



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός σχολικής μονάδας από μεταλλικό
φέροντα οργανισμό



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Ελευθερία- Κωνσταντίνα Ι. Πανδή

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Μάρτιος 2021
ΕΜΚ ΔΕ 2021/07

Πανδή Ελευθερία-Κωνσταντίνα Ι. (2021)
Σχεδιασμός σχολικής μονάδας από μεταλλικό φέροντα οργανισμό
Διπλωματική εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2021/07
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Pandi Eleftheria-Konstantina I. (2021)
Design of a school unit with steel load bearing structure
Diploma thesis EMK ΔΕ 2021/07
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece.

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη.....	1
Abstract	2
Ευχαριστίες.....	3
1 Εισαγωγή	4
1.1 Αρχιτεκτονική περιγραφή	5
1.2 Στατικό προσομοίωμα.....	8
1.3 Υλικά Κατασκευής	9
1.3.1 Δομικός χάλυβας S355	9
1.3.2 Σκυρόδεμα C25/30	9
1.3.3 Χαλυβδόφυλλο.....	10
1.3.4 Χάλυβας οπλισμού	10
2 Στατικά Φορτία Κατασκευών	11
2.1 Μόνιμες δράσεις.....	11
2.2 Μεταβλητές δράσεις	11
2.2.1 Φορτία χιονιού	13
2.2.2 Δράσεις ανέμου	14
2.2.3 Θερμοκρασιακές μεταβολές.....	33
3 Σεισμικές δράσεις.....	34
3.1 Εισαγωγή.....	34
3.2 Εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού	35
3.3 Συντελεστής συμπεριφοράς q	37
3.4 Φάσματα σχεδιασμού.....	38
3.5 Στατική κανονικότητα και επιπτώσεις στον σχεδιασμό	40
3.5.1 Κανονικότητα σε κάτοψη	40
3.5.2 Κανονικότητα καθ' ύψος.....	41
3.6 Σεισμική απόκριση κατασκευών – Ιδιομορφές.....	42
3.7 Επιρροές φαινομένων 2 ^{ης} τάξης.....	43
3.8 Έλεγχοι για περιορισμό βλαβών.....	44
3.9 Ικανοτικός σχεδιασμός πλαισίων.....	44
4 Συνδυασμοί δράσεων και οριακές καταστάσεις.....	46
4.1 Οριακές καταστάσεις αστοχίας.....	46
4.2 Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας.....	49
5 Ανάλυση και διαστασιολόγηση Κτιρίου Α.....	51
5.1 Γενική περιγραφή κτιρίου	51
5.2 Στατική ανάλυση	51
5.2.1 Σύμμικτη πλάκα	52
5.2.2 Σύμμικτες διαδοκίδες.....	55
5.2.3 Αμφιέριστες κύριες δοκοί.....	59
5.2.4 Κύριες δοκοί πλαισίων ροπής	60
5.2.5 Υποστυλώματα.....	63
5.3 Ανάλυση υπό σεισμικά φορτία.....	66
5.3.1 Εντατικά μεγέθη και φαινόμενα δεύτερης τάξης για σεισμό κατά X	67
5.3.2 Εντατικά μεγέθη και φαινόμενα δεύτερης τάξης για σεισμό κατά Y	70
6 Ανάλυση και διαστασιολόγηση κτιρίου Β.....	78
6.1 Γενική περιγραφή κτιρίου	78
6.2 Στατική ανάλυση	79
6.2.1 Σύμμικτη πλάκα	79
6.2.2 Σύμμικτες διαδοκίδες.....	82
6.2.3 Αμφιέριστες κύριες δοκοί.....	86
6.2.4 Κύριες δοκοί πλαισιακού φορέα	87
6.2.5 Υποστυλώματα.....	89
6.3 Ανάλυση υπό σεισμικά φορτία.....	92
6.3.1 Εντατικά μεγέθη και φαινόμενα δεύτερης τάξης για σεισμό κατά Y	93
6.3.2 Εντατικά μεγέθη και φαινόμενα δεύτερης τάξης για σεισμό κατά X	96
7 Σεισμικός αρμός.....	111

8	Σχεδιασμός κτιρίων έναντι πυρκαγιάς.....	112
8.1	Εισαγωγή.....	112
8.2	Βάσεις σχεδιασμού	112
8.3	Πυροπροστασία.....	114
8.3.1	Παθητική πυροπροστασία.....	114
8.3.2	Ενεργητική πυροπροστασία.....	117
9	Συμπεράσματα	118
10	Βιβλιογραφία.....	119
	Παράρτημα Α. Διαστασιολόγηση διαδοκίδων στέγης ανοίγματος 10.40m	120

Σχεδιασμός σχολικής μονάδας από μεταλλικό φέροντα οργανισμό

Πανδή Ελευθερία-Κωνσταντίνα Ι. (Επιβλέπων: Θανόπουλος Π.)

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως αντικείμενο μελέτης την μόρφωση και διαστασιολόγηση διάροφης σχολικής μονάδας. Ο φέρων οργανισμός της αποτελείται από δομικό χάλυβα και οι πλάκες είναι σύμμικτες. Τα κτίρια μορφώνονται από πλαίσια ροπής στη μια διεύθυνση και από πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας στην άλλη.

Σημαντικότερος στόχος είναι ο σχεδιασμός ενός έργου το οποίο θα είναι ασφαλές, οικονομικό ως προς την ανέγερση, λειτουργικό, πυρασφαλές αλλά και αισθητικά ευχάριστο. Η υπό μελέτη σχολική μονάδα αποτελείται από 3 στατικά ανεξάρτητα κτίρια, τα οποία διαχωρίζονται μέσω σεισμικών αρμών. Το ένα από αυτά τα κτίρια αποτελεί κλειστό γυμναστήριο, ενώ τα υπόλοιπα δύο αποτελούν το κυρίως μέρος του σχολείου, στα οποία στεγάζονται αίθουσες διδασκαλίας, εργαστηριακές αίθουσες, χώρος εστίασης, βιβλιοθήκη, γραφεία και αίθουσες συνεδριάσεων.

Η στατική ανάλυση των κτιρίων έγινε μέσω του προγράμματος Robot Structural Analysis Professional 2021 υπό δυσμενείς συνδυασμούς φορτίσεων, όπως αυτοί ορίζονται από τον Ευρωκώδικα και στη συνέχεια έγινε η διαστασιολόγηση των διατομών εξασφαλίζοντας την επάρκεια της κατασκευής. Οι σύμμικτες πλάκες μελετήθηκαν με το πρόγραμμα SymDeck Designer 2 της εταιρίας Έλαστρον και οι σύμμικτες δοκοί διαστασιολογήθηκαν με το πρόγραμμα ABC ArcelorMittal Beams Calculator. Ο έλεγχος επάρκειας των μελών των κατασκευών έγινε με βάση τις διατάξεις των Ευρωκωδίκων 0,1,3 και 4, ενώ για τον αντισεισμικό σχεδιασμό η διαστασιολόγηση έγινε σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8.

Design of a school unit with steel load bearing structure

Pandi Eleftheria-Konstantina I.(Supervised by: Thanopoulos P.)

Abstract

The subject of this diploma thesis is the design and dimensioning of a two-story school unit with steel load bearing structural system and composite slabs, as its floors. The school unit is divided in three smaller buildings, separated with seismic joints. Each of these buildings consists of moment resisting frames in one direction and concentrically braced frames in the other direction.

The most important goal was to design a school unit that will be safe for use, economical in terms of construction, functional, fireproof and aesthetically pleasing. The three statically independent buildings have different uses, two of them consist of classrooms, offices, public library and refectory, while the third one serves as an indoor gymnasium.

The static analysis of the buildings was carried out with the program Robot Structural Analysis Professional 2021 by Autodesk, under adverse loading cases defined according to the Eurocode, in order to determine the sections of the members, ensuring the adequacy and functionality of the construction. The composite slabs were designed with the program SymDeck Designer 2 by Elastron Company and for the design of the composite beams the program ABC ArcelorMittal Beams Calculator was used. The checks for all the members of every structure were based on the provisions of Eurocodes 0,1,3 and 4, while the seismic design was done according to Eurocode 8.

Ευχαριστίες

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματοποιήθηκε στο εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή μου κ. Θανόπουλο Παύλο, για την πολύτιμη καθοδήγηση του καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της εργασίας καθώς και για την εξαιρετική συνεργασία μας.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους φίλους και την οικογένειά μου που με στήριξαν κατά την διάρκεια των σπουδών μου.

1 Εισαγωγή

Ο χάλυβας χρησιμοποιείται ως δομικό υλικό από τον 19^ο αιώνα, αρχικά σε κτίρια βιομηχανικής χρήσης και σε γέφυρες, ενώ κατά τα τέλη του αιώνα ξεκίνησε η κατασκευή φέροντων οργανισμών εξ ολοκλήρου από χάλυβα στις ΗΠΑ. Η εφαρμογή των μεταλλικών κατασκευών εμφανίζει ραγδαία ανάπτυξη τα τελευταία χρόνια και στην Ελλάδα, χάρη στα αρκετά πλεονεκτήματα που παρουσιάζουν σε σχέση με μια συμβατική κατασκευή σκυροδέματος, όπως καλύτερη αντισεισμική συμπεριφορά, ελευθερία αρχιτεκτονικού σχεδιασμού μέσω της δυνατότητας δημιουργίας μεγάλων ανοιγμάτων, ταχύτητα κατασκευής λόγω της βιομηχανικής παραγωγής των διατομών και κατασκευή πολύωροφων κτιρίων με μικρό βάρος.

Τα μειονεκτήματά του ωστόσο είναι αρκετά, καθώς ο χάλυβας αποτελεί ευαίσθητο υλικό, με σημαντικότερα ίσως τις αυξημένες ανάγκες πυροπροστασίας και προστασίας έναντι διάβρωσης και την απαίτηση εξειδικευμένου προσωπικού εγκατάστασης, γεγονότα που οδηγούν στην αύξηση του κόστους κατασκευής.

Το αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη, ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση σχολικής μονάδας με φέροντα οργανισμό από χάλυβα. Όλα τα κτίρια του συγκροτήματος μελετήθηκαν ανεξάρτητα και σχεδιάστηκαν αρχιτεκτονικά και στατικά με την προσωπική κρίση της συγγραφέως. Η μονάδα χωρίζεται στατικά σε 3 μικρότερα ανεξάρτητα κτίρια, τα οποία έχουν πλαισιακή λειτουργία στην μια διεύθυνση ενώ στην άλλη αποτελούνται από πλαίσια με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας. Το τρίτο κτίριο (κτίριο Γ), που στεγάζει το κλειστό γυμναστήριο του σχολείου, δεν αποτέλεσε αντικείμενο της παρούσας εργασίας. Η σχολική μονάδα αποτελείται από δύο επίπεδα. Τα κτίρια είναι από μεταλλικό φορέα (υποστυλώματα, κύριες δοκούς, δευτερεύουσες δοκούς, διαδοκίδες και συνδέσμους δυσκαμψίας) και σύμμικτες πλάκες από τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο και ελαφρώς οπλισμένο σκυρόδεμα.

Για την ανάλυση των κτιρίων χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Robot Structural Analysis Professional 2021. Στο πρόγραμμα σχεδιάστηκαν τα μοντέλα των χαλύβδινων σκελετών των δύο κτιρίων, εξήχθησαν τα αποτελέσματα των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν, όπως τα εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις φορέα, στοιχεία ιδιομορφικής ανάλυσης κ.α., και στη συνέχεια έγινε η διαστασιολόγηση σύμφωνα με τους κανονισμούς των Ευρωκωδίκων.

Συγκεκριμένα, η εργασία πραγματοποιήθηκε με βάση τις διατάξεις των:

- Ευρωκώδικας 0 (EN1990) – Βάσεις σχεδιασμού φερουσών κατασκευών
- Ευρωκώδικας 1 (EN1991) – Δράσεις στις φέρουσες κατασκευές
- Ευρωκώδικας 3 (EN1993) – Σχεδιασμός φερουσών κατασκευών από χάλυβα
- Ευρωκώδικας 4 (EN1994) – Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα
- Ευρωκώδικας 8 (EN1998) – Αντισεισμικός σχεδιασμός φερουσών κατασκευών

1.1 Αρχιτεκτονική περιγραφή

Η υπό μελέτη ολόημερη σχολική μονάδα πρωτοβάθμιας εκπαίδευσης, θεωρήθηκε πως θα κατασκευαστεί σε οικόπεδο συνολικού εμβαδού 11.500m² στον Δήμο Χαλανδρίου. Η μέγιστη δυναμικότητα του σχολείου εκτιμήθηκε σε 500 μαθητές.

Κατά τον σχεδιασμό λήφθηκε υπόψη το απαιτούμενο κτιριολογικό πρόγραμμα για την συγκεκριμένη βαθμίδα εκπαίδευσης, με βάση τις προδιαγραφές που αναφέρονται στον Οδηγό Μελετών του ΚΤΥΠ (Κτιριακές Υποδομές Α.Ε.) [13], καθώς και τις οδηγίες του Κανονισμού Πυροπροστασίας Κτιρίων (Π.Δ. 41/2018) [14].

Τα δύο κτίρια που στεγάζουν το κύριο λειτουργικό μέρος της μονάδας με τις αίθουσες διδασκαλίας, αποτελούνται από δύο επίπεδα, με σύμμικτες πλάκες και μεταλλικό φέροντα οργανισμό. Αυτά, λειτουργικά συμπεριφέρονται ως ένα κτίριο, χωρισμένο με σεισμικό αρμό σε δυο μικρότερα στατικά ανεξάρτητα.

Το πρώτο επίπεδο (ισόγειο) συνολικού εμβαδού 3065.30m², αποτελείται από γραφεία καθηγητών, μερικές αίθουσες διδασκαλίας, αίθουσα συνεδριάσεων, χώρο βιβλιοθήκης, τραπεζαρία-εστιατόριο, καθώς και κλειστό γυμναστήριο. Το δεύτερο επίπεδο εμβαδού 2080.50m² αποτελείται από αίθουσες διδασκαλίας και αίθουσες εργαστηρίων. Ο χώρος της βιβλιοθήκης καθώς και της αίθουσας πολλαπλών χρήσεων παρέχουν την δυνατότητα χρήσης από την κοινότητα, ακόμα και σε περιπτώσεις που το σχολείο βρίσκεται εκτός λειτουργίας. Όλα τα κτίρια του διδακτηρίου, το κλειστό γυμναστήριο αλλά και ο αύλειος χώρος έχουν την δυνατότητα προσέγγισης για άτομα με κινητικά προβλήματα, με ράμπες και ανελκυστήρες αντίστοιχα.

Η χωροθέτηση και ο προσανατολισμός των κτιρίων είναι τέτοιος ώστε να εξασφαλίζεται βιοκλιματική αρχιτεκτονική και οι χρήστες να βρίσκονται σε ένα ευχάριστο και υγιεινό περιβάλλον. Η Αθήνα ανήκει στην κλιματική ζώνη Β της Ελλάδας, η οποία χαρακτηρίζεται από ίσες ανάγκες σε θέρμανση και ψύξη. Για τον λόγο αυτό επιλέχθηκε νότιος προσανατολισμός, ο οποίος έχει αυξημένες ωφέλειες ως προς την εισερχόμενη ακτινοβολία το χειμώνα, καθώς και παροχή φυσικού φωτισμού όλο το έτος, ο οποίος όμως παρουσιάζει προβλήματα θάμβωσης και απαιτεί σκίαση το καλοκαίρι, κατά την διάρκεια του οποίου το σχολείο βρίσκεται εκτός λειτουργίας.

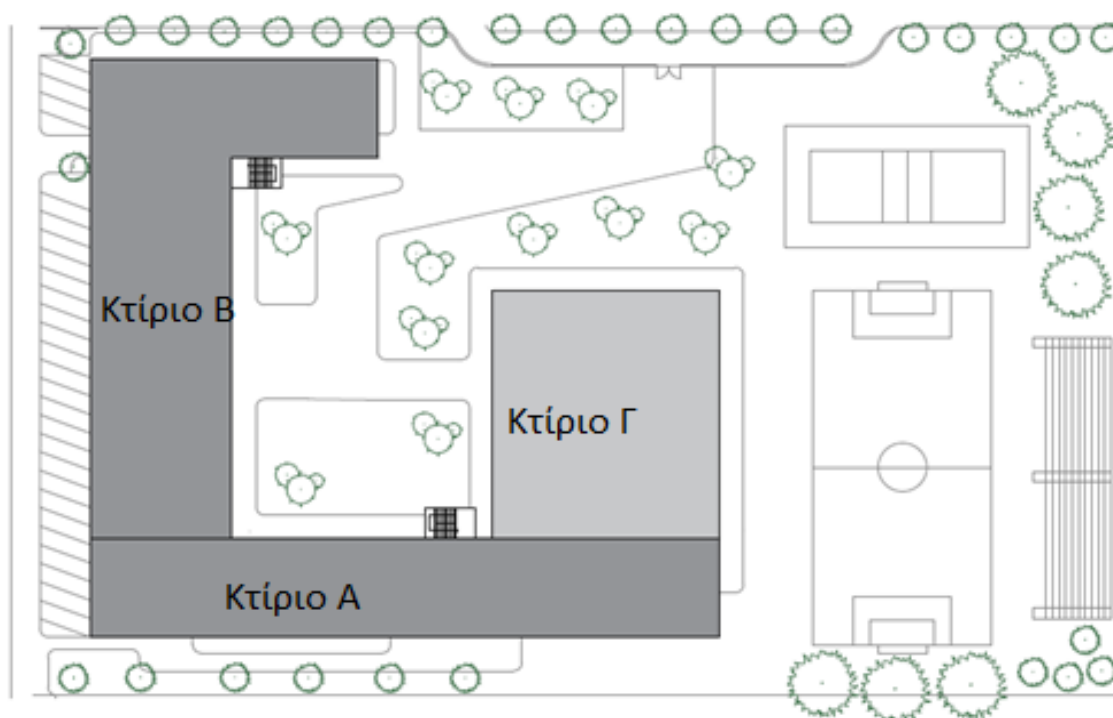
Η μονάδα συνολικά διαθέτει:

- Είκοσι τέσσερις (24) αίθουσες διδασκαλίας
- Τρείς αίθουσες εργαστηρίων
- Αίθουσα Η/Υ
- Βιβλιοθήκη
- Αίθουσες συνεδριάσεων/ πολλαπλής χρήσης
- Τραπεζαρία-κουζίνα
- Κυλικείο
- Γραφεία διοίκησης
- Δύο εσωτερικά κλιμακοστάσια και δύο εξωτερικά (έκτακτης ανάγκης με πρόσβαση στην ταράτσα).
- Ανελκυστήρα με δυνατότητα πρόσβασης και για ΑΜΕΑ
- Κλειστό γυμναστήριο.

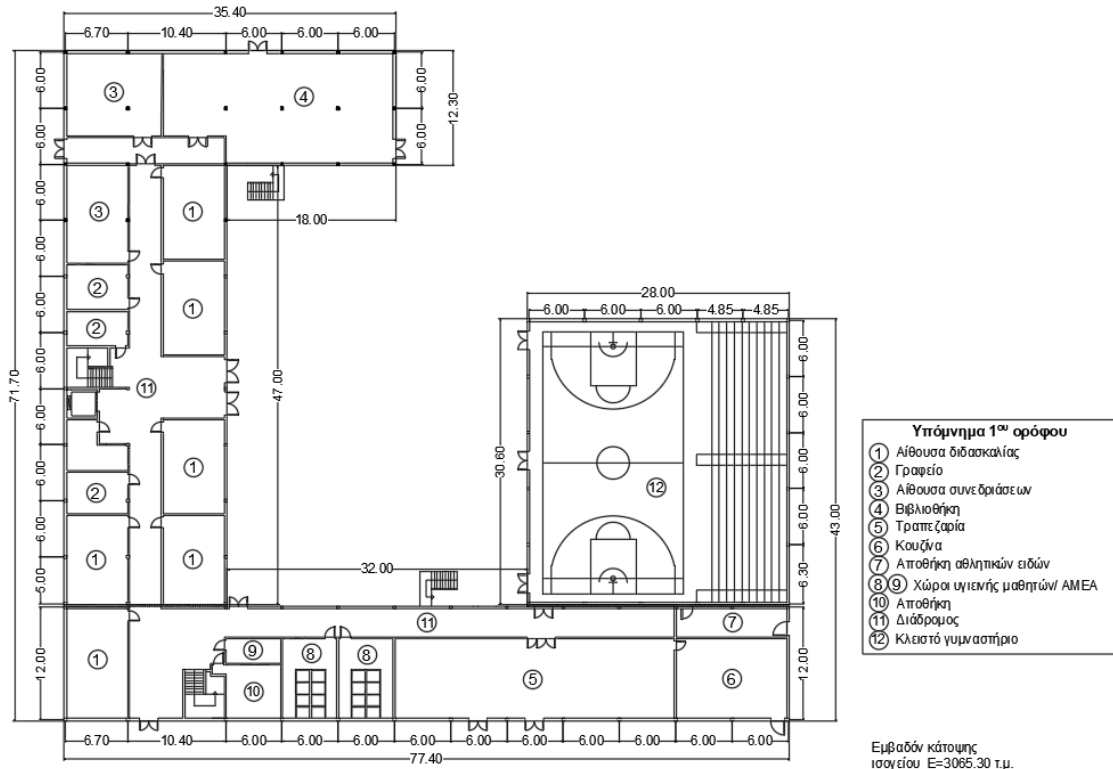
Η τυπική κάτοψη ορόφου των κτιρίων διδασκαλίας έχει εμβαδόν 2208.5 m², με συνολικό ύψος κτιρίων 8.00m και ύψος κάθε ορόφου στα 4.00m. Με βάση τους κανονισμούς, μια τυπική αίθουσα διδασκαλίας με μεγάλο χώρο απαιτεί 3.00m²/θέση μαθητή, οπότε προκύπτει εμβαδό αιθουσών περίπου 60.00m² θεωρώντας πως σε κάθε τάξη υπάρχουν 20 μαθητές. Οι αίθουσες εργαστηρίων έχουν μέγιστο εμβαδό 80.00m² για 24-30 θέσεις ανά εργαστήριο. Ο χώρος της βιβλιοθήκης έχει συνολικό εμβαδό 267.20m² και περιλαμβάνει βιβλιοθήκη, αναγνωστήριο και χώρο για ομαδικές εργασίες. Η τραπεζαρία και η κουζίνα έχουν εμβαδόν 354.50m².

Το κλειστό γυμναστήριο, που αποτελεί και αυτόνομο στατικά κτίριο, έχει διαστάσεις κάτοψης 30.60m x 28.00m και αντίστοιχο εμβαδόν 856.80 m² και μπορεί να στεγάσει γήπεδο καλαθοσφαίρισης (basket) διαστάσεων 28.00m x 15.00m και κερκίδες. Ο χώρος αυτός προορίζεται και για σχολικές εορτές ή άλλου είδους εκδηλώσεις. Η διαστασιολόγηση του κλειστού γυμναστηρίου (κτίριο Γ) ήταν εκτός σκοπού της παρούσας εργασίας.

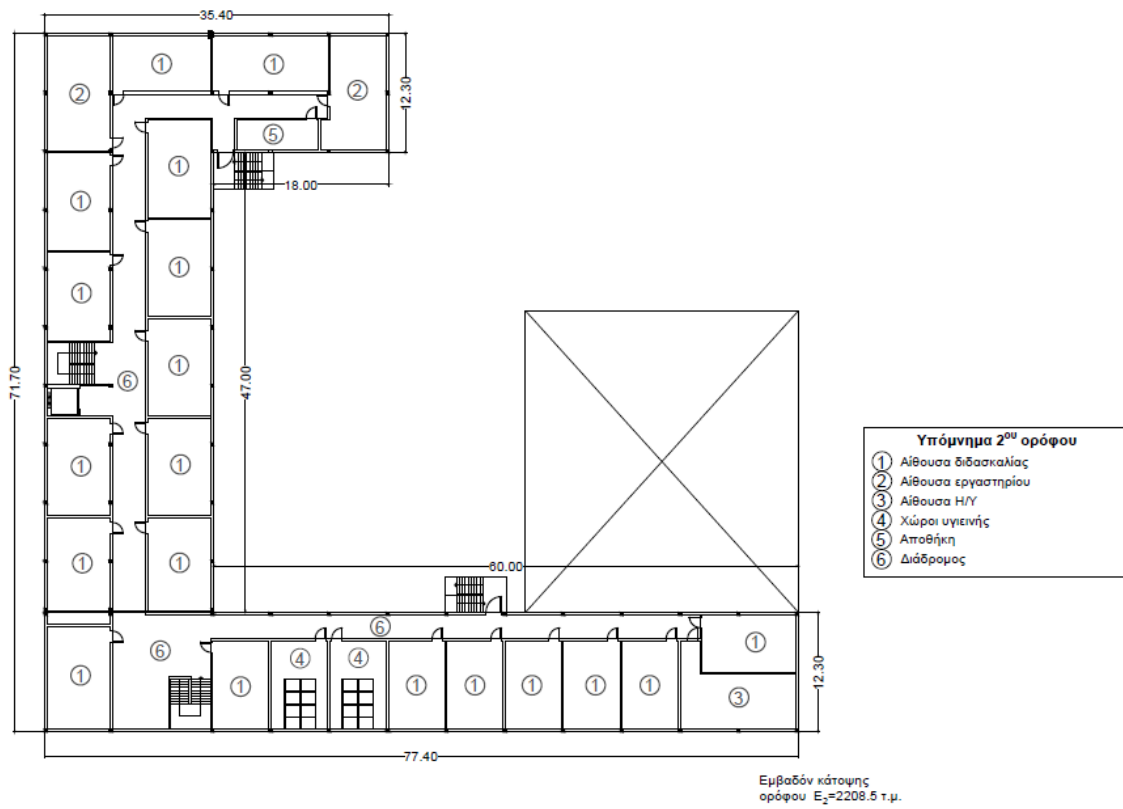
Στον προαύλιο χώρο, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 1.1, υπάρχουν θέσεις στάθμευσης αυτοκινήτων (parking) για τους καθηγητές και το λοιπό προσωπικό σε χώρο μη προσβάσιμο από τους μαθητές, γήπεδο ποδοσφαίρου διαστάσεων 44.00m x 22.00m, γήπεδο πετοσφαίρισης διαστάσεων 18.00m x 9.00m, κερκίδες και ελεύθερος χώρος παιχνιδιού για τους μαθητές την ώρα του διαλείμματος.



Σχήμα 1.1: Τοπογραφικό διάγραμμα οικοπέδου



Σχήμα 1.2: Κάτοψη ισογείου



Σχήμα 1.3: Κάτοψη ορόφου

1.2 Στατικό προσομοίωμα

Τα κτίρια αποτελούνται από πλαίσια ροπής και πλαίσια με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας, με σύμμικτες πλάκες. Ο στατικός ρόλος των σύμμικτων πλακών είναι η παραλαβή και μεταφορά των δυνάμεων που δέχονται κάθετα στο επίπεδό τους στις δοκούς, αλλά και η παραλαβή των οριζοντίων δυνάμεων μέσω της διαφραγματικής λειτουργίας. Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από την πλάκα σκυροδέματος και το χαλυβδόφυλλο, και στηρίζονται πάνω στις δευτερεύουσες δοκούς, σχηματίζοντας έτσι σύμμικτα δοκάρια. Για την σύμμικτη λειτουργία τοποθετήθηκαν αμφιαρθρωτές διαδοκίδες παράλληλα στις σύμμικτες δοκούς των αμφιαρθρωτών πλαισίων. Οι δευτερεύουσες αυτές δοκοί βοηθούν στη στήριξη του χαλυβδόφυλλου στην φάση της κατασκευής και στη μείωση του μήκους λυγισμού των κυρίων δοκών στο σημείο σύνδεσης. Οι δευτερεύουσες δοκοί συνδέονται με τις κύριες δοκούς μέσω συνδέσεων τέμνουσας, προς αποφυγή μεταβιβάσεων ροπών από τις πρώτες στις δεύτερες, ενώ παράλληλα μεταφέρουν μέρος των ορθών τάσεων στις κύριες δοκούς. Οι κύριες δοκοί συνδέονται με τα υποστυλώματα με κόμβους ροπής.

Για την συμπεριφορά του κτιρίου στην περίπτωση του σεισμού, αλλά και κατά την παραλαβή των φορτίων ανέμου, τοποθετήθηκαν κατακόρυφοι σύνδεσμοι χιαστί, χωρίς εκκεντρότητα, κοίλης ορθογωνικής διατομής. Οι διατομές αυτές δεν καταπονούνται από κατακόρυφα φορτία και θεωρείται πως μπορούν να παραλάβουν το σύνολο των οριζοντίων δράσεων και να το μεταφέρουν στο έδαφος, όταν μειώνουν τις πλευρικές παραμορφώσεις των πλαισίων σε ποσοστό τουλάχιστον 80%, σύμφωνα με τις διατάξεις των Ευρωκώδικων 3 και 4. Κατά την ανάλυση θεωρήθηκε πως λειτουργεί μόνο το εφελκόμενο μέλος των συνδέσμων παραλαμβάνοντας τα σεισμικά φορτία, αγνοώντας έτσι την επιρροή του θλιβόμενου μέλους. Στην φάση κατασκευής, οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι βοηθούν και στην ευστάθεια των υποστυλωμάτων.

Για τον έλεγχο επάρκειας των δομικών στοιχείων υπό τα στατικά φορτία πραγματοποιήθηκαν οι εξής έλεγχοι:

- Δοκοί: έλεγχος σε κάμψη και διάτμηση στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και έλεγχος βελών στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.
- Υποστυλώματα: έλεγχος αντοχής διατομής σε θλίψη, κάμψη, τέμνουσα, αλληλεπίδραση κάμψης-θλίψης-τέμνουσας, και έλεγχος ευστάθειας μέλους σε καμπτικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.
- Σύνδεσμοι δυσκαμψίας: ελέγχθηκαν ως ράβδοι δικτύματος σε αξονική δύναμη, η οποία προκαλείται από τις οριζόντιες δυνάμεις (δράσεις ανέμου και σεισμικές δυνάμεις). Η αντοχή τους ελέγχθηκε για τον εφελκυσμό του δυσμενέστερου συνδυασμού.

Για την προσομοίωση του φορέα, αρχικά εισήχθη το μοντέλο του κτιρίου Α στο πρόγραμμα Robot Structural Analysis Professional 2021 της Autodesk, με εξαίρεση την σύμμικτη πλάκα, η οποία αναλύθηκε στο πρόγραμμα SymDeck Designer 2 της εταιρίας Έλαστρον. Οι δευτερεύουσες δοκοί προσομοιώθηκαν στο πρόγραμμα, αλλά διαστασιολογήθηκαν μέσω του προγράμματος ABC ArcelorMittal Beams Calculator. Σε κάθε όροφο δημιουργήθηκε μια επιφάνεια cladding, η οποία αργότερα είχε την λειτουργία διαφράγματος (rigid diaphragm), πάνω στην οποία εφαρμόστηκαν τα επιφανειακά φορτία. Για τις αμφιέριστες δοκούς του κτιρίου κατά την διεύθυνση X χρησιμοποιήθηκαν releases, τα οποία ορίζουν τους βαθμούς ελευθερίας του μέλους και συνεπώς την μορφή της στήριξης στα άκρα τους. Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας χαρακτηρίστηκαν ως ράβδοι δικτύματος (truss bars) ώστε να παραλαμβάνουν μόνο αξονικές δυνάμεις. Τέλος, για τα υποστυλώματα δημιουργήθηκαν ειδικές στηρίξεις στη βάση τους, ώστε να απελευθερώνεται η στροφή τους περί τους άξονες Y και Z. Επίσης, για την ιδιομορφική και σεισμική ανάλυση χρειάστηκε η μετατροπή των δράσεων σε μάζες, μέσω της επιλογής load to mass conversion. Η ίδια διαδικασία ακολουθήθηκε και για το κτίριο Β, στους αντίστοιχους άξονες.

1.3 Υλικά Κατασκευής

Στις συγκεκριμένες κατασκευές επιλέχθηκε να γίνει χρήση δομικού χάλυβα ποιότητας S355, σκυρόδεμα C25/30 και χάλυβα οπλισμού B500C. Παρακάτω αναφέρονται, εν συντομία, τα χαρακτηριστικά του κάθε υλικού.

1.3.1 Δομικός χάλυβας S355

Τα χαρακτηριστικά του χάλυβα S355 δίνονται με βάση τα Ευρωπαϊκά Πρότυπα EN 10025-2 και EN 1993-1-1 (§3.2.6).

- Μέτρο ελαστικότητας $E = 210 \text{ GPa}$
- Σταθερά Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu = 0.3$
- Μέτρο διάτμησης $G = \frac{E}{2*(1+\nu)} = 81 \text{ MPa}$
- Ειδικό βάρος $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$
- Όριο διαρροής $f_y = 355 \text{ MPa}$
- Εφελκυστική αντοχή (όριο θραύσης) $f_u = 510 \text{ MPa}$
- Συντελεστής γραμμικής θερμικής συστολής $\alpha = 12 * 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

1.3.2 Σκυρόδεμα C25/30

- Ειδικό βάρος $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- Λόγος Poisson $\nu = 0.2$

Πίνακας 1.1: Χαρακτηριστικές τιμές σκυροδέματος με βάση τον Ευρωκώδικα 2

Ποιότητα σκυροδέματος	f_{ck} (MPa)	f_{cm} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	$f_{ctk,0.95}$ (MPa)	E_{cm} (GPa)	ϵ_{cu1} (‰)
C25/30	25	33	2.36	1.8	3.3	30.5	3.5

όπου

f_{ck} Η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή κυλινδρικού σκυροδέματος 28 ημερών

f_{cm} η μέση τιμή της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος

f_{ctm} η μέση τιμή της εφελκυστικής αντοχής το σκυροδέματος σε αξονικό εφελκυσμό

$f_{ctk,0.05}$ και $f_{ctk,0.95}$ οι οριακές μέσες τιμές αντοχής σε αξονικό εφελκυσμό για ποσοστά 5% και 95% αντίστοιχα

E_{cm} μέση τιμή μέτρου ελαστικότητας.

1.3.3 Χαλυβδόφυλλο

Οι φέρουσες πλάκες των κτιρίων είναι σύμμικτες και αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Χρησιμοποιήθηκε τραπεζοειδές προφίλ επικάλυψης, τύπου SYMDECK 73 της εταιρίας Έλαστρον. Τα χαλυβδόφυλλα παράγονται σε πάχη από 0.75 έως 1.25mm, από χάλυβα ποιότητας S320 σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3. Τα χαλυβδόφυλλα ποιότητας S320 έχουν όριο διαρροής $f_{yp} = 320 \text{ MPa}$ και όριο θραύσης $f_{ur} = 390 \text{ MPa}$ σύμφωνα με το πρότυπο EN 10 147.

1.3.4 Χάλυβας οπλισμού

Για την πλάκα σκυροδέματος έγινε χρήση οπλισμού Φ8/25cm. Ο χάλυβας οπλισμού έχει τα εξής χαρακτηριστικά:

- Κατηγορία B500C
- Μέτρο ελαστικότητας $E = 210 \text{ GPa}$
- Ειδικό βάρος $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$
- Λόγο Poisson $\nu = 0.3$

2 Στατικά Φορτία Κατασκευών

Οι δράσεις με βάση τις οποίες έγινε η ανάλυση του φορέα των κτιρίων, είναι ανάλογες με τη χρήση, τη θέση και τη μορφή του έργου. Στη χώρα μας, ως προς τις δράσεις, εφαρμόζεται ο Ευρωκώδικας 1, ο οποίος παρέχει για κάθε χώρα ιδιαίτερες πληροφορίες, εξειδικευμένες σε Εθνικά Προσαρτήματα (National Annexes). Στα Εθνικά Προσαρτήματα αναφέρονται εναλλακτικές διαδικασίες, τιμές και συστάσεις, μέσω των οποίων καθορίζονται οι εθνικές επιλογές σε συγκεκριμένα θέματα.

Οι δράσεις αυτές, ανάλογα με τις διακυμάνσεις τους στο χρόνο, χωρίζονται στις εξής κατηγορίες:

- Μόνιμες δράσεις (G), π.χ. το ίδιο βάρος του φορέα, σταθερός εξοπλισμός, επιστρώσεις, έμμεσες δράσεις από συστολή ξήρανσης και διαφορικές καθιζήσεις.
- Μεταβλητές δράσεις (Q), π.χ. επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα, πιέσεις ανέμου, φορτία χιονιού, φορτία από γερανογέφυρες.
- Τυχηματικές δράσεις (A), π.χ. εκρήξεις, πυρκαγιά, σεισμός.

2.1 Μόνιμες δράσεις

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις που αναμένεται να έχουν σταθερό μέγεθος σε όλη τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς. Στην κατηγορία αυτή των δράσεων ανήκουν όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια της ζωής του έργου.

Στην παρούσα μελέτη λήφθηκαν υπόψιν τα παρακάτω φορτία:

- Ίδια βάρη κατασκευής, που υπολογίστηκαν αυτόματα από το πρόγραμμα ανάλυσης ανάλογα με τα στοιχεία εισόδου στο στατικό προσομοίωμα.
- Ίδιο βάρος σύμμικτης πλάκας $g = 2.70 \text{ kN/m}^2$, που υπολογίστηκε αυτόματα μέσω του προγράμματος SymDeck Designer 2.
- Φορτία εξωτερικής τοιχοποιίας και υαλοπετασμάτων, τα οποία δρουν απευθείας στις εξωτερικές δοκούς, $g_1 = 2.00 \text{ kN/m}$.
- Φορτία στηθαίων στις εξωτερικές δοκούς της ταράτσας, $g_2 = 0.50 \text{ kN/m}$.
- Ίδιο βάρος σκάλας $g_3 = 1.00 \text{ kN/m}$, το οποίο θεωρήθηκε ότι δρα ως ομοιόμορφα κατανεμημένο στην δοκό που στηρίζεται, σε μήκος ίσο με το μήκος της σκάλας.
- Φορτία επικαλύψεων και λοιπών πρόσθετων δράσεων (ηλεκτρολογικού εξοπλισμού, συστήματος αερισμού, ψευδοροφών), που δρουν στις πλάκες, $g_4 = 3.50 \text{ kN/m}^2$.

2.2 Μεταβλητές δράσεις

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, αποθηκευμένων αγαθών, κλπ. Οι τιμές αυτών των φορτίων δίνονται από τους κανονισμούς ανάλογα με την κατηγορία χρήσης, στην οποία ανήκει το υπό εξέταση κτίριο.

Πίνακας 2.1: Κατηγορίες χρήσης

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κτήρια κατοικιών και σπιτία. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες Α, Β, και D ¹⁾)	<p>C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνώστῆρια, χώροι υποδοχής.</p> <p>C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα. Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς.</p> <p>C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών.</p> <p>C4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές</p> <p>C5: Χώροι επιρρεπείς σε μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.</p>
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	<p>D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά.</p> <p>D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα</p>

Οι μεταβλητές δράσεις τοποθετούνται ως ομοιόμορφα κατανεμημένες και κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι ενδεχόμενες φορτίσεις. Επειδή όμως η πιθανότητα ταυτόχρονης φόρτισης όλου του φορέα με τις επιβαλλόμενες δράσεις είναι σχετικά μικρή, οι κανονισμοί προβλέπουν κάποια ποσοστά απομείωσης τους σε συγκεκριμένες περιπτώσεις. Τα επιβαλλόμενα φορτία ανά κατηγορία χρήσης φαίνονται στους Πίνακα 2.2 και Πίνακα 2.3, όπως προτείνεται στο Εθνικό Προσάρτημα του EN1991-1-1 [5].

Πίνακας 2.2: Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα, μπαλκόνια και σκάλες κτηρίων

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία Α και Κατηγορία Β		
- Δάπεδα	2,0	2,0
- Σκάλες	3,5	2,0
- Μπαλκόνια	5,0	3,0
Κατηγορία C		
- C1	3,0	3,0
- C2	5,0	4,0
- C3	5,0	4,0
- C4	5,0	4,0
- C5	7,5	4,5
Κατηγορία D		
- D1	5,0	4,0
- D2	5,0	4,0

Πίνακας 2.3: Επιβαλλόμενα φορτία σε στέγες κατηγορίας H

Στέγη	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία H	0,5	1,0

Στην περίπτωση του σχολείου που εξετάζεται, η κατηγορία χρήσης είναι η C1, με βάση τον Πίνακα 2.1. Για το λόγο αυτό επιλέχθηκε $q_{ορόφων} = 3 \text{ kN/m}^2$ και $q_{στέγης} = 0.5 \text{ kN/m}^2$.

2.2.1 Φορτία χιονιού

Η ποσότητα του χιονιού που εναποτίθεται σε μια στέγη, σε ήπιες καιρικές συνθήκες, εξαρτάται από την κλίση αυτής και την τοποθεσία του κτιρίου, ενώ η πυκνότητά του, μέσω της οποίας προσδιορίζεται και το αντίστοιχο φορτίο χιονιού, δεν είναι σταθερή και εξαρτάται από το βαθμό συμπύκνωσης του στην συγκεκριμένη τοποθεσία. Παρ' όλη την ανομοιομορφία της φυσικής εναπόθεσης του χιονιού στις στέγες, το φορτίο ερμηνεύεται με κατάλληλη κατανομή ως στατικό φορτίο και ανήκει στις μεταβλητές σταθερές δράσεις.

Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης, οι τιμές του s_k για περίοδο επαναφοράς 50 ετών δίνονται στο Παράρτημα C του EN 1991 – Μέρος 1-3 [6]. Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται τρεις ζώνες χιονιού στον Πίνακα 2.4, με αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές $s_{k,0}$ των φορτίων, για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας.

Πίνακας 2.4: Ζώνες Ελλαδικού χώρου

Ζώνη	Χαρακτηριστική Τιμή Φορτίου Χιονιού $s_{k,0}$ σε kN/m ²
A	0.4
B	0.8
Γ	1.7

Ζώνη A: Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας.

Ζώνη Γ: Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.

Ζώνη B: Υπόλοιπη χώρα.

Για κάθε ζώνη, το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού στο έδαφος $s_{k,A}$ δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$s_{k,A} = s_{k,0} * \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right) \quad (2.1)$$

όπου

A είναι το υψόμετρο της τοποθεσίας πάνω από την στάθμη της θάλασσας (σε m). Το υψόμετρο A μετριέται με ακρίβεια 100m. Το υψόμετρο στρογγυλεύεται στην αμέσως μεγαλύτερη εκατοντάδα.

Το φορτίο χιονιού S που ασκείται επί της στέγης, θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα, αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης και υπολογίζεται, για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές, από την σχέση:

$$S = \mu_i * C_e * C_t * s_k \quad (2.2)$$

όπου

μ_i συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού, υπολογιζόμενος κατά περίπτωση σύμφωνα με την μορφή της στέγης, βλ. Πίνακα 2.5

s_k η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

C_e συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1. Συνιστώμενες τιμές για άλλες συνθήκες είναι:

- Για έκθεση σε ισχυρούς ανέμους $C_e = 0.8$
- Για κατασκευές προστατευόμενες από κτίρια ή δέντρα $C_e = 1.2$

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

Πίνακας 2.5: Συντελεστές μορφής σε οριζόντιες, μονοκλινείς και δικλινείς στέγες

Κλίση Στέγης α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0.8	$0.8 \cdot (60-\alpha)/30$	0.0
μ_2	$0.8 \cdot (1 + \alpha \cdot 30)$	1.6	-

Στην παρούσα μελέτη, τα κτίρια θεωρήθηκε πως θα κατασκευαστούν στον Νομό Αττικής και συγκεκριμένα στον Δήμο Χαλανδρίου, οπότε πάρθηκε $s_{k,0} = 0.8 \text{ kN/m}^2$, και υψόμετρο $A = 200\text{m}$. Συνεπώς, η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού με βάση τη σχέση (2.1) είναι $s_k = 0.838 \text{ kN/m}^2$.

Η μορφή της στέγης όλων των κτιρίων είναι οριζόντια, οπότε $\mu_1 = 0.8$ και $\mu_2 = 0.8$, $C_e = 1$ και $C_t = 1$ και επομένως το φορτίο χιονιού με βάση την σχέση (2.2) θα είναι :

$$s = 0.8 * 1 * 1 * 0.838 = 0.67 \text{ kN/m}^2.$$

2.2.2 Δράσεις ανέμου

Οι δράσεις ανέμου είναι αρκετά σημαντικές για τις κατασκευές από χάλυβα και αποτελούν για πολλές από αυτές την βασική φόρτιση, ανεξάρτητα από τον τύπο τους. Τα φορτία ανέμου θεωρούνται ως στατικά, χρονικά μεταβαλλόμενα, αν και στην πραγματικότητα μπορούν να προκαλέσουν ταλαντώσεις, η δυναμική επίδραση των οποίων για δύσκαμπτα κτίρια είναι μικρή.

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

- Η γεωγραφική θέση

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

Τα φορτία ανέμου δρουν άμεσα ως πιέσεις (ανεμοπιέσεις) επί των εξωτερικών επιφανειών κλειστών κατασκευών. Η κατανομή των πιέσεων σε ένα κτίριο εξαρτάται κυρίως από την μορφή του. Σύμφωνα με το Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 1991-1-4 [7], οι δράσεις ανάγονται σε δυνάμεις ή πιέσεις (κάθετες ή εφαπτομενικές) επί των εξωτερικών ή και εσωτερικών επιφανειών και μάλιστα με ομοιόμορφη κατανομή σε όλη την επιφάνεια μιας όψης ή σε τμήμα της.

Η πίεση του ανέμου η οποία δρα καθέτως προς τις εξωτερικές ή τις εσωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής φαίνεται στο Σχήμα 2.1 και προκύπτει από τις σχέσεις:

$$w_e = q_p(z_e) * c_{pe} \quad (2.3)$$

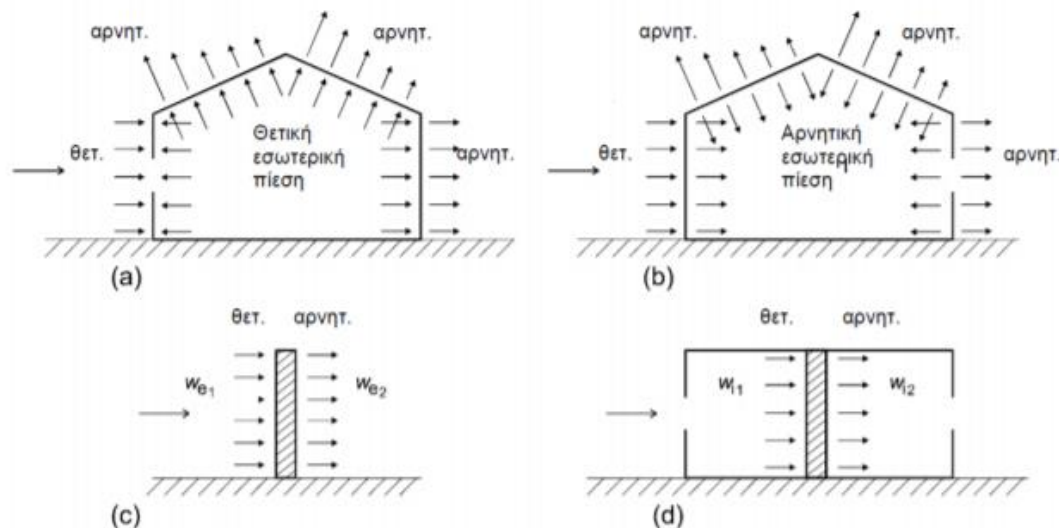
$$w_i = q_p(z_i) * c_{pi} \quad (2.4)$$

όπου

$q_p(z_e)$, $q_p(z_i)$ η πίεση ταχύτητας αιχμής

z_e , z_i το ύψος αναφοράς για την εξωτερική ή την εσωτερική πίεση

c_{pe} , c_{pi} ο συντελεστής εξωτερικής ή εσωτερικής πίεσης.

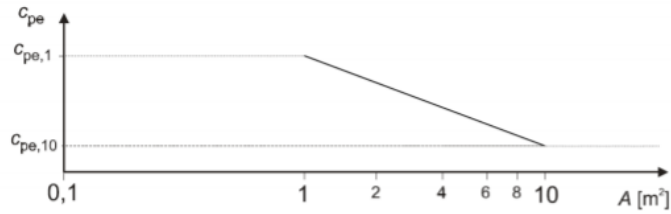


Σχήμα 2.1: Πίεση επί επιφανειών

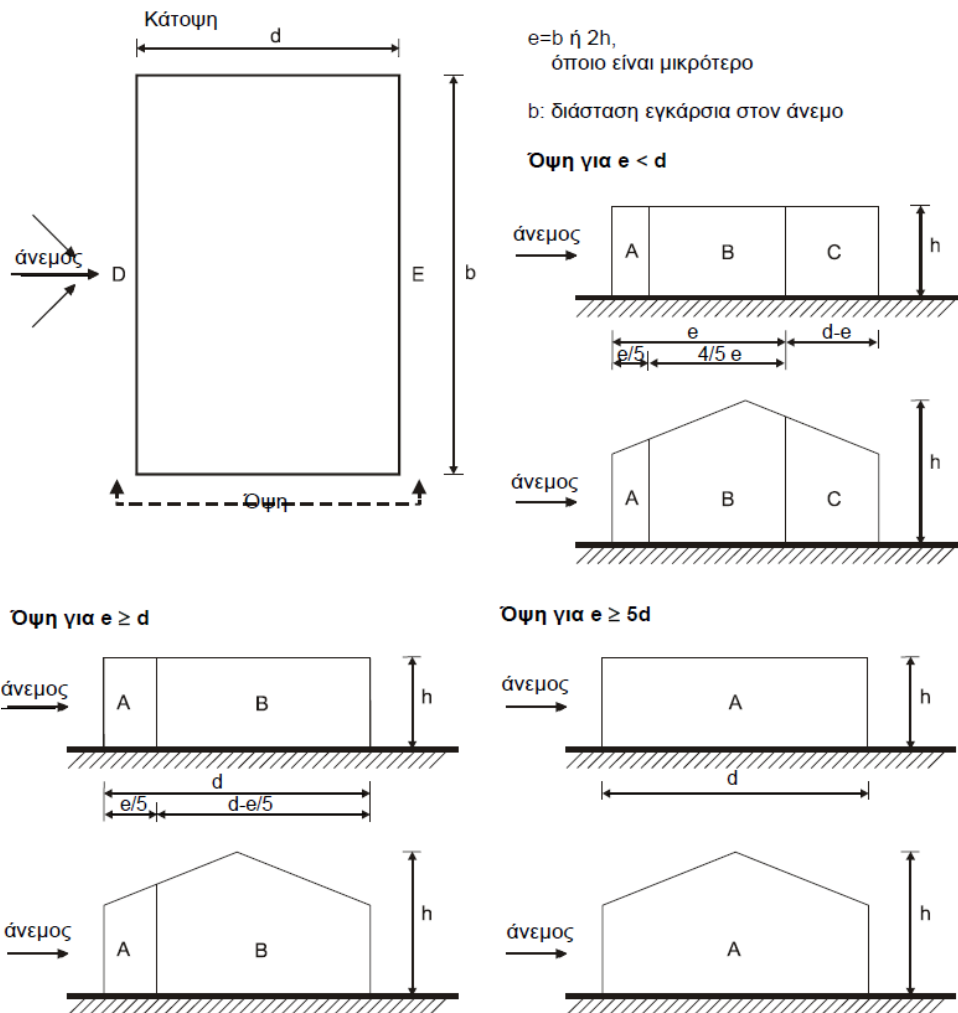
Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} για κτίρια και τμήματα κτιρίων εξαρτώνται από το μέγεθος της φορτιζόμενης επιφάνειας A , η οποία είναι η επιφάνεια της κατασκευής που δημιουργεί τη δράση του ανέμου στο υπολογιζόμενο τμήμα. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται για φορτιζόμενες επιφάνειες A μέχρι $1m^2$ και πάνω από $10m^2$ στους πίνακες ανάλογα με τη διαμόρφωση του κτιρίου, ως $c_{pe,1}$ για τους τοπικούς συντελεστές και $c_{pe,10}$ για τους καθολικούς συντελεστές, αντίστοιχα.

