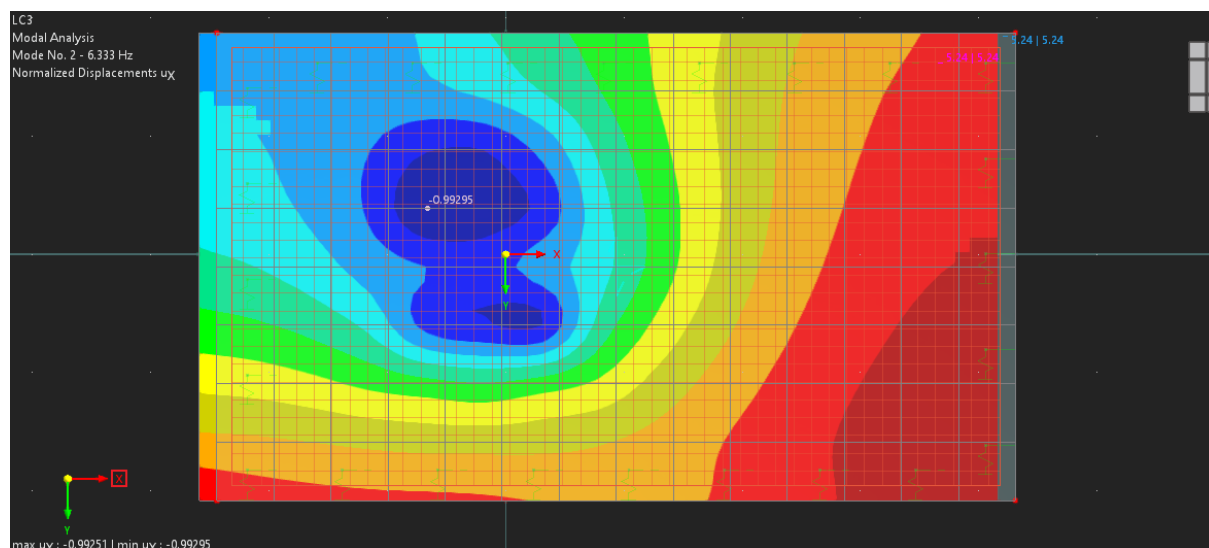
Mode No.	Eigenvalue λ [1/s ²]	Angular Frequency ω [rad/s]	Natural Frequency f [Hz]	Natural Period T [s]
1	1527.583	39.084	6.220	0.161
2	1583.581	39.794	6.333	0.158
3	1949.848	44.157	7.028	0.142
4	3120.546	55.862	8.891	0.112
5	8390.297	91.599	14.578	0.069
6	17422.993	131.996	21.008	0.048
7	29957.113	173.081	27.547	0.036
8	34165.275	184.839	29.418	0.034
9	89947.768	299.913	47.733	0.021
10	102115.983	319.556	50.859	0.020

Οριζόντια Απομόνωση κατά τον Άξονα Υ: Η 1η ιδιομορφή έχει ιδιοσυχνότητα 6,22 Hz. Είναι η κύρια οριζόντια μεταφορική ιδιομορφή κατά τον άξονα Υ, καθώς κινητοποιεί το 85,5% της συνολικής μάζας προς αυτή τη διεύθυνση. Η μέγιστη μετατόπιση, όπως είναι αναμενόμενο, εμφανίζεται στην πλευρά της πλάκας όπου βρίσκεται η έδραση του μηχανήματος δηλαδή αριστερά στην κόκκινη περιοχή, $u_y=0.95651$, ενώ μειώνεται σταδιακά προς τα δεξιά στην μπλε περιοχή $u_y=0.19246$. Η απομόνωση στον άξονα αυτό είναι επιτυχής, αφού η συχνότητα είναι μικρότερη από 10 Hz και το μεγαλύτερο μέρος της μάζας (85,5%) ταλαντώνεται ελεγχόμενα σε αυτή, μειώνοντας τις οριζόντιες δονήσεις.



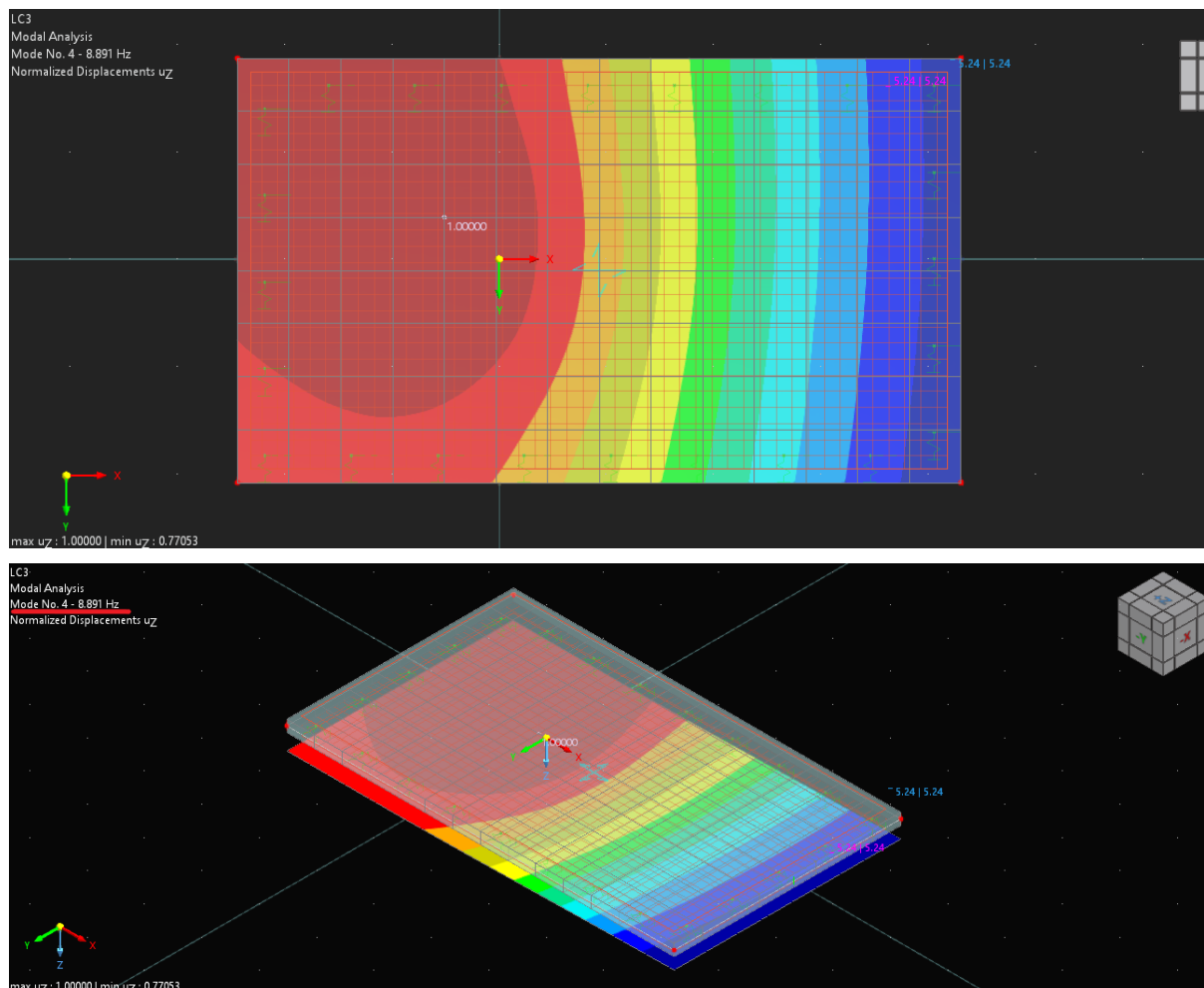
Εικόνα 14-20: Γράφημα οριζόντιας παραμόρφωσης u_y 1ης Ιδιομορφής με ιδιοσυχνότητα 6.22 Hz < 10 Hz

Οριζόντια Απομόνωση κατά τον Άξονα Χ: Η 2η ιδιομορφή στα 6,33 Hz αποτελεί την κύρια οριζόντια μεταφορική ιδιομορφή στον άξονα Χ, ενεργοποιώντας το 98,6% της ιδιομορφικής μάζας. Η κοντινές αυτές τιμές 6,22 Hz και 6,33 Hz είναι αναμενόμενες, εξαιτίας της ίδιας οριζόντιας δυσκαμψίας του ελαστομερούς υλικού και στους δύο άξονες $C_{ux} = C_{uy} = 1000 \text{ kN/m}^3$ όπως αναλύθηκε παραπάνω στην ενότητα 14.4.4. Η μέγιστη μετακίνηση εντοπίζεται και πάλι αριστερά, στην περιοχή έδρασης του μηχανήματος. Η μπλε χρωματική διαβάθμιση στο σημείο αυτό δεν δηλώνει χαμηλή τιμή, αλλά αντιθέτως τη μέγιστη αρνητική τιμή $\max u_x = -0.9925$, η οποία μειώνεται προοδευτικά προς τα δεξιά. Η απομόνωση λειτουργεί σωστά και εδώ, καθώς η συχνότητα παραμένει κάτω από τα 10 Hz και σχεδόν όλη η μάζα (98,6%) ταλαντώνεται ελεγχόμενα σε αυτή.



Εικόνα 14-21: Γράφημα οριζόντιας παραμόρφωσης u_x 2ης Ιδιομορφής με ιδιοσυχνότητα 6.33 Hz < 10 Hz

Κατακόρυφη Απομόνωση Άξονας Z: Η 4η ιδιομορφή έχει ιδιοσυχνότητα 8,89 Hz και είναι η πιο κρίσιμη για τη μελέτη, καθώς αφορά την καθαρή κατακόρυφη ταλάντωση του συστήματος. Στη συγκεκριμένη ιδιομορφή ενεργοποιείται το 99,4% της μάζας στην κατακόρυφη διεύθυνση ($f_{meZ} = 0,994$), ενώ η μέγιστη κανονικοποιημένη τιμή εντοπίζεται ακριβώς στο σημείο έδρασης του μαγνητικού τομογράφου. Η κατακόρυφη απομόνωση είναι αποτελεσματική, αφού η κρίσιμη συχνότητα είναι μικρότερη από 10 Hz και σχεδόν όλη η μάζα (99,4%) ταλαντώνεται ελεγχόμενα σε αυτή, μειώνοντας τις κατακόρυφες δονήσεις στον τομογράφο



Εικόνα 14-22: Γράφημα κατακόρυφης παραμόρφωσης u_z 4ης Ιδιομορφής με ιδιοσυχνότητα 8,89 Hz < 10 Hz
Η αξιολόγηση της αντικραδασμικής απομόνωσης αναλύεται στην παρακάτω τελευταία υποενότητα.

14.6.5 Αξιολόγηση Αντικραδασμικής Απομόνωσης Ελαστομερών με βάση τα αποτελέσματα της Ιδιομορφικής Ανάλυσης

Σύμφωνα με τη βιβλιογραφία δυναμικής κατασκευών S. S. Rao, «Mechanical Vibrations», η αντικραδασμική προστασία ξεκινά όταν η μεταδοτικότητα της μετατόπισης (T_d) γίνει μικρότερη της μονάδας ($T_d < 1$) όπως φαίνεται στο διάγραμμα (a) στην Εικόνα 14-23. Αυτό συμβαίνει όταν ο λόγος της συχνότητας εξωτερικής διέγερσης f προς την ιδιοσυχνότητα του συστήματος f_n ($r = f/f_n$) υπερβεί την τετραγωνική ρίζα του 2 (περίπου 1.414), καθορίζοντας τον τύπο σε $f > 1.414 \cdot f_n$. Με την ιδιοσυχνότητα της πλάκας στα 8.89 Hz (Εικόνα 14-22), η λειτουργία των ελαστομερών ενεργοποιείται ήδη από τα $1.4 \cdot 8.89 = 12.57$ Hz, με αποτέλεσμα οι πραγματικές συχνότητες του κτιρίου (20 έως 50 Hz) να βρίσκονται εντός της περιοχής απόσβεσης.

3.6 RESPONSE OF A DAMPED SYSTEM UNDER THE HARMONIC MOTION OF THE BASE 283

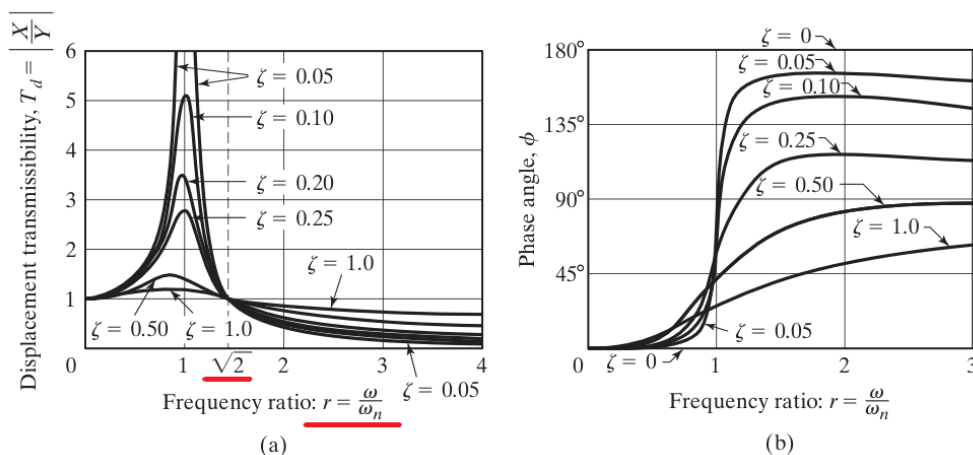


FIGURE 3.15 Variations of T_d and ϕ with r .

The following aspects of *displacement transmissibility*, $T_d = \frac{X}{Y}$, can be noted from Fig. 3.15(a):

1. The value of T_d is unity at $r = 0$ and close to unity for small values of r .
2. For an undamped system ($\zeta = 0$), $T_d \rightarrow \infty$ at resonance ($r = 1$).
3. The value of T_d is less than unity ($T_d < 1$) for values of $r > \sqrt{2}$ (for any amount of damping ζ).
4. The value of T_d is unity for all values of ζ at $r = \sqrt{2}$.
5. For $r < \sqrt{2}$, smaller damping ratios lead to larger values of T_d . On the other hand, for $r > \sqrt{2}$, smaller values of damping ratio lead to smaller values of T_d .

Εικόνα 14-23: Μεταβολή της μεταδοτικότητας της μετατόπισης (T_d) σε σχέση με τον λόγο συχνοτήτων (r) για σύστημα με απόσβεση υπό αρμονική διέγερση της βάσης. Διακρίνεται το κοινό σημείο τομής στην τετραγωνική ρίζα του 2 ($r = 1.414$), πέραν του οποίου η μεταδοτικότητα γίνεται μικρότερη της μονάδας ($T_d < 1$), σηματοδοτώντας την έναρξη της απομόνωσης των κραδασμών. (Rao S. S. (2011). Mechanical Vibrations (5th ed.). Prentice Hall, Figure 3.15)

Για να επαληθευτεί η τήρηση του κριτηρίου των -80 dB(g) που ορίζει ο κατασκευαστής (Εικόνα 14-24), υπολογίζεται η μεταδοτικότητα (Transmissibility) του συστήματος.

VIBRATION OF THE SITE HAS THE ABILITY TO AFFECT THE STABILITY AND HOMOGENEITY OF THE MAGNETIC FIELD. THEREFORE EXTERNAL VIBRATIONS OR SHOCKS AFFECTING THE MAGNET MAY DEGRADE IMAGE QUALITY. IN THE THREE SPATIAL ORIENTATIONS THE BUILDING MUST NOT EXCEED ACCELERATION OF 0.001 m/s² OR -80 dB(G) IN THE FREQUENCY RANGE FROM 0 TO 100Hz. G=9.81 m/s

THE REQUIREMENT FOR a_{max} IS MEASURED AS MAXIMUM RMS VALUE PER FREQUENCY COMPONENT <0.5Hz IN THE FOURIER TRANSFORMATION OF THE RECORDED SIGNAL (SPECTRUM).

Εικόνα 14-24: Απαίτηση αντικραδασμικής απομόνωσης του κατασκευαστή μαγνητικού τομογράφου

Η μεταδοτικότητα δείχνει πόσο μεταδίδεται ο κραδασμός από ένα μέσο σε ένα άλλο, στην παρούσα μελέτη από το περιβάλλον προς τον μαγνήτη.

The force transmitted to the foundation is directly proportional to the spring deflection: $F_t = kx$. Substituting x from Eq. (2.26) and defining transmissibility $T = F_t/F$,

$$T = \frac{1}{1 - \omega^2/\omega_n^2} \quad (2.27)$$

Εικόνα 14-25: Τύπος μεταδοτικότητας (Transmissibility) από το βιβλίο "Harris' Shock and Vibration Handbook" (5th ed.). Harris C. M., Piersol A. G. (Eds.). (2002). McGraw-Hill Education.

Θεωρώντας μια τυπική συχνότητα κραδασμού του δαπέδου του νοσοκομείου στα $f_d = 25$ Hz (που προέρχεται από κλιματιστικά, ασανσέρ ή κυκλοφορία) και τη θεμελιώδη κατακόρυφη ιδιοσυχνότητα της πλωτής πλάκας που υπολογίστηκε από την ιδιομορφική ανάλυση (Εικόνα 14-22) στα $f_n = 8,89$ Hz, ο συντελεστής μεταδοτικότητας προκύπτει από τον τύπο:

$$Tr = |1 / (1 - (\omega/\omega_n)^2)| = |1 / (1 - (2\pi f_d / 2\pi f_n)^2)| = |1 / (1 - (f_d/f_n)^2)| = |1 / (1 - (25/8,89)^2)| \\ = 1 / ((25/8,89)^2 - 1) = 0,145$$

Αυτό σημαίνει ότι το σύστημα της πλωτής πλάκας σταματάει το 85,5% του κραδασμού, επιτρέποντας να φτάσει στον μαγνήτη το 14,5% της αρχικής ενέργειας.

Ως κραδασμό βάσης του δαπέδου λαμβάνεται η οριακή τιμή $a_{floor} = 0,0036 \text{ m/s}^2$, η οποία προέρχεται από τα διεθνή κριτήρια αποδεκτών κραδασμών κτιρίων για κρίσιμους νοσοκομειακούς χώρους (Critical working areas / hospital operating rooms) του προτύπου ISO 2631-2, όπως αυτά παρουσιάζονται στον Πίνακα Table 42.7 (σελ. 42.48) του *Harris' Shock and Vibration Handbook*.

Πίνακας 14-7: Μέγιστη ενεργός (RMS) συχνотικά σταθμισμένη επιτάχυνση και παράμετροι μεταβατικών κραδασμών για αποδεκτές δονήσεις κτιρίων στο εύρος συχνοτήτων 1–80 Hz (*Harris' Shock and Vibration Handbook*. Table 42.7 (σελ. 42.48))

TABLE 42.7 Maximum RMS Frequency-Weighted Acceleration, RMS Transient Vibration Value, MTVV, and Vibration Dose Value, VDV (defined in text) for Acceptable Building Vibration in the Frequency Range 1–80 Hz¹

Place	Time ²	Continuous/ intermittent vibration (meters/sec ²)	Transient vibration	
			MTVV (meters/sec ²)	VDV (meters/sec ^{1.75})
Critical working areas (e.g., hospital operating rooms) ³	Any	0.0036	0.0036	0.1
Residences ^{4,5}	Day	0.0072	$0.07/n^{1/2}$	0.2
	Night	0.005	0.007	0.14
Offices ⁵	Any	0.014	$0.14/n^{1/2}$	0.4
Workshops ⁵	Any	0.028	$0.28/n^{1/2}$	0.8

Συνεπώς, η τελική επιτάχυνση που θα καταλήξει στην πλωτή πλάκα έδρασης του μαγνήτη διαμορφώνεται ως εξής:

$$a_{slab} = a_{floor} * Tr = 0,0036 \text{ m/s}^2 * 0,145 = 0,000522 \text{ m/s}^2$$

Εφόσον η επιτάχυνση $0,000522 \text{ m/s}^2$ είναι μικρότερη από το μέγιστο επιτρεπτό όριο των $0,001 \text{ m/s}^2$ (που αντιστοιχεί στα -80 dB) που θέτει ο κατασκευαστής (Εικόνα 14-24), τεκμηριώνεται ότι το προτεινόμενο σύστημα πλωτής πλάκας με ελαστομερή Sylomer SR 11 καλύπτει τις προδιαγραφές.

Συμπερασματικά, η πλωτή απομονώνει τον μαγνήτη από τις κτιριακές δονήσεις εξασφαλίζοντας την υψηλή ποιότητα της απεικόνισης.

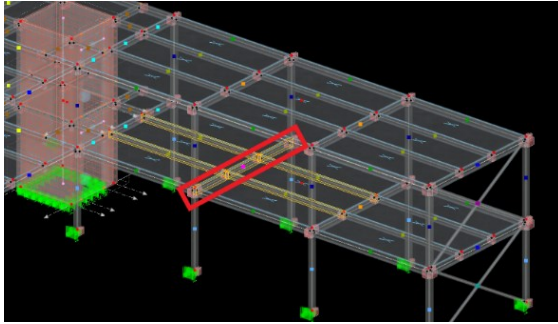
15 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Υπουργείο Υγείας. (2014). "Προϋποθέσεις και διαδικασία αδειοδότησης Μονάδων (Τμήμα Β: Διαγνωστικά εργαστήρια απεικονίσεων και Τμήμα Α: Διαγνωστικά εργαστήρια βιολογικών υλικών)." ΦΕΚ 2302/Β/27.08.2014, Εθνικό Τυπογραφείο, Αθήνα.
2. Υπουργείο Περιβάλλοντος και Ενέργειας. (2018). "Κανονισμός Πυροπροστασίας Κτιρίων." ΦΕΚ 80/Α/07.05.2018, Εθνικό Τυπογραφείο, Αθήνα.
3. Υπουργείο Περιβάλλοντος και Ενέργειας. (2025). "Νέος Οικοδομικός Κανονισμός: Κέντρα υγείας και κοινωνικής πρόνοιας." ΦΕΚ 6995/Β/2025, Εθνικό Τυπογραφείο, Αθήνα.
4. ΕΛΟΤ. "ΕΝ 1991-1-3/ΝΑ: Εθνικό Προσάρτημα στον Ευρωκώδικα 1 - Δράσεις χιονιού (Χάρτης Ελλάδος)." Ελληνικός Οργανισμός Τυποποίησης, Αθήνα.
5. ΕΛΟΤ. "ΕΝ 1991-1-4/ΝΑ: Εθνικό Προσάρτημα στον Ευρωκώδικα 1 - Δράσεις ανέμου (Χάρτης Ελλάδος)." Ελληνικός Οργανισμός Τυποποίησης, Αθήνα.
6. ΕΛΟΤ. "ΕΝ 1991-1-5/ΝΑ: Εθνικό Προσάρτημα στον Ευρωκώδικα 1 - Θερμοκρασιακά φορτία (Χάρτης Ελλάδος)." Ελληνικός Οργανισμός Τυποποίησης, Αθήνα.
7. ΕΛΟΤ. "ΕΝ 1998-1/ΝΑ: Εθνικό Προσάρτημα στον Ευρωκώδικα 8 - Σχεδιασμός φορέων έναντι σεισμού." Ελληνικός Οργανισμός Τυποποίησης, Αθήνα.
8. Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών ΕΜΠ. (2022). "Τυπολόγιο διαστασιολόγησης κατασκευών από χάλυβα σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες." Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
9. Εργαστήριο Οπλισμένου Σκυροδέματος ΕΜΠ. (2020). "Τυπολόγιο για τα μαθήματα «Σιδηροπαγές Σκυρόδεμα», «Κατασκευές από Οπλισμένο Σκυρόδεμα»" Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
10. ΟΑΣΠ. (2004). "Εθνικό Προσάρτημα ΕΑΚ 2004: Σεισμικές ζώνες Ελλάδος και κατηγορίες σπουδαιότητας. (Χάρτης Ελλάδος) ", Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού & Προστασίας, Αθήνα.
11. Beer F. P., Johnston E. R., DeWolf J. T., Mazurek D. F. (2015). *Mechanics of Materials* (7th ed.). McGraw-Hill Education, New York, NY.
12. Bowles J. E. (1997). *Foundation Analysis and Design* (5th ed.). McGraw-Hill, New York, NY.
13. CEN. "EN 1990: Eurocode: Basis of structural design." European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
14. CEN. "EN 1991: Eurocode 1: Actions on structures." European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
15. CEN. "EN 1992: Eurocode 2: Design of concrete structures." European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
16. CEN. "EN 1993: Eurocode 3: Design of steel structures." European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
17. CEN. "EN 1994: Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures." European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
18. CEN. "EN 1997: Eurocode 7: Geotechnical design." European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.

