



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Ανακατασκευή Σεισμόπληκτης Παραδοσιακής Κατοικίας με χρήση Χάλυβα και Ο.Σ.



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΜΑΡΙΟΣ Χ. ΣΩΤΗΡΟΠΟΥΛΟΣ

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Μάρτιος 2020

ΕΜΚ ΔΕ 2020/11



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

**Ανακατασκευή Σεισμόπληκτης Παραδοσιακής Κατοικίας με
χρήση Χάλυβα και Ο.Σ.**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΜΑΡΙΟΣ Χ. ΣΩΤΗΡΟΠΟΥΛΟΣ

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Μάρτιος 2020

ΕΜΚ ΔΕ 2020/11

Σωτηρόπουλος Μ.Χ. (2020).
Ανακατασκευή σεισμόπληκτης παραδοσιακής κατοικίας από χάλυβα και οπλισμένο
σκυρόδεμα
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2020/11
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Sotiropoulos M. Ch. (2020).
Reconstruction of vanished traditional residence by steel and reinforced concrete
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2020/11
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	8
Abstract.....	9
Ευχαριστίες.....	10
1 Εισαγωγή.....	11
1.1 Γενικά.....	11
1.2 Υλικά Κατασκευής.....	14
1.3 Υλικά επικάλυψης.....	15
2 Δράσεις Σχεδιασμού.....	17
2.1 Γενικά.....	17
2.2 Μόνιμες Δράσεις.....	17
2.3 Κινητά φορτία	17
2.4 Δράσεις χιονιού.....	20
2.4.1 Φορτίο χιονιού:.....	20
2.4.2 Συντελεστές μορφής χιονιού:.....	21
2.4.3 Τελικό φορτίο χιονιού:.....	23
2.5 Δράσεις ανέμου	24
2.5.1 Γενικά.....	24
2.5.2 Δράσεις ανέμου επι του κτιρίου.....	33
2.6 Σεισμικές δράσεις.....	36
2.7 Συνδυασμοί Δράσεων	42
3 Σχεδιασμός και ανάλυση κατασκευής.....	46
3.1 Γενικά.....	46
3.2 Στατικό προσομοίωμα.....	46
3.3 Στατική ανάλυση.....	47
3.4 Δυναμική ανάλυση.....	47
4 Έλεγχος και διαστασιολόγηση κατασκευής.....	50
4.1 Γενικά.....	50
4.2 Κατάταξη διατομών	50
4.3 Πλάκα σκυροδέματος.....	53
4.4 Δευτερεύουσες δοκοί	55
4.4.1 Διατομή IPE 200.....	56
4.4.2 Διατομή HEA 200.....	58
4.5 Κύριες δοκοί.....	59
4.6 Υποστυλώματα.....	61

4.7	Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	63
4.8	Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	66
5	Λεπτομέρειες συνδέσεων	69
5.1	Γενικά.....	69
5.2	Σύνδεση διαδοκίδας – κύριας δοκού.....	69
5.3	Σύνδεση κύριας δοκού – υποστυλώματος.....	74
5.4	Σύνδεση κατακόρυφης διαγωνίου – κόμβου πλαισίου	Σφάλμα! Δεν έχει οριστεί σελιδοδείκτης.
5.5	Θεμελίωση υποστυλώματος.....	Σφάλμα! Δεν έχει οριστεί σελιδοδείκτης.
6	Συμπεράσματα.....	Σφάλμα! Δεν έχει οριστεί σελιδοδείκτης.
7	Βιβλιογραφία	Σφάλμα! Δεν έχει οριστεί σελιδοδείκτης.

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2020/11

Ανακατασκευή σεισμόπληκτης παραδοσιακής κατοικίας με χρήση Χάλυβα και Ο.Σ.

Σωτηρόπουλος Μ. Χ. (Επιβλέπων: Θανόπουλος Π.)

Περίληψη

Ηταν 12 Ιουνίου του έτους 2017 όταν στις 3 και 25 το μεσημέρι, 6,3 βαθμοί της κλίμακας Ρίχτερ σχεδόν αφάνισαν το μικρό και διατηρητέο χωριό της Βρίσας, στο νησί της Λέσβου. Πλήθος κατασκευαστικών λαθών στα υφιστάμενα κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία, η θεμελίωση πολλών εξ αυτών σε χαλαρά εδάφη και η ταυτόχρονη ενεργοποίηση του γειτονικού ρήγματος, οδήγησαν σε μια από τις μεγαλύτερες φυσικές καταστροφές στον ελλαδικό χώρο. Σήμερα –σχεδόν 4 χρόνια μετά– οι διαδικασίες ανέγερσης του χωριού έχουν ξεκινήσει και στη παρούσα εργασία προτείνεται και μελετάται η ανακατασκευή μίας διώροφης παραδοσιακής κατοικίας εντός του οικισμού, με φέροντα οργανισμό από μεταλλικά στοιχεία και στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος. Ο φορέας αποτελείται από μεταλλικές δοκούς, μεταλλικά υποστυλώματα και κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας, ενώ επενδύεται εξωτερικά με τρόπο τέτοιο, ώστε να εναρμονίζεται αρχιτεκτονικά με το περιβάλλον. Η ανάλυση έγινε με χρήση του προγράμματος Robot Structural Analysis της Autodesk και η μελέτη και διαστασιολόγηση της κατασκευής υλοποιήθηκαν με βάση τις διατάξεις των Ευρωκωδίκων και του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ 2000). Στόχος της εργασίας είναι να αποτελέσει ένα κοινό σημείο μεταξύ των μεταλλικών κατασκευών και της ελληνικής παράδοσης και αρχιτεκτονικής.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2020/11

Reconstruction of vanished traditional residence by steel and reinforced concrete

Sotiropoulos M. Ch. (supervised by Thanopoulos P.)

Abstract

It was on June 12th 2017 at 15:25 when a 6,3 magnitude earthquake almost vanished the small and historical / heritage village of Vriza on the island of Lesbos. There were a number of constructive mistakes on the existing buildings by bearing masonry, the foundation of which was done on loose soil along with the activation of the nearby fault line that led to one of the biggest natural disasters in Greece. Today-almost 4 years later- the rebuilding procedures of the village have started and the present study suggests and examines the reconstruction of a two-floor traditional residence in the village, built with steel and reinforced elements. The structure consists of steel beams and columns, vertical and horizontal steel bracing, while externally it is covered to match the surrounding architecture. The analysis was done using the Robot Structural Analysis by Autodesk whereas the study and sizing of the structure were implemented on the basis of the directions of the Eurocodes and the Greek Seismic Design Code. The purpose of the dissertation is to form a common place between the metal structures and the greek tradition and architecture.

Ευχαριστίες

Ευχαριστώ θερμά τον επιβλέποντα της εργασίας μου, κ. Παύλο Θανόπουλο, Λέκτορα του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, για την άμεση, εξαιρετική και αποδοτική συνεργασία και καθοδήγηση από την έναρξη της εκπόνησης έως και την ολοκλήρωση της.

Ευχαριστώ τα μέλη του Εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών του Ε.Μ.Π., διοικητικό, επιστημονικό και εργαστηριακό προσωπικό, αλλά και καθέναν ξεχωριστά, για την αποτελεσματική αλληλεπίδραση μας κατά τη διάρκεια της ακαδημαϊκής μου πορείας, τις γνώσεις και την έμπνευση που μου προσέφεραν, ώστε να υλοποιήσω την διπλωματική μου εργασία στον συγκεκριμένο τομέα.

Ιδιαίτερα ευχαριστώ τον φίλο μου Χάρη, Αρχιτέκτων Μηχανικό του Πανεπιστημίου Πάτρας για την συμβολή του στο αρχιτεκτονικό σκέλος της εργασίας και την επιμέλεια του εξωφύλλου και τον φίλο και συμφοιτητή μου Μιχάλη, για την ουσιαστική στήριξη του από την ημέρα της γνωριμίας μας μέχρι και σήμερα.

Τέλος, ευχαριστώ από τα βάθη της καρδιάς μου τους γονείς μου, Χάρη και Εριφύλη και την αγαπημένη μου αδερφή Νίκη, για την αγάπη, την στήριξη, τις θυσίες και την δύναμη που μου προσφέρουν σε κάθε στάδιο της ζωής μου.

Η παρούσα διπλωματική εργασία είναι αφιερωμένη στη μνήμη του αγαπημένου μου παππού Νικόλαου Αμπαζά και της αγαπημένης μου γιαγιάς Φωτεινής που έζησαν επί χρόνια στο νησί της Λέσβου και είχαν ως ιδιαίτερη πατρίδα τους το χωριό της Βρίσας.

*Σωτηρόπουλος Μάριος
Μάρτιος 2020.*

1 Εισαγωγή

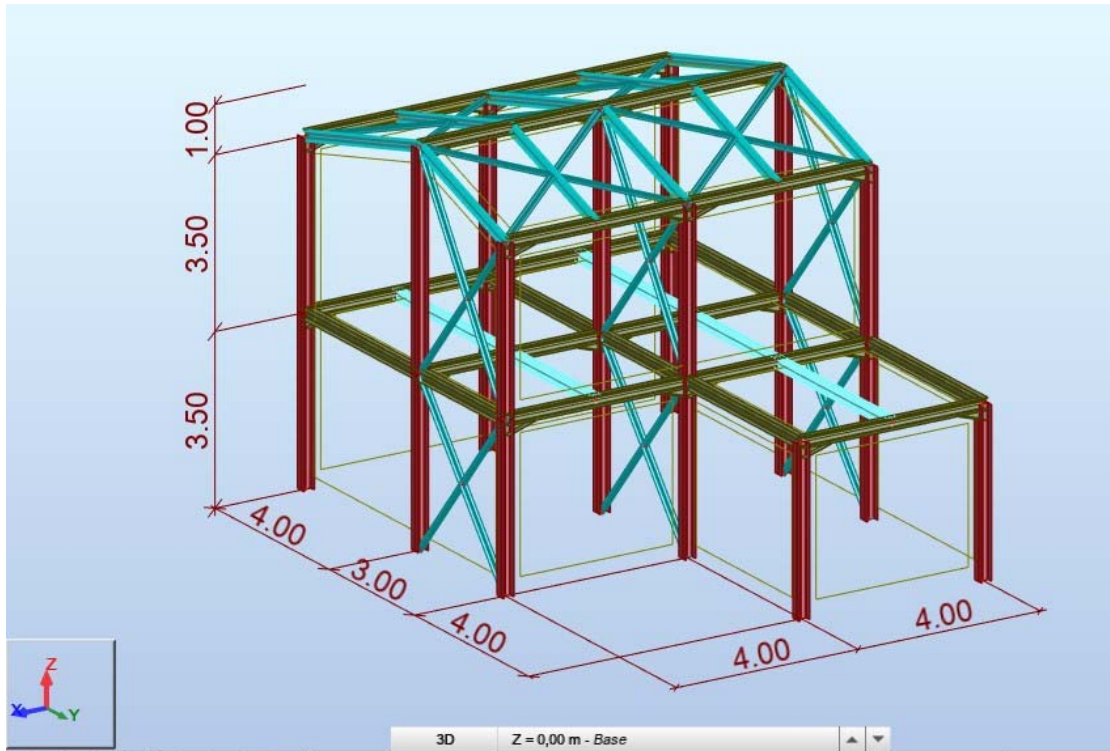
1.1 Γενικά

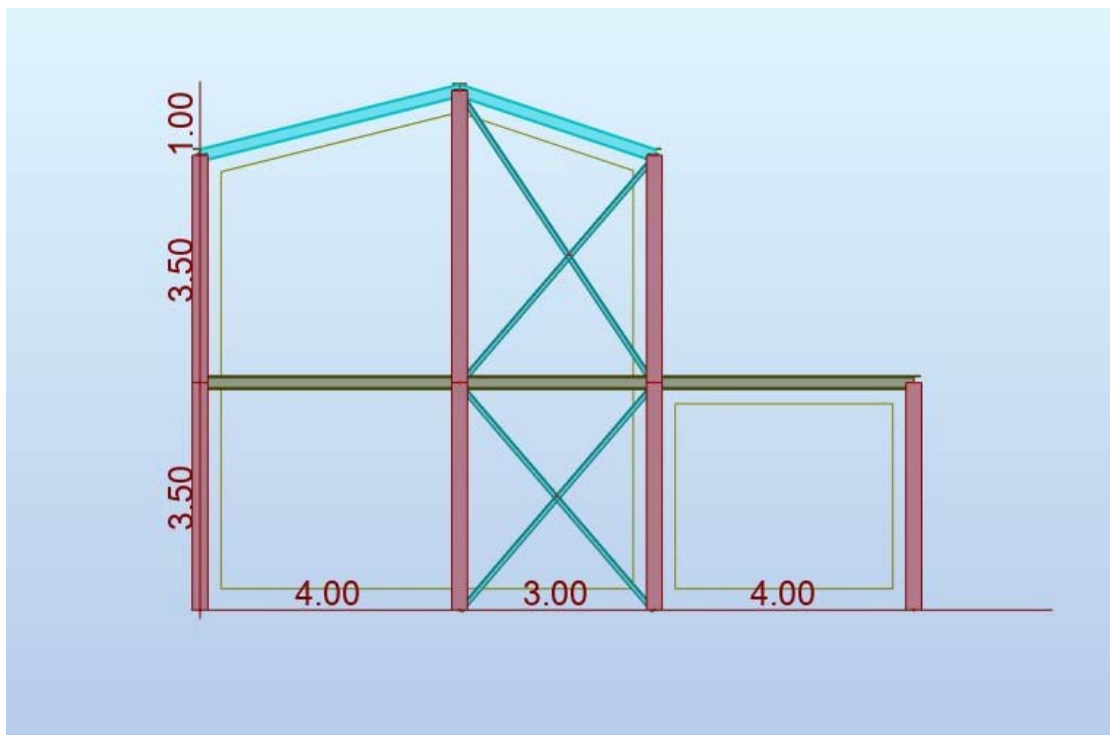
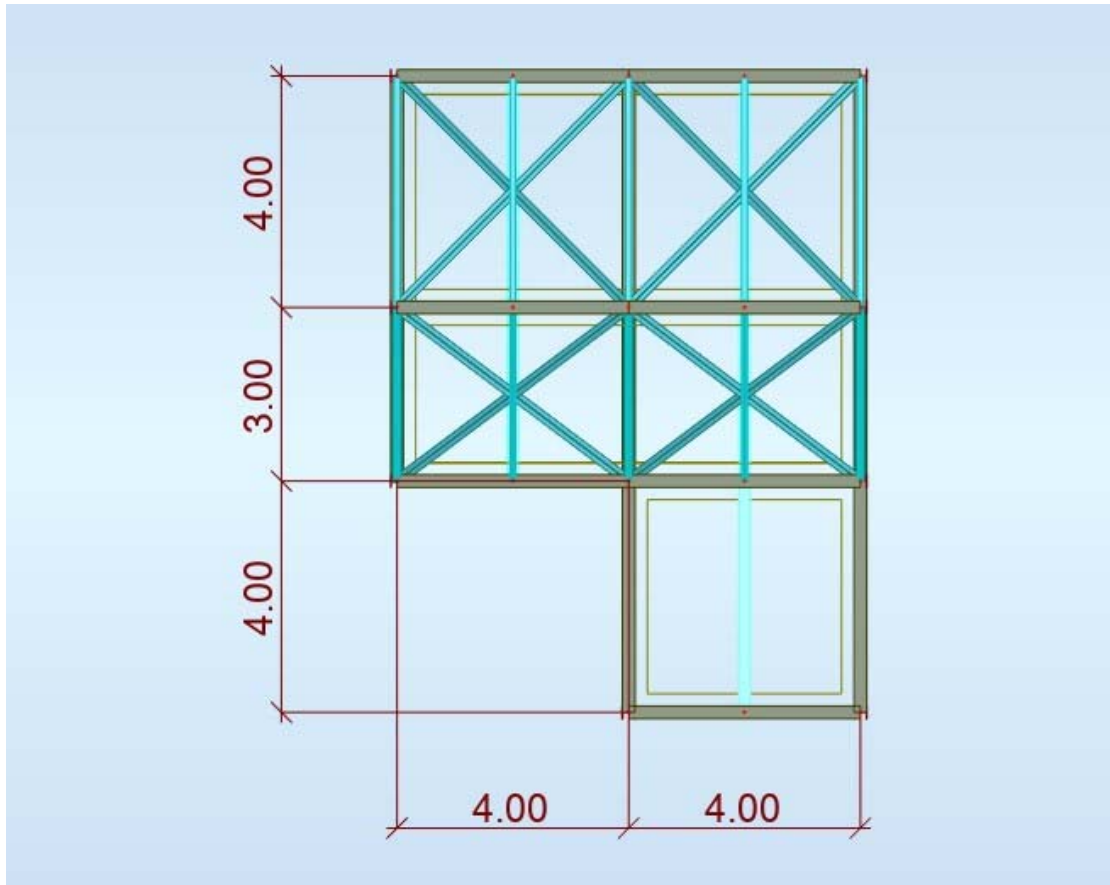
Η μελέτη αφορά στην ανακατασκευή ιδιωτικής διώροφης κατοικίας, η οποία βρίσκεται στο νότιο τμήμα του νησιού της Λέσβου και εντός σχεδίου του παραδοσιακού οικισμού της Βρίσας. Ο αρχιτεκτονικός σχεδιασμός της κατασκευής είναι εμπνευσμένος από διώροφη κατοικία φέρουσας τοιχοποιίας λιθοδομής, ξύλινη πλάκα και ξύλινη κεραμοσκεπή, η οποία κρίθηκε κατεδαφιστέα («κόκκινη») μετά το πέρας του σεισμού των 6,3 βαθμών της κλίμακας Ρίχτερ που έπληξε τον οικισμό και την γύρω περιοχή τον Ιούνιο του 2017. Στον 1^ο όροφο σχεδιάζονται οι κύριοι χώροι της κατοικίας (σαλόνι, κουζίνα, υπνοδωμάτια κλπ.), ενώ στο χώρο του ισογείου προβλέπεται μία αποθήκη, μία θέση στάθμευσης καθώς και ένας ξενώνας.