Για επιφάνειες από 1 έως 10m² ο υπολογισμός του συντελεστή πίεσης c_{pe} γίνεται συναρτήσει της επιφάνειας A, μέσω της σχέσης (2.5) και του παρακάτω λογαριθμικού διαγράμματος:

$$c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) * \log A \quad (2.5)$$



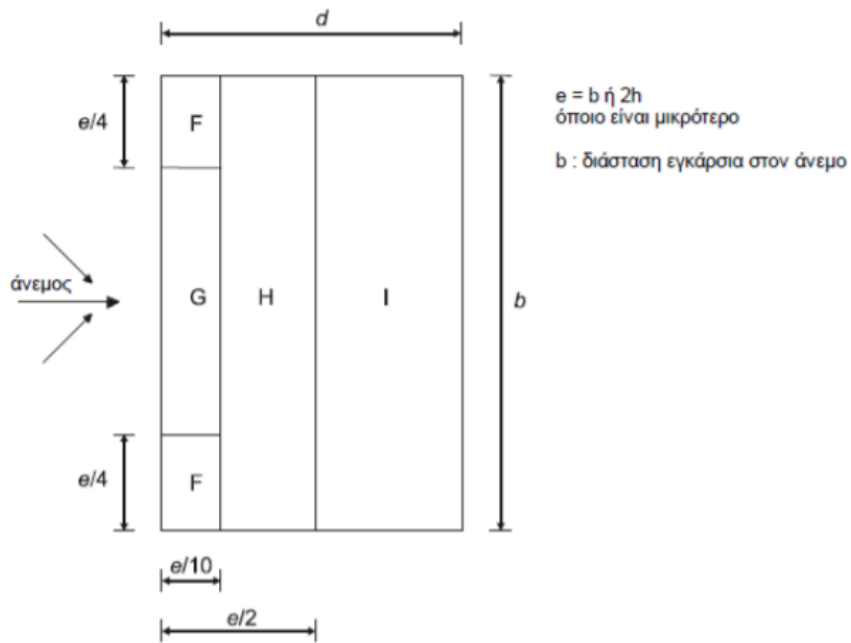
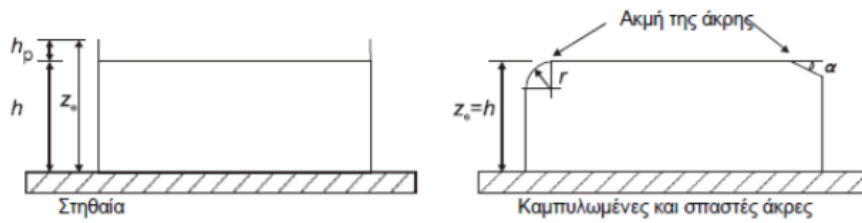
Σχήμα 2.2: Προσδιορισμός συντελεστή εξωτερικής πίεσης c_{pe}



Σχήμα 2.3: Εμβαδά επιφανειών κατακόρυφων τοίχων

Πίνακας 2.6: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης

Ζώνη	A		B		C		D		E	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.7	
1	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.5	
≤ 0.25	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.7	+1.0	-0.3	



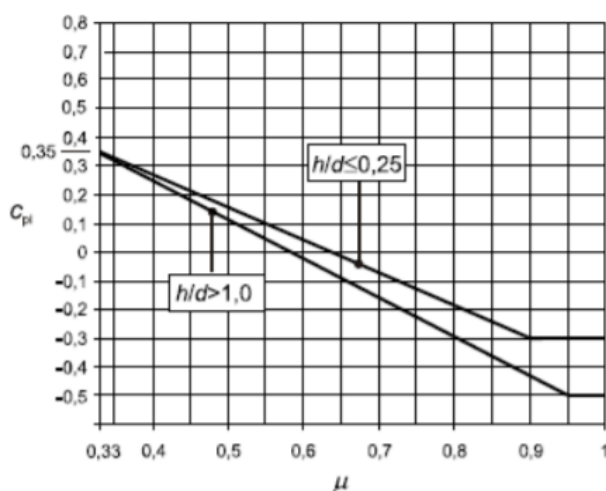
Σχήμα 2.4: Υπόμνημα για οριζόντιες στέγες

Πίνακας 2.7: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες

Τύπος στέγης			F		G		H		I	
			$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
Αιχμηρά άκρα			-1.8	-2.5	-1.2	-2.0	-0.7	-1.2	+0.2	
									-0.2	
Με στηθαία	$\frac{h_p}{h}$	0.025	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	+0.2	
		0.05	-1.4	-2.0	-0.9	-1.6	-0.7	-1.2	+0.2	
									-0.2	
		0.10	-1.2	-1.8	-0.8	-1.4	-0.7	-1.2	+0.2	
									-0.2	

Οι εσωτερικές και εξωτερικές πιέσεις θεωρήθηκε ότι δρουν ταυτόχρονα. Σύμφωνα με τον κανονισμό, για κτίρια με ανοίγματα προσδιορίζεται η δεσπόζουσα πλευρά, η οποία ορίζεται ως η πλευρά της οποίας η επιφάνεια των ανοιγμάτων είναι τουλάχιστον διπλάσια της επιφάνειας των ανοιγμάτων και σημείων διαρροής στις υπόλοιπες πλευρές του κτιρίου. Σε κτίριο χωρίς δεσπόζουσα πλευρά, ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} προσδιορίζεται από το Σχήμα 8, και είναι συνάρτηση του λόγου του ύψους προς το βάθος του κτιρίου h/d , και του ποσοστού των ανοιγμάτων μ για κάθε διεύθυνση του ανέμου θ , το οποίο θα προσδιορίζεται από την σχέση:

$$\mu = \frac{\sum \text{επιφάνειας ανοιγμάτων στα οποία ο } c_{pe} \text{ είναι αρνητικός ή 0}}{\sum \text{επιφάνειας όλων των ανοιγμάτων}} \quad (2.6)$$



Σχήμα 2.5: Συντελεστές εσωτερικής πίεσης για ομοιόμορφα καταναμημένα ανοίγματα

Σε περιπτώσεις που δεν είναι δυνατή ή δεν θεωρείται δικαιολογημένη η εκτίμηση του μ , ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} θα πρέπει να λαμβάνεται ως το πλέον δυσμενές από τα +0.2 και -0.3.

Κατά την μελέτη θεωρήθηκε συντηρητικά και υπέρ της ασφαλείας ότι δεν υπάρχει δεσπόζουσα πλευρά, λαμβάνοντας έτσι υπόψη και τις δύο τιμές του c_{pi} . Δυσμενέστερη είναι η κατάσταση στην οποία αθροίζονται οι δυνάμεις από τις εσωτερικές και εξωτερικές πιέσεις,

για παράδειγμα όταν ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης σε ένα τοίχο είναι θετικός, το δυσμενέστερο είναι να ληφθεί συντελεστής εσωτερικής πίεσης αρνητικός.

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z , δίδεται από την σχέση:

$$q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z) = c_e(z) * q_b \quad (2.6)$$

όπου

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

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

$c_e(z)$ ο συντελεστής έκθεσης και δίνεται από τη σχέση: $c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b}$

q_b η βασική πίεση, ίση προς $q_b = \frac{1}{2} * \rho * v_b^2$

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

$$v_b = C_{dir} * C_{season} * v_{b,0} \quad (2.7)$$

C_{dir} ο συντελεστής διεύθυνσης (προτεινόμενη τιμή 1.0)

C_{season} ο συντελεστής εποχής (προτεινόμενη τιμή 1.0)

$v_{b,0}$ η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου. Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου σύμφωνα με το αντίστοιχο Εθνικό Προσάρτημα ορίζεται σε 33m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10km από την ακτή και σε 27m/s για την υπόλοιπη χώρα.

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

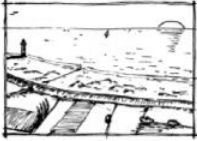



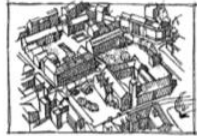
$$v_m(z) = c_r(z) * c_o(z) * v_b \quad (2.8)$$

όπου

$c_r(z)$ ο συντελεστής τραχύτητας

$c_o(z)$ ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (προτεινόμενη τιμή 1.0).

Πίνακας 2.8: Κατηγορίες και παράμετροι εδάφους, σύμφωνα με το Παράρτημα Α1 του Ευρωκώδικα 1

Κατηγορία εδάφους			z_0	z_{min}
			m	
0	Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα		0,003	1
I	Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια		0,01	1
II	Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων		0,05	2
III	Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)		0,3	5
IV	Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.		1,0	10

Ο συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$, λαμβάνει υπόψη τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου. Προσδιορίζεται από τις σχέσεις:

$$c_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (2.9)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) = k_r * \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \quad \text{για } z < z_{min} \quad (2.10)$$

όπου

z_0 το μήκος τραχύτητας

k_r Ο συντελεστής εδάφους εξαρτώμενος από το μήκος τραχύτητας, υπολογιζόμενος από τη σχέση

$$k_r = 0.19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,11}}\right)^{0.07} \quad (2.11)$$

όπου

$z_{0,II}$ 0.05m για κατηγορία εδάφους II

z_{min} το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον Πίνακα 2.8

z_{max} το μέγιστο ύψος, που λαμβάνεται 200m, εκτός εάν ορίζεται διαφορετικά στο Εθνικό Προσάρτημα

z_0 , z_{min} εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους.

Η ένταση του στροβιλισμού $I_v(z)$ σε ύψος z ορίζεται ως η τυπική απόκλιση σ_v του στροβιλισμού, διαιρούμενη με τη μέση ταχύτητα του ανέμου και υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (2.12)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) = \frac{\sigma_v}{v_m(z_{\min})} = \frac{k_I}{c_0(z_{\min}) \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} \quad \text{για } z < z_{\min} \quad (2.13)$$

όπου

k_I ο συντελεστής στροβιλισμού, ίσος με 1.0+

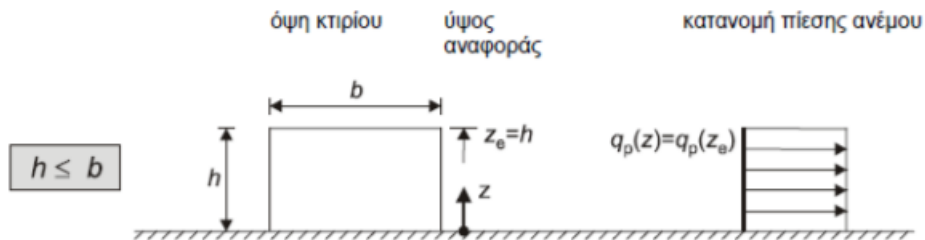
$c_0(z)$ ο συντελεστής αναγλύφου του εδάφους

z_0 το μήκος τραχύτητας

σ_v η τυπική απόκλιση του στροβιλισμού, $\sigma_v = k_r * v_b * k_I$

k_r ο συντελεστής εδάφους

v_b η βασική ταχύτητα ανέμου



Σχήμα 2.6: Κατανομή πιέσεων στις κατακόρυφες επιφάνειες

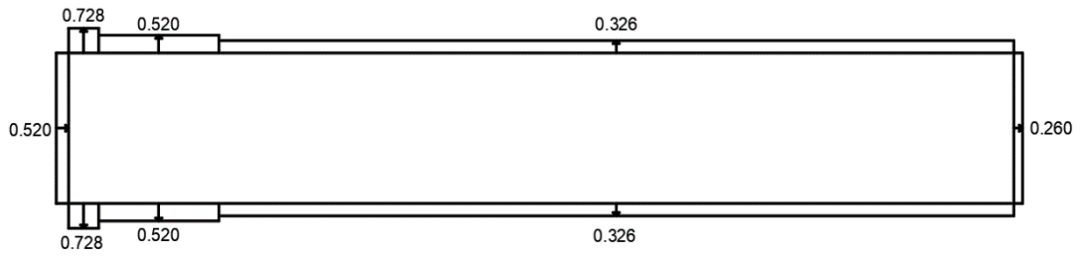
Τα κτίρια της παρούσας εργασίας μελετήθηκαν ανεξάρτητα το καθένα ως προς τις ανεμοπιέσεις, και μέσω των υπολογιστικών φύλλων του Excel, με βάση όλες τις παραπάνω εξισώσεις, υπολογίστηκαν οι κατανομές πιέσεων στους κατακόρυφους τοίχους, οι οποίες στην συνέχεια αναλύθηκαν σε ομοιόμορφα κατανομημένα φορτία καθ' ύψος των υποστυλωμάτων, ανάλογα με το πλάτος επιρροής της επιφάνειας κάθε υποστυλώματος.

2.2.2.1 Κτίριο Α

- Για άνεμο κατά $\theta=0^\circ$ (+X):

Πίνακας 2.9: Τελικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για άνεμο κατά +X

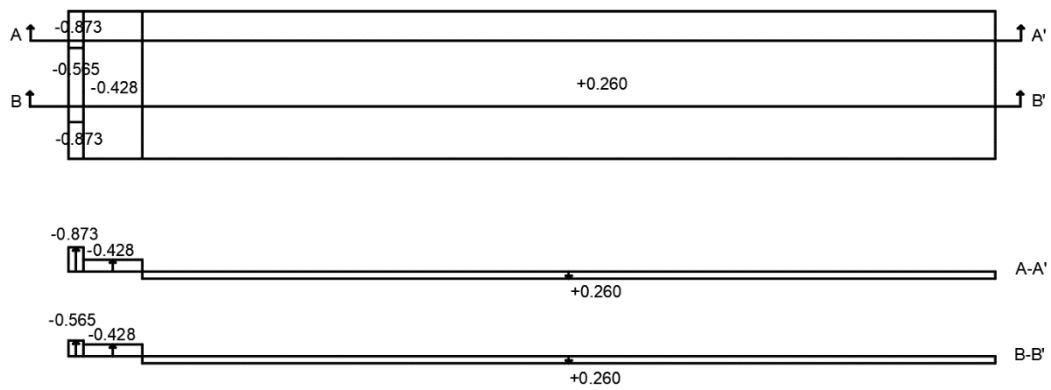
Ζώνες	A	B	C	D	E
w_e	-0.624	-0.416	-0.26	0.364	-0.156
w_i	0.104	0.104	-0.104	-0.156	0.104
W	-0.728	-0.520	-0.364	0.520	-0.260



Σχήμα 2.7: Τελικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους (κάτοψη) για άνεμο κατά +X

Πίνακας 2.10: Τελικές πιέσεις στην οριζόντια στέγη για άνεμο κατά +X

Ζώνες	F	G	H	I
w_e	-0.769	-0.461	-0.364	0.104
w_i	0.104	0.104	0.104	-0.156
W	-0.873	-0.565	-0.468	0.260

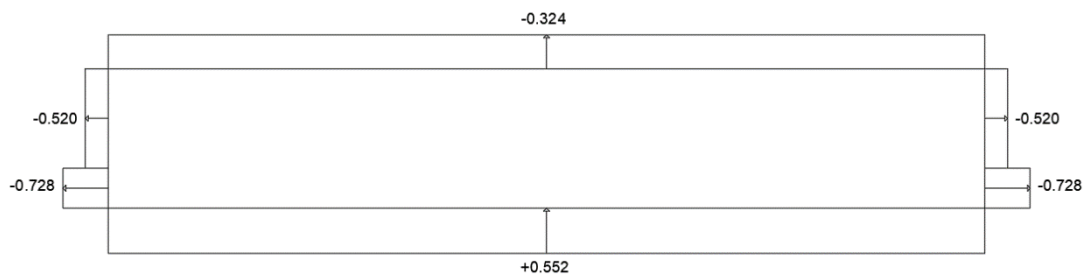


Σχήμα 2.8: Τελικές πιέσεις στην οριζόντια στέγη για άνεμο κατά +X

- Για άνεμο κατά $\theta=90^\circ (+Y)$:

Πίνακας 2.11: Τελικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για άνεμο κατά +Y

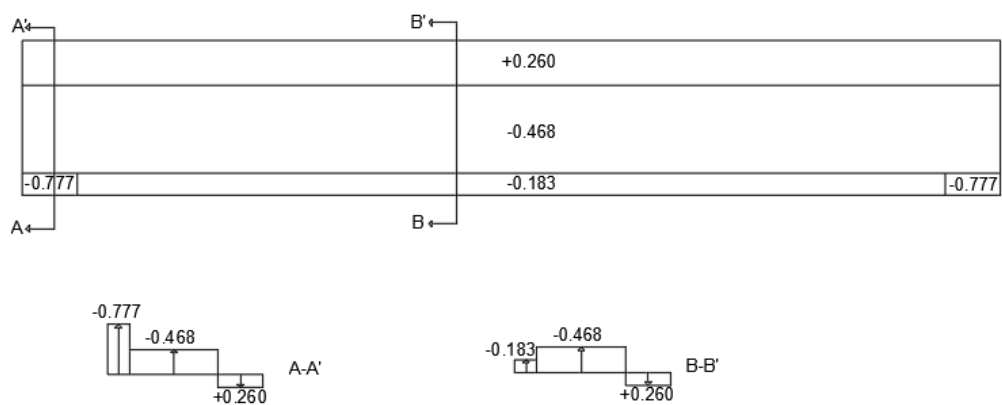
Ζώνες	A	B	C	D	E
w_e	-0.624	-0.416	0.000	0.396	-0.220
w_i	0.104	0.104	0.000	-0.156	0.104
w	-0.728	-0.520	0.000	0.552	-0.324



Σχήμα 2.9: Τελικές πιέσεις ανέμου για τους κατακόρυφους τοίχους για άνεμο κατά +Y

Πίνακας 2.12: Τελικές πιέσεις στην οριζόντια στέγη για άνεμο κατά +Y

Ζώνες	F	G	H	I
w_e	-0.673	-0.079	-0.364	0.104
w_i	0.104	0.104	0.104	-0.156
w	-0.777	-0.183	-0.468	0.260

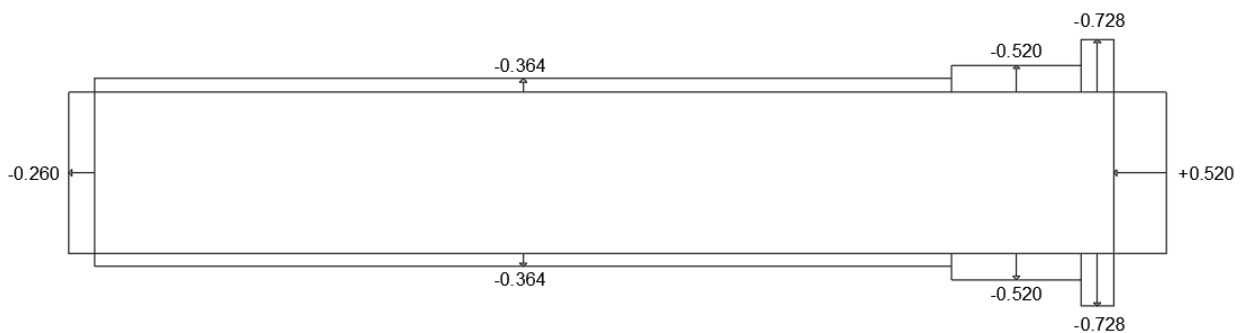


Σχήμα 2.10: Τελικές πιέσεις στην οριζόντια στέγη για άνεμο κατά +Y

- Για άνεμο κατά $\theta=180^\circ$ (-X):

Πίνακας 2.13: Τελικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για άνεμο κατά -X

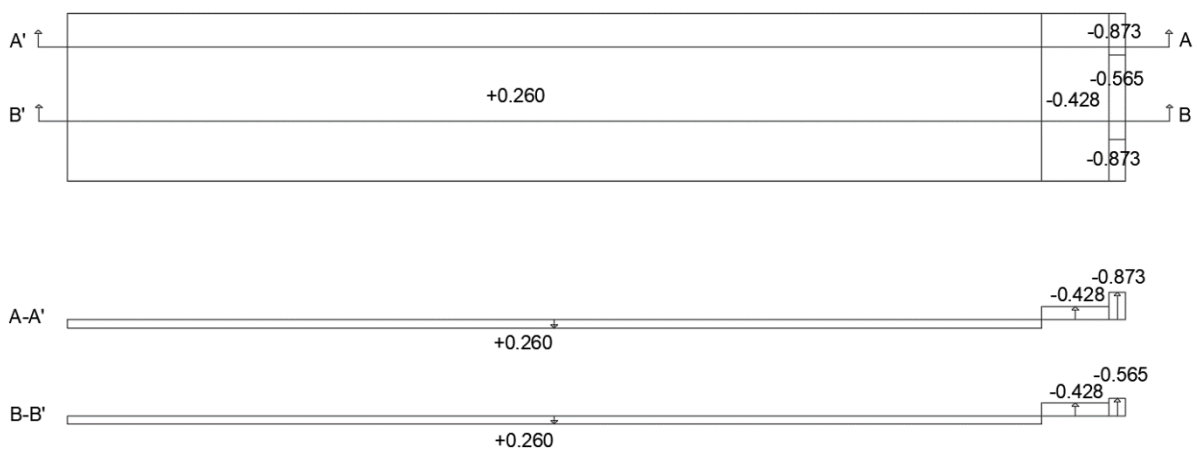
Ζώνες	A	B	C	D	E
w_e	-0.624	-0.416	-0.260	0.364	-0.156
w_i	0.104	0.104	-0.104	-0.156	0.104
w	-0.728	-0.520	-0.364	0.520	-0.260



Σχήμα 2.11: Τελικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους (κάτοψη) για άνεμο κατά -X

Πίνακας 2.14: Τελικές πιέσεις στην οριζόντια στέγη για άνεμο κατά -X

Ζώνες	F	G	H	I
w_e	-0.769	-0.461	-0.364	0.104
w_i	0.104	0.104	0.104	-0.156
w	-0.873	-0.565	-0.468	0.260

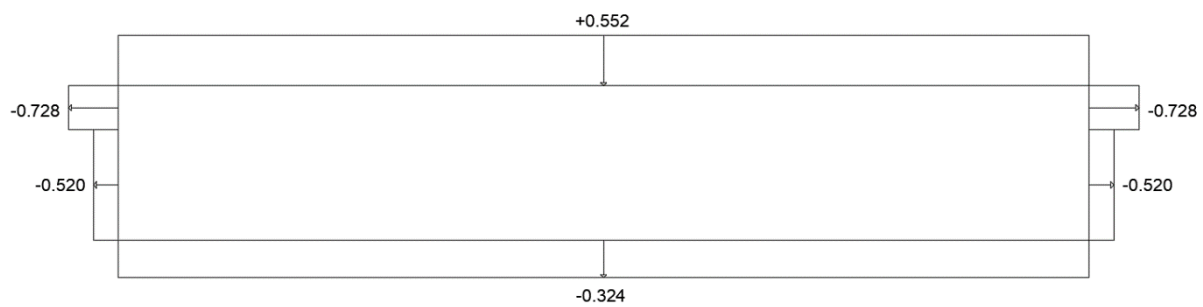


Σχήμα 2.12: Τελικές πιέσεις στην οριζόντια στέγη για άνεμο κατά -X

- Για άνεμο κατά $\theta=270^\circ$ (-Y) :

Πίνακας 2.15: Τελικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για άνεμο κατά -Y

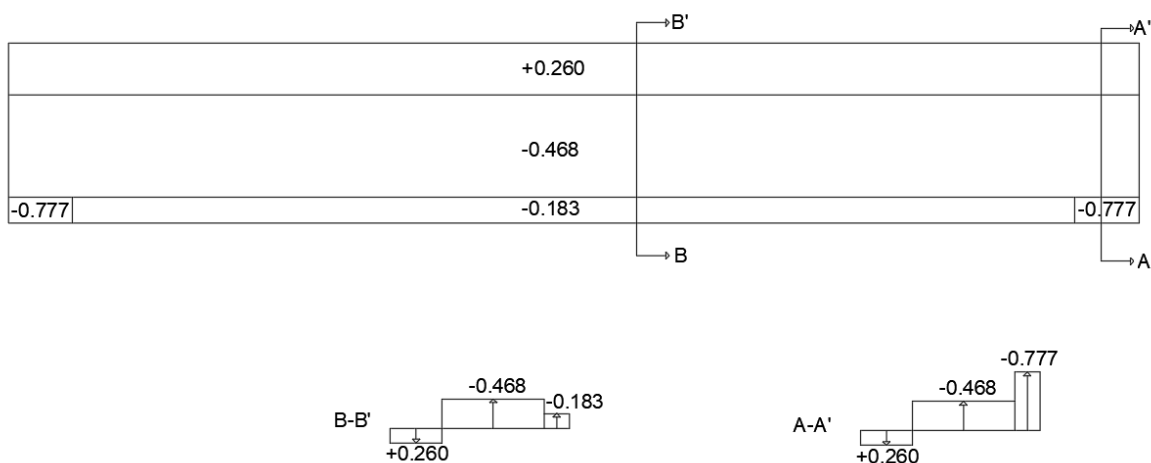
Ζώνες	A	B	C	D	E
w_e	-0.624	-0.416	0.000	0.396	-0.220
w_i	0.104	0.104	0.000	-0.156	0.104
w	-0.728	-0.520	0.000	0.552	-0.324



Σχήμα 2.13: Τελικές πιέσεις ανέμου για τους κατακόρυφους τοίχους για άνεμο κατά -Y

Πίνακας 2.16: Τελικές πιέσεις στην οριζόντια στέγη για άνεμο κατά -Y

Ζώνες	F	G	H	I
w_e	-0.673	-0.079	-0.364	0.104
w_i	0.104	0.104	0.104	-0.156
w	-0.777	-0.183	-0.468	0.260



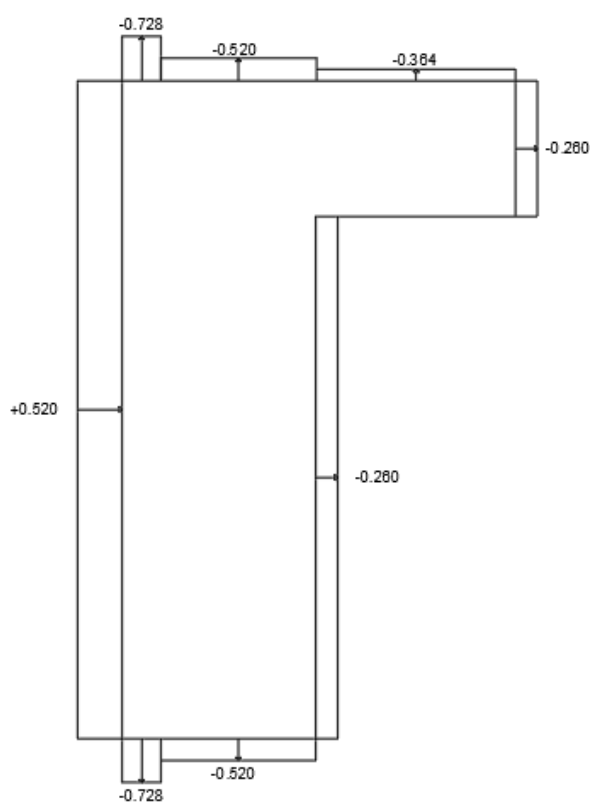
Σχήμα 2.14: Τελικές πιέσεις στην οριζόντια στέγη για άνεμο κατά -Y

2.2.2.2 Κτίριο Β

- Για άνεμο κατά $\theta=0^\circ$ (+X) :

Πίνακας 2.17: Τελικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για άνεμο κατά +X

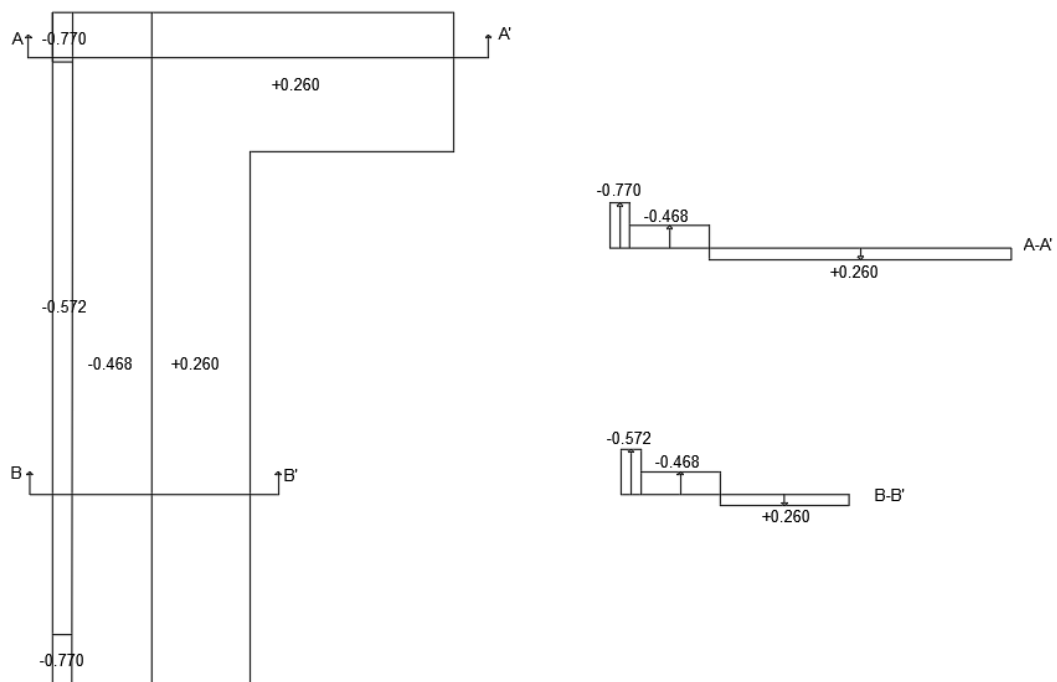
Ζώνες	A	B	C	D	E
w_e	-0.624	-0.416	-0.260	0.364	-0.156
w_i	0.104	0.104	-0.104	-0.156	0.104
w	-0.728	-0.520	-0.364	0.520	-0.260



Σχήμα 2.15: Τελικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για άνεμο κατά +X

Πίνακας 2.18: Τελικές πιέσεις στην οριζόντια στέγη για άνεμο κατά +X

Ζώνες	F	G	H	I
w_e	-0.673	-0.468	-0.364	0.104
w_i	0.104	0.104	0.104	-0.156
w	-0.777	-0.572	-0.468	0.260

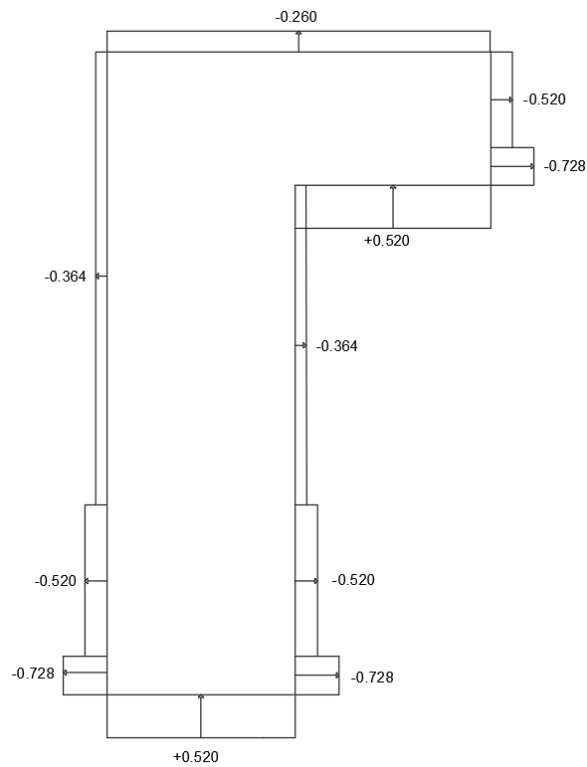


Σχήμα 2.16: Τελικές πιέσεις στην οριζόντια στέγη για άνεμο κατά +X

- Για άνεμο κατά $\theta=90^\circ$ (+Y):

Πίνακας 2.19: Τελικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για άνεμο κατά +Y

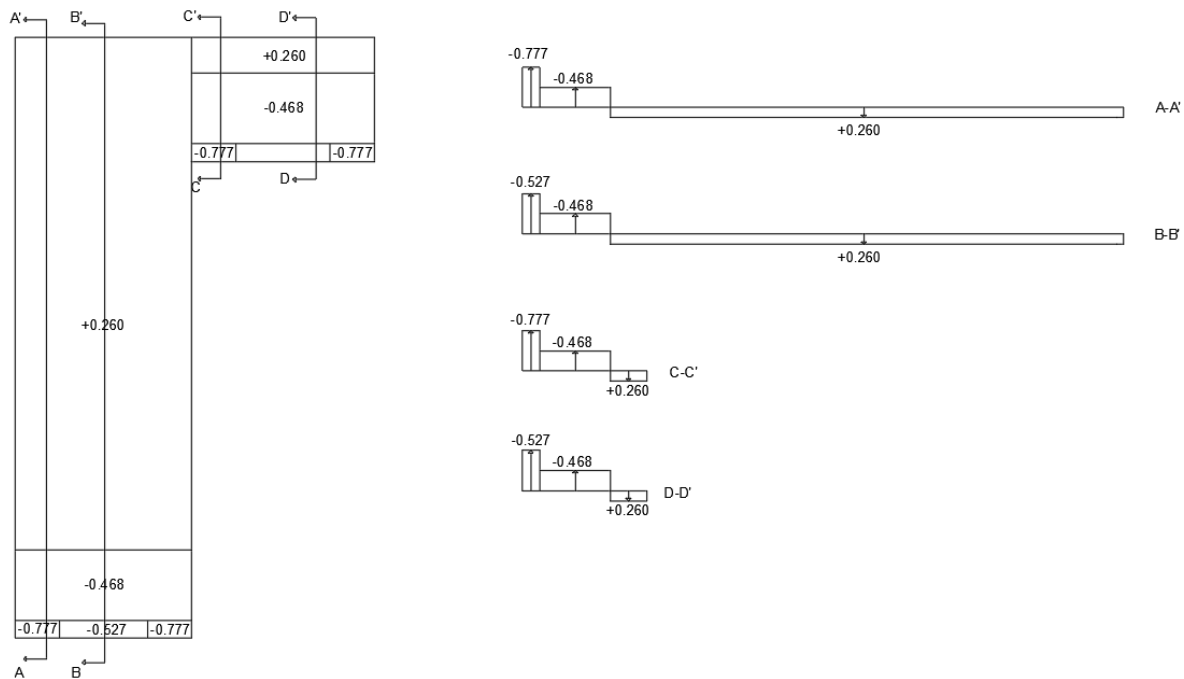
Ζώνες	A	B	C	D	E
w_e	-0.624	-0.416	-0.260	0.364	-0.156
w_i	0.104	0.104	-0.104	-0.156	0.104
w	-0.728	-0.520	-0.364	0.520	-0.260



Σχήμα 2.17: Τελικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για άνεμο κατά +Y

Πίνακας 2.20: Τελικές πιέσεις στην οριζόντια στέγη για άνεμο κατά +Y

Ζώνες	F	G	H	I
w_e	-0.673	-0.423	-0.364	0.104
w_i	0.104	0.104	0.104	-0.156
w	-0.777	-0.527	-0.468	0.260

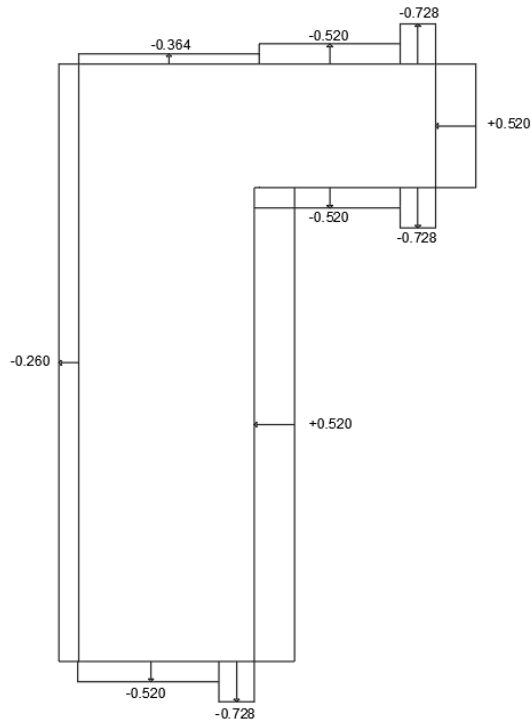


Σχήμα 2.18: Τελικές πιέσεις στην οριζόντια στέγη για άνεμο κατά +Y

- Για άνεμο κατά $\theta=180^\circ$ (-X):

Πίνακας 2.21: Τελικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για άνεμο κατά -X

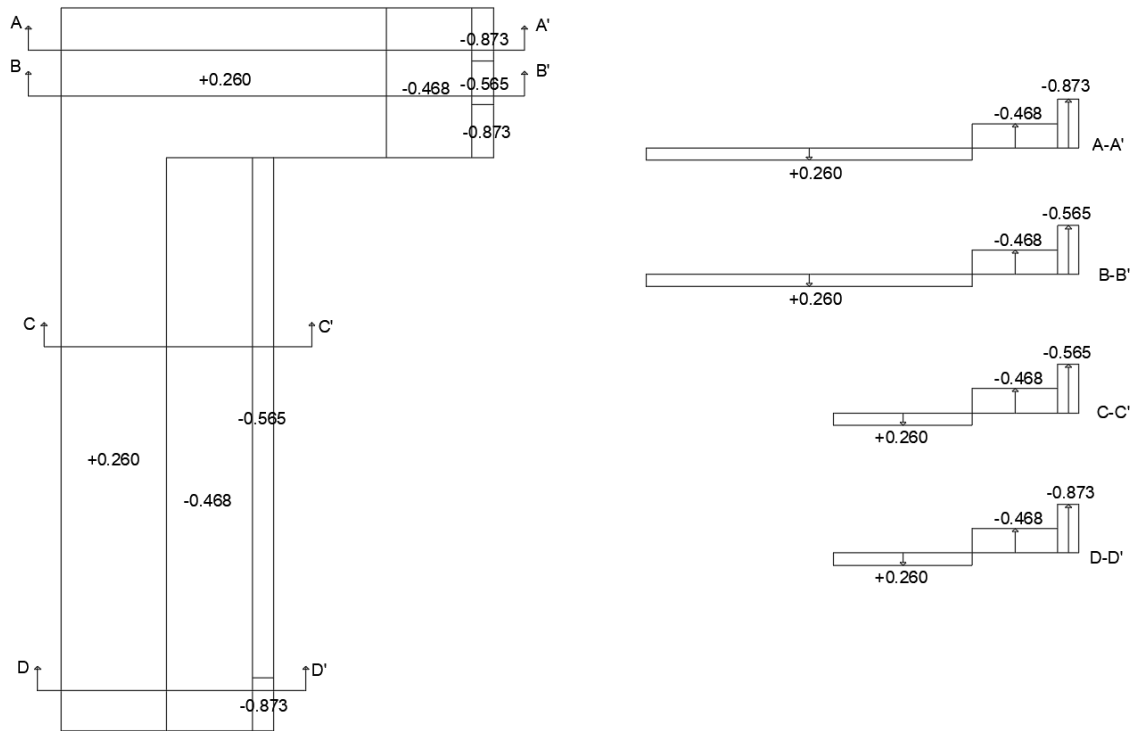
Ζώνες	A	B	C	D	E
w_e	-0.624	-0.416	-0.260	0.364	-0.156
w_i	0.104	0.104	-0.104	-0.156	0.104
w	-0.728	-0.520	-0.364	0.520	-0.260



Σχήμα 2.19: Τελικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για άνεμο κατά $-X$

Πίνακας 2.22: Τελικές πιέσεις στην οριζόντια στέγη για άνεμο κατά $-X$

Ζώνες	F	G	H	I
w_e	-0.769	-0.461	-0.364	0.104
w_i	0.104	0.104	0.104	-0.156
w	-0.873	-0.565	-0.468	0.260

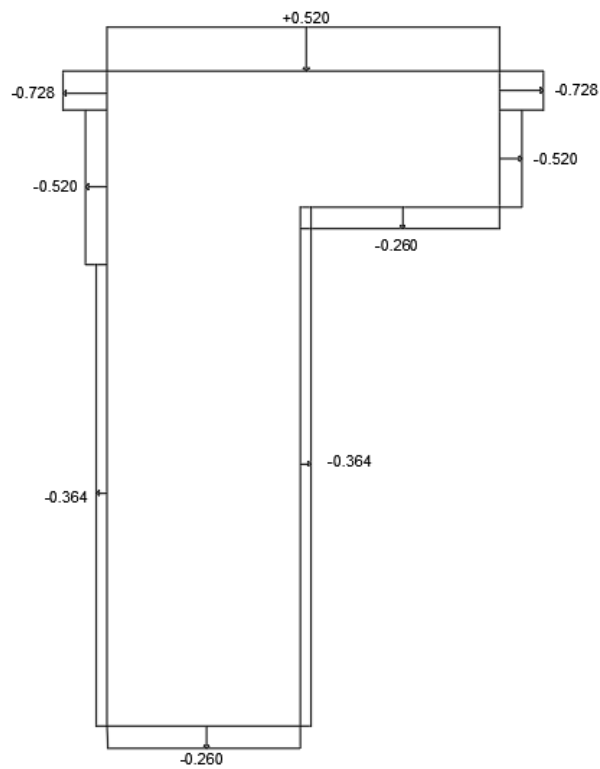


Σχήμα 2.20: Τελικές πιέσεις στην οριζόντια στέγη για άνεμο κατά $-X$

- Για άνεμο κατά $\theta=270^\circ$ ($-Y$):

Πίνακας 2.23: Τελικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για άνεμο κατά $-Y$

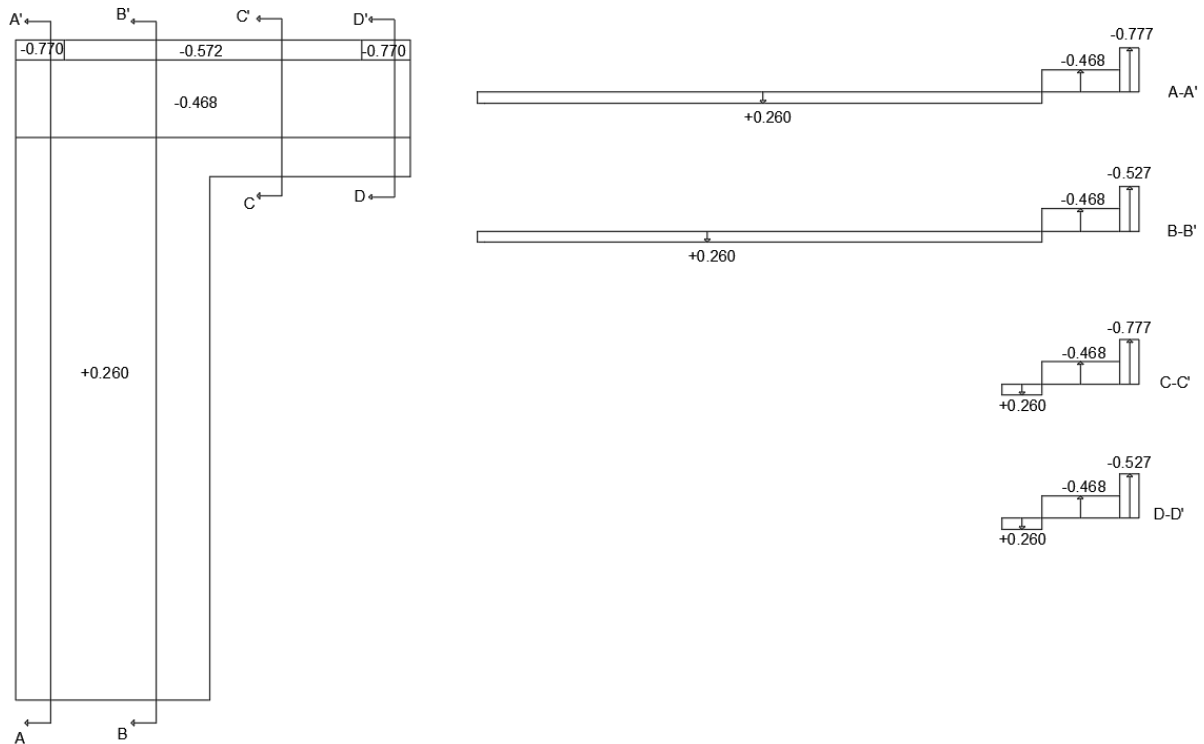
Ζώνες	A	B	C	D	E
w_e	-0.624	-0.416	-0.260	0.364	-0.156
w_i	0.104	0.104	-0.104	-0.156	0.104
w	-0.728	-0.520	-0.364	0.520	-0.260



Σχήμα 2.21: Τελικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για άνεμο κατά -Y

Πίνακας 2.24: Τελικές πιέσεις στην οριζόντια στέγη για άνεμο κατά -Y

Ζώνες	F	G	H	I
w_e	-0.673	-0.423	-0.364	0.104
w_i	0.104	0.104	0.104	-0.156
w	-0.777	-0.527	-0.468	0.260



Σχήμα 2.22: Τελικές πιέσεις στην οριζόντια στέγη για άνεμο κατά -Y

2.2.3 Θερμοκρασιακές μεταβολές

Θερμικές δράσεις σε κτίρια, λόγω κλιματικών και λειτουργικών θερμοκρασιών, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στο σχεδιασμό όταν υπάρχει πιθανότητα υπέρβασης των επιτρεπόμενων ορίων λειτουργικότητας. Η προέλευση των θερμικών δράσεων είναι από τις ημερήσιες και εποχικές κλιματολογικές μεταβολές, την χρήση των κατασκευών αλλά όχι από την δράση της πυρκαγιάς.

Οι θερμικές δράσεις κατατάσσονται στις μεταβλητές έμμεσες δράσεις, οι οποίες προκαλούν παραμορφώσεις που συνεπάγονται ανάπτυξη τάσεων. Το μέγεθος των θερμικών δράσεων εξαρτάται από:

- τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες (γεωγραφική περιοχή του έργου)
- τον προσανατολισμό της κατασκευής
- την σκίαση των γειτονικών κτιρίων
- την συνολική μάζα της κατασκευής
- την χρήση υλικών με διαφορετικό συντελεστή γραμμικής διαστολής ή και διαφορετικό συντελεστή θερμικής αγωγιμότητας
- τα στοιχεία των όψεων, π.χ. εξωτερική επένδυση κτιρίων
- τα συστήματα θέρμανσης, εξαερισμού και θερμομόνωσης του κτιρίου

Στην παρούσα μελέτη επιλέχθηκε θερμοκρασιακή μεταβολή της τάξης των $\Delta T = \pm 20^\circ \text{C}$ για όλα τα κτίρια.

3 Σεισμικές δράσεις

3.1 Εισαγωγή

Κατά τη γένεση ενός σεισμού τα υλικά σημεία του εδάφους κοντά στο επίκεντρο ταλαντώνονται με μεγάλες επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες). Συνέπεια αυτού είναι η δημιουργία δυνάμεων αδράνειας, οι οποίες είναι ικανές να προκαλέσουν σημαντικές βλάβες στις κατασκευές. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές, αλλά υπάρχουν περιπτώσεις όπου και οι κατακόρυφες μπορούν να αποβούν καταστροφικές.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως και με δράσεις λόγω ανέμου.

Στην ενότητα 4 του Ευρωκώδικα 8 [11] παρέχονται οι επόμενες επιλογές ανάλυσης για τον σχεδιασμό κτιρίων και για την εκτίμηση της σεισμικής τους συμπεριφοράς:

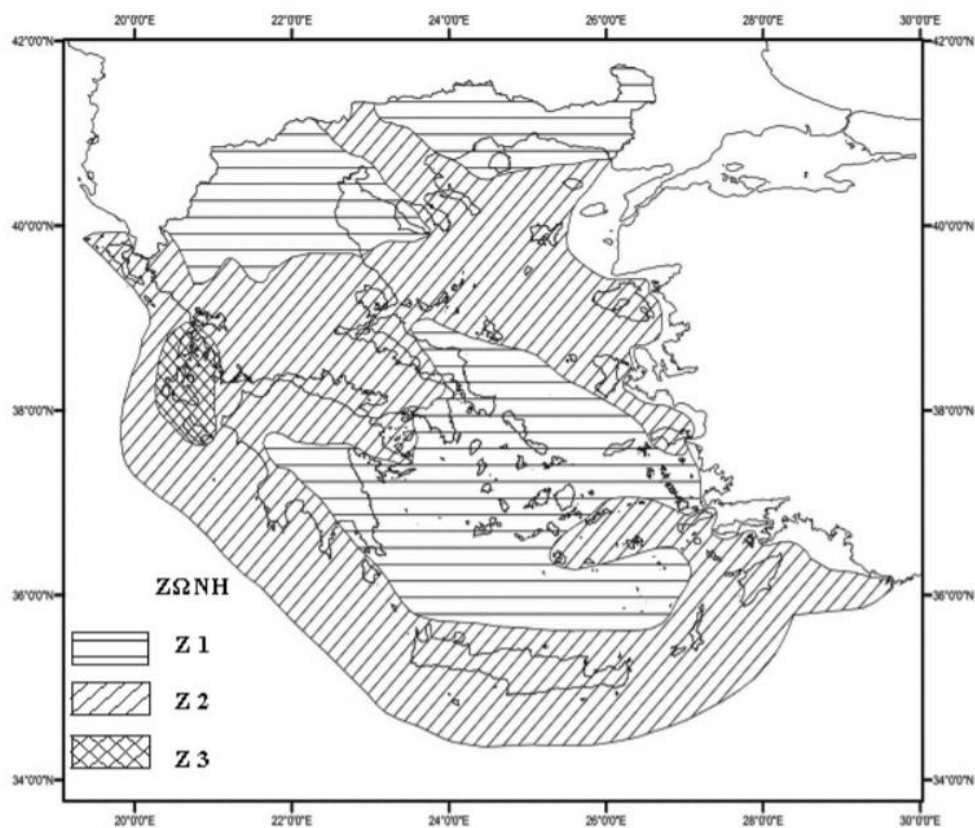
- Γραμμική στατική ανάλυση (ονομάζεται μέθοδος «οριζοντίων δυνάμεων» στο πρότυπο EN 1998-1, αλλά συχνά λέγεται «ισοδύναμη στατική ανάλυση»)
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης (στην πράξη ονομάζεται «γραμμική δυναμική ανάλυση», με κίνδυνο σύγχυσης με τη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας)
- Μη γραμμική στατική ανάλυση (κοινώς γνωστή ως ανάλυση «pushover»)
- Μη γραμμική δυναμική ανάλυση (ανάλυση χρονοϊστορίας ή ιστορίας απόκρισης)

Οι γραμμικές μέθοδοι ανάλυσης, χρησιμοποιούν το φάσμα απόκρισης σχεδιασμού, το οποίο είναι ουσιαστικά το ελαστικό φάσμα απόκρισης για απόσβεση 5%, διαιρεμένο με τον συντελεστή συμπεριφοράς q . Οι εσωτερικές δυνάμεις λόγω της σεισμικής δράσης προκύπτουν από τη γραμμική ανάλυση. Ωστόσο, σύμφωνα με τον κανόνα των ίσων μετακινήσεων και την έννοια-χρήση του συντελεστή συμπεριφοράς, οι μετακινήσεις λόγω σεισμικής δράσης λαμβάνονται ίσες με αυτές που προκύπτουν από τη γραμμική ανάλυση, πολλαπλασιασμένες με τον συντελεστή συμπεριφοράς q . Η χρήση των γραμμικών μεθόδων ανάλυσης δεν σημαίνει ότι η σεισμική απόκριση της κατασκευής θα είναι γραμμική-ελαστική, απλά αποτελεί ένα εργαλείο για την απλοποίηση του σχεδιασμού στην πράξη [12].