19. CEN. "EN 1998: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance." European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
20. DIN. (2010). "DIN 18008: Glass in Building – Design and construction rules." Deutsches Institut für Normung, Berlin, Germany.
21. Getzner. (n.d.). "Sylomer SR 11 and SR 450 Data Sheets." Getzner Werkstoffe GmbH, <https://www.getzner.com/en/products/sylomer> (Jun. 27, 2026).
22. Harris C. M., Piersol A. G. (Eds.). (2002). *Harris' Shock and Vibration Handbook* (5th ed.). McGraw-Hill Education.
23. Rao S. S. (2011). *Mechanical Vibrations* (5th ed.). Prentice Hall.
24. IHFG. (n.d.). "International Health Facility Guidelines (IHFG):" <https://www.healthfacilityguidelines.com/> (Jun. 27, 2026).
25. Metecno. (n.d.). "Superwall HF Cladding: Load Tables and Installation Guide." <https://metecno.gr/index.php/el/products-and-services/mineral-wool-wall-panels-w/superwall-hf> (Jun. 27, 2026).
26. Promat. (2017). "Zertifikat EFR-17-004159: PROMASPRAY P300." KN 415.22 and 445.22 Document. <https://www.promat.com/de-at/brandschutz/produkte-konstruktionen/produkte/spritzputz/promaspray-p300/downloads> (Jun. 27, 2026).
27. Surana M., Singh Y., Lang D. H. (2016). "Seismic performance of concrete-shear-wall buildings in India." *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, 169(11), 809-824, https://www.researchgate.net/publication/305819647_Seismic_performance_of_concrete-shear-wall_buildings_in_India (Jun. 27, 2026).
28. Siemens Healthineers. (2026). "Magnetom Flow, Magnetic Resonance Implementation Site Planning 01/23/2026." <https://siemenshealthineers13.autodesk360.com/g/shares/SH28cd1QT2badd0ea72b163a683604fc87c9> (Jun. 27, 2026).
29. Siemens Healthineers. (2026). "Magnetom Flow, 3D Model." <https://siemenshealthineers13.autodesk360.com/g/shares/SH28cd1QT2badd0ea72bc78f9c282dca b353> (Jun. 27, 2026).

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΝΤΟΧΗΣ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΣΕ ΟΚΑ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 3

Έλεγχος Διατομής Κύριας Δοκού



Εικόνα Α-0-1: Θέση της κρίσιμης κύριας δοκού για την οποία θα γίνουν οι έλεγχοι

Έλεγχος Εφελκυσμού

(Tension - EN 1993-1-1, 6.2.3)

$$\begin{aligned} N_{pl,Rd} &= A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\ &= 62.60 \text{ cm}^2 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\ &= 2222.300 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{t,Rd} &= N_{pl,Rd} \\ &= 2222.30 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta &= \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \\ &= \frac{672.38 \text{ kN}}{2222.30 \text{ kN}} \\ &= 0.303 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.303 \leq 1 \quad \checkmark$$

$N_{pl,Rd}$ Design plastic axial resistance

A Sectional area

f_y Yield strength

γ_{M0} Partial factor

$N_{t,Rd}$ Design axial force resistance

$N_{t,Ed}$ Design tension force

Έλεγχος Θλίψης

(Compression - EN 1993-1-1, 6.2.4)

$$\begin{aligned}
 N_{c,Rd} &= A_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\
 &= 60.99 \text{ cm}^2 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 2165.01 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_N &= \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \\
 &= \frac{773.38 \text{ kN}}{2165.01 \text{ kN}} \\
 &= 0.357
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \eta_N \\
 &= 0.357
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.357 \leq 1 \quad \checkmark$$

 $N_{c,Rd}$ Design axial force resistance A_{eff} Effective area of section f_y Yield strength γ_{M0} Partial factor η_N Design component for N $N_{c,Ed}$ Design compression force**Έλεγχος Διάτμησης στον z άξονα**

(Shear in z-axis - EN 1993-1-1, 6.2.6(2) - Plastic design)

$$\begin{aligned}
 V_{pl,z,Rd} &= \frac{A_{v,z} \cdot \left(\frac{f_{y,w}}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \\
 &= \frac{30.80 \text{ cm}^2 \cdot \left(\frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3}} \right)}{1.00} \\
 &= 631.33 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c,z,Rd} &= V_{pl,z,Rd} \\
 &= 631.33 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{Vz} &= \frac{V_{z,Ed}}{V_{c,z,Rd}} \\
 &= \frac{158.07 \text{ kN}}{631.33 \text{ kN}} \\
 &= 0.250
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \eta_{Vz} \\
 &= 0.250
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.250 \leq 1 \quad \checkmark$$

 $V_{pl,z,Rd}$ Design shear force resistance $A_{v,z}$ Shear area $f_{y,w}$ Yield strength of web γ_{M0} Partial factor $V_{c,z,Rd}$ Shear force resistance η_{Vz} Design component for V_z $V_{z,Ed}$ Design shear force

Έλεγχος Διάτμησης στον γ άξονα

(Shear in γ-axis - EN 1993-1-1, 6.2.6(2) - Plastic design)

Η διάτμηση στον ασθενή άξονα προκύπτει πρακτικά μηδενική, διότι η επιβολή των φορτίων προκαλούν σχεδόν μόνο κατακόρυφες τέμνουσες εντάσεις χωρίς σημαντικές εγκάρσιες δράσεις πάνω στην δοκό.

DS7	RC1		0.001 ✓	SP3200.02	Section Proof Shear in γ-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.6(2) Plastic design
-----	-----	--	---------	-----------	--

Έλεγχος Διάτμησης

(Shear - EN 1993-1-1, 6.2.6(4) - Elastic design)

$$\begin{aligned}\tau_{Rd} &= \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \\ &= \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1.00} \\ &= 204.959 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta &= \frac{|\tau_{Ed}|}{\tau_{Rd}} \\ &= \frac{|71.912 \text{ N/mm}^2|}{204.959 \text{ N/mm}^2} \\ &= 0.351\end{aligned}$$

η	$=$	$0.351 \leq 1$ ✓
--------	-----	------------------

 τ_{Rd} Design shear strength f_y Yield strength of stress point γ_{M0} Partial factor τ_{Ed} Design shear stress**Έλεγχος Διατμητικού Λυγισμού**

(Shear buckling - EN 1993-1-5, 5.1, 5.2, 5.3, 5.5)

Ο έλεγχος έναντι διατμητικού λυγισμού του κορμού δεν χρειάζεται αφού η διατομή είναι κατηγορίας 1

$$h_w/t_w = (330 - 2 \cdot 11.5) / 7.5 = 40.93 < 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot \sqrt{(235/355)} = 72 \cdot 0.81 = 58.32$$

DS1	CO1		0.000 ✓	SP3500.00	Section Proof Shear buckling acc. to EN 1993-1-5, 5.1, 5.2, 5.3, 5.5
-----	-----	--	---------	-----------	--

Έλεγχος Κάμψης περί τον γ άξονα

(Bending about γ-axis - EN 1993-1-1, 6.2.5 - Plastic design)

$$\begin{aligned}
 V_{pl,z,Rd} &= \frac{A_{v,z} \cdot \left(\frac{f_{y,w}}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \\
 &= \frac{30.80 \text{ cm}^2 \cdot \left(\frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3}} \right)}{1.00} \\
 &= 631.33 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{z,Rd,min} &= V_{pl,z,Rd} \\
 &= 631.33 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{Vz} &= \frac{V_{z,Ed}}{V_{z,Rd,min}} \\
 &= \frac{5.04 \text{ kN}}{631.33 \text{ kN}} \\
 &= 0.008
 \end{aligned}$$

Acc. to EN 1993-1-1, 6.2.8(2) or 6.2.10(2), the effect of the shear force/stress in the z-axis is neglected because it is less than half of the shear resistance.

$$\begin{aligned}
 M_{pl,y,Rd} &= \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \\
 &= 804.00 \text{ cm}^3 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 285.42 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{My} &= \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} \\
 &= \frac{91.74 \text{ kNm}}{285.42 \text{ kNm}} \\
 &= 0.321
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \eta_{My} \\
 &= 0.321
 \end{aligned}$$

$$\boxed{\eta = 0.321 \leq 1 \quad \checkmark}$$

$V_{pl,z,Rd}$ Design shear force resistance

$A_{v,z}$ Shear area

$f_{y,w}$ Yield strength of web

γ_{M0} Partial factor

η_{Vz} Design component for V_z

$V_{z,Ed}$ Design shear force

$V_{z,Rd,min}$ Design shear force resistance

$M_{pl,y,Rd}$ Design moment resistance

$W_{pl,y}$ Plastic section modulus

f_y Yield strength

η_{My} Design component for M_y

$M_{y,Ed}$ Design bending moment

Έλεγχος Κάμψης περί τον z άξονα

(Bending about z-axis - EN 1993-1-1, 6.2.5 - Plastic design)

D57 RC1 0.004 ✓ SP5100.03 Section Proof Bending about z-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.5 | Plastic design

Συνδυαστικός Έλεγχος Κάμψης και Διάτμησης

(Axial and shear stress - EN 1993-1-1, 6.2.1(5) - Elastic design)

$$\eta_{6.1} = \sqrt{\left(\frac{\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y}}{\gamma_{M0}}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{\frac{\tau_{Ed}}{f_y}}{\gamma_{M0}}\right)^2}$$

$$= \sqrt{\left(\frac{\frac{-71.310 \text{ N/mm}^2}{355.000 \text{ N/mm}^2}}{1.00}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{\frac{36.802 \text{ N/mm}^2}{355.000 \text{ N/mm}^2}}{1.00}\right)^2}$$

$$= 0.269$$

$$\eta = \eta_{6.1}$$

$$= 0.269$$

$$\eta = 0.269 \leq 1 \quad \checkmark$$

 $\eta_{6.1}$ Design ratio $\sigma_{x,Ed}$ Design axial stress f_y Yield strength of stress point γ_{M0} Partial factor τ_{Ed} Design shear stress**Συνδυαστικός Έλεγχος Κάμψης, Διάτμησης και Αξονικής Δύναμης**

(Bending, axial force and shear - EN 1993-1-1, 6.2.9.2, 6.2.9.3 or 6.2.10 Elastic design)

$$\sigma_{x,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$= \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00}$$

$$= 355.000 \text{ N/mm}^2$$

$$\eta = \frac{|\sigma_{x,Ed}|}{\sigma_{x,Rd}}$$

$$= \frac{|-87.186 \text{ N/mm}^2|}{355.000 \text{ N/mm}^2}$$

$$= 0.246$$

$$\eta = 0.246 \leq 1 \quad \checkmark$$

 $\sigma_{x,Rd}$ Design axial strength f_y Yield strength of stress point γ_{M0} Partial factor $\sigma_{x,Ed}$ Design axial stress

Συνδυαστικός Έλεγχος Διαξονικής Κάμψης, Αξονικής Δύναμης και Διάτμησης

(Biaxial bending, axial force and shear - EN 1993-1-1, 6.2.9.1, 6.2.10 -Plastic design)

DS7 RC1 0.016 ✓ SP6500.01 Section Proof | Biaxial bending, axial force and shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.9.1, 6.2.10 | Plastic design

Συνδυαστικός Έλεγχος Κάμψης περί τον γ-αξ., Αξονικής Δύναμης και Διάτμησης

(Bending about γ-axis, axial force and shear - EN 1993-1-1, 6.2.9.1, 6.2.10 - Plastic design)

$$\begin{aligned}
 V_{pl,z,Rd} &= \frac{A_{v,z} \cdot \left(\frac{f_{y,w}}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \\
 &= \frac{30.80 \text{ cm}^2 \cdot \left(\frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3}} \right)}{1.00} \\
 &= 631.33 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{z,Rd,min} &= V_{pl,z,Rd} \\
 &= 631.33 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{Vz} &= \frac{V_{z,Ed}}{V_{z,Rd,min}} \\
 &= \frac{147.33 \text{ kN}}{631.33 \text{ kN}} \\
 &= 0.233
 \end{aligned}$$

Acc. to EN 1993-1-1, 6.2.8(2) or 6.2.10(2), the effect of the shear force/stress in the z-axis is neglected because it is less than half of the shear resistance.

$$\begin{aligned}
 N_{pl,Rd} &= A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\
 &= 62.60 \text{ cm}^2 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 2222.300 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pl,y,Rd} &= W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\
 &= 804.00 \text{ cm}^3 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 285.42 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{lim,6.33} &= 0.25 \cdot N_{pl,Rd} \\
 &= 0.25 \cdot 2222.300 \text{ kN} \\
 &= 555.575 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{lim,6.34} &= 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot \frac{f_{y,w}}{\gamma_{M0}} \\
 &= 0.5 \cdot 307.0 \text{ mm} \cdot 7.5 \text{ mm} \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 408.694 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$N_{Ed} > N_{lim,6.33}$$

$$N_{Ed} > N_{lim,6.34}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} \\ &= \frac{62.60 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 160.0 \text{ mm} \cdot 11.5 \text{ mm}}{62.60 \text{ cm}^2} \\ &= 0.412 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \\ &= \frac{649.78 \text{ kN}}{2222.300 \text{ kN}} \\ &= 0.292 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{N,y,Rd} &= M_{pl,y,Rd} \cdot \frac{1 - n}{1 - 0.5 \cdot a} \\ &= 285.42 \text{ kNm} \cdot \frac{1 - 0.292}{1 - 0.5 \cdot 0.412} \\ &= 254.39 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta_{6.31} &= \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \\ &= \frac{91.73 \text{ kNm}}{254.39 \text{ kNm}} \\ &= 0.361 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta_N &= \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \\ &= \frac{649.78 \text{ kN}}{2222.300 \text{ kN}} \\ &= 0.292 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta_{My} &= M_{y,Ed} \cdot \frac{1 - 0.5 \cdot a}{M_{pl,y,Rd}} \\ &= 91.73 \text{ kNm} \cdot \frac{1 - 0.5 \cdot 0.412}{285.42 \text{ kNm}} \\ &= 0.255 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta &= \eta_N + \eta_{My} \\ &= 0.292 + 0.255 \\ &= 0.548 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.548 \leq 1 \quad \checkmark$$

$V_{pl,z,Rd}$ Design shear force resistance

$A_{v,z}$ Shear area

$f_{y,w}$ Yield strength of web

γ_{M0} Partial factor

η_{Vz} Design component for V_z

$V_{z,Ed}$ Design shear force

$V_{z,Rd,min}$ Design shear force resistance

$N_{pl,Rd}$ Design plastic axial resistance

A Sectional area

f_y Yield strength

$M_{pl,y,Rd}$ Design moment resistance

W_{ply} Plastic section modulus

$N_{lim,6.33}$ Limit value of axial force

$N_{lim,6.34}$ Limit value of axial force

h_w Depth of web between flanges

t_w Web thickness

N_{Ed} Design axial force

a Ratio of web area to gross area

b Width of section

t_f Flange thickness

n Ratio of design axial force to design plastic resistance

$M_{N,y,Rd}$ Design moment resistance

$\eta_{6.31}$ Design ratio

$M_{y,Ed}$ Design bending moment

η_N Design component for N

η_{My} Design component for M_y

Έλεγχος Καμπτικού Λυγισμού περί τον γ-άξονα

(Flexural buckling about principal γ-axis - EN 1993-1-1, 6.3.1)

$$\begin{aligned}
 N_{cr,y} &= (\pi)^2 \cdot E \cdot \frac{I_y}{(L_{cr,y})^2} \\
 &= (\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{11770.00 \text{ cm}^4}{(6.000 \text{ m})^2} \\
 &= 6776.31 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\lambda}_y &= \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr,y}}} \\
 &= \sqrt{\frac{60.99 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{6776.31 \text{ kN}}} \\
 &= 0.565
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{N_{cr,y}} &= \gamma_{M1} \cdot \frac{N_{c,Ed}}{N_{cr,y}} \\
 &= 1.00 \cdot \frac{773.38 \text{ kN}}{6776.31 \text{ kN}} \\
 &= 0.114
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi_y &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0.2) + (\bar{\lambda}_y)^2 \right] \\
 &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.210 \cdot (0.565 - 0.2) + (0.565)^2 \right] \\
 &= 0.698
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \chi_y &= \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{(\Phi_y)^2 - (\bar{\lambda}_y)^2}} \\
 &= \frac{1}{0.698 + \sqrt{(0.698)^2 - (0.565)^2}} \\
 &= 0.90
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{b,y,Rd} &= \chi_y \cdot A_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \\
 &= 0.90 \cdot 60.99 \text{ cm}^2 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 1954.35 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,y,Rd}} \\
 &= \frac{773.38 \text{ kN}}{1954.35 \text{ kN}} \\
 &= 0.396
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.396 \leq 1 \quad \checkmark$$

$N_{cr,y}$	Elastic critical force
E	Modulus of elasticity
I_y	Moment of inertia
$L_{cr,y}$	Buckling length
$\bar{\lambda}_y$	Non-dimensional slenderness
A_{eff}	Effective area of section
f_y	Yield strength
$\eta_{N_{cr,y}}$	Criterion $N_{Ed} / N_{cr,y}$
γ_{M1}	Partial factor
$N_{c,Ed}$	Design compression force
Φ_y	Value to determine reduction factor χ
α_y	Imperfection factor
χ_y	Reduction factor for buckling
$N_{b,y,Rd}$	Design buckling resistance of a compression member

Έλεγχος Καμπτικού Λυγισμού περί τον z-άξονα

(Flexural buckling about principal z-axis - EN 1993-1-1, 6.3.1)

$$\begin{aligned}
 N_{cr,z} &= (\pi)^2 \cdot E \cdot \frac{I_z}{(L_{cr,z})^2} \\
 &= (\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{788.00 \text{ cm}^4}{(2.000 \text{ m})^2} \\
 &= 4083.06 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\lambda}_z &= \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr,z}}} \\
 &= \sqrt{\frac{60.99 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{4083.06 \text{ kN}}} \\
 &= 0.728
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{N_{cr,z}} &= \gamma_{M1} \cdot \frac{N_{c,Ed}}{N_{cr,z}} \\
 &= 1.00 \cdot \frac{773.38 \text{ kN}}{4083.06 \text{ kN}} \\
 &= 0.189
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi_z &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0.2) + (\bar{\lambda}_z)^2 \right] \\
 &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.340 \cdot (0.728 - 0.2) + (0.728)^2 \right] \\
 &= 0.855
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \chi_z &= \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{(\Phi_z)^2 - (\bar{\lambda}_z)^2}} \\
 &= \frac{1}{0.855 + \sqrt{(0.855)^2 - (0.728)^2}} \\
 &= 0.77
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{b,z,Rd} &= \chi_z \cdot A_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \\
 &= 0.77 \cdot 60.99 \text{ cm}^2 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 1661.77 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,z,Rd}} \\
 &= \frac{773.38 \text{ kN}}{1661.77 \text{ kN}} \\
 &= 0.465
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.465 \leq 1 \quad \checkmark$$

$N_{cr,z}$	Elastic critical force
E	Modulus of elasticity
I_z	Moment of inertia
$L_{cr,z}$	Buckling length
$\bar{\lambda}_z$	Non-dimensional slenderness
A_{eff}	Effective area of section
f_y	Yield strength
$\eta_{N_{cr,z}}$	Criterion $N_{Ed} / N_{cr,z}$
γ_{M1}	Partial factor
$N_{c,Ed}$	Design compression force
Φ_z	Value to determine reduction factor χ
α_z	Imperfection factor
χ_z	Reduction factor
$N_{b,z,Rd}$	Design buckling resistance of a compression member

Έλεγχος Στρεπτικού Λυγισμού

(Torsional buckling - EN 1993-1-1, 6.3.1)

$$\begin{aligned}
 N_{cr,T} &= \frac{1}{(i_{p,SC})^2} \cdot \left[G \cdot I_t + \frac{(\pi)^2 \cdot E \cdot I_w}{(L_{cr,T})^2} \right] \\
 &= \frac{1}{(141.5 \text{ mm})^2} \cdot \left[80769.200 \text{ N/mm}^2 \cdot 28.20 \text{ cm}^4 + \frac{(\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 199000.00 \text{ cm}^6}{(2.000 \text{ m})^2} \right] \\
 &= 6285.29 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\lambda}_T &= \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr,T}}} \\
 &= \sqrt{\frac{60.99 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{6285.29 \text{ kN}}} \\
 &= 0.587
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{N_{cr,T}} &= \gamma_{M1} \cdot \frac{N_{c,Ed}}{N_{cr,T}} \\
 &= 1.00 \cdot \frac{773.38 \text{ kN}}{6285.29 \text{ kN}} \\
 &= 0.123
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi_T &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_T \cdot (\bar{\lambda}_T - 0.2) + (\bar{\lambda}_T)^2 \right] \\
 &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.340 \cdot (0.587 - 0.2) + (0.587)^2 \right] \\
 &= 0.738
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \chi_T &= \frac{1}{\Phi_T + \sqrt{(\Phi_T)^2 - (\bar{\lambda}_T)^2}} \\
 &= \frac{1}{0.738 + \sqrt{(0.738)^2 - (0.587)^2}} \\
 &= 0.84
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{b,T,Rd} &= \chi_T \cdot A_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \\
 &= 0.84 \cdot 60.99 \text{ cm}^2 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 1826.35 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,T,Rd}} \\
 &= \frac{773.38 \text{ kN}}{1826.35 \text{ kN}} \\
 &= 0.423
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.423 \leq 1 \quad \checkmark$$

 $N_{cr,T}$ Elastic critical force $i_{p,SC}$ Polar radius of gyration about shear center G Shear modulus I_t Torsional constant E Modulus of elasticity I_w Warping constant $L_{cr,T}$ Buckling length $\bar{\lambda}_T$ Non-dimensional slenderness A_{eff} Effective area of section f_y Yield strength $\eta_{N_{cr,T}}$ Criterion $N_{Ed} / N_{cr,T}$ γ_{M1} Partial factor $N_{c,Ed}$ Design compression force Φ_T Value to determine reduction factor χ α_T Imperfection factor χ_T Reduction factor for buckling $N_{b,T,Rd}$ Design buckling resistance of a compression member

Έλεγχος Στρεπτοκαμπτικού Λυγισμού

(Lateral torsional buckling - EN 1993-1-1, 6.3.2.1)

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &= \alpha_{cr} \cdot M_{y,Ed} \\
 &= 12.62 \cdot 91.74 \text{ kNm} \\
 &= 1158.15 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\lambda}_{LT} &= \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} \\
 &= \sqrt{\frac{804.00 \text{ cm}^3 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{1158.15 \text{ kNm}}} \\
 &= 0.496
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi_{LT} &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot (\bar{\lambda}_{LT})^2 \right] \\
 &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.490 \cdot (0.496 - 0.400) + 0.750 \cdot (0.496)^2 \right] \\
 &= 0.616
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \chi_{LT} &= \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT})^2 - \beta \cdot (\bar{\lambda}_{LT})^2}} \\
 &= \frac{1}{0.616 + \sqrt{(0.616)^2 - 0.750 \cdot (0.496)^2}} \\
 &= 0.95
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f &= 1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) \cdot \left(1 - 2 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2 \right) \\
 &= 1 - 0.5 \cdot (1 - 1.000) \cdot \left(1 - 2 \cdot (0.496 - 0.8)^2 \right) \\
 &= 1.000
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \chi_{LT,mod} &= \frac{\chi_{LT}}{f} \\
 &= \frac{0.95}{1.000} \\
 &= 0.95
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{b,Rd} &= \chi_{LT,mod} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \\
 &= 0.95 \cdot 804.00 \text{ cm}^3 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 269.96 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \\
 &= \frac{91.73 \text{ kNm}}{269.96 \text{ kNm}} \\
 &= 0.340
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.340 \leq 1 \quad \checkmark$$