Η κατασκευή στα δυτικά και στα ανατολικά της, έρχεται σε επαφή με γειτονικές κατοικίες, ενώ το βόρειο τμήμα του ισογείου έρχεται σε επαφή με το έδαφος λόγω κλίσης του οικοπέδου. Για την συγκράτηση των γαιών στο τμήμα της κατασκευής που βρίσκεται κατάντι του φυσικού εδάφους κατασκευάζεται τοίχος αντιστήριξης από οπλισμένο σκυρόδεμα ο οποίος δεν έρχεται σε άμεση επαφή με τη κατασκευή (δημιουργία αρμού) ως εκ τούτου δεν αποτελεί αντικείμενο της παρούσας εργασίας.

Η θεμελίωση γίνεται με χρήση γενικής κοιτόστρωσης και η υπόλοιπη κατασκευή αποτελείται από μεταλλικές δοκούς, μεταλλικά υποστυλώματα και κατακόρυφους και οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας για την εξασφάλιση της μη μεταθετότητας των πλαισίων. Η πλάκα της κατασκευής (οροφή ισογείου) είναι σύμμικτη και εδράζεται σε δευτερεύουσες μεταλλικές δοκούς (διαδοκίδες). Οι δοκοί δεν συμπεριφέρονται ως σύμμικτοι, παρά μόνον η πλάκα, διάταξη η οποία περιγράφεται σε παρακάτω κεφάλαιο.

Η ανάλυση και διαστασιολόγηση της κατασκευής έγιναν μέσω του προγράμματος Robot Structural Analysis της Autodesk. Τα τρισδιάστατα αρχιτεκτονικά σχέδια έγιναν με χρήση του προγράμματος Autocad 3D SMax επίσης της Autodesk. Λήφθηκαν υπόψη οι διατάξεις των Ευρωπαϊκών Προτύπων (Ευρωκώδικες) αλλά και του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ 2000) για την δυναμική ανάλυση. Η γεωμετρία του φορέα, ορισμένες βασικές διαστάσεις του αλλά και μια πρόταση της τελικής μορφής της κατοικίας φαίνονται στα παρακάτω σχήματα.





1.2 Υλικά Κατασκευής

❖ ΔΟΜΙΚΟΣ ΧΑΛΥΒΑΣ

Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται σε όλα τα δομικά στοιχεία της κατασκευής είναι κατηγορίας S 275 και οι ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής f_y και της εφελκυστικής αντοχής f_u για εν θερμώ ελατούς χάλυβες δίνονται στα Ευρωπαϊκά Πρότυπα EN 10025-2 και EN 1993-1-1. Τα χαρακτηριστικά του χάλυβα που χρησιμοποιήθηκε παρουσιάζονται παρακάτω:

✓ Μέτρο ελαστικότητας	: $E=210000\text{N/mm}^2$
✓ Μέτρο διάτμησης	: $G=E / 2(1+\nu)=81000\text{N/mm}^2$
✓ Ειδικό βάρος	: $\gamma=78,50\text{kN/m}^3$
✓ Όριο διαρροής	: $f_y=275\text{MPa}$
✓ Εφελκυστική αντοχή	: $f_u=430\text{MPa}$

❖ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Για τον τοίχο οπλισμένου σκυροδέματος καθώς και για τις σύμμικτες πλάκες χρησιμοποιήθηκε σκυροδέμα C25/30, του οποίου οι τιμές σχεδιασμού είναι:

✓ Μέτρο ελαστικότητας:	: $E=31\text{GPa}$
✓ Ειδικό βάρος	: $\gamma=25\text{kN/m}^3$
✓ Αντοχή:	: $f_{ck}=25\text{MPa}$

❖ ΧΑΛΥΒΑΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ

Για τους οπλισμούς του σκυροδέματος χρησιμοποιήθηκαν χάλυβας B500C με χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής $f_{yk}=500\text{MPa}$.

❖ ΧΑΛΥΒΔΟΦΥΛΛΟ

Χρησιμοποιείται χαλυβδόφυλλο Symdeck 73 το οποίο είναι γαλβανισμένο, τραπεζοειδούς μορφής. Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται είναι υψηλής ποιότητας S320 σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, με χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής $f_{yp}=320\text{MPa}$ και εφελκυστική αντοχή $f_{up}=390\text{MPa}$.

❖ ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

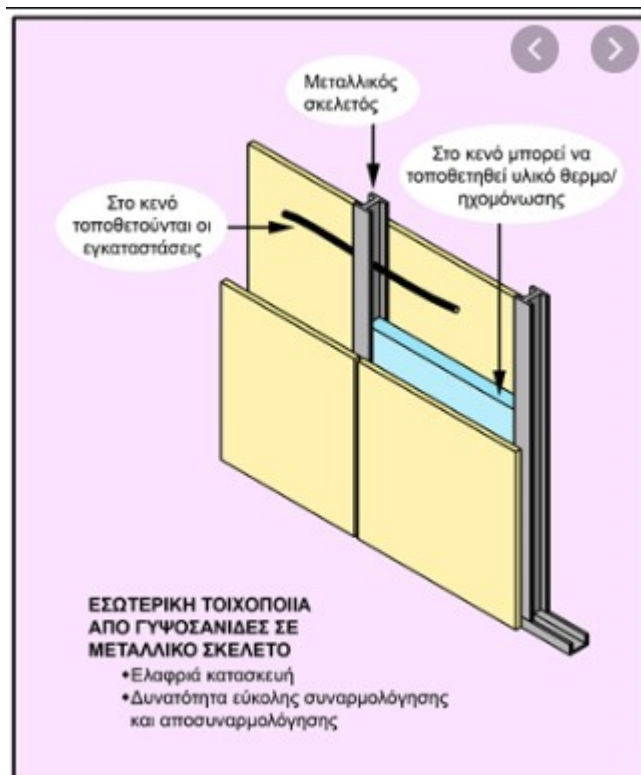
Στις μεταλλικές συνδέσεις χρησιμοποιήθηκαν κοχλίες ποιότητας 8.8 με χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής $f_{yb}=640\text{MPa}$ και χαρακτηριστική τιμή εφελκυστικής αντοχής $f_{ub}=800\text{MPa}$.

1.3 Υλικά επικάλυψης

- ❖ Πάνελ πολυουρεθάνης με μορφή κεραμιδιού (στέγη)



- ❖ Γυψοσανίδα (εσωτερικά χωρίσματα – ψευδοροφές)



- ❖ Πλινθοδομή (περιμετρικοί τοίχοι)

Χτίζεται με μονό τούβλο κάθε περιμετρικός τοίχος. Εξωτερικά τοποθετείται 10 cm θερμοπρόσωψης ενώ εσωτερικά γίνεται επένδυση με γυψοσανίδα και επιπλέον μόνωσης ορυκτοβάμβακα μεταξύ τούβλου και γυψοσανίδας.

- ❖ Πλακάκι (δάπεδα)
- ❖ Εξωτερική επένδυση λιθοδομής (ισόγειο)

Η επένδυση αυτή γίνεται για αρχιτεκτονικούς σκοπούς και επιλέγεται να τοποθετηθεί στο επίπεδο του ισόγειου, όπου το βάρος της πέτρας μεταβιβάζεται απευθείας στην πλάκα θεμελίωσης.

2 Δράσεις Σχεδιασμού

2.1 Γενικά

Κάθε φορέας, ανεξάρτητα από το υλικό το οποίο κατασκευάζεται (σκυρόδεμα, χάλυβας, ξύλο, κλπ.), έχει ως "αποστολή" του να μεταβιβάζει - με ασφάλεια, αξιοπιστία και οικονομία – φορτία, από τα επιμέρους στοιχεία του (πλάκες, δοκοί, υποστηλώματα) στο έδαφος (θεμελίωση). Είναι σαφές ότι αυτή η διαδικασία θα πρέπει να τελείται με την ίδια ασφάλεια και αξιοπιστία καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του συγκεκριμένου φορέα. Τα φορτία (ή δράσεις) που ασκούνται σε ένα κτίριο, εξαρτώνται από τη θέση, τη μορφή και τη χρήση του και καθορίζονται από κανονιστικές διατάξεις, οι οποίες περιγράφουν τη ποσοτική και ποιοτική τους διάσταση.

Οι δράσεις σχεδιασμού διακρίνονται ανάλογα με το χρόνο σε:

1. Μόνιμες δράσεις (G) (ίδια βάρη, φορτία επικαλύψεων),
2. Μεταβλητές δράσεις (Q) (κινητά φορτία, φορτία ανέμου και χιονιού),
3. Τυχηματικές δράσεις (A) (φορτία σεισμού) και για τον συγκεκριμένο φορέα έχουν υπολογιστεί με βάσει τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 (EN 1991) και του ΕΑΚ 2000.

2.2 Μόνιμες Δράσεις

Ως μόνιμες, χαρακτηρίζονται οι δράσεις οι οποίες επενεργούν σε μια κατασκευή για μια δεδομένη περίοδο αναφοράς και η διαφοροποίησή τους στο χρόνο, εντός της περιόδου αυτής, μπορεί να θεωρηθεί αμελητέα. Μόνιμες δράσεις αποτελούν όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως τα ίδια βάρη φερόντων στοιχείων, τα φορτία των τοίχων πληρώσεων, τα φορτία επικαλύψεων και μονώσεων δαπέδων, φορτία επενδύσεων, επικαλύψεων, βαρέων συστημάτων κ.α..

Στο συγκεκριμένο κτίριο, λαμβάνονται υπ' όψη ως μόνιμες δράσεις:

- Τα ίδια βάρη φερόντων στοιχείων (δοκοί, υποστηλώματα), όπως υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα Robot Structural Analysis για χάλυβα με ίδιο βάρος $78,50 \text{ kN/m}^3$.
- Το ίδιο βάρος της πλάκας σκυροδέματος: $g_{\pi\lambda} = 2,70 \text{ kN/m}^2$
- Πρόσθετα μόνιμα φορτία: $g_{ad} = 3,50 \text{ kN/m}^2$ (γεμίσματα, επικαλύψεις, ψευδοροφές).
- Μόνιμο φορτίο στέγης: $g_{roof} = 1,00 \text{ kN/m}^2$ (πάνελ πολυουρεθάνης σε μορφή κεραμιδιού, εσωτερικές ψευδοροφές, εσωτερική μόνωση ορυκτοβάμβακα)
- Περιμετρική τοιχοποιία πλινθοδομής με εξωτερική θερμοπρόσοψη και εσωτερική επένδυση γυψοσανίδας με μόνωση ορυκτοβάμβακα: $g_{wall} = 10,00 \text{ kN/m}$ (γραμμικό).

2.3 Κινητά φορτία

Τα κινητά φορτία των κτιρίων είναι είτε ομοιόμορφα κατανεμημένα (q_k), είτε συγκεντρωμένα (Q_k) και οφείλονται σε κανονική χρήση του κτιρίου από ανθρώπους, σε αντικείμενα όπως έπιπλα, μηχανήματα και εξοπλισμοί, ακόμα και σε φορτία οχημάτων (π.χ. θέσεις parking). Ανάλογα με τη κατηγορία χρήσης του κτιρίου, τα κινητά φορτία λαμβάνουν τιμές σύμφωνα με το κανονισμό:

Πίνακας 2.1: Κατηγορίες χρήσης επιφανειών κτιρίων

	Ειδική χρήση	Παράδειγμα
A	Επιφάνειες κατοικιών και παρόμοιων δραστηριοτήτων	Δωμάτια σε κτίρια κατοικιών και οικιών, υπνοδωμάτια και θάλαμοι νοσοκομείων, υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία ή οικοτροφία, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Επιφάνειες γραφείων	
C	Επιφάνειες όπου μπορεί να συγκεντρωθούν άνθρωποι (εκτός των κατηγοριών A, B και D)	C1: Επιφάνειες με τραπέζια κλπ. π.χ. σχολεία, καφενεία, εστιατόρια, τραπεζαρίες, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής.
		C2: Επιφάνειες με σταθερά καθίσματα, π.χ. εκκλησίες, θέατρα, κινηματογράφοι, αίθουσες συνεδρίων ή διαλέξεων ή συνελεύσεων, αίθουσες αναμονής.
		C3: Επιφάνειες χωρίς εμπόδια για την κίνηση του κοινού, π.χ. μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, και επιφάνειες προσπέλασης σε δημόσια κτίρια διοίκησης, ξενοδοχεία, νοσοκομεία, σταθμοί τρένων.
		C4: Επιφάνειες με πιθανές φυσικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού ή γυμναστικής, θεατρικές σκηνές.
		C5: Επιφάνειες επιδεικτικές σε συνωστισμό, π.χ. κτίρια δημοσίων θεαμάτων, αίθουσες μουσικής, γυμναστήρια, εξέδρες, τσάι και επιφάνειες προσπέλασης, πλατφόρμες τρένων.
D	Επιφάνειες εμπορικών συναλλαγών	D1: Επιφάνειες σε καταστήματα λιανικής πώλησης
		D2: Πολυκαταστήματα
E1	Επιφάνειες επιδεικτικές σε συγκέντρωση αγαθών, περιλαμβανομένων και των επιφανειών προσπέλασης	Επιφάνειες αποθήκευσης περιλαμβανομένων και των βιβλιοθηκών.
E2	Βιομηχανική χρήση	

Πίνακας 2.2: Επιβαλλόμενα φορτία δαπέδων κτιρίων σύμφωνα με τις προτεινόμενες τιμές του Εθνικού Προσαρτήματος.

Φορτιζόμενες επιφάνειες	q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)
Κατηγορία Α		
δάπεδα	2,0	2,0
κλίμακες	3,5	2,0
εξώστες	5,0	3,0
Κατηγορία Β	ως Α	ως Α
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
Κατηγορία Ε	7,5	7,0

Πίνακας 2.3: Κατηγορίες χρήσης οροφών.

Κατηγορία	Ειδική χρήση
H	Οροφές προσιτές μόνο για κανονική συντήρηση, επισκευή, βαφή και μικροεπισκευές.
I	Οροφές προσιτές για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες Α έως D.
K	Οροφές προσιτές για ειδικές υπηρεσίες, όπως για προσγείωση ελικοπτέρων

Πίνακας 2.4: Επιβαλλόμενα φορτία οροφών σύμφωνα με τις προτεινόμενες τιμές του Εθνικού Προσαρτήματος.

Οροφές	q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)
Κατηγορία Η	0,5	1,0

Το συγκεκριμένο κτίριο ανήκει στη Κατηγορία Α και η οροφή του στη Κατηγορία Η (στάθμη +8,0m). Το συγκεντρωμένο φορτίο Q_k έχει αγνοηθεί. Επιπλέον, το ομοιόμορφο φορτίο $q = 2 \text{ kN/m}^2$ που επιλέγεται ως κινητό (Κατηγορία Α), λαμβάνεται προσαυξημένο σε $q = 2,8 \text{ kN/m}^2$, ώστε να συμπεριλάβει τα εσωτερικά χωρίσματα γυψοσανίδας.

2.4 Δράσεις χιονιού

Τα φορτία λόγω χιονόπτωσης προσδιορίζονται με βάση τις οδηγίες του Ευρωκώδικα 1 - Μέρος 1.3 (EN 1991-1-3). Τα φορτία αυτά αναφέρονται σε κτίρια ή σε έργα πολιτικού μηχανικού γενικά, για υψόμετρο κάτω των 1500m, θεωρούνται ως στατικά και κατατάσσονται στις μεταβλητές, καθορισμένες δράσεις (όπως αυτές ορίζονται στο EN 1990). Σε ειδικές περιπτώσεις, όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές οι οποίες δεν μπορούν να αξιοποιηθούν μέσω των συνήθων στατιστικών μεθόδων για τον προσδιορισμό της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου χιονιού, οι ακραίες τιμές αυτές μπορεί να θεωρούνται ως τυχηματικές δράσεις.

2.4.1 Φορτίο χιονιού:

Το φορτίο χιονιού για μια στέγη προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (2.1)$$

όπου,

μ_i : ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού.

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

C_e : ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1,00. Για κατασκευές προστατευμένες από κτίρια ή δέντρα, όπως η παρούσα, λαμβάνεται $C_e = 1,2$.

C_t : ο θερμικός συντελεστής, ο οποίος για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης λαμβάνεται ίσος με 1,00.

Το φορτίο s , σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, ενεργεί κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης.

Οι τιμές του s_k για περίοδο επαναφοράς 50 ετών δίνονται στο Παράρτημα C του EN 1991 – Μέρος 1-3 και εξαρτώνται από τη ζώνη χιονιού στην οποία ανήκει η κατασκευή καθώς και από το απόλυτο υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας.

Ισχύει:

$$s_k = s_{k,0} \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right) \quad (2.2)$$

όπου,

$s_{k,0}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας (δηλ. για $A = 0$).

A είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας.

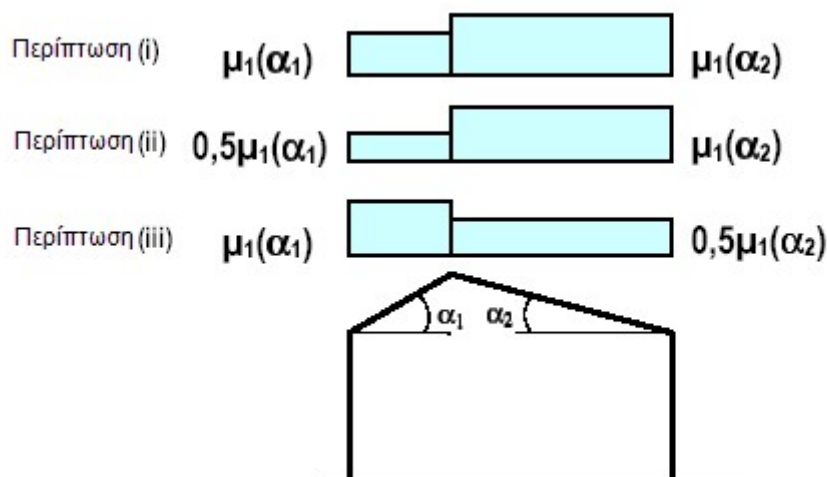
Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα, ορίζονται τρεις ζώνες χιονιού ως εξής:

Ζώνη Ι	($s_{k,0} = 0,4 \text{ kN/m}^2$):	Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας.
Ζώνη ΙΙ	($s_{k,0} = 0,8 \text{ kN/m}^2$):	Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες, Εύβοια.
Ζώνη ΙΙΙ	($s_{k,0} = 1,7 \text{ kN/m}^2$):	Υπόλοιπη χώρα.