Η μελέτη όλων των κτιρίων της σχολικής μονάδας έναντι στο σεισμό, έγινε με βάση την Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος, υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης και τετραγωνική επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων (το πλήθος των ιδιομορφών είναι ανάλογο της επιθυμητής ακρίβειας υπολογισμού). Για τον ελάχιστο αριθμό ιδιομορφών που λήφθηκαν υπόψη, ισχύει ότι το άθροισμα των συμμετεχουσών ιδιομορφικών μαζών για αυτές στη διεύθυνση κάθε σεισμικής συνιστώσας που λαμβάνεται στην ανάλυση είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του κτιρίου. Η ανάλυση έγινε αυτόματα από το πρόγραμμα.

3.2 Εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται συμβατικά με μια παράμετρο, τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού A , ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η χώρα μας βρίσκεται σε μια εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και υποδιαιρείται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I έως III), τα όρια των οποίων καθορίζονται στο Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας με βάση το Εθνικό Προσάρτημα του EN 1998.



Σχήμα 3.1: Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας Ελλάδος

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους A , η οποία σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (ή περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια), με βάση τη σχέση:

$$A = a_g * g \quad (3.1)$$

όπου

g η επιτάχυνση της βαρύτητας

και a_g οι τιμές αναφοράς της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους ανάλογα την ζώνη:

$$a_g = 0,16 \text{ για Ζώνη I}$$

$$a_g = 0,24 \text{ για Ζώνη II}$$

$$a_g = 0,36 \text{ για Ζώνη III}$$

Η μελέτη της σχολικής μονάδας επιλέχθηκε να γίνει για τον Δήμο Χαλανδρίου, ο οποίος ανήκει στην ζώνη επικινδυνότητας ΖΙ σύμφωνα με το Σχήμα 3.1, οπότε θα έχει σεισμική επιτάχυνση εδάφους $A=0.16g$.

Η εδαφική επιτάχυνση A κλιμακώνεται περαιτέρω μέσα στην ίδια ζώνη ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας του έργου, μέσω του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I . Οι κατασκευές κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας, όπως φαίνεται στον Πίνακα 3.1, ανάλογα με τις κοινωνικές και οικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει η ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Ο συντελεστής σπουδαιότητας, λοιπόν, εκφράζει την απαίτηση απόκρισης μιας κατασκευής στον σεισμό.

Πίνακας 3.1: Κατηγορίες σπουδαιότητας και συντελεστές σπουδαιότητας κτιρίων

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Κτίρια	Συντελεστής Σπουδαιότητας γ_I
I	Μικρής σπουδαιότητας για τη δημόσια ασφάλεια	0,80
II	Σύνηθες	1,00
III	Με μεγάλες συνέπειες κατάρρευσης (π.χ. σχολεία, χώροι συγκέντρωσης κοινού)	1,20
IV	Ζωτικής σημασίας για την Πολιτική Προστασία (π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας)	1,40

Σύμφωνα με τον Πίνακα 3.1, η κατηγορία σπουδαιότητας της σχολικής μονάδας είναι η III και συνεπώς $\gamma_I = 1.20$.

Η σεισμική απόκριση των δομημάτων επηρεάζεται σημαντικά από τις συνθήκες του υποκείμενου εδάφους, καθώς οι μεγάλες παραμορφώσεις του εδάφους συμβάλλουν σημαντικά στις βλάβες των δομημάτων. Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες Α, Β, Γ, Δ, και Ε, σύμφωνα με τον Πίνακα 3.2 του πρότυπου EN 1998-1, ο οποίος παρέχει για κάθε κατηγορία εδάφους, την περιγραφή της στρωματογραφίας και τις παραμέτρους που χρησιμοποιούνται για την ταξινόμηση του εδάφους. Τα υπό μελέτη κτίρια εδράζονται σε έδαφος κατηγορίας Β.

Πίνακας 3.2: Κατηγορίες εδάφους κατά τον ΕΚ8

Κατηγορία Εδάφους	$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT}	c_u (kPa)
A Βράχος με έως 5m ασθενέστερο επιφανειακό υλικό	>800	—	—
B Πολύ πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή πολύ σκληρή άργιλος, δεκάδων m με αύξηση μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος	360-800	>50	>250
C Πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή σκληρή άργιλος, αρκετών δεκάδων ή εκατοντάδων m	180-360	15-50	70-250
D Χαλαρή έως μετρίως χαλαρή άμμος ή αμμοχάλικο ή μαλακή έως μετρίως σκληρή άργιλος	<180	<15	<70
E Επιφανειακό στρώμα C ή D πάχους 5 έως 20m και υπόστρωμα με $v_s > 800$ m/s			
S ₁ ≥ 10m μαλακή άργιλος/ιλύς με δείκτη πλαστικότητας $PI > 40$ και υψηλή περιεκτικότητα νερού	<100	—	10-20
S ₂ Ευαίσθητη άργιλος, εδάφη ρευστοποιήσιμα ή εκτός A-E ή S ₁			

3.3 Συντελεστής συμπεριφοράς q

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εκφράζει τη δυνατότητα μιας κατασκευής να απορροφά ενέργεια με τη μορφή πλαστικών παραμορφώσεων, χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή της. Ουσιαστικά, ο δείκτης συμπεριφοράς q εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε ελαστικό σύστημα. Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς εξαρτώνται από το υλικό κατασκευής και τον τύπο στατικής διαμόρφωσης του κτιρίου και δίνονται στον Πίνακα 3.3. Μια κατασκευή μπορεί να χαρακτηρίζεται από υψηλές τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q αν:

- Οι ζώνες απορρόφησης ενέργειας μπορούν να υφίστανται σημαντικές πλαστικές παραμορφώσεις χωρίς να χάνουν την αντοχή τους και
- Η μορφολογία της κατασκευής είναι τέτοια ώστε να ενεργοποιείται μεγάλος αριθμός ζωνών απορρόφησης ενέργειας.

Πίνακας 3.3: Μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές συντελεστών συμπεριφοράς q με βάση τον EN1998-1

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

Στην συγκεκριμένη μελέτη, για όλα τα κτίρια επιλέχθηκε συντελεστής συμπεριφοράς $q=4.00$, καθώς το δομικό σύστημα αποτελείται από πλαίσια ροπής και δικτυωτούς συνδέσμους (χιαστί), με Μέση Κατηγορία Πλαστιμότητας (ΚΠΜ).

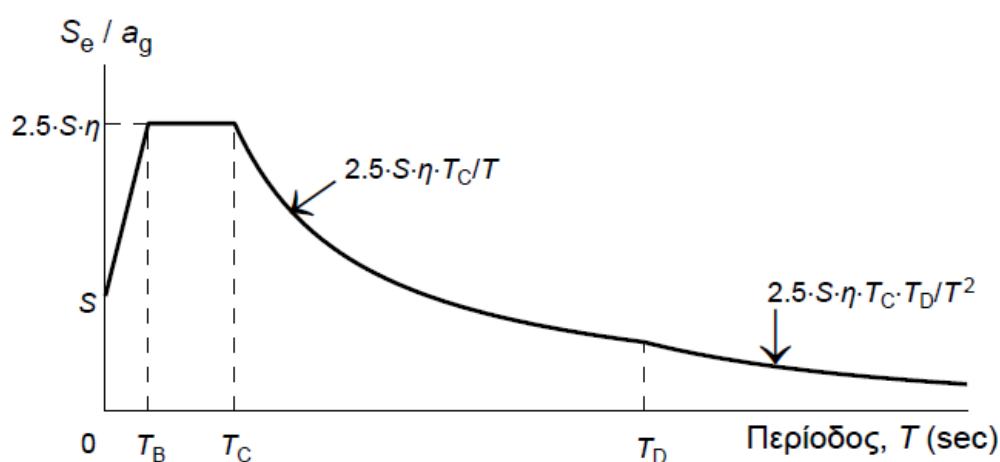
3.4 Φάσματα σχεδιασμού

Σε οριζόντιο επίπεδο η σεισμική δράση δρα ταυτόχρονα και ανεξάρτητα σε δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις, οι οποίες έχουν το ίδιο φάσμα απόκρισης. *Φάσμα απόκρισης* είναι ένα διάγραμμα των μεγίστων τιμών της απόκρισης επιτάχυνσης a , της ταχύτητας v , ή της μετακίνησης d ενός μονοβάθμιου συστήματος με διάφορες ιδιοπεριόδους, που υπόκειται σε σεισμική κίνηση. Τα φάσματα απόκρισης επιτάχυνσης συνδέονται άμεσα με την τέμνουσα βάσης που χρησιμοποιείται στον αντισεισμικό σχεδιασμό και, επομένως, εφαρμόζονται σε κανονισμούς που βασίζονται στις δυνάμεις, όπως ο Ευρωκώδικας 8.

Το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων με απόσβεση 5% του Ευρωκώδικα 8 δίνεται σχηματικά στο Σχήμα 3.2. Περιλαμβάνει μια περιοχή σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, μεταξύ περιόδων T_B και T_C με τιμή 2.5 φορές τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση, η οποία ακολουθείται από μια περιοχή σταθερής φασματικής ταχύτητας μεταξύ των περιόδων T_C και T_D , όπου η φασματική επιτάχυνση είναι ανάλογη του $1/T$, και μια περιοχή σταθερής φασματικής μετακίνησης, όπου η φασματική επιτάχυνση είναι ανάλογη του $1/T^2$. Οι τιμές του πολλαπλασιαστικού συντελεστή S και των περιόδων T_B, T_C, T_D , δίνονται στον Πίνακα 3.4 για τις πέντε κατηγορίες εδάφους.

Πίνακας 3.4: Παράμετροι οριζοντίου ελαστικού φάσματος για τις τυποποιημένες κατηγορίες εδάφους του ΕΚ8

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



Σχήμα 3.2: Ελαστικό φάσμα απόκρισης ΕΚ8

Σε περιοχές σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης, το φάσμα σχεδιασμού προκύπτει από το ελαστικό απόσβεσης 5% με διαίρεση δια του συντελεστή συμπεριφοράς q . Σε κάθε κλάδο, το φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού στην οριζόντια διεύθυνση δίνεται από τις σχέσεις:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g S \frac{2.5}{q} \quad (3.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = a_g S \frac{2.5}{q} \frac{T_C}{T} \geq \beta * a_g \quad (3.4)$$

$$T_D \leq T \leq 4sec: S_d(T) = a_g S \frac{2.5}{q} \frac{T_C * T_D}{T^2} \geq \beta * a_g \quad (3.5)$$

όπου

$S_d(T)$ η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

T η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μιας ελεύθερης κίνησης

a_g η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας B, $a_g = \gamma_I * a_{gR}$

T_B η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_C η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_D η περίοδος που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος

S ο συντελεστής εδάφους

q ο συντελεστής συμπεριφοράς

η ο διορθωτικός συντελεστής που εκφράζει την αυξομείωση της επιρροής του ιξώδους απόσβεσης στην ελαστική περιοχή, όταν το ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης ζ είναι διάφορο του 5% και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\zeta}} \geq 0.55$$

β ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού. Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του ΕΚ8, η τιμή β ορίζεται σε $\beta=0.2$.

Στην κατακόρυφη διεύθυνση του σεισμού, το φάσμα επιταχύνσεων του σεισμού, δε μεταβάλλεται με τις εδαφικές συνθήκες και δίνεται αντίστοιχα από τις σχέσεις:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_{vg} \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.6)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_{vg} \frac{2.5}{q} \quad (3.7)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = a_{vg} \frac{2.5}{q} \frac{T_C}{T} \geq \beta * a_{vg} \quad (3.8)$$

$$T_D \leq T \leq 4sec: S_d(T) = a_{vg} \frac{2.5}{q} \frac{T_C * T_D}{T^2} \geq \beta * a_{vg} \quad (3.9)$$

όπου η μέγιστη κατακόρυφη επιτάχυνση a_{vg} , και οι τιμές των περιόδων T_B , T_C , T_D δίνονται στον Πίνακα 3.5.

Πίνακας 3.5: Παράμετροι κατακόρυφου φάσματος κατά τον ΕΚ8

a_{vg}/a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
0.90	0.05	0.15	1.0

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, η κατακόρυφη συνιστώσα χρειάζεται να λαμβάνεται υπόψη εάν η μέγιστη κατακόρυφη επιτάχυνση, a_{vg} , είναι μεγαλύτερη από 0.25g (δηλαδή, στη ζώνη ΖIII, καθώς και στην ΖII μόνον για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III, IV) αλλά και πάλι μόνο στις ακόλουθες περιπτώσεις:

- για (σχεδόν) οριζόντια μέλη με άνοιγμα τουλάχιστον 20m
- για (σχεδόν) οριζόντιους προβόλους με άνοιγμα μεγαλύτερο από 5m
- για (σχεδόν) οριζόντια προεντεταμένα μέλη
- για δοκούς που στηρίζουν φυτευτά υποστυλώματα
- σε κτίρια με σεισμική μόνωση.

Για την παρούσα μελέτη ισχύει $a_{vg} = 0.9 a_g = 0.9 \cdot 0.16g = 0.144g < 0.25g$. Επομένως δεν θα ληφθεί υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού.

3.5 Στατική κανονικότητα και επιπτώσεις στον σχεδιασμό

Η έννοια της στατικής κανονικότητας παρουσιάζεται στο πρότυπο EN1998-1 [11],[12] με διαχωρισμό της κανονικότητας σε κάτοψη από την κανονικότητα σε ύψος. Η κανονικότητα καθ' ύψος λαμβάνεται υπόψη ξεχωριστά στις δυο κάθετες διευθύνσεις, στις οποίες ασκούνται οι οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης. Έτσι, ένα κτίριο μπορεί να χαρακτηριστεί κανονικό σε μια οριζόντια διεύθυνση, αλλά όχι στην άλλη. Ένα κτίριο όμως παίρνει μόνον ένα χαρακτηρισμό για την κανονικότητα σε κάτοψη, ανεξάρτητα από τη διεύθυνση.

Κτίρια με επιμήκη κάτοψη χωρίζονται με κατακόρυφους αρμούς διαστολής σε τμήματα που θεωρούνται ανεξάρτητα, ώστε να μειωθεί η ένταση που οφείλεται στον περιορισμό των αλλαγών όγκου (λόγω θερμότητας ή συστολής του σκυροδέματος). Η στατική κανονικότητα ορίζεται και ελέγχεται ξεχωριστά για κάθε στατικά ανεξάρτητο τμήμα του φορέα. Αξίζει να σημειωθεί ότι η κανονικότητα σε κάτοψη και καθ' ύψος επηρεάζουν την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q , ο οποίος καθορίζει το φάσμα σχεδιασμού το οποίο θα χρησιμοποιηθεί στη γραμμική ανάλυση.

3.5.1 Κανονικότητα σε κάτοψη

Η κανονικότητα σε κάτοψη επηρεάζει την επιλογή του προσομοιώματος του φορέα. Με βάση τις σχετικές διατάξεις του προτύπου EN 1998-1, οι φορείς κανονικοί σε κάτοψη συνήθως αποκρίνονται ανεξάρτητα στις κύριες διευθύνσεις κατά τη σεισμική διέγερση.

Ένα κτίριο μπορεί να χαρακτηριστεί κανονικό σε κάτοψη, αν πληροί όλες τις παρακάτω συνθήκες, σε όλους τους ορόφους:

- i. η κατανομή σε κάτοψη της οριζόντιας δυσκαμψίας και της μάζας είναι κατά προσέγγιση συμμετρική ως προς δύο κάθετους μεταξύ τους οριζόντιους άξονες.
- ii. Το περίγραμμα της κάτοψης του φορέα πρέπει να έχει συμπαγή διαμόρφωση που ορίζεται από μια κυρτή πολυγωνική γραμμή. Σημασία έχει ο φορέας όπως αυτός

ορίζεται σε κάτοψη από τα κατακόρυφα στοιχεία του, και όχι ο όροφος μαζί με εξώστες και άλλα στοιχεία σε πρόβολο. Κάθε εισέχουσα γωνία ή εσοχή στο περίγραμμα της κάτοψης του φορέα δεν πρέπει να αφήνει μεταξύ της εσοχής και της περιβάλλουσας κυρτής πολυγωνικής καμπύλης επιφάνεια μεγαλύτερη από το 5% της επιφάνειας στο εσωτερικό του περιγράμματος.

- iii. Πρέπει να είναι δυνατή η θεώρηση των δαπέδων ως άκαμπτων διαφραγμάτων, δηλαδή η δυσκαμψία στο επίπεδό τους να είναι αρκετά μεγάλη ώστε η παραμόρφωση του δαπέδου στο επίπεδό του, λόγω της σεισμικής δράσης να είναι αμελητέα σε σχέση με τις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων, και να έχει ασήμαντη επίδραση στην κατανομή των σεισμικών τεμνουσών στα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία.
- iv. Η λυγηρότητα της κάτοψης του ορόφου $\lambda = L_{max}/L_{min}$, όπου L_{max} και L_{min} είναι αντίστοιχα η μέγιστη και η ελάχιστη διάσταση της κάτοψης του ορόφου που μετρώνται σε δύο οποιεσδήποτε κάθετες διευθύνσεις, δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 4.
- v. Και στις δύο κάθετες οριζόντιες διευθύνσεις x και y , διευθύνσεις συμμετρίας σύμφωνα με την προηγούμενη συνθήκη (i), η «στατική» εκκεντρότητα e ανάμεσα στο κέντρο μάζας και το κέντρο οριζόντιας δυσκαμψίας του ορόφου δεν υπερβαίνει το 30% της αντίστοιχης ακτίνας δυστρεψίας του ορόφου r :

$$e_x \leq 0.3 r_x \quad (3.9)$$

$$e_y \leq 0.3 r_y \quad (3.10)$$

Η ακτίνα δυστρεψίας r_x στην εξίσωση ορίζεται ως η τετραγωνική ρίζα του λόγου (α) της στρεπτικής δυσκαμψίας του ορόφου ως προς το κέντρο οριζόντιας δυσκαμψίας προς (β) την οριζόντια δυσκαμψία του ορόφου στη διεύθυνση y (κάθετα στην x).

$$r_x = \sqrt{\frac{\Sigma (x^2 EI_y + y^2 EI_x)}{\Sigma (EI_y)}} \quad (3.11)$$

$$r_y = \sqrt{\frac{\Sigma (x^2 EI_y + y^2 EI_x)}{\Sigma (EI_x)}} \quad (3.12)$$

- vi. Και στις δύο κάθετες οριζόντιες διευθύνσεις x και y , διευθύνσεις συμμετρίας σύμφωνα με την προηγούμενη συνθήκη (i), η ακτίνα δυστρεψίας δεν υπερβαίνει την ακτίνα αδρανείας της μάζας του ορόφου:

$$r_x \geq l_s \quad (3.13) \quad r_y \geq l_s \quad (3.13)$$

Η ακτίνα αδρανείας της μάζας της πλάκας ορόφου σε κάτοψη l_s ορίζεται ως η τετραγωνική ρίζα του λόγου (α) της πολικής ροπής αδρανείας της μάζας της πλάκας ορόφου σε κάτοψη, ως προς το κέντρο μάζας της πλάκας του ορόφου, προς (β) τη μάζα της πλάκας ορόφου.

Σε κτίρια μη κανονικά σε κάτοψη η βασικότερη επίπτωση είναι η μείωση του συντελεστή συμπεριφοράς λόγω υπερστατικότητας του συστήματος, όπως αυτός έχει προκαθοριστεί από τον EN1998-1, συνήθως κατά 10%, η οποία σε αρκετές περιπτώσεις είναι υπερβολική.

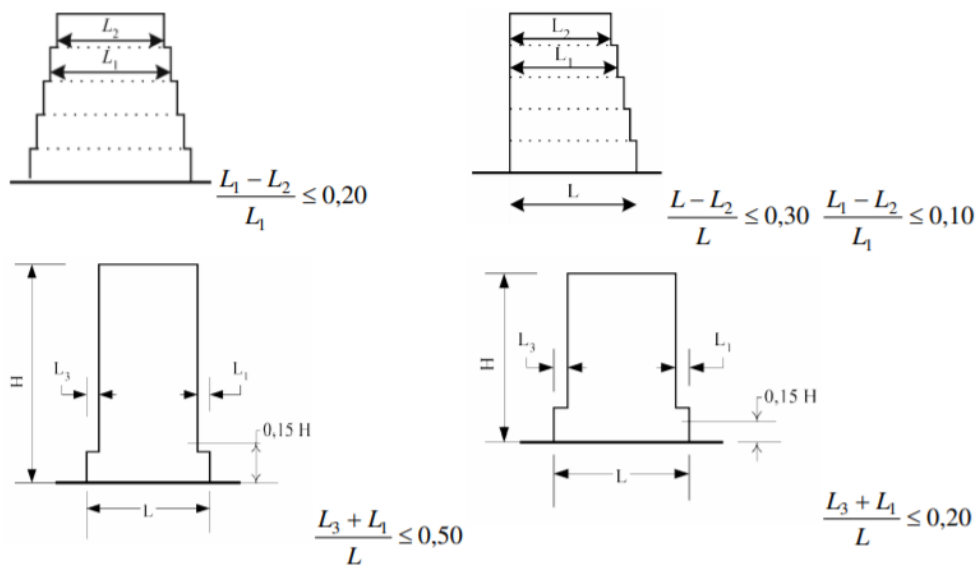
Για τα υπό μελέτη κτίρια ισχύει ότι το κτίριο Α είναι κανονικό σε κάτοψη οπότε δεν χρειάζεται απομείωση του συντελεστή συμπεριφοράς, αλλά το κτίριο Β είναι μη κανονικό οπότε ο νέος συντελεστής συμπεριφοράς θα είναι $q = 4 * 0.90 = 3.60$.

3.5.2 Κανονικότητα καθ' ύψος

Ένα κτήριο χαρακτηρίζεται κανονικό καθ' ύψος αν πληροί όλες τις παρακάτω προϋποθέσεις:

1. Το σύστημα που αναλαμβάνει τις οριζόντιες δυνάμεις (πλαίσια παραλαβής ροπών ή πλαίσια με συνδέσμους, τοιχώματα, κλπ) πρέπει να είναι συνεχές από τη θεμελίωση έως την κορυφή του (σχετικού τμήματος) του κτιρίου.

2. Η μάζα και η δυσκαμψία των ορόφων πρέπει να είναι σταθερές ή να μειώνονται σταδιακά και ομαλά προς την κορυφή.
3. Σε πλαίσια κτίρια δεν πρέπει να εμφανίζονται απότομες μεταβολές της υπεραντοχής των μεμονωμένων ορόφων ως προς την τέμνουσα σχεδιασμού του ορόφου.
4. Μεμονωμένες εσοχές σε κάθε πλευρά του κτιρίου δεν πρέπει να υπερβαίνουν το 10% της παράλληλης διάστασης του υποκείμενου ορόφου.
5. Αν οι εσοχές δεν είναι συμμετρικές στις δύο πλευρές του κτιρίου, το σύνολο των εσοχών κάθε πλευράς στην κορυφή σε σχέση με τη βάση δεν πρέπει να υπερβαίνει το 30% της παράλληλης διάστασης στη βάση του κτιρίου.
6. Αν υπάρχει μια μοναδική εσοχή στο κατώτερο 15% του συνολικού ύψους του κτιρίου H , αυτή η εσοχή δεν πρέπει να υπερβαίνει το 50% της παράλληλης διάστασης στη βάση του κτιρίου.



Σχήμα 3.3: Κριτήρια κανονικότητας καθ' ύψος σε κτίρια με εσοχές

Η μη-κανονικότητα καθ' ύψος έχει σοβαρότερες επιπτώσεις στη σεισμική απόκριση και συμπεριφορά αλλά και στο σχεδιασμό, απ' ότι η μη-κανονικότητα σε κάτοψη. Συγκεκριμένα τίθεται υπό αμφισβήτηση η ομοιόμορφη κατανομή των ανελαστικών παραμορφώσεων σε όλο το ύψος του κτιρίου. Σε μη-κανονικά κτίρια καθ' ύψος μειώνεται κατά 20% ο συντελεστής συμπεριφοράς q , σε σχέση με αυτόν που ισχύει στα κανονικά καθ' ύψος.

Τα κτίρια της εργασίας είναι και τα δύο κανονικά καθ' ύψος, επομένως δεν χρειάζεται περαιτέρω απομείωση του συντελεστή συμπεριφοράς τους.

3.6 Σεισμική απόκριση κατασκευών – Ιδιομορφές

Στη δυναμική ανάλυση προσδιορίστηκαν οι ιδιομορφές του κτιρίου με αύξουσα σειρά τιμής ιδιοσυχνότητας, αυτόματα από το πρόγραμμα. Οι ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες της φόρτισης, ενώ εξαρτώνται από το μητρώο μάζας [m] και το μητρώο δυσκαμψίας της κατασκευής [K]. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης λαμβάνεται υπόψη ο αριθμός ιδιομορφών, των οποίων το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών

μαζών ΣMi φτάσει το 90% της συνολικής ταλαντευόμενης μάζας της κατασκευής, στην συγκεκριμένη διεύθυνση.

Μέσω της χρήσης φασμάτων απόκρισης επιτυγχάνεται ο προσδιορισμός μεγίστων τιμών, οι οποίες δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα και πολλές φορές δεν έχουν το ίδιο πρόσημο. Τα αποτελέσματα ξεχωριστών ιδιομορφικών επιλύσεων συνδυάζονται, ώστε να βρεθούν οι ακραίες τιμές exE των διαφόρων εντατικών μεγεθών ή και παραμορφώσεων, με τους εξής τρόπους:

- i. Κανόνας SRSS (Square Root of the Sum of Squares, δηλαδή «τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος τετραγώνων»), ο οποίος δίνει την ακραία τιμή exE ενός μεγέθους:

$$exE = \pm \sqrt{E_1^2 + E_2^2 + \dots + E_k^2} \quad (3.14)$$

όπου

E_i η τιμή του μεγέθους (μετακίνηση, ροπή, τέμνουσα κ.λ.π.) από την επίλυση με ιδιομορφικά φορτία

Ο κανόνας εφαρμόζεται μόνο όταν οι k ιδιομορφές δεν έχουν κοντινές τιμές, είναι δηλαδή ανεξάρτητες όταν $T_i \leq 0.9 T_j$ όπου δύο διαδοχικά T . Εάν δεν ισχύει η συνθήκη χρησιμοποιείται ο κανόνας CQC.

- ii. Κανόνας CQC (Complete Quadratic Combination, δηλαδή «πλήρης τετραγωνικός συνδυασμός»):

$$exE = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^k \varepsilon_{ij} E_i E_j} \quad (3.15)$$

όπου

$$\varepsilon_{ij} = \frac{8\zeta^2 r^{3/2}(1+r)}{10^4 (1-r^2)^2 + 4\zeta^2 r (1+r)^2}$$

$$r = \omega_i / \omega_j \text{ και } i < j$$

ζ ποσοστό επί τις εκατό (π.χ. $\zeta=5$).

Η μέθοδος CQC δίνει καλύτερα αποτελέσματα σε σχέση με την μέθοδο SRSS όταν διαδοχικές ιδιοπεριόδοι έχουν μικρή διαφορά στις τιμές τους. Εάν οι τιμές των ιδιοπεριόδων είναι κοντινές, η CQC συγκλίνει στην SRSS.

Οι ιδιομορφές και τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης για κάθε κτίριο φαίνονται στα αντίστοιχα κεφάλαια.

3.7 Επιρροές φαινομένων 2^{ης} τάξης

Σύμφωνα με την ενότητα 4 του EN 1998-1, οι επιρροές 2^{ης} τάξης ($P-D$) στα κτίρια πρέπει να λαμβάνονται υπόψη όταν για τα κατακόρυφα μέλη του ορόφου, υπερβαίνουν συνολικά το 10% των φαινομένων 1^{ης} τάξης. Το κριτήριο αποτελεί ο συντελεστής ευαισθησίας θ_i , που ορίζεται στον όροφο i ως ο λόγος της συνολικής ροπής 2^{ης} τάξης στον όροφο i προς τη μεταβολή της ροπής ανατροπής 1^{ης} τάξης στον ίδιο όροφο, δηλαδή από την σχέση:

$$\theta_i = \frac{N_{tot,i} * \Delta d_i}{V_{tot,i} * h_i} \quad (3.16)$$

όπου

$N_{tot,i}$ το συνολικό φορτίο βαρύτητας στον όροφο i και τους ανωτέρους για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

Δd_i η σχετική μετακίνηση των ορόφων για τον όροφο i , δηλαδή η διαφορά ανάμεσα στον μέσο όρο των μετακινήσεων στην κορυφή και στη βάση του ορόφου i , d_i και d_{i-1} αντίστοιχα (drifts). Οι μετακινήσεις d_i και d_{i-1} παίρνουν τις τιμές που προκύπτουν από την ανάλυση, πολλαπλασιασμένες με τον συντελεστή συμπεριφοράς q .

$V_{tot,i}$ η συνολική σεισμική τέμνουσα στον όροφο i

h_i το ύψος του ορόφου i .

Οι επιρροές 2^{ης} τάξης επιτρέπεται να αγνοούνται, όταν η τιμή του θ_i είναι μικρότερη του 0.1 σε κάθε όροφο, ενώ αν ο θ_i υπερβαίνει την τιμή 0.1 έστω και σε έναν όροφο πρέπει να λαμβάνονται υπόψη. Για τιμές του θ_i μικρότερες από 0.2, επιτρέπεται να λαμβάνονται υπόψη προσεγγιστικά τα φαινόμενα $P-\Delta$, χωρίς ανάλυση 2^{ης} τάξης, πολλαπλασιάζοντας όλα τα εντατικά μεγέθη 1^{ης} τάξης λόγω της σεισμικής δράσης με $1/(1-\theta_i)$. Για τιμές θ_i μεγαλύτερες από 0.2, πρέπει να γίνεται ακριβής ανάλυση 2^{ης} τάξης.

3.8 Έλεγχοι για περιορισμό βλαβών

Σύμφωνα με τις διατάξεις της Ενότητας 4 του EN 1998-1, η απαίτηση για τον περιορισμό βλαβών στα κτίρια αποτελεί απλά ένα άνω όριο για την γωνιακή παραμόρφωση των ορόφων υπό τη σεισμική δράση. Το όριο αυτό ορίζεται ίσο με:

- α) 0.5% αν υπάρχουν ψαθυρά μη φέροντα στοιχεία (τοιχοπληρώσεις)
- β) 0.75% αν τα μη φέροντα στοιχεία είναι πλάστιμα
- γ) 1% αν δεν υπάρχουν μη φέροντα στοιχεία συνδεδεμένα με τον φορέα.

Η απαιτούμενη γωνιακή παραμόρφωση για τον όροφο i καθορίζεται ως ο λόγος Δd_i της διαφοράς των οριζοντίων μετακινήσεων στην κορυφή και στη βάση του ορόφου, d_i και d_{i-1} αντίστοιχα (drift), προς το ύψος h_i του ορόφου i .

Για κτίρια κατηγορίας σπουδαιότητας III με πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία για περιμετρικές επικαλύψεις, όπως τα υπό μελέτη κτίρια, οι μετακινήσεις λόγω του σεισμού αυτού λαμβάνονται ως το 0.40 των τιμών σχεδιασμού ($v=0.40$). Πρέπει λοιπόν να ικανοποιείται ο έλεγχος:

$$dr*0.4 = 0.0075*h_{οροφου} \quad (3.17)$$

3.9 Ικανοτικός σχεδιασμός πλαισίων

Ο ικανοτικός σχεδιασμός των κατασκευών, σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, έχει σκοπό την αποφυγή της ολικής ή μερικής κατάρρευσης των κτιρίων στην περίπτωση σεισμικής δόνησης μεγαλύτερης από αυτής του σεισμού σχεδιασμού. Η φιλοσοφία του ικανοτικού σχεδιασμού πλαισίων για παραλαβή ροπών, στοχεύει στον σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων αρχικά στα άκρα των δοκών των πλαισίων ροπής, προς αποφυγή σχηματισμού τους στα υποστυλώματα, και συνεπώς δημιουργίας «μαλακού ορόφου». Έτσι, τα υποστυλώματα διαστασιολογούνται στους κόμβους με τις δοκούς, ώστε να είναι ισχυρότερα από τις δοκούς, με συντελεστή υπεραντοχής 1.3 ως προς τη ροπή αντοχής σχεδιασμού των δοκών:

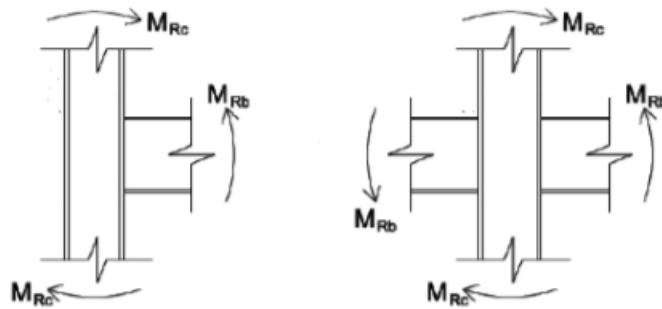
$$\sum M_{Rd,c} \geq 1.3 \sum M_{Rd,b} \quad (3.18)$$

όπου

$M_{Rd,c}$ η τιμή σχεδιασμού της ροπής αντοχής των υποστυλωμάτων

$M_{Rd,b}$ η τιμή σχεδιασμού της ροπής αντοχής των δοκών.

Η εξίσωση αυτή δεν απαιτείται να ισχύει για τους κόμβους του τελευταίου ορόφου του κτιρίου, οπότε δεν γίνεται ο έλεγχος για τα υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου.



Σχήμα 3.4: Κόμβοι εξωτερικού και εσωτερικού πλαισίου

4 Συνδυασμοί δράσεων και οριακές καταστάσεις

Οριακές καταστάσεις ορίζονται οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Σύμφωνα με το πρότυπο EN1990 [4], γίνεται διάκριση μεταξύ των οριακών καταστάσεων αστοχίας (Ο.Κ.Α.) και των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.). Οι καταστάσεις αυτές προσεγγίζονται με προσαύξηση των φορτίων λειτουργίας του φορέα μέσω των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας που δίνονται στον EN 1990, οι οποίοι είναι σχεδόν πάντα μεγαλύτεροι ή ίσοι της μονάδας. Τα προκύπτοντα φορτία ονομάζονται φορτία ή δράσεις σχεδιασμού και χρησιμοποιούνται υπό μορφή συνδυασμών για τον σχεδιασμό του φορέα.

4.1 Οριακές καταστάσεις αστοχίας

Αυτές σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων και/ή την ασφάλεια του φορέα, υπό ορισμένες δε συνθήκες, και αυτές που αφορούν την προστασία των περιεχομένων. Συνδέονται με κατάρρευση του φορέα ή άλλες ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του. Συνήθως ελέγχονται οι παρακάτω καταστάσεις:

- απώλεια ισορροπίας του θεωρούμενου ως άκαμπτου σώματος φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του
- καθαυτή δομική αστοχία, λόγω υπερβάλλουσας παραμόρφωσης, μετατροπής του φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του σε μηχανισμό, θραύσης, απώλειας ευστάθειας του φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του, συμπεριλαμβανομένων των στηρίξεων και των θεμελίων
- αστοχία η οποία προκαλείται από κόπωση ή άλλες επιδράσεις που εξαρτώνται από το χρόνο.

Συνδυασμοί δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι ακόλουθοι:

- i. για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.1)$$

- ii. για τυχηματικές καταστάσεις:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} \text{ (ή } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.2)$$

- iii. για καταστάσεις σεισμού:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.3)$$

Τα σύμβολα στους συνδυασμούς είναι τα εξής

“+” σημαίνει «επαλληλία με» και όχι αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση

$G_{k,j}$ χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων

P χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

$Q_{k,1}$ χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης

$Q_{k,i}$ χαρακτηριστική τιμή των υπόλοιπων μεταβλητών δράσεων i που συνυπάρχουν

A_d τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης

A_{ed} τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

$\gamma_{G,j}$ επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την μόνιμη δράση j

γ_R επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την προένταση P

$\gamma_{Q,i}$ επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την μεταβλητή δράση i

$\Psi_{0,i}$, $\Psi_{1,i}$, $\Psi_{2,i}$ συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων, που δίνονται στον Πίνακα 4.1, του πρότυπου EN1990 [4] και φαίνονται παρακάτω.

Πίνακας 4.1: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ για κτίρια σύμφωνα με το EN1990

Δράσεις	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

Οι τιμές του γ που προτείνονται για του ελέγχους σε οριακή κατάσταση αστοχίας σύμφωνα με το πρότυπο EN1990 είναι οι ακόλουθες:

$\gamma_{Q,j,sup} = 1.35$ όπου είναι δυσμενής η επιρροή του φορτίου

$\gamma_{Q,j,inf} = 1.00$ όπου είναι ευμενής η επιρροή του φορτίου

$\gamma_{Q,l} = 1.50$ όπου είναι δυσμενής (0 όπου είναι ευνοϊκή)

$\gamma_{Q,i} = 1.50$ όπου είναι δυσμενής (0 όπου είναι ευνοϊκή).

Δυσμενής επιρροή των μόνιμων δράσεων χαρακτηρίζεται η περίπτωση κατά την οποία τα αποτελέσματα των μόνιμων δράσεων αυξάνουν τα αποτελέσματα των μεταβλητών, ενώ ευμενής επιρροή χαρακτηρίζεται αντίστοιχα η περίπτωση στην οποία τα αποτελέσματα των μόνιμων δράσεων μειώνουν τα αποτελέσματα των μεταβλητών.

Ο βασικός έλεγχος μιας οριακής κατάστασης αστοχίας ή υπερβολικής παραμόρφωσης μιας διατομής, ενός στοιχείου ή μιας σύνδεσης είναι:

$$E_d \leq R_d \quad (4.4)$$

όπου

E_d η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος δράσεων, π.χ. εντατικό μέγεθος (N,M,V) ή ένα διάνυσμα που εκφράζει διάφορα εντατικά μεγέθη

R_d η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντοχής.

Οι αντοχές σχεδιασμού R_d προσδιορίζονται από διαίρεση των χαρακτηριστικών τιμών R_k με τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας του υλικού γ_M , οι οποίοι διαφοροποιούνται ως προς την εξεταζόμενη μορφή αστοχίας ως εξής:

- αντοχή διατομών έναντι διαρροής, ανεξαρτήτως της κατηγορίας διατομής γ_{M0}
- αντοχή μελών έναντι απώλειας της ευστάθειας γ_{M1}
- αντοχή διατομών έναντι εφελκυστικής θραύσης γ_{M2}

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, για κτίρια προτείνονται οι παρακάτω τιμές για τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας:

$$\gamma_{M0} = 1.00, \quad \gamma_{M1} = 1.00, \quad \gamma_{M2} = 1.25.$$

Όσον αφορά τους συνδυασμούς ULS συντάχθηκαν ως εξής:

a) Συνδυασμοί για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$\begin{aligned} & 1.35 G + 1.5 Q \\ & 1.35 G + 1.5 S \\ & 1.35 G + 1.5 Q + 1.5 * 0.6 * W_0 + 1.5 * 0.5 * S + 1.5 * 0.6 * T \\ & 1.35 G + 1.5 Q + 1.5 * 0.6 * W_{90} + 1.5 * 0.5 * S + 1.5 * 0.6 * T \\ & 1.35 G + 1.5 Q + 1.5 * 0.6 * W_{180} + 1.5 * 0.5 * S + 1.5 * 0.6 * T \\ & 1.35 G + 1.5 Q + 1.5 * 0.6 * W_{270} + 1.5 * 0.5 * S + 1.5 * 0.6 * T \\ & 1.35 G + 1.5 Q + 1.5 * 0.6 * W_0 \\ & 1.35 G + 1.5 Q + 1.5 * 0.6 * W_{90} \\ & 1.35 G + 1.5 Q + 1.5 * 0.6 * W_{180} \\ & 1.35 G + 1.5 Q + 1.5 * 0.6 * W_{270} \\ & 1.35 G + 1.5 * 0.7 * Q + 1.5 W_0 \\ & 1.35 G + 1.5 * 0.7 * Q + 1.5 W_{90} \\ & 1.35 G + 1.5 * 0.7 * Q + 1.5 W_{180} \\ & 1.35 G + 1.5 * 0.7 * Q + 1.5 W_{270} \\ & 1.35 G + 1.5 * 0.7 * Q + 1.5 W_0 + 1.5 * 0.5 * S + 1.5 * 0.6 * T \\ & 1.35 G + 1.5 * 0.7 * Q + 1.5 W_{90} + 1.5 * 0.5 * S + 1.5 * 0.6 * T \\ & 1.35 G + 1.5 * 0.7 * Q + 1.5 W_{180} + 1.5 * 0.5 * S + 1.5 * 0.6 * T \\ & 1.35 G + 1.5 * 0.7 * Q + 1.5 W_{270} + 1.5 * 0.5 * S + 1.5 * 0.6 * T \\ & 1.35 G + 1.5 * 0.7 * Q + 1.5 * 0.6 * W_0 + 1.5 S + 1.5 * 0.6 * T \\ & 1.35 G + 1.5 * 0.7 * Q + 1.5 * 0.6 * W_{90} + 1.5 S + 1.5 * 0.6 * T \\ & 1.35 G + 1.5 * 0.7 * Q + 1.5 * 0.6 * W_{180} + 1.5 S + 1.5 * 0.6 * T \\ & 1.35 G + 1.5 * 0.7 * Q + 1.5 * 0.6 * W_{270} + 1.5 S + 1.5 * 0.6 * T \\ & 1.35 G + 1.5 * 0.7 * Q + 1.5 * 0.6 * W_0 + 1.5 * 0.6 * S + 1.5 T \\ & 1.35 G + 1.5 * 0.7 * Q + 1.5 * 0.6 * W_{90} + 1.5 * 0.6 * S + 1.5 T \\ & 1.35 G + 1.5 * 0.7 * Q + 1.5 * 0.6 * W_{180} + 1.5 * 0.6 * S + 1.5 T \\ & 1.35 G + 1.5 * 0.7 * Q + 1.5 * 0.6 * W_{270} + 1.5 * 0.6 * S + 1.5 T \\ & 1.35 G + 1.5 W_0 \\ & 1.35 G + 1.5 W_{90} \\ & 1.35 G + 1.5 W_{180} \\ & 1.35 G + 1.5 W_{270} \end{aligned}$$

b) Συνδυασμοί για τυχηματικές καταστάσεις:

$$\begin{aligned} & 1.00G + 1.00 Q \\ & 1.00G + 1.00 Q + 0.2 W_0 \\ & 1.00G + 1.00 Q + 0.2 W_{90} \\ & 1.00G + 1.00 Q + 0.2 W_{180} \\ & 1.00G + 1.00 Q + 0.2 W_{270} \end{aligned}$$

- c) Σεισμικοί συνδυασμοί:
- $$1.00G + 0.6 Q \pm 1 A_{Ex} \pm 0.30 A_{Ey} \pm 0.30 A_{Ez}$$
- $$1.00G + 0.6 Q \pm 0.30 A_{Ex} \pm 1 A_{Ey} \pm 0.30 A_{Ez}$$
- $$1.00G + 0.6 Q \pm 0.30 A_{Ex} \pm 0.30 A_{Ey} \pm 1 A_{Ez}$$

Όπως προαναφέρθηκε, η σεισμική συνιστώσα στην κατακόρυφη διεύθυνση δεν λήφθηκε υπόψη, οπότε η παράμετρος A_{Ez} αγνοείται.

4.2 Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

Αυτές σχετίζονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες απαιτήσεις για το φορέα ή για μέρος αυτού. Ο έλεγχος των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας αφορά τις παραμορφώσεις, τις δονήσεις και ταλαντώσεις και τις βλάβες (ρηγματώση) του φορέα. Πρόκειται δε για καταστάσεις που αφορούν:

- τη λειτουργία ενός φορέα ή ενός δομικού μέλους υπό συνθήκες φυσιολογικής χρήσης
- την άνεση των ανθρώπων
- την εξωτερική εμφάνιση των κατασκευών (π.χ. ρηγματώσεις, βέλη).

Ο έλεγχος επάρκειας μια κατασκευής σε σχέση με τις οριακές καταστάσεις συνήθως γίνεται με βάση τις παρακάτω καταστάσεις σχεδιασμού:

- καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια, οι οποίες αναφέρονται στις συνθήκες κανονικής χρήσης
- παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού, οι οποίες αναφέρονται σε προσωρινές συνθήκες που επιβάλλονται στο φορέα
- τυχαματικές καταστάσεις σχεδιασμού, οι οποίες αναφέρονται σε εξαιρετικές συνθήκες που επιβάλλονται στον φορέα, π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη
- καταστάσεις σχεδιασμού έναντι σεισμού

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής προσδιορίστηκαν οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, που επενεργούν επ' αυτής. Οι δράσεις αυτές, πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάστηκαν μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για κάθε μια από τις δύο οριακές καταστάσεις και έπειτα εφαρμόστηκαν επί του φορέα.

Πίνακας 4.2: Συνιστώμενες οριακές τιμές κατακόρυφων παραμορφώσεων

	Όρια	
	δ_{max}	δ_2
Στέγες (γενικά)	L/200	L/250
Στέγες που συχνά φέρουν προσωπικό άλλο από αυτό για συντήρηση	L/250	L/300
Πατώματα (γενικά)	L/250	L/300
Πατώματα και στέγες που υποστηρίζουν γύψινα ή άλλα ψαθυρά τελειώματα ή μη εύκαμπτα χωρίσματα	L/250	L/350
Πατώματα που υποστηρίζουν υποστυλώματα (εκτός εάν το βέλος κάμψης έχει ληφθεί υπ' όψη στην καθολική ανάλυση για τον προσδιορισμό της έσχατης οριακής κατάστασης)	L/400	L/500
Όπου το δ_{max} μπορεί να βλάψει την εμφάνιση του κτιρίου	L/250	

Συνδυασμοί δράσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, είναι οι ακόλουθοι:

i. χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.5)$$

ii. συχνός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.6)$$

iii. οιονεί μόνιμος συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.7)$$

Ο βασικός έλεγχος μιας οριακής κατάστασης λειτουργικότητας είναι:

$$E_d \leq C_d \quad (4.8)$$

όπου

E_d η τιμή σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων, οι οποίες καθορίζονται στα πλαίσια του κριτηρίου λειτουργικότητας, και η οποία προσδιορίζεται βάσει του σχετικού συνδυασμού

C_d η οριακή τιμή σχεδιασμού του συναφούς κριτηρίου λειτουργικότητας.

Όσον αφορά τους συνδυασμούς SLS συντάχθηκαν ως εξής:

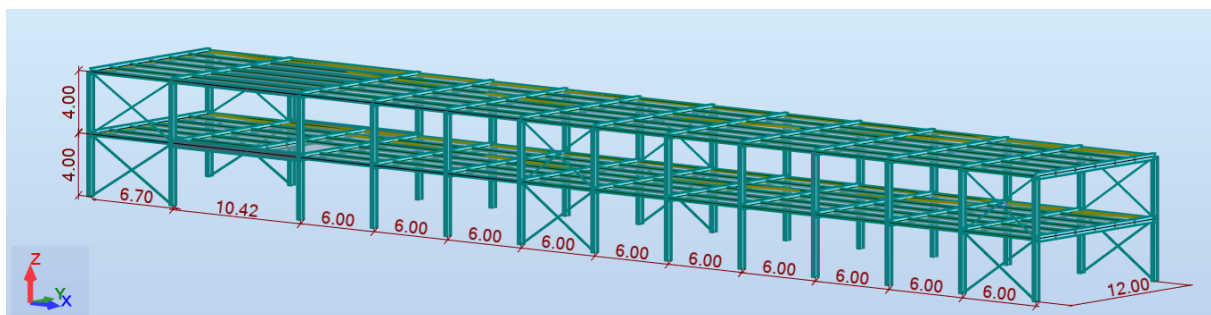
1.00G + 1.00 Q + 0.60 W₀ + 0.50 S
 1.00G + 1.00 Q + 0.60 W₉₀ + 0.50 S
 1.00G + 1.00 Q + 0.60 W₁₈₀ + 0.50 S
 1.00G + 1.00 Q + 0.60 W₂₇₀ + 0.50 S
 1.00G + 0.70 Q + 1.00 W₀ + 0.50 S
 1.00G + 0.70 Q + 1.00 W₉₀ + 0.50 S
 1.00G + 0.70 Q + 1.00 W₁₈₀ + 0.50 S
 1.00G + 0.70 Q + 1.00 W₂₇₀ + 0.50 S
 1.00G + 0.70 Q + 0.60 W₀ + 1.00 S
 1.00G + 0.70 Q + 0.60 W₉₀ + 1.00 S
 1.00G + 0.70 Q + 0.60 W₁₈₀ + 1.00 S
 1.00G + 0.70 Q + 0.60 W₂₇₀ + 1.00 S
 1.00G + 1.00 W₀
 1.00G + 1.00 W₉₀
 1.00G + 1.00 W₁₈₀
 1.00G + 1.00 W₂₇₀

5 Ανάλυση και διαστασιολόγηση Κτιρίου Α

5.1 Γενική περιγραφή κτιρίου

Το κτίριο Α έχει διαστάσεις κάτοψης 77.40m x 12.30m και αποτελείται από πλαίσια με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας ανοίγματος 6.70m, 10.40m και 6.00m κατά την διεύθυνση Χ, και από πλαίσια ροπής ανοίγματος 12.00m στην διεύθυνση Υ. Κύριοι φορείς είναι τα πλαίσια ροπής που τρέχουν σε όλο το μήκος του κτιρίου και χαρακτηρίζονται έτσι λόγω των συνδέσεων ροπής μεταξύ των υποστυλωμάτων και των δοκών. Οι κόμβοι ροπής δοκών-υποστυλωμάτων εξασφαλίζουν την πλευρική ευστάθεια των πλαισίων. Η μορφή αυτή των πλαισίων, παρουσιάζει καλύτερη κατανομή των καμπτικών ροπών και μικρότερες παραμορφώσεις, λόγω οριζόντιων δυνάμεων στην αντίστοιχη διεύθυνση, σε σχέση με τα πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας. Αξίζει να σημειωθεί επίσης, πως οι σύμμικτες πλάκες λειτουργούν ως διαφράγματα και συνεισφέρουν έτσι στην πλευρική ευστάθεια του κτιρίου. Τα πλαίσια με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας (χιαστί) είναι αμφιαρθρωτά καθώς οι συνδέσεις μεταξύ δοκών και υποστυλωμάτων είναι συνδέσεις τέμνουσας (αρθρώσεις), με τους συνδέσμους δυσκαμψίας να προσφέρουν την δυνατότητα παραλαβής των οριζοντίων δυνάμεων. Τα πλαίσια ροπής θεωρούνται πακτωμένα στο έδαφος θεμελίωσης, ενώ τα αμφιαρθρωτά πλαίσια θεμελιώνονται μέσω αρθρώσεων.