M_{cr}	Elastic critical moment for lateral-torsional buckling
α_{cr}	Amplifier
$M_{y,Ed}$	Design bending moment (maximum on member or set)
$\bar{\lambda}_{LT}$	Non-dimensional slenderness
$W_{pl,y}$	Plastic section modulus
f_y	Yield strength
Φ_{LT}	Value to determine reduction factor χ
α_{LT}	Imperfection factor
$\bar{\lambda}_{LT,0}$	Limiting slenderness
β	Parameter
χ_{LT}	Reduction factor for lateral-torsional buckling
f	Modification factor
k_c	Correction factor
$\chi_{LT,mod}$	Modified reduction factor for lateral-torsional buckling
$M_{b,Rd}$	Design buckling resistance moment
γ_{M1}	Partial factor
$M_{y,Ed}$	Design bending moment

Συνδυαστικός Έλεγχος Κάμψης και Αξονικής Θλίψης

(Bending and buckling about principal axes - EN 1993-1-1, 6.3.3)

$$N_{cr,y} = (\pi)^2 \cdot E \cdot \frac{I_y}{(L_{cr,y})^2}$$

$$= (\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{11770.00 \text{ cm}^4}{(6.000 \text{ m})^2}$$

$$= 6776.31 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr,y}}}$$

$$= \sqrt{\frac{60.99 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{6776.31 \text{ kN}}}$$

$$= 0.565$$

$$\Phi_y = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0.2) + (\bar{\lambda}_y)^2 \right]$$

$$= 0.5 \cdot \left[1 + 0.210 \cdot (0.565 - 0.2) + (0.565)^2 \right]$$

$$= 0.698$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{(\Phi_y)^2 - (\bar{\lambda}_y)^2}}$$

$$= \frac{1}{0.698 + \sqrt{(0.698)^2 - (0.565)^2}}$$

$$= 0.90$$

$$N_{cr,z} = (\pi)^2 \cdot E \cdot \frac{I_z}{(L_{cr,z})^2}$$

$$= (\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{788.00 \text{ cm}^4}{(2.000 \text{ m})^2}$$

$$= 4083.06 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr,z}}}$$

$$= \sqrt{\frac{60.99 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{4083.06 \text{ kN}}}$$

$$= 0.728$$

$$\Phi_z = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0.2) + (\bar{\lambda}_z)^2 \right]$$

$$= 0.5 \cdot \left[1 + 0.340 \cdot (0.728 - 0.2) + (0.728)^2 \right]$$

$$= 0.855$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{(\Phi_z)^2 - (\bar{\lambda}_z)^2}}$$

$$= \frac{1}{0.855 + \sqrt{(0.855)^2 - (0.728)^2}}$$

$$= 0.77$$

$$M_{cr} = \alpha_{cr} \cdot M_{y,Ed}$$

$$= 12.64 \cdot 91.65 \text{ kNm}$$

$$= 1158.69 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{eff,y} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$$= \sqrt{\frac{713.32 \text{ cm}^3 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{1158.69 \text{ kNm}}}$$

$$= 0.467$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot (\bar{\lambda}_{LT})^2 \right]$$

$$= 0.5 \cdot \left[1 + 0.490 \cdot (0.467 - 0.400) + 0.750 \cdot (0.467)^2 \right]$$

$$= 0.598$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT})^2 - \beta \cdot (\bar{\lambda}_{LT})^2}}$$

$$= \frac{1}{0.598 + \sqrt{(0.598)^2 - 0.750 \cdot (0.467)^2}}$$

$$= 0.96$$

$$f = 1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) \cdot \left(1 - 2 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2 \right)$$

$$= 1 - 0.5 \cdot (1 - 1.000) \cdot \left(1 - 2 \cdot (0.467 - 0.8)^2 \right)$$

$$= 1.000$$

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f}$$

$$= \frac{0.96}{1.000}$$

$$= 0.96$$

$$N_{Rk} = A_{eff} \cdot f_y$$

$$= 60.99 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2$$

$$= 2165.010 \text{ kN}$$

$$M_{y,Rk} = W_{eff,y} \cdot f_y$$

$$= 713.32 \text{ cm}^3 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2$$

$$= 253.23 \text{ kNm}$$

$$\alpha_{h,y} = \frac{M_{h,y}}{M_{s,y}}$$

$$= \frac{0.00 \text{ kNm}}{83.17 \text{ kNm}}$$

$$= 0.000$$

$$C_{my} = 0.9 + 0.1 \cdot \alpha_{h,y}$$

$$= 0.9 + 0.1 \cdot 0.000$$

$$= 0.900$$

$$\begin{aligned}\alpha_{s,y,LT} &= \frac{M_{s,y,LT}}{M_{h,y,LT}} \\ &= \frac{11.84 \text{ kNm}}{86.96 \text{ kNm}} \\ &= 0.136\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C_{mLT} &= 0.2 + 0.8 \cdot \alpha_{s,y,LT} \\ &= 0.2 + 0.8 \cdot 0.136 \\ &= 0.309\end{aligned}$$

$$C_{mLT} = 0.4$$

$$\begin{aligned}k_{yy} &= C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \\ &= 0.900 \cdot \left(1 + 0.6 \cdot 0.565 \cdot \frac{773.38 \text{ kN}}{0.90 \cdot \frac{2165.010 \text{ kN}}{1.00}} \right) \\ &= 1.021\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}k_{yy} &= \min \left(k_{yy}, C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \right) \\ &= \min \left(1.021, 0.900 \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{773.38 \text{ kN}}{0.90 \cdot \frac{2165.010 \text{ kN}}{1.00}} \right) \right) \\ &= 1.021\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}k_{zy} &= 1 - 0.05 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{c,Ed}}{(C_{mLT} - 0.25) \cdot \chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \\ &= 1 - 0.05 \cdot 0.728 \cdot \frac{773.38 \text{ kN}}{(0.400 - 0.25) \cdot 0.77 \cdot \frac{2165.010 \text{ kN}}{1.00}} \\ &= 0.887\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}k_{zy} &= \max \left(k_{zy}, 1 - 0.05 \cdot \frac{N_{c,Ed}}{(C_{mLT} - 0.25) \cdot \chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \\ &= \max \left(0.887, 1 - 0.05 \cdot \frac{773.38 \text{ kN}}{(0.400 - 0.25) \cdot 0.77 \cdot \frac{2165.010 \text{ kN}}{1.00}} \right) \\ &= 0.887\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta_{N6.61} &= \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \\ &= \frac{773.38 \text{ kN}}{0.90 \cdot \frac{2165.010 \text{ kN}}{1.00}} \\ &= 0.396\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta_{My6.61} &= k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \\ &= 1.021 \cdot \frac{91.65 \text{ kNm}}{0.96 \cdot \frac{253.23 \text{ kNm}}{1.00}} \\ &= 0.384\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta_{6.61} &= \eta_{N6.61} + \eta_{My6.61} \\ &= 0.396 + 0.384 \\ &= 0.780\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta_{N6.62} &= \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \\ &= \frac{773.38 \text{ kN}}{0.77 \cdot \frac{2165.010 \text{ kN}}{1.00}} \\ &= 0.465\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta_{My6.62} &= k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \\ &= 0.887 \cdot \frac{91.65 \text{ kNm}}{0.96 \cdot \frac{253.23 \text{ kNm}}{1.00}} \\ &= 0.334\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta_{6.62} &= \eta_{N6.62} + \eta_{My6.62} \\ &= 0.465 + 0.334 \\ &= 0.799\end{aligned}$$

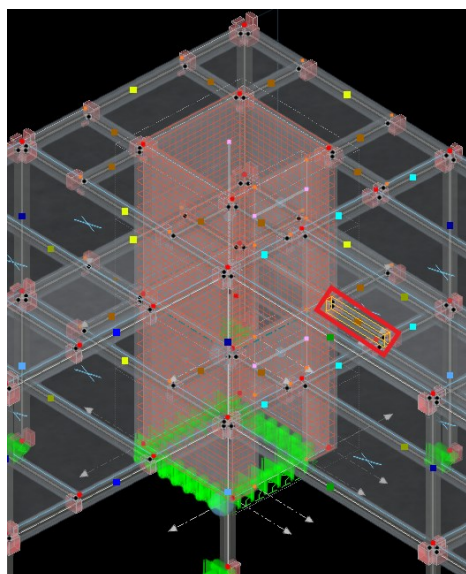
$$\begin{aligned}\eta &= \max(\eta_{6.61}, \eta_{6.62}) \\ &= \max(0.780, 0.799) \\ &= 0.799\end{aligned}$$

$$\eta = 0.799 \leq 1 \quad \checkmark$$

$\alpha_{s,y,LT}$	Factor
$M_{s,y,LT}$	Sagging moment
$M_{h,y,LT}$	Hogging moment
C_{mLT}	Equivalent uniform moment factor
k_{yy}	Interaction factor
$N_{c,Ed}$	Design compression force
γ_{M1}	Partial factor
k_{zy}	Interaction factor
$\eta_{N6.61}$	Design component for N
$\eta_{My6.61}$	Design component for M_y
$M_{y,Ed}$	Design bending moment (maximum on segment)
$\eta_{6.61}$	Design ratio
$\eta_{N6.62}$	Design component for N
$\eta_{My6.62}$	Design component for M_y
$\eta_{6.62}$	Design ratio

Πίνακας Α-0-1: Συγκεντρωτικός Πίνακας Ελέγχων Κύριας Δοκού

Member No.	Location x [m]	Stress Point No.	Construction Stage	Design Situation	Loading No.	Design Check Ratio η [-]	Design Check Type	Description
25	Beam 25 - IPE 330 3 - S355 L: 6.000 m							
	3.000 $\frac{1}{2}$			DS1	CO56	0.303 ✓	SP1100.00	Section Proof Tension acc. to EN 1993-1-1, 6.2.3
	0.000 ∞			DS1	CO58	0.357 ✓	SP1200.00	Section Proof Compression acc. to EN 1993-1-1, 6.2.4
	1.000			DS1	CO58	0.250 ✓	SP3100.02	Section Proof Shear in z-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.6(2) Plastic design
	6.000 ∞			DS7	RC1	0.001 ✓	SP3200.02	Section Proof Shear in y-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.6(2) Plastic design
	0.000 ∞	21		DS1	CO58	0.351 ✓	SP3400.02	Section Proof Shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.6(4) Elastic design
	0.000 ∞			DS1	CO1	0.000 ✓	SP3500.00	Section Proof Shear buckling acc. to EN 1993-1-5, 5.1, 5.2, 5.3, 5.5
	4.000 $\frac{1}{3}$			DS1	CO66	0.321 ✓	SP4100.03	Section Proof Bending about y-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.5 Plastic design
	0.500			DS7	RC1	0.004 ✓	SP5100.03	Section Proof Bending about z-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.5 Plastic design
	0.500	26		DS7	RC1	0.269 ✓	SP6100.00	Section Proof Axial and shear stress acc. to EN 1993-1-1, 6.2.1(5) Elastic design
	0.500	1		DS1	CO58	0.246 ✓	SP6200.00	Section Proof Bending, axial force and shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.9.2, 6.2.9.3 or 6.2.10 Elastic design
	4.000 $\frac{1}{3}$			DS7	RC1	0.016 ✓	SP6500.01	Section Proof Biaxial bending, axial force and shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.9.1, 6.2.10 Plastic design
	4.000 $\frac{1}{3}$			DS1	CO66	0.548 ✓	SP6500.02	Section Proof Bending about y-axis, axial force and shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.9.1, 6.2.10 Plastic design
	0.000 ∞			DS1	CO58	0.396 ✓	ST1100.00	Stability Flexural buckling about principal y-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.3.1
	0.000 ∞			DS1	CO58	0.465 ✓	ST1300.00	Stability Flexural buckling about principal z-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.3.1
	0.000 ∞			DS1	CO58	0.423 ✓	ST1500.00	Stability Torsional buckling acc. to EN 1993-1-1, 6.3.1
	4.000 $\frac{1}{3}$			DS1	CO66	0.340 ✓	ST2100.00	Stability Lateral torsional buckling acc. to EN 1993-1-1, 6.3.2.1
	0.000 ∞			DS1	CO58	0.799 ✓	ST3100.00	Stability Bending and buckling about principal axes acc. to EN 1993-1-1, 6.3.3
	3.000 $\frac{1}{2}$			DS8	CO163	0.207 ✓	FR1100.00	Fire Resistance Tension acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.1
	0.000 ∞			DS8	CO163	0.354 ✓	FR1200.00	Fire Resistance Compression acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3
	1.000			DS8	CO163	0.169 ✓	FR3100.02	Fire Resistance Shear in z-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3(6) Plastic design
	0.500	11		DS8	CO163	0.355 ✓	FR3400.02	Fire Resistance Shear acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.4(4)
	4.000 $\frac{1}{3}$			DS8	CO163	0.185 ✓	FR4100.03	Fire Resistance Bending about y-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3 Plastic design
	0.500	1		DS8	CO163	0.206 ✓	FR6200.00	Fire Resistance Bending, axial force and shear acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.4 Elastic design
	3.500			DS8	CO163	0.344 ✓	FR6500.02	Fire Resistance Bending about y-axis, axial force and shear acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3 Plastic design
	0.000 ∞			DS8	CO163	0.479 ✓	FS1100.00	Fire Resistance - Stability Flexural buckling about principal y-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.2
	0.000 ∞			DS8	CO163	0.538 ✓	FS1300.00	Fire Resistance - Stability Flexural buckling about principal z-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.2
	0.000 ∞			DS8	CO163	0.486 ✓	FS1500.00	Fire Resistance - Stability Torsional buckling acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.2

Έλεγχος Διατομής Συνδετήριας Δοκού με Πυρήνα Σκυροδέματος

Εικόνα Α-0-2: Θέση κρίσιμης συνδετήριας δοκού στον φορέα

Έλεγχος Εφελκυσμού

(Tension - EN 1993-1-1, 6.2.3)

$$\begin{aligned}
 N_{pl,Rd} &= A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\
 &= 53.80 \text{ cm}^2 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 1909.900 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{t,Rd} &= N_{pl,Rd} \\
 &= 1909.90 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \\
 &= \frac{1082.00 \text{ kN}}{1909.90 \text{ kN}} \\
 &= 0.567
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.567 \leq 1 \quad \checkmark$$

$N_{pl,Rd}$ Design plastic axial resistance
 A Sectional area
 f_y Yield strength
 γ_{M0} Partial factor
 $N_{t,Rd}$ Design axial force resistance
 $N_{t,Ed}$ Design tension force

Έλεγχος Θλίψης

(Compression - EN 1993-1-1, 6.2.4)

$$\begin{aligned}
 N_{c,Rd} &= A_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\
 &= 52.71 \text{ cm}^2 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 1871.25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_N &= \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \\
 &= \frac{1249.64 \text{ kN}}{1871.25 \text{ kN}} \\
 &= 0.668
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \eta_N \\
 &= 0.668
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.668 \leq 1 \quad \checkmark$$

 $N_{c,Rd}$ Design axial force resistance A_{eff} Effective area of section f_y Yield strength γ_{M0} Partial factor η_N Design component for N $N_{c,Ed}$ Design compression force**Έλεγχος Διάτμησης στον z-άξονα**

(Shear in z-axis - EN 1993-1-1, 6.2.6(2) - Plastic design)

$$\begin{aligned}
 V_{pl,z,Rd} &= \frac{A_{v,z} \cdot \left(\frac{f_{y,w}}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \\
 &= \frac{25.67 \text{ cm}^2 \cdot \left(\frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3}} \right)}{1.00} \\
 &= 526.12 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c,z,Rd} &= V_{pl,z,Rd} \\
 &= 526.12 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{Vz} &= \frac{V_{z,Ed}}{V_{c,z,Rd}} \\
 &= \frac{99.70 \text{ kN}}{526.12 \text{ kN}} \\
 &= 0.190
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \eta_{Vz} \\
 &= 0.190
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.190 \leq 1 \quad \checkmark$$

 $V_{pl,z,Rd}$ Design shear force resistance $A_{v,z}$ Shear area $f_{y,w}$ Yield strength of web γ_{M0} Partial factor $V_{c,z,Rd}$ Shear force resistance η_{Vz} Design component for V_z $V_{z,Ed}$ Design shear force

Έλεγχος Διάτμησης

(Shear - EN 1993-1-1, 6.2.6(4) - Elastic design)

$$\begin{aligned}
 \tau_{Rd} &= \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \\
 &= \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1.00} \\
 &= 204.959 \text{ N/mm}^2 \\
 \eta &= \frac{|\tau_{Ed}|}{\tau_{Rd}} \\
 &= \frac{|-71.991 \text{ N/mm}^2|}{204.959 \text{ N/mm}^2} \\
 &= 0.351 \\
 \eta &= 0.351 \leq 1 \quad \checkmark
 \end{aligned}$$

 τ_{Rd} Design shear strength f_y Yield strength of stress point γ_{M0} Partial factor τ_{Ed} Design shear stress**Έλεγχος Διατμητικού Λυγισμού**

(Shear buckling - EN 1993-1-5, 5.1, 5.2, 5.3, 5.5)

Η διατομή IPE 300 είναι κατηγορίας 1.

$$h_w/t_w = (300 - 2 \cdot 10.7) / 7.1 = 39.24 < 70 \cdot \varepsilon = 58.32$$

DS1 | CO1 | | 0.000 ✓ | SP3500.00 | Section Proof | Shear buckling acc. to EN 1993-1-5, 5.1, 5.2, 5.3, 5.5

Έλεγχος Κάμψης περί τον γ-άξονα

(Bending about y-axis - EN 1993-1-1, 6.2.5 - Plastic design)

$$\begin{aligned}
 V_{pl,z,Rd} &= \frac{A_{v,z} \cdot \left(\frac{f_{y,w}}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \\
 &= \frac{25.67 \text{ cm}^2 \cdot \left(\frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3}} \right)}{1.00} \\
 &= 526.12 \text{ kN} \\
 V_{z,Rd,min} &= V_{pl,z,Rd} \\
 &= 526.12 \text{ kN} \\
 \eta_{Vz} &= \frac{V_{z,Ed}}{V_{z,Rd,min}} \\
 &= \frac{92.56 \text{ kN}}{526.12 \text{ kN}} \\
 &= 0.176
 \end{aligned}$$

Acc. to EN 1993-1-1, 6.2.8(2) or 6.2.10(2), the effect of the shear force/stress in the z-axis is neglected because it is less than half of the shear resistance.

$$\begin{aligned}
 M_{pl,y,Rd} &= \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \\
 &= \frac{628.00 \text{ cm}^3 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 222.94 \text{ kNm} \\
 \eta_{My} &= \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} \\
 &= \frac{27.93 \text{ kNm}}{222.94 \text{ kNm}} \\
 &= 0.125 \\
 \eta &= \eta_{My} \\
 &= 0.125 \\
 \eta &= 0.125 \leq 1 \quad \checkmark
 \end{aligned}$$

 $V_{pl,z,Rd}$ Design shear force resistance $A_{v,z}$ Shear area $f_{y,w}$ Yield strength of web γ_{M0} Partial factor η_{Vz} Design component for V_z $V_{z,Ed}$ Design shear force $V_{z,Rd,min}$ Design shear force resistance $M_{pl,y,Rd}$ Design moment resistance $W_{pl,y}$ Plastic section modulus f_y Yield strength η_{My} Design component for M_y $M_{y,Ed}$ Design bending moment

Έλεγχος Κάμψης περί τον z-άξονα

(Bending about z-axis - EN 1993-1-1, 6.2.5 - Plastic design)

DS7 RC1 0.004 ✓ SP5100.03 Section Proof | Bending about z-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.5 | Plastic design

Συνδυαστικός Έλεγχος Κάμψης, Διάτμησης και Αξονικής Δύναμης

(Bending, axial force and shear - EN 1993-1-1, 6.2.9.2, 6.2.9.3 or 6.2.10 Elastic design)

$$\begin{aligned}\sigma_{x,Rd} &= \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\ &= \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\ &= 355.000 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta &= \frac{|\sigma_{x,Ed}|}{\sigma_{x,Rd}} \\ &= \frac{|-153.216 \text{ N/mm}^2|}{355.000 \text{ N/mm}^2} \\ &= 0.432\end{aligned}$$

$$\eta = 0.432 \leq 1 \quad \checkmark$$

 $\sigma_{x,Rd}$ Design axial strength f_y Yield strength of stress point γ_{M0} Partial factor $\sigma_{x,Ed}$ Design axial stress**Συνδυαστικός Έλεγχος Διαξονικής Κάμψης, Αξονικής Δύναμης και Διάτμησης**

(Biaxial bending, axial force and shear - EN 1993-1-1, 6.2.9.1, 6.2.10 Plastic design)

DS7 RC1 0.017 ✓ SP6500.01 Section Proof | Biaxial bending, axial force and shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.9.1, 6.2.10 | Plastic design

Συνδυαστικός Έλεγχος Κάμψης περί τον γ-αξ., Αξονικής Δύναμης και Διάτμησης

(Bending about γ-axis, axial force and shear - EN 1993-1-1, 6.2.9.1, 6.2.10 Plastic design)

$$\begin{aligned}
 V_{pl,z,Rd} &= \frac{A_{v,z} \cdot \left(\frac{f_{y,w}}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \\
 &= \frac{25.67 \text{ cm}^2 \cdot \left(\frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3}} \right)}{1.00} \\
 &= 526.12 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{z,Rd,min} &= V_{pl,z,Rd} \\
 &= 526.12 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{Vz} &= \frac{V_{z,Ed}}{V_{z,Rd,min}} \\
 &= \frac{96.82 \text{ kN}}{526.12 \text{ kN}} \\
 &= 0.184
 \end{aligned}$$

Acc. to EN 1993-1-1, 6.2.8(2) or 6.2.10(2), the effect of the shear force/stress in the z-axis is neglected because it is less than half of the shear resistance.

$$\begin{aligned}
 N_{pl,Rd} &= A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\
 &= 53.80 \text{ cm}^2 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 1909.900 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pl,y,Rd} &= W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\
 &= 628.00 \text{ cm}^3 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 222.94 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{lim,6.33} &= 0.25 \cdot N_{pl,Rd} \\
 &= 0.25 \cdot 1909.900 \text{ kN} \\
 &= 477.475 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{lim,6.34} &= 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot \frac{f_{y,w}}{\gamma_{M0}} \\
 &= 0.5 \cdot 278.6 \text{ mm} \cdot 7.1 \text{ mm} \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 351.106 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$N_{Ed} \leq N_{lim,6.33}$$

$$N_{Ed} > N_{lim,6.34}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} \\
 &= \frac{53.80 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 150.0 \text{ mm} \cdot 10.7 \text{ mm}}{53.80 \text{ cm}^2} \\
 &= 0.403
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \\
 &= \frac{420.36 \text{ kN}}{1909.900 \text{ kN}} \\
 &= 0.220
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{N,y,Rd} &= M_{pl,y,Rd} \cdot \frac{1 - n}{1 - 0.5 \cdot a} \\
 &= 222.94 \text{ kNm} \cdot \frac{1 - 0.220}{1 - 0.5 \cdot 0.403} \\
 &= 217.80 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{6.31} &= \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \\
 &= \frac{14.65 \text{ kNm}}{217.80 \text{ kNm}} \\
 &= 0.067
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_N &= \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \\
 &= \frac{420.36 \text{ kN}}{1909.900 \text{ kN}} \\
 &= 0.220
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{My} &= M_{y,Ed} \cdot \frac{1 - 0.5 \cdot a}{M_{pl,y,Rd}} \\
 &= 14.65 \text{ kNm} \cdot \frac{1 - 0.5 \cdot 0.403}{222.94 \text{ kNm}} \\
 &= 0.052
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \eta_N + \eta_{My} \\
 &= 0.220 + 0.052 \\
 &= 0.273
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.273 \leq 1 \quad \checkmark$$

$V_{pl,z,Rd}$	Design shear force resistance
$A_{v,z}$	Shear area
$f_{y,w}$	Yield strength of web
γ_{M0}	Partial factor
η_{Vz}	Design component for V_z
$V_{z,Ed}$	Design shear force
$V_{z,Rd,min}$	Design shear force resistance
$N_{pl,Rd}$	Design plastic axial resistance
A	Sectional area
f_y	Yield strength
$M_{pl,y,Rd}$	Design moment resistance
W_{ply}	Plastic section modulus
$N_{lim,6.33}$	Limit value of axial force
$N_{lim,6.34}$	Limit value of axial force
h_w	Depth of web between flanges
t_w	Web thickness
N_{Ed}	Design axial force
a	Ratio of web area to gross area
b	Width of section
t_f	Flange thickness
n	Ratio of design axial force to design plastic resistance
$M_{N,y,Rd}$	Design moment resistance
$\eta_{6.31}$	Design ratio
$M_{y,Ed}$	Design bending moment
η_N	Design component for N
η_{My}	Design component for M_y