Η εν λόγω κατοικία κατασκευάζεται στη ζώνη Ι και σε υψόμετρο $A = 35 \text{ m}$. Από τη Σχέση (2.2) προκύπτει: $s_k = 0,4 \text{ kN/m}^2$.

2.4.2 Συντελεστές μορφής χιονιού:

Στο (Σχ .2.1). φαίνεται η προβλεπόμενη διάταξη για τους συντελεστές χιονιού σε δικλινείς στέγες. Για το σχεδιασμό, λαμβάνεται υπόψη η εκάστοτε πλέον δυσμενής από αυτές.



(Σχ .2.1). συντελεστές μορφής σε δικλινείς στέγες

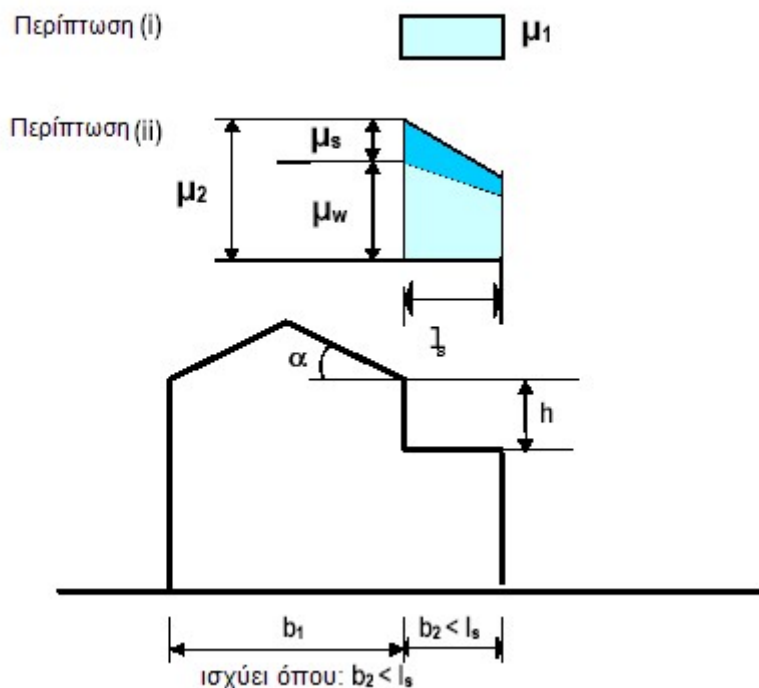
Οι συντελεστές μορφής δίνονται στον Πίνακα 2.5 για διάφορες τιμές των γωνιών α_1 , α_2 της στέγης, όταν η ολίσθηση του χιονιού δεν παρεμποδίζεται.

Πίνακας 2.5:

Κλίση στέγης α	$0^0 \leq \alpha \leq 30^0$	$30^0 \leq \alpha \leq 60^0$	$60^0 \leq \alpha$
μ_1	0,8	$\frac{0,8 \cdot (60 - \alpha)}{30}$	0,0
μ_2	$0,8 + \frac{0,8 \cdot \alpha}{30}$	1,6	-

Για $\alpha_1 = 18,43^\circ$ και $\alpha_2 = 14^\circ$ προκύπτει $\mu_1 = 0,8$ και για τα δύο τμήματα τις στέγης.

Για στέγες με απότομες αλλαγές ύψους, όπου είναι πιθανή η συγκέντρωση χιονιού λόγω ανέμου ή ολίσθησης από υψηλότερη στέγη, η διάταξη των συντελεστών μορφής ακολουθεί τις περιπτώσεις του Σχ .2.2



(Σχ .2.2). συντελεστές μορφής σε στέγες με απότομη αλλαγή ύψους

Ισχύει:

$\mu_1 = 0,8$ (διότι η χαμηλότερη στέγη είναι επίπεδη)

$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$

(2.3)

όπου

μ_s είναι ο συντελεστής μορφής λόγω ολίσθησης

μ_w είναι ο συντελεστής μορφής λόγω ανέμου.

Συγκεκριμένα:

$\mu_s = 0,50\mu_1 = 0,4$ (επειδή $\alpha > 15^\circ$)

$\mu_w = (b_1 + b_2)/2h = 1,57$ ($b_1 = 7\text{m}$, $b_2 = 4\text{m}$, $h = 3,5\text{m}$).

Ταυτόχρονα θα πρέπει να ικανοποιούνται:

$\mu_w \leq \gamma h/s_k$, όπου $\gamma = 2 \text{ kN/m}^3$ (η πυκνότητα του χιονιού)

και $0,8 \leq \mu_w \leq 4,0$.

Τα δύο κριτήρια ικανοποιούνται.

Με βάση τα παραπάνω: $\mu_2 = 0,4 + 1,57 = 1,97$. Λαμβάνεται $\mu_2 = 2,0$.

Το μήκος συγκέντρωσης l_s είναι:

$$l_s = 2h \quad (2.4)$$

και πρέπει: $5 \leq l_s \leq 15\text{m}$.

Από τη σχέση (2.4) προκύπτει:

$$l_s = 7\text{m} > b_2.$$

Επομένως ο συντελεστής στο άκρο της χαμηλότερης στέγης προσδιορίζεται με παρεμβολή των μ_1 και μ_2 και είναι: $\mu_{2b} = 1,3$.

2.4.3 Τελικό φορτίο χιονιού:

Με χρήση της σχέσης (2.1) το φορτίο χιονιού προκύπτει:

$$s_1 = 0,385 \text{ kN/m}^2$$

$$s_2 = 0,96 \text{ kN/m}^2$$

$$s_{2b} = 0,62 \text{ kN/m}^2.$$



(Σχ. 2.3) Κατανομή φορτίου χιονιού σε τομή του φορέα (υπό κλίμακα).

2.5 Δράσεις ανέμου

2.5.1 Γενικά

Οι δράσεις ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις και θεωρείται ότι εφαρμόζονται άμεσα στις εξωτερικές επιφάνειες του κτιρίου και έμμεσα στις εσωτερικές. Προσδιορίζονται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 – Μέρος 1.4 (EN 1991-1-4) και αποτελούν τη βασική φόρτιση σε πολλές μεταλλικές κατασκευές. Ως δράση ανέμου επί των κατασκευών θεωρείται η πίεση που αναπτύσσεται λόγω της ανάσχεσης της ροής του ανέμου. Από τις αναπτυσσόμενες πιέσεις προκύπτουν δυνάμεις κάθετες στην προσβαλλόμενη επιφάνεια. Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Η βάση σχεδιασμού είναι η μέγιστη ταχύτητα που προβλέπεται για τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής. Οι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας και της ασκούμενης πίεσης είναι:

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

❖ ΒΑΣΙΚΗ ΤΑΧΥΤΗΤΑ ΑΝΕΜΟΥ

Η βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους προκύπτει από τη σχέση:

$$V_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot V_{b,0} \quad (2.5)$$

όπου,

c_{dir} : ο συντελεστής διεύθυνσης και λαμβάνεται ίσος με 1

c_{season} : ο συντελεστής εποχής και λαμβάνεται ίσος με 1

$v_{b,0}$: η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου.

Για το παρόν κτίριο, $v_{b,0} = 33 \text{ m/s}$ (τιμή που δίνει το Εθνικό Προσάρτημα για νησιά και παράλια μέχρι 10 km από την ακτή).

Συνεπώς από τη Σχέση (2.5) προκύπτει:

$$v_b = 33,0 \text{ m/s}$$

❖ ΠΙΕΣΗ ΤΑΧΥΤΗΤΑΣ ΑΙΧΜΗΣ

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

$$q_{pz} = [1 + 7I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (2.6)$$

όπου,

ρ : η πυκνότητα του αέρα και λαμβάνεται ίση με $0,00125 \text{ Mg/m}^3$

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

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0 \cdot z \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200\text{m} \quad (2.7)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{για } z < z_{\min} \quad (2.8)$$

όπου,

k_I : ο συντελεστής στροβιλισμού και λαμβάνεται ίσος με 1,00

$v_m(z)$: η μέση ταχύτητα του ανέμου και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (2.9)$$

όπου,

$c_r(z)$: ο συντελεστής τραχύτητας

$c_0(z)$: ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης και λαμβάνεται ίσος με 1,00 (προτεινόμενη τιμή)

Ο συντελεστής τραχύτητας υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200\text{m} \quad (2.10)$$

$$c_r(z) = c_r \cdot (z_{\min}) \quad \text{για } z \leq z_{\min} \quad (2.11)$$

όπου,

k_r : ο συντελεστής εδάφους και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (2.12)$$

Οι προτεινόμενες τιμές για το μήκος τραχύτητας z_0 και το ελάχιστο ύψος z_{min} δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 2.6: Προτεινόμενες τιμές z_0 και z_{min} .

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

Η περιοχή που τοποθετείται η κατασκευή είναι Κατηγορίας εδάφους III, οπότε $z_0=0,3m$ και $z_{min}=5m$.

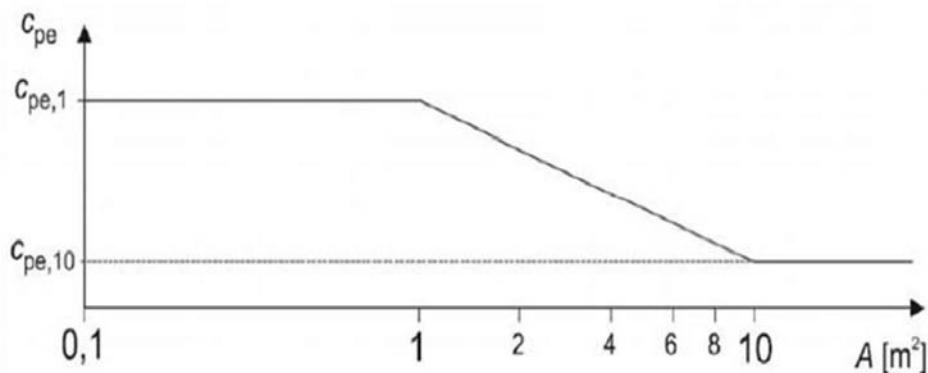
❖ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΕΞΩΤΕΡΙΚΗΣ ΠΙΕΣΗΣ

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας A για δύο χαρακτηριστικές τιμές, για $1m^2$ και για $10m^2$. Ως φορτιζόμενη επιφάνεια, θεωρείται η επιφάνεια, η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνηση του. Στο Σχήμα 2.5 φαίνεται η γραφική απεικόνιση της μεταβολής της πίεσης c_{pe} συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας και οι τιμές που προκύπτουν για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης είναι:

$$c_{pe} = c_{pe,1} \quad \text{για} \quad A \leq 1m^2 \quad (2.13)$$

$$c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log A \quad \text{για} \quad 1m^2 < A < 10m^2 \quad (2.14)$$

$$c_{pe} = c_{pe,10} \quad \text{για} \quad A \geq 10m^2 \quad (2.15)$$

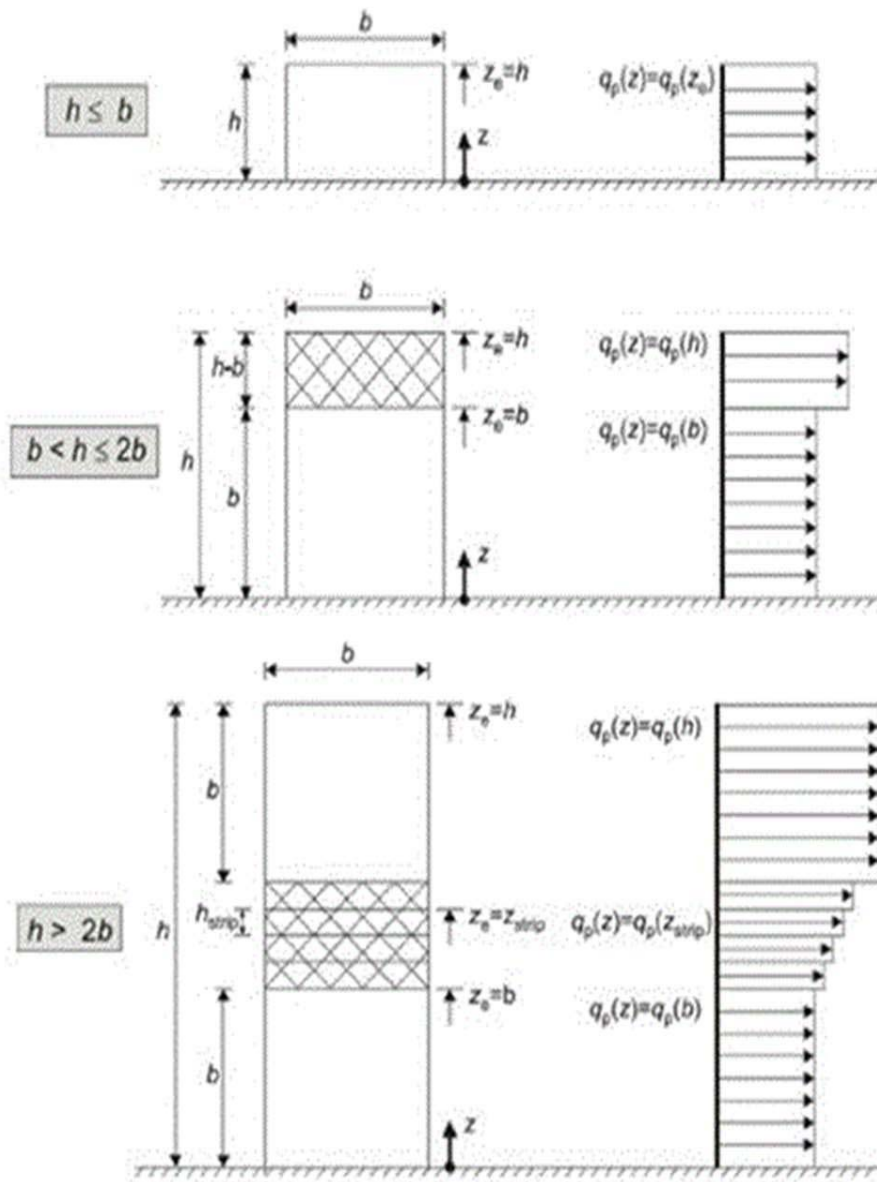


(Σχ.2.4) Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης σε κτίριο, συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας A .

❖ ΠΙΕΣΕΙΣ ΣΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥΣ ΜΕ ΟΡΘΟΓΩΝΙΚΗ ΚΑΤΟΨΗ

Ο προσδιορισμός του ύψους αναφοράς z_e για τους προσήνεμους τοίχους εξαρτάται από τη σχέση μεταξύ του ύψους h και του πλάτους b του κτιρίου. Σύμφωνα με το Σχήμα 2.8 προκύπτουν οι παρακάτω περιπτώσεις:

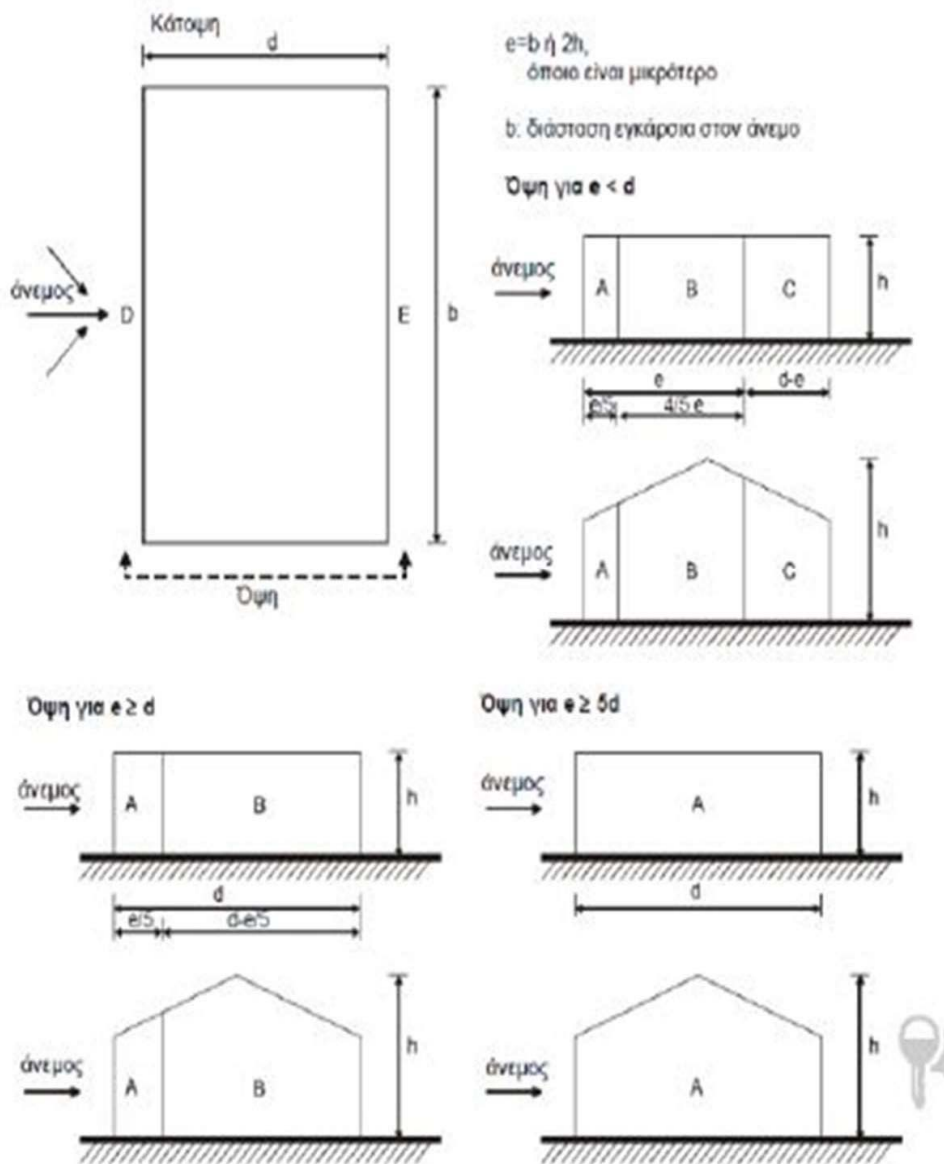
- Για $h \leq b$, λαμβάνεται ως ένα τμήμα με $z_e=h$.
- Για $b < h \leq 2b$, το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από δύο τμήματα με ύψος $z_e=b$ για το χαμηλότερο και $z_e=h$ για το υπερκείμενο.
- Για $h > 2b$, το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από πολλά τμήματα, εκ των οποίων το χαμηλότερο έχει ύψος $z_e=b$, το υψηλότερο έχει ύψος $z_e=h$, ενώ το μεταξύ αυτών διάστημα υποδιαιρείται σε τμήματα με μέγιστο ύψος κάθε τμήματος ίσο με b .