Τα πλαίσια ροπής αποτελούνται από διατομές HEA 450 για τα υποστυλώματα, προσανατολισμένες κατάλληλα ώστε να ενεργοποιείται ο ισχυρός άξονας για τα φορτία εντός επιπέδου του πλαισίου, και διατομές HEA 450 για τις κύριες δοκούς. Στην άλλη διεύθυνση τα πλαίσια αποτελούνται από διατομές HEA 220, HEA 320 και HEA 550 και κοίλες τετραγωνικές διατομές, τυπικών διαστάσεων 90mm x 4mm για τον 1^ο όροφο και 70mm x 4mm για τον 2^ο όροφο, για τους συνδέσμους δυσκαμψίας.



Σχήμα 5.1: Τρισδιάστατη άποψη των πλαισίων του κτιρίου Α.

5.2 Στατική ανάλυση

Η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος των επιμέρους στοιχείων του φέροντα οργανισμού έγινε σύμφωνα με τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από τον δυσμενέστερο συνδυασμό. Αρχικά, για την προσομοίωση στο πρόγραμμα τοποθετήθηκαν εύλογες διατομές και ανάλογα με τα αποτελέσματα της ανάλυσης, μέσω επαναληπτικής διαδικασίας επιλέχθηκαν οι βέλτιστες διατομές, ώστε η κατασκευή να είναι επαρκής για τα φορτία αλλά και οικονομική. Οι χιαστί σύνδεσμοι διαστασιολογήθηκαν από τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό.

5.2.1 Σύμμικτη πλάκα

Οι φέρουσες πλάκες των ορόφων είναι σύμμικτες αποτελούμενες από χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Στην φάση κατασκευής, τα χαλυβδόφυλλα λειτουργούν ως μεταλλότυπος για το σκυρόδεμα, παραλαμβάνοντας και μεταφέροντας τα φορτία σκυροδέτησης. Μετά την πήξη του σκυροδέματος, στη φάση λειτουργίας της κατασκευής, τα χαλυβδόφυλλα χρησιμεύουν ως οπλισμός της πλάκας. Στην πλάκα σκυροδέματος συνήθως τοποθετείται ένας ελαφρύς οπλισμός.

Οι σύμμικτες πλάκες σχεδιάστηκαν και ελέγχθηκαν με τη βοήθεια του προγράμματος SYMDECK Designer της εταιρίας Έλαστρον [16]. Οι πλάκες σχεδιάστηκαν με συνολικό ύψος $h_{ολ} = 0.15\text{m}$ και χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 πάχους $t = 7.3\text{mm}$ και ύψους $h_p = 73\text{mm}$.

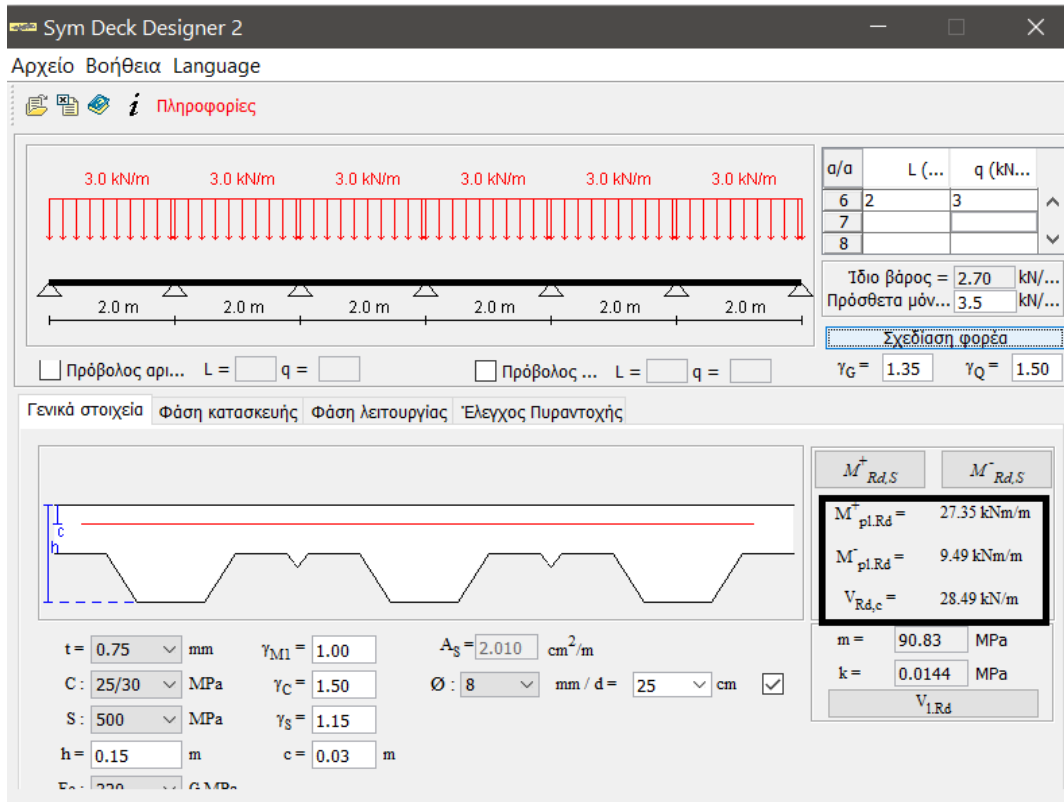
Για να εξασφαλίζει η πλάκα διαφραγματική λειτουργία οι βασικές απαιτήσεις σχεδιασμού είναι:

- Συνολικό ελάχιστο πάχος πλάκας: $\min h = 90\text{mm}$
- Ελάχιστο πάχος πάνω από το χαλυβδόφυλλο: $\min h_c = 50\text{mm}$.

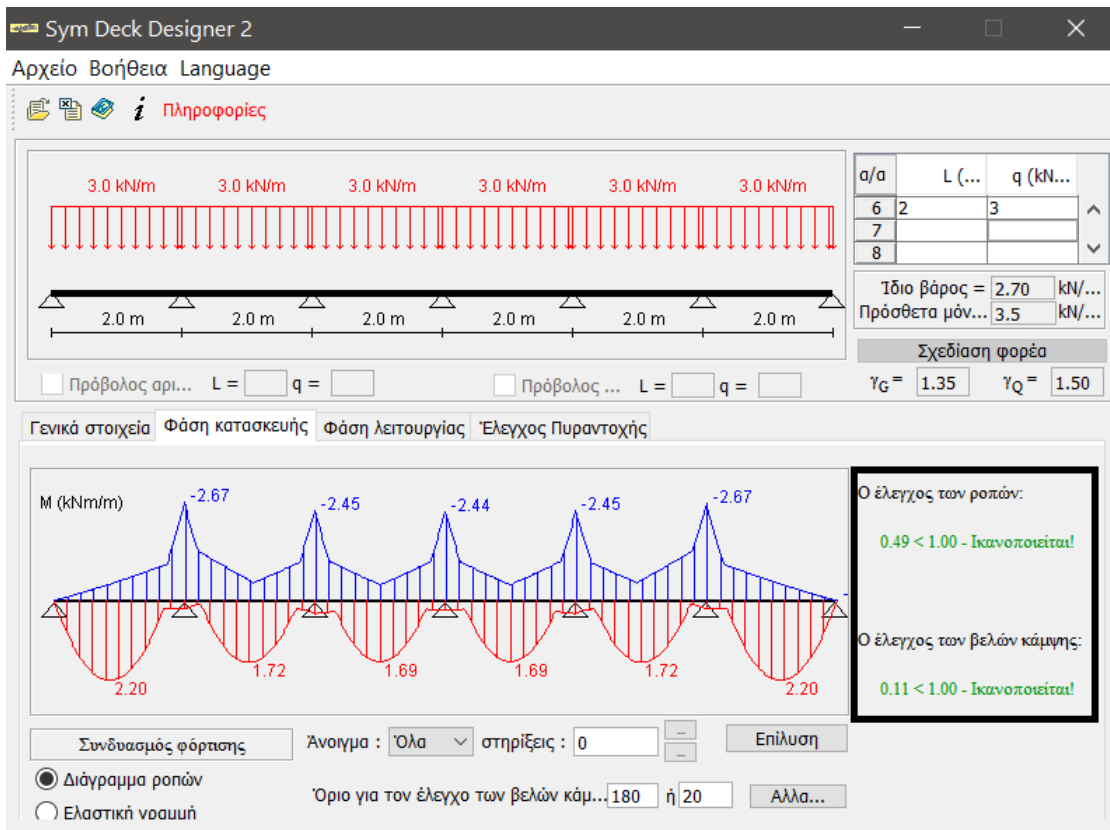
Εντός του ύψους του σκυροδέματος h_c πρέπει να τοποθετείται διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός, ελάχιστου εμβαδού $80\text{mm}^2/\text{m}$ ανά κατεύθυνση. Η ελάχιστη απόσταση μεταξύ των ράβδων πρέπει να είναι μεταξύ $2h$ και 350mm . Επιλέχθηκε οπλισμός $\Phi 8/25\text{cm}$.

Η διαστασιολόγησή των σύμμικτων πλακών έγινε σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4 [10] και περιλαμβάνει δύο στάδια, τη φάση κατασκευής και τη φάση λειτουργικότητας, με ελαστική μέθοδο ανάλυσης. Στο Σχήμα 5.2 φαίνονται τα δεδομένα που εισήχθησαν στο πρόγραμμα.

Στην φάση κατασκευής, ο έλεγχος της πλάκας γίνεται με βάση τις Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας και Λειτουργικότητας. Τα φορτία που δέχεται η πλάκα στη φάση κατασκευής είναι το ίδιο βάρος του χαλυβδόφυλλου, το ίδιο βάρος του σκυροδέματος και το φορτίο διάστρωσης (κινητό) και γίνεται έλεγχος για δυνατότητα παραλαβής ροπών κάμψεως λόγω αυτών των φορτίων. Η οριακή κατάσταση αντοχής εξετάζεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3, μέρος 1.3, περί λεπτότοιχων διατομών ψυχρής διαμόρφωσης. Για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, τα βέλη που προκύπτουν πρέπει να βρίσκονται εντός των ορίων που καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 4. Ο έλεγχος στη φάση κατασκευής φαίνεται στο Σχήμα 5.3.

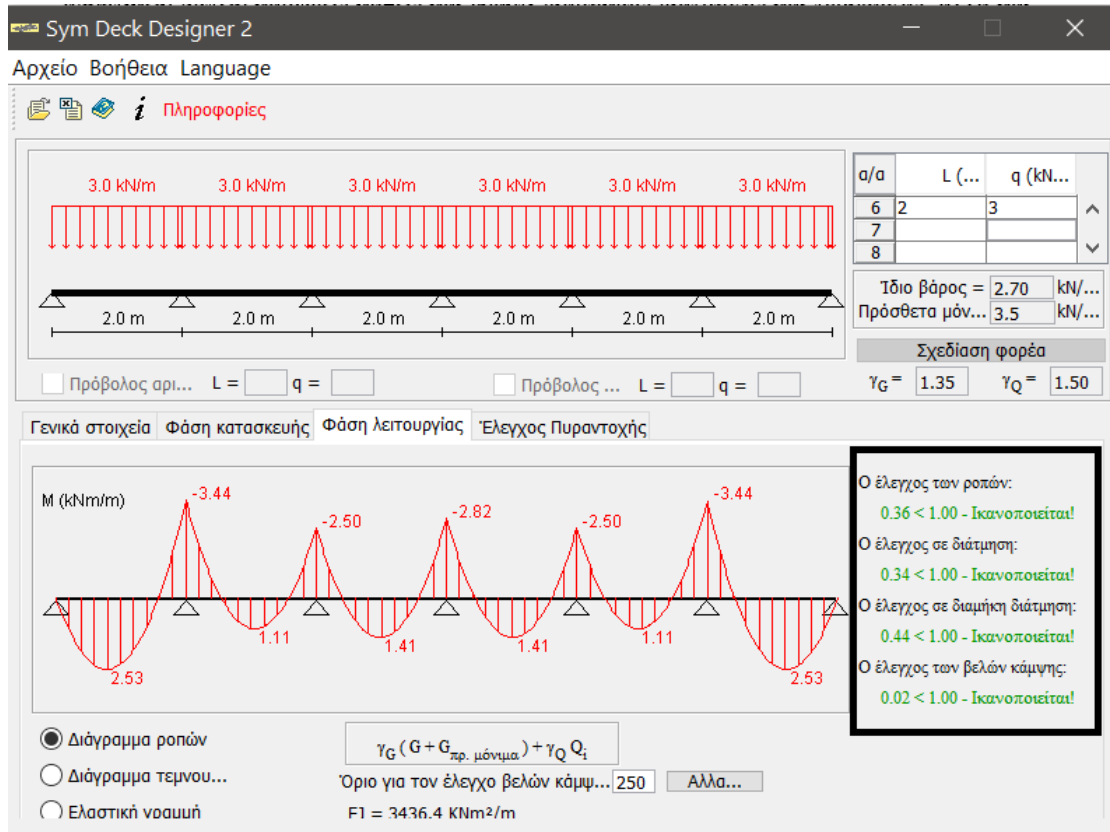


Σχήμα 5.2: Γενικά στοιχεία πλάκας

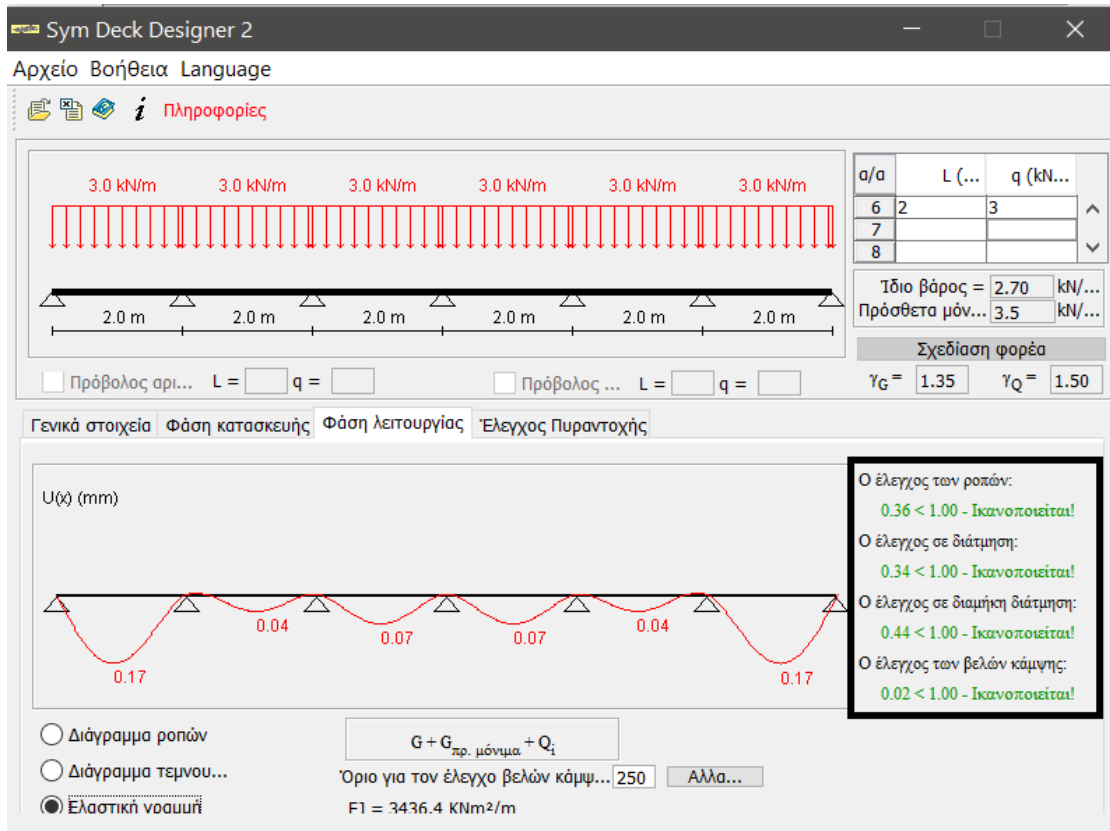


Σχήμα 5.3: Έλεγχος πλάκας στη φάση κατασκευής

Στη φάση λειτουργίας γίνονται έλεγχοι που αφορούν την αντοχή έναντι θετικών και αρνητικών ροπών κάμψεως καθώς και έναντι διαμήκου διάτμησης και τέμνουσας, αλλά και έλεγχοι παραμορφώσεων. Πραγματοποιήθηκαν έλεγχοι για τους βασικούς συνδυασμούς 1.35 G + 1.50 Q (Σχήμα 5.4) και 1.00 G + 1.00 Q (Σχήμα 5.5).



Σχήμα 5.4: Έλεγχος πλάκας στη φάση λειτουργίας στην ΟΚΑ



Σχήμα 5.5: Έλεγχος σύμμικτης πλάκας στην φάση λειτουργίας για OKA

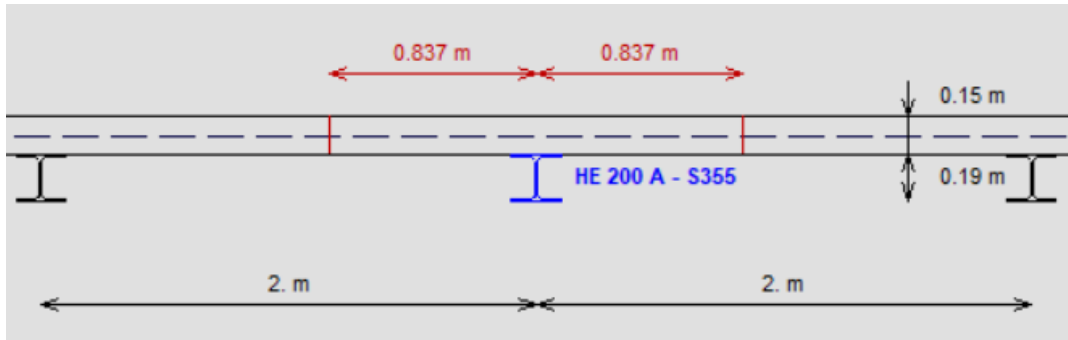
5.2.2 Σύμμικτες διαδοκίδες

Οι διαδοκίδες σχεδιάστηκαν ως σύμμικτες δοκοί και συμβάλλουν στατικά στην μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων από τις πλάκες στις κύριες δοκούς. Το χαλυβδόφυλλο είναι τοποθετημένο κάθετα στον άξονα των δοκών. Το άνω πέλμα τους τοποθετήθηκε στο ίδιο επίπεδο με αυτό των κύριων δοκών ώστε να δημιουργηθεί ένα ενιαίο επίπεδο στήριξης της σύμμικτης πλάκας. Οι διαδοκίδες είναι τοποθετημένες κάθετα στις κύριες δοκούς και εδράζονται μέσω απλών στηρίξεων τέμνουσας. Ως αμφιέριστες δοκοί έχουν το πλεονέκτημα να καταπονούνται μόνο από θετικές ροπές εξασφαλίζοντας έτσι την πλήρη συμμετοχή του σκυροδέματος, το οποίο λειτουργεί μόνο υπό θλίψη. Τα χαλυβδόφυλλα θεωρήθηκαν κατάλληλα συνδεδεμένα με το άνω πέλμα των διαδοκίδων, προσφέροντάς τους έτσι πλευρική εξασφάλιση.

Οι διαδοκίδες εξετάστηκαν στη φάση κατασκευής, όπου πριν την πήξη του σκυροδέματος το φέρον στοιχείο είναι μόνο η σιδηροδοκός, ενώ στη φάση λειτουργίας, που λειτουργούν ως σύμμικτες δοκοί, η ανάλυση έγινε με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4. Η διαστασιολόγησή τους έγινε με το πρόγραμμα ArcelorMittal Beams Calculator v3.51 [17].

Στο κτίριο Α οι διαδοκίδες τοποθετήθηκαν κατά τη διεύθυνση Χ ανά 2.00m. Η σιδηροδοκός που λειτουργεί ως κάτω πέλμα της σύμμικτης δοκού είναι πρότυπη ελατή διατομή HEA 200. Στο άνοιγμα των 10.40m του 2^{ου} ορόφου τοποθετήθηκε διατομή HEA 300, η διαστασιολόγηση της οποίας φαίνεται στο Παράρτημα Α. Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο σχεδιασμός και ο έλεγχος μιας τυπικής μεσαίας διαδοκίδας μήκους $L = 6.70\text{m}$.

Το πλάτος επιρροής ισούται με $2 \cdot L / 8 = 2 \cdot 6700 / 8 = 1675\text{mm}$.



Σχήμα 5.6: Συνεργαζόμενο πλάτος ενδιάμεσης δευτερεύουσας δοκού

Παρακάτω φαίνονται τα αποτελέσματα του προγράμματος για την διαστασιολόγηση των δευτερευουσών δοκών.

Connection

Connectors Diameter 19-125

φ	=	19.0 mm
h	=	125.0 mm
f _y	=	350.0 N/mm ²
f _u	=	450.0 N/mm ²

Main span	L = 6.700 m	e = 0.188 m	n = 1 row(s)
Total number of connectors : 36			

Lateral restraint of the beam - The beam is laterally restrained at supports

Propping in the construction stage

No propping

Loads

Loads at construction stage

Permanent loads (g)	Dead weight of the profile	0.42 kN/m	
	Dead weight of the slab (2.91 kN/m ²)		5.82 kN/m
Construction load (Q_c)	Q _c = 0.75 kN/m ²	1.50 kN/m	

Loads at final stage

Permanent loads	Dead weight of the profile	0.42 kN/m
	Dead weight of the slab (2.91 kN/m ²)	5.82 kN/m
Span	Surface load = 3.58 kN/m ²	

CONSTRUCTION stage

Moment resistance

Section Class 2

M_{Rd} = 152.47 kN.m

Plastic shear force resistance

V_{pl,Rd} = 370.59 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} = 35.72 kN

R_{V2} = 35.73 kN

Critical amplification factor / Lateral Torsional Buckling
μ_{cr} = 1.77 (LTBeam calc. module)

$M_{Ed,max(+)} =$	59.85 kN.m
$V_{Ed,max} =$	35.73 kN

$M_{Ed,max(-)} =$	0.00 kN.m	$\Gamma_M =$	0.393	(x = 3.350 m)
		$\Gamma_V =$	0.096	(x = 6.700 m)
		$\Gamma_{MV} =$	0.393	(x = 3.350 m)
		$\Gamma_{LT} =$	0.678	

Maximum criterion for bending resistance	$\Gamma_{M,max} =$	0.393
Maximum criterion for shear force resistance	$\Gamma_{V,max} =$	0.096
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction	$\Gamma_{MV,max} =$	0.393
Maximum criterion for lateral torsional buckling	$\Gamma_{LT,max} =$	0.678

Λόγοι δράσεων σχεδιασμού-αντοχής σε:
 1) κάμψη
 2) διάτμηση
 3) κάμψη+διάτμηση
 4) στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Serviceability Limit States
(CONSTRUCTION stage)

Deflections per load case

Case 'Dead weight'	Span	$v_{max} =$	21.1 mm (L / 318)
Case 'Construction load' (Q_c)	Span	$v_{max} =$	5.1 mm (L / 1319)
	Total deflection	$v_{max} =$	26.2 mm (L / 256)

Βέλη κάμψης δοκού:
 $<L/250=670/250=$
 26.8mm
 $<L/300=670/300=$
 22.3mm

FINAL stage

<u>Participating width</u>	on left support	1.256 m
	L / 4 (= 1.675 m)	1.675 m
	3 L / 4 (= 5.025 m)	1.675 m
	on right support	1.256 m

<u>Moments of inertia</u>	...at mid-span
Long-term	16579 cm ⁴
Short-term	22602 cm ⁴

Resistance of the connectors	$P_{Rd} =$	47.28 kN
-------------------------------------	------------	----------

Verification of the degree of connection

Minimum degree of connection = 0.451

$F_{Steel} =$ 1911.01 kN

$F_{Concrete} =$ 1827.15 kN

Degree of connection = 0.466 > 0.451

The degree of connection is calculated for the section with maximum bending moment

Plastic resistance with partial connection

Plastic shear force resistance	$V_{pl,Rd} =$	370.59 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	$R_{V1} =$	78.61 kN
	$R_{V2} =$	78.59 kN

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab :

$A_s / s_f > 0.62 \text{ cm}^2/\text{m}$

$M_{Ed,max(+)} =$	131.67 kN.m
$V_{Ed,max} =$	-78.60 kN

$M_{Ed,max(-)} =$	0.00 kN.m	$\Gamma_M =$	0.475	(x = 3.797 m)
		$\Gamma_V =$	0.212	(x = 0.000 m)
		$\Gamma_{MV} =$	0.475	(x = 3.797 m)

Longitudinal shear resistance of the slab - Transverse reinforcing bars

Minimum transverse reinforcement ratio :
(EN 1994-1-1 §6.6.6.3 & EN 1992-1-1 §9.2.2(5))

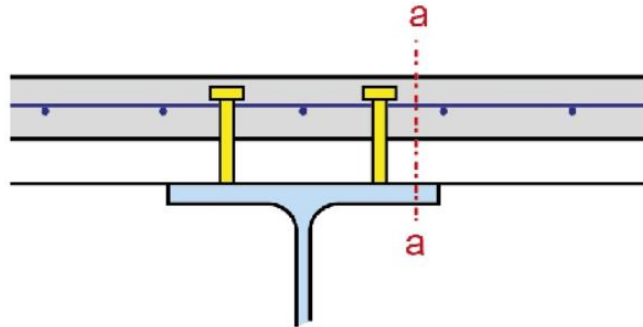
$$\rho_{w,min} = 0.08 \%$$

$$A_s/s_f > 0.62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Reinforcement ratio (EN 1992-1-1 §6.2.4) :

$$A_s/s_f > 0.62 \text{ cm}^2/\text{m} (\rho_w > 0.08 \%)$$

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.

Plastic moment in span	$M_{pl,Rd} =$	289.98 kN.m
Maximum criterion for bending resistance	$\Gamma_{M,max} =$	0.475
Maximum criterion for shear force resistance	$\Gamma_{V,max} =$	0.212
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction	$\Gamma_{MV,max} =$	0.475
Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab	$\Gamma_{Vh,max} =$	0.399

Serviceability Limit States

Deflections per load case

Case 'Dead weight'	$v_{max} =$	21.1 mm (L / 318)
Case 'Other permanent loads'	$v_{max} =$	5.4 mm (L / 1235)
Case 'Q ₁ '	$v_{max} =$	2.0 mm (L / 3377)
Case 'Shrinkage (R) - Long term'	$v_{max} =$	6.4 mm (L / 1053)

Deflections per combination

Combination SLS 'G + R + Q ₁ '	$v_{max} =$	34.9 mm (L / 192)
---	-------------	-------------------

Συνολικό βέλος δοκού
>L/300=22.3mm οπότε
απαιτείται υποστήριξη
στη φάση ακυροδέτησης

Serviceability Limit States

Deflections per load case

Case 'Dead weight'	$v_{max} =$	5.1 mm (L / 1326)
Case 'Other permanent loads'	$v_{max} =$	5.8 mm (L / 1153)
Case 'Q ₁ '	$v_{max} =$	2.0 mm (L / 3377)
Case 'Shrinkage (R) - Long term'	$v_{max} =$	6.8 mm (L / 983)

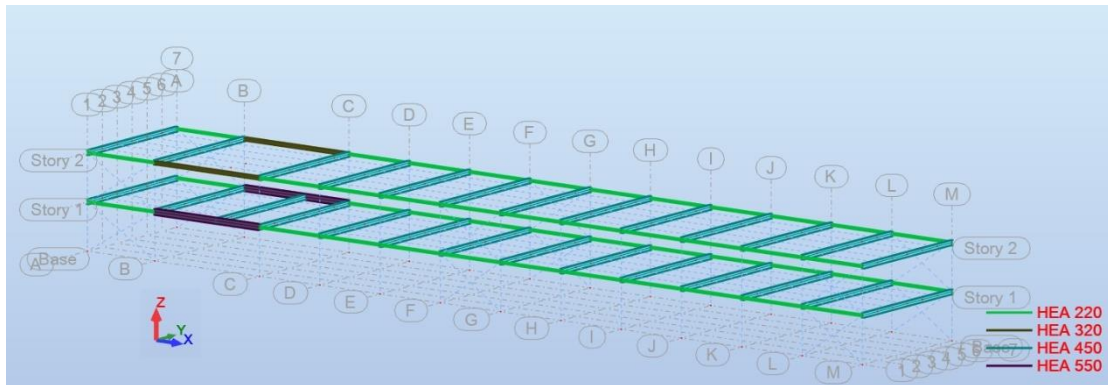
Deflections per combination

Combination SLS 'G + R + Q ₁ '	$v_{max} =$	19.7 mm (L / 341)
---	-------------	-------------------

Συνολικό βέλος δοκού
μετά την τοποθέτηση
προσωρινών στηρίξεων
στη φάση ακυροδέτησης
<L/300=22.3mm.

Οπότε η διατομή επαρκεί και απαιτείται η τοποθέτηση προσωρινών στηρίξεων κατά τη φάση σκυροδέτησης.

5.2.3 Αμφιέρειστες κύριες δοκοί



Σχήμα 5.7: Απεικόνιση κατηγοριών κύριων δοκών και στις δύο διευθύνσεις

Οι κύριες δοκοί αυτού του τύπου συνδέονται με τα υποστυλώματα με απλές στηρίξεις, λειτουργούν ως αμφιέρειστες, και η πλευρική εξασφάλιση του φορέα στην διεύθυνσή τους εξασφαλίζεται μέσω των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα. Οι δοκοί παραλαμβάνουν μόνο κατακόρυφα φορτία, λόγω της ύπαρξης του διαφράγματος και δεν συμμετέχουν στο κύριο σύστημα παραλαβής των σεισμικών δράσεων του φορέα. Οι δοκοί αυτές δεν διαστασιολογήθηκαν ως σύμμικτες, παρόλο που είναι συνδεδεμένες με την σύμμικτη πλάκα, θεωρήθηκαν όμως εξασφαλισμένες σε λυγισμό και στροφή στο άνω πέλμα τους, αποκλείοντας έτσι την δημιουργία στρεπτοκαμπτικού/ πλευρικού λυγισμού, ενώ το κάτω πέλμα τους δεν κινδυνεύει από λυγισμό καθώς βρίσκεται σε εφελκυσμό. Παρόλα αυτά οι δοκοί αναλύθηκαν για τα φορτία της φάσης κατασκευής και προέκυψε ότι δεν απαιτείται προσωρινή υποστήριξή τους κατά την φάση σκυροδέτησης.

Επίσης, σε διατομές όπου υπάρχει παράλληλη δράση ροπών κάμψεως και τεμνουσών δυνάμεων, πρέπει να γίνεται έλεγχος της αλληλεπίδρασης των δύο δράσεων. Στη περίπτωση του συγκεκριμένου φορέα όμως, στον οποίο οι δοκοί έχουν θεωρηθεί αμφιέρειστες, δεν υπάρχουν διατομές που οι ροπές κάμψης και οι τέμνουσες δυνάμεις να παίρνουν ταυτόχρονα μέγιστες (ακραίες) τιμές. Για τον λόγο αυτό, δεν κρίνεται αναγκαίος ο έλεγχος αλληλεπίδρασης τεμνουσών δυνάμεων και ροπών κάμψεως.

Στο κτίριο A, οι αμφιέρειστες κύριες δοκοί τοποθετήθηκαν κατά τον άξονα X, και αποτελούν διατομές HEA 220, HEA 320 και HEA 550. Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο έλεγχος της διατομής HEA 550 του 1^{ου} ορόφου (δοκός #43), η οποία έχει βαθμό εκμετάλλευσης 0.94.

ΜΕΛΟΣ: 43 Beam_43

ΣΗΜΕΙΟ: 3

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: $x = 0.59 L = 6.10 \text{ m}$

ΦΟΡΤΙΑ:

Κυρίαρχη φόρτιση: 59 COMB47 (1+2)*1.35+8*0.90+10*1.50

ΥΛΙΚΟ:

S355 (S355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$



ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEA 550

$h=54.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0 \text{ cm}$	$A_y=157.01 \text{ cm}^2$	$A_z=83.72 \text{ cm}^2$	$A_x=211.76 \text{ cm}^2$
$tw=1.2 \text{ cm}$	$I_y=111932.00 \text{ cm}^4$	$I_z=10819.10 \text{ cm}^4$	$I_x=386.00 \text{ cm}^4$
$tf=2.4 \text{ cm}$	$W_{ply}=4622.06 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=1106.92 \text{ cm}^3$	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{,Ed} = 1200.49 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 673.59 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = 81.79 \text{ kN*m}$	$V_{y,Ed} = -13.41 \text{ kN}$	
$N_{c,Rd} = 7517.41 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 673.59 \text{ kN*m}$		$M_{z,Ed,max} = 81.79 \text{ kN*m}$	$V_{y,c,Rd} = 3218.03 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 7517.41 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 1640.83 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 392.96 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = 70.03 \text{ kN}$	
	$MN_{,y,Rd} = 1640.83 \text{ kN*m}$	$MN_{,z,Rd} = 392.96 \text{ kN*m}$	$V_{z,c,Rd} = 1715.88 \text{ kN}$	
	$Mb,Rd = 1183.11 \text{ kN*m}$			

Κατηγορία διατομής = 2



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 1648.56 \text{ kN*m}$	Curve,LT - b	$XL T = 0.70$
$L_{cr,upp}=6.10 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 1.00$	$fi_{,LT} = 0.97$	$XL T_{,mod} = 0.72$

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

<input checked="" type="checkbox"/> About y axis:	$k_{yy} = 1.00$	<input checked="" type="checkbox"/> About z axis:	$k_{zz} = 1.00$
---	-----------------	---	-----------------

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

Έλεγχοι αντοχής μέλους:

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.16 < 1.00$ (6.2.4.(1))
$M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd} = 0.41 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
$M_{z,Ed}/MN_{,z,Rd} = 0.21 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
$(M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/MN_{,z,Rd}) = 0.38 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))
$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.04 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Ολικοί έλεγχοι ευστάθειας μέλους:

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.57 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
$N_{,Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XL T * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.94 < 1.00$ (6.3.3.(4))
$N_{,Ed}/(X_z * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XL T * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.94 < 1.00$ (6.3.3.(4))

ΟΡΙΑ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ



Κατακόρυφες μετακινήσεις (τοπικό σύστημα):

$u_y = 0.2 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 5.2 \text{ cm}$ Ικανοποιείται

Κυρίαρχη φόρτιση: 10 TEMP2

$u_z = 3.3 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 5.2 \text{ cm}$ Ικανοποιείται

Κυρίαρχη φόρτιση: 117 COMB106 (1+2+10)*1.00+8*0.60



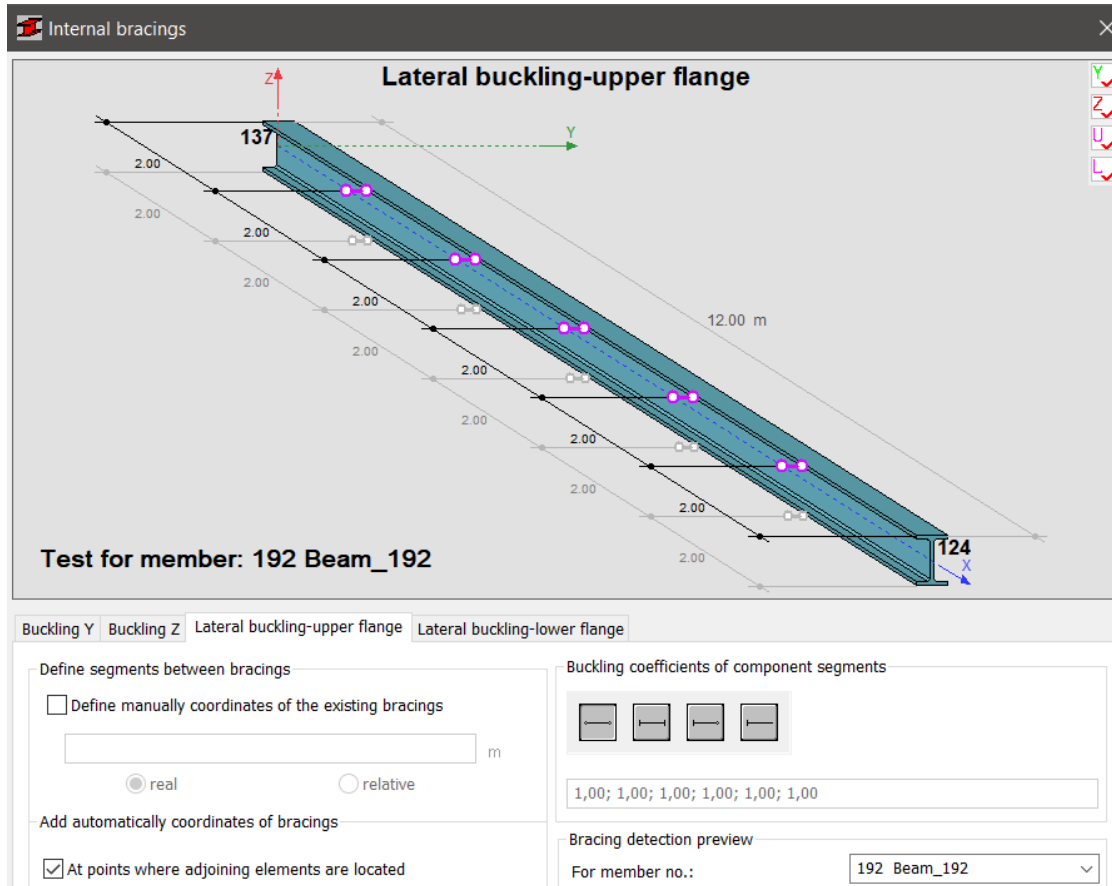
Οριζόντιες μετακινήσεις (γενικό σύστημα): Δεν αναλύθηκε

Section OK !!!

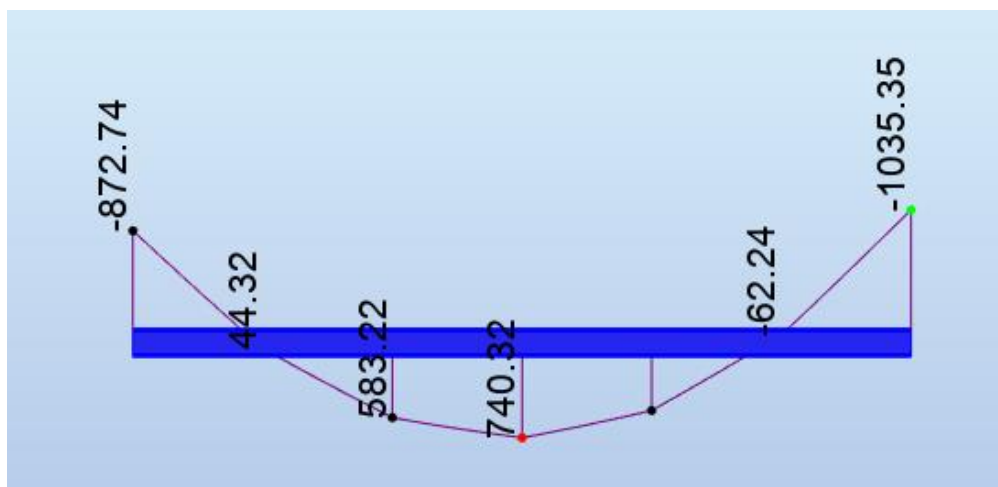
5.2.4 Κύριες δοκοί πλαισίων ροπής

Στους φορείς πλαισιακής λειτουργίας, οι κύριες δοκοί συμμετέχουν στο σύστημα εξασφάλισης της πλευρικής ευστάθειας του κτιρίου και παραλαμβάνουν ένταση λόγω των κατακόρυφων αλλά και των οριζόντιων δράσεων. Ελέγχονται σε κάμψη, διάτμηση και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, για τον οποίο οι δευτερεύουσες δοκοί που συνδέονται σε αυτές προσφέρουν σημαντική πλευρική εξασφάλιση. Οι συνδέσεις τους με τα υποστυλώματα είναι συνδέσεις ροπής και παραλαμβάνουν τόσο θετικές όσο και αρνητικές ροπές.

Στο κτίριο Α τοποθετήθηκαν ως κύριες δοκοί των πλαισίων ροπής διατομές HEA 450 σε όλους τους ορόφους, για όλα τα πλαίσια. Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο έλεγχος της δυσμενέστερης διατομής (δοκός #192) του 2^{ου} ορόφου, με βαθμό εκμετάλλευσης 0.92.



Σχήμα 5.8: Πλευρικές εξασφαλίσεις κύριας δοκού



Σχήμα 5.9: 8 Διάγραμμα ροπών κάμψης M_y [kNm] της εξεταζόμενης δοκού

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα του προγράμματος:

ΜΕΛΟΣ: 192 Beam_192

ΣΗΜΕΙΟ: 3

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: x = 1.00 L = 12.00 m

ΦΟΡΤΙΣΗ:

Governing Load Case: 52 COMB40 (1+2)*1.35+5*0.90+9*1.50

ΥΛΙΚΟ:

S355 (S355) $f_y = 355.00$ MPa



ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEA 450

h=44.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=138.47 cm ²	Az=65.78 cm ²	Ax=178.03 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=63721.60 cm ⁴	Iz=9465.33 cm ⁴	Ix=257.00 cm ⁴
tf=2.1 cm	Wply=3216.07 cm ³	Wplz=965.55 cm ³	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

N _{Ed} = 0.04 kN	My _{Ed} = -1035.35 kN*m	Mz _{Ed} = -0.00 kN*m	Vy _{Ed} = 0.00 kN	
Nc,Rd = 6319.99 kN	My _{Ed,max} = -1035.35 kN*m		Mz _{Ed,max} = 0.00 kN*m	Vy,T,Rd = 2648.58 kN
Nb,Rd = 6319.99 kN	My,c,Rd = 1141.70 kN*m	Mz,c,Rd = 342.77 kN*m	Vz _{Ed} = -495.40 kN	
	MN _{y,Rd} = 1141.70 kN*m	MN _{z,Rd} = 342.77 kN*m	Vz,T,Rd = 1299.77 kN	
	Mb,Rd = 1129.42 kN*m		Tt _{Ed} = -4.05 kN*m	
			Class of section = 1	



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

z = 1.00	M _{cr} = 4036.61 kN*m	Curve,LT - b	XLT = 0.95
L _{cr,low} = 2.00 m	Lam_LT = 0.53	fi,LT = 0.63	XLT _{mod} = 0.99

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



About y axis:

kyy = 1.00



About z axis:

kzz = 1.00

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

Έλεγχοι αντοχής μέλους:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.91 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.82 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.38 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.16 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.09 < 1.00$ (6.2.6)

Ολικοί έλεγχοι ευστάθειας μέλους:

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.92 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.92 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.92 < 1.00$ (6.3.3.(4))

ΟΡΙΑ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ



Κατακόρυφες μετακινήσεις (τοπικό σύστημα):

$u_y = 0.0$ cm < $u_{y,max} = L/200.00 = 6.0$ cm Ικανοποιείται

Κυρίαρχη φόρτιση: 80 COMB69 72*1.00+9*0.60

$u_z = 4.4$ cm < $u_{z,max} = L/200.00 = 6.0$ cm Ικανοποιείται

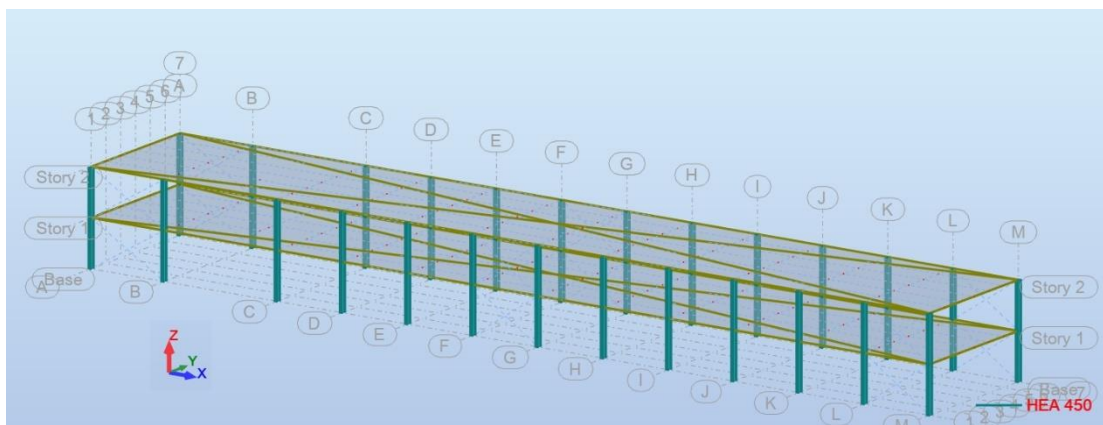
Κυρίαρχη φόρτιση: 90 COMB79 82*1.00+9*0.60



Μετακινήσεις (γενικό σύστημα): Δεν αναλόθηκε

ΔΙΑΤΟΜΗ OK!!!

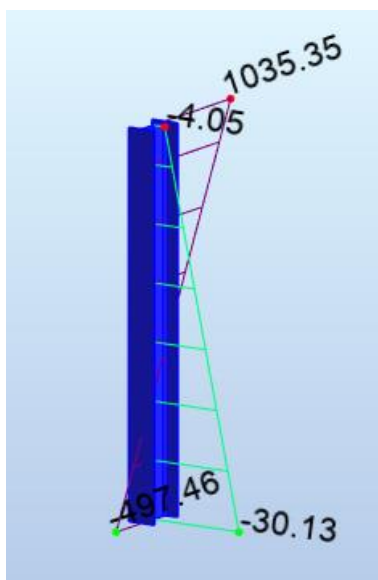
5.2.5 Υποστυλώματα



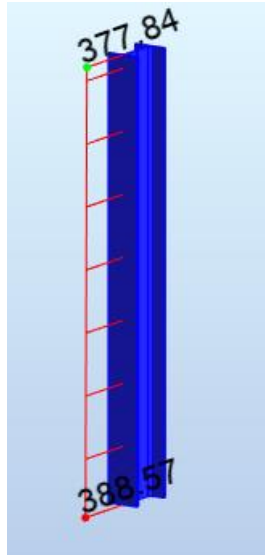
Σχήμα 5.10: Απεικόνιση διατομών υποστυλωμάτων

Τα υποστυλώματα παραλαμβάνουν τα εντατικά μεγέθη από τις δοκούς και τα μεταφέρουν στο έδαφος θεμελίωσης. Στο επίπεδο εντός πλαισίου ροής, τα υποστυλώματα θεωρήθηκαν πακτωμένα στο έδαφος, ενώ εκτός επιπέδου πλαισίου η θεμελίωση θεωρήθηκε ως απλή αρθρωτή. Τα υποστυλώματα ελέγχθηκαν σε θλίψη, κάμψη περί τον ισχυρό και ασθενή άξονα, κάμψη και αξονική, κάμψη και διάτμηση, καμπτικό λυγισμό, στρεπτοκαμπτικό λυγισμό και συνδυασμένη θλίψη και κάμψη.

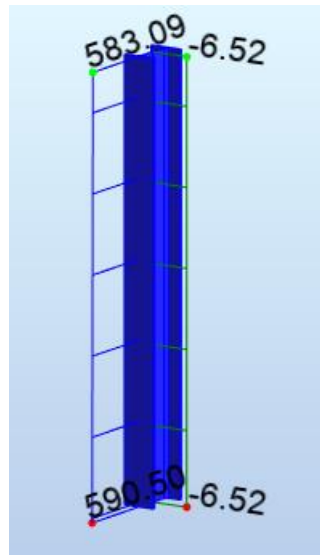
Στο κτίριο A τοποθετήθηκαν υποστυλώματα με τυπική διατομή HEA 450 σε όλους τους ορόφους. Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο έλεγχος της δυσμενέστερης διατομής (υποστυλώμα #142) του 1^{ου} ορόφου, το οποίο έχει βαθμό εκμετάλλευσης 0.91.