Έλεγχος Καμπτικού Λυγισμού περί τον γ-άξονα

(Flexural buckling about principal γ-axis - EN 1993-1-1, 6.3.1)

DS1 | CO1 | | 0.000 ✓ | ST1100.00 | Stability | Flexural buckling about principal γ-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.3.1

Έλεγχος Καμπτικού Λυγισμού περί τον z-άξονα

(Flexural buckling about principal z-axis - EN 1993-1-1, 6.3.1)

$$\begin{aligned}
 N_{cr,z} &= (\pi)^2 \cdot E \cdot \frac{I_z}{(L_{cr,z})^2} \\
 &= (\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{604.00 \text{ cm}^4}{(1.700 \text{ m})^2} \\
 &= 4331.70 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\lambda}_z &= \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr,z}}} \\
 &= \sqrt{\frac{52.71 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{4331.70 \text{ kN}}} \\
 &= 0.657
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{N_{cr,z}} &= \gamma_{M1} \cdot \frac{N_{c,Ed}}{N_{cr,z}} \\
 &= 1.00 \cdot \frac{1249.64 \text{ kN}}{4331.70 \text{ kN}} \\
 &= 0.288
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi_z &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0.2) + (\bar{\lambda}_z)^2 \right] \\
 &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.340 \cdot (0.657 - 0.2) + (0.657)^2 \right] \\
 &= 0.794
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \chi_z &= \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{(\Phi_z)^2 - (\bar{\lambda}_z)^2}} \\
 &= \frac{1}{0.794 + \sqrt{(0.794)^2 - (0.657)^2}} \\
 &= 0.81
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{b,z,Rd} &= \chi_z \cdot A_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \\
 &= 0.81 \cdot 52.71 \text{ cm}^2 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 1510.63 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,z,Rd}} \\
 &= \frac{1249.64 \text{ kN}}{1510.63 \text{ kN}} \\
 &= 0.827
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.827 \leq 1 \quad \checkmark$$

$N_{cr,z}$	Elastic critical force
E	Modulus of elasticity
I_z	Moment of inertia
$L_{cr,z}$	Buckling length
$\bar{\lambda}_z$	Non-dimensional slenderness
A_{eff}	Effective area of section
f_y	Yield strength
$\eta_{N_{cr,z}}$	Criterion $N_{Ed} / N_{cr,z}$
γ_{M1}	Partial factor
$N_{c,Ed}$	Design compression force
Φ_z	Value to determine reduction factor χ
α_z	Imperfection factor
χ_z	Reduction factor
$N_{b,z,Rd}$	Design buckling resistance of a compression member

Έλεγχος Στρεπτικού Λυγισμού

(Torsional buckling - EN 1993-1-1, 6.3.1)

$$\begin{aligned}
 N_{cr,T} &= \frac{1}{(i_{p,SC})^2} \cdot \left[G \cdot I_t + \frac{(\pi)^2 \cdot E \cdot I_w}{(L_{cr,T})^2} \right] \\
 &= \frac{1}{(129.4 \text{ mm})^2} \cdot \left[80769.200 \text{ N/mm}^2 \cdot 20.10 \text{ cm}^4 + \frac{(\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 126000.00 \text{ cm}^6}{(1.700 \text{ m})^2} \right] \\
 &= 6365.10 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\lambda}_T &= \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr,T}}} \\
 &= \sqrt{\frac{52.71 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{6365.10 \text{ kN}}} \\
 &= 0.542
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{N_{cr,T}} &= \gamma_{M1} \cdot \frac{N_{c,Ed}}{N_{cr,T}} \\
 &= 1.00 \cdot \frac{1249.64 \text{ kN}}{6365.10 \text{ kN}} \\
 &= 0.196
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi_T &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_T \cdot (\bar{\lambda}_T - 0.2) + (\bar{\lambda}_T)^2 \right] \\
 &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.340 \cdot (0.542 - 0.2) + (0.542)^2 \right] \\
 &= 0.705
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \chi_T &= \frac{1}{\Phi_T + \sqrt{(\Phi_T)^2 - (\bar{\lambda}_T)^2}} \\
 &= \frac{1}{0.705 + \sqrt{(0.705)^2 - (0.542)^2}} \\
 &= 0.87
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{b,T,Rd} &= \chi_T \cdot A_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \\
 &= 0.87 \cdot 52.71 \text{ cm}^2 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 1618.68 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,T,Rd}} \\
 &= \frac{1249.64 \text{ kN}}{1618.68 \text{ kN}} \\
 &= 0.772
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.772 \leq 1 \quad \checkmark$$

 $N_{cr,T}$ Elastic critical force $i_{p,SC}$ Polar radius of gyration about shear center G Shear modulus I_t Torsional constant E Modulus of elasticity I_w Warping constant $L_{cr,T}$ Buckling length $\bar{\lambda}_T$ Non-dimensional slenderness A_{eff} Effective area of section f_y Yield strength $\eta_{N_{cr,T}}$ Criterion $N_{Ed} / N_{cr,T}$ γ_{M1} Partial factor $N_{c,Ed}$ Design compression force Φ_T Value to determine reduction factor χ α_T Imperfection factor χ_T Reduction factor for buckling $N_{b,T,Rd}$ Design buckling resistance of a compression member

Έλεγχος Στρεπτοκαμπτικού Αυγισμού

(Lateral torsional buckling - EN 1993-1-1, 6.3.2.1)

DS1	CO22		0.028 ✓	ST2100.00	Stability Lateral torsional buckling acc. to EN 1993-1-1, 6.3.2.1
-----	------	--	---------	-----------	---

Συνδυαστικός Έλεγχος Κάμψης και Αξονικής Θλίψης

(Bending and buckling about principal axes - EN 1993-1-1, 6.3.3)

$$\begin{aligned}
 N_{cr,y} &= (\pi)^2 \cdot E \cdot \frac{I_y}{(L_{cr,y})^2} \\
 &= (\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{8356.00 \text{ cm}^4}{(1.700 \text{ m})^2} \\
 &= 59926.60 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\lambda}_y &= \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr,y}}} \\
 &= \sqrt{\frac{52.71 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{59926.60 \text{ kN}}} \\
 &= 0.177
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi_y &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0.2) + (\bar{\lambda}_y)^2 \right] \\
 &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.210 \cdot (0.177 - 0.2) + (0.177)^2 \right] \\
 &= 0.513
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \chi_y &= \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{(\Phi_y)^2 - (\bar{\lambda}_y)^2}} \\
 &= \frac{1}{0.513 + \sqrt{(0.513)^2 - (0.177)^2}} \\
 &= 1.01
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \chi_y &= \min(\chi_y, 1) \\
 &= \min(1.01, 1) \\
 &= 1.00
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{cr,x} &= (\pi)^2 \cdot E \cdot \frac{I_x}{(L_{cr,x})^2} \\
 &= (\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{604.00 \text{ cm}^4}{(1.700 \text{ m})^2} \\
 &= 4331.70 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\lambda}_x &= \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr,x}}} \\
 &= \sqrt{\frac{52.71 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{4331.70 \text{ kN}}} \\
 &= 0.657
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi_x &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_x \cdot (\bar{\lambda}_x - 0.2) + (\bar{\lambda}_x)^2 \right] \\
 &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.340 \cdot (0.657 - 0.2) + (0.657)^2 \right] \\
 &= 0.794
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \chi_z &= \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{(\Phi_z)^2 - (\bar{\lambda}_z)^2}} \\
 &= \frac{1}{0.794 + \sqrt{(0.794)^2 - (0.657)^2}} \\
 &= 0.81
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &= \alpha_{cr} \cdot M_{y,Ed} \\
 &= 15.06 \cdot 27.93 \text{ kNm} \\
 &= 420.45 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\lambda}_{LT} &= \sqrt{\frac{W_{eff,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} \\
 &= \sqrt{\frac{557.19 \text{ cm}^3 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{420.45 \text{ kNm}}} \\
 &= 0.686
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi_{LT} &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot (\bar{\lambda}_{LT})^2 \right] \\
 &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.340 \cdot (0.686 - 0.400) + 0.750 \cdot (0.686)^2 \right] \\
 &= 0.725
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \chi_{LT} &= \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT})^2 - \beta \cdot (\bar{\lambda}_{LT})^2}} \\
 &= \frac{1}{0.725 + \sqrt{(0.725)^2 - 0.750 \cdot (0.686)^2}} \\
 &= 0.88
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f &= 1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) \cdot \left(1 - 2 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2 \right) \\
 &= 1 - 0.5 \cdot (1 - 1.000) \cdot \left(1 - 2 \cdot (0.686 - 0.8)^2 \right) \\
 &= 1.000
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \chi_{LT,mod} &= \frac{\chi_{LT}}{f} \\
 &= \frac{0.88}{1.000} \\
 &= 0.88
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{Rk} &= A_{eff} \cdot f_y \\
 &= 52.71 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 1871.250 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{y,Rk} &= W_{eff,y} \cdot f_y \\
 &= 557.19 \text{ cm}^3 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 197.80 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{z,Rk} &= W_{eff,z} \cdot f_y \\
 &= 80.50 \text{ cm}^3 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 28.58 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{my} &= 0.6 + 0.4 \cdot \Psi_y \\ &= 0.6 + 0.4 \cdot 1.000 \\ &= 1.000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{mLT} &= 0.6 + 0.4 \cdot \Psi_{y,LT} \\ &= 0.6 + 0.4 \cdot 1.000 \\ &= 1.000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{mz} &= 0.6 + 0.4 \cdot \Psi_z \\ &= 0.6 + 0.4 \cdot 1.000 \\ &= 1.000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{yy} &= C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{c,Ed}}{Z_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \\ &= 1.000 \cdot \left(1 + 0.6 \cdot 0.177 \cdot \frac{1249.64 \text{ kN}}{1.00 \cdot \frac{1871.250 \text{ kN}}{1.00}} \right) \\ &= 1.071 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{yy} &= \min \left(k_{yy}, C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{c,Ed}}{Z_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \right) \\ &= \min \left(1.071, 1.000 \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{1249.64 \text{ kN}}{1.00 \cdot \frac{1871.250 \text{ kN}}{1.00}} \right) \right) \\ &= 1.071 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{yz} &= C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{c,Ed}}{Z_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \\ &= 1.000 \cdot \left(1 + 0.6 \cdot 0.657 \cdot \frac{1249.64 \text{ kN}}{0.81 \cdot \frac{1871.250 \text{ kN}}{1.00}} \right) \\ &= 1.326 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{yz} &= \min \left(k_{yz}, C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{c,Ed}}{Z_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \right) \\ &= \min \left(1.326, 1.000 \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{1249.64 \text{ kN}}{0.81 \cdot \frac{1871.250 \text{ kN}}{1.00}} \right) \right) \\ &= 1.326 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{zy} &= 1 - 0.05 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{c,Ed}}{(C_{mLT} - 0.25) \cdot Z_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \\ &= 1 - 0.05 \cdot 0.657 \cdot \frac{1249.64 \text{ kN}}{(1.000 - 0.25) \cdot 0.81 \cdot \frac{1871.250 \text{ kN}}{1.00}} \\ &= 0.964 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{zy} &= \max \left(k_{zy}, 1 - 0.05 \cdot \frac{N_{c,Ed}}{(C_{mLT} - 0.25) \cdot Z_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \\ &= \max \left(0.964, 1 - 0.05 \cdot \frac{1249.64 \text{ kN}}{(1.000 - 0.25) \cdot 0.81 \cdot \frac{1871.250 \text{ kN}}{1.00}} \right) \\ &= 0.964 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{zz} &= C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{c,Ed}}{Z_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \\ &= 1.000 \cdot \left(1 + 0.6 \cdot 0.657 \cdot \frac{1249.64 \text{ kN}}{0.81 \cdot \frac{1871.250 \text{ kN}}{1.00}} \right) \\ &= 1.326 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{zz} &= \min \left(k_{zz}, C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{N_{c,Ed}}{Z_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \right) \\ &= \min \left(1.326, 1.000 \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{1249.64 \text{ kN}}{0.81 \cdot \frac{1871.250 \text{ kN}}{1.00}} \right) \right) \\ &= 1.326 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta_{Mx6.61} &= k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \\ &= 1.326 \cdot \frac{0.21 \text{ kNm}}{28.58 \text{ kNm}} \\ &= 0.010 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta_{6.61} &= \eta_{N6.61} + \eta_{My6.61} + \eta_{Mx6.61} \\ &= 0.668 + 0.172 + 0.010 \\ &= 0.850 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta_{N6.62} &= \frac{N_{c,Ed}}{Z_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \\ &= \frac{1249.64 \text{ kN}}{0.81 \cdot \frac{1871.250 \text{ kN}}{1.00}} \\ &= 0.827 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta_{My6.62} &= k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{Z_{LT,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \\ &= 0.964 \cdot \frac{27.93 \text{ kNm}}{0.88 \cdot \frac{197.80 \text{ kNm}}{1.00}} \\ &= 0.155 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta_{Mx6.62} &= k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \\ &= 1.326 \cdot \frac{0.21 \text{ kNm}}{28.58 \text{ kNm}} \\ &= 0.010 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta_{6.62} &= \eta_{N6.62} + \eta_{My6.62} + \eta_{Mx6.62} \\ &= 0.827 + 0.155 + 0.010 \\ &= 0.992 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta &= \max(\eta_{6.61}, \eta_{6.62}) \\ &= \max(0.850, 0.992) \\ &= 0.992 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.992 \leq 1 \quad \checkmark$$

k_{yy} Interaction factor

$N_{c,Ed}$ Design compression force

γ_{M1} Partial factor

k_{yz} Interaction factor

k_{zy} Interaction factor

k_{zz} Interaction factor

$\eta_{N6.61}$ Design component for N

$\eta_{My6.61}$ Design component for M_y

$M_{y,Ed}$ Design bending moment (maximum on segment)

$\eta_{Mz6.61}$ Design component for M_z

$M_{z,Ed}$ Design bending moment (maximum on segment)

$\eta_{6.61}$ Design ratio

$\eta_{N6.62}$ Design component for N

$\eta_{My6.62}$ Design component for M_y

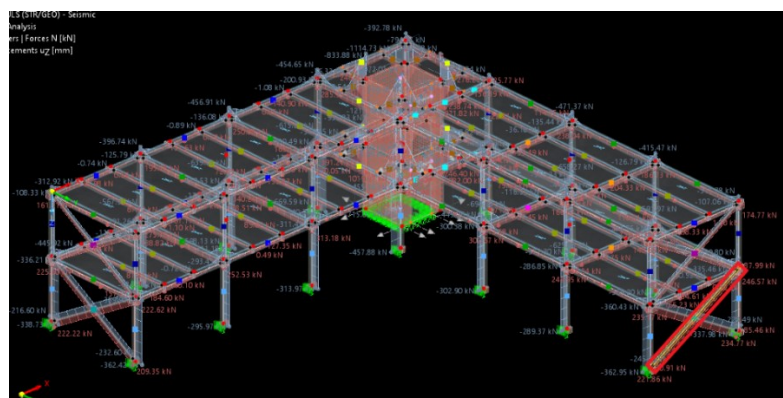
$\eta_{Mz6.62}$ Design component for M_z

$\eta_{6.62}$ Design ratio

Πίνακας Α-0-2: Συγκεντρωτικός Πίνακας Ελέγχων Συνδετήριας Δοκού με Πυρήνα Σκυροδέματος

Member No.	Location x [m]	Stress Point No.	Construction Stage	Design Situation	Loading No.	Design Check Ratio η [-]	Design Check Type	Description
189	Beam 3 - IPE 300 3 - S355 L: 1.700 m							
	1.700 ±			D57	RC1	0.567 ✓	SP1100.00	Section Proof Tension acc. to EN 1993-1-1, 6.2.3
	1.700 ±			D57	RC1	0.668 ✓	SP1200.00	Section Proof Compression acc. to EN 1993-1-1, 6.2.4
	1.133 $\frac{1}{2}$			D57	RC1	0.190 ✓	SP3100.02	Section Proof Shear in z-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.6(2) Plastic design
	1.700 ±	21		D57	RC1	0.351 ✓	SP3400.02	Section Proof Shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.6(4) Elastic design
	0.000 ±			D51	CO1	0.000 ✓	SP3500.00	Section Proof Shear buckling acc. to EN 1993-1-5, 5.1, 5.2, 5.3, 5.5
	0.567 $\frac{1}{2}$			D57	RC1	0.125 ✓	SP4100.03	Section Proof Bending about y-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.5 Plastic design
	1.133 $\frac{1}{2}$			D57	RC1	0.004 ✓	SP5100.03	Section Proof Bending about z-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.5 Plastic design
	1.133 $\frac{1}{2}$	1		D57	RC1	0.432 ✓	SP6200.00	Section Proof Bending, axial force and shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.9.2, 6.2.9.3 or 6.2.10 Elastic design
	0.567 $\frac{1}{2}$			D57	RC1	0.017 ✓	SP6500.01	Section Proof Biaxial bending, axial force and shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.9.1, 6.2.10 Plastic design
	0.850 $\frac{1}{2}$			D57	RC1	0.273 ✓	SP6500.02	Section Proof Bending about y-axis, axial force and shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.9.1, 6.2.10 Plastic design
	0.000 ±			D51	CO1	0.000 ✓	ST1100.00	Stability Flexural buckling about principal y-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.3.1
	1.700 ±			D57	RC1	0.827 ✓	ST1300.00	Stability Flexural buckling about principal z-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.3.1
	1.700 ±			D57	RC1	0.772 ✓	ST1500.00	Stability Torsional buckling acc. to EN 1993-1-1, 6.3.1
	0.567 $\frac{1}{2}$			D51	CO22	0.028 ✓	ST2100.00	Stability Lateral torsional buckling acc. to EN 1993-1-1, 6.3.2.1
	1.700 ±			D57	RC1	0.992 ✓	ST3100.00	Stability Bending and buckling about principal axes acc. to EN 1993-1-1, 6.3.3
	1.700 ±			D58	CO163	0.163 ✓	FR1200.00	Fire Resistance Compression acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3
	1.700 ±	21		D58	CO163	0.121 ✓	FR3400.02	Fire Resistance Shear acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.4(4)
	1.133 $\frac{1}{2}$	1		D58	CO163	0.104 ✓	FR6200.00	Fire Resistance Bending, axial force and shear acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.4 Elastic design
	1.700 ±			D58	CO163	0.178 ✓	FS1100.00	Fire Resistance - Stability Flexural buckling about principal y-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.2
	1.700 ±			D58	CO163	0.234 ✓	FS1300.00	Fire Resistance - Stability Flexural buckling about principal z-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.2
	1.700 ±			D58	CO163	0.217 ✓	FS1500.00	Fire Resistance - Stability Torsional buckling acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.2
	1.133 $\frac{1}{2}$			D58	CO163	0.180 ✓	FS3100.00	Fire Resistance - Stability Bending and buckling about principal axes acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.5
	0.000 ±			D52	CO70	0.000 ✓	SE0100.00	Serviceability Negligible deflections
	0.850 $\frac{1}{2}$			D52	CO115	0.017 ✓	SE1100.00	Serviceability Deflections in z-direction

Έλεγχος Διατομής Χιαστί Συνδέσμου Δυσκαμψίας



Εικόνα Α-0-3: Θέση της κρίσιμου χιαστί συνδέσμου δυσκαμψίας στον φορέα

Έλεγχος Εφελκυσμού

(Tension - EN 1993-1-1, 6.2.3)

$$\begin{aligned}
 N_{pl,Rd} &= A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\
 &= 17.20 \text{ cm}^2 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 610.600 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{t,Rd} &= N_{pl,Rd} \\
 &= 610.60 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \\
 &= \frac{222.26 \text{ kN}}{610.60 \text{ kN}} \\
 &= 0.364
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.364 \leq 1 \quad \checkmark$$

$N_{pl,Rd}$ Design plastic axial resistance

A Sectional area

f_y Yield strength

γ_{M0} Partial factor

$N_{t,Rd}$ Design axial force resistance

$N_{t,Ed}$ Design tension force

Έλεγχος Θλίψης

(Compression - EN 1993-1-1, 6.2.4)

$$\begin{aligned}
 N_{c,Rd} &= A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\
 &= 17.20 \text{ cm}^2 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 610.60 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_N &= \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \\
 &= \frac{245.18 \text{ kN}}{610.60 \text{ kN}} \\
 &= 0.402
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \eta_N \\
 &= 0.402
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.402 \leq 1 \quad \checkmark$$

$N_{c,Rd}$ Design axial force resistance

A Sectional area

f_y Yield strength

γ_{M0} Partial factor

η_N Design component for N

$N_{c,Ed}$ Design compression force

Έλεγχος Διάτμησης στον z-άξονα**(Shear in z-axis - EN 1993-1-1, 6.2.6(2) - Plastic design)****Έλεγχος Κάμψης περί τον γ-άξονα****(Bending about γ-axis - EN 1993-1-1, 6.2.5 - Plastic design)****Έλεγχος Κάμψης περί τον z-άξονα****(Bending about z-axis - EN 1993-1-1, 6.2.5 - Plastic design)****Συνδυαστικός Έλεγχος Διαξονικής Κάμψης, Αξονικής Δύναμης και Διάτμησης (Biaxial bending, axial force and shear - EN 1993-1-1, 6.2.9.1, 6.2.10 - Plastic design)**

Όπως αναλύθηκε και στην ενότητα των εντατικών μεγεθών, η ράβδος χιαστί προσομοιώθηκε ώστε να λειτουργεί καθαρά ως μέλος δικτυώματος άρα οι τέμνουσες δυνάμεις και οι καμπτικές ροπές είναι πρακτικά μηδενικές, γι' αυτό οι παραπάνω τέσσερις έλεγχοι που σχετίζονται με την κάμψη και τη διάτμηση να εμφανίζουν αμελητέους βαθμούς εκμετάλλευσης.