(Σχ. 2.5) Ύψος αναφοράς z_e συναρτήσει των h, b και κατανομή πιέσεων

Στους υπήνεμους και τους παράπλευρους τοίχους, το ύψος αναφοράς λαμβάνεται ίσο με το ύψος του κτιρίου.

Στο Σχήμα 2.6 φαίνονται οι ζώνες υποδιαίρεσης των κατακόρυφων επιφανειών και στον Πίνακα 2.7 δίνονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης $c_{pe,10}$ και $c_{pe,1}$ συναρτήσει του λόγου h/d και των ζωνών υποδιαίρεσης των κατακόρυφων τοίχων της κατασκευής.



Σχήμα 2.6: Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

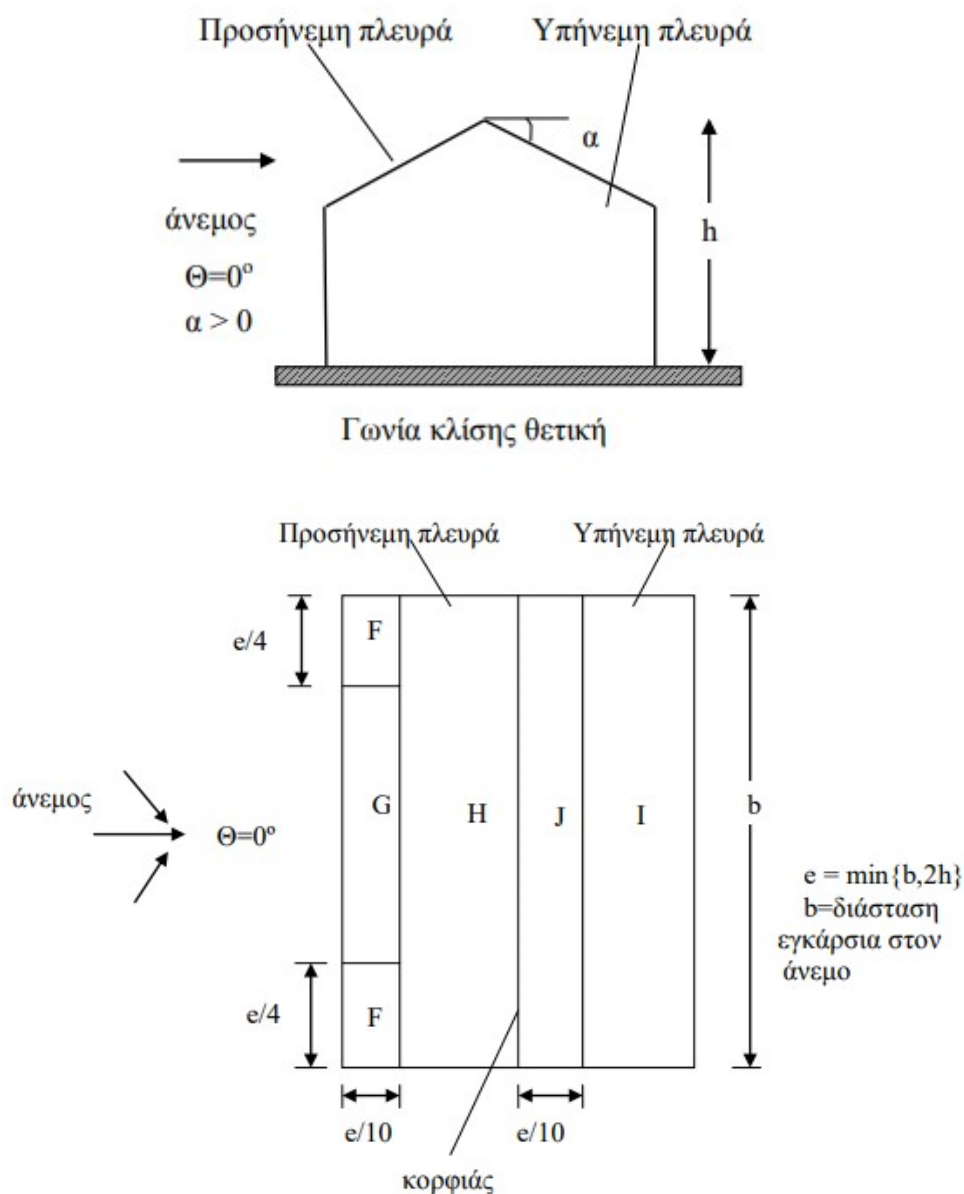
Πίνακας 2.7: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων

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

Για ενδιάμεσες τιμές του h/d θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή

❖ ΠΙΕΣΕΙΣ ΣΕ ΔΙΚΛΙΝΕΙΣ ΣΤΕΓΕΣ

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται στον Πίνακα 2.8.



Σχήμα 2.7: Συμβολισμοί για δικλινείς στέγες

Πίνακας 2.8: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες

Γωνία κλίσης α	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$	$c_{pe.10}$	$c_{pe.1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

❖ ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ

Οι εσωτερικές πιέσεις δρουν ταυτόχρονα με τις εξωτερικές πιέσεις και πρέπει στους υπολογισμούς να λαμβάνονται υπόψη μαζί με αυτές, για κάθε συνδυασμό δυνατών ανοιγμάτων. Ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης c_{pi} εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στη συνολική επιφάνεια του κτιρίου. Όπου δεν είναι δυνατή ή δεν θεωρείται επαρκής η εκτίμηση του λόγου ανοιγμάτων μ για μία συγκεκριμένη περίπτωση, τότε το c_{pi} πρέπει να λαμβάνεται ως το πλέον δυσμενές από τα +0,2 και -0,3.

❖ ΤΕΛΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ ΑΝΕΜΟΥ

Οι τελικές πιέσεις του ανέμου επί ενός τοίχου ή ενός επιμέρους στοιχείου είναι η διαφορά των εξωτερικών και των εσωτερικών πιέσεων επί των επιφανειών του τοίχου ή του στοιχείου, λαμβάνοντας υπόψη τη φορά των πιέσεων αυτών. Η πίεση που κατευθύνεται προς την επιφάνεια λαμβάνεται ως θετική, ενώ η αναρρόφηση, το διάνυσμα της οποίας απομακρύνεται από την επιφάνεια, λαμβάνεται ως αρνητική, όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 2.8.

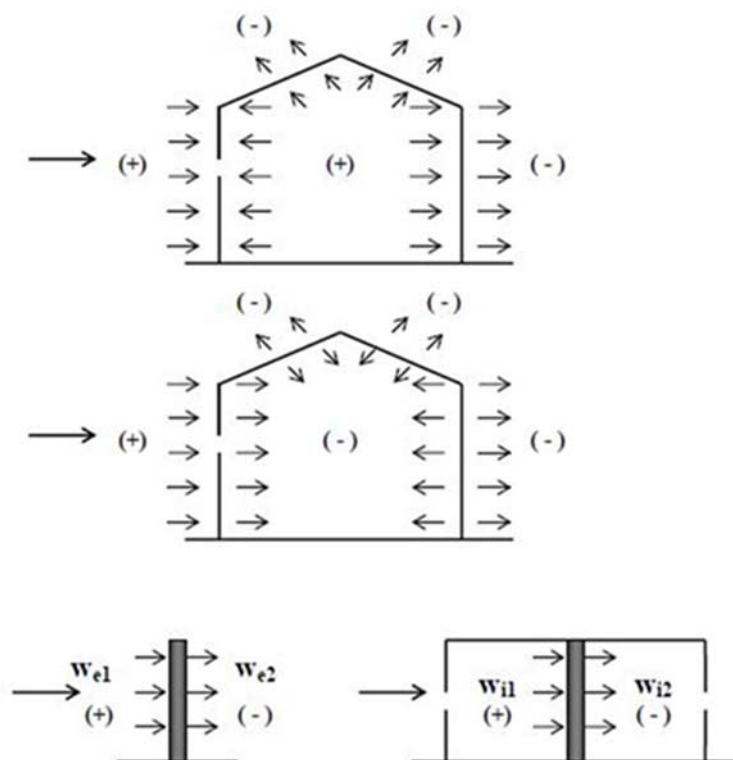
Η εξωτερική πίεση προκύπτει από τη σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (2.16)$$

Η εσωτερική πίεση προκύπτει από τη σχέση:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (2.17)$$

Η τελική πίεση είναι η διαφορά των εξωτερικών και εσωτερικών πιέσεων διατηρώντας το πρόσημό τους.



Σχήμα 2.8: Πίεση επί των επιφανειών

2.5.2 Δράσεις ανέμου επι του κτιρίου

Διευθύνσεις ανέμου – παραδοχές:

Θα εξεταστούν οι διευθύνσεις $\theta = 0$ και $\theta = 180$ οι οποίες ταυτίζονται με τους άξονες $+Y$ και $-Y$ αντίστοιχα. Κατά τις διευθύνσεις $\theta = 90$ και $\theta = 270$ θεωρείται ότι δεν επιδρά άνεμος καθώς το κτίριο έρχεται σε επαφή με γειτονικές κατοικίες. Απλοποιητικά, υπέρ της ασφάλειας και για απλούστερους υπολογισμούς, λαμβάνεται ενιαίο ύψος κτιρίου, ίσο προς το μέγιστο ύψος του, $h = 8$ m, ενιαίο πλάτος $b = 8$ m και ενιαίο $d = 7$ m (η διάσταση του κτιρίου παράλληλη στη διεύθυνση του ανέμου).

1. Διεύθυνση $\theta = 0^\circ$

Ισχύει: $h = 8,00$ m, $b = 8,00$ m, $d = 7,00$ m.

Παρατηρούμε ότι $h \leq b$, άρα από το Σχήμα 2.6 προκύπτει ένα ύψος αναφοράς $z_e = h = 8,00$ m.

Από τη Σχέση (2.7) προκύπτει $l_v(z_e) = 0,30$.

Από τις Σχέσεις (2.9), (2.10) και (2.12) προκύπτει $v_m(z_e) = 23,10$ m/s.

Τελικά, σύμφωνα με τη Σχέση (2.6) η πίεση ταχύτητας αιχμής προκύπτει ίση με $q_p(z_e) = 1,034$ kN/m².

❖ ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΩΝ

$e = \min(b; 2h) = \min(8; 16) \rightarrow e = 8$ m και $h/d = 1,143$.

Επειδή $e \geq d$, από το Σχήμα 2.8 προκύπτει ότι το μήκος d θα χωριστεί σε δύο ζώνες A και B.

Η Ζώνη A έχει εμβαδόν $E_A = 11,50$ m² > 10 m² ενώ για τη Ζώνη B προκύπτει $E_B > 10$ m². Οι Ζώνες D, E ομοίως έχουν $E_i > 10$ m². Οπότε σύμφωνα με τον Πίνακα 2.7 και τη Σχέση (2.14) προκύπτουν οι παρακάτω συντελεστές εξωτερικής πίεσης και οι εξωτερικές πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών:

Πίνακας 2.9: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης και εξωτερικές πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών για $\theta = 0^\circ$

Ζώνη	A	B	D	E
c_{pe}	-1,19	-0,8	+0,8	-0,56
w_e	-1,23	-0,827	+0,827	-0,58

❖ **ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ ΣΤΕΓΗΣ**

$$e = \min(b; 2h) = \min(8; 16) \rightarrow e = 8 \text{ m.}$$

Οι ζώνες χωρίζονται σύμφωνα με το Σχήμα 2.9. Για τις Ζώνες F,G προκύπτει $E_{F,G} = 3,2 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$, για τις Ζώνες I και H προκύπτουν $E > 10 \text{ m}^2$, ενώ $E_I = 6,4 < 10 \text{ m}^2$.

Σύμφωνα με τον Πίνακα 2.8 και τη Σχέση (2.14) προκύπτουν οι παρακάτω συντελεστές εξωτερικής πίεσης και οι εξωτερικές πιέσεις στέγης .

Πίνακας 2.10: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης και εξωτερικές πιέσεις στέγης 1^{ου} τμήματος για $\theta = 0^\circ$

Ζώνη	F	G	H	I	J
c_{pe}	-1,51	-1,2	-0,33	-0,4	-0,964
w_e	-1,56	-1,23	-0,34	-0,41	-1

❖ **ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ**

Για $c_{pi} = +0,2$ προκύπτει $w_i = +0,207 \text{ kN/m}^2$.

Για $c_{pi} = -0,3$ προκύπτει $w_i = -0,31 \text{ kN/m}^2$.

I. Διεύθυνση $\theta = 180^\circ$

$$h = 8,00 \text{ m, } b = 8,00 \text{ m, } d = 7,00 \text{ m.}$$

$h \leq b$, άρα από το Σχήμα 2.6 προκύπτει ένα ύψος αναφοράς $z_e = h = 8,00 \text{ m}$.

Από τη Σχέση (2.7) προκύπτει $I_v(z_e) = 0,30$.

Από τις Σχέσεις (2.9), (2.10) και (2.12) προκύπτει $v_m(z_e) = 23,10 \text{ m/s}$.

Τελικά, σύμφωνα με τη Σχέση (2.6) η πίεση ταχύτητας αιχμής προκύπτει ίση με $q_p(z_e) = 1,034 \text{ kN/m}^2$. (όμοια με $\theta = 0$)

❖ ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΩΝ

$e = \min(b; 2h) = \min(8; 16) \rightarrow e = 8 \text{ m}$ και $h/d = 1,143$.

Επειδή $e \geq d$, από το Σχήμα 2.6 προκύπτει ότι το μήκος d θα χωριστεί σε δύο ζώνες Α και Β.

Τόσο για τη Ζώνη Α, όσο και για τη Ζώνη Β προκύπτει $E_A, E_B > 10 \text{ m}^2$. Το ίδιο ισχύει και για τις ζώνες D, E. Οπότε σύμφωνα με τον Πίνακα 2.7 και τη Σχέση (2.14) προκύπτουν οι παρακάτω συντελεστές εξωτερικής πίεσης και οι εξωτερικές πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών:

Πίνακας 2.11: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης και εξωτερικές πιέσεις κατακόρυφων επιφανειών για $\theta = 180^\circ$

Ζώνη	A	B	D	E
c_{pe}	-1,2	-0,8	+0,8	-0,56
w_e	-1,24	-0,827	+0,827	-0,58

❖ ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ ΣΤΕΓΗΣ

$e = \min(b; 2h) = \min(8; 16) \rightarrow e = 8 \text{ m}$.

Οι ζώνες χωρίζονται σύμφωνα με το Σχήμα 2.7. Για τις Ζώνες F,G προκύπτει $E_{F,G} = 3,2 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$, για τις Ζώνες I και H προκύπτουν $E > 10 \text{ m}^2$, ενώ $E_J = 6,4 < 10 \text{ m}^2$.

Σύμφωνα με τον Πίνακα 2.8 και τη Σχέση (2.14) προκύπτουν οι παρακάτω συντελεστές εξωτερικής πίεσης και οι εξωτερικές πιέσεις στέγης .

Πίνακας 2.12: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης και εξωτερικές πιέσεις στέγης 1^{ου} τμήματος για $\theta = 180^\circ$

Ζώνη	F	G	H	I	J
c_{pe}	-1,34	-1,11	-0,28	-0,42	-0,97
w_e	-1,39	-1,15	-0,3	-0,43	-1

❖ ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ

Για $c_{pi} = +0,2$ προκύπτει $w_i = +0,207 \text{ kN/m}^2$.

Για $c_{pi} = -0,3$ προκύπτει $w_i = -0,31 \text{ kN/m}^2$.

2.6 Σεισμικές δράσεις

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Τα κτίρια αποκρίνονται στις ανακυκλιζόμενες αυτές μετακινήσεις που επιβάλλονται από το έδαφος μέσω της ακαμψίας τους και των αντοχών τους. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον επιβλαβείς, χωρίς αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορεί να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

Η Ελλάδα βρίσκεται σε μία εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις διαδραματίζουν σπουδαίο ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών. Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Κατατάσσονται στις τυχηματικές δράσεις και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις ή με δράσεις ανέμου. Οι σεισμικές δράσεις, λοιπόν, είναι εσωτερικές αντιδράσεις στις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω της αντίστασης της μάζας της κατασκευής στην μεταδιδόμενη κίνηση του εδάφους. Κατά συνέπεια, εξαρτώνται από την φύση της σεισμικής κίνησης του εδάφους (καθοριζόμενη από την επιτάχυνση, την ταχύτητα, τη χρονική διάρκεια και τη διεύθυνση) και τη συμπεριφορά της κατασκευής (καθοριζόμενη από την ακαμψία, την κατανομή μάζας, την απόσβεση, τις ιδιότητες του υλικού κ.τ.λ.).