Σχήμα 5.11: Διάγραμμα ροπών κάμψης $M_y = 1035.35\text{kNm}$, $M_z = -30.13\text{kNm}$ για το υποστυλώμα #142



Σχήμα 5.12: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων υποστυλώματος #142 [kN]



Σχήμα 5.13: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων $V_y = -6.52\text{kN}$, $V_z = 590.50\text{kN}$ υποστυλώματος #142

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα του προγράμματος:

ΜΕΛΟΣ: 142 Column_142 ΣΗΜΕΙΟ: 3 ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: x = 1.00 L = 4.00 m

ΦΟΡΤΙΑ:

Governing Load Case: 52 COMB40 (1+2)*1.35+5*0.90+9*1.50

ΥΛΙΚΟ:

S355 (S355) fy = 355.00 MPa



ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEA 450

h=44.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=138.47 cm ²	Az=65.78 cm ²	Ax=178.03 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=63721.60 cm ⁴	Iz=9465.33 cm ⁴	Ix=257.00 cm ⁴
tf=2.1 cm	Wply=3216.07 cm ³	Wplz=965.55 cm ³	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

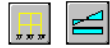
N _{Ed} = 583.09 kN	My _{Ed} = 1035.35 kN*m	Mz _{Ed} = -4.05 kN*m	Vy _{Ed} = -6.52 kN
Nc _{Rd} = 6319.99 kN	My _{Ed,max} = 1035.35 kN*m		Mz _{Ed,max} = -30.13 kN*m
Nb _{Rd} = 4888.38 kN	My _{c,Rd} = 1141.70 kN*m	Mz _{c,Rd} = 342.77 kN*m	Vz _{Ed} = 377.84 kN
	MN _{y,Rd} = 1141.70 kN*m	MN _{z,Rd} = 342.77 kN*m	Vz _{T,Rd} = 1348.28 kN
	Mb _{Rd} = 1141.70 kN*m		Tt _{Ed} = -0.00 kN*m
			Class of section = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

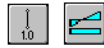
z = 0.00	Mcr = 8081.81 kN*m	Curve _{LT} - b	XLT = 1.00
Lcr,upp=4.00 m	Lam _{LT} = 0.38	fi _{LT} = 0.55	XLT _{mod} = 1.00

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΑΞΟΝΑΣ Y:

Ly = 4.00 m	Lam _y = 0.68
Lcr,y = 9.81 m	Xy = 0.86
Lamy = 51.85	ky _y = 0.69



ΑΞΟΝΑΣ Z:

Lz = 4.00 m	Lam _z = 0.72
Lcr,z = 4.00 m	Xz = 0.77
Lamz = 54.86	kyz = 0.56

Στρεπτικός λυγισμός:

Curve _T =b	alfa _T =0.34
Lt=4.00 m	fi _T =0.74
Ncr _T =18139.87 kN	X _T =0.84
Lam _T =0.59	Nb _{T,Rd} =5320.92 kN

Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός:

Curve _{TF} =b	alfa _{TF} =0.34
Ncr,y=13724.66 kN	fi _{TF} =0.81
Ncr,TF=13724.66 kN	X _{TF} =0.80
Lam _{TF} =0.68	Nb _{TF,Rd} =5028.58 kN

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

Έλεγχοι αντοχών μέλους:

N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.09 < 1.00 (6.2.4.(1))
 My_{Ed}/MN_{y,Rd} = 0.91 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
 Mz_{Ed}/MN_{z,Rd} = 0.01 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
 (My_{Ed}/MN_{y,Rd})² + (Mz_{Ed}/MN_{z,Rd})² = 0.83 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
 Vy_{Ed}/Vy_{T,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
 Vz_{Ed}/Vz_{T,Rd} = 0.28 < 1.00 (6.2.6-7)
 Tau_{ty,Ed}/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
 Tau_{tz,Ed}/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Ολικοί έλεγχοι ευστάθειας μέλους:

Lambda_y = 51.85 < Lambda_{max} = 210.00 Lambda_z = 54.86 < Lambda_{max} = 210.00 STABLE
 N_{Ed}/Min(Nb_{Rd},Nb_{T,Rd},Nb_{TF,Rd}) = 0.12 < 1.00 (6.3.1)
 My_{Ed,max}/Mb_{Rd} = 0.91 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
 N_{Ed}/(Xy*N_{Rk}/gM1) + kyy*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) + kyz*Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.79 < 1.00 (6.3.3.(4))
 N_{Ed}/(Xz*N_{Rk}/gM1) + kzy*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) + kzz*Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.52 < 1.00 (6.3.3.(4))

ΟΡΙΑ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ



Κατακόρυφες μετακινήσεις (τοπικό σύστημα): Δεν αναλύθηκε



Μετακινήσεις (γενικό σύστημα):

vx = 0.1 cm < vx max = L/150.00 = 2.7 cm Ικανοποιείται
Κυρίαρχη φόρτιση: 80 COMB69 72*1.00+9*0.60
 vy = 0.3 cm < vy max = L/150.00 = 2.7 cm Ικανοποιείται
Κυρίαρχη φόρτιση: 112 COMB101 (1+2+9)*1.00+6*0.60

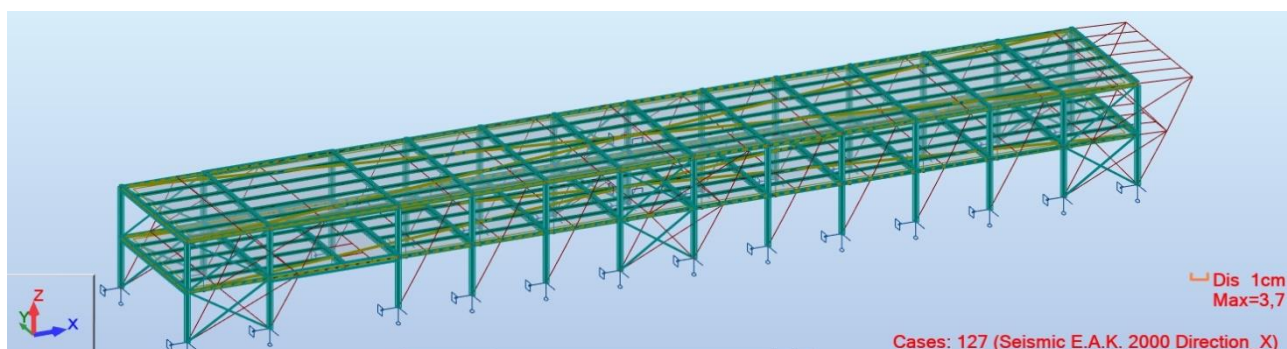
ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ!!!

5.3 Ανάλυση υπό σεισμικά φορτία

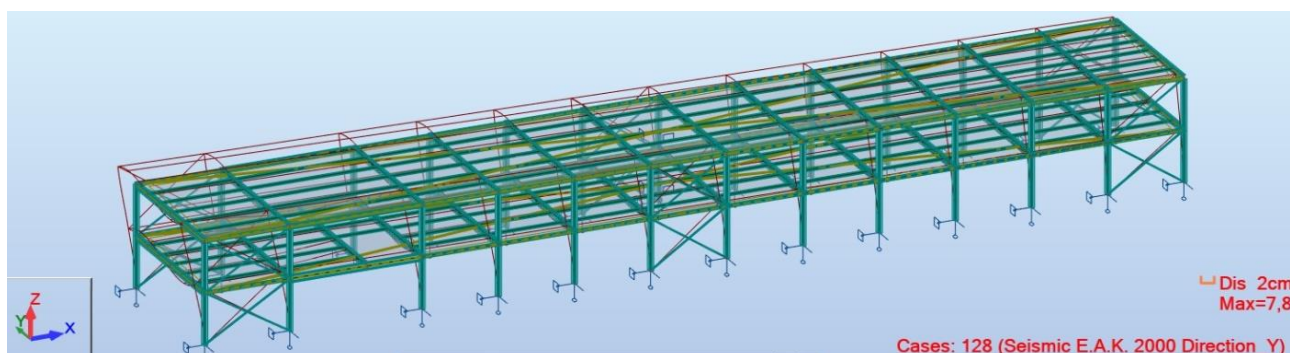
Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης για το κτίριο Α φαίνονται στον Πίνακα 5.1. Το κτίριο σχεδιάστηκε για συντελεστή συμπεριφοράς $q=4.00$ και είναι κανονικό σε κάτοψη και καθ' ύψος.

Πίνακας 5.1: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)
128/ 1	1,56	0,64	0,00	76,13	0,00	76,13	1538710,47	1538710,47
128/ 2	1,75	0,57	0,00	9,55	0,00	85,68	1538710,47	1538710,47
128/ 3	1,92	0,52	91,27	0,00	91,27	85,68	1538710,47	1538710,47
128/ 4	5,00	0,20	8,72	0,00	100,00	85,68	1538710,47	1538710,47
128/ 5	5,87	0,17	0,00	11,48	100,00	97,16	1538710,47	1538710,47



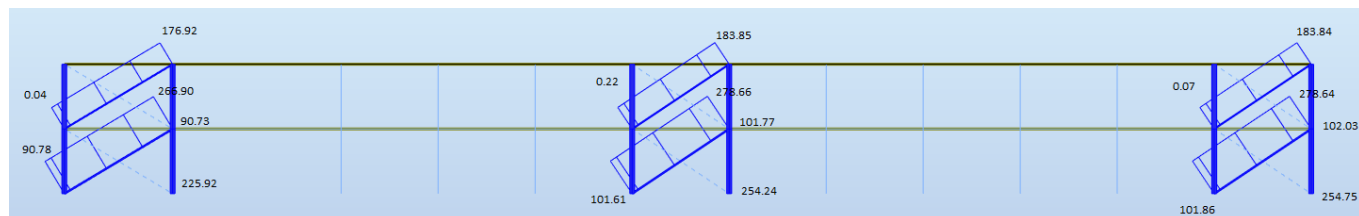
Σχήμα 5.15: Παραμόρφωση φορέα για την κύρια ιδιομορφή κατά X



Σχήμα 5.14: Παραμόρφωση φορέα για την κύρια ιδιομορφή κατά την διεύθυνση Y

5.3.1 Εντατικά μεγέθη και φαινόμενα δεύτερης τάξης για σεισμό κατά X

Στο σεισμό κατά X ενεργοποιούνται τα πλαίσια με τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας. Στο Σχήμα 5.16 δίνονται τα διαγράμματα αξονικών δυνάμεων των συνδέσμων δυσκαμψίας και των αντίστοιχων υποστυλωμάτων για σεισμό κατά X.



Σχήμα 5.16: Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων για σεισμό κατά X

Για κάθε όροφο υπολογίστηκε ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου θ , μέσω του οποίου καθορίζεται η επιρροή των φαινομένων δευτέρας τάξης. Ο υπολογισμός φαίνεται στον Πίνακα 5.2.

Πίνακας 5.2. Υπολογισμός συντελεστή θ κατά τη διεύθυνση X

		1 ^{ος} όροφος	2 ^{ος} όροφος
Συνολικό φορτίο βαρύτητας ορόφου	$P_{tot}(kN)$	15165,58	7433,72
Συνολική τέμνουσα ορόφου	$V_{tot}(kN)$	1592,46	1029,89
Σχετική μετακίνηση ορόφου	$dr(cm)$	2,00	1,70
Ύψος ορόφου	$h(cm)$	400	400
Συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου	$\theta = \frac{P_{tot} * dr}{V_{tot} * h}$	0,05	0,03
Μετακίνηση ορόφου	$\delta(cm)$	2,00	3,70

Επειδή ο συντελεστής θ είναι μικρότερος από 0.1, τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης μπορούν να αγνοηθούν.

5.3.1.1 Ατέλειες

Οι ατέλειες πρέπει να ληφθούν υπόψη όταν η οριζόντια δύναμη λόγω σεισμού είναι μεγαλύτερη από $0.15 V_{ed} = 2274.84$ kN. Στο συγκεκριμένο κτίριο, η οριζόντια δύναμη του σεισμού $H_{ed} = 1592.46$ kN, οπότε οι ατέλειες αγνοούνται.

5.3.1.2 Έλεγχος για περιορισμό βλαβών

Με βάση την σχέση (3.17):

$$dr * \nu = 2 * 0.4 = 0.8 \leq 0.0075 * h = 0.0075 * 400 = 3, \text{ οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται.}$$

5.3.1.3 Έλεγχος διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας

Οι διαγώνιοι που βρίσκονται σε θλίψη αγνοούνται κατά την ανάλυση, υπέρ της ασφαλείας. Επειδή το υπό μελέτη κτίριο είναι διώροφο, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 (§6.7.3) δεν απαιτείται όριο λυγηρότητας για τους διαγώνιους συνδέσμους.

Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι συνδέονται στο μέσο τους με συνδέσεις που επιτρέπουν την στροφή στα άκρα τους και συνεπώς το μήκος λυγισμού τους είναι ίσο με το μισό του πραγματικού μήκους τους, εντός και εκτός επιπέδου.

Στο συγκεκριμένο κτίριο έχουμε διαγώνιους μήκους $L_1 = 7.80\text{m}$ και $L_2 = 7.20\text{m}$.

Οι διαγώνιοι ελέγχονται σε εφελκυσμό, ο οποίος προκύπτει μόνο από τα σεισμικά φορτία αφού τα κατακόρυφα δεν δημιουργούν αξονικές δυνάμεις στις διαγώνιους. Πρέπει να ικανοποιείται ο έλεγχος

$$N_{pl,rd} \geq N_{ed} \quad (5.1)$$

- Διαγώνιος πρώτου ορόφου (CHS 90x90x4) μήκους L_1 :
$$N_{pl,rd} = A * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 13.7 * \frac{35.5}{1.0} = 486.35 \text{ kN} \geq N_{ed} = 266.90 \text{ kN}$$

$$\Omega_1 = \frac{N_{pl,Rd}}{N_{ed}} = 1.82$$
- Διαγώνιος πρώτου ορόφου (CHS 90x90x4) μήκους L_2 :
$$N_{pl,rd} = A * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 13.7 * \frac{35.5}{1.0} = 486.35 \text{ kN} \geq N_{ed} = 278.66 \text{ kN}$$

$$\Omega_2 = \frac{N_{pl,Rd}}{N_{ed}} = 1.75$$
- Διαγώνιος δεύτερου ορόφου (CHS 70x70x4) μήκους L_1 :
$$N_{pl,rd} = A * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 10.5 * \frac{35.5}{1.0} = 372.75 \text{ kN} \geq N_{ed} = 176.92 \text{ kN}$$

$$\Omega_3 = \frac{N_{pl,Rd}}{N_{ed}} = 2.09$$
- Διαγώνιος δεύτερου ορόφου (CHS 70x70x4) μήκους L_2 :
$$N_{pl,rd} = A * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 10.5 * \frac{35.5}{1.0} = 372.75 \text{ kN} \geq N_{ed} = 183.85 \text{ kN}$$

$$\Omega_4 = \frac{N_{pl,Rd}}{N_{ed}} = 2.03$$

Για να υπάρχει ομοιόμορφη κατανομή πλαστιμότητας καθ' ύψος του κτιρίου, πρέπει η μέγιστη τιμή της υπεραντοχής Ω_{max} να μην ξεπερνάει την ελάχιστη τιμή της Ω_{min} κατά 25%:

$$\frac{\Omega_{max} - \Omega_{min}}{\Omega_{min}} = \frac{2.09 - 1.75}{1.75} = 0.19 = 19\% < 25\% \text{ οπότε ικανοποιείται.}$$

5.3.1.4 Έλεγχος δοκών και υποστυλωμάτων

Οι δοκοί κατά την διεύθυνση X, ανήκουν στα πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας οπότε δεν επιβαρύνονται από τους σεισμικούς συνδυασμούς λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας.

Ενδεικτικά, ελέγχεται το δυσμενέστερο υποστύλωμα (#142) HEA 450. Πραγματοποιήθηκε ο έλεγχος του υποστυλώματος σε κάμψη και θλίψη, και ο έλεγχος αυτός θεωρείται δυσμενέστερος από τους ελέγχους διατομής οι οποίοι θα ικανοποιούνται. Ο έλεγχος πραγματοποιήθηκε για τον συνδυασμό:

$$N_{ed} = 1.00 N_{ed,G} + 0.60 N_{ed,Q} + 1.1 \gamma_{ov} \Omega_{min} N_{ed,Ex} + 0.30 N_{ed,Ey}$$

όπου

$$\Omega_{min} = \Omega_{min, \text{γιαστί}} = 1.75,$$

$$\gamma_{ov} = 1.25.$$

Ο έλεγχος έγινε μέσω του προγράμματος και παρακάτω φαίνονται τα αποτελέσματα:

ΜΕΛΟΣ: 142 Column_142 **ΣΗΜΕΙΟ:** 1 **ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:** x = 0.00 L = 0.00 m

ΦΟΡΤΙΑ:

Governing Load Case: 156 COMB156 (1+2)*1.00+3*0.60+128*2.41+(127+129)*0.30

ΥΛΙΚΟ:

S355 (S355) $f_y = 355.00$ MPa



ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEA 450

h=44.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=138.47 cm ²	Az=65.78 cm ²	Ax=178.03 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=63721.60 cm ⁴	Iz=9465.33 cm ⁴	Ix=257.00 cm ⁴
tf=2.1 cm	Wply=3216.07 cm ³	Wplz=965.55 cm ³	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

N _{Ed} = 457.42 kN	My _{Ed} = -600.01 kN*m	Mz _{Ed} = 2.80 kN*m	Vy _{Ed} = 1.40 kN	
N _{c,Rd} = 6319.99 kN	My _{Ed,max} = -600.01 kN*m		Mz _{Ed,max} = 2.80 kN*m	Vy _{T,Rd} = 2837.37 kN
N _{b,Rd} = 4888.38 kN	My _{c,Rd} = 1141.70 kN*m	Mz _{c,Rd} = 342.77 kN*m	Vz _{Ed} = 382.56 kN	
	MN _{y,Rd} = 1141.70 kN*m	MN _{z,Rd} = 342.77 kN*m	Vz _{T,Rd} = 1348.11 kN	
	Mb _{Rd} = 1141.70 kN*m		Tt _{Ed} = 0.01 kN*m	
			Class of section = 1	



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

z = 0.00	Mcr = 8164.34 kN*m	Curve _{LT} - b	XLT = 1.00
Lcr _{low} = 4.00 m	Lam _{LT} = 0.37	fi _{LT} = 0.55	XLT _{mod} = 1.00

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ΑΞΟΝΑΣ Y:

Ly = 4.00 m Lam_y = 0.68
 Lcr,y = 9.81 m Xy = 0.86
 Lam_y = 51.85 kyy = 0.63



ΑΞΟΝΑΣ Z:

Lz = 4.00 m Lam_z = 0.72
 Lcr,z = 4.00 m Xz = 0.77
 Lam_z = 54.86 kyz = 0.39

Στρεπτικός λυγισμός:

Curve,T=b alfa,T=0.34
 Lt=4.00 m fi,T=0.74
 Ncr,T=18139.87 kN X,T=0.84
 Lam_T=0.59 Nb,T,Rd=5320.92 kN

Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός:

Curve,TF=b alfa,TF=0.34
 Ncr,y=13724.66 kN fi,TF=0.81
 Ncr,TF=13724.66 kN X,TF=0.80
 Lam_TF=0.68 Nb,TF,Rd=5028.58 kN

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:*Έλεγχος αντοχών διατομής:*

$N_{y,Ed}/N_{c,Rd} = 0.07 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.53 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.28 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.28 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Ολικοί έλεγχοι ευστάθειας μέλους:

$\lambda_{y,Ed} = 51.85 < \lambda_{max} = 210.00$ $\lambda_{z,Ed} = 54.86 < \lambda_{max} = 210.00$ STABLE
 $N_{y,Ed}/\min(N_{b,Rd}, N_{b,T,Rd}, N_{b,TF,Rd}) = 0.09 < 1.00$ (6.3.1)
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.53 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{y,Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.42 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{y,Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.27 < 1.00$ (6.3.3.(4))

ΟΡΙΑ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ

Κατακόρυφες μετακινήσεις (τοπικό σύστημα): Δεν αναλύθηκε



Μετακινήσεις (γενικό σύστημα):

$v_x = 0.1 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$ Ικανοποιείται

Κορίαρχη φόρτιση: 80 COMB69 72*1.00+9*0.60

$v_y = 0.3 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$ Ικανοποιείται

Κορίαρχη φόρτιση: 112 COMB101 (1+2+9)*1.00+6*0.60

ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ!!!**5.3.2 Εντατικά μεγέθη και φαινόμενα δεύτερης τάξης για σεισμό κατά Y**

Στο σεισμό κατά τη διεύθυνση Y ενεργοποιούνται τα πλαίσια ροπής. Στα πλαίσια ροπής αναπτύσσονται αξονικές και τέμνουσες δυνάμεις και ροπές κάμψης, τόσο από τα κατακόρυφα όσο και από τα οριζόντια φορτία.

Για κάθε όροφο υπολογίστηκε ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου θ , μέσω του οποίου καθορίζεται η επιρροή των φαινομένων δευτέρας τάξης. Ο υπολογισμός φαίνεται στον Πίνακα 5.3.

Πίνακας 5.3: Υπολογισμός συντελεστή θ κατά τη διεύθυνση Y

		1 ^{ος} όροφος	2 ^{ος} όροφος
Συνολικό φορτίο βαρύτητας ορόφου	$P_{tot} (kN)$	15165,58	7433,72
Συνολική τέμνουσα ορόφου	$V_{tot} (kN)$	1359,86	940,25
Σχετική μετακίνηση ορόφου	$dr (cm)$	2,30	3,00
Ύψος ορόφου	$h (cm)$	400	400
Συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου	$\theta = \frac{P_{tot} * dr}{V_{tot} * h}$	0,06	0,06
Μετακίνηση ορόφου	$\delta (cm)$	3,40	8,00

Επειδή ο συντελεστής θ είναι μικρότερος από 0.1, τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης μπορούν να αγνοηθούν.

5.3.2.1 Ατέλειες

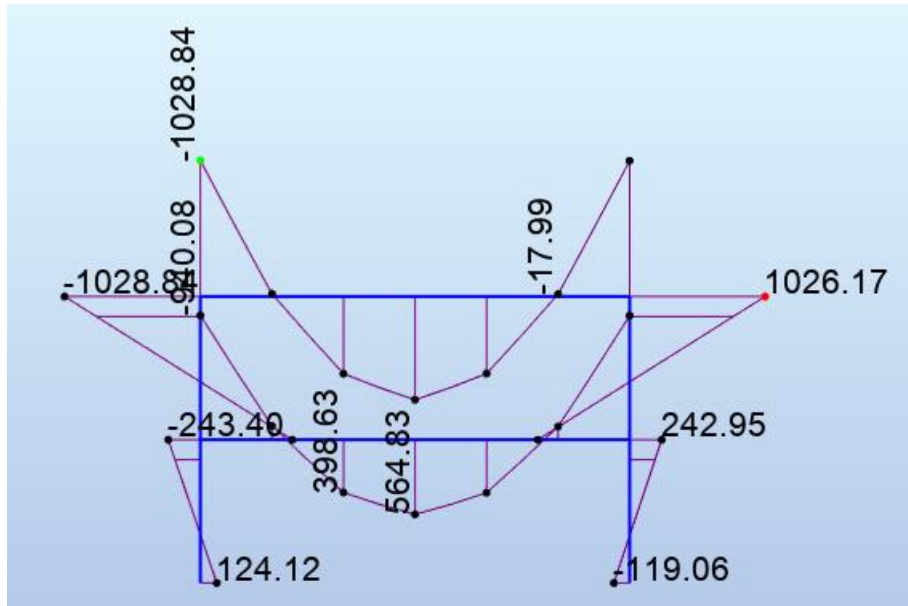
Οι ατέλειες πρέπει να ληφθούν υπόψη όταν η οριζόντια δύναμη λόγω σεισμού είναι μεγαλύτερη από $0.15 V_{ed} = 2274.84 \text{ kN}$. Στο συγκεκριμένο κτίριο, η οριζόντια δύναμη του σεισμού είναι $H_{ed} = 1359.86 \text{ kN}$, οπότε οι ατέλειες αγνοούνται.

5.3.2.2 Έλεγχος για περιορισμό βλαβών

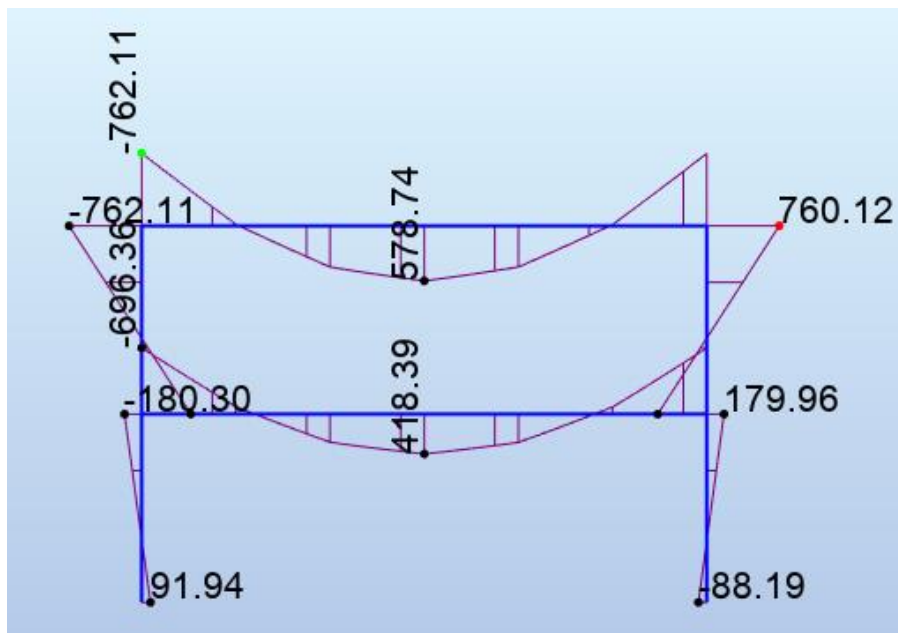
Σύμφωνα με τη σχέση (3.17):

$$dr * \nu = 3 * 0.4 = 1.2 \leq 0.0075 * h = 0.0075 * 400 = 3, \text{ ο έλεγχος ικανοποιείται.}$$

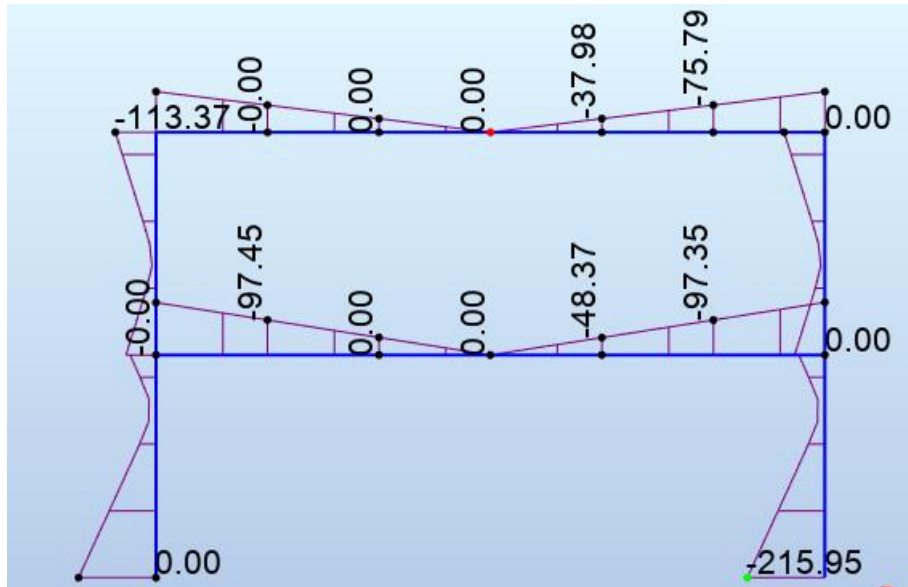
5.3.2.3 Εντατικά μεγέθη εσωτερικού πλαισίου ροπής



Σχήμα 5.17: Διαγράμματα ροπών κάμψης για τα κατακόρυφα φορτία $1.35G+1.5Q$ [kNm]



Σχήμα 5.18: Διαγράμματα ροπών κάμψης για τα κατακόρυφα φορτία $G+0.6Q$ [kNm]



Σχήμα 5.19: Διαγράμματα ροπών κάμψης για τα σεισμικά φορτία E_y [kNm]

5.3.2.4 Έλεγχος δοκών πλαισίου ροπής

Ο ικανοτικός έλεγχος των δοκών γίνεται μέσω της παραδοχής πως θα σχηματιστεί πλαστική άρθρωση σε ένα από τα δύο άκρα τους. Οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν είναι ο έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και ο έλεγχος τέμνουσας. Οι έλεγχοι γίνονται σε επίπεδο μέλους, οπότε οι έλεγχοι των διατομών ικανοποιούνται ως ευμενέστεροι. Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο έλεγχος τις δυσμενέστερης δοκού του εσωτερικού πλαισίου του 2^{ου} ορόφου HEA 450.

Για να μπορέσει η δοκός να φτάσει την πλαστική ροπή αντοχής της, θα πρέπει η διατομή να είναι κατηγορίας 1.

- Άνω πέλμα : εφελκύεται, άρα κατηγορίας 1
 - Κάτω πέλμα: $\frac{c}{t} = \frac{(b-2r-ts)}{2tg} = 5.58 < 9 \epsilon = 9 \cdot 0.81 = 7.29$, άρα κατηγορία 1
 - Κορμός: $\frac{c}{t} = \frac{h-2c}{tg} = 16.38 < 72 \epsilon = 72 \cdot 0.81 = 58.32$, άρα κατηγορία 1
- Επομένως η διατομή είναι κατηγορίας 1.

Στα Σχήματα 5.20,5.21 και 5.22 φαίνονται τα διαγράμματα ροπών της δοκού για τα κατακόρυφα φορτία, την σεισμική δράση και τον σεισμικό συνδυασμό αντίστοιχα.

Για το σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στα άκρα της δοκού, απαιτείται προσαύξηση των σεισμικών δράσεων:

- Για τον κόμβο 135 κατά 335%:
 $M_{A,Ed} = M_{pl,Rd} = -762.11 - 3.35 \cdot 113.37 = 1141.8 \text{ kNm}$
- Για τον κόμβο 122 κατά 336%:
 $M_{B,Ed} = M_{pl,Rd} = -760.12 - 3.36 \cdot 113.4 = 1141.8 \text{ kNm}$

Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού στο ακραίο τμήμα της δοκού

Το άνω πέλμα της δοκού θεωρήθηκε πλευρικά εξασφαλισμένο λόγω της σύνδεσής του με την σύμμικτη πλάκα. Στις περιοχές των στηρίξεων παρατηρείται θλίψη στο κάτω πέλμα της δοκού και προβλέπονται κατάλληλες κατασκευαστικές διατάξεις για την αύξηση της αντοχής της δοκού έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Για να μπορέσει να αναπτυχθεί η πλαστική αντοχή, λαμβάνεται η πρώτη πλευρική εξασφάλιση σε απόσταση 0.60m από τον κόμβο.

Η δοκός στο ακραίο τμήμα έχει τραπεζοειδές διάγραμμα ροπών με λόγω ακραίων ροπών $\psi = 0.75$, και συντελεστές $C_1 = 1.141$, $C_2 = 0$, $C_3 = 0.998$.

Θεωρώντας απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα, λήφθηκε συντελεστής $k = k_w = 1.00$.

Κρίσιμη ελαστική ροπή:

$$M_{cr} = C_1 * \frac{\pi^2 * E * I_z}{(k * L)^2} * \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 * \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k * L)^2 * G * I_t}{\pi^2 * E * I_z} \right]^{0.5} = 41505.86 \text{ kNm}$$

Ανηγμένη λυγηρότητα:

$\lambda_{L1} = \sqrt[2]{\frac{W_{pl,y} * f_y}{M_{cr}}} = 0.166 < 0.2$, επομένως δεν απαιτείται έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού στο δεύτερο τμήμα της δοκού

Η δεύτερη πλευρική εξασφάλιση λαμβάνεται σε απόσταση 2.00m από τον κόμβο, στη θέση της σύνδεσης με την διαδοκίδα.

Το διάγραμμα ροπών λήφθηκε συντηρητικά με λόγο ακραίων ροπών $\psi = 0.50$, και συντελεστές $C_1 = 1.323$, $C_2 = 0$, $C_3 = 0.992$.

Θεωρώντας απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα, λήφθηκε συντελεστής $k = k_w = 1.00$.

Κρίσιμη ελαστική ροπή:

$$M_{cr} = C_1 * \frac{\pi^2 * E * I_z}{(k * L)^2} * \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 * \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k * L)^2 * G * I_t}{\pi^2 * E * I_z} \right]^{0.5} = 151659.37 \text{ kNm}$$

Ανηγμένη λυγηρότητα:

$\lambda_{L1} = \sqrt[2]{\frac{W_{pl,y} * f_y}{M_{cr}}} = 0.09 < 0.2$, επομένως δεν απαιτείται έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Έλεγχος έναντι τέμνουσας

Για τον υπολογισμό της ικανοτικής τέμνουσας στη δοκό έγινε η παραδοχή ότι έχουν σχηματιστεί πλαστικές αρθρώσεις και στα δύο άκρα της δοκού. Εξετάζεται πάλι η ίδια δοκός, καθώς είναι η δυσμενέστερη των εσωτερικών πλαισίων.

$$V_{Ed,M} = \frac{M_{pl,r,d,A} + M_{pl,r,d,B}}{L} = \frac{2 * 1141.8}{12} = 190.3 \text{ kN}$$

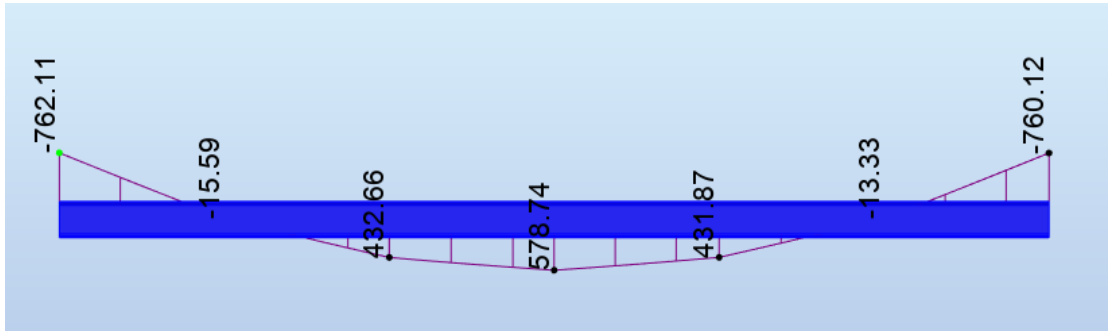
Τέμνουσα σχεδιασμού λόγω μη σεισμικών δράσεων: $V_{Ed,G} = 381.86 \text{ kN}$

Εμβαδόν διάτμησης: $A_v = A - 2 * b * t_f + (t_w + 2r) * t_f = 39.49 \text{ cm}^2$

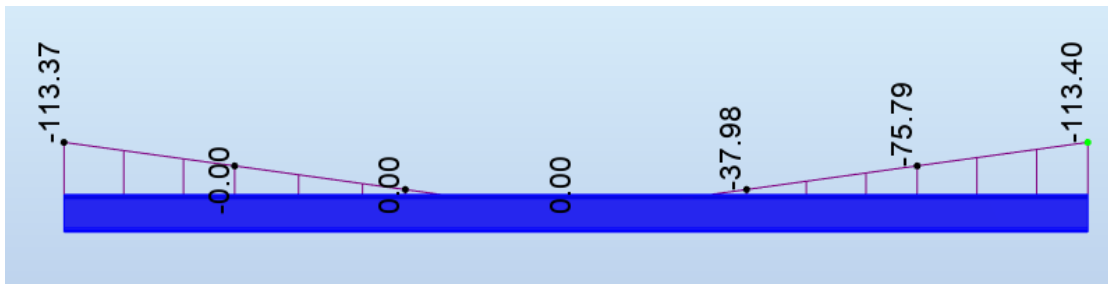
Πλαστική διατμητική αντοχή:

$$V_{pl,rd} = \frac{A_w * f_y}{\gamma_{M0} * \sqrt{3}} = 1345.09 \text{ kN} \gg V_{Ed} = V_{Ed,M} + V_{Ed,G} = 190.3 + 381.86 = 572.16 \text{ kN}$$

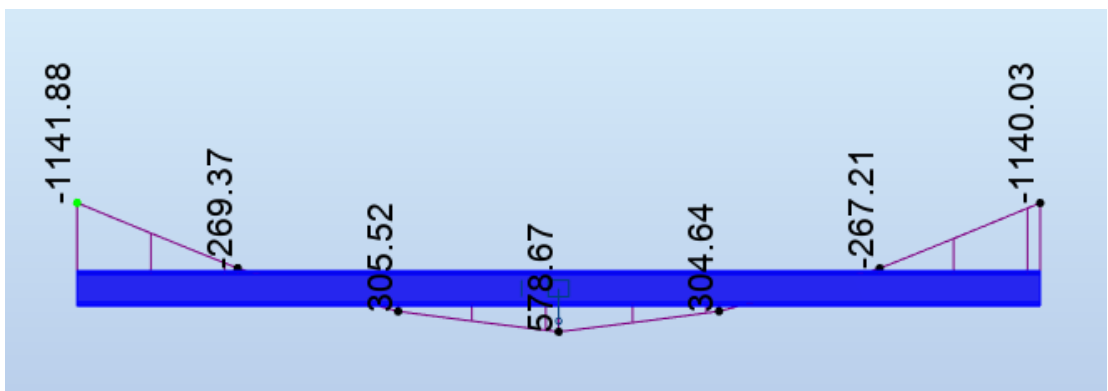
Ο έλεγχος λοιπόν ικανοποιείται και επειδή η τέμνουσα είναι μικρότερη από το 50% της $V_{pl,rd}$ δε χρειάζεται να ληφθεί υπόψη η αλληλεπίδραση κάμψης και διάτμησης.



Σχήμα 5.20: Διάγραμμα ροπών κάμψης για την υπό μελέτη δοκό για $1.00G+0.6Q$ [kNm]



Σχήμα 5.21: Διάγραμμα ροπών κάμψης για την υπό μελέτη δοκό για το σεισμικό φορτίο E_y [kNm]



Σχήμα 5.22: Διάγραμμα ροπών κάμψης για πλαστική άρθρωση στον κόμβο A [kNm]

Αντίστοιχοι έλεγχοι πραγματοποιούνται για όλες τις υπόλοιπες δοκούς των πλαισίων ροπής. Μέσω του ικανοτικού σχεδιασμού των δοκών, υπολογίζεται η διαθέσιμη υπεραντοχή κάθε δοκού, από τις μέγιστες ροπές σχεδιασμού για τους σεισμικούς συνδυασμούς.

Η ελάχιστη υπεραντοχή χρησιμοποιείται για τον ικανοτικό σχεδιασμό των υποστυλωμάτων και υπολογίστηκε για δοκό HEA 450, $\Omega = 1.30$.

5.3.2.5 Έλεγχος κόμβων

Για να εξασφαλιστεί ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών και όχι στα υποστυλώματα, προς αποφυγή σχηματισμού «μαλακού ορόφου», οι κόμβοι σχεδιάζονται ικανοτικά ώστε η πλαστική ροπή αντοχής των υποστυλωμάτων που συντρέχουν στον κόμβο να είναι μεγαλύτερη από την πλαστική αντοχή των δοκών του κόμβου, λαμβάνοντας υπόψη την διαθέσιμη υπεραντοχή. Εξαιρέση αποτελούν η κορυφή και η βάση των υποστυλωμάτων, στις οποίες επιτρέπεται ο σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης. Εξετάστηκαν οι κόμβοι του 1^{ου} ορόφου του εσωτερικού πλαισίου με τα δυσμενέστερα υποστυλώματα.

Έλεγχος κόμβου 1^{ου} ορόφου

Πλαστικές ροπές μελών που συντρέχουν στον κόμβο:

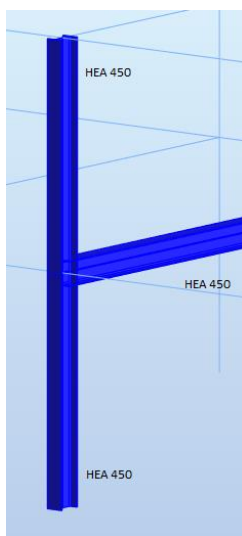
- Υποστυλώματα HEA 450 : $M_{pl,Rd} = 1141.8 \text{ kNm}$
Στα υποστυλώματα, λόγω των αξονικών δυνάμεων, υπάρχει η πιθανότητα απομείωσης της πλαστικής ροπής αντοχής τους, και οι ροπές αντοχής που προκύπτουν από το πρόγραμμα είναι:
 $M_{N,Rd} = 1100.62 \text{ kNm}$ (για το υποστυλώμα του ισογείου)
- Δοκός HEA 450: $M_{pl,Rd} = 1141.8 \text{ kNm}$

$$\Sigma M_{Rc} = 1100.62 + 1141.8 = 2242.42 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{Rb} = 1141.80 \text{ kNm}$$

$$1.3 * \Sigma M_{Rb} = 1484.34 \text{ kNm}$$

Από την σχέση (3.18): $\Sigma M_{Rc} > 1.3 * \Sigma M_{Rb}$, οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται.



Σχήμα 5.23: Κόμβος ικανοτικού ελέγχου

5.3.2.6 Έλεγχος υποστυλωμάτων

Τα υποστυλώματα ελέγχθηκαν προσαξάνοντας τα σεισμικά μεγέθη κατά:

$$1.1 * \gamma_{ov} * \Omega = 1.1 * 1.25 * 1.3 = 1.79$$

Όλα τα υποστυλώματα του κτιρίου επαρκούν σε αυτή την προσαύξηση των σεισμικών μεγεθών, δηλαδή για τον συνδυασμό των δράσεων:

$$1.00G + 0.60Q + 1.79E_y + 0.30E_x$$

Τα υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου ελέγχθηκαν με ακόμα μεγαλύτερη προσαύξηση ώστε να δημιουργηθεί πλαστική άρθρωση στη βάση τους. Πραγματοποιήθηκε έλεγχος των υποστυλωμάτων υπό κάμψη και θλίψη, θεωρώντας πως ο έλεγχος αυτός είναι δυσμενέστερος από τους ελέγχους διατομής, οι οποίοι θα πραγματοποιούνται εφόσον ικανοποιούνται και οι έλεγχοι μέλους.

Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο έλεγχος του δυσμενέστερου υποστυλώματος του ισογείου, διατομής HEA 450 (υποστύλωμα #3), για το οποίο προκύπτει βαθμός εκμετάλλευσης 0.96. Για την δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στη βάση του συγκεκριμένου υποστυλώματος απαιτείται προσαύξηση των σεισμικών φορτίων κατά 253%, οπότε εξετάζεται ο συνδυασμός:

$$1.00G+0.60Q+1.79*2.53*E_y+0.30E_x$$

Παρακάτω φαίνονται τα αποτελέσματα που πάρθηκαν από το πρόγραμμα.

ΜΕΛΟΣ: 3 Column_3 **ΣΗΜΕΙΟ:** 1 **ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:** x = 0.00 L = 0.00 m

ΦΟΡΤΙΑ:

Governing Load Case: 203 COMB203 142*1.00+200*2.53

ΥΛΙΚΟ:

S355 (S355) fy = 355.00 MPa



ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEA 450

h=44.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=138.47 cm ²	Az=65.78 cm ²	Ax=178.03 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=63721.60 cm ⁴	Iz=9465.33 cm ⁴	Ix=257.00 cm ⁴
tf=2.1 cm	Wply=3216.07 cm ³	Wplz=965.55 cm ³	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

N _{Ed} = 1179.94 kN	My _{Ed} = -1087.35 kN*m	Vy _{Ed} = 0.56 kN	
N _{c,Rd} = 6319.99 kN	My _{Ed,max} = -1083.35 kN*m	Mz _{Ed,max} = 1.59 kN*m	Vy _{c,Rd} = 2838.03 kN
Nb _{Rd} = 4888.38 kN	My _{c,Rd} = 1141.70 kN*m	Mz _{c,Rd} = 342.77 kN*m	Vz _{Ed} = 400.51 kN
	MN _{y,Rd} = 1087.45 kN*m		Vz _{c,Rd} = 1348.28 kN
	Mb _{Rd} = 1141.70 kN*m		
		Class of section = 2	



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

z = 0.00	Mcr = 5168.90 kN*m	Curve_LT - b	XLT = 0.97
Lcr_low = 4.00 m	Lam_LT = 0.47	fi_LT = 0.59	XLT_mod = 1.00

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΑΞΟΝΑΣ Y:

Ly = 2.00 m	Lam_y = 0.22
Lcr_y = 3.25 m	Xy = 0.99
Lamy = 17.16	kyy = 0.81



ΑΞΟΝΑΣ Z:

Lz = 4.00 m	Lam_z = 0.72
Lcr_z = 4.00 m	Xz = 0.77
Lamz = 54.86	kzy = 0.42

Στρεπτικός λυγισμός:

Curve_T=b	alfa_T=0.34
Lt=4.00 m	fi_T=0.74
Ncr_T=18139.87 kN	X_T=0.84
Lam_T=0.59	Nb_T,Rd=5320.92 kN

Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός:

Curve_TF=b	alfa_TF=0.34
Ncr_y=125239.24 kN	fi_TF=0.53
Ncr_TF=125239.24 kN	X_TF=0.99
Lam_TF=0.22	Nb_TF,Rd=6264.75 kN

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

Έλεγχοι αντμών διατομής

N _{Ed} /N _{c,Rd} = 0.19 < 1.00 (6.2.4.(1))
My _{Ed} /My _{c,Rd} = 0.95 < 1.00 (6.2.5.(1))
My _{Ed} /MN _{y,Rd} = 1.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Vy _{Ed} /Vy _{c,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz _{Ed} /Vz _{c,Rd} = 0.30 < 1.00 (6.2.6.(1))

Ολικοί έλεγχοι ευστάθειας μέλους:

Lambda_y = 17.16 < Lambda_max = 210.00	Lambda_z = 54.86 < Lambda_max = 210.00	STABLE
N _{Ed} /Min(Nb _{Rd} ,Nb _{T,Rd} ,Nb _{TF,Rd}) = 0.24 < 1.00 (6.3.1)		
My _{Ed,max} /Mb _{Rd} = 0.95 < 1.00 (6.3.2.1.(1))		
N _{Ed} /(Xy*N _{Rk} /gM1) + kyy*My _{Ed,max} /(XLT*My _{Rk} /gM1) + kyz*Mz _{Ed,max} /(Mz _{Rk} /gM1) = 0.96 < 1.00 (6.3.3.(4))		
N _{Ed} /(Xz*N _{Rk} /gM1) + kzy*My _{Ed,max} /(XLT*My _{Rk} /gM1) + kzz*Mz _{Ed,max} /(Mz _{Rk} /gM1) = 0.65 < 1.00 (6.3.3.(4))		

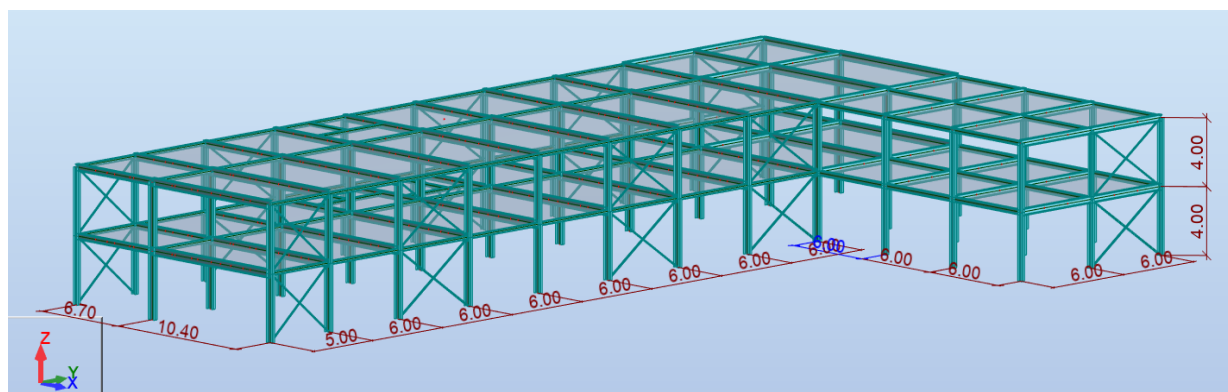
Διατομή OK!!!

6 Ανάλυση και διαστασιολόγηση κτιρίου Β

6.1 Γενική περιγραφή κτιρίου

Το κτίριο Β έχει κάτοψη σχήματος Γ, μέγιστες διαστάσεις 59.30m x 35.40m και αποτελείται από πλαίσια ροπής ανοίγματος 6.70, 10.40m και 6.00m στη διεύθυνση X και από πλαίσια με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας ανοίγματος 5.00m και 6.00m στην διεύθυνση Y. Κύριοι φορείς είναι τα πλαίσια ροπής που τρέχουν σε όλο το μήκος του κτιρίου και χαρακτηρίζονται έτσι λόγω των συνδέσεων ροπής μεταξύ των υποστυλωμάτων και των δοκών. Οι κόμβοι ροπής δοκών-υποστυλωμάτων εξασφαλίζουν την πλευρική ευστάθεια των πλαισίων. Η μορφή αυτή των πλαισίων παρουσιάζει καλύτερη κατανομή των καμπτικών ροπών και μικρότερες παραμορφώσεις, λόγω οριζόντιων δυνάμεων στην αντίστοιχη διεύθυνση, σε σχέση με τα πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας. Αξίζει να σημειωθεί επίσης, πως οι σύμμικτες πλάκες λειτουργούν ως διαφράγματα και συνεισφέρουν έτσι στην πλευρική ευστάθεια του κτιρίου. Τα πλαίσια με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας (χιαστί) είναι αμφιαρθρωτά καθώς οι συνδέσεις μεταξύ δοκών και υποστυλωμάτων είναι συνδέσεις τέμνουσας (αρθρώσεις), με τους συνδέσμους δυσκαμψίας να προσφέρουν την δυνατότητα παραλαβής των οριζοντίων δυνάμεων. Τα πλαίσια ροπής θεωρούνται πακτωμένα στο έδαφος θεμελίωσης, ενώ τα αμφιαρθρωτά πλαίσια θεμελιώνονται μέσω αρθρώσεων.

Τα πλαίσια ροπής έχουν διατομές διπλού ταν HEA 320, HEA 340, HEA 400, HEA 450 και HEA 500 για υποστυλώματα, προσανατολισμένες κατάλληλα ώστε να ενεργοποιείται ο ισχυρός άξονας για τα φορτία εντός επιπέδου του πλαισίου, και διατομές HEA 260, HEA 360, HEA 400 και HEA 500 για τις δοκούς. Στην άλλη διεύθυνση τα πλαίσια αποτελούνται από διατομές HEA 220, HEA 240 και HEA 400, και κοίλες τετραγωνικές διατομές 70x70x4, 70x70x5, και 80x80x6.3 για τους συνδέσμους δυσκαμψίας. Οι διαδοκίδες είναι διατομής HEA 200 και HEA 300.