DS1	CO40		0.003 ✓	SP3100.02	Section Proof Shear in z-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.6(2) Plastic design
DS1	CO40		0.060 ✓	SP4100.03	Section Proof Bending about γ-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.5 Plastic design
DS7	RC1		0.012 ✓	SP5100.03	Section Proof Bending about z-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.5 Plastic design
DS7	RC1		0.002 ✓	SP6500.01	Section Proof Biaxial bending, axial force and shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.9.1, 6.2.10 Plastic design

Συνδυαστικός Έλεγχος Κάμψης περί τον γ-άξονα, Αξονικής Δύναμης και Διάτμησης**(Bending about γ-axis, axial force and shear - to EN 1993-1-1, 6.2.9.1, 6.2.10 -Plastic design)**

$$\begin{aligned}
 V_{pl,z,Rd} &= \frac{A_{v,z} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \\
 &= \frac{10.95 \text{ cm}^2 \cdot \left(\frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3}} \right)}{1.00} \\
 &= 224.43 \text{ kN} \\
 V_{z,Rd,min} &= V_{pl,z,Rd} \\
 &= 224.43 \text{ kN} \\
 \eta_{Vz} &= \frac{V_{z,Ed}}{V_{z,Rd,min}} \\
 &= \frac{0.30 \text{ kN}}{224.43 \text{ kN}} \\
 &= 0.001
 \end{aligned}$$

Acc. to EN 1993-1-1, 6.2.8(2) or 6.2.10(2), the effect of the shear force/stress in the z-axis is neglected because it is less than half of the shear resistance.

$$\begin{aligned}
 N_{pl,Rd} &= A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\
 &= 17.20 \text{ cm}^2 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 610.600 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pl,y,Rd} &= W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\
 &= 59.80 \text{ cm}^3 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 21.23 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \\
 &= \frac{245.14 \text{ kN}}{610.600 \text{ kN}} \\
 &= 0.401
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{N,y,Rd} &= M_{pl,y,Rd} \cdot (1 - (n)^{1.7}) \\
 &= 21.23 \text{ kNm} \cdot (1 - (0.401)^{1.7}) \\
 &= 16.73 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{6.31} &= \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \\
 &= \frac{0.24 \text{ kNm}}{16.73 \text{ kNm}} \\
 &= 0.014
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_N &= \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^{1.7} \\
 &= \left(\frac{245.14 \text{ kN}}{610.600 \text{ kN}} \right)^{1.7} \\
 &= \underline{0.212}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{My} &= \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} \\
 &= \frac{0.24 \text{ kNm}}{21.23 \text{ kNm}} \\
 &= 0.011
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \eta_N + \eta_{My} \\
 &= 0.212 + 0.011 \\
 &= 0.223
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.223 \leq 1 \quad \checkmark$$

$V_{pl,z,Rd}$	Design shear force resistance
$A_{v,z}$	Shear area
f_y	Yield strength
γ_{M0}	Partial factor
η_{Vz}	Design component for V_z
$V_{z,Ed}$	Design shear force
$V_{z,Rd,min}$	Design shear force resistance
$N_{pl,Rd}$	Design plastic axial resistance
A	Sectional area
$M_{pl,y,Rd}$	Design moment resistance
$W_{pl,y}$	Plastic section modulus
n	Ratio of design axial force to design plastic resistance
N_{Ed}	Design axial force
$M_{N,y,Rd}$	Design moment resistance
$\eta_{6.31}$	Design ratio
$M_{y,Ed}$	Design bending moment
η_N	Design component for N
η_{My}	Design component for M_y

Έλεγχος Ευστάθειας Διατομής Χιαστί Συνδέσμου Δυσκαμψίας σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας**Έλεγχος Καμπτικού Λυγισμού περί τον γ-άξονα**

(Flexural buckling about principal γ-axis - EN 1993-1-1, 6.3.1)

$$\begin{aligned}
 N_{cr,y} &= (\pi)^2 \cdot E \cdot \frac{I_y}{(L_{cr,y})^2} \\
 &= (\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{257.00 \text{ cm}^4}{(3.499 \text{ m})^2} \\
 &= 435.15 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\lambda}_y &= \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}} \\
 &= \sqrt{\frac{17.20 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{435.15 \text{ kN}}} \\
 &= 1.185
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{N_{cr,y}} &= \gamma_{M1} \cdot \frac{N_{c,Ed}}{N_{cr,y}} \\
 &= 1.00 \cdot \frac{245.18 \text{ kN}}{435.15 \text{ kN}} \\
 &= 0.563
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi_y &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0.2) + (\bar{\lambda}_y)^2 \right] \\
 &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.210 \cdot (1.185 - 0.2) + (1.185)^2 \right] \\
 &= 1.305
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \chi_y &= \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{(\Phi_y)^2 - (\bar{\lambda}_y)^2}} \\
 &= \frac{1}{1.305 + \sqrt{(1.305)^2 - (1.185)^2}} \\
 &= 0.54
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{b,y,Rd} &= \chi_y \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \\
 &= 0.54 \cdot 17.20 \text{ cm}^2 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 329.61 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,y,Rd}} \\
 &= \frac{245.18 \text{ kN}}{329.61 \text{ kN}} \\
 &= 0.744
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.744 \leq 1 \quad \checkmark$$

$N_{cr,y}$	Elastic critical force
E	Modulus of elasticity
I_y	Moment of inertia
$L_{cr,y}$	Buckling length
$\bar{\lambda}_y$	Non-dimensional slenderness
A	Sectional area
f_y	Yield strength
$\eta_{N_{cr,y}}$	Criterion $N_{Ed} / N_{cr,y}$
γ_{M1}	Partial factor
$N_{c,Ed}$	Design compression force
Φ_y	Value to determine reduction factor χ
α_y	Imperfection factor
χ_y	Reduction factor for buckling
$N_{b,y,Rd}$	Design buckling resistance of a compression member

Έλεγχος Καμπτικού Λυγισμού περί τον z-άξονα

(Flexural buckling about principal z-axis - EN 1993-1-1, 6.3.1)

$$\begin{aligned}
 N_{cr,z} &= (\pi)^2 \cdot E \cdot \frac{I_z}{(L_{cr,z})^2} \\
 &= (\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{257.00 \text{ cm}^4}{(3.499 \text{ m})^2} \\
 &= 435.15 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\lambda}_z &= \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}}} \\
 &= \sqrt{\frac{17.20 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{435.15 \text{ kN}}} \\
 &= 1.185
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{N_{cr,z}} &= \gamma_{M1} \cdot \frac{N_{c,Ed}}{N_{cr,z}} \\
 &= 1.00 \cdot \frac{245.18 \text{ kN}}{435.15 \text{ kN}} \\
 &= 0.563
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi_z &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0.2) + (\bar{\lambda}_z)^2 \right] \\
 &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.210 \cdot (1.185 - 0.2) + (1.185)^2 \right] \\
 &= 1.305
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \chi_z &= \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{(\Phi_z)^2 - (\bar{\lambda}_z)^2}} \\
 &= \frac{1}{1.305 + \sqrt{(1.305)^2 - (1.185)^2}} \\
 &= 0.54
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{b,z,Rd} &= \chi_z \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \\
 &= 0.54 \cdot 17.20 \text{ cm}^2 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 329.61 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,z,Rd}} \\
 &= \frac{245.18 \text{ kN}}{329.61 \text{ kN}} \\
 &= 0.744
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.744 \leq 1 \quad \checkmark$$

$N_{cr,z}$	Elastic critical force
E	Modulus of elasticity
I_z	Moment of inertia
$L_{cr,z}$	Buckling length
$\bar{\lambda}_z$	Non-dimensional slenderness
A	Sectional area
f_y	Yield strength
$\eta_{N_{cr,z}}$	Criterion $N_{Ed} / N_{cr,z}$
γ_{M1}	Partial factor
$N_{c,Ed}$	Design compression force
Φ_z	Value to determine reduction factor χ
α_z	Imperfection factor
χ_z	Reduction factor
$N_{b,z,Rd}$	Design buckling resistance of a compression member

Λόγω της γεωμετρικής συμμετρίας της κυκλικής κοίλης διατομής CHS 114.3x5.0, οι ροπές αδράνειας ταυτίζονται προς κάθε διεύθυνση και έτσι οι έλεγχοι σε καμπτικό λυγισμό περί τον άξονα y και περί τον άξονα z δίνουν ακριβώς τα ίδια αποτελέσματα, με τον βαθμό εκμετάλλευσης να διαμορφώνεται εξίσου στο 0.744.

Λόγω της απουσίας ασθενούς άξονα, η διατομή προσφέρει τη μέγιστη δυνατή αντίσταση έναντι καμπτικού λυγισμού προς κάθε διεύθυνση. Με τον τρόπο αυτό επιτυγχάνεται η βελτιστοποίηση στην αξιοποίηση του χάλυβα, καθώς δεν υφίσταται ανεκμετάλλευτη φέρουσα ικανότητα, όπως θα συνέβαινε σε ανοικτές διατομές π.χ. διατομές I ή H οι οποίες αστοχούν πρόωρα περί τον ασθενή τους άξονα.

Συνδυαστικός Έλεγχος Κάμψης και Αξονικής Θλίψης

(Bending and buckling about principal axes - EN 1993-1-1, 6.3.3)

$$\begin{aligned}
 N_{cr,y} &= (\pi)^2 \cdot E \cdot \frac{I_y}{(L_{cr,y})^2} \\
 &= (\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{257.00 \text{ cm}^4}{(3.499 \text{ m})^2} \\
 &= 435.15 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\lambda}_y &= \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}} \\
 &= \sqrt{\frac{17.20 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{435.15 \text{ kN}}} \\
 &= 1.185
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi_y &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0.2) + (\bar{\lambda}_y)^2 \right] \\
 &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.210 \cdot (1.185 - 0.2) + (1.185)^2 \right] \\
 &= 1.305
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \chi_y &= \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{(\Phi_y)^2 - (\bar{\lambda}_y)^2}} \\
 &= \frac{1}{1.305 + \sqrt{(1.305)^2 - (1.185)^2}} \\
 &= 0.54
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{cr,x} &= (\pi)^2 \cdot E \cdot \frac{I_x}{(L_{cr,x})^2} \\
 &= (\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{257.00 \text{ cm}^4}{(3.499 \text{ m})^2} \\
 &= 435.15 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\lambda}_x &= \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,x}}} \\
 &= \sqrt{\frac{17.20 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{435.15 \text{ kN}}} \\
 &= 1.185
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi_x &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_x \cdot (\bar{\lambda}_x - 0.2) + (\bar{\lambda}_x)^2 \right] \\
 &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.210 \cdot (1.185 - 0.2) + (1.185)^2 \right] \\
 &= 1.305
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \chi_x &= \frac{1}{\Phi_x + \sqrt{(\Phi_x)^2 - (\bar{\lambda}_x)^2}} \\
 &= \frac{1}{1.305 + \sqrt{(1.305)^2 - (1.185)^2}} \\
 &= 0.54
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{Rk} &= A \cdot f_y \\
 &= 17.20 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 610.600 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{y,Rk} &= W_{pl,y} \cdot f_y \\
 &= 59.80 \text{ cm}^3 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 21.23 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{z,Rk} &= W_{pl,z} \cdot f_y \\
 &= 59.80 \text{ cm}^3 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 21.23 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_{my} &= 0.6 + 0.4 \cdot \Psi_y \\
 &= 0.6 + 0.4 \cdot 1.000 \\
 &= 1.000
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_{mz} &= 0.6 + 0.4 \cdot \Psi_z \\
 &= 0.6 + 0.4 \cdot 1.000 \\
 &= 1.000
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_{yy} &= C_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \\
 &= 1.000 \cdot \left(1 + (1.185 - 0.2) \cdot \frac{245.18 \text{ kN}}{0.54 \cdot \frac{610.600 \text{ kN}}{1.00}} \right) \\
 &= 1.732
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_{yy} &= \min \left(k_{yy}, C_{my} \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \right) \\
 &= \min \left(1.732, 1.000 \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{245.18 \text{ kN}}{0.54 \cdot \frac{610.600 \text{ kN}}{1.00}} \right) \right) \\
 &= 1.595
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_{yz} &= 0.6 \cdot C_{mz} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0.2) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \\
 &= 0.6 \cdot 1.000 \cdot \left(1 + (1.185 - 0.2) \cdot \frac{245.18 \text{ kN}}{0.54 \cdot \frac{610.600 \text{ kN}}{1.00}} \right) \\
 &= 1.039
 \end{aligned}$$

$$k_{yz} = \min \left(k_{yz}, 0.6 \cdot C_{mz} \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \right)$$

$$= \min \left(1.039, 0.6 \cdot 1.000 \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{245.18 \text{ kN}}{0.54 \cdot \frac{610.600 \text{ kN}}{1.00}} \right) \right)$$

$$= 0.957$$

$$k_{zy} = 0.6 \cdot C_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right)$$

$$= 0.6 \cdot 1.000 \cdot \left(1 + (1.185 - 0.2) \cdot \frac{245.18 \text{ kN}}{0.54 \cdot \frac{610.600 \text{ kN}}{1.00}} \right)$$

$$= 1.039$$

$$k_{zy} = \min \left(k_{zy}, 0.6 \cdot C_{my} \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \right)$$

$$= \min \left(1.039, 0.6 \cdot 1.000 \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{245.18 \text{ kN}}{0.54 \cdot \frac{610.600 \text{ kN}}{1.00}} \right) \right)$$

$$= 0.957$$

$$k_{zz} = C_{mz} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0.2) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right)$$

$$= 1.000 \cdot \left(1 + (1.185 - 0.2) \cdot \frac{245.18 \text{ kN}}{0.54 \cdot \frac{610.600 \text{ kN}}{1.00}} \right)$$

$$= 1.732$$

$$k_{zz} = \min \left(k_{zz}, C_{mz} \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \right)$$

$$= \min \left(1.732, 1.000 \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{245.18 \text{ kN}}{0.54 \cdot \frac{610.600 \text{ kN}}{1.00}} \right) \right)$$

$$= 1.595$$

$$\eta_{N6.61} = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}}$$

$$= \frac{245.18 \text{ kN}}{0.54 \cdot \frac{610.600 \text{ kN}}{1.00}}$$

$$= 0.744$$

k_{yz} Interaction factor

k_{zy} Interaction factor

k_{zz} Interaction factor

$\eta_{N6.61}$ Design component for N

$\eta_{My6.61}$ Design component for M_y

$M_{y,Ed}$ Design bending moment (maximum on segment)

$\eta_{Mz6.61}$ Design component for M_z

$M_{z,Ed}$ Design bending moment (maximum on segment)

$\eta_{6.61}$ Design ratio

$\eta_{N6.62}$ Design component for N

$\eta_{My6.62}$ Design component for M_y

$\eta_{Mz6.62}$ Design component for M_z

$\eta_{6.62}$ Design ratio

$$\eta_{My6.61} = k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}$$

$$= 1.595 \cdot \frac{0.79 \text{ kNm}}{\frac{21.23 \text{ kNm}}{1.00}}$$

$$= 0.060$$

$$\eta_{Mz6.61} = k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}$$

$$= 0.957 \cdot \frac{0.26 \text{ kNm}}{\frac{21.23 \text{ kNm}}{1.00}}$$

$$= 0.012$$

$$\eta_{6.61} = \eta_{N6.61} + \eta_{My6.61} + \eta_{Mz6.61}$$

$$= 0.744 + 0.060 + 0.012$$

$$= 0.815$$

$$\eta_{N6.62} = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}}$$

$$= \frac{245.18 \text{ kN}}{0.54 \cdot \frac{610.600 \text{ kN}}{1.00}}$$

$$= 0.744$$

$$\eta_{My6.62} = k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}$$

$$= 0.957 \cdot \frac{0.79 \text{ kNm}}{\frac{21.23 \text{ kNm}}{1.00}}$$

$$= 0.036$$

$$\eta_{Mz6.62} = k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}$$

$$= 1.595 \cdot \frac{0.26 \text{ kNm}}{\frac{21.23 \text{ kNm}}{1.00}}$$

$$= 0.019$$

$$\eta_{6.62} = \eta_{N6.62} + \eta_{My6.62} + \eta_{Mz6.62}$$

$$= 0.744 + 0.036 + 0.019$$

$$= 0.799$$

$$\eta = \max(\eta_{6.61}, \eta_{6.62})$$

$$= \max(0.815, 0.799)$$

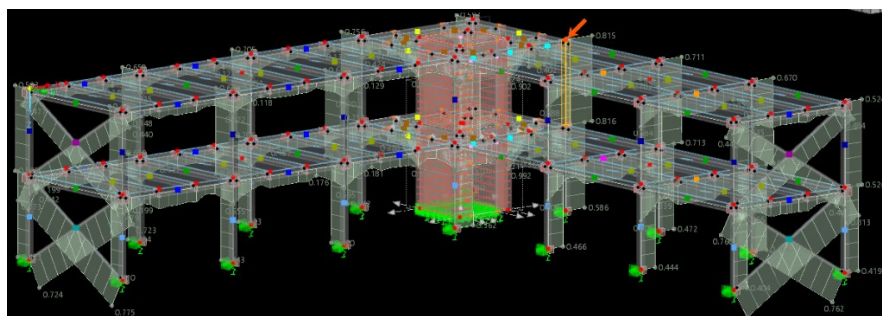
$$= 0.815$$

$$\eta = 0.815 \leq 1 \quad \checkmark$$

Πίνακας Α-0-3: Συγκεντρωτικός Πίνακας Ελέγχων Χιαστί Συνδέσμου Δυσκαμψίας

151	Beam 24 - CHS 114x3x5.0 3 - S355 L : 6.997 m							
6.997 x	D57	RC1		0.364	✓	SP1100.00	Section Proof Tension acc. to EN 1993-1-1, 6.2.3	
0.000 x	D57	RC1		0.402	✓	SP1200.00	Section Proof Compression acc. to EN 1993-1-1, 6.2.4	
0.000 x	D51	CO40		0.003	✓	SP3100.02	Section Proof Shear in z-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.6(2) Plastic design	
3.499 ½	D51	CO40		0.060	✓	SP4100.03	Section Proof Bending about y-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.5 Plastic design	
3.499 ½	D57	RC1		0.012	✓	SP5100.03	Section Proof Bending about z-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.5 Plastic design	
3.499 ½	D57	RC1		0.002	✓	SP6500.01	Section Proof Biaxial bending, axial force and shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.9.1, 6.2.10 Plastic design	
0.700	D57	RC1		0.223	✓	SP6500.02	Section Proof Bending about y-axis, axial force and shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.9.1, 6.2.10 Plastic design	
0.000 x	D57	RC1		0.744	✓	ST1100.00	Stability Flexural buckling about principal y-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.3.1	
0.000 x	D57	RC1		0.744	✓	ST1300.00	Stability Flexural buckling about principal z-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.3.1	
0.000 x	D57	RC1		0.815	✓	ST3100.00	Stability Bending and buckling about principal axes acc. to EN 1993-1-1, 6.3.3	
0.000 x	D58	CO163		0.021	✓	FR1200.00	Fire Resistance Compression acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3	
0.000 x	D58	CO163		0.002	✓	FR3100.02	Fire Resistance Shear in z-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3(6) Plastic design	
3.499 ½	D58	CO163		0.037	✓	FR4100.03	Fire Resistance Bending about y-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3 Plastic design	
3.499 ½	D58	CO163		0.039	✓	FR6500.02	Fire Resistance Bending about y-axis, axial force and shear acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3 Plastic design	
0.000 x	D58	CO163		0.051	✓	FS1100.00	Fire Resistance - Stability Flexural buckling about principal y-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.2	
0.000 x	D58	CO163		0.051	✓	FS1300.00	Fire Resistance - Stability Flexural buckling about principal z-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.2	
3.499 ½	D58	CO163		0.091	✓	FS3100.00	Fire Resistance - Stability Bending and buckling about principal axes acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.5	

Έλεγχος Διατομής Υποστυλώματος



Εικόνα A-0-4: Θέση της κρίσιμου υποστυλώματος στον φορέα

Έλεγχος Θλίψης

(Compression - EN 1993-1-1, 6.2.4)

$$\begin{aligned}
 N_{c,Rd} &= A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\
 &= 91.00 \text{ cm}^2 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 3230.50 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_N &= \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \\
 &= \frac{208.60 \text{ kN}}{3230.50 \text{ kN}} \\
 &= 0.065
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \eta_N \\
 &= 0.065
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.065 \leq 1 \quad \checkmark$$

$N_{c,Rd}$ Design axial force resistance
 A Sectional area
 f_y Yield strength
 γ_{M0} Partial factor
 η_N Design component for N
 $N_{c,Ed}$ Design compression force

Έλεγχος Εφελκυσμού

(Tension - EN 1993-1-1, 6.2.3)

RC1 | 0.008 ✓ | SP1100.00 | Section Proof | Tension acc. to EN 1993-1-1, 6.2.3

Έλεγχος Διάτμησης στον z-άξονα

Shear in z-axis (EN 1993-1-1, 6.2.6(2) - Plastic design)

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{v,z} \cdot \left(\frac{f_{y,w}}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

$$= \frac{27.88 \text{ cm}^2 \cdot \left(\frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3}} \right)}{1.00}$$

$$= 571.43 \text{ kN}$$

$$V_{c,z,Rd} = V_{pl,z,Rd}$$

$$= 571.43 \text{ kN}$$

$$\eta_{Vz} = \frac{V_{z,Ed}}{V_{c,z,Rd}}$$

$$= \frac{49.88 \text{ kN}}{571.43 \text{ kN}}$$

$$= 0.087$$

$$\eta = \eta_{Vz}$$

$$= 0.087$$

$$\eta = 0.087 \leq 1 \quad \checkmark$$

 $V_{pl,z,Rd}$ Design shear force resistance $A_{v,z}$ Shear area $f_{y,w}$ Yield strength of web γ_{M0} Partial factor $V_{c,z,Rd}$ Shear force resistance η_{Vz} Design component for V_z $V_{z,Ed}$ Design shear force**Έλεγχος Διάτμησης στον y-άξονα**

Shear in y-axis (EN 1993-1-1, 6.2.6(2) - Plastic design)

RC1 | 0.019 $\checkmark$ | SP 32.00 . 02 | Section Proof | Shear in y-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.6(2) | Plastic design**Έλεγχος Διατμητικού Λυγισμού**

(Shear buckling - EN 1993-1-5, 5.1, 5.2, 5.3, 5.5)

Έλεγχος σε Διατμητικό Λυγισμό - Shear buckling - EN 1993-1-5, 5.1, 5.2, 5.3, 5.5

Σύμφωνα με τον κανονισμό, ο έλεγχος διατμητικού λυγισμού δεν απαιτείται

 $c/t_w = (220 - 2 \cdot 16 - 2 \cdot 18) / 9.5 = 16.00 < 72 \varepsilon = 58.32$ άρα κατηγορία 1 η πιο απλά:

$$\lambda = \frac{h_w}{t_{w,min}}$$

$$= \frac{188.0 \text{ mm}}{9.5 \text{ mm}}$$

$$= 19.789$$

$$\varepsilon_w = \sqrt{\frac{235}{f_{y,w}}}$$

$$= \sqrt{\frac{235}{355.000 \text{ N/mm}^2}}$$

$$= 0.814$$

$$\lambda_{lim} = \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon_w$$

$$= \frac{72}{1.00} \cdot 0.814$$

$$= 58.580$$

$$\lambda \leq \lambda_{lim}$$

It is not necessary to consider the shear buckling.

$$\eta = 0.000 \leq 1 \quad \checkmark$$

 λ Web slenderness h_w Depth of web between flanges $t_{w,min}$ Minimum web thickness ε_w Material coefficient for web $f_{y,w}$ Yield strength of web λ_{lim} Limit web slenderness η Factor for shear buckling

Έλεγχος Κάμψης περί τον γ-άξονα

(Bending about γ-axis EN 1993-1-1, 6.2.5 - Plastic design)

$$\begin{aligned}
 V_{pl,z,Rd} &= \frac{A_{v,z} \cdot \left(\frac{f_{y,w}}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \\
 &= \frac{27.88 \text{ cm}^2 \cdot \left(\frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3}} \right)}{1.00} \\
 &= 571.43 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{z,Rd,min} &= V_{pl,z,Rd} \\
 &= 571.43 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{Vz} &= \frac{V_{z,Ed}}{V_{z,Rd,min}} \\
 &= \frac{49.26 \text{ kN}}{571.43 \text{ kN}} \\
 &= 0.086
 \end{aligned}$$

Acc. to EN 1993-1-1, 6.2.8(2) or 6.2.10(2), the effect of the shear force/stress in the z-axis is neglected because it is less than half of the shear resistance.

$$\begin{aligned}
 M_{pl,y,Rd} &= \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \\
 &= \frac{827.00 \text{ cm}^3 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 293.58 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{My} &= \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} \\
 &= \frac{91.97 \text{ kNm}}{293.58 \text{ kNm}} \\
 &= 0.313
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \eta_{My} \\
 &= 0.313
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.313 \leq 1 \quad \checkmark$$

$V_{pl,z,Rd}$ Design shear force resistance

$A_{v,z}$ Shear area

$f_{y,w}$ Yield strength of web

γ_{M0} Partial factor

η_{Vz} Design component for V_z

$V_{z,Ed}$ Design shear force

$V_{z,Rd,min}$ Design shear force resistance

$M_{pl,y,Rd}$ Design moment resistance

$W_{pl,y}$ Plastic section modulus

f_y Yield strength

η_{My} Design component for M_y

$M_{y,Ed}$ Design bending moment

Έλεγχος Κάμψης περί τον z-άξονα

(Bending about z-axis - EN 1993-1-1, 6.2.5 - Plastic design)

$$\begin{aligned}
 V_{pl,y,Rd} &= \frac{A_{v,y} \cdot \left(\frac{f_{y,f}}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \\
 &= \frac{70.40 \text{ cm}^2 \cdot \left(\frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3}} \right)}{1.00} \\
 &= 1442.91 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{y,Rd,min} &= V_{pl,y,Rd} \\
 &= 1442.91 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{Vy} &= \frac{V_{y,Ed}}{V_{y,Rd,min}} \\
 &= \frac{24.44 \text{ kN}}{1442.91 \text{ kN}} \\
 &= 0.017
 \end{aligned}$$

Acc. to EN 1993-1-1, 6.2.8(2) or 6.2.10(2), the effect of the shear force/stress in the y-axis is neglected because it is less than 50% of the shear resistance.

$$\begin{aligned}
 M_{pl,z,Rd} &= \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \\
 &= 393.90 \text{ cm}^3 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 139.83 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{Mz} &= \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}} \\
 &= \frac{49.29 \text{ kNm}}{139.83 \text{ kNm}} \\
 &= 0.352
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \eta_{Mz} \\
 &= 0.352
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.352 \leq 1 \quad \checkmark$$

$V_{pl,y,Rd}$ Design shear force resistance

$A_{v,y}$ Shear area

$f_{y,f}$ Yield strength of flange

γ_{M0} Partial factor

η_{Vy} Design component for V_y

$V_{y,Ed}$ Design shear force

$V_{y,Rd,min}$ Design shear force resistance

$M_{pl,z,Rd}$ Design moment resistance

$W_{pl,z}$ Plastic section modulus

f_y Yield strength

η_{Mz} Design component for M_z

$M_{z,Ed}$ Design bending moment

Συνδυαστικός Έλεγχος Διαξονικής Κάμψης, Αξονικής Δύναμης και Διάτμησης

(Biaxial bending, axial force and shear - EN 1993-1-1, 6.2.9.1, 6.2.10 - Plastic design)

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{v,z} \cdot \left(\frac{f_{y,w}}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

$$= \frac{27.88 \text{ cm}^2 \cdot \left(\frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3}} \right)}{1.00}$$

$$= 571.43 \text{ kN}$$

$$V_{z,Rd,min} = V_{pl,z,Rd}$$

$$= 571.43 \text{ kN}$$

$$\eta_{Vz} = \frac{V_{z,Ed}}{V_{z,Rd,min}}$$

$$= \frac{49.26 \text{ kN}}{571.43 \text{ kN}}$$

$$= 0.086$$

Acc. to EN 1993-1-1, 6.2.8(2) or 6.2.10(2), the effect of the shear force/stress in the z-axis is neglected because it is less than half of the shear resistance.

$$V_{pl,y,Rd} = \frac{A_{v,y} \cdot \left(\frac{f_{y,f}}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

$$= \frac{70.40 \text{ cm}^2 \cdot \left(\frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3}} \right)}{1.00}$$

$$= 1442.91 \text{ kN}$$

$$V_{y,Rd,min} = V_{pl,y,Rd}$$

$$= 1442.91 \text{ kN}$$

$$\eta_{Vy} = \frac{V_{y,Ed}}{V_{y,Rd,min}}$$

$$= \frac{24.44 \text{ kN}}{1442.91 \text{ kN}}$$

$$= 0.017$$

Acc. to EN 1993-1-1, 6.2.8(2) or 6.2.10(2), the effect of the shear force/stress in the y-axis is neglected because it is less than 50% of the shear resistance.