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 1 (EN 1998-1), τα σεισμικά αποτελέσματα και τα αποτελέσματα των άλλων δράσεων που περιλαμβάνονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού μπορούν να υπολογιστούν με βάση την γραμμική – ελαστική συμπεριφορά του φορέα. Ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του φορέα μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής – ελαστικής ανάλυσης:

- i. Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- ii. Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Για τον συγκεκριμένο φορέα, χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης, η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή.

Η μέθοδος αυτή πραγματοποιήθηκε κατά την ανάλυση με το πρόγραμμα Robot Structural Analysis.

❖ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ

Οι εδαφικές συνθήκες που επικρατούν στην περιοχή μελέτης επηρεάζουν σημαντικά την απόκριση και τη συμπεριφορά της κατασκευής. Ο EN 1998-1 προβλέπει πέντε βασικές κατηγορίες εδάφους (A, B, C, D και E) που καθορίζονται από την στρωματογραφία και τα χαρακτηριστικά του εδάφους (ταχύτητα διατμητικών κυμάτων και διατμητική αντοχή) και μπορεί να χρησιμοποιηθούν για να αποτιμήσουν την επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη σεισμική δράση.

Η συγκεκριμένη κατασκευή εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας C (βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μέτρια πυκνής άμμου, χαλικιών, ή σκληρής αργίλου) σύμφωνα με τον Πίνακα 3.1 του EN 1998-1. Οι τιμές των παραμέτρων που καθορίζουν το οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης δίνονται στον Πίνακα 2.13.

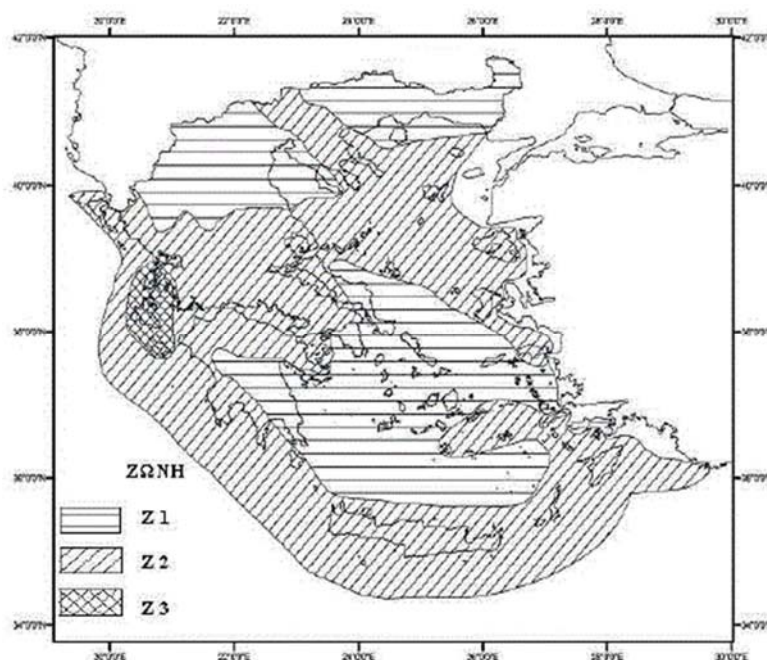
Πίνακας 2.13: Παράμετροι φασμάτων ελαστικής απόκρισης

Κατηγορία Εδάφους	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
A	1,00	0,15	0,40	2,50
B	1,20	0,15	0,50	2,50
C	1,15	0,20	0,60	2,50
D	1,35	0,20	0,80	2,50
E	1,40	0,15	0,50	2,50

❖ ΖΩΝΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑΣ

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού a_{gr} , η οποία καθορίζεται ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας. Η Ελλάδα, υποδιαιρείται σε τρεις σεισμικές ζώνες (Z1, Z2 και Z3) τα όρια των οποίων καθορίζονται στο χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας.

Η παρούσα κατασκευή, μελετάται για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2 με βάση το Σχήμα 2.9.



Σχήμα 2.9: Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας.

❖ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης α_{gr} που έχει ληφθεί με βάση το χάρτη ζωνών από τον EN 1998-1 NA. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης, η οποία, σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα, έχει πιθανότητα υπέρβασης $P_{NCR}=10\%$ στα 50 έτη (ή περίοδο επαναφοράς $T_{NCR}=475$ έτη). Η εδαφική επιτάχυνση κλιμακώνεται περαιτέρω μέσα στην ίδια ζώνη ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας του έργου, μέσω του συντελεστή σπουδαιότητας γ_i ($\alpha_g = \alpha_{gr} \cdot \gamma_i$). Για τη σεισμική ζώνη Z2 η σεισμική επιτάχυνση εδάφους είναι $\alpha_{gr}=0,24g$.

Πίνακας 2.14: Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	Z1	Z2	Z3
α_{gr}/g	0,16	0,24	0,36

❖ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ

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

Πίνακας 2.15: Συντελεστής σπουδαιότητας

Κατηγορία σπουδαιότητας	I	II	III	IV
γ_i	0,8	1,0	1,2	1,4

❖ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστο ελαστικό σύστημα. Εκφράζει, γενικά, την ικανότητα ενός δομικού συστήματος να απορροφά ενέργεια μέσω πλαστικής συμπεριφοράς ορισμένων μελών του χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή του. Μέγιστες τιμές του συντελεστή q δίνονται στον Πίνακα 2.20 ανάλογα με το υλικό της κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος.

Για το παρόν κτίριο λαμβάνεται συντελεστής συμπεριφοράς $q=1,50$ με βάση και τον ΕΑΚ 2000, συνεπώς δεν χρειάζεται να εφαρμοσθούν οι πρόσθετες διατάξεις του ΕΝ 1998-1 για τον ικανοτικό σχεδιασμό του κτιρίου.

Πίνακας 2.16: Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη

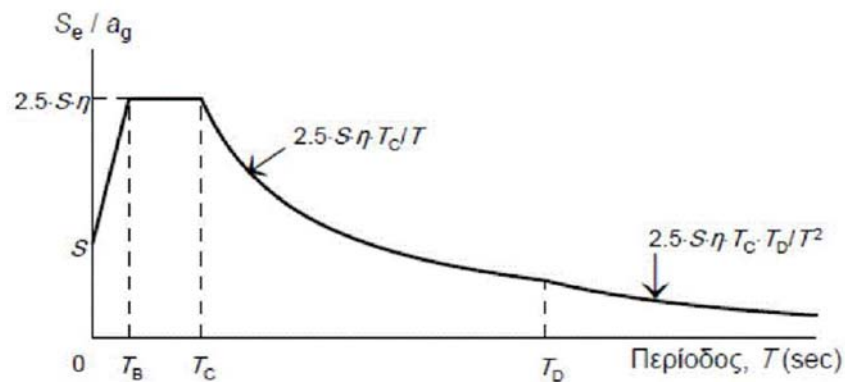
ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ		Κατηγορία Πλαστιμότητας	
		ΚΠΜ	ΚΠΥ
α	Πλαίσια παραλαβής ροπής	4	$5 \alpha_u / \alpha_1$
β	Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	4
		1. Διαγώνιοι σύνδεσμοι 2. Σύνδεσμοι μορφής V	2
γ	Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	$5 \alpha_u / \alpha_1$

❖ ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΦΑΣΜΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Η σεισμική κίνηση σ' ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνεται με το ελαστικό φάσμα απόκρισης. Η οριζόντια σεισμική δράση περιγράφεται από δύο ορθογώνιες συνιστώσες που θεωρούνται ανεξάρτητες μεταξύ τους και εκφράζονται από το ίδιο φάσμα απόκρισης. Για την κατασκευή των φασμάτων και για τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις του σεισμού (X και Y) έγιναν οι ακόλουθες παραδοχές :

- ✓ Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2 (επιτάχυνση $a_g=0,24g$)
- ✓ Κατηγορία εδάφους C
- ✓ Κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια) με $\gamma_i=1,00$
- ✓ Συντελεστής συμπεριφοράς $q=1,50$
- ✓ Απόσβεση $\zeta=5\%$

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$, με βάση τον EN 1998-1 , ορίζεται ως εξής:



Σχήμα 2.10: Φασματική επιτάχυνση

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{για} \quad 0 \leq T \leq T_B \quad (2.18)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad \text{για} \quad T_B \leq T \leq T_C \quad (2.19)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για} \quad T_C \leq T \leq T_D \quad (2.20)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για} \quad T_D \leq T \leq 4\text{sec} \quad (2.21)$$

όπου,

$S_d(T)$: η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

T : η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελεύθερης κίνησης

a_g : η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας Α ($a_g = \gamma_i \cdot a_{gr}$)

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

S : ο συντελεστής εδάφους

q : ο συντελεστής συμπεριφοράς

β : ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού.

Σύμφωνα με τον EN 1998-1 NA ορίζεται $\beta=0,20$.

2.7 Συνδυασμοί Δράσεων

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέρα των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Διακρίνονται στις παρακάτω δύο κατηγορίες:

Οριακές καταστάσεις αστοχίας (Ultimate Limit States-ULS, πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κ.τ.λ.), που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματος του.

Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Serviceability Limit States-SLS, μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κ.τ.λ.) που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν παρατηρούνται πλέον οι καθορισμένες απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού.

Οι καταστάσεις αυτές (ULS και SLS) προσεγγίζονται με προσαύξηση των φορτίων λειτουργίας του φορέα μέσω των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας. Τα προκύπτοντα φορτία ονομάζονται φορτία ή δράσεις σχεδιασμού και χρησιμοποιούνται υπό μορφή συνδυασμών για το σχεδιασμό του φορέα. Ο σχεδιασμός θα πρέπει να βασίζεται στη χρήση κατάλληλων, για τη συγκεκριμένη οριακή κατάσταση, προσομοιωμάτων του φορέα και της φόρτισης και πρέπει να ελέγχεται ότι δεν υπάρχει υπέρβαση σε καμία οριακή κατάσταση.

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων που επενεργούν επ' αυτή. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για καθεμία από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα. Είναι προφανές ότι οι δράσεις που υπεισέρχονται στους συνδυασμούς, επενεργούν και εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

❖ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Οι αβεβαιότητες που καλύπτουν τις δράσεις και τις αντοχές (των υλικών), έχουν οδηγήσει στη πρόβλεψη και χρήση επιμέρους συντελεστών ασφαλείας προκειμένου να δημιουργείται ένα ομοιόμορφο επίπεδο αξιοπιστίας της ασφάλειας του δομήματος. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 0 (EN 1990) οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων εξαρτώνται από το είδος της δράσης, την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση καθώς και τη πιθανότητα εμφάνισης της υπόψη δράσης και δίνονται στους Πίνακες 2.22 και 2.23.

Πίνακας 2.18: Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας μόνιμων δράσεων γ_g

Οριακές καταστάσεις	Συνδυασμοί	Επιρροή δράσης	
		Ευμενής	Δυσμενής
Αστοχίας	Βασικοί	1,35	1,00
	Τυχηματικοί	1,00	1,00
Λειτουργικότητας	Βασικοί	1,00	1,00

Πίνακας 2.19: Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας μόνιμων δράσεων γ_q

Οριακές καταστάσεις	Συνδυασμοί	Επιρροή δράσης	
		Ευμενής	Δυσμενής
Αστοχίας	Βασικοί	1,50	0
	Τυχηματικοί	1,00	0
Λειτουργικότητας	Βασικοί	1,00	0

❖ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥ

Οι συντελεστές συνδυασμού ψ λαμβάνουν υπόψη τη μικρή πιθανότητα ταυτόχρονης εμφάνισης των ακραίων μεγεθών των μεταβλητών δράσεων στο φορέα. Οι συντελεστές ψ για τα κτίρια όπως προτείνονται από τον Ευρωκώδικα δίνονται στον Πίνακα 2.20.

Πίνακας 2.20: Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ_i κατά EN 1990

ΔΡΑΣΕΙΣ	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Ωφέλιμα φορτία κτιρίων			
Κατηγορία Α: κατοικίες	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: γραφεία	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: σχολεία, θέατρα κτλ	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: καταστήματα	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία Ε: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Οχήματα σε κτίρια			
Κατηγορία F: βάρος <30kN	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: 30kN<βάρος<160kN	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Η: στέγες	0	0	0
Χιόνι			
Για υψόμετρο 1000m<H<1500m	0,7	0,5	0,2
Για υψόμετρο H≤1000m	0,5	0,2	0
Άνεμος			
Θερμοκρασία	0,6	0,5	0

❖ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

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

➤ Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.22)$$

➤ Για τυχηματικές καταστάσεις:

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

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.23)$$

➤ Για καταστάσεις σεισμού:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.24)$$

Στις παραπάνω σχέσεις το $Q_{k,1}$ αντιστοιχεί στην επικρατέστερη μεταβλητή δράση. Αν αυτή δεν είναι προφανής, θα πρέπει κάθε μεταβλητή δράση $Q_{k,i}$ να θεωρηθεί διαδοχικά ως επικρατέστερη.

❖ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

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

Χαρακτηριστικός συνδυασμός:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.25)$$

Συχνός συνδυασμός:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.26)$$

Οιονεί μόνιμος συνδυασμός:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.27)$$

Οι συνδυασμοί που πραγματοποιήθηκαν για την διαστασιολόγηση και τον έλεγχο της συγκεκριμένης κατασκευής είναι οι ακόλουθοι.

Στους παρακάτω συνδυασμούς συμβολίζονται:

- ✓ G : μόνιμα φορτία συμπεριλαμβανομένων και των στατικών ενεργητικών εδαφικών ωθήσεων
- ✓ Q : κινητά φορτία
- ✓ S : δράσεις χιονιού
- ✓ W : δράσεις ανέμου
- ✓ E_x, E_y : σεισμικές δράσεις

Οριακή κατάσταση αστοχίας

a. Καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές (δυσμενής συνδυασμός):

i. Βασικό μεταβλητό τα κινητά:

$$1,35 \cdot G + 1,50 \cdot Q + 1,50 \cdot 0,50 \cdot S + 1,50 \cdot 0,60 \cdot W$$

ii. Βασικό μεταβλητό το χιόνι:

$$1,35 \cdot G + 1,50 \cdot S + 1,50 \cdot 0,70 \cdot Q + 1,50 \cdot 0,60 \cdot W$$

iii. Βασικό μεταβλητό ο άνεμος:

$$1,35 \cdot G + 1,50 \cdot W + 1,50 \cdot 0,70 \cdot Q + 1,50 \cdot 0,50 \cdot S$$

b. Καταστάσεις σεισμού

i. Σεισμική δράση κατά χ : $G + 0,3Q \pm E_{\chi} \pm 0,3 \cdot E_y$

ii. Σεισμική δράση κατά y : $G + 0,3Q \pm E_y \pm 0,3 \cdot E_x$

Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Χαρακτηριστικός συνδυασμός (δυσμενής συνδυασμός):

i. Βασικό μεταβλητό τα κινητά :

$$1,00 \cdot G + 1,00 \cdot Q + 0,50 \cdot S + 0,60 \cdot W$$

ii. Βασικό μεταβλητό το χιόνι :

$$1,00 \cdot G + 1,00 \cdot S + 0,70 \cdot Q + 0,60 \cdot W$$

iii. Βασικό μεταβλητό ο άνεμος :

$$1,00 \cdot G + 1,00 \cdot W + 0,70 \cdot Q + 0,50 \cdot S$$

3 Σχεδιασμός και ανάλυση κατασκευής

3.1 Γενικά

Ο σχεδιασμός του φορέα της κατασκευής βασίζεται σε τρεις άξονες. Στην ασφάλεια με την οποία αυτός θα μεταφέρει τα επιβαλλόμενα φορτία στο έδαφος, στην ικανοποίηση των αρχιτεκτονικών συνθηκών και περιορισμών και φυσικά στο ελάχιστο δυνατό κόστος. Ο φορέας στο σύνολο του, αλλά και κάθε στοιχείο του ξεχωριστά, θα πρέπει να επαρκούν έναντι των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών που αναπτύσσουν, μεγέθη τα οποία προκύπτουν από την ανάλυση της κατασκευής.

3.2 Στατικό προσομοίωμα

Το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση, την ανάλυση και την μελέτη της κατασκευής είναι το Robot Structural Analysis και η προσομοίωση έγινε με γραμμικά στοιχεία για τις δοκούς, τα υποστυλώματα και τους συνδέσμους δυσκαμψίας. Η διαφραγματική λειτουργία της πλάκας προσομοιώθηκε με την εφαρμογή rigid links τα οποία δεσμεύουν τις οριζόντιες μετακινήσεις ux και uy.

Τα ίδια βάρη υπολογίστηκαν αυτόματα από το πρόγραμμα, ενώ το φορτίο της πλάκας, τα πρόσθετα μόνιμα, τα κινητά, τα φορτία χιονιού και ανέμου, εισήχθησαν ως επιφανειακά ή γραμμικά ομοιόμορφα κατανομημένα φορτία τοποθετημένα σε επιφάνειες φόρτισης που μεταφέρουν τα φορτία στα μέλη του φορέα. Για τον υπολογισμό του σεισμικού φορτίου και του σεισμικού συνδυασμού πραγματοποιήθηκε δυναμική ανάλυση.

Οι δευτερεύουσες δοκοί έχουν τοποθετηθεί παράλληλα στη διεύθυνση του άξονα Y ώστε να μειωθεί το άνοιγμα της πλάκας που θα μας οδηγούσε σε μεγάλο στατικό ύψος. Το άνω πέλμα των δευτερευουσών και των κύριων δοκών έχει τοποθετηθεί στο ίδιο επίπεδο έτσι ώστε να δημιουργείται ένα ενιαίο επίπεδο πάνω στο οποίο στηρίζεται η σύμμικτη πλάκα. Κύριος ρόλος των δευτερευουσών δοκών είναι η μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων στις κύριες δοκούς, γι' αυτό το λόγο οι επιφάνειες φόρτισης μεταφέρουν τα φορτία στις διαδοκίδες. Ακόμα, οι δευτερεύουσες δοκοί είναι αμφιέρειστες ώστε να παραλαμβάνονται μόνο θετικές ροπές. Η προσομοίωση των αμφιερειστών δοκών έγινε ελευθερώνοντας τη στροφή στον κόμβο σύνδεσης των διαδοκίδων με τις δοκούς. Χρησιμοποιήθηκαν πρότυπες διατομές της σειράς HEA.