Σχήμα 6.1: Τρισδιάστατη άποψη των πλαισίων του κτιρίου Β

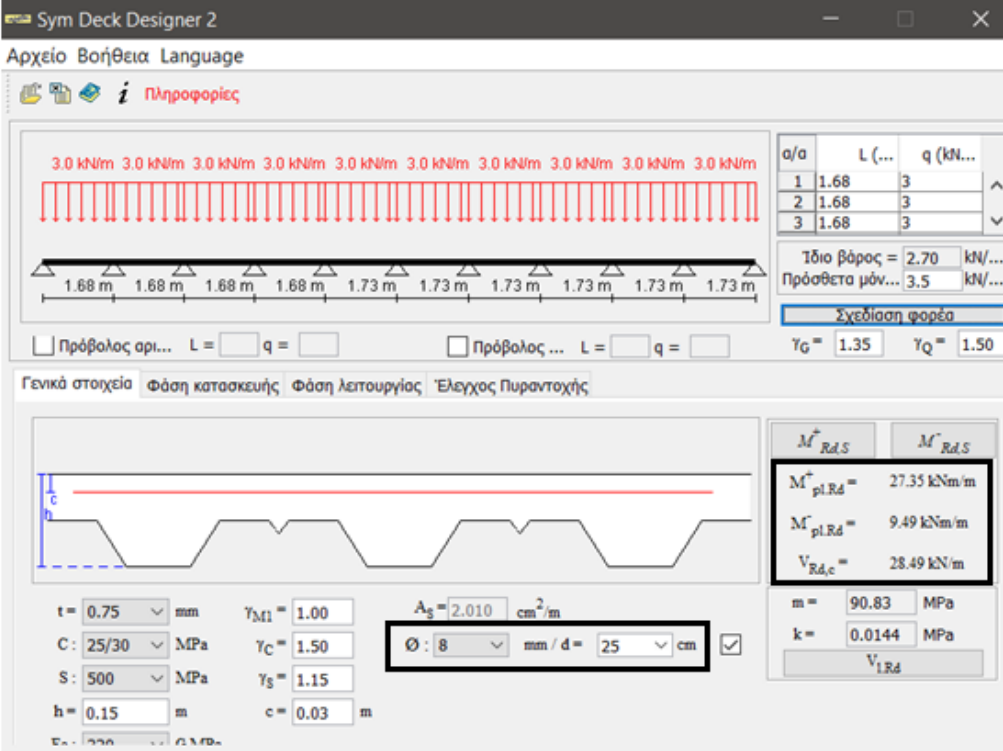
6.2 Στατική ανάλυση

Η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος των επιμέρους στοιχείων του φέροντα οργανισμού έγινε σύμφωνα με τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από τον δυσμενέστερο συνδυασμό. Αρχικά, για την προσομοίωση στο πρόγραμμα τοποθετήθηκαν εύλογες διατομές και ανάλογα με τα αποτελέσματα της ανάλυσης, μέσω επαναληπτικής διαδικασίας επιλέχθηκαν οι βέλτιστες διατομές, ώστε η κατασκευή να είναι επαρκής για τα φορτία αλλά και οικονομική. Οι χιαστί σύνδεσμοι διαστασιολογήθηκαν από τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό.

6.2.1 Σύμμικτη πλάκα

Οι φέρουσες πλάκες των ορόφων είναι σύμμικτες, αποτελούμενες από χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Στην φάση κατασκευής, τα χαλυβδόφυλλα λειτουργούν ως μεταλλότυπος για το σκυρόδεμα, παραλαμβάνοντας και μεταφέροντας τα φορτία σκυροδέτησης. Μετά την πήξη του σκυροδέματος, στη φάση λειτουργίας της κατασκευής, τα χαλυβδόφυλλα χρησιμεύουν ως οπλισμός της πλάκας. Στην πλάκα σκυροδέματος τοποθετείται ένας ελαφρύς οπλισμός $\Phi 8/25\text{cm}$.

Οι σύμμικτες πλάκες σχεδιάστηκαν και ελέγχθηκαν με τη βοήθεια του προγράμματος SYMDECK Designer της εταιρίας Έλαστρον [16]. Οι πλάκες σχεδιάστηκαν με συνολικό ύψος $h_{ολ} = 0.15\text{m}$ και χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 πάχους $t = 7.3\text{mm}$ και ύψους $h_p = 73\text{mm}$.



The screenshot displays the Sym Deck Designer 2 software interface. The main window shows a load diagram with a uniform load of 3.0 kN/m and a span of 1.68 m. The middle panel shows a cross-section of the slab with a total height of 0.15 m and a steel deck thickness of 0.75 mm. The bottom panel shows the design parameters and results.

α/α	L (...)	q (kN/...)
1	1.68	3
2	1.68	3
3	1.68	3

Τίδιο βάρους = 2.70 kN/...
Πρόσθετα μόν... 3.5 kN/...

Σχεδίαση φορέα

$\gamma_G = 1.35$ $\gamma_Q = 1.50$

$M_{Rd,S}^+$	$M_{Rd,S}^-$
$M_{pl,Rd}^+ = 27.35 \text{ kNm/m}$	
$M_{pl,Rd}^- = 9.49 \text{ kNm/m}$	
$V_{Rd,c} = 28.49 \text{ kN/m}$	

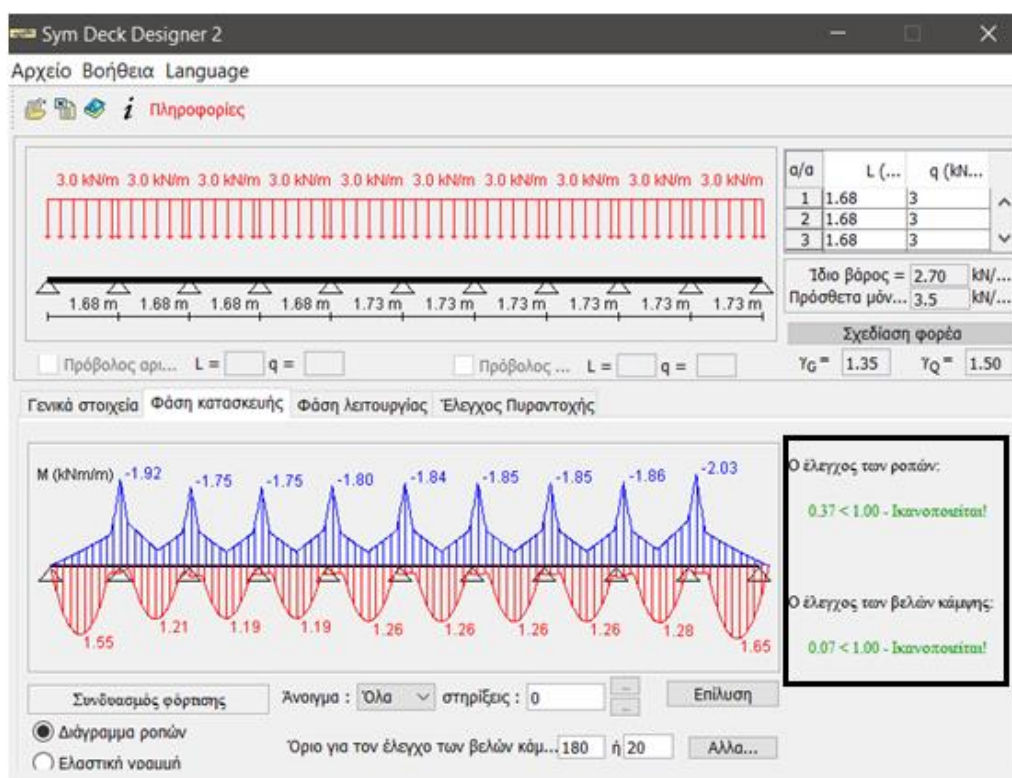
$m = 90.83 \text{ MPa}$
 $k = 0.0144 \text{ MPa}$
 $V_{1,Rd}$

$t = 0.75 \text{ mm}$ $\gamma_{M1} = 1.00$ $A_s = 2.010 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $C: 25/30 \text{ MPa}$ $\gamma_C = 1.50$ $\Phi: 8 \text{ mm} / d = 25 \text{ cm}$
 $S: 500 \text{ MPa}$ $\gamma_S = 1.15$
 $h = 0.15 \text{ m}$ $c = 0.03 \text{ m}$

Σχήμα 6.2: Γενικά στοιχεία σύμμικτης πλάκας

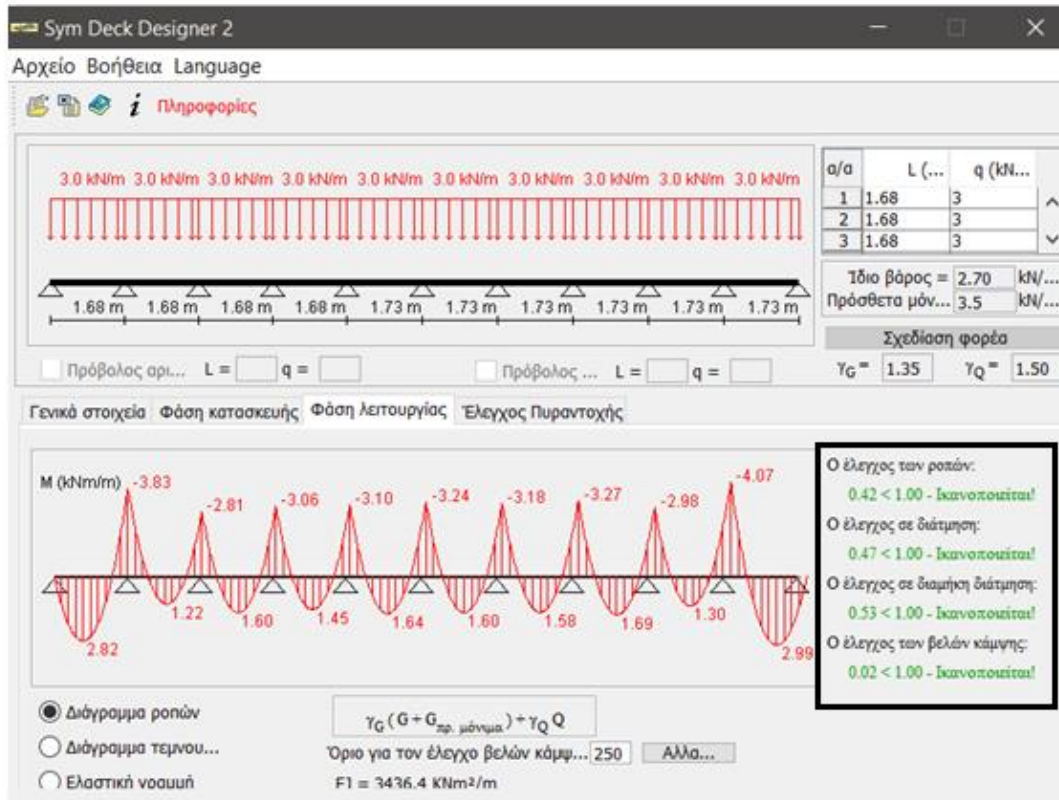
Η διαστασιολόγησή των σύμμικτων πλακών έγινε σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4 [10] και περιλαμβάνει δύο στάδια, τη φάση κατασκευής και τη φάση λειτουργικότητας, με ελαστική μέθοδο ανάλυσης. Στο Σχήμα 6.2 φαίνονται τα δεδομένα που εισήχθησαν στο πρόγραμμα.

Στην φάση κατασκευής, ο έλεγχος της πλάκας γίνεται με βάση τις Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας και Λειτουργικότητας. Τα φορτία που δέχεται η πλάκα στη φάση κατασκευής είναι το ίδιο βάρος του χαλυβδόφυλλου, το ίδιο βάρος του σκυροδέματος και το φορτίο διάστρωσης (κινητό) και γίνεται έλεγχος για δυνατότητα παραλαβής ροπών κάμψεως λόγω αυτών των φορτίων. Η οριακή κατάσταση αντοχής εξετάζεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3, μέρος 1.3, περί λεπτότοιχων διατομών ψυχρής διαμόρφωσης. Για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, τα βέλη που προκύπτουν πρέπει να βρίσκονται εντός των ορίων που καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 4. Οι έλεγχοι φαίνονται στο Σχήμα 6.3.

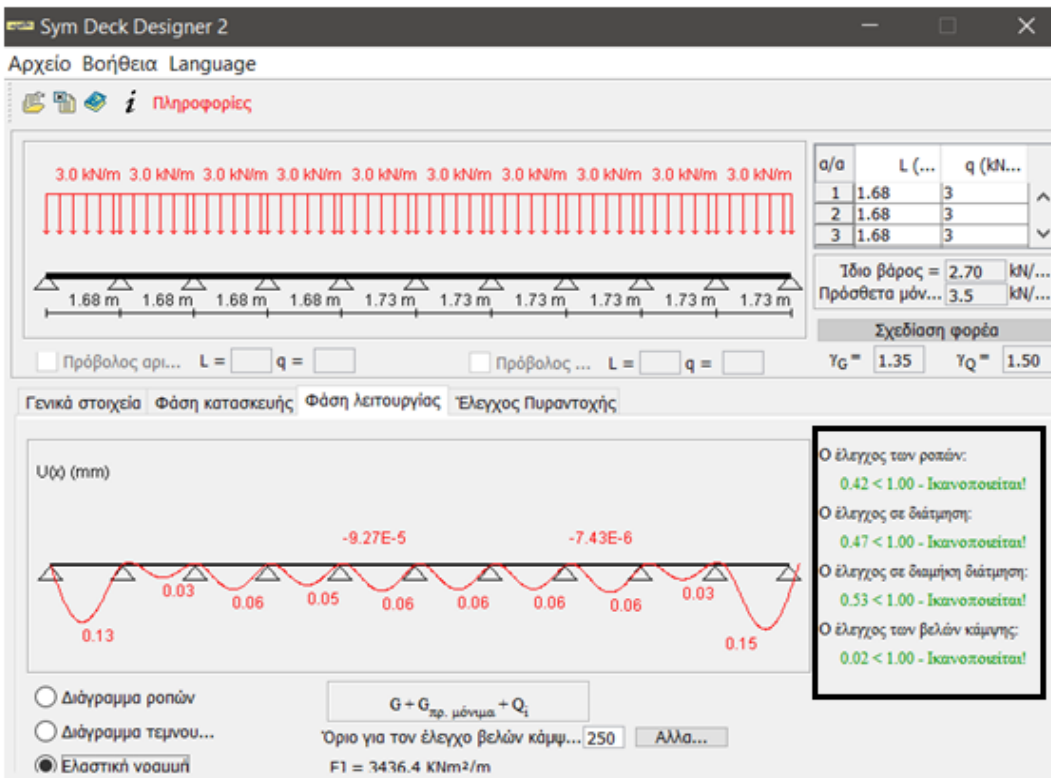


Σχήμα 6.3: Έλεγχος στη φάση κατασκευής

Στη φάση λειτουργίας γίνονται έλεγχοι που αφορούν την αντοχή έναντι θετικών και αρνητικών ροπών κάμψεως καθώς και έναντι διαμήκους διάτμησης και τέμνουσας, αλλά και έλεγχοι παραμορφώσεων. Πραγματοποιήθηκαν έλεγχοι για τους βασικούς συνδυασμούς 1.35 G + 1.50 Q (Σχήμα 6.4) και 1.00 G + 1.00 Q (Σχήμα 6.5).



Σχήμα 6.4: Έλεγχος στη φάση λειτουργίας για ΟΚΑ



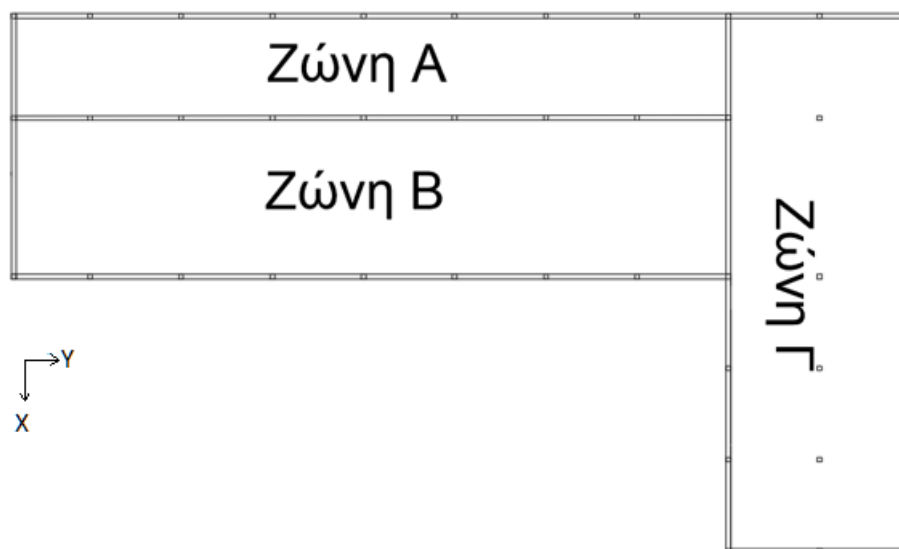
Σχήμα 6.5: Έλεγχος στη φάση λειτουργίας για ΟΚΑ

6.2.2 Σύμμικτες διαδοκίδες

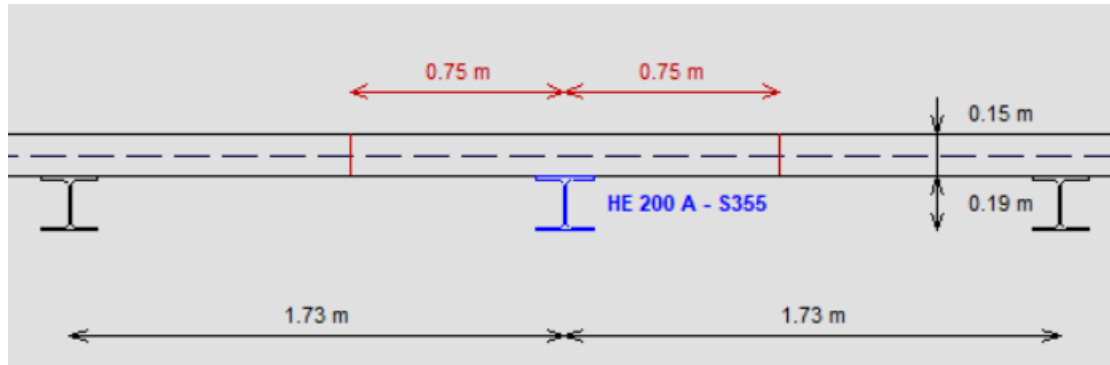
Οι διαδοκίδες σχεδιάστηκαν ως σύμμικτες δοκοί και συμβάλλουν στατικά στην μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων από τις πλάκες στις κύριες δοκούς. Το χαλυβδόφυλλο είναι τοποθετημένο κάθετα στον άξονα των δοκών. Το άνω πέλμα τους τοποθετήθηκε στο ίδιο επίπεδο με αυτό των κύριων δοκών ώστε να δημιουργηθεί ένα ενιαίο επίπεδο στήριξης της σύμμικτης πλάκας. Οι διαδοκίδες είναι τοποθετημένες κάθετα στις κύριες δοκούς και εδράζονται μέσω απλών στηρίξεων τέμνουσας. Ως αμφιέριστες δοκοί έχουν το πλεονέκτημα να καταπονούνται μόνο από θετικές ροπές εξασφαλίζοντας έτσι την πλήρη συμμετοχή του σκυροδέματος, το οποίο λειτουργεί μόνο υπό θλίψη. Τα χαλυβδόφυλλα θεωρήθηκαν κατάλληλα συνδεδεμένα με το άνω πέλμα των διαδοκίδων, προσφέροντάς τους έτσι πλευρική εξασφάλιση.

Οι διαδοκίδες εξετάστηκαν στη φάση κατασκευής με ελαστική ανάλυση, όπου πριν την πήξη του σκυροδέματος το φέρον στοιχείο είναι μόνο η σιδηροδοκός, ενώ στη φάση λειτουργίας, που λειτουργούν ως σύμμικτες δοκοί, η ανάλυση έγινε με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4 [10]. Η διαστασιολόγησή τους έγινε με το πρόγραμμα ArcelorMittal Beams Calculator [17].

Στο κτίριο B οι διαδοκίδες χωρίστηκαν σε τρεις ζώνες A, B και Γ, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.6, στις οποίες τα χαρακτηριστικά τους είναι όμοια. Στην ζώνη A οι διαδοκίδες τοποθετήθηκαν κατά την διεύθυνση y ανά 1.68m, στην ζώνη B κατά την διεύθυνση y ανά 1.73m και στην ζώνη Γ κατά την διεύθυνση x σε αποστάσεις των 2.00m. Χρησιμοποιήθηκαν διατομές HEA 200 σε όλες τις ζώνες, εκτός από το άνοιγμα των 10.40m της ζώνης Γ όπου τοποθετήθηκαν διατομές HEA 300 (η διαστασιολόγησή τους φαίνεται στο παράρτημα Α). Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο έλεγχος μιας διαδοκίδας της ζώνης B, μήκους 6.00m.



Σχήμα 6.6: Κάτοψη κτιρίου B με τις ζώνες τοποθέτησης των διαδοκίδων



Σχήμα 6.7: Σχηματική αναπαράσταση μεσαίας διαδοκίδας με το πλάτος επιρροής

Connection

Connectors Diameter 19-125

φ	=	19.0 mm
h	=	125.0 mm
f _y	=	350.0 N/mm ²
f _v	=	450.0 N/mm ²

Main span	L = 6.000 m	e = 0.188 m	n = 1 row(s)
Total number of connectors : 32			

Lateral restraint of the beam - The beam is laterally restrained at supports

Propping in the construction stage

No propping

Loads

Loads at construction stage

Permanent loads (g)	Dead weight of the profile	0.42 kN/m	
	Dead weight of the slab (2.91 kN/m ²)		5.03 kN/m
Construction load (Q_c)	Q _c = 0.75 kN/m ²	1.30 kN/m	

Loads at final stage

Permanent loads	Dead weight of the profile	0.42 kN/m
	Dead weight of the slab (2.91 kN/m ²)	5.03 kN/m
Span	Surface load = 3.58 kN/m ²	

CONSTRUCTION stage

Moment resistance

Section Class 2	M _{Rd} = 152.47 kN.m
-----------------	-------------------------------

Plastic shear force resistance

V _{pl,Rd} = 370.59 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} =	27.90 kN
R _{V2} =	27.90 kN

Critical amplification factor / Lateral Torsional Buckling

μ _{cr} = 2.86 (LTBeam calc. module)
--

M _{Ed,max(+)} =	41.86 kN.m
V _{Ed,max} =	-27.90 kN

M _{Ed,max(-)} =	0.00 kN.m	Γ _M =	0.275	(x = 3.000 m)
		Γ _V =	0.075	(x = 0.000 m)
		Γ _{MV} =	0.275	(x = 3.000 m)
		Γ _{LT} =	0.442	

Maximum criterion for bending resistance	$\Gamma_{M,max} =$	0.275
Maximum criterion for shear force resistance	$\Gamma_{V,max} =$	0.075
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction	$\Gamma_{MV,max} =$	0.275
Maximum criterion for lateral torsional buckling	$\Gamma_{LT,max} =$	0.442

Serviceability Limit States
(CONSTRUCTION stage)

Deflections per load case

Case 'Dead weight'	Span	$v_{max} =$	11.9 mm (L / 506)	
Case 'Construction load' (Q_k)	Span	$v_{max} =$	2.8 mm (L / 2124)	Βέλη κάμψης δοκού: <L/250=600/250= 24mm <L/300=20mm
		Total deflection	$v_{max} =$	

FINAL stage

<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

Moments of inertia

	...at mid-span
Long-term	15915 cm ⁴
Short-term	22057 cm ⁴

Resistance of the connectors	$P_{Rd} =$	47.28 kN
------------------------------	------------	----------

Verification of the degree of connection

Minimum degree of connection = 0.430

$F_{Steel} =$ 1911.01 kN

$F_{Concrete} =$ 1636.25 kN

Degree of connection = 0.462 > 0.430

The degree of connection is calculated for the section with maximum bending moment

Plastic resistance with partial connection

Plastic shear force resistance	$V_{pl,Rd} =$	370.59 kN	($\eta = 1.20$)
--------------------------------	---------------	-----------	-------------------

No risk of shear buckling ($h_w / t_w < 72 \epsilon / \eta$)

ULS combination : 1.35 G + 1.50 Q_1

Support reactions	$R_{V1} =$	61.10 kN
	$R_{V2} =$	61.11 kN

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab :

$A_s / s_f > 0.62 \text{ cm}^2 / \text{m}$

$M_{Ed,max(+)} =$	91.66 kN.m	$M_{Ed,max(-)} =$	0.00 kN.m	$\Gamma_M =$	0.344	(x = 2.500 m)
$V_{Ed,max} =$	61.11 kN			$\Gamma_V =$	0.165	(x = 6.000 m)
				$\Gamma_{MV} =$	0.344	(x = 2.500 m)

Longitudinal shear resistance of the slab - Transverse reinforcing bars

Minimum transverse reinforcement ratio :
(EN 1994-1-1 §6.6.6.3 & EN 1992-1-1 §9.2.2(5))

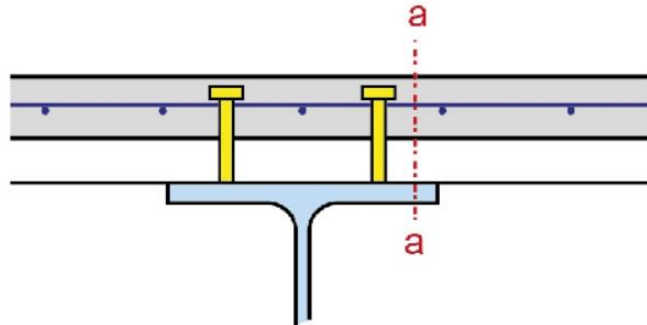
$$\rho_{w, \min} = 0.08 \%$$

$$A_s/s_f > 0.62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Reinforcement ratio (EN 1992-1-1 §6.2.4) :

$$A_s/s_f > 0.62 \text{ cm}^2/\text{m} (\rho_w > 0.08 \%)$$

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.

Plastic moment in span	$M_{pl,Rd} =$	276.85 kN.m
Maximum criterion for bending resistance	$\Gamma_{M,max} =$	0.344
Maximum criterion for shear force resistance	$\Gamma_{V,max} =$	0.165
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction	$\Gamma_{MV,max} =$	0.344
Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab	$\Gamma_{Vh,max} =$	0.390

Serviceability Limit States

Deflections per load case

Case 'Dead weight'	$v_{max} =$	11.9 mm (L / 506)
Case 'Other permanent loads'	$v_{max} =$	3.1 mm (L / 1908)
Case 'Q ₁ '	$v_{max} =$	1.1 mm (L / 5304)
Case 'Shrinkage (R) - Long term'	$v_{max} =$	5.1 mm (L / 1186)

Deflections per combination

Combination SLS * G + R + Q ₁ '	$v_{max} =$	21.2 mm (L / 283)
--	-------------	-------------------

Case 'Shrinkage (R) - Long term'	$v_{max} =$	5.4 mm (L / 1105)
----------------------------------	-------------	-------------------

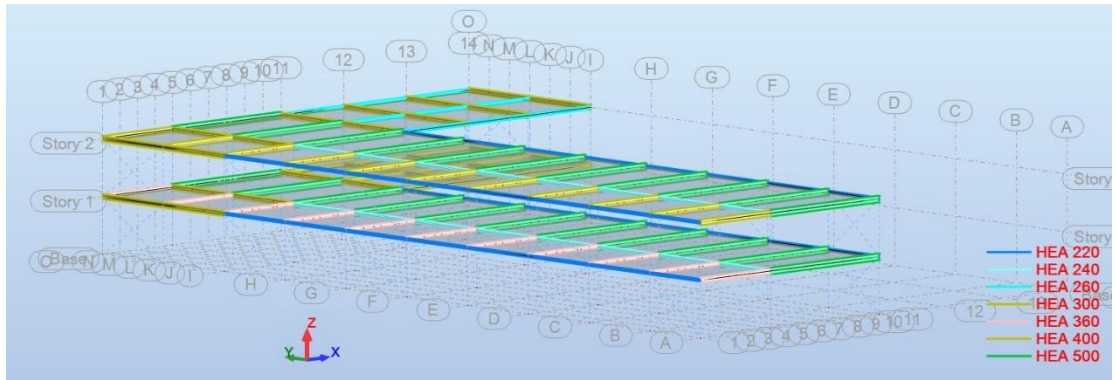
Deflections per combination

Combination SLS * G + R + Q ₁ '	$v_{max} =$	12.9 mm (L / 465)
--	-------------	-------------------

Συνολικό βέλος δοκού >L/300=20mm οπότε απαιτείται τοποθέτηση προσωρινών στηρίξεων στη φάση κατασκευής.

Συνολικό βέλος κάμψης δοκού μετά την τοποθέτηση προσωρινών στηρίξεων <L/300=20mm.

Οπότε η διατομή επαρκεί στη φάση σκυροδέτησης με τη βοήθεια των προσωρινών στηρίξεων, και στη φάση λειτουργίας.



Σχήμα 6.8: Απεικόνιση κατηγοριών κύριων δοκών στις δύο διευθύνσεις

6.2.3 Αμφιέρειστες κύριες δοκοί

Στο κτίριο Β, οι αμφιέρειστες κύριες δοκοί τοποθετήθηκαν κατά τον άξονα y , και αποτελούν διατομές HEA 220, HEA 240 και HEA 400. Οι δοκοί μελετήθηκαν κατά τη φάση κατασκευής και δεν απαιτείται τοποθέτηση προσωρινών στηρίξεων για τις περιμετρικές δοκούς, ενώ χρειάζεται για τις μεσαίες. Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο έλεγχος της δυσμενέστερης διατομής HEA 400 του 2^{ου} ορόφου (δοκός #587), η οποία έχει βαθμό εκμετάλλευσης 0.88.

ΜΕΛΟΣ: 587 Beam_587

ΣΗΜΕΙΟ: 2

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: $x = 0.50 L = 3.00 \text{ m}$

ΥΛΙΚΟ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 82 COMB72 74*1.00+4*0.90

ΥΛΙΚΟ:

S355 (S355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$



ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEA 400

$h=39.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0 \text{ cm}$	$A_y=126.20 \text{ cm}^2$	$A_z=57.33 \text{ cm}^2$	$A_x=158.98 \text{ cm}^2$
$tw=1.1 \text{ cm}$	$I_y=45069.40 \text{ cm}^4$	$I_z=8563.83 \text{ cm}^4$	$I_x=191.00 \text{ cm}^4$
$tf=1.9 \text{ cm}$	$W_{ply}=2561.97 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=872.88 \text{ cm}^3$	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{,Ed} = 270.42 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 697.93 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = -12.95 \text{ kN*m}$	
$N_{c,Rd} = 5643.72 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 697.93 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed,max} = -19.42 \text{ kN*m}$	
$N_{b,Rd} = 5643.72 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 909.50 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 309.87 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = -0.07 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 909.50 \text{ kN*m}$	$M_{N,z,Rd} = 309.87 \text{ kN*m}$	$V_{z,c,Rd} = 1174.99 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 909.50 \text{ kN*m}$		

Class of section = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 6265.49 \text{ kN*m}$	Curve,LT - b	$XLT = 1.00$
$L_{cr,upp}=2.00 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 0.38$	$f_{i,LT} = 0.55$	$XLT_{,mod} = 1.00$

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



About y axis:

$$k_{yy} = 1.00$$



About z axis:

$$k_{zz} = 1.00$$

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

Έλεγχοι αντοχών μέλους:

$$N_{y,Ed}/N_{c,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.77 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.63 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Ολικοί έλεγχοι ευστάθειας μέλους:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.77 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{y,Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.88 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{z,Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.88 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

ΟΡΙΑ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ



Κατακόρυφες μετακινήσεις (τοπικό σύστημα):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$$

Ικανοποιείται

Κυρίαρχη φόρτιση: 10 temp2

$$u_z = 2.3 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$$

Ικανοποιείται

Κυρίαρχη φόρτιση: 145 COMB135 137*1.00+4*0.60



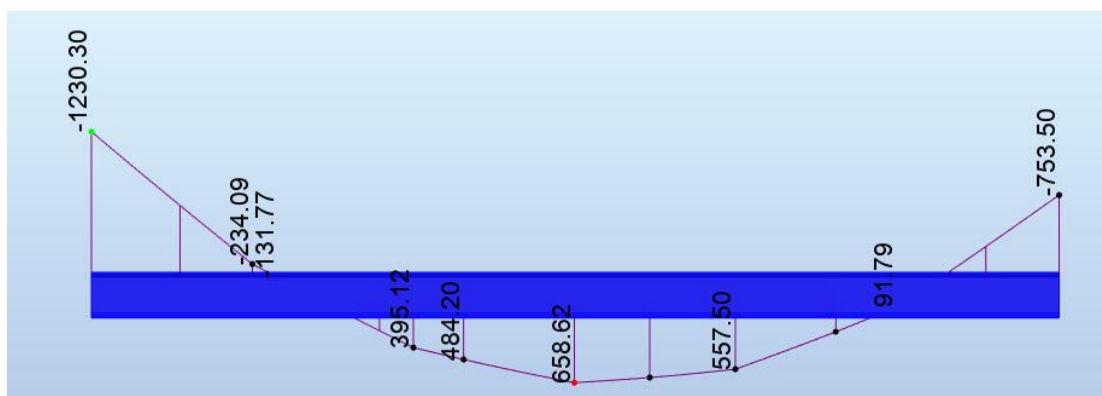
Μετακινήσεις (γενικό σύστημα): Δεν αναλύθηκε

Διατομή OK !!!

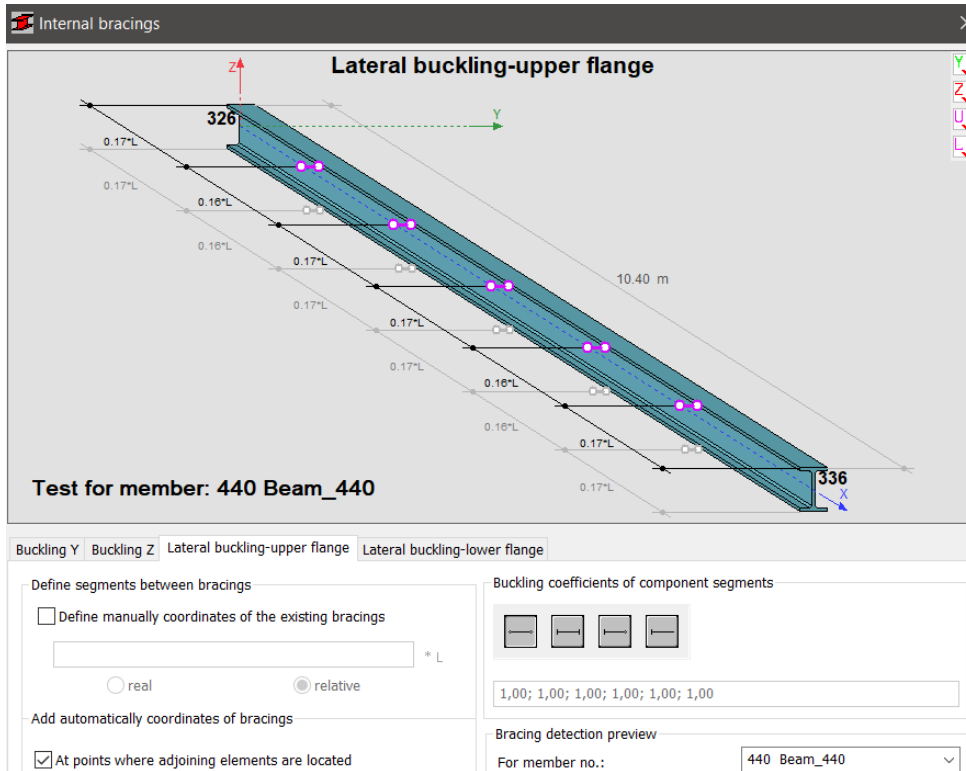
6.2.4 Κύριες δοκοί πλαισιακού φορέα

Στους φορείς πλαισιακή λειτουργίας οι κύριες δοκοί συμμετέχουν στο σύστημα εξασφάλισης της πλευρικής ευστάθειας του κτιρίου και παραλαμβάνουν ένταση λόγω των κατακόρυφων αλλά και των οριζόντιων δράσεων. Οι συνδέσεις τους με τα υποστυλώματα είναι συνδέσεις ροπής και παραλαμβάνουν τόσο θετικές όσο και αρνητικές ροπές.

Στο κτίριο Β τοποθετήθηκαν ως κύριες δοκοί των πλαισίων ροπής διατομές HEA 260, HEA 360, HEA 400 και HEA 500. Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο έλεγχος της δυσμενέστερης διατομής HEA 500 του 2^{ου} ορόφου (δοκός #440), η οποία έχει βαθμό εκμετάλλευσης 0.97.



Σχήμα 6.9: Διάγραμμα ροπών κάμψης M_y για την δοκό #440 [kNm]



Σχήμα 6.10: Πλευρικές εξασφαλίσεις δοκού #440

ΜΕΛΟΣ: 440 Beam_440 ΣΗΜΕΙΟ: 1 ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: x = 0.00 L = 0.00 m

ΥΛΙΚΟ:
Κυρίαρχη φόρτιση: 84 COMB74 76*1.00+4*0.90

ΥΛΙΚΟ:
S355 (S355) $f_y = 355.00$ MPa



ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEA 500

h=49.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=150.74 cm ²	Az=74.72 cm ²	Ax=197.54 cm ²
tw=1.2 cm	Iy=86974.80 cm ⁴	Iz=10367.10 cm ⁴	Ix=336.00 cm ⁴
tf=2.3 cm	Wply=3949.08 cm ³	Wplz=1058.53 cm ³	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

N _{Ed} = 336.02 kN	M _{y,Ed} = -1230.30 kN*m	M _{z,Ed} = 15.67 kN*m	V _{y,Ed} = -0.00 kN
N _{c,Rd} = 7012.60 kN	M _{y,Ed,max} = -1230.30 kN*m		M _{z,Ed,max} = 15.68 kN*m
N _{b,Rd} = 7012.60 kN	M _{y,c,Rd} = 1401.92 kN*m	M _{z,c,Rd} = 375.78 kN*m	V _{y,T,Rd} = 3088.75 kN
	M _{N,y,Rd} = 1401.92 kN*m	M _{N,z,Rd} = 375.78 kN*m	V _{z,Ed} = 591.86 kN
	M _{b,Rd} = 1401.92 kN*m		V _{z,T,Rd} = 1531.22 kN
			T _{t,Ed} = 0.02 kN*m
			Class of section = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

z = 1.00	M _{cr} = 6440.05 kN*m	Curve _{LT} - b	X _{LT} = 0.97
L _{cr,low} = 1.73 m	Lam _{LT} = 0.47	f _{t,LT} = 0.59	X _{LT,mod} = 1.00

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



About y axis:

k_{yy} = 1.00



About z axis:

k_{zz} = 1.00

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

Έλεγχοι αντοχής μέλους:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.88 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.81 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.39 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Ολικοί έλεγχοι ευστάθειας μέλους:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.88 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.97 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.97 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

ΟΡΙΑ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ



Κατακόρυφες μετακινήσεις (τοπικό σύστημα):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 5.2 \text{ cm}$$

Ικανοποιείται

Κυρίαρχη φόρτιση: 144 COMB134 136*1.00+4*0.60

$$u_z = 2.5 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 5.2 \text{ cm}$$

Ικανοποιείται

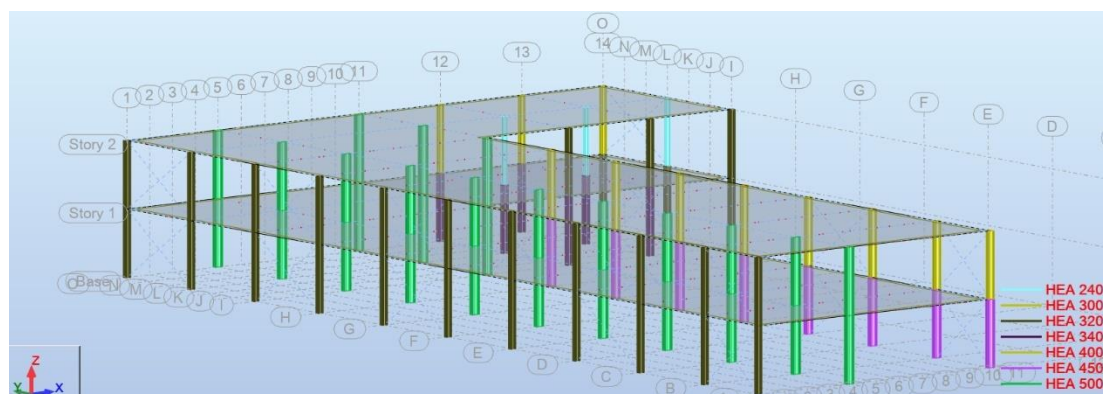
Κυρίαρχη φόρτιση: 144 COMB134 136*1.00+4*0.60



Μετακινήσεις (γενικό σύστημα): Δεν αναλύθηκαν

ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!

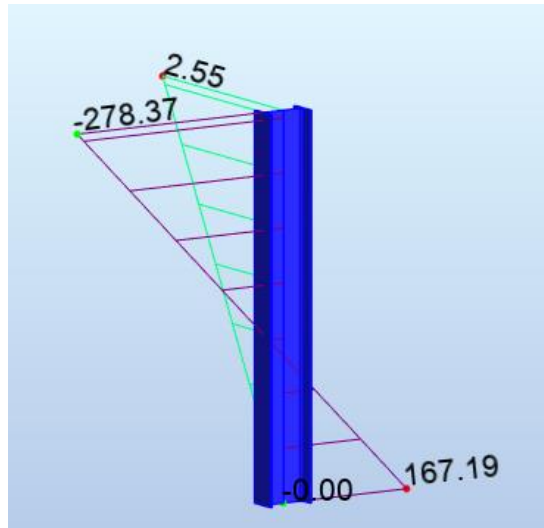
6.2.5 Υποστυλώματα



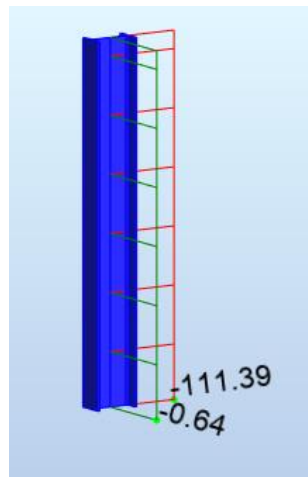
Σχήμα 6.11: Απεικόνιση διατομών υποστυλωμάτων

Τα υποστυλώματα παραλαμβάνουν τα εντατικά μεγέθη από τις δοκούς και τα μεταφέρουν στο έδαφος θεμελίωσης. Στο επίπεδο εντός πλαισίου ροπής, τα υποστυλώματα θεωρήθηκαν πακτωμένα στο έδαφος, ενώ εκτός επιπέδου πλαισίου η θεμελίωση θεωρήθηκε ως απλή αρθρωτή.

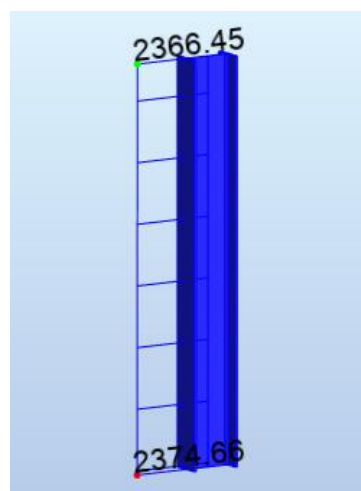
Στο κτίριο Β τοποθετήθηκαν ως κύριες δοκοί των πλαισίων ροπής διατομές HEA 320, HEA 340, HEA 400, HEA 450, HEA 500. Παρουσιάζεται ο έλεγχος μεσαίου υποστυλώματος διατομής HEA 500 του ισογείου (υποστυλώμα #16), το οποίο έχει βαθμό εκμετάλλευσης 0.59.



Σχήμα 6.12: Διάγραμμα ροπών κάμψης $M_y = -278.37\text{kNm}$, $M_z = 2.55\text{kNm}$ υποστυλώματος #16



Σχήμα 6.13: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων $V_y = -0,64\text{kN}$, $V_z = -111.39\text{kN}$ υποστυλώματος #16



Σχήμα 6.14: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων $N = 2370,56\text{kN}$ υποστυλώματος #16

ΜΕΛΟΣ: 16 Column_16

ΣΗΜΕΙΟ: 2

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: $x = 0.50 L = 2.00 \text{ m}$

ΦΟΡΤΙΟ:

Governing Load Case: 81 COMB71 73*1.00+4*0.90

ΥΛΙΚΟ:

S355 (S355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$



ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEA 500

h=49.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=150.74 cm ²	Az=74.72 cm ²	Ax=197.54 cm ²
tw=1.2 cm	Iy=86974.80 cm ⁴	Iz=10367.10 cm ⁴	Ix=336.00 cm ⁴
tf=2.3 cm	Wely=3549.99 cm ³	Welz=691.14 cm ³	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

N _{Ed} = 2370.56 kN	My _{Ed} = -55.59 kN*m	Mz _{Ed} = 1.27 kN*m	Vy _{Ed} = -0.64 kN	
N _{c,Rd} = 7012.60 kN	My _{Ed,max} = -278.37 kN*m		Mz _{Ed,max} = 2.55 kN*m	Vy _{c,Rd} = 3089.52 kN
N _{b,Rd} = 5405.18 kN	My _{c,Rd} = 1260.25 kN*m	Mz _{c,Rd} = 245.35 kN*m	Vz _{Ed} = -111.39 kN	
			Vz _{c,Rd} = 1531.42 kN	
	Mb _{Rd} = 1260.25 kN*m			

Class of section = 3



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

z = 0.00	Mcr = 9912.18 kN*m	Curve,LT - b	XLT = 1.00
Lcr,low=4.00 m	Lam_LT = 0.36	fi,LT = 0.54	XLT,mod = 1.00

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



Αξονας Y:

L _y = 2.00 m	Lam_y = 0.18
L _{cr,y} = 2.96 m	X _y = 1.00
Lam _y = 14.09	k _{zy} = 0.64



Αξονας z:

L _z = 4.00 m	Lam_z = 0.72
L _{cr,z} = 4.00 m	X _z = 0.77
Lam _z = 55.21	k _{zz} = 0.89

Στρεπτικός λυγισμός:

Curve,T=b	alfa,T=0.34
L _t =4.00 m	fi,T=0.74
N _{cr,T} =20365.97 kN	X _T =0.84
Lam_T=0.59	Nb,T,Rd=5916.04 kN

Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός:

Curve,TF=b	alfa,TF=0.34
N _{cr,y} =206153.15 kN	fi,TF=0.51
N _{cr,TF} =206153.15 kN	X _{TF} =1.00
Lam_TF=0.18	Nb,TF,Rd=7012.60 kN

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

Έλεγχος αντοχής μέλους:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.39 < 1.00$ (6.2.1(7))
 $\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed}^2 + 3 \cdot \text{Tau}_{z,Ed}^2)} / (f_y/gM0) = 0.38 < 1.00$ (6.2.1.(5))
 $V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))
 $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.07 < 1.00$ (6.2.6.(1))
Ολικοί έλεγχοι ευστάθειας μέλους:
 $\text{Lambda}_y = 14.09 < \text{Lambda}_{max} = 210.00$ $\text{Lambda}_z = 55.21 < \text{Lambda}_{max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/\text{Min}(N_{b,Rd}, N_{b,T,Rd}, N_{b,TF,Rd}) = 0.44 < 1.00$ (6.3.1)
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.22 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.50 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.59 < 1.00$ (6.3.3.(4))

ΟΡΙΑ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ



Κατακόρυφες μετακινήσεις (τοπικό σύστημα): Δεν αναλόθηκε



Μετακινήσεις (γενικό σύστημα):

$v_x = 0.1 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$ Ικανοποιείται
Κοιρανική φόρτιση: 117 COMB107 105*1.00+10*0.60
 $v_y = 0.2 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$ Ικανοποιείται
Κοιρανική φόρτιση: 141 COMB131 134*1.00+4*0.60

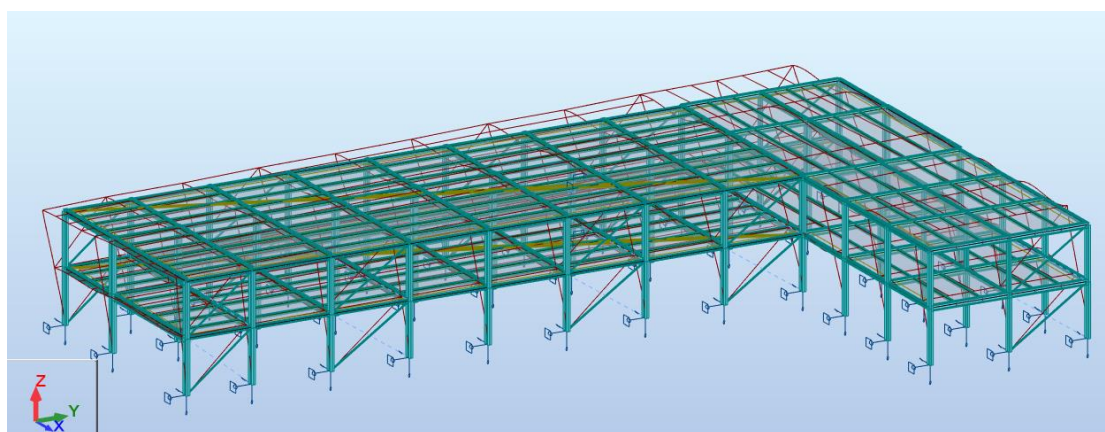
ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!

6.3 Ανάλυση υπό σεισμικά φορτία

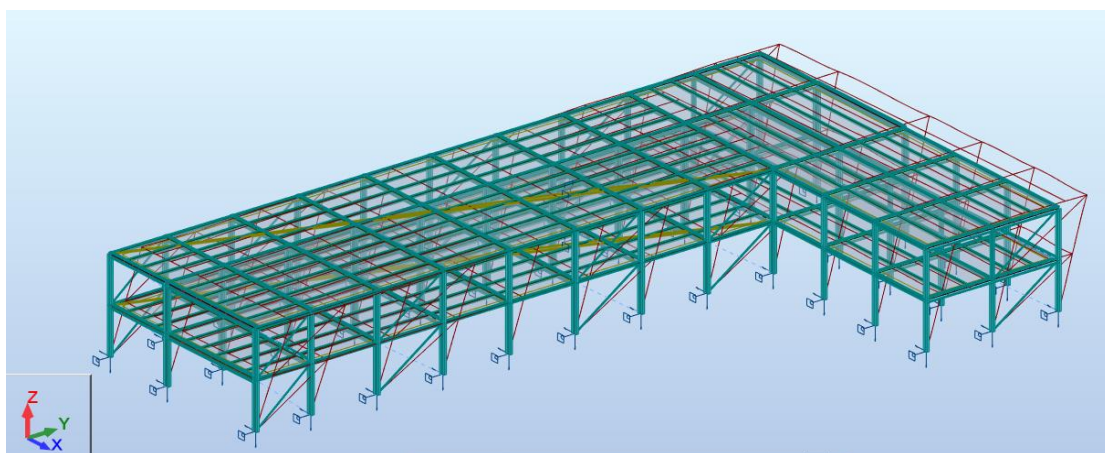
Το κτίριο Β είναι μη κανονικό σε κάτοψη, οπότε ενώ αρχικά είχε επιλεγθεί συντελεστής συμπεριφοράς $q = 4.00$, απαιτείται μείωση του συντελεστή κατά 10%, οπότε $q = 3.60$. Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης για το κτίριο Α φαίνονται στον Πίνακα 6.1.