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$= 91.00 \text{ cm}^2 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00}$$

$$= 3230.500 \text{ kN}$$

$$M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$= 827.00 \text{ cm}^3 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00}$$

$$= 293.58 \text{ kNm}$$

α Parameter introducing effect of biaxial bending

β Parameter introducing effect of biaxial bending

η_{My} Design component for M_y

$M_{y,Ed}$ Design bending moment

η_{Mz} Design component for M_z

$M_{z,Ed}$ Design bending moment

$$M_{pl,z,Rd} = W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$= 393.90 \text{ cm}^3 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00}$$

$$= 139.83 \text{ kNm}$$

$$N_{lim,6.33} = 0.25 \cdot N_{pl,Rd}$$

$$= 0.25 \cdot 3230.500 \text{ kN}$$

$$= 807.625 \text{ kN}$$

$$N_{lim,6.34} = 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot \frac{f_{y,w}}{\gamma_{M0}}$$

$$= 0.5 \cdot 188.0 \text{ mm} \cdot 9.5 \text{ mm} \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00}$$

$$= 317.015 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} \leq N_{lim,6.33} \text{ and } N_{Ed} \leq N_{lim,6.34}$$

No effect of the axial force in calculation of bending resistance about y-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.9.1(4)

$$N_{lim,6.35} = h_w \cdot t_w \cdot \frac{f_{y,w}}{\gamma_{M0}}$$

$$= 188.0 \text{ mm} \cdot 9.5 \text{ mm} \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00}$$

$$= 634.030 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} \leq N_{lim,6.35}$$

No effect of the axial force in calculation of bending resistance about z-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.9.1(4)

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$$

$$= \frac{18.93 \text{ kN}}{3230.500 \text{ kN}}$$

$$= 0.006$$

$$\alpha = 2$$

$$\beta = 5 \cdot n$$

$$= 5 \cdot 0.006$$

$$= 0.03$$

$$\beta = \max(\beta, 1)$$

$$= \max(0.03, 1)$$

$$= 1.00$$

$$\eta_{My} = \left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} \right)^\alpha$$

$$= \left(\frac{91.97 \text{ kNm}}{293.58 \text{ kNm}} \right)^{2.00}$$

$$= 0.098$$

$$\eta_{Mz} = \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}} \right)^\beta$$

$$= \left(\frac{49.29 \text{ kNm}}{139.83 \text{ kNm}} \right)^{1.00}$$

$$= 0.352$$

$$\eta = \eta_{My} + \eta_{Mz}$$

$$= 0.098 + 0.352$$

$$= 0.451$$

$$\eta = 0.451 \leq 1 \quad \checkmark$$

Συνδυαστικοί Έλεγχοι Κάμψης, Αξονικής και Διάτμησης

Το λογισμικό εκτέλεσε και τους επιμέρους συνδυαστικούς ελέγχους μονοαξονικής κάμψης με αξονική και διάτμηση, καθώς και διαξονικής κάμψης και διάτμησης. Τα αποτελέσματα αυτών των ελέγχων ήταν πολύ χαμηλά αφού η επιρροή της τέμνουσας δύναμης είναι αμελητέα.

$$\begin{aligned}\eta_{Vz} &= \frac{V_{z,Ed}}{V_{z,Rd,min}} \\ &= \frac{20.30 \text{ kN}}{571.43 \text{ kN}} \\ &= 0.036\end{aligned}$$

Acc. to EN 1993-1-1, 6.2.8(2) or 6.2.10(2), the effect of the shear force/stress in the z-axis is neglected because it is less than half of the shear resistance.

$$\begin{aligned}N_{lim,6.33} &= 0.25 \cdot N_{pl,Rd} \\ &= 0.25 \cdot 3230.500 \text{ kN} \\ &= 807.625 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}N_{lim,6.34} &= 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot \frac{f_{y,w}}{\gamma_{M0}} \\ &= 0.5 \cdot 188.0 \text{ mm} \cdot 9.5 \text{ mm} \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\ &= 317.015 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$N_{Ed} \leq N_{lim,6.33} \text{ and } N_{Ed} \leq N_{lim,6.34}$$

No effect of the axial force in calculation of bending resistance about y-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.9.1(4)

Οι έλεγχοι ουσιαστικά οδηγούν σε μεμονωμένους ελέγχους κάμψης με μειωμένα εντατικά μεγέθη.

Το γεγονός ότι οι δείκτες προκύπτουν ακόμα μικρότεροι και από τους ελέγχους καθαρής κάμψης, οφείλεται στο ότι στους συγκεκριμένους ελέγχους το λογισμικό χρησιμοποιεί τις συνυπάρχουσες τιμές των καμπτικών ροών από τους συνδυασμούς φόρτισης που μεγιστοποιούν κυρίως την αξονική ή την τέμνουσα δύναμη, οι οποίες είναι μικρότερες από τις αντίστοιχες μέγιστες ροπές.

$$\begin{aligned}\eta_{My} &= \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} \\ &= \frac{36.68 \text{ kNm}}{293.58 \text{ kNm}} \\ &= 0.125 \\ \eta &= \eta_{My} \\ &= 0.125 \\ \eta &= 0.125 \leq 1 \checkmark\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta_{Mz} &= \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}} \\ &= \frac{0.33 \text{ kNm}}{139.83 \text{ kNm}} \\ &= 0.002 \\ \eta &= \eta_{Mz} \\ &= 0.002 \\ \eta &= 0.002 \leq 1 \checkmark\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta_{My} &= \left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} \right)^\alpha \\ &= \left(\frac{20.04 \text{ kNm}}{293.58 \text{ kNm}} \right)^{2.00} \\ &= 0.005 \\ \eta_{Mz} &= \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}} \right)^\beta \\ &= \left(\frac{16.48 \text{ kNm}}{139.83 \text{ kNm}} \right)^{1.00} \\ &= 0.118 \\ \eta &= \eta_{My} + \eta_{Mz} \\ &= 0.005 + 0.118 \\ &= 0.123 \\ \eta &= 0.123 \leq 1 \checkmark\end{aligned}$$

DS1	CO53		0.125 ✓	SP6500.02	Section Proof Bending about y-axis, axial force and shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.9.1, 6.2.10 Plastic design
DS1	CO55		0.002 ✓	SP6500.03	Section Proof Bending about z-axis, axial force and shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.9.1, 6.2.10 Plastic design
DS7	RC1		0.123 ✓	SP6500.04	Section Proof Biaxial bending and shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.9.1, 6.2.10 Plastic design

Έλεγχος Καμπτικού Λυγισμού περί τον γ-άξονα

(Flexural buckling about principal γ-axis - EN 1993-1-1, 6.3.1)

$$\begin{aligned}
 N_{cr,y} &= (\pi)^2 \cdot E \cdot \frac{I_y}{(L_{cr,y})^2} \\
 &= (\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{8091.00 \text{ cm}^4}{(3.600 \text{ m})^2} \\
 &= 12939.50 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\lambda}_y &= \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}} \\
 &= \sqrt{\frac{91.00 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{12939.50 \text{ kN}}} \\
 &= 0.500
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{N_{cr,y}} &= \gamma_{M1} \cdot \frac{N_{c,Ed}}{N_{cr,y}} \\
 &= 1.00 \cdot \frac{113.29 \text{ kN}}{12939.50 \text{ kN}} \\
 &= 0.009
 \end{aligned}$$

$$\eta_{N_{cr,y}} \leq 0.04$$

The buckling effects may be ignored acc. to EN 1993-1-1, 6.3.1.2(4).

$$\eta = 0.009 \leq 1 \quad \checkmark$$

$N_{cr,y}$	Elastic critical force
E	Modulus of elasticity
I_y	Moment of inertia
$L_{cr,y}$	Buckling length
$\bar{\lambda}_y$	Non-dimensional slenderness
A	Sectional area
f_y	Yield strength
$\eta_{N_{cr,y}}$	Criterion $N_{Ed} / N_{cr,y}$
γ_{M1}	Partial factor
$N_{c,Ed}$	Design compression force

Έλεγχος Καμπτικού Λυγισμού περί τον z-άξονα

(Flexural buckling about principal z-axis - EN 1993-1-1, 6.3.1)

$$\begin{aligned}
 N_{cr,z} &= (\pi)^2 \cdot E \cdot \frac{I_z}{(L_{cr,z})^2} \\
 &= (\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{2843.00 \text{ cm}^4}{(3.600 \text{ m})^2} \\
 &= 4546.64 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\lambda}_z &= \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}}} \\
 &= \sqrt{\frac{91.00 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{4546.64 \text{ kN}}} \\
 &= 0.843
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{N_{cr,z}} &= \gamma_{M1} \cdot \frac{N_{c,Ed}}{N_{cr,z}} \\
 &= 1.00 \cdot \frac{208.60 \text{ kN}}{4546.64 \text{ kN}} \\
 &= 0.046
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi_z &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0.2) + (\bar{\lambda}_z)^2 \right] \\
 &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.490 \cdot (0.843 - 0.2) + (0.843)^2 \right] \\
 &= 1.013
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \chi_z &= \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{(\Phi_z)^2 - (\bar{\lambda}_z)^2}} \\
 &= \frac{1}{1.013 + \sqrt{(1.013)^2 - (0.843)^2}} \\
 &= 0.64
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{b,z,Rd} &= \chi_z \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \\
 &= 0.64 \cdot 91.00 \text{ cm}^2 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 2052.15 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,z,Rd}} \\
 &= \frac{208.60 \text{ kN}}{2052.15 \text{ kN}} \\
 &= 0.102
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.102 \leq 1 \quad \checkmark$$

$N_{cr,z}$	Elastic critical force
E	Modulus of elasticity
I_z	Moment of inertia
$L_{cr,z}$	Buckling length
$\bar{\lambda}_z$	Non-dimensional slenderness
A	Sectional area
f_y	Yield strength
$\eta_{N_{cr,z}}$	Criterion $N_{Ed} / N_{cr,z}$
γ_{M1}	Partial factor
$N_{c,Ed}$	Design compression force
Φ_z	Value to determine reduction factor χ
α_z	Imperfection factor
χ_z	Reduction factor
$N_{b,z,Rd}$	Design buckling resistance of a compression member

Έλεγχος Στρεπτικού Λυγισμού

(Torsional buckling - EN 1993-1-1, 6.3.1)

$$\begin{aligned}
 N_{cr,T} &= \frac{1}{(i_{p,SC})^2} \cdot \left[G \cdot I_t + \frac{(\pi)^2 \cdot E \cdot I_w}{(L_{cr,T})^2} \right] \\
 &= \frac{1}{(109.6 \text{ mm})^2} \cdot \left[80769.200 \text{ N/mm}^2 \cdot 76.57 \text{ cm}^4 + \frac{(\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 295400.00 \text{ cm}^6}{(3.600 \text{ m})^2} \right] \\
 &= 9077.46 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\lambda}_T &= \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,T}}} \\
 &= \sqrt{\frac{91.00 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{9077.46 \text{ kN}}} \\
 &= 0.597
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{N_{cr,T}} &= \gamma_{M1} \cdot \frac{N_{c,Ed}}{N_{cr,T}} \\
 &= 1.00 \cdot \frac{113.29 \text{ kN}}{9077.46 \text{ kN}} \\
 &= 0.012
 \end{aligned}$$

$$\eta_{N_{cr,T}} \leq 0.04$$

The buckling effects may be ignored acc. to EN 1993-1-1, 6.3.1.2(4).

$$\eta = 0.000 \leq 1 \quad \checkmark$$

 $N_{cr,T}$ Elastic critical force $i_{p,SC}$ Polar radius of gyration about shear center G Shear modulus I_t Torsional constant E Modulus of elasticity I_w Warping constant $L_{cr,T}$ Buckling length $\bar{\lambda}_T$ Non-dimensional slenderness A Sectional area f_y Yield strength $\eta_{N_{cr,T}}$ Criterion $N_{Ed} / N_{cr,T}$ γ_{M1} Partial factor $N_{c,Ed}$ Design compression force

Συνδυαστικός Έλεγχος Κάμψης και Αξονικής Θλίψης

(Bending and buckling about principal axes - EN 1993-1-1, 6.3.3)

$$\begin{aligned}
N_{cr,y} &= (\pi)^2 \cdot E \cdot \frac{I_y}{(L_{cr,y})^2} \\
&= (\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{8091.00 \text{ cm}^4}{(3.600 \text{ m})^2} \\
&= 12939.50 \text{ kN} \\
\bar{\lambda}_y &= \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}} \\
&= \sqrt{\frac{91.00 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{12939.50 \text{ kN}}} \\
&= 0.500 \\
\Phi_y &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0.2) + (\bar{\lambda}_y)^2 \right] \\
&= 0.5 \cdot \left[1 + 0.340 \cdot (0.500 - 0.2) + (0.500)^2 \right] \\
&= 0.676 \\
\chi_y &= \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{(\Phi_y)^2 - (\bar{\lambda}_y)^2}} \\
&= \frac{1}{0.676 + \sqrt{(0.676)^2 - (0.500)^2}} \\
&= 0.88 \\
N_{cr,x} &= (\pi)^2 \cdot E \cdot \frac{I_x}{(L_{cr,x})^2} \\
&= (\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{2843.00 \text{ cm}^4}{(3.600 \text{ m})^2} \\
&= 4546.64 \text{ kN} \\
\bar{\lambda}_x &= \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,x}}} \\
&= \sqrt{\frac{91.00 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{4546.64 \text{ kN}}} \\
&= 0.843 \\
\Phi_x &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_x \cdot (\bar{\lambda}_x - 0.2) + (\bar{\lambda}_x)^2 \right] \\
&= 0.5 \cdot \left[1 + 0.490 \cdot (0.843 - 0.2) + (0.843)^2 \right] \\
&= 1.013 \\
\chi_x &= \frac{1}{\Phi_x + \sqrt{(\Phi_x)^2 - (\bar{\lambda}_x)^2}} \\
&= \frac{1}{1.013 + \sqrt{(1.013)^2 - (0.843)^2}} \\
&= 0.64 \\
M_{cr} &= \alpha_{cr} \cdot M_{y,Ed} \\
&= 12.43 \cdot 91.97 \text{ kNm} \\
&= 1143.09 \text{ kNm} \\
\bar{\lambda}_{LT} &= \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} \\
&= \sqrt{\frac{827.00 \text{ cm}^3 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{1143.09 \text{ kNm}}} \\
&= 0.507 \\
\Phi_{LT} &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot (\bar{\lambda}_{LT})^2 \right] \\
&= 0.5 \cdot \left[1 + 0.340 \cdot (0.507 - 0.400) + 0.750 \cdot (0.507)^2 \right] \\
&= 0.614 \\
\chi_{LT} &= \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT})^2 - \beta \cdot (\bar{\lambda}_{LT})^2}} \\
&= \frac{1}{0.614 + \sqrt{(0.614)^2 - 0.750 \cdot (0.507)^2}} \\
&= 0.96 \\
f &= 1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) \cdot \left(1 - 2 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2 \right) \\
&= 1 - 0.5 \cdot (1 - 1.000) \cdot \left(1 - 2 \cdot (0.507 - 0.8)^2 \right) \\
&= 1.000 \\
\chi_{LT,mod} &= \frac{\chi_{LT}}{f} \\
&= \frac{0.96}{1.000} \\
&= 0.96 \\
N_{Rk} &= A \cdot f_y \\
&= 91.00 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2 \\
&= 3230.500 \text{ kN} \\
M_{y,Rk} &= W_{pl,y} \cdot f_y \\
&= 827.00 \text{ cm}^3 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2 \\
&= 293.58 \text{ kNm} \\
M_{z,Rk} &= W_{pl,z} \cdot f_y \\
&= 393.90 \text{ cm}^3 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2 \\
&= 139.83 \text{ kNm} \\
C_{my} &= 0.6 + 0.4 \cdot \Psi_y \\
&= 0.6 + 0.4 \cdot 1.000 \\
&= 1.000 \\
C_{mLT} &= 0.6 + 0.4 \cdot \Psi_{y,LT} \\
&= 0.6 + 0.4 \cdot 1.000 \\
&= 1.000 \\
C_{mz} &= 0.6 + 0.4 \cdot \Psi_z \\
&= 0.6 + 0.4 \cdot 1.000 \\
&= 1.000
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_{yy} &= C_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{Z_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \\
 &= 1.000 \cdot \left(1 + (0.500 - 0.2) \cdot \frac{208.60 \text{ kN}}{0.88 \cdot \frac{3230.500 \text{ kN}}{1.00}} \right) \\
 &= 1.022
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_{yy} &= \min \left(k_{yy}, C_{my} \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{N_{c,Ed}}{Z_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \right) \\
 &= \min \left(1.022, 1.000 \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{208.60 \text{ kN}}{0.88 \cdot \frac{3230.500 \text{ kN}}{1.00}} \right) \right) \\
 &= 1.022
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_{yz} &= 0.6 \cdot C_{mz} \cdot \left(1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0.6) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{Z_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \\
 &= 0.6 \cdot 1.000 \cdot \left(1 + (2 \cdot 0.843 - 0.6) \cdot \frac{208.60 \text{ kN}}{0.64 \cdot \frac{3230.500 \text{ kN}}{1.00}} \right) \\
 &= 0.666
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_{yz} &= \min \left(k_{yz}, 0.6 \cdot C_{mz} \cdot \left(1 + 1.4 \cdot \frac{N_{c,Ed}}{Z_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \right) \\
 &= \min \left(0.666, 0.6 \cdot 1.000 \cdot \left(1 + 1.4 \cdot \frac{208.60 \text{ kN}}{0.64 \cdot \frac{3230.500 \text{ kN}}{1.00}} \right) \right) \\
 &= 0.666
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_{zy} &= 1 - 0.1 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{c,Ed}}{(C_{mLT} - 0.25) \cdot Z_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \\
 &= 1 - 0.1 \cdot 0.843 \cdot \frac{208.60 \text{ kN}}{(1.000 - 0.25) \cdot 0.64 \cdot \frac{3230.500 \text{ kN}}{1.00}} \\
 &= 0.989
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{N6.61} &= \frac{N_{c,Ed}}{Z_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \\
 &= \frac{208.60 \text{ kN}}{0.88 \cdot \frac{3230.500 \text{ kN}}{1.00}} \\
 &= 0.073
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{My6.61} &= k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{Z_{LT,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \\
 &= 1.022 \cdot \frac{91.97 \text{ kNm}}{0.96 \cdot \frac{293.58 \text{ kNm}}{1.00}} \\
 &= 0.334
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{Mz6.61} &= k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{Z_{M1} \cdot \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \\
 &= 0.666 \cdot \frac{49.29 \text{ kNm}}{\frac{139.83 \text{ kNm}}{1.00}} \\
 &= 0.235
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{6.61} &= \eta_{N6.61} + \eta_{My6.61} + \eta_{Mz6.61} \\
 &= 0.073 + 0.334 + 0.235 \\
 &= 0.642
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{N6.62} &= \frac{N_{c,Ed}}{Z_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \\
 &= \frac{208.60 \text{ kN}}{0.64 \cdot \frac{3230.500 \text{ kN}}{1.00}} \\
 &= 0.102
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{My6.62} &= k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{Z_{LT,mod} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \\
 &= 0.989 \cdot \frac{91.97 \text{ kNm}}{0.96 \cdot \frac{293.58 \text{ kNm}}{1.00}} \\
 &= 0.323
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{Mz6.62} &= k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{Z_{M1} \cdot \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \\
 &= 1.110 \cdot \frac{49.29 \text{ kNm}}{\frac{139.83 \text{ kNm}}{1.00}} \\
 &= 0.391
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{6.62} &= \eta_{N6.62} + \eta_{My6.62} + \eta_{Mz6.62} \\
 &= 0.102 + 0.323 + 0.391 \\
 &= 0.816
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \max(\eta_{6.61}, \eta_{6.62}) \\
 &= \max(0.642, 0.816) \\
 &= 0.816
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.816 \leq 1 \quad \checkmark$$

$\eta_{6.61}$ Design ratio

$\eta_{N6.62}$ Design component for N

$\eta_{My6.62}$ Design component for M_y

$\eta_{Mz6.62}$ Design component for M_z

$\eta_{6.62}$ Design ratio

Πίνακας Α-0-4: Συγκεντρωτικός Πίνακας Υποστυλώματος

Member No.	Location x [m]	Stress Point No.	Construction Stage	Design Situation	Loading No.	Design Check Ratio η [-]	Design Check Type	Description
48	Beam 28 - HE 220 B 3 - S355 L: 3.600 m							
	3.600 ±			D57	RC1	0.008 ✓	SP1100.00	Section Proof Tension acc. to EN 1993-1-1, 6.2.3
	0.000 ±			D57	RC1	0.065 ✓	SP1200.00	Section Proof Compression acc. to EN 1993-1-1, 6.2.4
	0.000 ±			D57	RC1	0.087 ✓	SP3100.02	Section Proof Shear in z-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.6(2) Plastic design
	0.000 ±			D57	RC1	0.019 ✓	SP3200.02	Section Proof Shear in y-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.6(2) Plastic design
	0.000 ±			D51	CO1	0.000 ✓	SP3500.00	Section Proof Shear buckling acc. to EN 1993-1-5, 5.1, 5.2, 5.3, 5.5
	3.600 ±			D57	RC1	0.313 ✓	SP4100.03	Section Proof Bending about y-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.5 Plastic design
	3.600 ±			D57	RC1	0.352 ✓	SP5100.03	Section Proof Bending about z-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.2.5 Plastic design
	3.600 ±			D57	RC1	0.451 ✓	SP6500.01	Section Proof Biaxial bending, axial force and shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.9.1, 6.2.10 Plastic design
	3.600 ±			D51	CO53	0.125 ✓	SP6500.02	Section Proof Bending about y-axis, axial force and shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.9.1, 6.2.10 Plastic design
	1.800 ½			D51	CO55	0.002 ✓	SP6500.03	Section Proof Bending about z-axis, axial force and shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.9.1, 6.2.10 Plastic design
	0.600			D57	RC1	0.204 ✓	SP6500.04	Section Proof Biaxial bending and shear acc. to EN 1993-1-1, 6.2.9.1, 6.2.10 Plastic design
	0.000 ±			D51	CO1	0.000 ✓	ST1100.00	Stability Flexural buckling about principal y-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.3.1
	0.000 ±			D57	RC1	0.102 ✓	ST1300.00	Stability Flexural buckling about principal z-axis acc. to EN 1993-1-1, 6.3.1
	0.000 ±			D51	CO1	0.000 ✓	ST1500.00	Stability Torsional buckling acc. to EN 1993-1-1, 6.3.1
	0.000 ±			D57	RC1	0.816 ✓	ST3100.00	Stability Bending and buckling about principal axes acc. to EN 1993-1-1, 6.3.3
	0.000 ±			D58	CO163	0.032 ✓	FR1200.00	Fire Resistance Compression acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3
	1.800 ½			D58	CO163	0.026 ✓	FR3100.02	Fire Resistance Shear in z-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3(6) Plastic design
	3.600 ±			D58	CO163	0.094 ✓	FR4100.03	Fire Resistance Bending about y-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3 Plastic design
	0.000 ±			D58	CO163	0.004 ✓	FR5100.03	Fire Resistance Bending about z-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3 Plastic design
	0.000 ±			D58	CO163	0.012 ✓	FR6500.01	Fire Resistance Biaxial bending, axial force and shear acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3 Plastic design
	3.600 ±			D58	CO162	0.084 ✓	FR6500.02	Fire Resistance Bending about y-axis, axial force and shear acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3 Plastic design
	0.000 ±			D58	CO163	0.045 ✓	FS1100.00	Fire Resistance - Stability Flexural buckling about principal y-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.2
	0.000 ±			D58	CO163	0.065 ✓	FS1300.00	Fire Resistance - Stability Flexural buckling about principal z-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.2
	0.000 ±			D58	CO163	0.050 ✓	FS1500.00	Fire Resistance - Stability Torsional buckling acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.2
	0.000 ±			D58	CO163	0.184 ✓	FS3100.00	Fire Resistance - Stability Bending and buckling about principal axes acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.5
	0.000 ±			D52	CO70	0.000 ✓	SE0100.00	Serviceability Negligible deflections
	2.400 ¾			D52	CO99	0.037 ✓	SE1100.00	Serviceability Deflections in z-direction

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΝΤΟΧΗΣ

ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΣΕ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ

ΠΥΡΚΑΓΙΑΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 3

Έλεγχος Κύριας Δοκού με ψεκαζόμενο πυράντοχο επίχρισμα PROMASPRAY P300 πάχους 20mm (επιλογή υλικού και πάχους αναλυτικά στο Κεφάλαιο 8.3) σε κατάσταση πυρκαγιάς 90 λεπτών και συγκεντρωτικός πίνακας ελέγχων όλων των διατομών.