Οι κύριες δοκοί έχουν τοποθετηθεί κατά τις διευθύνσεις X και Y. Όπως και οι διαδοκίδες, έτσι και οι κύριες δοκοί θεωρήθηκαν αμφιέρειστες κατά τη διεύθυνση Y, στην την οποία λειτουργούν οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, ενώ κατά τη διεύθυνση X συνδέονται με τα υποστυλώματα μέσω απλών συνδέσεων τέμνουσας (πλαισιακή λειτουργία). Οι κύριες δοκοί φορτίζονται με τις αντιδράσεις των διαδοκίδων στα σημεία σύνδεσής τους και αναλαμβάνουν να μεταφέρουν αυτά τα φορτία στα υποστυλώματα. Χρησιμοποιήθηκαν πρότυπες διατομές της σειράς HEA.

Για τα υποστυλώματα χρησιμοποιήθηκαν πλατύπελμες διατομές της σειράς HEA διότι έχουν πιο εξισορροπημένη αντοχή έναντι λυγισμού στις δύο κύριες διευθύνσεις. Ο προσανατολισμός τους είναι τέτοιος ώστε τα πέλματα τους να είναι παράλληλα στον άξονα Y. Τα υποστυλώματα είναι συνεχή καθ' ύψος με πλήρη αποκατάσταση συνέχειας και θεωρούνται αρθρωτά στη βάση τους.

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετήθηκαν ώστε να εξασφαλιστεί η πλευρική ευστάθεια της κατασκευής στη διεύθυνση Υ. Χρησιμοποιήθηκαν πρότυπες διατομές μορφής διπλού L. Οι χιαστί σύνδεσμοι δέχονται μόνο αξονικά φορτία και προσομοιώθηκαν ως truss elements ενώ η σύνδεση τους με τα υποστυλώματα γίνεται με απλές κοχλιωτές συνδέσεις ώστε να μην παραλαμβάνουν ροπή.

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας που τοποθετήθηκαν στα δύο επίπεδα της στέγης υλοποιήθηκαν με χρήση των ίδιων διατομών με αυτές των κατακόρυφων συνδέσμων και προσομοιώθηκαν με τον ίδιο τρόπο.

3.3 Στατική ανάλυση

Η στατική ανάλυση της κατασκευής μπορεί να πραγματοποιηθεί με μία από τις εξής μεθόδους:

- Ελαστική μέθοδος
- Πλαστική μέθοδος

Η διαφορά των δύο μεθόδων είναι ότι στην πλαστική λαμβάνονται υπόψη οι επιδράσεις της μη γραμμικότητας του υλικού κατά τον υπολογισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων επί του φορέα, ενώ στην ελαστική η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων του υλικού είναι πάντα γραμμική. Η ελαστική ανάλυση εφαρμόζεται σε όλες τις περιπτώσεις, ενώ η πλαστική χρησιμοποιείται μόνο εάν τα μέλη της κατασκευής διαθέτουν επαρκή στρωφική ικανότητα στις θέσεις που δημιουργείται πλαστική άρθρωση. Στο φορέα πραγματοποιήθηκε ελαστική ανάλυση 1ης τάξης αφού προέκυψε $\theta < 0,1$. Η επίλυση έγινε με βάση την αρχική, απαραμόρφωτη γεωμετρία του φορέα.

3.4 Δυναμική ανάλυση

Η δυναμική ανάλυση είναι απαραίτητη όταν το μέγεθος και ο ρυθμός επιβολής μιας δράσης προκαλεί σημαντικά αδρανειακά φορτία. Μια σημαντική δυναμική φόρτιση είναι η σεισμική διέγερση του εδάφους. Η δυναμική ανάλυση της κατασκευής, όπως έχει αναφερθεί, πραγματοποιήθηκε με τη μέθοδο της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης. Η μέθοδος περιλαμβάνει ιδιομορφική ανάλυση με την οποία υπολογίζονται οι ιδιομορφές της κατασκευής και στη συνέχεια ιδιομορφική και χωρική επαλληλία αυτών.

Σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1998 πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Το κριτήριο αυτό ικανοποιείται όταν ισχύει οποιοδήποτε από τα ακόλουθα:

- Το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα.
- Λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσεις ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από 5% της συνολικής μάζας.

Εάν οι απαιτήσεις αυτές δεν ικανοποιούνται, κυρίως λόγω ανομοιομορφίας δυσκαμψιών και σημαντικής συμβολής στρεπτικών ιδιομορφών, ο ελάχιστος αριθμός ιδιομορφών k που λαμβάνεται υπόψη πρέπει να ικανοποιεί τις ακόλουθες συνθήκες:

$$k \geq 3 \cdot n \quad (3.1)$$

$$T_k \leq 0,20s \quad (3.2)$$

όπου,

k : το πλήθος των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη

n : το πλήθος των ορόφων πάνω από την θεμελίωση ή πάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου

T_k : η περίοδος ταλάντωσης της ιδιομορφής k

Επίσης, προκειμένου να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες στη θέση των μαζών και στη χωρική μεταβολή της σεισμικής κίνησης, το υπολογισμένο κέντρο μάζας σε κάθε όροφο θα θεωρείται μετατοπισμένο σε κάθε διεύθυνση κατά $e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$, όπου L_i είναι το μήκος του φορέα σε κάθε διεύθυνση.

Η δυναμική ανάλυση πραγματοποιήθηκε στο πρόγραμμα και υπολογίστηκαν τα εξής:

- Οι ιδιοσυχνότητες, ιδιοπερίοδοι και ιδιομορφές ταλάντωσης του φορέα
- Η δρώσα ιδιομορφική μάζα M_i κάθε ιδιομορφής
- Οι μέγιστες αποκρίσεις, σεισμικά φορτία ή μετακινήσεις σχεδιασμού με βάση το φάσμα σχεδιασμού
- Με τη μέθοδο CQC (Complete quadratic combination) οι μέγιστες αποκρίσεις ανά διεύθυνση σεισμού, υλοποιώντας την επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων
- Η χωρική επαλληλία των σεισμικών διεγέρσεων με τις παρακάτω σχέσεις :

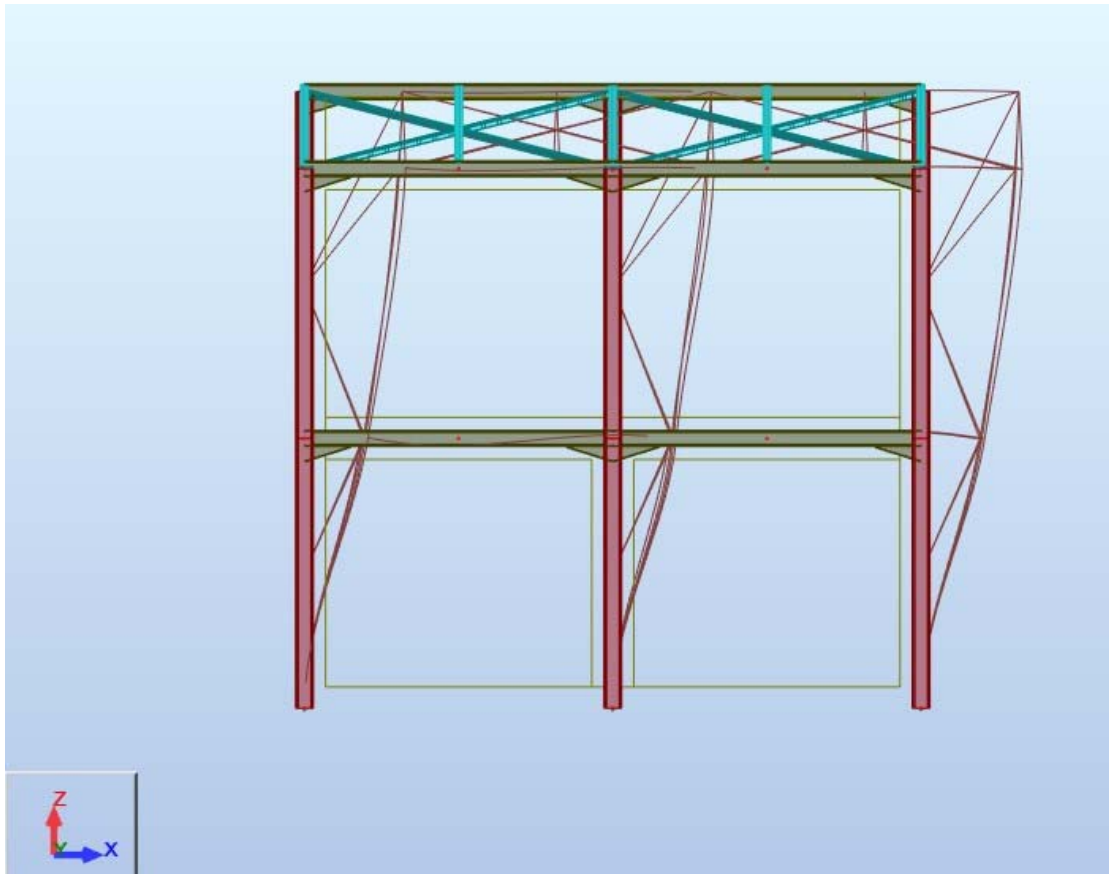
$$A_{Ed} = \pm E_y \pm 0,3 \cdot E_x \quad (3.3)$$

$$A_{Ed} = \pm E_x \pm 0,3 \cdot E_y \quad (3.4)$$

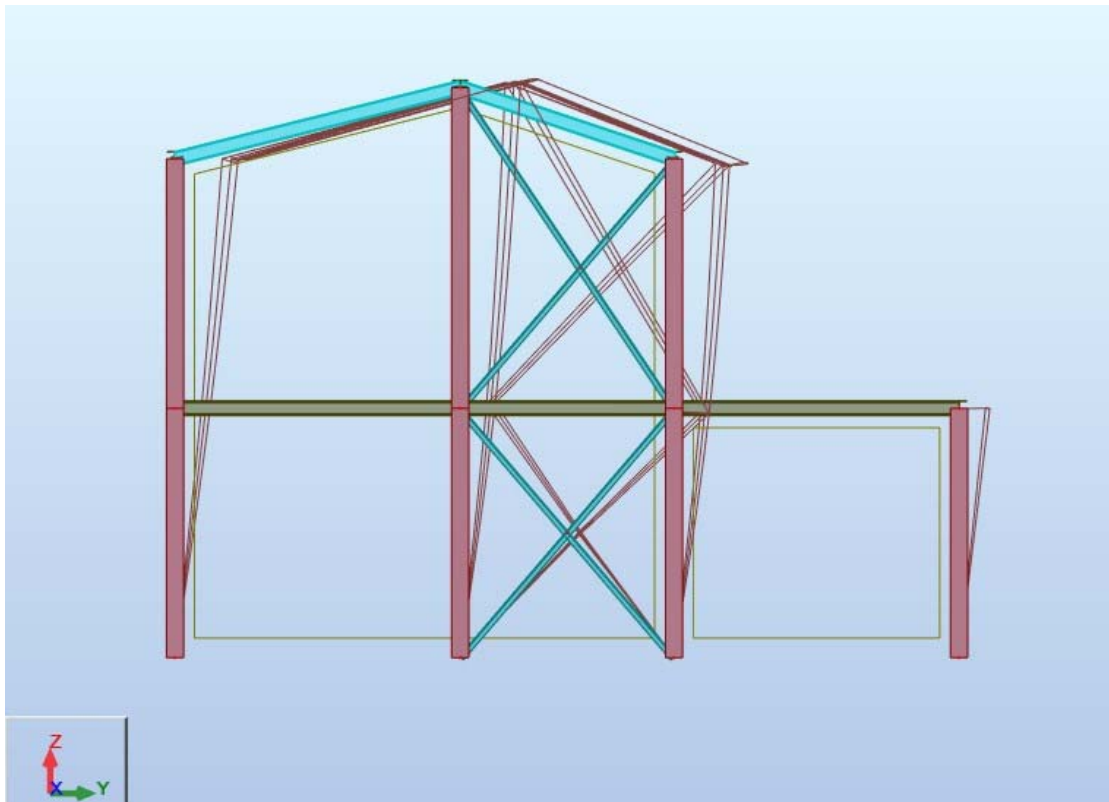
Τα αδρανειακά αποτελέσματα της σεισμικής δράσης σχεδιασμού υπολογίστηκαν λαμβάνοντας υπόψη την παρουσία των μαζών που συνδέονται με όλα τα φορτία βαρύτητας που περιλαμβάνονται στον συνδυασμό $G + \psi_2 \cdot Q$. Ο συντελεστής σύμφωνα με τον Πίνακα 2.24 λαμβάνεται ίσος με 0,3 για τα κινητά φορτία. Παρακάτω καταγράφονται οι 10 ιδιομορφές που απαιτήθηκαν για την ενεργοποίηση του 90% της συνολικής μάζας.

Πίνακας 3.1.: ιδιομορφική ανάλυση

ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ	ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΣ	%X	%Y
1	61,81	0,19	0
2	61,81	0,01	0
3	61,81	0,10	0
4	59,29	0	0
5	59,29	0,12	0
6	59,29	0,15	0
7	0,35	96,00	0
8	0,16	0,53	3,63
9	0,14	0,22	85,04
10	0,13	2,7	3,86



(Σχ. 3.1) Δεσπόζουσα ιδιομορφή κατά X



(Σχ. 3.2) Δεσπόζουσα ιδιομορφή κατά Y

4 Έλεγχος και διαστασιολόγηση κατασκευής

4.1 Γενικά

Ο έλεγχος και η διαστασιολόγηση του φορέα έγιναν σύμφωνα με τις κανονιστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 2, του Ευρωκώδικα 3 και του Ευρωκώδικα 4. Τα μεγέθη σχεδιασμού του φορέα προκύπτουν με βάση τη στατική και δυναμική ανάλυση που πραγματοποιήθηκαν στο χωρικό προσομοίωμα της κατασκευής. Για τον έλεγχο των χαλύβδινων διατομών απαραίτητος είναι ο προσδιορισμός της μεθόδου ανάλυσης για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών καθώς και της μεθόδου ανάλυσης για τον προσδιορισμό της αντοχής της διατομής.

4.2 Κατάταξη διατομών

Ανάλογα με την επιρροή του τοπικού λυγισμού στην αντοχή και την στροφική ικανότητα των διατομών, οι διατομές χωρίζονται σε τέσσερις κατηγορίες.

- Κατηγορία 1: Είναι διατομές με αντοχή σε ροπή μεγαλύτερη της πλαστικής ροπής και στροφική ικανότητα επαρκή. Σε διατομές Κατηγορίας 1 εφαρμόζεται πλαστική-πλαστική ανάλυση.
- Κατηγορία 2: Είναι διατομές με αντοχή τουλάχιστον ίση με την πλαστική ροπή, αλλά χωρίς στροφική ικανότητα λόγω τοπικού λυγισμού των πελμάτων ή του κορμού. Σε διατομές Κατηγορίας 2 εφαρμόζεται το πολύ ελαστική-πλαστική ανάλυση.
- Κατηγορία 3: Είναι διατομές με αντοχή τουλάχιστον ίση με την ελαστική ροπή. Επιτρέπεται μόνο η εφαρμογή ελαστικής-ελαστικής ανάλυσης.
- Κατηγορία 4: Είναι διατομές με αντοχή μικρότερη της ελαστικής ροπής λόγω τοπικού λυγισμού. Γίνεται μόνο εφαρμογή ελαστικής-ελαστικής ανάλυσης με πρόσθετους ελέγχους σε κύρτωση έναντι κινδύνου τοπικού λυγισμού.

Στους παρακάτω πίνακες φαίνονται οι γενικοί κανόνες για την κατάταξη των διατομών σύμφωνα με τον EN1993-1-1.

Πίνακας 4.1.: Κατάταξη εσωτερικών πελμάτων

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

Πίνακας 4.2.: Κατάταξη προεξέχοντων ελασμάτων

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

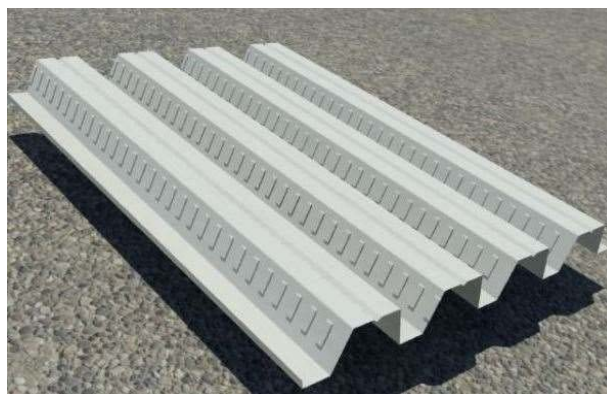
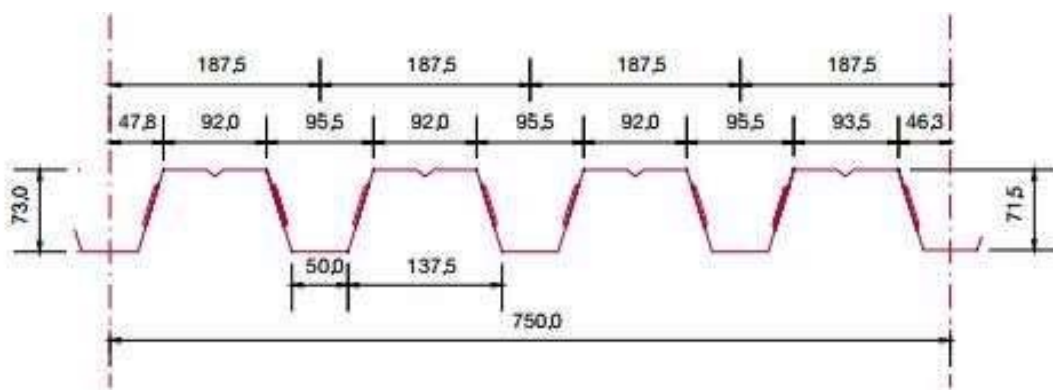
Πίνακας 4.2.: Κατάταξη γωνιακών διατομών

Γωνιακά	
Αναφορά επίσης στα "Προεξέχοντα πέλματα" (βλέπε Πίν. 5.2β)	<p>Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία</p>
Κατηγορία	Διατομή σε θλίψη
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)	
3	$h/t \leq 15 \cdot \epsilon : \frac{b+h}{2 \cdot t} \leq 11,5 \cdot \epsilon$

4.3 Πλάκα σκυροδέματος

Για το σχεδιασμό των σύμμικτων πλακών χρησιμοποιήθηκε χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 το οποίο είναι ένα γαλβανισμένο προφίλ τραπεζοειδούς σχήματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή σύμμικτων πλακών. Το άνω πέλμα του είναι ενισχυμένο έναντι τοπικού λυγισμού με μία ενδιάμεση ενίσχυση στο μέσο του. Στο κορμό υπάρχουν ειδικές νευρώσεις (εντυπώματα) μήκους 40mm, τα οποία προσδίδουν την επιπλέον συνάφεια που απαιτείται μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος ούτως ώστε να μεταφέρονται οι δυνάμεις διαμήκους διάτμησης που αναπτύσσονται μεταξύ των δύο υλικών. Τα χαλυβδόφυλλα παράγονται με τα υψηλά επίπεδα ποιότητας του εργοστασίου σε πάχη από 0,75 έως 1,25mm.