Πίνακας 6.1: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Total mass UX (kg)	Total mass UY (kg)
147/ 1	1,22	0,82	0,17	87,64	0,17	87,64	3797370,42	3797370,42
147/ 2	1,36	0,74	81,38	88,14	81,21	0,50	3797370,42	3797370,42
147/ 3	1,53	0,65	87,20	89,16	5,82	1,02	3797370,42	3797370,42
147/ 4	3,10	0,32	87,20	99,97	0,00	10,81	3797370,42	3797370,42
147/ 5	4,39	0,23	97,29	99,98	10,08	0,01	3797370,42	3797370,42



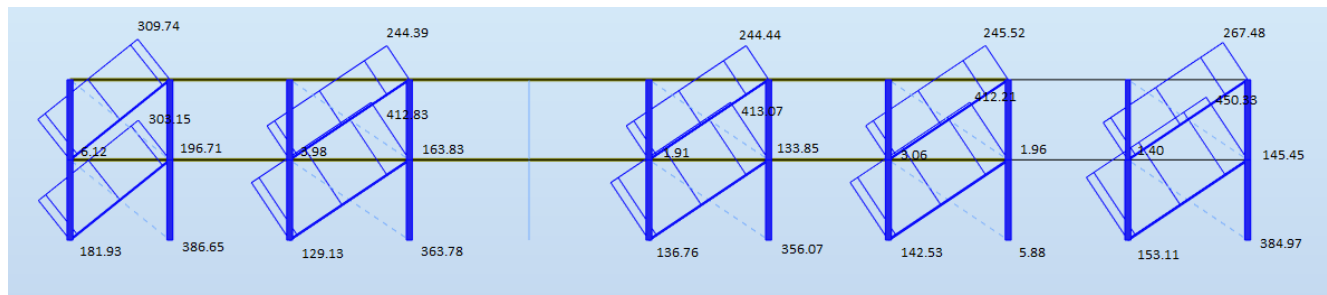
Σχήμα 6.15: Παραμόρφωση φορέα για την κύρια ιδιομορφή κατά X, τρισδιάστατη άποψη



Σχήμα 6.16: Παραμόρφωση φορέα για την κύρια ιδιομορφή κατά Y, τρισδιάστατη άποψη

6.3.1 Εντατικά μεγέθη και φαινόμενα δεύτερης τάξης για σεισμό κατά Y

Στο σεισμό κατά Y ενεργοποιούνται τα πλαίσια με τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας. Στο Σχήμα 6.17 δίνονται τα διαγράμματα αξονικών δυνάμεων των συνδέσμων δυσκαμψίας και των αντίστοιχων υποστλωμάτων.



Σχήμα 6.17: Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων για σεισμό κατά Y [kN]

Για κάθε όροφο υπολογίστηκε ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου θ , μέσω του οποίου καθορίζεται η επιρροή των φαινομένων δευτέρας τάξης. Ο υπολογισμός φαίνεται στον Πίνακα 6.2.

Πίνακας 6.2: Υπολογισμός συντελεστή θ κατά τη διεύθυνση Y

		1 ^{ος} όροφος	2 ^{ος} όροφος
Συνολικό φορτίο βαρύτητας ορόφου	$P_{tot}(kN)$	37330,15	17600,41
Συνολική τέμνουσα ορόφου	$V_{tot}(kN)$	3086,08	2008,58
Σχετική μετακίνηση ορόφου	$dr(cm)$	3,70	3,80
Ύψος ορόφου	$h(cm)$	400	400
Συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου	$\theta = \frac{P_{tot} \cdot dr}{V_{tot} \cdot h}$	0,11	0,08
Μετακίνηση ορόφου	$\delta(cm)$	4,20	8,60
Προσαύξηση σεισμικών μεγεθών	$1/(1-\theta)$	1,13	-

Επειδή ο συντελεστής θ είναι μεγαλύτερος από 0,1, τα φαινόμενα δευτέρας τάξης δεν μπορούν να αγνοηθούν. Για τον 1^ο όροφο, για τον οποίο ισχύει $\theta > 0,1$ τα σεισμικά μεγέθη λόγω του σεισμού πρέπει να προσαυξηθούν κατά $1/(1-\theta)$. Απλοποιητικά, έγινε η παραδοχή ότι τα σεισμικά μεγέθη της διεύθυνσης Y αυξάνονται κατά $1/(1-\theta) = 1,13$.

6.3.1.1 Ατέλειες

Οι ατέλειες πρέπει να ληφθούν υπόψη όταν η οριζόντια δύναμη λόγω σεισμού είναι μεγαλύτερη από $0.15 * V_{ed} = 5599.52$ kN. Στο συγκεκριμένο κτίριο, η οριζόντια δύναμη του σεισμού είναι $H_{ed} = 3086.08$ kN, οπότε οι ατέλειες αγνοούνται.

6.3.1.2 Έλεγχος για περιορισμό βλαβών

Σύμφωνα με την σχέση (3.17):

$$d_r * v = 3.8 * 0.4 = 1.52 \leq 0.0075 * h = 0.0075 * 400 = 3 \text{ οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται.}$$

6.3.1.3 Έλεγχος διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας

Οι διαγώνιοι που βρίσκονται σε θλίψη αγνοούνται κατά την ανάλυση, υπέρ της ασφαλείας. Επειδή το υπό μελέτη κτίριο είναι διώροφο, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 (§6.7.3) δεν απαιτείται όριο λυγηρότητας για τους διαγώνιους συνδέσμους.

Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι συνδέονται στο μέσο τους με συνδέσεις που επιτρέπουν την στροφή στα άκρα τους και συνεπώς το μήκος λυγισμού τους είναι ίσο με το μισό του πραγματικού μήκους τους, εντός και εκτός επιπέδου.

Στο συγκεκριμένο κτίριο έχουμε διαγώνιους, μήκους $L_1 = 6.40$ m και $L_2 = 7.21$ m.

Οι διαγώνιοι ελέγχονται σε εφελκυσμό, ο οποίος προκύπτει μόνο από τα (προσαυξημένα πλέον) σεισμικά φορτία, αφού τα κατακόρυφα δεν δημιουργούν αξονικές δυνάμεις στις διαγώνιους. Πρέπει να ικανοποιείται ο έλεγχος

$$N_{pl,rd} \geq N_{ed}$$

- Διαγώνιος πρώτου ορόφου (CHS 70x70x5) μήκους L_1 :

$$N_{pl,rd} = A * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 12.7 * \frac{35.5}{1.0} = 450.85 \text{ kN} \geq N_{ed} = 341.22 \text{ kN}$$

$$\Omega_1 = \frac{N_{pl,Rd}}{N_{ed}} = 1.32$$

- Διαγώνιος πρώτου ορόφου (CHS 80x80x6.3) μήκους L_2 :

$$N_{pl,rd} = A * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 18.1 * \frac{35.5}{1.0} = 642.55 \text{ kN} \geq N_{ed} = 502.20 \text{ kN}$$

$$\Omega_2 = \frac{N_{pl,Rd}}{N_{ed}} = 1.28$$

- Διαγώνιος δεύτερου ορόφου (CHS 70x70x5) μήκους L_1 :

$$N_{pl,rd} = A * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 12.7 * \frac{35.5}{1.0} = 450.85 \text{ kN} \geq N_{ed} = 347.66 \text{ kN}$$

$$\Omega_3 = \frac{N_{pl,Rd}}{N_{ed}} = 1.30$$

- Διαγώνιος δεύτερου ορόφου (CHS 70x70x4) μήκους L_2 :

$$N_{pl,rd} = A * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 7.94 * \frac{35.5}{1.0} = 372.75 \text{ kN} \geq N_{ed} = 274.36 \text{ kN}$$

$$\Omega_4 = \frac{N_{pl,Rd}}{N'_{ed}} = 1.36$$

Για να υπάρχει ομοιόμορφη κατανομή πλαστιμότητας καθ' ύψος του κτιρίου, πρέπει η μέγιστη τιμή της υπεραντοχής Ω_{max} να μην ξεπερνάει την ελάχιστη τιμή της Ω_{min} κατά 25%:

$$\frac{\Omega_{max} - \Omega_{min}}{\Omega_{min}} = \frac{1.36 - 1.28}{1.28} = 0.063 = 6.3\% < 25\% \text{ οπότε ικανοποιείται.}$$

6.3.1.4 Έλεγχος δοκών και υποστυλωμάτων

Οι δοκοί κατά την διεύθυνση Y, ανήκουν στα πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας οπότε δεν επιβαρύνονται από τους σεισμικούς συνδυασμούς λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας.

Ενδεικτικά, ελέγχεται το δυσμενέστερο υποστύλωμα (#29) HEA 500. Πραγματοποιήθηκε ο έλεγχος του υποστυλώματος σε κάμψη και θλίψη, και ο έλεγχος αυτός θεωρείται δυσμενέστερος από τους ελέγχους διατομής οι οποίοι θα ικανοποιούνται. Ο έλεγχος πραγματοποιήθηκε για τον συνδυασμό:

$$N_{ed} = 1.00 N_{ed,G} + 0.60 N_{ed,Q} + 1.1 \gamma_{ov} \Omega_{min} * 1.13 * N_{ed,Ey} + 0.30 N_{ed,Ex}$$

όπου

$$\Omega_{min} = \Omega_{min, \text{χαστί}} = 1.28,$$

$$\gamma_{ov} = 1.25.$$

ΜΕΛΟΣ: 29 Column_29

ΣΗΜΕΙΟ: 1

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: x = 0.00 L = 0.00 m

ΦΟΡΤΙΑ:

Governing Load Case: 178 COMB178 163*1.00+149*1.98+148*0.30

ΥΛΙΚΟ:

S355 (S355) $f_y = 355.00 \text{ MPa}$



ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEA 500

h=49.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=150.74 cm ²	Az=74.72 cm ²	Ax=197.54 cm ²
tw=1.2 cm	Iy=86974.80 cm ⁴	Iz=10367.10 cm ⁴	Ix=336.00 cm ⁴
tf=2.3 cm	Wely=3549.99 cm ³	Welz=691.14 cm ³	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{ed} = 1945.56 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -263.64 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = 3.09 \text{ kN}$	
$N_{c,Rd} = 7012.60 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -263.64 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed,max} = 13.04 \text{ kN*m}$	$V_{y,c,Rd} = 3089.52 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 5405.18 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 1260.25 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 245.35 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = 125.45 \text{ kN}$
			$V_{z,c,Rd} = 1531.42 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 1260.25 \text{ kN*m}$		

Class of section = 3



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

z = 0.00	$M_{cr} = 8074.62 \text{ kN*m}$	Curve,LT - b	XLT = 1.00
Lcr,low=4.00 m	Lam_LT = 0.40	fi,LT = 0.56	XLT,mod = 1.00

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

Αξονας Y:

Ly = 2.00 m Lam_y = 0.19
Lcr,y = 3.03 m Xy = 1.00
Lamy = 14.45 kyy = 0.75



Αξονας Z:

Lz = 4.00 m Lam_z = 0.72
Lcr,z = 4.00 m Xz = 0.77
Lamz = 55.21 kzy = 0.72

Στρεπτικός λυγισμός:

Curve,T=b alfa,T=0.34
Lt=4.00 m fi,T=0.74
Ncr,T=20365.97 kN X,T=0.84
Lam_T=0.59 Nb,T,Rd=5916.04 kN

Στεπποκαμπτικός λυγισμός:

Curve,TF=b alfa,TF=0.34
Ncr,y=196124.04 kN fi,TF=0.52
Ncr,TF=196124.04 kN X,TF=1.00
Lam_TF=0.19 Nb,TF,Rd=7012.60 kN

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:*Έλεγχοι αντοχής μέλους:*

My,Ed/My,c,Rd = 0.21 < 1.00 (6.2.5.(1))
N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd = 0.49 < 1.00 (6.2.1(7))
sqrt(Sig,x,Ed^2 + 3*Τau,y,Ed^2)/(fy/gM0) = 0.49 < 1.00 (6.2.1.(5))
Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.08 < 1.00 (6.2.6.(1))

Ολοκλήρωτοι έλεγχοι ευστάθειας μέλους:

Lambda,y = 14.45 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 55.21 < Lambda,max = 210.00 STABLE
N,Ed/Min(Nb,Rd,Nb,T,Rd,Nb,TF,Rd) = 0.36 < 1.00 (6.3.1)
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.21 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLТ*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.48 < 1.00 (6.3.3.(4))
N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLТ*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.56 < 1.00 (6.3.3.(4))

Διατομή OK !!!**6.3.2 Εντατικά μεγέθη και φαινόμενα δεύτερης τάξης για σεισμό κατά X**

Στο σεισμό κατά τη διεύθυνση X ενεργοποιούνται τα πλαίσια ροπής. Στα πλαίσια ροπής αναπτύσσονται αξονικές και τέμνουσες δυνάμεις και ροπές κάμψης, τόσο από τα κατακόρυφα όσο και από τα οριζόντια φορτία.

Για κάθε όροφο υπολογίστηκε ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου θ , μέσω του οποίου καθορίζεται η επιρροή των φαινομένων δευτέρας τάξης. Ο υπολογισμός φαίνεται στον Πίνακα 6.3.

Πίνακας 6.3: Υπολογισμός συντελεστή θ κατά τη διεύθυνση X

		1 ^{ος} όροφος	2 ^{ος} όροφος
Συνολικό φορτίο βαρύτητας ορόφου	$P_{tot}(kN)$	37330,15	17600,41
Συνολική τέμνουσα ορόφου	$V_{tot}(kN)$	2939,20	1948,35
Σχετική μετακίνηση ορόφου	$dr(cm)$	2,90	3,40
Ύψος ορόφου	$h(cm)$	400	400
Συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου	$\theta = \frac{P_{tot} * dr}{V_{tot} * h}$	0,09	0,08
Μετακίνηση ορόφου	$\delta(cm)$	3,80	8,30

Επειδή ο συντελεστής θ είναι μικρότερος από 0.1, τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης μπορούν να αγνοηθούν.

6.3.2.1 Ατέλειες

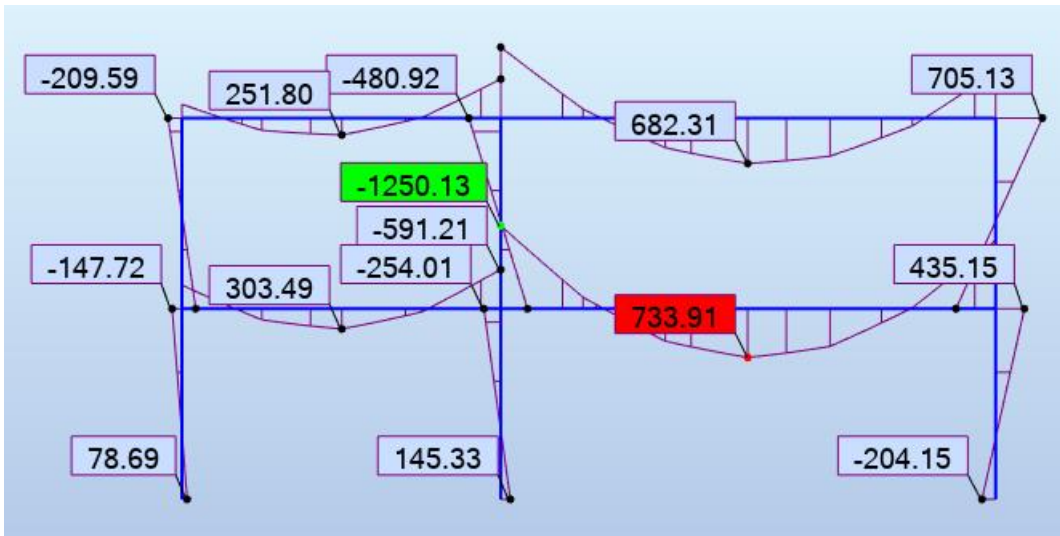
Οι ατέλειες πρέπει να ληφθούν υπόψη όταν η οριζόντια δύναμη λόγω σεισμού είναι μεγαλύτερη από $0.15 V_{ed} = 5599.52$ kN. Στο συγκεκριμένο κτίριο, η οριζόντια δύναμη του σεισμού είναι $H_{ed} = 2939.2$ kN, οπότε οι ατέλειες αγνοούνται.

6.3.2.2 Έλεγχος για περιορισμό βλαβών

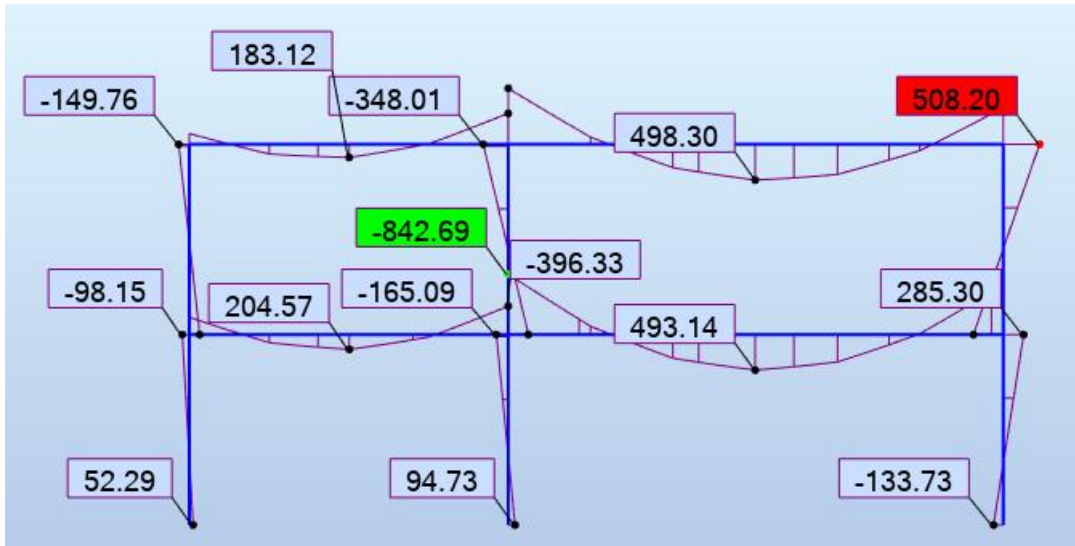
Σύμφωνα με την σχέση (3.17):

$$dr * \nu = 3.4 * 0.4 = 1.36 \leq 0.0075 * h = 0.0075 * 400 = 3 \text{ οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται.}$$

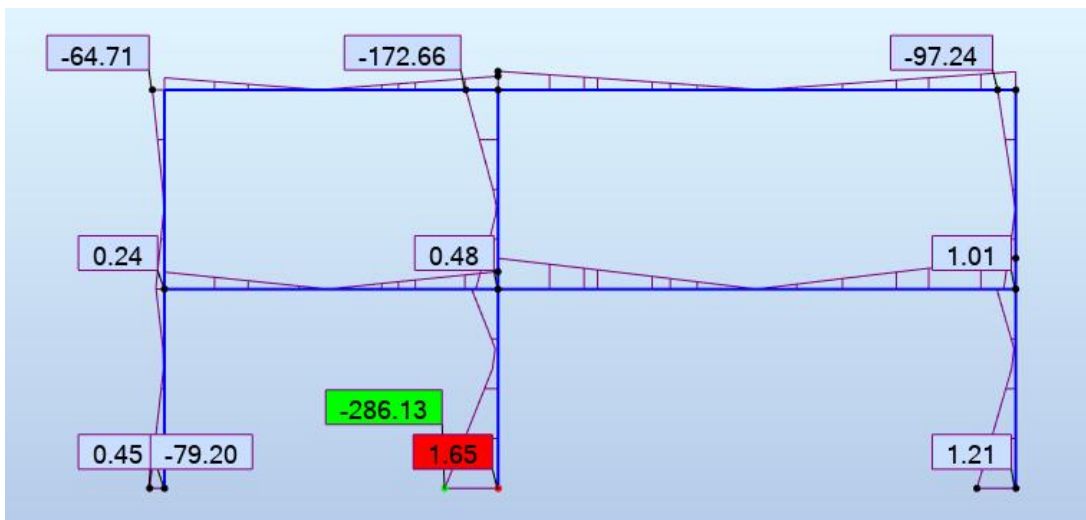
6.3.2.3 Εντατικά μεγέθη πλαισίων ροπής



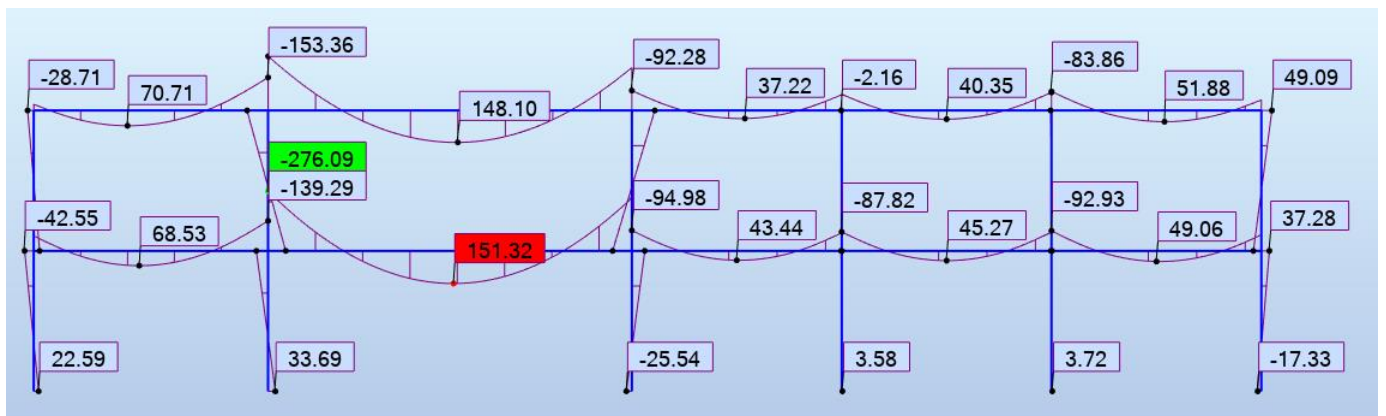
Σχήμα 6.18: Διαγράμματα ροπών κάμψης εσωτερικού πλαισίου για τα κατακόρυφα φορτία $1.35G+1.5Q$ [kNm]



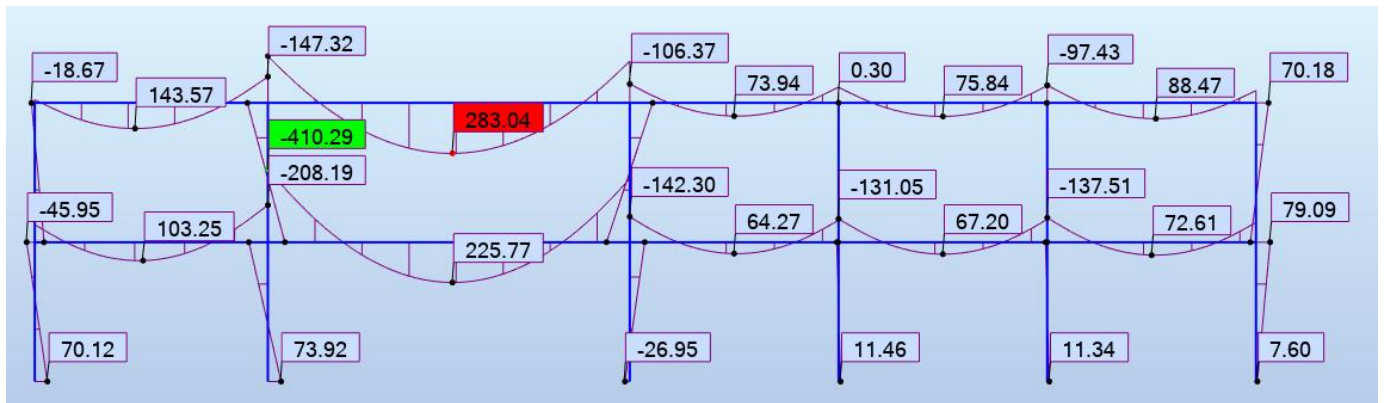
Σχήμα 6.19: Διαγράμματα ροπών κάμψης εσωτερικού πλαισίου για τα κατακόρυφα φορτία $G+0.6Q$ [kNm]



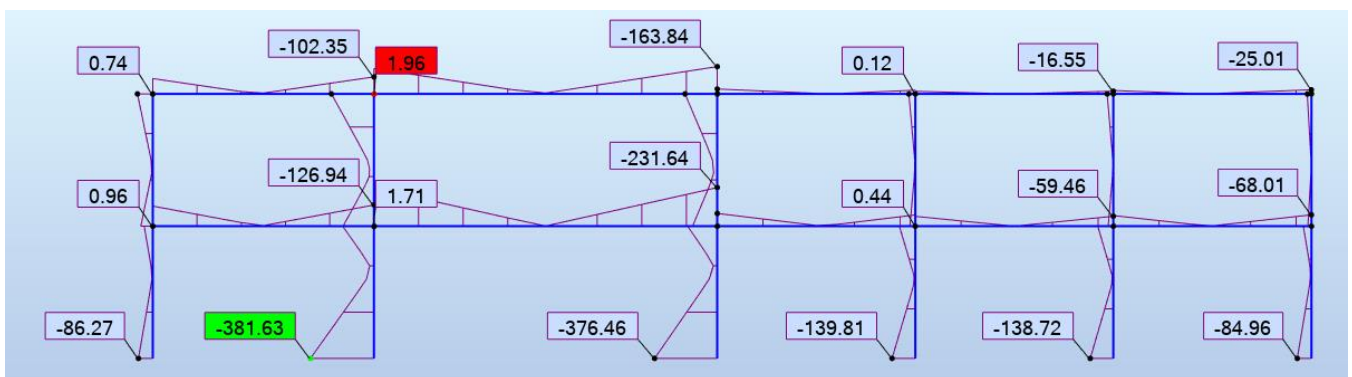
Σχήμα 6.20: Διαγράμματα ροπών κάμψης εσωτερικού πλαισίου για τα σεισμικά φορτία E_x [kNm]



Σχήμα 6.21: Διαγράμματα ροπών κάμψης εσωτερικού πλαισίου για φορτία $1.00G+0.60Q$ [kNm]



Σχήμα 6.22: Διαγράμματα ροπών κάμψης εσωτερικού πλαισίου για 1.35G+1.50Q [kNm]



Σχήμα 6.23: Διαγράμματα ροπών κάμψεως εσωτερικού πλαισίου για τα σεισμικά φορτία Ex [kNm]

6.3.2.4 Έλεγχος δοκών πλαισίου ροπής

Ο κανονικός έλεγχος των δοκών γίνεται μέσω της παραδοχής πως θα σχηματιστεί πλαστική άρθρωση σε ένα από τα δύο άκρα τους. Οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν είναι ο έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και ο έλεγχος τέμνουσας. Οι έλεγχοι γίνονται σε επίπεδο μέλους, οπότε οι έλεγχοι των διατομών ικανοποιούνται ως ευμενέστεροι. Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο έλεγχος τις δυσμενέστερης δοκού #72 του εσωτερικού πλαισίου του 1^{ου} ορόφου HEA 500 καθώς και ο έλεγχος της δοκού #77 διατομής HEA 360.

1. Δοκός #72 HEA 500

Για να μπορέσει η δοκός να φτάσει την πλαστική ροπή αντοχής της, θα πρέπει η διατομή να είναι κατηγορίας 1.

- Άνω πέλμα : εφελκύεται, άρα κατηγορίας 1
- Κάτω πέλμα: $\frac{c}{t} = \frac{(b-2r-ts)}{2tg} = 5.09 < 9 * \epsilon = 9 * 0.81 = 7.29$, άρα κατηγορία 1
- Κορμός: $\frac{c}{t} = \frac{h-2c}{tg} = 6.74 < 72 * \epsilon = 72 * 0.81 = 58.32$, άρα κατηγορία 1

Επομένως η διατομή είναι κατηγορίας 1.

Στα Σχήματα 6.24,6.25 και 6.26 φαίνονται τα διαγράμματα ροπών για τα κατακόρυφα φορτία, την σεισμική δράση και τον σεισμικό συνδυασμό αντίστοιχα.

Για το σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στα άκρα της δοκού, απαιτείται προσαύξηση των σεισμικών δράσεων:

- Για τον κόμβο 26 κατά 338%:
 $M_{A,Ed} = M_{pl,Rd} = -843.17 - 3.38 * 165.24 = -1401.67 \text{ kNm}$
- Για τον κόμβο 46 κατά 424%:
 $M_{B,Ed} = M_{pl,Rd} = -698.86 - 4.24 * 165.70 = -1401.43 \text{ kNm}$

Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού στο ακραίο τμήμα της δοκού

Το άνω πέλμα της δοκού θεωρήθηκε πλευρικά εξασφαλισμένο λόγω της σύνδεσής του με την σύμμικτη πλάκα. Στις περιοχές των στηρίξεων παρατηρείται θλίψη στο κάτω πέλμα της δοκού και προβλέπονται κατάλληλες κατασκευαστικές διατάξεις για την αύξηση της αντοχής της δοκού έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Για να μπορέσει να αναπτυχθεί η πλαστική αντοχή, λαμβάνεται η πρώτη πλευρική εξασφάλιση σε απόσταση 0.60m από τον κόμβο.

Η δοκός στο ακραίο τμήμα έχει τραπεζοειδές διάγραμμα ροπών με λόγω ακραίων ροπών $\psi = 0.75$, και συντελεστές $C_1 = 1.141$, $C_2 = 0$, $C_3 = 0.998$.

Θεωρώντας απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα, λήφθηκε συντελεστής $k = k_w = 1.00$.

Κρίσιμη ελαστική ροπή:

$$M_{cr} = C_1 * \frac{\pi^2 * E * I_z}{(k * L)^2} * \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 * \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k * L)^2 * G * I_t}{\pi^2 * E * I_z} \right]^{0.5} = 159513.96 \text{ kNm}$$

Ανηγμένη λυγηρότητα:

$\lambda_{Lt} = \sqrt[2]{\frac{W_{pl,y} * f_y}{M_{cr}}} = 0.11 < 0.2$, επομένως δεν απαιτείται έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού στο δεύτερο τμήμα της δοκού

Η δεύτερη πλευρική εξασφάλιση λαμβάνεται σε απόσταση 2.00m από τον κόμβο, στη θέση της σύνδεσης με την διαδοκίδα.

Το διάγραμμα ροπών λήφθηκε συντηρητικά με λόγο ακραίων ροπών $\psi = 0.50$, και συντελεστές $C_1 = 1.323$, $C_2 = 0$, $C_3 = 0.992$.

Θεωρώντας απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα, λήφθηκε συντελεστής $k = k_w = 1.00$.

Κρίσιμη ελαστική ροπή:

$$M_{cr} = C_1 * \frac{\pi^2 * E * I_z}{(k * L)^2} * \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 * \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k * L)^2 * G * I_t}{\pi^2 * E * I_z} \right]^{0.5} = 17272.36 \text{ kNm}$$

Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\lambda_{Lt} = \sqrt[2]{\frac{W_{pl,y} * f_y}{M_{cr}}} = 0.28 > 0.2$$
, επομένως απαιτείται έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Για ελατή διατομή με $h/b = 1,63 < 2$, λαμβάνεται καμπύλη λυγισμού b , με $a_{Lt} = 0.34$.

$$\text{Συντελεστής } \Phi_{Lt} = 0.5 * [1 + a_{Lt} * (\lambda_{Lt} - 0.2) + \lambda_{Lt}^2] = 0.55$$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής } \chi_{Lt} = \frac{1}{\Phi_{Lt} + \sqrt{\Phi_{Lt}^2 - \lambda_{Lt}^2}} = 0.977$$

Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:

$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{Lt} * W_{pl,y} * f_y}{\gamma_{M1}} = 1369.65 \text{ kNm} > M_{ed} = 685.47 \text{ kNm}$ οπότε η διατομή επαρκεί σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Έλεγχος έναντι τέμνουσας

Για τον υπολογισμό της ικανοτικής τέμνουσας στη δοκό έγινε η παραδοχή ότι έχουν σχηματιστεί πλαστικές αρθρώσεις και στα δύο άκρα της δοκού. Εξετάζεται πάλι η ίδια δοκός, καθώς είναι η δυσμενέστερη των εσωτερικών πλαισίων.

$$V_{Ed,M} = \frac{M_{pl,rd,A} + M_{pl,rd,B}}{L} = \frac{2 * 1401.92}{10.4} = 269.60 \text{ kN}$$

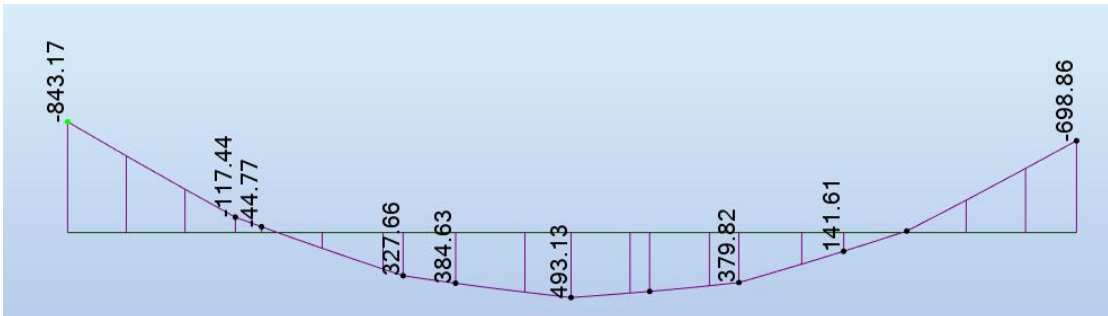
Τέμνουσα σχεδιασμού λόγω μη σεισμικών δράσεων: $V_{Ed,G} = 431.86 \text{ kN}$

Εμβαδόν διάτμησης: $A_v = A - 2 b * t_f + (t_w + 2r) * t_f = 75.18 \text{ cm}^2$

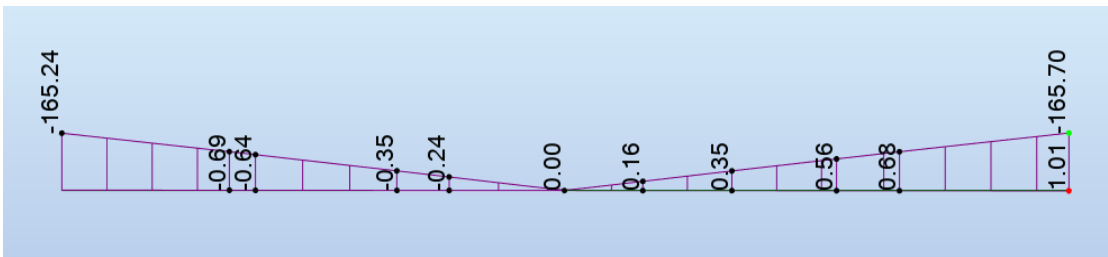
Πλαστική διατμητική αντοχή:

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v * f_y}{\gamma_{M0} * \sqrt{3}} = 1531.41 \text{ kN} \gg V_{Ed} = V_{Ed,M} + V_{Ed,G} = 269.60 + 431.86 = 701.46 \text{ kN}$$

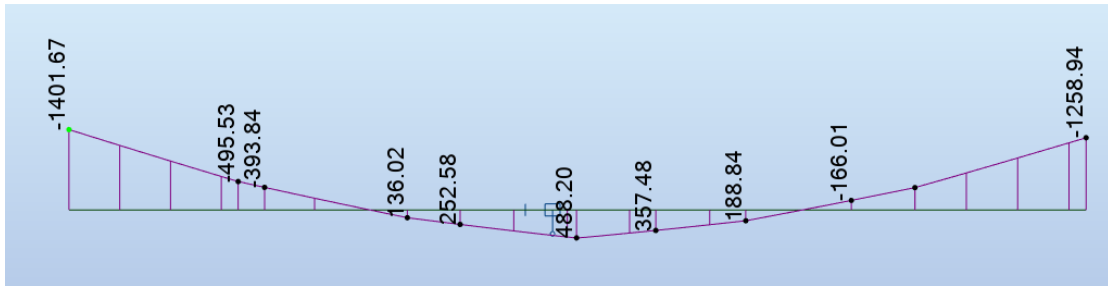
Ο έλεγχος λοιπόν ικανοποιείται και επειδή η τέμνουσα είναι μικρότερη από το $0.50 * V_{pl,rd} = 765.71 \text{ kN}$, δε χρειάζεται να ληφθεί υπόψη η αλληλεπίδραση κάμψης και διάτμησης.



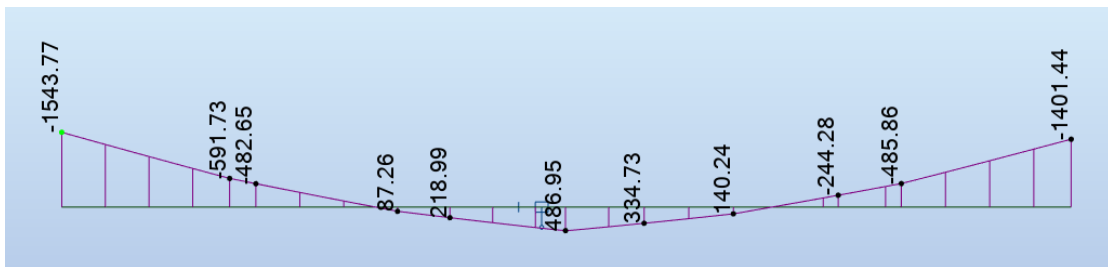
Σχήμα 6.24: Διάγραμμα ροπών κάμψης για την υπό μελέτη δοκό για $1.00G+0.6Q$ [kNm]



Σχήμα 6.25: Διάγραμμα ροπών κάμψης για την υπό μελέτη δοκό για το σεισμικό φορτίο E_x [kNm]



Σχήμα 6.26: Διάγραμμα ροπών κάμψης για δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στο αριστερό άκρο της δοκού (κόμβος 26) [kNm]



Σχήμα 6.27: Διάγραμμα ροπών κάμψης για δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στο δεξιό άκρο της δοκού (κόμβος 46) [kNm]

2. Δοκός #77 HEA 360

Για να μπορέσει η δοκός να φτάσει την πλαστική ροπή αντοχής της, θα πρέπει η διατομή να είναι κατηγορίας 1.

- Άνω πέλμα : εφελκύεται, άρα κατηγορίας 1
 - Κάτω πέλμα: $\frac{c}{t} = \frac{(b-2r-ts)}{2tg} = 6.74 < 9 * \epsilon = 9 * 0.81 = 7.29$, άρα κατηγορία 1
 - Κορμός: $\frac{c}{t} = \frac{h-2c}{tg} = 14.91 < 72 * \epsilon = 72 * 0.81 = 58.32$, άρα κατηγορία 1
- Επομένως η διατομή είναι κατηγορίας 1.

Στα Σχήματα 6.28,6.29 και 6.30 φαίνονται τα διαγράμματα ροπών για τα κατακόρυφα φορτία, την σεισμική δράση και τον σεισμικό συνδυασμό αντίστοιχα.

Για το σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στα άκρα της δοκού, απαιτείται προσαύξηση των σεισμικών δράσεων:

- Για τον κόμβο 12 κατά 486%:
 $M_{A,Ed} = M_{pl,Rd} = -242.43 - 4.86 * 102.59 = -741.43 \text{ kNm}$
- Για τον κόμβο 32 κατά 326%:
 $M_{B,Ed} = M_{pl,Rd} = -396.20 - 3.26 * 105.75 = -740.95 \text{ kNm}$

Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λογισμού στο ακραίο τμήμα της δοκού

Ο έλεγχος έγινε με βάση τα εντατικά διαγράμματα των Σχημάτων 6.28, 6.29 και 6.30. Το άνω πέλμα της δοκού θεωρήθηκε πλευρικά εξασφαλισμένο λόγω της σύνδεσής του με την σύμμικτη πλάκα. Στις περιοχές των στηρίξεων παρατηρείται θλίψη στο κάτω πέλμα της δοκού και προβλέπονται κατάλληλες κατασκευαστικές διατάξεις για την αύξηση της αντοχής της

δοκού έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Για να μπορέσει να αναπτυχθεί η πλαστική αντοχή, λαμβάνεται η πρώτη πλευρική εξασφάλιση σε απόσταση 0.60m από τον κόμβο.

Η δοκός στο ακραίο τμήμα έχει τραπεζοειδές διάγραμμα ροπών με λόγω ακραίων ροπών $\psi = 0.75$, και συντελεστές $C_1 = 1.141$, $C_2 = 0$, $C_3 = 0.998$.

Θεωρώντας απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα, λήφθηκε συντελεστής $k = k_w = 1.00$.

Κρίσιμη ελαστική ροπή:

$$M_{cr} = C_1 * \frac{\pi^2 * E * I_z}{(k * L)^2} * \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 * \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k * L)^2 * G * I_t}{\pi^2 * E * I_z} \right]^{0.5} = 86540.75 \text{ kNm}$$

Ανηγμένη λυγηρότητα:

$\lambda_{Lt} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} * f_y}{M_{cr}}} = 0.093 < 0.2$, επομένως δεν απαιτείται έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού στο δεύτερο τμήμα της δοκού

Η δεύτερη πλευρική εξασφάλιση λαμβάνεται σε απόσταση 2.00m από τον κόμβο, στη θέση της σύνδεσης με την διαδοκίδα.

Το διάγραμμα ροπών λήφθηκε συντηρητικά με λόγο ακραίων ροπών $\psi = 0.50$, και συντελεστές $C_1 = 1.323$, $C_2 = 0$, $C_3 = 0.992$.

Θεωρώντας απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα, λήφθηκε συντελεστής $k = k_w = 1.00$.

Κρίσιμη ελαστική ροπή:

$$M_{cr} = C_1 * \frac{\pi^2 * E * I_z}{(k * L)^2} * \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 * \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k * L)^2 * G * I_t}{\pi^2 * E * I_z} \right]^{0.5} = 9451.09 \text{ kNm}$$

Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\lambda_{Lt} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} * f_y}{M_{cr}}} = 0.28 > 0.2, \text{ επομένως απαιτείται έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.}$$

Για ελατή διατομή με $h/b = 1,17 < 2$, λαμβάνεται καμπύλη λυγισμού b , με $a_{Lt} = 0.34$.

$$\text{Συντελεστής } \Phi_{Lt} = 0.5 * [1 + a_{Lt} * (\lambda_{Lt} - 0.2) + \lambda_{Lt}^2] = 0.51$$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής } \chi_{Lt} = \frac{1}{\Phi_{Lt} + \sqrt{\Phi_{Lt}^2 - \lambda_{Lt}^2}} = 1.05 > 1.00 \text{ άρα } \chi_{Lt} = 1.00$$

Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:

$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{Lt} * W_{pl,y} * f_y}{\gamma_{M1}} = 741.46 \text{ kNm} > M_{ed} = 676.03 \text{ kNm}$ οπότε η διατομή επαρκεί σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Έλεγχος έναντι τέμνουσας

Για τον υπολογισμό της ικανοτικής τέμνουσας στη δοκό έγινε η παραδοχή ότι έχουν σχηματιστεί πλαστικές αρθρώσεις και στα δύο άκρα της δοκού. Εξετάζεται πάλι η ίδια δοκός, καθώς είναι η δυσμενέστερη των εσωτερικών πλαισίων.

$$V_{Ed,M} = \frac{M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}}{L} = \frac{2 * 741,46}{6.70} = 221.33 \text{ kN}$$

Τέμνουσα σχεδιασμού λόγω μη σεισμικών δράσεων: $V_{Ed,G} = 267.19 \text{ kN}$

Εμβαδόν διάτμησης: $A_v = A - 2 b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 49.20 \text{ cm}^2$

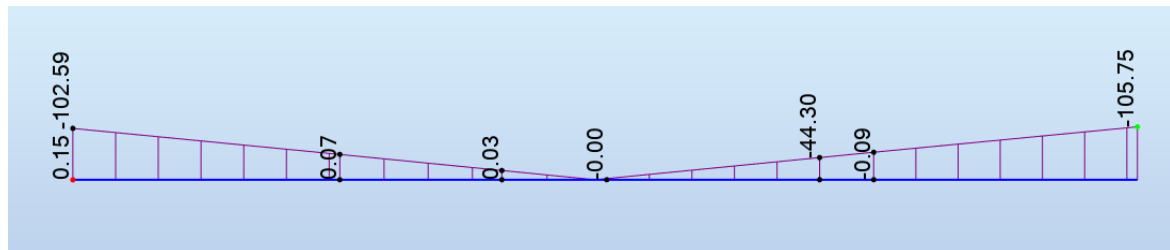
Πλαστική διατμητική αντοχή:

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = 1008.40 \text{ kN} \gg V_{Ed} = V_{Ed,M} + V_{Ed,G} = 221.33 + 267.19 = 488.52 \text{ kN}$$

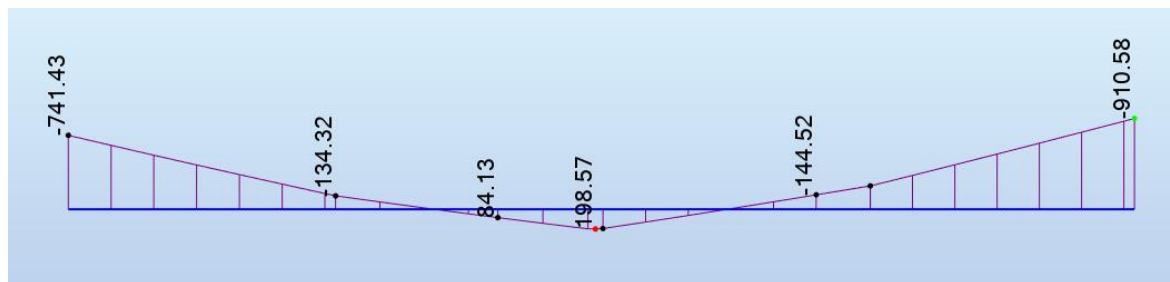
Ο έλεγχος λοιπόν ικανοποιείται και επειδή η τέμνουσα είναι μικρότερη από το $0.50 \cdot V_{pl,rd} = 504.20 \text{ kN}$, δε χρειάζεται να ληφθεί υπόψη η αλληλεπίδραση κάμψης και διάτμησης.



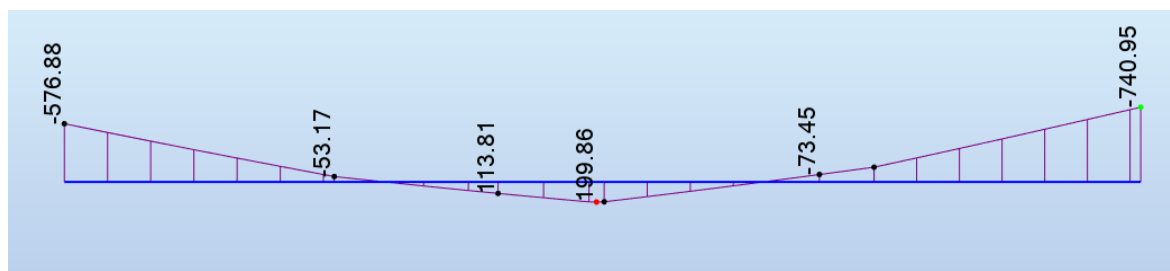
Σχήμα 6.28: Διαγράμματα ροπών κάμψεως για το συνδυασμό $1.00G+0.60Q$ [kNm]



Σχήμα 6.31: Διαγράμματα ροπών κάμψεως για τα σεισμικά φορτία E_x [kNm]



Σχήμα 6.30: Διάγραμμα ροπών κάμψεως για δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στο αριστερό άκρο της δοκού (κόμβος 12) [kNm]



Σχήμα 6.29: Διάγραμμα ροπών κάμψεως για δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στο δεξί άκρο της δοκού (κόμβος 32) [kNm]

Αντίστοιχοι έλεγχοι πραγματοποιούνται για όλες τις υπόλοιπες δοκούς των πλαισίων ροπής. Μέσω του ικανοτικού σχεδιασμού των δοκών, υπολογίζεται η διαθέσιμη υπεραντοχή κάθε δοκού, από τις μέγιστες ροπές σχεδιασμού για τους σεισμικούς συνδυασμούς.

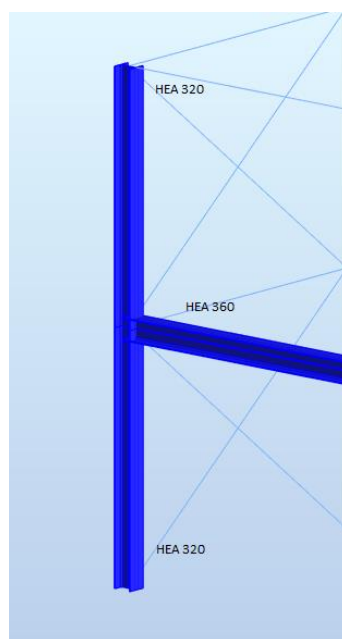
Η ελάχιστη υπεραντοχή χρησιμοποιείται για τον ικανοτικό σχεδιασμό των υποστυλωμάτων και υπολογίστηκε για δοκό HEA 500, $\Omega = 1.35$.

6.3.2.5 Έλεγχος κόμβων

Εξετάστηκαν οι κόμβοι του 1^{ου} ορόφου και παρακάτω αναφέρονται ενδεικτικά μερικοί έλεγχοι κόμβων. Ο έλεγχος έγινε με βάση την σχέση (3.18).

Πλαστικές ροπές μελών που συντρέχουν στον κόμβο:

1. Κόμβος #2, εξωτερικού πλαισίου
Υποστύλωμα ισογείου HEA 320 : $M_{pl,Rd} = 578.02 \text{ kNm}$
Υποστύλωμα 1^{ου} ορόφου HEA 320 : $M_{pl,Rd} = 578.02 \text{ kNm}$
Δοκός HEA 360: $M_{pl,Rd} = 741.46 \text{ kNm}$
 $\Sigma M_{Rc} = 578.02 + 578.02 = 1156.04 \text{ kNm}$
 $\Sigma M_{Rb} = 741.46 \text{ kNm}$
 $1.3 * \Sigma M_{Rb} = 963.90 \text{ kNm}$
Έλεγχος κόμβου: $\Sigma M_{Rc} > 1.3 * \Sigma M_{Rb}$, οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται.



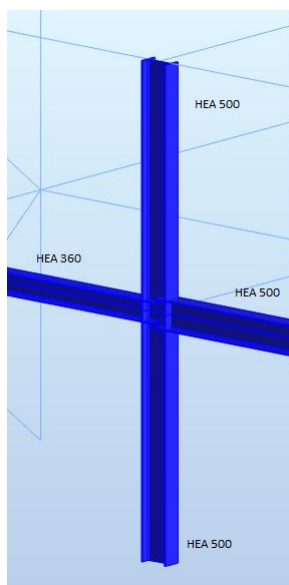
Σχήμα 6.32: Κόμβος #2 ικανοτικού ελέγχου εξωτερικού πλαισίου

2. Κόμβος #22, εξωτερικού πλαισίου
Υποστύλωμα ισογείου HEA 500 : $M_{pl,Rd} = 1401.92 \text{ kNm}$
Υποστύλωμα 1^{ου} ορόφου HEA 500 : $M_{pl,Rd} = 1401.92 \text{ kNm}$
Δοκός HEA 360: $M_{pl,Rd} = 741.46 \text{ kNm}$
Δοκός HEA 500: $M_{pl,Rd} = 1401.92 \text{ kNm}$
 $\Sigma M_{Rc} = 2 * 1401.92 = 2803.84 \text{ kNm}$

$$\Sigma M_{Rb} = 741.46 + 1401.92 = 2143.38 \text{ kNm}$$

$$1.3 * \Sigma M_{Rb} = 2786.40 \text{ kNm}$$

Έλεγχος κόμβου: $\Sigma M_{Rc} > 1.3 * \Sigma M_{Rb}$, οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται.