Έλεγχος Εφελκυσμού

(Tension - Fire Resistance - EN 1993-1-2, 4.2.3.1)

Critical temperature calculation:

$$\begin{aligned}\theta_{a,cr} &= 39.19 \cdot \ln \left[\frac{1}{0.9674 \cdot (\mu_0)^{3.833}} - 1 \right] + 482 \\ &= 39.19 \cdot \ln \left[\frac{1}{0.9674 \cdot (0.177)^{3.833}} - 1 \right] + 482 \\ &= 743.1 \text{ }^{\circ}\text{C}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}N_{pl,Rd} &= A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\ &= 62.60 \text{ cm}^2 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\ &= 2222.300 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}N_{t,Rd} &= N_{pl,Rd} \\ &= 2222.30 \text{ kN}\end{aligned}$$

The value of the reduction factor $k_{y,\theta,max}$ is taken from EN 1993-1-2, Tab. 3.1.

$$\begin{aligned}N_{fi,t,Rd} &= k_{y,\theta,max} \cdot N_{t,Rd} \cdot \left(\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right) \\ &= 0.86 \cdot 2222.30 \text{ kN} \cdot \left(\frac{1.00}{1.00} \right) \\ &= 1904.98 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta &= \frac{N_{t,fi,Ed}}{N_{fi,t,Rd}} \\ &= \frac{394.04 \text{ kN}}{1904.98 \text{ kN}} \\ &= 0.207\end{aligned}$$

$$\eta = 0.207 \leq 1 \quad \checkmark$$

$\theta_{a,cr}$	Critical temperature
μ_0	Utilization at time = 0
$N_{pl,Rd}$	Design plastic axial resistance
A	Sectional area
f_y	Yield strength
γ_{M0}	Partial factor
$N_{t,Rd}$	Design axial force resistance
$N_{fi,t,Rd}$	Design axial force resistance for nonuniform fire temperature
$k_{y,\theta,max}$	Reduction factor of yield strength for maximum steel temperature $\theta_{a,max}$
$\gamma_{M,fi}$	Partial factor for fire situation
$N_{t,fi,Ed}$	Design tension force

Έλεγχος Ολίσθησης

(Compression - Fire Resistance - EN 1993-1-2, 4.2.3)

Critical temperature calculation:

The critical temperature can be calculated only for sections of classes 1, 2, 3, and sections under tension.

$$\begin{aligned}
 N_{c,Rd} &= A_{eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\
 &= 59.12 \text{ cm}^2 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 2098.64 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

The value of the reduction factor $k_{p0.2,\theta}$ is taken from EN 1993-1-2, Tab. E.1.

$$\begin{aligned}
 N_{fi,t,Rd} &= k_{p0.2,\theta} \cdot N_{c,Rd} \cdot \left(\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right) \\
 &= 0.57 \cdot 2098.64 \text{ kN} \cdot \left(\frac{1.00}{1.00} \right) \\
 &= 1200.66 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_N &= \frac{N_{c,fi,Ed}}{N_{fi,t,Rd}} \\
 &= \frac{425.58 \text{ kN}}{1200.66 \text{ kN}} \\
 &= 0.354
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \eta_N \\
 &= 0.354
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.354 \leq 1 \quad \checkmark$$

 $N_{c,Rd}$ Design axial force resistance A_{eff} Effective area of section f_y Yield strength γ_{M0} Partial factor $N_{fi,t,Rd}$ Design axial force resistance for nonuniform fire temperature $k_{p0.2,\theta}$ Reduction factor $\gamma_{M,fi}$ Partial factor for fire situation η_N Design component for N $N_{c,fi,Ed}$ Design compression force

Έλεγχος Διάτμησης κατά τον άξονα z

(Shear in z-axis - Fire Resistance - EN 1993-1-2, 4.2.3.3(6) - Plastic design)

Critical temperature calculation:

$$\begin{aligned}
 \theta_{a,cr} &= 39.19 \cdot \ln \left[\frac{1}{0.9674 \cdot (\mu_0)^{3.833}} - 1 \right] + 482 \\
 &= 39.19 \cdot \ln \left[\frac{1}{0.9674 \cdot (0.145)^{3.833}} - 1 \right] + 482 \\
 &= 773.2^\circ\text{C}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{pl,z,Rd} &= \frac{A_{v,z} \cdot \left(\frac{f_{y,w}}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \\
 &= \frac{30.80 \text{ cm}^2 \cdot \left(\frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3}} \right)}{1.00} \\
 &= 631.33 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{c,z,Rd} &= V_{pl,z,Rd} \\
 &= 631.33 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

The value of the reduction factor $k_{y,\theta,web}$ is taken from EN 1993-1-2, Tab. 3.1.

$$\begin{aligned}
 V_{fi,z,t,Rd} &= k_{y,\theta,web} \cdot V_{c,z,Rd} \cdot \left(\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right) \\
 &= 0.86 \cdot 631.33 \text{ kN} \cdot \left(\frac{1.00}{1.00} \right) \\
 &= 541.18 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{Vz} &= \frac{V_{fi,z,Ed}}{V_{fi,z,t,Rd}} \\
 &= \frac{91.63 \text{ kN}}{541.18 \text{ kN}} \\
 &= 0.169
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \eta_{Vz} \\
 &= 0.169
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.169 \leq 1 \quad \checkmark$$

 $\theta_{a,cr}$ Critical temperature μ_0 Utilization at time = 0 $V_{pl,z,Rd}$ Design shear force resistance $A_{v,z}$ Shear area $f_{y,w}$ Yield strength of web γ_{M0} Partial factor $V_{c,z,Rd}$ Shear force resistance $V_{fi,z,t,Rd}$ Design shear force resistance for fire temperature $k_{y,\theta,web}$ Reduction factor of yield strength for steel temperature θ_s of web reached in time t $\gamma_{M,fi}$ Partial factor for fire situation η_{Vz} Design component for V_z $V_{fi,z,Ed}$ Design shear force

Έλεγχος Διάτμησης

(Shear - Fire Resistance - EN 1993-1-2, 4.2.3.4(4))

Critical temperature calculation:

The critical temperature can be calculated only for sections of classes 1, 2, 3, and sections under tension.

$$\begin{aligned}\tau_{Rd} &= \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \\ &= \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1.00} \\ &= 204.959 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

The value of the reduction factor $k_{p0,2,\theta}$ is taken from EN 1993-1-2, Tab. E.1.

$$\begin{aligned}\tau_{fi,Rd} &= k_{p0,2,\theta} \cdot \tau_{Rd} \cdot \left(\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right) \\ &= 0.57 \cdot 204.959 \text{ N/mm}^2 \cdot \left(\frac{1.00}{1.00} \right) \\ &= 117.260 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta &= \frac{|\tau_{Ed}|}{\tau_{fi,Rd}} \\ &= \frac{|41.677 \text{ N/mm}^2|}{117.260 \text{ N/mm}^2} \\ &= 0.355\end{aligned}$$

$$\eta = 0.355 \leq 1 \quad \checkmark$$

 τ_{Rd} Design shear strength f_y Yield strength of stress point γ_{M0} Partial factor $\tau_{fi,Rd}$ Design shear strength $k_{p0,2,\theta}$ Reduction factor $\gamma_{M,fi}$ Partial factor for fire situation τ_{Ed} Design shear stress

Έλεγχος Κάμψης περί τον άξονα γ

(Bending about γ-axis - Fire Resistance - EN 1993-1-2, 4.2.3.3 - Plastic design)

Critical temperature calculation:

$$\begin{aligned}
 \theta_{a,cr} &= 39.19 \cdot \ln \left[\frac{1}{0.9674 \cdot (\mu_0)^{3.833}} - 1 \right] + 482 \\
 &= 39.19 \cdot \ln \left[\frac{1}{0.9674 \cdot (0.185)^{3.833}} - 1 \right] + 482 \\
 &= 736.8 \text{ } ^\circ\text{C}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pl,y,Rd} &= W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\
 &= 804.00 \text{ cm}^3 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 285.42 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

The value of the reduction factor $k_{y,\theta,max}$ is taken from EN 1993-1-2, Tab. 3.1.

$$\begin{aligned}
 M_{fi,y,\theta,Rd} &= k_{y,\theta,max} \cdot M_{pl,y,Rd} \cdot \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \\
 &= 0.86 \cdot 285.42 \text{ kNm} \cdot \frac{1.00}{1.00} \\
 &= 244.67 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{fi,y,t,Rd} &= \frac{M_{fi,y,\theta,Rd}}{\kappa_1 \cdot \kappa_2} \\
 &= \frac{244.67 \text{ kNm}}{0.85 \cdot 1.00} \\
 &= 287.84 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{fi,y,t,Rd} &= \min (M_{fi,y,t,Rd}, M_{pl,y,Rd}) \\
 &= \min (287.84 \text{ kNm}, 285.42 \text{ kNm}) \\
 &= 285.42 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{My} &= \frac{M_{fi,y,Ed}}{M_{fi,y,t,Rd}} \\
 &= \frac{52.77 \text{ kNm}}{285.42 \text{ kNm}} \\
 &= 0.185
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \eta_{My} \\
 &= 0.185
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.185 \leq 1 \quad \checkmark$$

$\theta_{a,cr}$	Critical temperature
μ_0	Utilization at time = 0
$M_{pl,y,Rd}$	Design moment resistance
$W_{pl,y}$	Plastic section modulus
f_y	Yield strength
γ_{M0}	Partial factor
$M_{fi,y,\theta,Rd}$	Design moment resistance for uniform fire temperature
$k_{y,\theta,max}$	Reduction factor of yield strength for maximum steel temperature $\theta_{a,max}$
$\gamma_{M,fi}$	Partial factor for fire situation
$M_{fi,y,t,Rd}$	Design moment resistance
κ_1	Adaptation factor
κ_2	Adaptation factor
η_{My}	Design component for M_y
$M_{fi,y,Ed}$	Design bending moment

Συνδυαστικός έλεγχος Κάμψης, Αξονικής δύναμης και Διάτμησης

(Bending, axial force and shear - Fire Resistance - EN 1993-1-2, 4.2.3.4 - Elastic design)

Critical temperature calculation:

The critical temperature can be calculated only for sections of classes 1, 2, 3, and sections under tension.

$$\begin{aligned}\sigma_{x,Rd} &= \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\ &= \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\ &= 355.000 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

The value of the reduction factor $k_{p0.2,\theta}$ is taken from EN 1993-1-2, Tab. E.1.

$$\begin{aligned}\sigma_{fi,x,t,Rd} &= k_{p0.2,\theta} \cdot \sigma_{x,Rd} \cdot \frac{\gamma_{M0}}{\kappa_1 \cdot \kappa_2} \\ &= 0.57 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{1.00}{0.85 \cdot 1.00} \\ &= 238.942 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{fi,x,t,Rd} &= \min(\sigma_{fi,x,t,Rd}, \sigma_{x,Rd}) \\ &= \min(238.942 \text{ N/mm}^2, 355.000 \text{ N/mm}^2) \\ &= 238.942 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta &= \frac{|\sigma_{x,Ed}|}{\sigma_{fi,x,t,Rd}} \\ &= \frac{|-49.284 \text{ N/mm}^2|}{238.942 \text{ N/mm}^2} \\ &= 0.206\end{aligned}$$

$$\eta = 0.206 \leq 1 \quad \checkmark$$

$\sigma_{x,Rd}$	Design axial strength
f_y	Yield strength of stress point
γ_{M0}	Partial factor
$\sigma_{fi,x,t,Rd}$	Design axial strength for nonuniform fire temperature
$k_{p0.2,\theta}$	Reduction factor
$\gamma_{M,fi}$	Partial factor for fire situation
κ_1	Adaptation factor
κ_2	Adaptation factor
$\sigma_{x,Ed}$	Design axial stress

Συνδυαστικός έλεγχος Κάμψης περί τον άξονα γ, Αξονικής δύναμης και Διάτμησης

(Bending about γ-axis, axial force and shear - Fire Resistance - EN 1993-1-2, 4.2.3.3 - Plastic design)

Critical temperature calculation:

$$\begin{aligned}
 \theta_{a,cr} &= 39.19 \cdot \ln \left[\frac{1}{0.9674 \cdot (\mu_Q)^{3.833}} - 1 \right] + 482 \\
 &= 39.19 \cdot \ln \left[\frac{1}{0.9674 \cdot (0.176)^{3.833}} - 1 \right] + 482 \\
 &= 743.9^\circ\text{C}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{pl,z,Rd} &= \frac{A_{v,z} \cdot \left(\frac{f_{y,w}}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \\
 &= \frac{30.80 \text{ cm}^2 \cdot \left(\frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3}} \right)}{1.00} \\
 &= 631.33 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

The value of the reduction factor $k_{y,\theta,web}$ is taken from EN 1993-1-2, Tab. 3.1.

$$\begin{aligned}
 V_{fi,z,t,Rd} &= k_{y,\theta,web} \cdot V_{pl,z,Rd} \cdot \left(\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right) \\
 &= 0.86 \cdot 631.33 \text{ kN} \cdot \left(\frac{1.00}{1.00} \right) \\
 &= 541.18 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{z,Rd,min} &= \min(V_{pl,z,Rd}, V_{fi,z,t,Rd}) \\
 &= \min(631.33 \text{ kN}, 541.18 \text{ kN}) \\
 &= 541.18 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{Vz} &= \frac{V_{fi,z,Ed}}{V_{z,Rd,min}} \\
 &= \frac{0.65 \text{ kN}}{541.18 \text{ kN}} \\
 &= 0.001
 \end{aligned}$$

Acc. to EN 1993-1-1, 6.2.8(2) or 6.2.10(2), the effect of the shear force/stress in the z-axis is neglected because it is less than half of the shear resistance.

$$\begin{aligned}
 N_{pl,Rd} &= A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\
 &= 62.60 \text{ cm}^2 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 2222.300 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

The value of the reduction factor $k_{y,\theta,max}$ is taken from EN 1993-1-2, Tab. 3.1.

$$\begin{aligned}
 N_{fi,t,Rd} &= k_{y,\theta,max} \cdot N_{pl,Rd} \cdot \left(\frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \right) \\
 &= 0.86 \cdot 2222.300 \text{ kN} \cdot \left(\frac{1.00}{1.00} \right) \\
 &= 1904.98 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pl,y,Rd} &= W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\
 &= 804.00 \text{ cm}^3 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 285.42 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{fi,y,\theta,Rd} &= k_{y,\theta,max} \cdot M_{pl,y,Rd} \cdot \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M,fi}} \\
 &= 0.86 \cdot 285.42 \text{ kNm} \cdot \frac{1.00}{1.00} \\
 &= 244.67 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{fi,y,t,Rd} &= \frac{M_{fi,y,\theta,Rd}}{\kappa_1 \cdot \kappa_2} \\
 &= \frac{244.67 \text{ kNm}}{0.85 \cdot 1.00} \\
 &= 287.84 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{fi,y,t,Rd} &= \min(M_{fi,y,t,Rd}, M_{pl,y,Rd}) \\
 &= \min(287.84 \text{ kNm}, 285.42 \text{ kNm}) \\
 &= 285.42 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{lim,6.33} &= 0.25 \cdot N_{fi,t,Rd} \\
 &= 0.25 \cdot 1904.98 \text{ kN} \\
 &= 476.245 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{lim,6.34} &= 0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot \frac{f_{y,w}}{\gamma_{M0}} \\
 &= 0.5 \cdot 307.0 \text{ mm} \cdot 7.5 \text{ mm} \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 408.694 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{lim,6.34} &= N_{lim,6.34} \cdot k_{y,s,web} \\
 &= 408.694 \text{ kN} \cdot 0.86 \\
 &= 350.337 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$N_{fi,Ed} \leq N_{lim,6.33}$$

$$N_{fi,Ed} > N_{lim,6.34}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} \\
 &= \frac{62.60 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 160.0 \text{ mm} \cdot 11.5 \text{ mm}}{62.60 \text{ cm}^2} \\
 &= 0.412
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{N_{fi,Ed}}{N_{fi,t,Rd}} \\
 &= \frac{388.16 \text{ kN}}{1904.98 \text{ kN}} \\
 &= 0.204
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{N,y,Rd} &= M_{fi,y,t,Rd} \cdot \frac{1 - n}{1 - 0.5 \cdot a} \\
 &= 285.42 \text{ kNm} \cdot \frac{1 - 0.204}{1 - 0.5 \cdot 0.412} \\
 &= 286.25 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{N,y,Rd} &= \min(M_{N,y,Rd}, M_{fi,y,t,Rd}) \\
 &= \min(286.25 \text{ kNm}, 285.42 \text{ kNm}) \\
 &= 285.42 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{6.31} &= \frac{M_{fi,y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \\
 &= \frac{50.33 \text{ kNm}}{285.42 \text{ kNm}} \\
 &= 0.176
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_N &= \frac{N_{fi,Ed}}{N_{fi,t,Rd}} \\
 &= \frac{388.16 \text{ kN}}{1904.98 \text{ kN}} \\
 &= 0.204
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta_{My} &= M_{fi,y,Ed} \cdot \frac{1 - 0.5 \cdot a}{M_{fi,y,t,Rd}} \\
 &= 50.33 \text{ kNm} \cdot \frac{1 - 0.5 \cdot 0.412}{285.42 \text{ kNm}} \\
 &= 0.140
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \eta_N + \eta_{My} \\
 &= 0.204 + 0.140 \\
 &= 0.344
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.344 \leq 1 \quad \checkmark$$

$N_{fi,t,Rd}$	Design axial force resistance for nonuniform fire temperature
$k_{y,s,max}$	Reduction factor of yield strength for maximum steel temperature $\theta_{a,max}$
$M_{pl,y,Rd}$	Design moment resistance
W_{ply}	Plastic section modulus
$M_{fi,y,s,Rd}$	Design moment resistance for uniform fire temperature
$M_{fi,y,t,Rd}$	Design moment resistance
κ_1	Adaptation factor
κ_2	Adaptation factor
$N_{lim,6.33}$	Limit value of axial force
$N_{lim,6.34}$	Limit value of axial force
h_w	Depth of web between flanges
t_w	Web thickness
$N_{fi,Ed}$	Design axial force
a	Ratio of web area to gross area
b	Width of section
t_f	Flange thickness
n	Ratio of design axial force to design plastic resistance
$M_{N,y,Rd}$	Design moment resistance
$\eta_{6.31}$	Design ratio
$M_{fi,y,Ed}$	Design bending moment
η_N	Design component for N
η_{My}	Design component for M_y

Έλεγχος Καμπτικού Λυγισμού περί τον άξονα y

(Flexural buckling about principal y-axis - Fire Resistance EN 1993-1-2, 4.2.3.2)

$$\begin{aligned}
 N_{cr,y} &= (\pi)^2 \cdot E \cdot \frac{I_y}{(L_{cr,y})^2} \\
 &= (\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{11770.00 \text{ cm}^4}{(6.000 \text{ m})^2} \\
 &= 6776.31 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\lambda}_y &= \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr,y}}} \\
 &= \sqrt{\frac{59.12 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{6776.31 \text{ kN}}} \\
 &= 0.557
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\lambda}_{y,\theta} &= \bar{\lambda}_y \cdot \sqrt{\frac{k_{p0.2,\theta}}{k_{E,\theta}}} \\
 &= 0.557 \cdot \sqrt{\frac{0.57}{0.64}} \\
 &= 0.528
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 0.65 \cdot \sqrt{\frac{C_{235}}{f_y}} \\
 &= 0.65 \cdot \sqrt{\frac{235.000 \text{ N/mm}^2}{355.000 \text{ N/mm}^2}} \\
 &= 0.529
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi_{y,\theta} &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_{y,\theta} + (\bar{\lambda}_{y,\theta})^2 \right] \\
 &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.529 \cdot 0.528 + (0.528)^2 \right] \\
 &= 0.779
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \chi_{fi,y} &= \frac{1}{\phi_{y,\theta} + \sqrt{(\phi_{y,\theta})^2 - (\bar{\lambda}_{y,\theta})^2}} \\
 &= \frac{1}{0.779 + \sqrt{(0.779)^2 - (0.528)^2}} \\
 &= 0.74
 \end{aligned}$$

The value of the reduction factor $k_{p0.2,\theta}$ is taken from EN 1993-1-2, Tab. E.1.

$$\begin{aligned}
 N_{b,fi,y,\theta,Rd} &= \chi_{fi,y} \cdot A_{eff} \cdot k_{p0.2,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}} \\
 &= 0.74 \cdot 59.12 \text{ cm}^2 \cdot 0.57 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 888.09 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \frac{N_{c,fi,Ed}}{N_{b,fi,y,\theta,Rd}} \\
 &= \frac{425.58 \text{ kN}}{888.09 \text{ kN}} \\
 &= 0.479
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.479 \leq 1 \quad \checkmark$$

$N_{cr,y}$	Elastic critical force
E	Modulus of elasticity
I_y	Moment of inertia
$L_{cr,y}$	Buckling length
$\bar{\lambda}_y$	Non-dimensional slenderness
A_{eff}	Effective area of section
f_y	Yield strength
$\bar{\lambda}_{y,\theta}$	Non-dimensional slenderness
$k_{p0.2,\theta}$	Reduction factor
$k_{E,\theta}$	Reduction factor
α	Imperfection factor
C_{235}	Constant (235 N/mm ²)
$\phi_{y,\theta}$	Value to determine reduction factor χ
$\chi_{fi,y}$	Reduction factor for buckling
$N_{b,fi,y,\theta,Rd}$	Design axial force resistance for non-uniform fire temperature
$\gamma_{M,fi}$	Partial factor for fire situation
$N_{c,fi,Ed}$	Design compression force