- Ανάπτυγμα: 1250mm
- Πάχος: 0,75mm ~ 1,25mm ($\pm 0,02$)
- Κάλυψη: $750 \pm 5,0$ mm
- Βάθος: $73 \pm 1,0$ mm
- Πάτημα: $187,5 \pm 2,0$ m



Σχήμα 4.1: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά SYMDECK 73

Ο σχεδιασμός και ο έλεγχος των σύμμικτων βασίζεται στους παρακάτω κανονισμούς

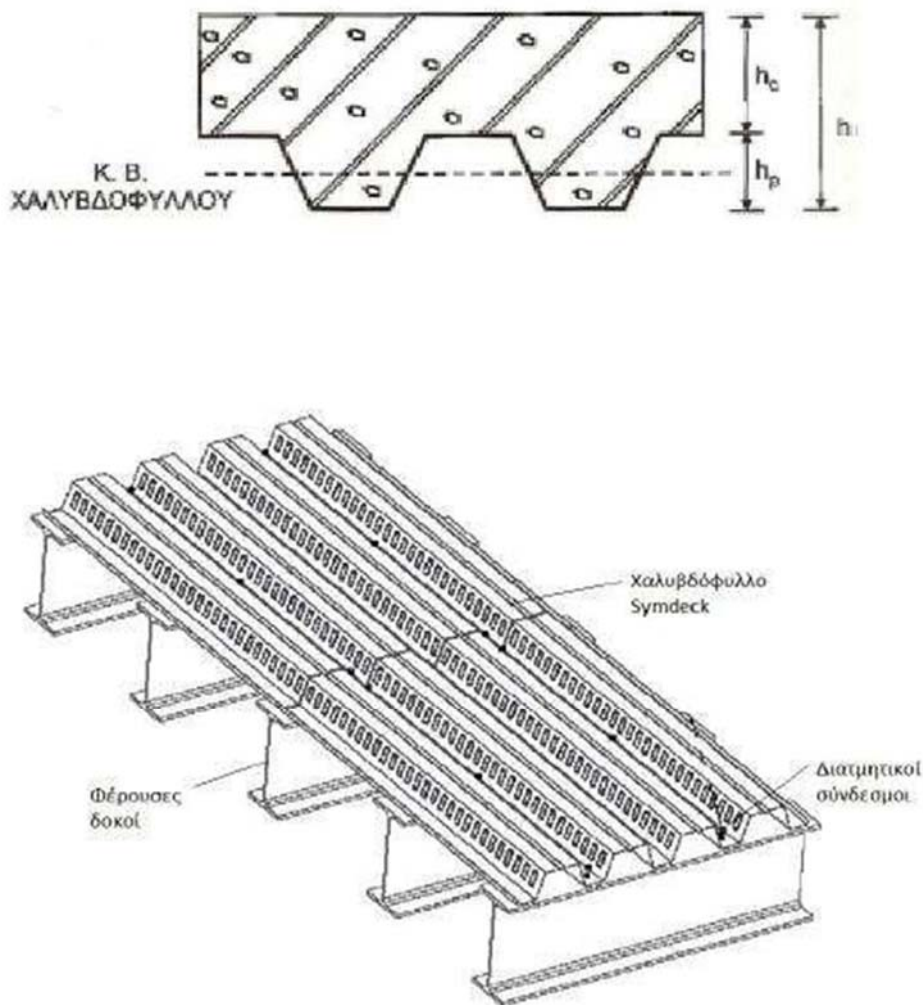
- Ευρωκώδικας 3 - Μέρος 1.3 (ENV 1993-1-3:1996)
- Ευρωκώδικας 4 - Μέρος 1.1 (ENV 1994-1-1:1992)
- ΕΚΩΣ 2000

Οι βασικές απαιτήσεις σχεδιασμού σύμμικτων πλακών του κανονισμού (EN 1994-1-1) ώστε να εξασφαλίζεται η διαφραγματική λειτουργία είναι:

- Συνολικό ελάχιστο πάχος: $\min h = 80\text{mm}$
- Ελάχιστο πάχος πάνω από το χαλυβδόφυλλο: $\min h_c = 50\text{mm}$

Επίσης, εντός του ύψους h_c του σκυροδέματος πρέπει να τοποθετείται διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός, ελάχιστου εμβαδού $80\text{mm}^2/\text{m}$ ανά κατεύθυνση με μέγιστη απόσταση ράβδων $d = \min(2h; 350\text{mm})$.

Οι πλάκες σχεδιάστηκαν για μία τυπική τομή του κτιρίου με συνολικό ύψος $h = 150\text{mm}$ και χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 πάχους $t = 0,75\text{mm}$ και ύψους $h_p = 73\text{mm}$. Τοποθετήθηκαν συνεχή χαλυβδόφυλλα με τις νευρώσεις κάθετες στις δευτερεύουσες δοκούς.



Σχήμα 4.2: Τυπική διάταξη σύμμικτης πλάκας

Η διάταξη που επιλέχθηκε για το χαλυβδόφυλλο έχει ως αποτέλεσμα τη συμπεριφορά του ως εφελκόμενο οπλισμού. Το χαλυβδόφυλλο κοχλιώνεται στις διαδοκίδες και κατά την έγχυση του σκυροδέματος υποστηρίζεται με αντιστηρίξεις. Η πλάκα ελέγχεται ως σύμμικτη στο άνοιγμα της και στη στήριξη και τοποθετείται ο ελάχιστος οπλισμός για τον περιορισμό της ρηγμάτωσης λόγω αρνητικών ροπών.

Έγινε επίλυση δυσμενών φορτίσεων πλακολωρίδων πλάτους 1m με ανοίγματα 2m. Για την οριακή κατάσταση αστοχίας οι συνδυασμοί είναι $1.35g + 1.50q$ και g .

$$g = 2,70 + 3,50 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 2,8 \text{ kN/m}^2$$

Για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας οι συνδυασμοί είναι $g+q$.

Οι μέγιστη ροπή στο άνοιγμα που παρουσιάστηκε είναι: $M = 4.25 \text{ kNm}$, ενώ στο στήριγμα είναι $M' = - 5.61 \text{ kNm}$.

Για τον υπολογισμό αντοχής της πλάκας έναντι θετικών και αρνητικών ροπών ακολουθήθηκε η διαδικασία που περιγράφεται στις παραγράφους 6.4.2 και 6.4.3. του βιβλίου του κ. Ιωάννη Βάγια «Σύμμικτες Κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα».

Προέκυψε: $MRd = 35.16 \text{ kNm}$ τόσο στο άνοιγμα όσο και στη στήριξη επομένως η πλάκα επαρκεί για $h = 15 \text{ cm}$.

Ο υπολογισμός των βελών έγινε εξίσου βάσει της διαδικασίας του βιβλίου του κ. Βάγια (παράγραφος 6.6.1.) και ο έλεγχος ικανοποιείται.

Χρησιμοποιήθηκε η σχέση για μονόπακτες πλάκες:

$$f = \frac{1}{184.60} \frac{ql^4}{EI}$$

όπου,

f το κατακόρυφο βέλος

q το κινητό φορτίο της πλάκας

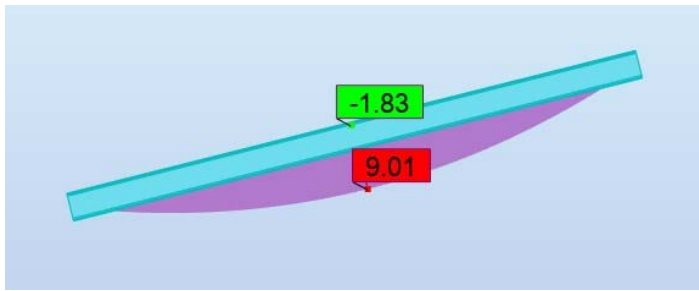
EI η δυσκαμψία της πλάκας.

4.4 Δευτερεύουσες δοκοί

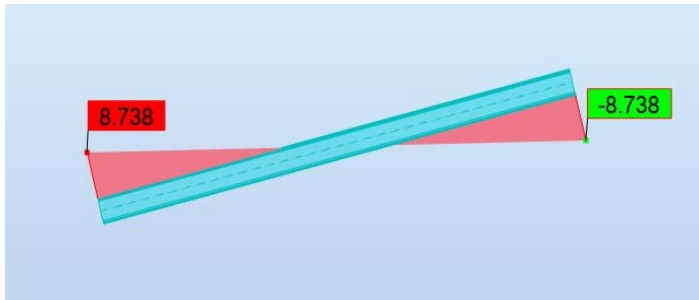
Οι δευτερεύουσες δοκοί είναι αυτές που αναλαμβάνουν να παραλάβουν τα φορτία από τις επιφάνειες φόρτισης της κατασκευής και να τα μεταβιβάσουν στις κύριες δοκούς. Τα επιφανειακά φορτία της στέγης παραλαμβάνονται από πρότυπες υψίκορμες διατομές IPE 200, ενώ οι διαδοκίδες που φέρουν την πλάκα με το χαλυβδόφυλλο είναι πλατύπελμες HEA 200. Και οι δύο κατηγορίες δευτερευουσών δοκών του κτιρίου έχουν τον διαμήκη άξονα τους κατά την έννοια του καθολικού άξονα Y και έχουν προσομοιωθεί ως αμφίεριστες.

Παρακάτω παρουσιάζεται η διαδικασία διαστασιολόγησης τους η οποία έγινε με βάση τα μέλη με τις δυσμενέστερες εντατικές συνθήκες, ή αλλιώς τον μεγαλύτερο λόγο εκμετάλλευσης.

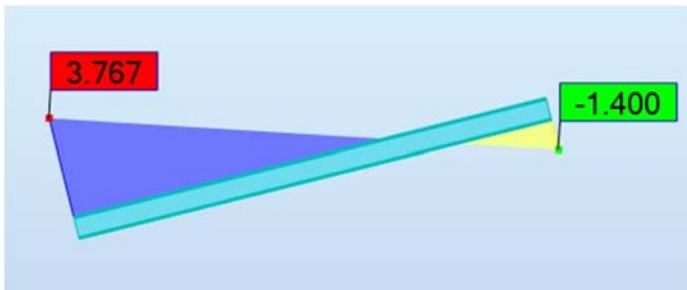
4.4.1 Διατομή ΙΡΕ 200



[ΔΜ]



[ΔQ]



[ΔΝ]

IPE 200

Χαρακτηριστικά Διατομής:

h=20.00 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.00 cm	Ay=19.58 cm ²	Az=14.00 cm ²	Ax=28.48 cm ²
tw=0.56 cm	Iy=1943.17 cm ⁴	Iz=142.37 cm ⁴	Ix=6.46 cm ⁴
tf=0.85 cm	Wply=220.66 cm ³	Wplz=44.61 cm ³	

Εντατικά μεγέθη

αντοχές

N,Ed = 2.475 kN	Nc,Rd = 783.313 kN
My,Ed = 6.75 kNm	Nb,Rd = 147.277 kN
My,Ed,max = 9.01 kNm	My,c,Rd = 60.68 kNm
Vz,Ed = 4.369 kN	MN,y,Rd = 60.68 kNm
Tau,z,max,Ed = 4.41 MPa	Mb,Rd = 28.91 kNm
Tt,Ed = 0 kN*m	

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ: 1

Παράμετροι πλευρικού λογισμού:

z = 1.00	Mcr = 30.93 kN*m
ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - b	XLT = 0.47
Lcr,upp=4.12 m	Lam_LT = 1.40
fi,LT = 1.41	XLT,mod = 0.48

Λυγισμός περί y

Λυγισμός περί z

Ly = 4.12 m	Lz = 4.12 m
Lam_y = 0.58	Lam_z = 2.12
Lcr,y = 4.12 m	Lcr,z = 4.12 m
Xy = 0.90	Xz = 0.19
Lamy = 49.92	Lamz = 184.42
kyy = 1.01	kzy = 0.53

Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός:

ΚΑΜΠΥΛΗ,T=b	alfa,T=0.34	ΚΑΜΠΥΛΗ,TF=b	alfa,TF=0.34
Lt=4.12 m	fi,T=1.04	Ncr,y=2369.086 kN	fi,TF=1.04
Ncr,T=929.970 kN	X,T=0.65	Ncr,TF=929.970 kN	X,TF=0.65
Lam_T=0.92	Nb,T,Rd=508.956 kN	Lam_TF=0.92	
	Nb,TF,Rd=508.956 kN		

Έλεγχος διατομής

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))
My,Ed/My,c,Rd = 0.11 < 1.00 (6.2.5.(1))
(Tau,y,max,Ed + Tau,ty,Ed)/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00
(Tau,z,max,Ed + Tau,tz,Ed)/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.03 < 1.00

Έλεγχος μέλους

Lambda,y = 49.92 < Lambda,max = 210.00
Lambda,z = 184.42 < Lambda,max = 210.00 ΣΤΑΘΕΡΟ
N,Ed/Min(Nb,Rd,Nb,T,Rd,Nb,TF,Rd) = 0.02 < 1.00
My,Ed,max/Mb,Rd = 0.31 < 1.00

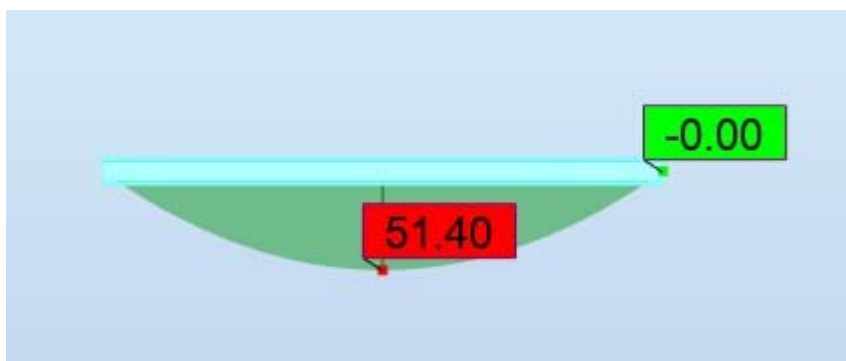
$$\frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1,0 \rightarrow 0.32 < 1.00$$

$$\frac{N_{Ed}}{Y_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{Y_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{Y_{M1}} \leq 1,0 \rightarrow 0.18 < 1.00$$

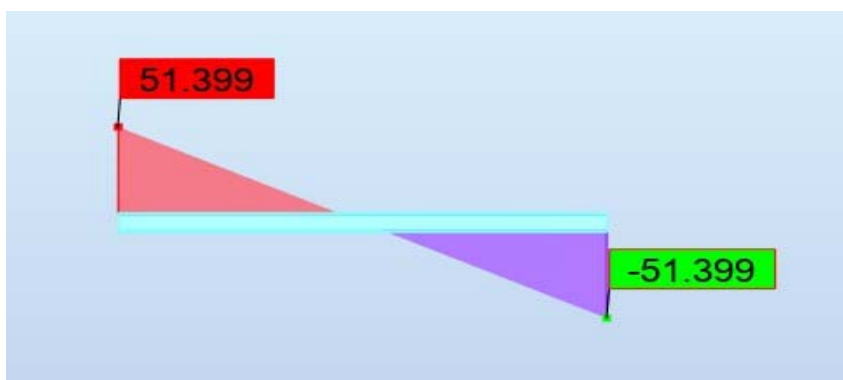
$$\frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1,0 \rightarrow 0.18 < 1.00$$

$$\frac{N_{Ed}}{Y_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{Y_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{Y_{M1}} \leq 1,0 \rightarrow 0.18 < 1.00$$

4.4.2 Διατομή ΗΕΑ 200



[ΔΜ]



[ΔQ]

ΗΕΑ 200

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

h=19.00 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.00 cm	Ay=45.12 cm ²	Az=18.08 cm ²	Ax=53.83 cm ²
tw=0.65 cm	Iy=3692.15 cm ⁴	Iz=1335.51 cm ⁴	Ix=18.60 cm ⁴
tf=1.00 cm	Wply=429.52 cm ³	Wplz=203.82 cm ³	

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

My,Ed = 51.40 kNm
Tt,Ed = 0 kNm

ΑΝΤΟΧΕΣ

My,c,Rd = 118.12kNm
My,pl,Rd = 118.12kNm
Mb,Rd = 99.17 kNm

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ: 1

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

z = 1.00	Mcr = 182,3 kNm
ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - b	XLT = 0.81
Lcr,upp=4.00 m	Lam_LT = 0,80
fi,LT = 0,81	XLT,mod = 0.84

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

My,Ed/My,c,Rd = 0.44 < 1.00
(Tau,y,max,Ed + Tau,ty,Ed)/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00
(Tau,z,max,Ed + Tau,tz,Ed)/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00