Σχήμα 6.33: Κόμβος #22 ικανοτικού ελέγχου εξωτερικού πλαισίου

3. Κόμβος #42, εξωτερικού πλαισίου

Υποστύλωμα ισογείου HEA 450 : $M_{pl,Rd} = 1141.70 \text{ kNm}$

Υποστύλωμα 1^{ου} ορόφου HEA 400 : $M_{pl,Rd} = 909.50 \text{ kNm}$

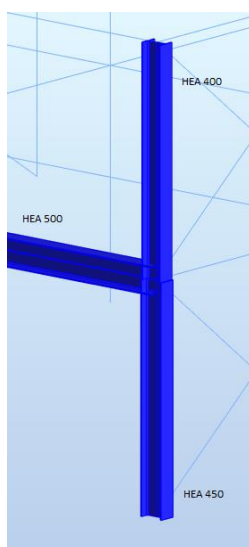
Δοκός HEA 500: $M_{pl,Rd} = 1401.92 \text{ kNm}$

$$\Sigma M_{Rc} = 1401.92 + 909.50 = 2311.42 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{Rb} = 1401.92 \text{ kNm}$$

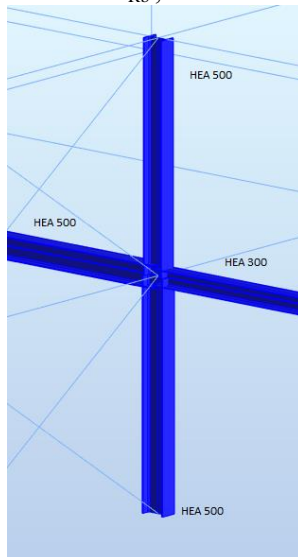
$$1.3 * \Sigma M_{Rb} = 1822.49 \text{ kNm}$$

Έλεγχος κόμβου: $\Sigma M_{Rc} > 1.3 * \Sigma M_{Rb}$, οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται.



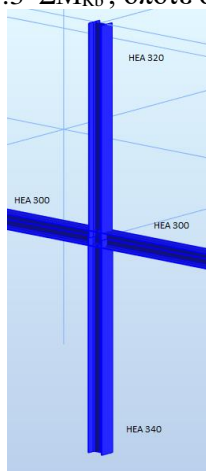
Σχήμα 6.34: Κόμβος #42 ικανοτικού ελέγχου εξωτερικού πλαισίου

4. Κόμβος #58, εσωτερικού πλαισίου
 Υποστύλωμα ισογείου HEA 500 : $M_{pl,Rd} = 1401.92 \text{ kNm}$
 Υποστύλωμα 1^{ου} ορόφου HEA 500 : $M_{pl,Rd} = 1401.92 \text{ kNm}$
 Δοκός HEA 500: $M_{pl,Rd} = 1401.92 \text{ kNm}$
 Δοκός HEA 300: $M_{pl,Rd} = 447.14 \text{ kNm}$
 $\Sigma M_{Rc} = 2 * 1401.92 = 2803.84 \text{ kNm}$
 $\Sigma M_{Rb} = 1401.92 + 447.14 = 1849.06 \text{ kNm}$
 $1.3 * \Sigma M_{Rb} = 2403.78 \text{ kNm}$
 Έλεγχος κόμβου: $\Sigma M_{Rc} > 1.3 * \Sigma M_{Rb}$, οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται.



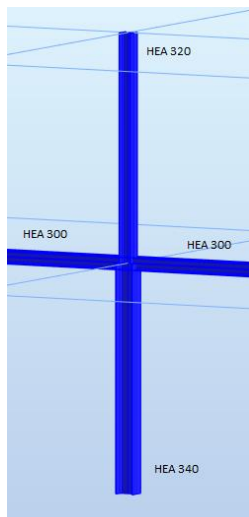
Σχήμα 6.35: Κόμβος #58 ικανοτικού ελέγχου

5. Κόμβος #62, εξωτερικού πλαισίου
 Υποστύλωμα ισογείου HEA 340 : $M_{pl,Rd} = 656.97 \text{ kNm}$
 Υποστύλωμα 1^{ου} ορόφου HEA 320 : $M_{pl,Rd} = 578.02 \text{ kNm}$
 Δοκός HEA 300: $M_{pl,Rd} = 447.14 \text{ kNm}$
 Δοκός HEA 300: $M_{pl,Rd} = 447.14 \text{ kNm}$
 $\Sigma M_{Rc} = 656.97 + 578.02 = 1235.99 \text{ kNm}$
 $\Sigma M_{Rb} = 2 * 447.14 = 894.28 \text{ kNm}$
 $1.3 * \Sigma M_{Rb} = 1162.56 \text{ kNm}$
 Έλεγχος κόμβου: $\Sigma M_{Rc} > 1.3 * \Sigma M_{Rb}$, οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται.



Σχήμα 6.36: Κόμβος #62 ικανοτικού ελέγχου εξωτερικού πλαισίου

6. Κόμβος #149, εσωτερικού πλαισίου
 Υποστυλώμα ισογείου HEA 340 : $M_{pl,Rd} = 656.97 \text{ kNm}$
 Απομείωση ροπών λόγω αξονικών δυνάμεων: $M_{N,Rd} = 648.18 \text{ kNm}$
 Υποστυλώμα 1^{ου} ορόφου HEA 320 : $M_{pl,Rd} = 578.02 \text{ kNm}$
 Δοκός HEA 300: $M_{pl,Rd} = 447.14 \text{ kNm}$
 Δοκός HEA 300: $M_{pl,Rd} = 447.14 \text{ kNm}$
 $\Sigma M_{Rc} = 648.18 + 578.02 = 1226.20 \text{ kNm}$
 $\Sigma M_{Rb} = 2 * 447.14 = 894.28 \text{ kNm}$
 $1.3 * \Sigma M_{Rb} = 1162.56 \text{ kNm}$
 Έλεγχος κόμβου: $\Sigma M_{Rc} > 1.3 * \Sigma M_{Rb}$, οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται.



Σχήμα 6.37: Κόμβος #142 ικανοτικού ελέγχου εσωτερικού πλαισίου

6.3.2.6 Έλεγχος υποστυλωμάτων

Τα υποστυλώματα ελέγχθηκαν προσαυξάνοντας τα σεισμικά μεγέθη κατά:

$$1.1 * \gamma_{ov} * \Omega = 1.1 * 1.25 * 1.35 = 1.86$$

Όλα τα υποστυλώματα του κτιρίου επαρκούν σε αυτή την προσαύξηση των σεισμικών μεγεθών, δηλαδή για τον συνδυασμό των δράσεων:

$$1.00G + 0.60Q + 1.86E_x + 0.30E_y.$$

Τα υποστυλώματα του 1^{ου} ορόφου ελέγχθηκαν με ακόμα μεγαλύτερη προσαύξηση ώστε να δημιουργηθεί πλαστική άρθρωση στη βάση τους. Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο έλεγχος του υποστυλώματος #23 του ισογείου, διατομής HEA 450 και του υποστυλώματος #30 ισογείου διατομής HEA 500.

Πραγματοποιήθηκε έλεγχος των υποστυλωμάτων υπό κάμψη και θλίψη, θεωρώντας πως ο έλεγχος αυτός είναι δυσμενέστερος από τους ελέγχους διατομής, οι οποίοι θα πραγματοποιούνται εφόσον ικανοποιούνται και οι έλεγχοι μέλους. Παρακάτω φαίνονται τα αποτελέσματα, που πάρθηκαν από το πρόγραμμα.

Υποστώλιωμα #23:

Για την δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στη βάση του συγκεκριμένου υποστυλώματος απαιτείται προσαύξηση των σεισμικών φορτίων κατά 241%, οπότε εξετάζεται ο συνδυασμός:

$$1.00G+0.60Q+1.86*2.41*E_x+0.30E_y.$$

ΜΕΛΟΣ: 23 Column_23

ΣΗΜΕΙΟ: 1

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: x = 0.00 L = 0.00 m

ΦΟΡΤΙΑ:

Governing Load Case: 186 COMB186 163*1.00+148*4.49+149*0.30

ΥΛΙΚΟ:

S355 (S355) $f_y = 355.00$ MPa



ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEA 450

h=44.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=138.47 cm ²	Az=65.78 cm ²	Ax=178.03 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=63721.60 cm ⁴	Iz=9465.33 cm ⁴	Ix=257.00 cm ⁴
tf=2.1 cm	Wply=3216.07 cm ³	Wplz=965.55 cm ³	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

N _{Ed} = 1182.90 kN	My _{Ed} = -1086.85 kN*m	Vy _{Ed} = 0.75 kN	
N _{c,Rd} = 6319.99 kN	My _{Ed,max} = -1086.85 kN*m	Mz _{Ed,max} = 3.61 kN*m	Vy _{c,Rd} = 2838.03 kN
N _{b,Rd} = 4888.38 kN	My _{c,Rd} = 1141.70 kN*m	Mz _{c,Rd} = 342.77 kN*m	Vz _{Ed} = 459.73 kN
	MN _{y,Rd} = 1086.83 kN*m		Vz _{c,Rd} = 1348.28 kN
	Mb _{Rd} = 1141.70 kN*m		

Class of section = 2



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

z = 0.00	Mcr = 5034.82 kN*m	Curve,LT - b	XLT = 0.97
L _{cr,low} = 4.00 m	Lam _{LT} = 0.48	fi,LT = 0.60	XLT,mod = 1.00

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΑΞΟΝΑΣ Y:

Ly = 2.00 m	Lam _y = 0.20
L _{cr,y} = 2.95 m	Xy = 1.00
Lamy = 15.62	kyy = 0.82



ΑΞΟΝΑΣ Z:

Lz = 4.00 m	Lam _z = 0.72
L _{cr,z} = 4.00 m	Xz = 0.77
Lamz = 54.86	kzy = 0.43

Στρεπτικός λυγισμός:

Curve,T=b	alfa,T=0.34
Lt=4.00 m	fi,T=0.74
Ncr,T=18139.87 kN	X,T=0.84
Lam _T =0.59	Nb,T,Rd=5320.92 kN

Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός:

Curve,TF=b	alfa,TF=0.34
Ncr,y=151297.63 kN	fi,TF=0.52
Ncr,TF=151297.63 kN	X,TF=1.00
Lam _{TF} =0.20	Nb,TF,Rd=6310.18 kN

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

Έλεγχοι αντοχής μέλους:

N _{Ed} /N _{c,Rd} = 0.19 < 1.00 (6.2.4.(1))
My _{Ed} /My _{c,Rd} = 0.95 < 1.00 (6.2.5.(1))
My _{Ed} /MN _{y,Rd} = 1.00 > 1.00 (6.2.9.1.(2))
Vy _{Ed} /Vy _{c,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz _{Ed} /Vz _{c,Rd} = 0.34 < 1.00 (6.2.6.(1))

Ολικοί έλεγχοι ευστάθειας μέλους:

Lambda_y = 15.62 < Lambda_{max} = 210.00 Lambda_z = 54.86 < Lambda_{max} = 210.00 STABLE

N_{Ed}/Min(Nb_{Rd},Nb_{T,Rd},Nb_{TF,Rd}) = 0.24 < 1.00 (6.3.1)

My_{Ed,max}/Mb_{Rd} = 0.95 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

N_{Ed}/(Xy*N_{Rk}/gM1) + kyy*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) + kyz*Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.97 < 1.00 (6.3.3.(4))

N_{Ed}/(Xz*N_{Rk}/gM1) + kzy*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) + kzz*Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.66 < 1.00 (6.3.3.(4))

Με βάση όλα τα παραπάνω το υποστώλιωμα επαρκεί σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη.

Υποστώλωμα #30:

Για την δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στη βάση του συγκεκριμένου υποστυλώματος απαιτείται προσαύξηση των σεισμικών φορτίων κατά 186%, οπότε εξετάζεται ο συνδυασμός:

$$1.00G+0.60Q+1.86*1.86*E_x+0.30E_y.$$

ΜΕΛΟΣ: 30 Column_30 ΣΗΜΕΙΟ: 1 ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ: x = 0.00 L = 0.00 m

ΦΟΡΤΙΑ:

Governing Load Case: 196 OOMB196 163*1.00+148*3.46+149*0.30

ΥΛΙΚΟ:

S355 (S355) $f_y = 355.00$ MPa



ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEA 500

h=49.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=150.74 cm ²	Az=74.72 cm ²	Ax=197.54 cm ²
tw=1.2 cm	Iy=86974.80 cm ⁴	Iz=10367.10 cm ⁴	Ix=336.00 cm ⁴
tf=2.3 cm	Wply=3949.08 cm ³	Wplz=1058.53 cm ³	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

N _{Ed} = 924.01 kN	My _{Ed} = -1401.59 kN*m	Vy _{Ed} = 0.76 kN	
N _{c,Rd} = 7012.60 kN	My _{Ed,max} = -1401.59 kN*m	Mz _{Ed,max} = 3.73 kN*m	Vy _{c,Rd} = 3089.52 kN
Nb _{Rd} = 5405.18 kN	My _{c,Rd} = 1401.92 kN*m	Mz _{c,Rd} = 375.78 kN*m	Vz _{Ed} = 521.49 kN
	MN _{y,Rd} = 1401.92 kN*m		Vz _{c,Rd} = 1531.42 kN
	Mb _{Rd} = 1401.92 kN*m		

Κατηγορία διατομής | = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

z = 0.00	M _{cr} = 4987.68 kN*m	Curve _{LT} - b	XLT = 0.95
L _{cr,low} = 4.00 m	Lam _{LT} = 0.53	fi _{LT} = 0.63	XLT _{mod} = 1.00

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

	Αξονας Y:		Αξονας Z:
L _y = 2.00 m	Lam _y = 0.19	L _z = 4.00 m	Lam _z = 0.72
L _{cr,y} = 3.03 m	X _y = 1.00	L _{cr,z} = 4.00 m	X _z = 0.77
Lam _y = 14.45	k _{yy} = 0.88	Lam _z = 55.21	k _{zy} = 0.46

Στρεπτικός λυγισμός:

Curve _T =b	alfa _T =0.34
L _t =4.00 m	fi _T =0.74
N _{cr,T} =20365.97 kN	X _T =0.84
Lam _T =0.59	Nb _{T,Rd} =5916.04 kN

Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός:

Curve _{TF} =b	alfa _{TF} =0.34
N _{cr,y} =196124.04 kN	fi _{TF} =0.52
N _{cr,TF} =196124.04 kN	X _{TF} =1.00
Lam _{TF} =0.19	Nb _{TF,Rd} =7012.60 kN

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

Έλεγχοι αντοχής μέλους:

N _{Ed} /N _{c,Rd} = 0.13 < 1.00 (6.2.4.(1))
My _{Ed} /My _{c,Rd} = 1.00 < 1.00 (6.2.5.(1))
Vy _{Ed} /Vy _{c,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))
Vz _{Ed} /Vz _{c,Rd} = 0.34 < 1.00 (6.2.6.(1))

Ολικοί έλεγχοι ευστάθειας μέλους:

Lambda_y = 14.45 < Lambda_{max} = 210.00 Lambda_z = 55.21 < Lambda_{max} = 210.00 STABLE

N_{Ed}/Min(Nb_{Rd},Nb_{T,Rd},Nb_{TF,Rd}) = 0.17 < 1.00 (6.3.1)

My_{Ed,max}/Mb_{Rd} = 1.00 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

N_{Ed}/(X_y*N_{Rk}/gM1) + k_{yy}*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) + k_{yz}*Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.99 < 1.00 (6.3.3.(4))

N_{Ed}/(X_z*N_{Rk}/gM1) + k_{zy}*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) + k_{zz}*Mz_{Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.64 < 1.00 (6.3.3.(4))

Με βάση όλα τα παραπάνω το υποστώλωμα επαρκεί σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη.

7 Σεισμικός αρμός

Ο σεισμικός αρμός διαχωρισμού, στην παρούσα μελέτη, χρησιμοποιείται με σκοπό να αποφευχθεί η πρόσκρουση μεταξύ των στατικά ανεξάρτητων μονάδων του ίδιου κτιρίου. Επειδή τα κτίρια- ανεξάρτητες μονάδες ανήκουν στην ίδια ιδιοκτησία, η μεταξύ τους απόσταση, άρα και το πλάτος του σεισμικού αρμού, πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων (SRSS) των μέγιστων σεισμικών οριζοντίων μετακινήσεων των δύο κτιρίων στην αντίστοιχη στάθμη. Καθώς τα δύο κτίρια έχουν τις ίδιες στάθμες ορόφων, η παραπάνω ελάχιστη απόσταση μπορεί να πολλαπλασιαστεί επί 0.7 [19].

Οι σεισμικές μετακινήσεις λαμβάνονται ίσες με αυτές από την ελαστική ανάλυση για τη σεισμική δράση σχεδιασμού με βάση τον κανόνα των ίσων μετακινήσεων.

Πίνακας 7.1: Μέγιστες μετακινήσεις ορόφων (cm) για σεισμό κατά την διεύθυνση Y

	1 ^{ος} όροφος	2 ^{ος} όροφος
Κτίριο A	3.40	8.00
Κτίριο B	4.20	8.60

Άρα το ελάχιστο απαιτούμενο πλάτος του σεισμικού αρμού είναι:

$$\alpha = \sqrt{8.0^2 + 8.6^2} = 11.75 \text{ cm}$$

και αν πολλαπλασιαστεί επί 0.7 προκύπτει:

$$\alpha' = 11.75 * 0.7 = 8.23 \text{ cm.}$$

Τελικά επιλέγεται σεισμικός αρμός πλάτους 9.00cm.

8 Σχεδιασμός κτιρίων έναντι πυρκαγιάς

8.1 Εισαγωγή

Η μελέτη έναντι πυρκαγιάς είναι μια σημαντική και απαραίτητη προϋπόθεση για το σχεδιασμό κτιρίων, ειδικά σε κατασκευές από χαλύβδινες διατομές. Όλα τα κτίρια πρέπει να πληρούν ορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις, οι οποίες συνήθως συνδέονται με το σκοπό και το ύψος του κτιρίου. Η πιο σημαντική απαίτηση είναι το κτίριο να διατηρήσει τη σταθερότητά του για ένα εύλογο χρονικό διάστημα μετά από την έναρξη της πυρκαγιάς. Η πιο κοινή μέθοδος σχεδιασμού έναντι πυρκαγιάς είναι να σχεδιαστεί το κτίριο για φόρτιση σε θερμοκρασία περιβάλλοντος και στη συνέχεια να καλυφθούν τα χαλύβδινα μέλη με υλικά πυροπροστασίας ώστε να διασφαλιστεί ότι δεν θα ξεπεραστεί μία συγκεκριμένη θερμοκρασία.

Η πυρκαγιά αποτελεί έναν σοβαρότατο κίνδυνο για τις κατασκευές και αναπτύσσεται σύμφωνα με τη μάζα του καιόμενου υλικού, την ταχύτητα καύσης του και τις συνθήκες αερισμού του χώρου.

8.2 Βάσεις σχεδιασμού

Ο δομικός χάλυβας που αποτελεί το κύριο υλικό κατασκευής της σχολικής μονάδας, όπως και κάθε άλλο υλικό, παρουσιάζει μερικά μειονεκτήματα. Μεγίστης σημασίας είναι η ευαισθησία του σε υψηλές θερμοκρασίες, όπως αυτές που αναπτύσσονται κατά την πυρκαγιά, γιατί είναι ένα υλικό με μεγάλη θερμική αγωγιμότητα και μικρό πάχος. Με την αύξηση της θερμοκρασίας του χώρου, και συνεπώς και του ίδιου του χάλυβα, η αντοχή του μειώνεται σταδιακά ώσπου, μετά από κάποιο χρονικό διάστημα, τα φορτία επί της κατασκευής καθίστανται οριακά και οδηγούν σε αστοχία. Σε θερμοκρασίες άνω των 300°C, οι μεταβολές στις μηχανικές ιδιότητες του χάλυβα αρχίζουν να γίνονται εμφανείς, στους 600°C το μέτρο ελαστικότητας έχει μειωθεί κατά 70% και η τάση διαρροής κατά 50%, ενώ στους 900°C είναι πρακτικώς μηδενικές.

Συνηθέστερη βλάβη που προκαλείται σε μεταλλικές κατασκευές μετά από φαινόμενα πυρκαγιάς είναι ο τοπικός λυγισμός των ελεύθερων πελμάτων των δοκών, των κεφαλών των υποστρωμάτων, ο λυγισμός διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας, οι μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις και η θραύση κοχλιών. Οι σύμμικτες κατασκευές ωστόσο παρουσιάζουν ένα πλεονέκτημα σε σχέση με τις αμιγώς μεταλλικές, γιατί το σκυρόδεμα εμποδίζει την μεγάλη αύξηση της θερμοκρασίας, καθώς παρέχει θερμομονωτική κάλυψη στη μια πλευρά των διατομών, κάνοντας έτσι δυσκολότερη την αστοχία τους.

Ο σχεδιασμός μια κατασκευής έναντι πυρκαγιάς έχει απώτερο σκοπό τον προσδιορισμό του χρόνου που μεσολαβεί μεταξύ της έναρξης της φωτιάς και της επικείμενης αστοχίας (κατάρρευσης). Ο χρόνος αυτός ονομάζεται *δείκτης πυραντίστασης* της κατασκευής. Ο δείκτης αυτός αξιολογείται στην πράξη και αν απαιτείται, χρησιμοποιείται μόνωση των δομικών στοιχείων, ώστε ο δείκτης να βρίσκεται μέσα στα αποδεκτά όρια του κανονισμού. Ταυτόχρονα με τον προσδιορισμό του δείκτη πυραντίστασης, καίρια είναι και η εύρεση τρόπων περιορισμού της πρόκλησης και διάδοσης της φωτιάς, αλλά και του καπνού μέσα στο κτίριο, και η έγκαιρη και ασφαλής εγκατάλειψη του από τους χρήστες.

Το πλαίσιο αντιμετώπισης της πυρκαγιάς ως (τυχηματικής) φόρτισης αποτελεί αντικείμενο των κανονισμών EN1991-1-2 [5] και EN1993-1-2 [9].

Τα φέροντα και μη στοιχεία ενός χώρου, όπως πλάκες, δοκοί, υποστυλώματα, τοίχοι, ψευδοροφές κ.α., πρέπει να ικανοποιούν τα εξής 3 κριτήρια [3]:

- R: ευστάθεια (load bearing function), η οποία καθορίζει την ικανότητα του δομικού στοιχείου να φέρει προδιαγεγραμμένο φορτίο, για συγκεκριμένο χρόνο
- E: ακεραιότητα (integrity separating function), η οποία εκφράζει την ικανότητα του δομικού στοιχείου να εμποδίζει τη διέλευση φλογών και θερμών αερίων ή την εμφάνιση φλογών στη μη εκτεθειμένη πλευρά
- I: αντίσταση στη δίοδο θερμότητας (thermal insulating separation function), η οποία εκφράζει την ικανότητα του δομικού στοιχείου όταν αυτό εκτίθεται σε πυρκαγιά στη μια πλευρά, να περιορίζει την άνοδο θερμοκρασίας στην μη εκτεθειμένη πλευρά.

Τα διάφορα στοιχεία του χώρου που παίζουν το ρόλο φερόντων στοιχείων πρέπει να ικανοποιούν το κριτήριο ευστάθειας R, ενώ όσα παίζουν το ρόλο διαχωριστικών στοιχείων πρέπει να ικανοποιούν τα κριτήρια E+I, και τέλος όσα λειτουργούν ως φέροντα και διαχωριστικά στοιχεία πρέπει να ικανοποιούν όλα τα κριτήρια R+E+I.

Η πυρκαγιά χαρακτηρίζεται ως τυχηματική δράση και συνεπώς δεν συνδυάζεται με άλλες τυχηματικές δράσεις, αλλά εξετάζεται σε συνδυασμό με τις οιονεί μόνιμες δράσεις. Ο συνδυασμός δράσεων σε μια τέτοια περίπτωση είναι ο εξής:

$$E_{fi,d,t} = \gamma_G G_k + \gamma_Q \psi_2 Q_k \quad (8.1)$$

όπου

G_k οι μόνιμες δράσεις ή αποτελέσματα αυτών

Q_k οι μεταβλητές δράσεις

γ_G επιμέρους συντελεστής ασφαλείας των μόνιμων δράσεων στον τυχηματικό συνδυασμό = 1.0

γ_Q επιμέρους συντελεστής ασφαλείας των μεταβλητών δράσεων στον τυχηματικό συνδυασμό = 1.0

ψ_2 μακροχρόνιος συντελεστής συνδυασμού για τις μεταβλητές δράσεις .

Το τμήμα του Ευρωκώδικα 3 που ασχολείται με τον σχεδιασμό έναντι πυρκαγιάς EN 1993-1-2, καλύπτει μόνο το κριτήριο της ευστάθειας R, το οποίο ικανοποιείται όταν κατά τη διάρκεια της έκθεσης στη πυρκαγιά για χρόνο t ισχύει:

$$E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t} \quad (8.2)$$

όπου

$E_{fi,d,t}$: δράση σχεδιασμού με βάση τους Ευρωκώδικες 0 και 1

$R_{fi,d,t}$: αντίστοιχη αντίσταση σχεδιασμού του δομικού στοιχείου στον χρόνο t.

Με την αύξηση της θερμοκρασίας σε συνθήκες πυρκαγιάς προκαλείται μείωση των ροπών αντοχής των διατομών και είναι κρίσιμη η εύρεση του χρόνου t για τον οποίο η ροπή αντοχής γίνεται ίση με τη ροπή που προκαλούν τα στατικά φορτία.

8.3 Πυροπροστασία

Με τον όρο *πυροπροστασία* ορίζεται το σύνολο των μέτρων που λαμβάνονται για την προστασία από τη φωτιά και τις συνέπειες αυτής. Τα μέτρα πυροπροστασίας ορίζονται από τη νομοθεσία της κάθε χώρας και στην παρούσα εργασία, εφόσον πρόκειται για νέα κτίρια, λήφθηκαν υπόψη οι διατάξεις του Κανονισμού Πυροπροστασίας Κτιρίων (Π.Δ. 41/2018) [14]. Τα μέτρα που λήφθηκαν για την πρόληψη και αντιμετώπιση της εμφάνισης πυρκαγιάς χωρίζονται σε:

- i. μέτρα παθητικής πυροπροστασίας και
- ii. μέτρα ενεργητικής πυροπροστασίας.

Η διαφορά των δύο μέτρων είναι ότι η παθητική πυροπροστασία αποσκοπεί στον έλεγχο της εξάπλωσης της πυρκαγιάς (εντός και εκτός του κτιρίου) και στην έγκαιρη εκκένωση του κτιρίου και λαμβάνεται υπόψη στον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό, ενώ η ενεργητική πυροπροστασία αποβλέπει στην αντιμετώπιση και καταστολή της πυρκαγιάς όταν αυτή εκδηλωθεί. Με τη δομική πυροπροστασία επιδιώκεται η διασφάλιση των ανθρώπινων ζώων και η παρουσίαση όσο το δυνατόν μικρότερων ζημιών στο ίδιο το κτίριο αλλά και στο περιβάλλον αυτού, μέσω της ενεργητικής πυροπροστασίας πριν την επέμβαση των πυροσβεστικών δυνάμεων για την κατάσβεση της φωτιάς.

Μέτρα παθητικής πυροπροστασίας:

- Επάρκεια και αντοχή των δομικών στοιχείων του κτιρίου στην πυρκαγιά για ένα χρονικό διάστημα, με σκοπό την έγκαιρη εκκένωσή του
- Μόνωση των φερόντων στοιχείων έναντι αύξησης της θερμοκρασίας τους
- Κατάλληλη σχεδίαση των οδεύσεων διαφυγής και εξόδων κινδύνου.

Μέτρα ενεργητικής πυροπροστασίας:

- Τοποθέτηση φορητών μέσων πυρόσβεσης (πυροσβεστήρες)
- Τοποθέτηση αυτόματου συστήματος ανίχνευσης καπνού
- Τοποθέτηση χειροκίνητου συστήματος συναγερμού
- Μόνιμο υδροδοτικό πυροσβεστικό δίκτυο (πυροσβεστικές φωλιές)
- Τοποθέτηση αυτόματου συστήματος πυρόσβεσης, καταιονισμού ύδατος ή σκόνης (sprinklers).

8.3.1 Παθητική πυροπροστασία

8.3.1.1 Μόνωση δομικών στοιχείων

Για την επιβράδυνση της αύξησης της θερμοκρασίας των δομικών στοιχείων κατά το φαινόμενο της πυρκαγιάς, μπορεί να γίνει χρήση είτε μονωτικών πλακών, είτε εκτοξευόμενων επιχρισμάτων, είτε διογκούμενων χρωμάτων για την προστασία τους. Απαραίτητη προϋπόθεση των μονωτικών υλικών είναι να μπορούν να διατηρούν τις θερμικές τους ιδιότητες αυξανόμενης της θερμοκρασίας και να μην εκλύουν καπνό ή άλλα τοξικά αέρια.

Για τα υπό μελέτη κτίρια επιλέχθηκε μόνωση των χαλύβδινων διατομών με ειδικές πυροσανίδες τύπου K751 Fireboard της εταιρείας Knauf [18]. Οι Knauf Fireboard είναι άκαυστες ινοπλισμένες γυψοσανίδες, κατηγορίας συμπεριφοράς σε πυρκαγιά A1 για πυροπροστασία, σύμφωνα με τα πρότυπα DIN 4102 και EN 13501. Οι επιφάνειες και οι ακμές των πυροσανίδων είναι επενδυμένες με άκαυστο υαλοπίλημα, και περιέχουν οπλισμό από

υαλοΐνες. Ως περιβλήματα δομικών στοιχείων, εξασφαλίζουν τη δομική ακεραιότητα των μεταλλικών διατομών για χρονικά διαστήματα πυροπροστασίας από 30min έως και 180min ανάλογα με το πάχος τους. Δεδομένου ότι η κατασκευή απαιτεί διάρκεια πυραντίστασης 60min, επιλέχθηκε πάχος των πυροσανίδων 30mm.

8.3.1.2 Σχεδιασμός οδεύσεων διαφυγής

Οδευση διαφυγής είναι η συνεχής και χωρίς εμπόδια πορεία για τη διαφυγή από οποιοδήποτε σημείο κτιρίου προς ασφαλή, υπαίθριο συνήθως χώρο, σε περίπτωση πυρκαγιάς. Κύριος στόχος σχεδιασμού των οδεύσεων διαφυγής είναι η επίτευξη ασφαλούς εκκένωσης και πρέπει να είναι σαφώς αντιληπτές και προσπελάσιμες από τους χρήστες.

Ο σχεδιασμός τους γίνεται με βάση την παροχή όδευσης διαφυγής. Παροχή όδευσης διαφυγής είναι ο αριθμός των ατόμων που είναι δυνατό να διαφύγει έγκαιρα σε περίπτωση πυρκαγιάς, χρησιμοποιώντας αυτήν την όδευση. Η παροχή όδευσης διαφυγής ανά μονάδα πλάτους (0.60m) καθορίζεται σε:

- i. 100 άτομα για τις οριζόντιες οδεύσεις (διάδρομοι, πόρτες, προθάλαμοι)
- ii. 60 άτομα για τις κατακόρυφες οδεύσεις (κλιμακοστάσια)

Η παροχή οριζόντιας όδευσης διαφυγής υπολογίζεται για κάθε όροφοεπίπεδο ανάλογα με το θεωρητικό πληθυσμό αυτού. Επειδή οι κατασκευές είναι δώροφες, το πλάτος των κατακόρυφων οδεύσεων διαφυγής καθορίζεται από τον όροφο με τον μεγαλύτερο θεωρητικό πληθυσμό.

Θεωρητικός πληθυσμός είναι ο τεχνικός (θεωρητικός) υπολογισμός των ατόμων του εκπαιδευτηρίου ως βάση υπολογισμού για τη λήψη των κατάλληλων μέτρων και μέσω πυροπροστασίας, χωρίς να αποτελεί κριτήριο του μέγιστου πληθυσμού που δύναται να συγκεντρωθεί. Ο θεωρητικός πληθυσμός των εκπαιδευτηρίων υπολογίζεται ως το άθροισμα των παρακάτω θεωρητικών πληθυσμών:

- I. Για τις αίθουσες διδασκαλίας ισούται με τον αριθμό των καθισμάτων, με κατώτερο όριο αυτό της αναλογίας 1 άτομο/ 2 τ.μ. καθαρού εμβαδού δαπέδου
- II. Για τα εργαστήρια ισούται με τον αριθμό των θέσεων εργασίας, με κατώτερο όριο αυτό της αναλογίας 1 άτομο/ 4.5 τ.μ. καθαρού εμβαδού δαπέδου
- III. Για τους χώρους γραφείων ισούται με την αναλογία 1 ατόμου/ 6τ.μ. καθαρού εμβαδού δαπέδου.

Ο θεωρητικός πληθυσμός του 1^{ου} ορόφου είναι 483 άτομα, ενώ για το ισόγειο (όροφος εκκένωσης) 156 άτομα, με βάση τα παραπάνω. Ο συνολικός θεωρητικός πληθυσμός ισούται με το άθροισμα του θεωρητικού πληθυσμού του ορόφου εκκένωσης και του μισού του θεωρητικού πληθυσμού των υπερκείμενων ορόφων, δηλαδή 398 άτομα. Με βάση τον Πίνακα 8.1 απαιτούνται 2 έξοδοι κινδύνου, με ελάχιστο πλάτος 1.40m. Κάθε πόρτα που προβλέπεται να χρησιμοποιηθεί ως έξοδος κινδύνου πρέπει να βρίσκεται σε κατάλληλη θέση ώστε η πορεία διαφυγής να είναι εμφανής. Το δάπεδο και από τις δύο πλευρές των εξόδων κινδύνου πρέπει να είναι επίπεδο και να βρίσκεται στην ίδια στάθμη, με εξαίρεση τις εξόδους που οδηγούν στο υπαίθριο, όπου επιτρέπεται η στάθμη δαπέδου στην εξωτερική μεριά της πόρτας να είναι μέχρι και 0.20m χαμηλότερα από την εσωτερική στάθμη. Κάθε πόρτα που εξυπηρετεί ως έξοδος κινδύνου οφείλει να ανοίγει προς την κατεύθυνση της διαφυγής παρέχοντας το πλήρες πλάτος του ανοίγματός της, καθώς και να έχει κατάλληλο εξοπλισμό ώστε να ανοίγει προς την πλευρά διαφυγής, με ευκολόχρηστες χειρολαβές. Στην μονάδα τοποθετήθηκαν τέσσερις (4) εξοδοί κινδύνου και τέσσερα (4) κλιμακοστάσια, δύο από τα οποία είναι εξωτερικά.

Πίνακας 8.1: Αριθμός και πλάτη εξόδων κινδύνου

ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΑΙ ΠΛΑΤΗ ΕΞΟΔΩΝ ΚΙΝΔΥΝΟΥ			
Θεωρητικός πληθυσμός (άτομα)	Αριθμός εξόδων κινδύνου	Πλάτος εξόδων κινδύνου (μ.)	
Έως 50	1*	0,90	
51 - 200	2	0,90	
201 - 350	2	1,40 και 0,90	
351-500	2	1,40	
501 - 750	3	1,60	
751 - 1000	4	1,80	

Το ελεύθερο ύψος των χώρων από τους οποίους διέρχεται όδευση διαφυγής πρέπει να είναι τουλάχιστον 2.20m και για τις σκάλες, δοκούς, θύρες οδεύσεων τουλάχιστον 2m. Το καθαρό ύψος ορόφου είναι 3.50m.

8.3.1.3 Διαμερισματοποίηση και δείκτης πυροπροστασίας

Για την δημιουργία μιας πυράντοχης κατασκευής, τα κτίρια που χρησιμοποιούνται ως εκπαιδευτήρια χωρίζονται σε πυροδιαμερίσματα. Ως *πυροδιαμέρισμα* ορίζεται το τμήμα του κτιρίου ή το κτίριο που περικλείεται ερμητικά από δομικά στοιχεία με προκαθορισμένο, κατά περίπτωση, δείκτη πυροπροστασίας.

Τα φέροντα στοιχεία και τα στοιχεία του περιβλήματος των πυροδιαμερισμάτων πρέπει να έχουν ελάχιστο δείκτη πυραντίστασης και με βάση τα δεδομένα του Πίνακα 8.2, όπου για διάφορα κτίρια ισχύει ελάχιστος δείκτης πυραντίστασης για το ισόγειο και τον όροφο 60 λεπτά. Έτσι οι πόρτες εξόδου και οι τοίχοι θα πρέπει να έχουν δείκτη πυραντίστασης 60 λεπτών.

Η τυπική κάτοψη του κτιρίου (χωρίς το γυμναστήριο, το οποίο αποτελεί ξεχωριστό πυροδιαμέρισμα) έχει εμβαδόν 2208.5m², τιμή μεγαλύτερη από την μέγιστη επιτρεπόμενη πυροδιαμερίσματος με βάση τον Πίνακα 8.3 και για τον λόγο αυτό τοποθετούνται καταιονιστήρες ύδατος (sprinklers) ώστε να αυξηθεί το μέγιστο εμβαδό κατά 150% και να θεωρηθεί κάθε όροφος ως ένα πυροδιαμέρισμα.

Πίνακας 8.2: Ελάχιστοι επιτρεπόμενοι δείκτες πυραντίστασης εκπαιδευτηρίων

ΕΛΑΧΙΣΤΟΙ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΟΙ ΔΕΙΚΤΕΣ ΠΥΡΑΝΤΙΣΤΑΣΗΣ (λεπτά)		
Ανάπτυξη κύριας και βοηθητικής δραστηριότητας εκπαιδευτηρίου	Ισόγειο και όροφοι	Υπόγειο
Μονόροφο	60	60
Πολυώροφο έως 3ο όροφο	60	90
Πολυώροφο υπέρ 3ου ορόφου	90	90

Πίνακας 8.3: Πυροδιαμερισματοποίηση εκπαιδευτηρίων

ΜΕΓΙΣΤΟ ΕΜΒΑΔΟΝ ΠΥΡΟΔΙΑΜΕΡΙΣΜΑΤΟΣ (τ.μ.)			
Ανάπτυξη κύριας και βοηθητικής δραστηριότητας εκπαιδευτηρίου	Ισόγειο και όροφοι	Υπόγειο	Συντελεστής προσαύξησης λόγω εγκατάστασης αυτόματου συστήματος καταιονισμού ύδατος*
Μονόροφο	2.500	1.250	4
Πολυώροφο έως 3 ^ο όροφο	2.000	1.000	3
Πολυώροφο υπέρ 3 ^{ου} ορόφου	1.500	750	3

8.3.2 Ενεργητική πυροπροστασία

Για την αντιμετώπιση της πυρκαγιάς αλλά και την εξάπλωσή της κρίνεται σκόπιμη η τοποθέτηση χειροκίνητου συστήματος συναγερμού, το οποίο θα περιέχει μπουτόν συναγερμού, τα οποία φέρουν κομβίον προστατευόμενο από εύθραστο τζάμι, πίνακα επιτήρησης, σύστημα πυρανίχνευσης, που αποτελείται από σύστημα ανίχνευσης θερμότητας και καπνού, σειρήνα συναγερμού, πυροσβεστήρες ξηρής σκόνης καθώς και δίκτυο πυρόσβεσης με σύστημα αυτόματου καταιονισμού (sprinkler). Επιθυμητή είναι και η τοποθέτηση έστω μιας πυροσβεστικής φωλιάς.

9 Συμπεράσματα

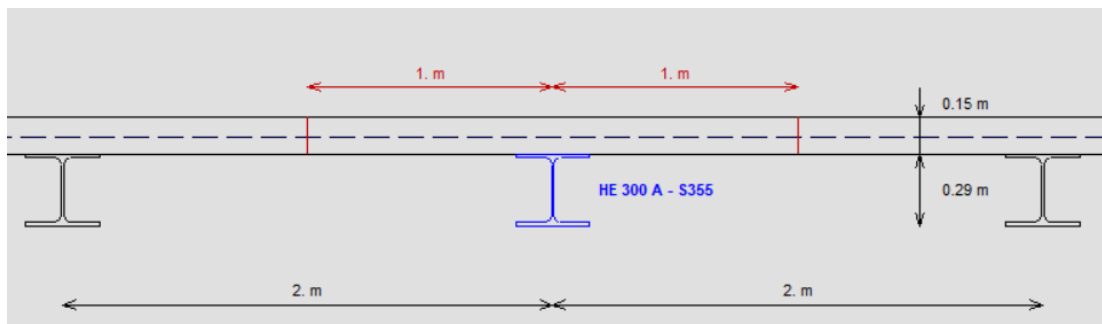
Από την μόνωση, τη διαστασιολόγηση και την ανάλυση της κατασκευής παρατηρήθηκε ότι:

- Τα φέροντα στοιχεία διαστασιολογούνται με βάση τον δυσμενέστερο συνδυασμό φορτίων, ο οποίος διαφοροποιείται ανάλογα με τον ρόλο κάθε στοιχείου στην λειτουργία του φορέα. Για παράδειγμα οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και οι αμφιέριστες οριζόντιες δοκοί, ενεργοποιούνται προς παραλαβή των οριζοντίων δυνάμεων και συνεπώς διαστασιολογήθηκαν με βάση τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό ή τον άνεμο.
- Λόγω των μεγάλων ανοιγμάτων των διαδοκίδων, κρίσιμος ήταν ο έλεγχος βελών κάμψης στην οριακή κατάσταση λειτουργίας και χρειάστηκε τοποθέτηση προσωρινών στηρίξεων κατά τη φάση σκυροδέτησης.
- Το κτίριο A, λόγω της ύπαρξης των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας κατά τη διεύθυνση X, εμφανίζει σημαντικά μικρότερες μετακινήσεις για σεισμό στην συγκεκριμένη διεύθυνση σε σχέση με τη διεύθυνση των πλαισίων ροπής Y.
- Η μη κανονικότητα του κτιρίου B σε κάτωψη επέβαλε την μείωση του συντελεστή συμπεριφοράς q από 4.00 σε 3.60.
- Πιθανώς, εάν είχε επιλεγθεί χαμηλότερος συντελεστής συμπεριφοράς $q = 3.00$ ή ακόμα και $q = 1.50$, οι μετακινήσεις του φορέα να ήταν μικρότερες, καθώς και οι διατομές των δοκών και των υποστυλωμάτων.
- Καθοριστικός ήταν ο έλεγχος κόμβων στο κτίριο B, όπου ενώ για τα στατικά φορτία οι διατομές των υποστυλωμάτων ήταν αρκετά μικρότερες, λόγω των μεγάλων διατομών των κύριων δοκών, για τον ικανοτικό σχεδιασμό των πλαισίων χρειάστηκε αύξηση των διαστάσεων των υποστυλωμάτων ώστε να εμποδιστεί η δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα.
- Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κτιρίων αποδείχθηκε κρίσιμος προς αποφυγή ολικής ή μερικής κατάρρευσης των κτιρίων για σεισμό μεγαλύτερο από αυτόν του σχεδιασμού. Για τον λόγο αυτό χρειάστηκε η τοποθέτηση μεγαλύτερων διατομών, με αποτέλεσμα την αύξηση του ίδιου βάρους των κτιρίων αλλά και του κόστους κατασκευής.

10 Βιβλιογραφία

- [1] Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2013). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- [2] Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3^η έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- [3] Γαντές Χ. (2015): Σημειώσεις Μαθήματος Σιδηρών Κατασκευών ΙΙ, ΕΜΠ.
- [4] Ευρωκώδικας 0: Βάσεις σχεδιασμού φερουσών κατασκευών (EN1990)
- [5] Ευρωκώδικας 1, Δράσεις, Μέρος 1-1:Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια (EN1991)
- [6] Ευρωκώδικας 1, Δράσεις επί των κατασκευών, Μέρος 1.3 : Φορτία χιονιού (EN 1991- 1-3)
- [7] Ευρωκώδικας 1, Δράσεις στις κατασκευές, Μέρος 1-4 : Γενικές Δράσεις - Δράσεις ανέμου (EN 1991-1-4)
- [8] Ευρωκώδικας 1, Δράσεις στις κατασκευές, Μέρος 1-5 : Γενικές Δράσεις – Θερμικές δράσεις (EN 1991-1-5)
- [9] Ευρωκώδικας 3, Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια (EN1993-1-1:2005)
- [10] Ευρωκώδικας 4, Σχεδιασμός σύμμικτων φερουσών κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια (EN1994-1-1:2005)
- [11] Ευρωκώδικας 8, Αντισεισμικός σχεδιασμός φερουσών κατασκευών (EN1998)
- [12] Michael N. Fardis, Eduardo Carvalho, Amr Elnashai, Ezio Faccioli, Paolo Pinto, Andre Plumier (2011). «Οδηγός σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- [13] Οργανισμός Σχολικών Κτιρίων Α.Ε., « Οδηγός μελετών για διδακτήρια όλων των βαθμίδων εκπαίδευσης».
https://www.ktyp.gr/files/prodiagrafes/ypodomes_paideias/Odigos_Meleton.pdf
- [14] <https://www.e-nomothesia.gr/kat-pyrkagies-emprismoι-purosbestiko-soma/purosbestikes-diataxeis/purosbestike-diatakse-16-2015.html>
- [15] http://library.tee.gr/digital/m2464/m2464_ec0_1_1_4.pdf
- [16] <https://www.elastron.gr/gr/el/products/composite-symdeck-decks/symdeck-73/>
- [17] https://sections.arcelormittal.com/design_aid/4728/EN
- [18] https://www.knauf.gr/www/el/ksira_domisi/fireproof/fireboard/fireproof_1.php
- [19] <http://www.aces.upatras.gr/userfiles/file/Seminars%20West%20Greece/EK8%20MSWord%20West%20Greece%20ACES.pdf>

Παράρτημα Α. Διαστασιολόγηση διαδοκίδων στέγης ανοίγματος 10.40m



Σχήμα 10.1: Απεικόνιση διαδοκίδας και πλάτους επιρροής

Η διαδοκίδα αυτή τοποθετείται και στα δύο κτίρια στον 2^ο όροφο (στέγη) για το άνοιγμα των 10.40m. Επιλέχθηκε διαδοκίδα διατομής HEA 300 με προσωρινές στηρίξεις στην φάση κατασκευής, καθώς λόγω του μεγάλου ανοίγματος δημιουργούνται μεγάλα βέλη στη δοκό.

Παρακάτω φαίνονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης διαστασιολόγησης της διαδοκίδας:

Connection

Connectors Diameter 19-125

ϕ	=	19.0 mm
h	=	125.0 mm
f_y	=	350.0 N/mm ²
f_u	=	450.0 N/mm ²

Main span

L = 10.400 m e = 0.188 m n = 1 row(s)

Total number of connectors : 55

Lateral restraint of the beam - The beam is laterally restrained at supports

Propping in the construction stage

Full propping

No calculation is carried out in the construction stage.

Loads

Permanent loads

Dead weight of the profile 0.87 kN/m

Dead weight of the slab (2.91 kN/m²) 5.82 kN/m

Span

Surface load = 3.00 kN/m²

Live load case n° 1 ($\psi_0 = 0.70$ $\psi_1 = 0.60$ $\psi_2 = 0.50$)

Span

Surface load = 0.25 kN/m²

FINAL stage

Participating width

on left support	1.620 m
L / 4 (= 2.600 m)	2.000 m
3 L / 4 (= 7.800 m)	2.000 m
on right support	1.620 m

Moments of inertia	...at mid-span
Long-term	45651 cm ⁴
Short-term	69173 cm ⁴

Resistance of the connectors $P_{Rd} = 47.28 \text{ kN}$

Verification of the degree of connection

Minimum degree of connection = 0.562

$F_{Steel} = 3994.74 \text{ kN}$

$F_{Concrete} = 2181.67 \text{ kN}$

Degree of connection = 0.607 > 0.562

The degree of connection is calculated for the section with maximum bending moment

Plastic resistance with partial connection

Plastic shear force resistance $V_{pl,Rd} = 764.04 \text{ kN} \quad (\eta = 1.20)$

No risk of shear buckling ($h_w / t_w < 72 \epsilon / \eta$)

ULS combination : 1.35 G + 1.50 Q₁

Support reactions $R_{V1} = 92.94 \text{ kN}$

$R_{V2} = 92.95 \text{ kN}$

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab :

$A_{s_f} > 0.62 \text{ cm}^2/\text{m}$

$M_{Ed,max(+)} = 241.69 \text{ kN.m}$

$\Gamma_M = 0.336 \quad (x = 5.893 \text{ m})$

$V_{Ed,max} = -92.94 \text{ kN}$

$\Gamma_V = 0.122 \quad (x = 0.000 \text{ m})$

$\Gamma_{MV} = 0.336 \quad (x = 5.893 \text{ m})$

Longitudinal shear resistance of the slab - Transverse reinforcing bars

Minimum transverse reinforcement ratio :
(EN 1994-1-1 §6.6.6.3 & EN 1992-1-1 §9.2.2(5))

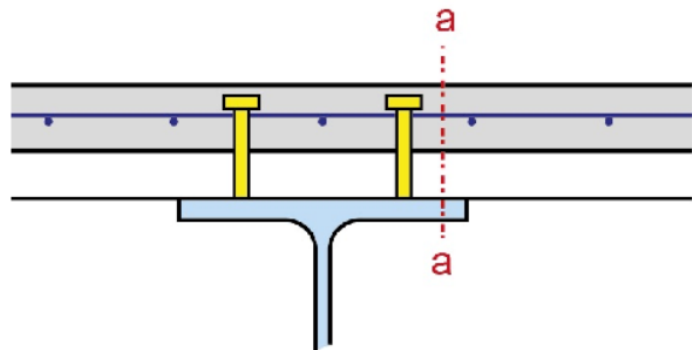
$\rho_{w,min} = 0.08 \%$

$A_{s_f} > 0.62 \text{ cm}^2/\text{m}$

Reinforcement ratio (EN 1992-1-1 §6.2.4) :

$A_{s_f} > 0.62 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\rho_w > 0.08 \%)$

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.

Plastic moment in span	$M_{pl.Rd} =$	730.13 kN.m
Maximum criterion for bending resistance	$\Gamma_{M,max} =$	0.336
Maximum criterion for shear force resistance	$\Gamma_{V,max} =$	0.122
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction	$\Gamma_{MV,max} =$	0.336
Maximum criterion for shear connector resistance	$\Gamma_{s,max} =$	0.778
Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab	$\Gamma_{Vh,max} =$	0.143

Serviceability Limit States

Deflections per load case

Case 'Dead weight'	$v_{max} =$	10.7 mm (L / 976)
Case 'Other permanent loads'	$v_{max} =$	9.6 mm (L / 1087)
Case 'Q ₁ '	$v_{max} =$	0.5 mm
Case 'Shrinkage (R) - Long term'	$v_{max} =$	10.8 mm (L / 959)

Deflections per combination

Combination SLS 'G + R + Q ₁ '	$v_{max} =$	31.6 mm (L / 329)
---	-------------	-------------------

Μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος δοκού: $L/250=1040/300=3.46\text{cm}=34.6\text{mm} > v_{max} = 31.6\text{mm}$,
 οπότε η διατομή επαρκεί!