Έλεγχος Καμπτικού Λυγισμού περί τον άξονα z

(Flexural buckling about principal z-axis - Fire Resistance - EN 1993-1-2, 4.2.3.2)

$$\begin{aligned}
 N_{cr,z} &= (\pi)^2 \cdot E \cdot \frac{I_z}{(L_{cr,z})^2} \\
 &= (\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{788.00 \text{ cm}^4}{(2.000 \text{ m})^2} \\
 &= 4083.06 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\lambda}_z &= \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr,z}}} \\
 &= \sqrt{\frac{59.12 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{4083.06 \text{ kN}}} \\
 &= 0.717
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\lambda}_{z,\theta} &= \bar{\lambda}_z \cdot \sqrt{\frac{k_{p0.2,\theta}}{k_{E,\theta}}} \\
 &= 0.717 \cdot \sqrt{\frac{0.57}{0.64}} \\
 &= 0.680
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 0.65 \cdot \sqrt{\frac{C_{235}}{f_y}} \\
 &= 0.65 \cdot \sqrt{\frac{235.000 \text{ N/mm}^2}{355.000 \text{ N/mm}^2}} \\
 &= 0.529
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \varphi_{z,\theta} &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_{z,\theta} + (\bar{\lambda}_{z,\theta})^2 \right] \\
 &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.529 \cdot 0.680 + (0.680)^2 \right] \\
 &= 0.911
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \chi_{fi,z} &= \frac{1}{\varphi_{z,\theta} + \sqrt{(\varphi_{z,\theta})^2 - (\bar{\lambda}_{z,\theta})^2}} \\
 &= \frac{1}{0.911 + \sqrt{(0.911)^2 - (0.680)^2}} \\
 &= 0.66
 \end{aligned}$$

The value of the reduction factor $k_{p0.2,\theta}$ is taken from EN 1993-1-2, Tab. E.1.

$$\begin{aligned}
 N_{b,fi,z,\theta,Rd} &= \chi_{fi,z} \cdot A_{eff} \cdot k_{p0.2,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}} \\
 &= 0.66 \cdot 59.12 \text{ cm}^2 \cdot 0.57 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 791.04 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \frac{N_{c,fi,Ed}}{N_{b,fi,z,\theta,Rd}} \\
 &= \frac{425.58 \text{ kN}}{791.04 \text{ kN}} \\
 &= 0.538
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.538 \leq 1 \quad \checkmark$$

$N_{cr,z}$	Elastic critical force
E	Modulus of elasticity
I_z	Moment of inertia
$L_{cr,z}$	Buckling length
$\bar{\lambda}_z$	Non-dimensional slenderness
A_{eff}	Effective area of section
f_y	Yield strength
$\bar{\lambda}_{z,\theta}$	Non-dimensional slenderness
$k_{p0.2,\theta}$	Reduction factor
$k_{E,\theta}$	Reduction factor
α	Imperfection factor
C_{235}	Constant (235 N/mm ²)
$\varphi_{z,\theta}$	Value to determine reduction factor χ
$\chi_{fi,z}$	Reduction factor for buckling
$N_{b,fi,z,\theta,Rd}$	Design axial force resistance for non-uniform fire temperature
$\gamma_{M,fi}$	Partial factor for fire situation
$N_{c,fi,Ed}$	Design compression force

Έλεγχος Στρεπτικού Αυγισμού

(Torsional buckling - Fire Resistance - EN 1993-1-2, 4.2.3.2)

$$\begin{aligned}
 N_{cr,T} &= \frac{1}{(i_{p,SC})^2} \cdot \left[G \cdot I_t + \frac{(\pi)^2 \cdot E \cdot I_w}{(L_{cr,T})^2} \right] \\
 &= \frac{1}{(141.5 \text{ mm})^2} \cdot \left[80769.200 \text{ N/mm}^2 \cdot 28.20 \text{ cm}^4 + \frac{(\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 199000.00 \text{ cm}^6}{(2.000 \text{ m})^2} \right] \\
 &= 6285.29 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\lambda}_T &= \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr,T}}} \\
 &= \sqrt{\frac{59.12 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{6285.29 \text{ kN}}} \\
 &= 0.578
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\lambda}_{T,\theta} &= \bar{\lambda}_T \cdot \sqrt{\frac{k_{p0.2,\theta}}{k_{E,\theta}}} \\
 &= 0.578 \cdot \sqrt{\frac{0.57}{0.64}} \\
 &= 0.548
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 0.65 \cdot \sqrt{\frac{C_{235}}{f_y}} \\
 &= 0.65 \cdot \sqrt{\frac{235.000 \text{ N/mm}^2}{355.000 \text{ N/mm}^2}} \\
 &= 0.529
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \varphi_{T,\theta} &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_{T,\theta} + (\bar{\lambda}_{T,\theta})^2 \right] \\
 &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.529 \cdot 0.548 + (0.548)^2 \right] \\
 &= 0.795
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \chi_{fi,T} &= \frac{1}{\varphi_{T,\theta} + \sqrt{(\varphi_{T,\theta})^2 - (\bar{\lambda}_{T,\theta})^2}} \\
 &= \frac{1}{0.795 + \sqrt{(0.795)^2 - (0.548)^2}} \\
 &= 0.73
 \end{aligned}$$

The value of the reduction factor $k_{p0.2,\theta}$ is taken from EN 1993-1-2, Tab. E.1,

$$\begin{aligned}
 N_{b,fi,T,\theta,Rd} &= \chi_{fi,T} \cdot A_{eff} \cdot k_{p0.2,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}} \\
 &= 0.73 \cdot 59.12 \text{ cm}^2 \cdot 0.57 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 875.43 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \frac{N_{c,fi,Ed}}{N_{b,fi,T,\theta,Rd}} \\
 &= \frac{425.58 \text{ kN}}{875.43 \text{ kN}} \\
 &= 0.486
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.486 \leq 1 \quad \checkmark$$

$N_{cr,T}$	Elastic critical force
$i_{p,SC}$	Polar radius of gyration about shear center
G	Shear modulus
I_t	Torsional constant
E	Modulus of elasticity
I_w	Warping constant
$L_{cr,T}$	Buckling length
$\bar{\lambda}_T$	Non-dimensional slenderness
A_{eff}	Effective area of section
f_y	Yield strength
$\bar{\lambda}_{T,\theta}$	Non-dimensional slenderness
$k_{p0.2,\theta}$	Reduction factor
$k_{E,\theta}$	Reduction factor
α	Imperfection factor
C_{235}	Constant (235 N/mm ²)
$\varphi_{T,\theta}$	Value to determine reduction factor χ
$\chi_{fi,T}$	Reduction factor for buckling
$N_{b,fi,T,\theta,Rd}$	Design axial force resistance for non-uniform fire temperature
$\gamma_{M,fi}$	Partial factor for fire situation
$N_{c,fi,Ed}$	Design compression force

Έλεγχος Στρεπτοκαμπτικού Αυγισμού

(Lateral torsional buckling - Fire Resistance - EN 1993-1-2, 4.2.3.3 or 4.2.3.4)

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &= \alpha_{cr} \cdot M_{fi,y,Ed} \\
 &= 21.56 \cdot 52.77 \text{ kNm} \\
 &= 1137.45 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\lambda}_{LT} &= \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} \\
 &= \sqrt{\frac{804.00 \text{ cm}^3 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{1137.45 \text{ kNm}}} \\
 &= 0.501
 \end{aligned}$$

The value of the reduction factor $k_{y,fi,com}$ is taken from EN 1993-1-2, Tab. 3.1.

$$\begin{aligned}
 \bar{\lambda}_{LT,fi,com} &= \bar{\lambda}_{LT} \cdot \sqrt{\frac{k_{y,fi,com}}{k_{E,fi,com}}} \\
 &= 0.501 \cdot \sqrt{\frac{0.86}{0.64}} \\
 &= 0.582
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 0.65 \cdot \sqrt{\frac{C_{235}}{f_y}} \\
 &= 0.65 \cdot \sqrt{\frac{235.000 \text{ N/mm}^2}{355.000 \text{ N/mm}^2}} \\
 &= 0.529
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi_{LT,fi,com} &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_{LT,fi,com} + (\bar{\lambda}_{LT,fi,com})^2 \right] \\
 &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.529 \cdot 0.582 + (0.582)^2 \right] \\
 &= 0.823
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \chi_{fi,LT} &= \frac{1}{\Phi_{LT,fi,com} + \sqrt{(\Phi_{LT,fi,com})^2 - (\bar{\lambda}_{LT,fi,com})^2}} \\
 &= \frac{1}{0.823 + \sqrt{(0.823)^2 - (0.582)^2}} \\
 &= 0.71
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{b,fi,t,Rd} &= \chi_{fi,LT} \cdot W_{pl,y} \cdot k_{y,fi,com} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}} \\
 &= 0.71 \cdot 804.00 \text{ cm}^3 \cdot 0.86 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00} \\
 &= 174.08 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \eta &= \frac{M_{fi,y,Ed}}{M_{b,fi,t,Rd}} \\
 &= \frac{52.77 \text{ kNm}}{174.08 \text{ kNm}} \\
 &= 0.303
 \end{aligned}$$

$$\eta = 0.303 \leq 1 \quad \checkmark$$

M_{cr}	Elastic critical moment for lateral-torsional buckling
α_{cr}	Amplifier
$M_{fi,y,Ed}$	Design bending moment (maximum on member or set)
$\bar{\lambda}_{LT}$	Non-dimensional slenderness
$W_{pl,y}$	Plastic section modulus
f_y	Yield strength
$\bar{\lambda}_{LT,fi,com}$	Non-dimensional slenderness
$k_{y,fi,com}$	Reduction factor
$k_{E,fi,com}$	Reduction factor
α	Imperfection factor
C_{235}	Constant (235 N/mm ²)
$\Phi_{LT,fi,com}$	Value to determine reduction factor χ
$\chi_{fi,LT}$	Reduction factor for lateral-torsional buckling
$M_{b,fi,t,Rd}$	Design buckling resistance moment
$\gamma_{M,fi}$	Partial factor for fire situation
$M_{fi,y,Ed}$	Design bending moment

Συνδυαστικός Έλεγχος Κάμψης και Αξονικής Θλίψης

(Bending and buckling about - Fire Resistance EN 1993-1-2, 4.2.3.5)

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 0.65 \cdot \sqrt{\frac{C_{235}}{f_y}} \\
 &= 0.65 \cdot \sqrt{\frac{235.000 \text{ N/mm}^2}{355.000 \text{ N/mm}^2}} \\
 &= 0.529 \\
 N_{cr,y} &= (\pi)^2 \cdot E \cdot \frac{I_y}{(L_{cr,y})^2} \\
 &= (\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{11770.00 \text{ cm}^4}{(6.000 \text{ m})^2} \\
 &= 6776.31 \text{ kN} \\
 \bar{\lambda}_y &= \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr,y}}} \\
 &= \sqrt{\frac{61.78 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{6776.31 \text{ kN}}} \\
 &= 0.569 \\
 \bar{\lambda}_{y,\theta} &= \bar{\lambda}_y \cdot \sqrt{\frac{k_{p0.2,\theta}}{k_{E,\theta}}} \\
 &= 0.569 \cdot \sqrt{\frac{0.57}{0.64}} \\
 &= 0.540 \\
 \varphi_{y,\theta} &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_{y,\theta} + (\bar{\lambda}_{y,\theta})^2 \right] \\
 &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.529 \cdot 0.540 + (0.540)^2 \right] \\
 &= 0.789 \\
 \chi_{fi,y} &= \frac{1}{\varphi_{y,\theta} + \sqrt{(\varphi_{y,\theta})^2 - (\bar{\lambda}_{y,\theta})^2}} \\
 &= \frac{1}{0.789 + \sqrt{(0.789)^2 - (0.540)^2}} \\
 &= 0.73 \\
 N_{cr,z} &= (\pi)^2 \cdot E \cdot \frac{I_z}{(L_{cr,z})^2} \\
 &= (\pi)^2 \cdot 210000.000 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{788.00 \text{ cm}^4}{(2.000 \text{ m})^2} \\
 &= 4083.06 \text{ kN} \\
 \bar{\lambda}_z &= \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr,z}}} \\
 &= \sqrt{\frac{61.78 \text{ cm}^2 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{4083.06 \text{ kN}}} \\
 &= 0.733 \\
 \bar{\lambda}_{z,\theta} &= \bar{\lambda}_z \cdot \sqrt{\frac{k_{p0.2,\theta}}{k_{E,\theta}}} \\
 &= 0.733 \cdot \sqrt{\frac{0.57}{0.64}} \\
 &= 0.696 \\
 \varphi_{z,\theta} &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_{z,\theta} + (\bar{\lambda}_{z,\theta})^2 \right] \\
 &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.529 \cdot 0.696 + (0.696)^2 \right] \\
 &= 0.926 \\
 \chi_{fi,z} &= \frac{1}{\varphi_{z,\theta} + \sqrt{(\varphi_{z,\theta})^2 - (\bar{\lambda}_{z,\theta})^2}} \\
 &= \frac{1}{0.926 + \sqrt{(0.926)^2 - (0.696)^2}} \\
 &= 0.65 \\
 \chi_{min,fi} &= \min(\chi_{fi,y}, \chi_{fi,z}) \\
 &= \min(0.73, 0.65) \\
 &= 0.65 \\
 M_{cr} &= \alpha_{cr} \cdot M_{fi,y,Ed} \\
 &= 21.56 \cdot 52.77 \text{ kNm} \\
 &= 1137.45 \text{ kNm} \\
 \bar{\lambda}_{LT} &= \sqrt{\frac{W_{eff,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} \\
 &= \sqrt{\frac{712.34 \text{ cm}^3 \cdot 355.000 \text{ N/mm}^2}{1137.45 \text{ kNm}}} \\
 &= 0.472 \\
 \bar{\lambda}_{LT,\theta,com} &= \bar{\lambda}_{LT} \cdot \sqrt{\frac{k_{p0.2,\theta}}{k_{E,\theta,com}}} \\
 &= 0.472 \cdot \sqrt{\frac{0.57}{0.64}} \\
 &= 0.448
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Phi_{LT,0,com} &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_{LT,0,com} + (\bar{\lambda}_{LT,0,com})^2 \right] \\ &= 0.5 \cdot \left[1 + 0.529 \cdot 0.448 + (0.448)^2 \right] \\ &= 0.718\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\chi_{fi,LT} &= \frac{1}{\Phi_{LT,0,com} + \sqrt{(\Phi_{LT,0,com})^2 - (\bar{\lambda}_{LT,0,com})^2}} \\ &= \frac{1}{0.718 + \sqrt{(0.718)^2 - (0.448)^2}} \\ &= 0.78\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\beta_{M,\psi,y} &= 1.8 - 0.7 \cdot \psi_y \\ &= 1.8 - 0.7 \cdot 1.000 \\ &= 1.100\end{aligned}$$

$$\beta_{M,Q,y} = 1.4$$

$$\begin{aligned}\beta_{M,y} &= \beta_{M,\psi,y} + \frac{M_{Q,y}}{\Delta M_y} \cdot (\beta_{M,Q,y} - \beta_{M,\psi,y}) \\ &= 1.100 + \frac{52.77 \text{ kNm}}{52.77 \text{ kNm}} \cdot (1.400 - 1.100) \\ &= 1.400\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\mu_y &= (2 \cdot \beta_{M,y} - 5) \cdot \bar{\lambda}_{y,fi} + 0.44 \cdot \beta_{M,y} + 0.29 \\ &= (2 \cdot 1.400 - 5) \cdot 0.540 + 0.44 \cdot 1.400 + 0.29 \\ &= -0.282\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}k_y &= 1 - \mu_y \cdot \frac{N_{c,fi,Ed}}{\chi_{fi,y} \cdot A_{eff} \cdot k_{p0.2,fi} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \\ &= 1 - (-0.282) \cdot \frac{211.68 \text{ kN}}{0.73 \cdot 61.78 \text{ cm}^2 \cdot 0.57 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00}} \\ &= 1.065\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\beta_{M,\psi,LT} &= 1.8 - 0.7 \cdot \psi_{y,LT} \\ &= 1.8 - 0.7 \cdot 0.000 \\ &= 1.800\end{aligned}$$

$$\beta_{M,Q,LT} = 1.3$$

$$\begin{aligned}\beta_{M,LT} &= \beta_{M,\psi,LT} + \frac{M_{Q,LT}}{\Delta M_{LT}} \cdot (\beta_{M,Q,LT} - \beta_{M,\psi,LT}) \\ &= 1.800 + \frac{17.56 \text{ kNm}}{52.00 \text{ kNm}} \cdot (1.300 - 1.800) \\ &= 1.631\end{aligned}$$

$\beta_{M,Q,y}$ Equivalent uniform moment factor

$\beta_{M,y}$ Equivalent uniform moment factor

$M_{Q,y}$ Bending moment due to lateral load

ΔM_y Maximum moment difference

μ_y Factor

k_y Interaction factor

$N_{c,fi,Ed}$ Design compression force

$\gamma_{M,fi}$ Partial factor for fire situation

$\beta_{M,\psi,LT}$ Equivalent uniform moment factor

$\psi_{y,LT}$ Ratio of end moments

$\beta_{M,Q,LT}$ Equivalent uniform moment factor

$\beta_{M,LT}$ Equivalent uniform moment factor

$M_{Q,LT}$ Bending moment due to lateral load

ΔM_{LT} Maximum moment difference

μ_{LT} Factor

k_{LT} Interaction factor

η_{Nmin} Design component for N

η_{Nz} Design component for N

η_{My} Design component for M_y

$M_{fi,y,tot,Ed}$ Total design bending moment

$\eta_{My,LT}$ Design component for M_y

η_1 Design ratio

η_2 Design ratio

$$\begin{aligned}\mu_{LT} &= 0.15 \cdot \bar{\lambda}_{z,fi} \cdot \beta_{M,LT} - 0.15 \\ &= 0.15 \cdot 0.696 \cdot 1.631 - 0.15 \\ &= 0.020\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}k_{LT} &= 1 - \mu_{LT} \cdot \frac{N_{c,fi,Ed}}{\chi_{fi,z} \cdot A_{eff} \cdot k_{p0.2,fi} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \\ &= 1 - 0.020 \cdot \frac{211.68 \text{ kN}}{0.65 \cdot 61.78 \text{ cm}^2 \cdot 0.57 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00}} \\ &= 0.995\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta_{Nmin} &= \frac{N_{c,fi,Ed}}{\chi_{min,fi} \cdot A_{eff} \cdot k_{p0.2,fi} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \\ &= \frac{211.68 \text{ kN}}{0.65 \cdot 61.78 \text{ cm}^2 \cdot 0.57 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00}} \\ &= 0.259\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta_{Nz} &= \frac{N_{c,fi,Ed}}{\chi_{fi,z} \cdot A_{eff} \cdot k_{p0.2,fi} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \\ &= \frac{211.68 \text{ kN}}{0.65 \cdot 61.78 \text{ cm}^2 \cdot 0.57 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00}} \\ &= 0.259\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta_{My} &= k_y \cdot \frac{M_{fi,y,tot,Ed}}{W_{eff,y} \cdot k_{p0.2,fi} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \\ &= 1.065 \cdot \frac{10.70 \text{ kNm}}{712.34 \text{ cm}^3 \cdot 0.57 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00}} \\ &= 0.079\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta_{My,LT} &= k_{LT} \cdot \frac{M_{fi,y,tot,Ed}}{\chi_{fi,LT} \cdot W_{eff,y} \cdot k_{p0.2,fi} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \\ &= 0.995 \cdot \frac{10.70 \text{ kNm}}{0.78 \cdot 712.34 \text{ cm}^3 \cdot 0.57 \cdot \frac{355.000 \text{ N/mm}^2}{1.00}} \\ &= 0.094\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta_1 &= \eta_{Nmin} + \eta_{My} \\ &= 0.259 + 0.079 \\ &= 0.338\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta_2 &= \eta_{Nz} + \eta_{My,LT} \\ &= 0.259 + 0.094 \\ &= 0.353\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\eta &= \max(\eta_1, \eta_2) \\ &= \max(0.338, 0.353) \\ &= 0.353\end{aligned}$$

$$\eta = 0.353 \leq 1 \quad \checkmark$$

Πίνακας Β-0-1: Συγκεντρωτικός Πίνακας Ελέγχων Πυραντίστασης Κύριας Δοκού

3.000 $\frac{1}{2}$		DS8	CO163		0.207 ✓	FR1100.00	Fire Resistance Tension acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.1
0.000 ∞		DS8	CO163		0.354 ✓	FR1200.00	Fire Resistance Compression acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3
1.000		DS8	CO163		0.169 ✓	FR3100.02	Fire Resistance Shear in z-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3(6) Plastic design
0.500	11	DS8	CO163		0.355 ✓	FR3400.02	Fire Resistance Shear acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.4(4)
4.000 $\frac{1}{2}$		DS8	CO163		0.185 ✓	FR4100.03	Fire Resistance Bending about y-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3 Plastic design
0.500	1	DS8	CO163		0.206 ✓	FR6200.00	Fire Resistance Bending, axial force and shear acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.4 Elastic design
3.500		DS8	CO163		0.344 ✓	FR6500.02	Fire Resistance Bending about y-axis, axial force and shear acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3 Plastic design
0.000 ∞		DS8	CO163		0.479 ✓	FS1100.00	Fire Resistance - Stability Flexural buckling about principal y-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.2
0.000 ∞		DS8	CO163		0.538 ✓	FS1300.00	Fire Resistance - Stability Flexural buckling about principal z-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.2
0.000 ∞		DS8	CO163		0.486 ✓	FS1500.00	Fire Resistance - Stability Torsional buckling acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.2
4.000 $\frac{1}{2}$		DS8	CO163		0.303 ✓	FS2100.00	Fire Resistance - Stability Lateral torsional buckling acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3 or 4.2.3.4
0.500		DS8	CO163		0.353 ✓	FS3100.00	Fire Resistance - Stability Bending and buckling about principal axes acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.5

Πίνακας Β-0-2: Συγκεντρωτικός Πίνακας μέγιστων βαθμών εκμετάλλευσης σε Πυραντίσταση ανά κατηγορία ελέγχου για όλες τις διατομές

Design Situation	Member No.	Location x [m]	Stress Point No.	Construction Stage	Loading No.	Design Check Ratio η [-]	Design Check Type	Description
DS8	ULS (STR/GEO) - Accidental - psi-2,1							
	166	1.133 $\frac{1}{2}$			CO163	0.000 ✓	FR0100.00	Fire Resistance Negligible internal forces
	25	3.000 $\frac{1}{2}$			CO163	0.207 ✓	FR1100.00	Fire Resistance Tension acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.1
		0.000 ∞			CO163	0.354 ✓	FR1200.00	Fire Resistance Compression acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3
		1.000			CO163	0.169 ✓	FR3100.02	Fire Resistance Shear in z-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3(6) Plastic design
	193	0.000 ∞			CO163	0.034 ✓	FR3200.02	Fire Resistance Shear in y-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3(6) Plastic design
	25	0.500	11		CO163	0.355 ✓	FR3400.02	Fire Resistance Shear acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.4(4)
	49	3.600 ∞			CO163	0.198 ✓	FR4100.03	Fire Resistance Bending about y-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3 Plastic design
	39	3.600 ∞			CO163	0.150 ✓	FR5100.03	Fire Resistance Bending about z-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3 Plastic design
	193	0.300	21		CO163	0.274 ✓	FR6100.00	Fire Resistance Axial and shear stress acc. to EN 1993-1-1, 6.2.1(5) Elastic design
	25	0.500	1		CO163	0.206 ✓	FR6200.00	Fire Resistance Bending, axial force and shear acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.4 Elastic design
	39	3.600 ∞			CO163	0.152 ✓	FR6500.01	Fire Resistance Biaxial bending, axial force and shear acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3 Plastic design
	25	3.500			CO163	0.344 ✓	FR6500.02	Fire Resistance Bending about y-axis, axial force and shear acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3 Plastic design
	39	1.800 $\frac{1}{2}$			CO163	0.001 ✓	FR6500.03	Fire Resistance Bending about z-axis, axial force and shear acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3 Plastic design
	25	0.000 ∞			CO163	0.479 ✓	FS1100.00	Fire Resistance - Stability Flexural buckling about principal y-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.2
		0.000 ∞			CO163	0.538 ✓	FS1300.00	Fire Resistance - Stability Flexural buckling about principal z-axis acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.2
		0.000 ∞			CO163	0.486 ✓	FS1500.00	Fire Resistance - Stability Torsional buckling acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.2
		4.000 $\frac{1}{2}$			CO163	0.303 ✓	FS2100.00	Fire Resistance - Stability Lateral torsional buckling acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.3 or 4.2.3.4
	51	3.600 ∞			CO163	0.361 ✓	FS3100.00	Fire Resistance - Stability Bending and buckling about principal axes acc. to EN 1993-1-2, 4.2.3.5