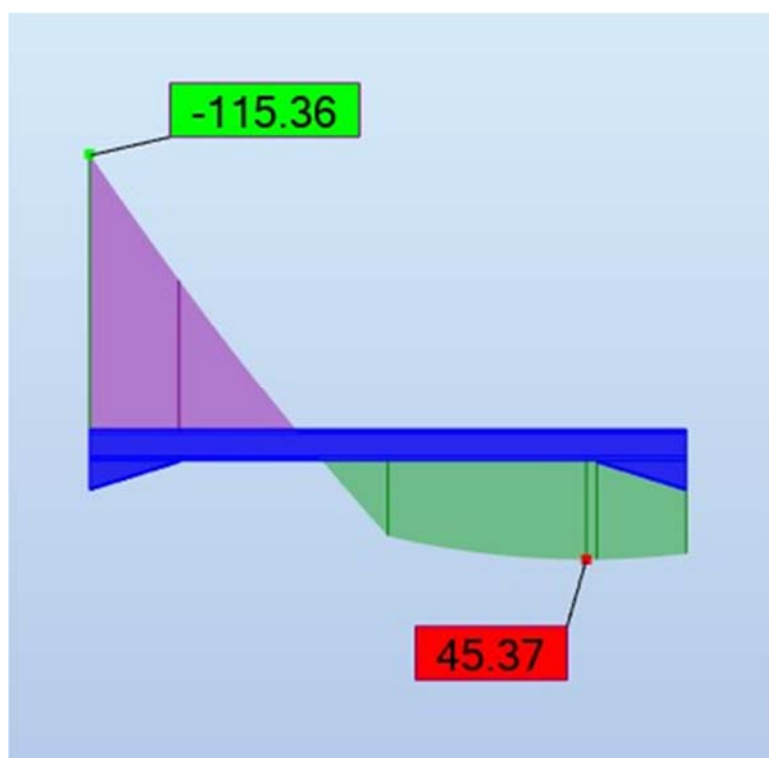
ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

My,Ed/Mb,Rd = 0.52 < 1.00

4.5 Κύριες δοκοί

Οι κύριες δοκοί παραλαμβάνουν τα φορτία των διαδοκίδων και τα μεταβιβάζουν στα υποστυλώματα. Ακόμα, για την οροφή του ισογείου, οι περιμετρικές κύριες δοκοί παραλαμβάνουν το γραμμικό φορτίο της ανάντι εξωτερικής τοιχοποιίας της κατασκευής. Η διάταξή τους έχει γίνει τόσο κατά τον καθολικό Χ όσο και κατά τον καθολικό Υ άξονα. Κατά τον άξονα Χ, οι κύριες δοκοί προσομοιάζονται ως αμφίπακτες και συμβάλλουν στην πλαισιακή λειτουργία της κατασκευής. Η πάκτωση στα άκρα των δοκών υλοποιείται με χρήση ποδών (brackets), οι οποίοι αυξάνουν τοπικά το ύψος της διατομής με αποτέλεσμα αυτή να παρουσιάζει μεγαλύτερη επάρκεια σε ροπή. Κατά τον Υ άξονα, οι δοκοί θεωρούνται αμφιέρειστες.

Η διαστασιολόγηση που περιγράφεται παρακάτω, έγινε με βάση το δυσμενέστερο μέλος. Επιλέχθηκαν πρότυπες διατομές HEA 220.



ΔM_y

HEA 220

Χαρακτηριστικά Διατομής:

h=40.95 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=22.00 cm	Ay=48.40 cm ²	Az=27.12 cm ²	Ax=101.74 cm ²
tw=0.70 cm	Iy=23110.82 cm ⁴	Iz=2931.17 cm ⁴	Ix=38.66 cm ⁴
tf=1.10 cm	Wely=1113.59 cm ³	Welz=266.47 cm ³	

Έντατα μεγέθη

Αντοχές

N,Ed = 3,115 kN	Nc,Rd = 2797,745 kN
My,Ed = -115,36 kNm	Nb,Rd = 2485,941 kN
Mz,Ed = -0.38 kNm	My,c,Rd = 306,24 kNm
My,Ed,max = 9.01 kNm	My,el,Rd = 306,24 kNm
Vz,Ed = -86.228 kN	Mz,c,Rd = 73.28 kNm
Vy,Ed = 1.017 kN	Mz,el,Rd = 73.28 kNm
Tau,z,max,Ed = -32.14 MPa	Mb,Rd = 138,59 kNm
Tau,y,max,Ed = 0.21 MPa	

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ: 3

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

z = 1.00	Mcr = 164.22 kNm
ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - c	XLT = 0.44
Lcr,low=4.00 m	Lam_LT = 1.37
fi,LT = 1.44	XLT,mod = 0.45

ΛΥΓΙΣΜΟΣ ΠΕΡΙ Y

ΛΥΓΙΣΜΟΣ ΠΕΡΙ Z

Ly = 4.00 m	Lz = 4.00 m
Lam_y = 0.23	Lam_z = 0,29
Lcr,y = 2.00 m	Lcr,z = 1,40 m
Xy = 0.99	Xz = 0.95
Lamy = 19,57	Lamz = 25,31
kyy = 1.00	kzy = 1,00

ΣΤΡΕΜΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ:

ΚΑΜΠΥΛΗ,T=c	alfa,T=0.49	ΚΑΜΠΥΛΗ,TF=c	alfa,TF=0.49
Lt=4.00 m	fi,T=1.03	Ncr,y=23765.896 kN	fi,TF=1.03
Ncr,T=3767.532 kN	X,T=0.62	Ncr,TF=3767.116 kN	X,TF=0.62
Lam_T=0.86	Nb,T,Rd=1744.411 kN		
	Lam_TF=0.86	Nb,TF,Rd=1744.328 kN	

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

$N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd + Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.38 < 1.00$
$\sqrt{(\text{Sig},x,Ed)^2 + 3 \cdot (\text{Tau},z,\text{max},Ed + \text{Tau},tz,Ed)^2} / (fy/gM0) = 0.41 < 1.00$
$(\text{Tau},y,\text{max},Ed + \text{Tau},ty,Ed) / (fy / (\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00$
$(\text{Tau},z,\text{max},Ed + \text{Tau},tz,Ed) / (fy / (\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.20 < 1.00$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

$\Lambda_{y} = 19.57 < \Lambda_{y,max} = 210.00$

$\Lambda_{z} = 25.31 < \Lambda_{z,max} = 210.00$ ΣΤΑΘΕΡΟ

$N_{Ed}/\text{Min}(N_{b,Rd}, N_{b,T,Rd}, N_{b,TF,Rd}) = 0.00 < 1.00$

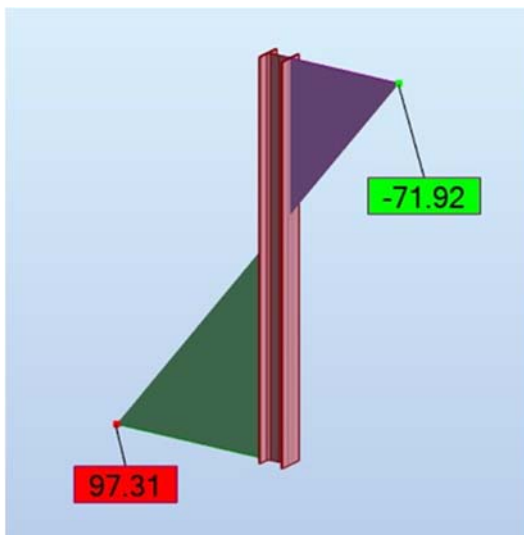
$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.83 < 1.00$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rk}}}{Y_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot M_{y,Rk}}}{Y_{M1}} + k_{yz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{Y_{M1}} \leq 1,0 \rightarrow 0.84 < 1.00$$

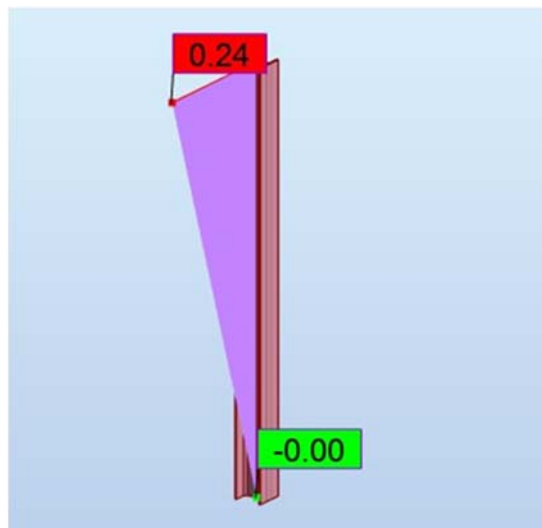
$$\frac{\frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rk}}}{Y_{M1}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot M_{y,Rk}}}{Y_{M1}} + k_{zz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{Y_{M1}} \leq 1,0 \rightarrow 0.84 < 1.00$$

4.6 Υποστυλώματα

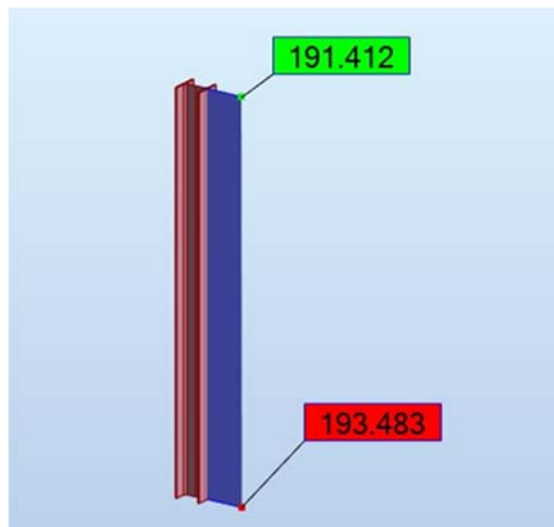
Τα υποστυλώματα καταπονούνται σε θλίψη και διαξονική κάμψη, διαστασιολογήθηκαν με βάση το πλέον δυσμενές και είναι διατομής HEA240.



ΔMy



ΔMz



ΔNx

HEA 240

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

h=23.00 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=24.00 cm	Ay=64.54 cm ²	Az=25.18 cm ²	Ax=76.84 cm ²
tw=0.75 cm	Iy=7763.18 cm ⁴	Iz=2768.81 cm ⁴	Ix=38.20 cm ⁴
tf=1.20 cm	Wply=744.68 cm ³	Wplz=351.70 cm ³	

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

N,Ed = 193.483 kN
 My,Ed = 97.31 kNm
 My,Ed,max = 97.31 kNm
 Mz,Ed,max = 0.24 kNm
 Vy,Ed = -0.069 kN
 Tau,y,max,Ed = -0.02 MPa
 Vz,Ed = -48.354 kN
 Tau,z,max,Ed = -30.66 MPa
 Tt,Ed = 0 kN*m

ΑΝΤΟΧΕΣ

Nc,Rd = 2112.979 kN
 Nb,Rd = 1568.227 kN
 My,c,Rd = 204.79 kNm
 Mz,c,Rd = 96.72 kNm
 MN,y,Rd = 204.79 kNm
 Mb,Rd = 189.02 kNm

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ: 1

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

z = 1.00	Mcr = 493.18 kNm
ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - b	XLT = 0.90
Lcr,upp=3.50 m	Lam_LT = 0.64
fi,LT = 0.70	XLT,mod = 0.92

ΛΥΓΙΣΜΟΣ ΠΕΡΙ Y

Ly = 3.50 m
 Lam_y = 0.40
 Lcr,y = 3.50 m
 Xy = 0.93
 Lamy = 34.82
 kyy = 1.04

ΛΥΓΙΣΜΟΣ ΠΕΡΙ Z

Lz = 3.50 m
 Lam_z = 0.67
 Lcr,z = 3.50 m
 Xz = 0.74
 Lamz = 58.30
 kzy = 0.54

ΣΤΡΕΜΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ:

ΚΑΜΠΥΛΗ,T=c	alfa,T=0.49	ΚΑΜΠΥΛΗ,TF=c	alfa,TF=0.49
Lt=3.50 m	fi,T=0.76	Ncr,y=13134.774 kN	fi,TF=0.76
Ncr,T=6311.442 kN	X,T=0.80	Ncr,TF=6311.442 kN	X,TF=0.80
Lam_T=0.92	Nb,T,Rd=508.956 kN	Lam_TF=0.92	
	Nb,TF,Rd=1686.138 kN		

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

N,Ed/Nc,Rd = 0.09 < 1.00
 My,Ed/My,c,Rd = 0.48 < 1.00 (6.2.5.(1))
 (Tau,y,max,Ed + Tau,ty,Ed)/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
 (Tau,z,max,Ed + Tau,tz,Ed)/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.19 < 1.00 (6.2.6-7)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

$$\text{Lambda},y = 34.82 < \text{Lambda},\text{max} = 210.00$$

$$\text{Lambda},z = 58.30 < \text{Lambda},\text{max} = 210.00 \quad \text{ΣΤΑΘΕΡΟ}$$

$$N_{y,Ed}/\text{Min}(N_b,R_d,N_b,T,R_d,N_b,TF,R_d) = 0.12 < 1.00 \quad (6.3.1)$$

$$M_{y,Ed,\text{max}}/M_{b,Rd} = 0.51 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1,0 \rightarrow 0.64 < 1.00$$

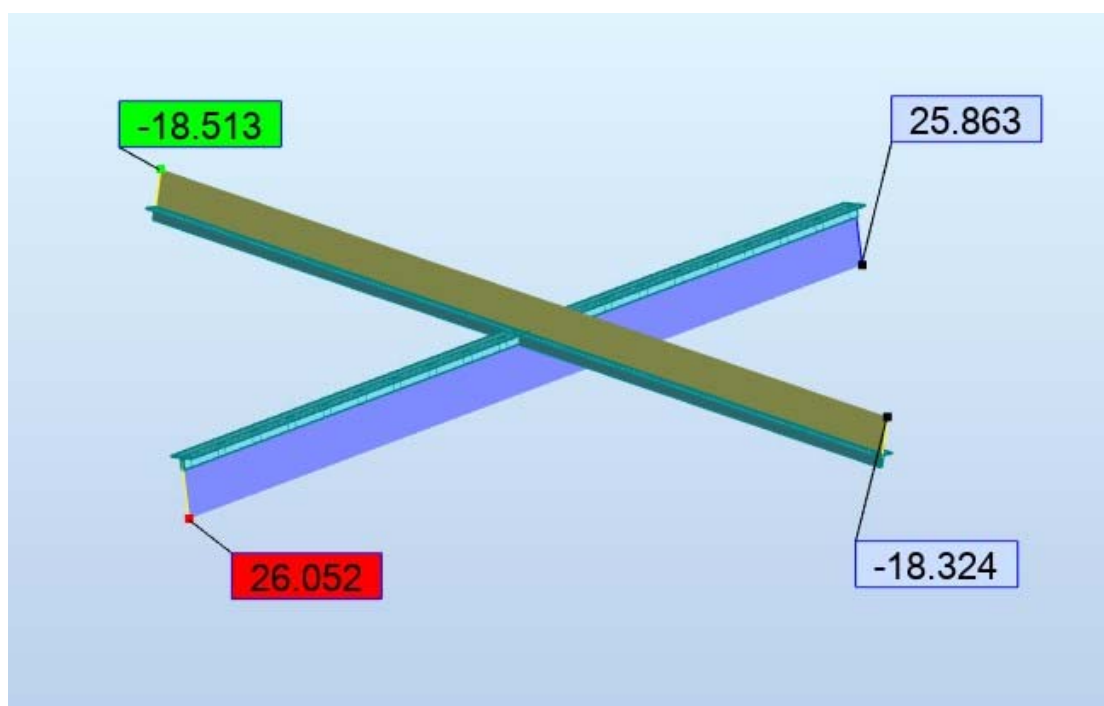
$$\frac{Y_{M1}}{Y_{M1}} \quad \frac{Y_{M1}}{Y_{M1}} \quad \frac{Y_{M1}}{Y_{M1}}$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1,0 \rightarrow 0.41 < 1.00$$

$$\frac{Y_{M1}}{Y_{M1}} \quad \frac{Y_{M1}}{Y_{M1}} \quad \frac{Y_{M1}}{Y_{M1}}$$

4.7 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας δέχονται μόνο αξονικά φορτία και συμβάλλουν στην ευστάθεια της κατασκευής. Συνδέονται αρθρωτά με τις κύριες δοκούς της στέγης μέσω κοχλιωτών συνδέσεων που ελέγχονται στο επόμενο κεφάλαιο. Μέσω του προγράμματος έχει δοθεί η εντολή, οι σύνδεσμοι να δέχονται και εφελκυσμό και θλίψη, κατά συνέπεια το θλιβόμενο μέλος ελέγχεται σε λυγισμό. Λόγω ύπαρξης σύνδεσης μεταξύ των μελών στο σημείο τομής τους (μέσον), το μήκος λυγισμού θα είναι το μισό του πραγματικού μήκους του μέλους. Παρακάτω παρουσιάζονται τα εσωτερικά εντατικά μεγέθη των δυσμενέστερων μελών και η διαστασιολόγηση που προέκυψε με βάση αυτά.



Αξονικές δυνάμεις

2 ΕQA (L) 80x8

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

h=8.00 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=17.00 cm	Ay=12.80 cm ²	Az=11.52 cm ²	Ax=24.60 cm ²
tw=0.80 cm	Iy=144.80 cm ⁴	Iz=332.19 cm ⁴	Ix=5.18 cm ⁴
tf=0.80 cm	Wely=25.23 cm ³	Welz=39.08 cm ³	

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

ΑΝΤΟΧΕΣ

N,Ed = 26.052 kN	Nc,Rd = 676.5 kN
Nch,Ed = 15.900 kN	Nb,Rd = 268.85 kN
My,ch2,Ed=0.01kN*m	Nch,b,Rd=335.883kN
Mz,ch2,Ed = 0.01 kN*m	

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ: 3

ΛΥΓΙΣΜΟΣ ΠΕΡΙ Y

ΛΥΓΙΣΜΟΣ ΠΕΡΙ Z

Ly = 5,74 m	Lz = 5,74 m
Lam_y = 1,36	Lam_z = 0,90
Lcr,y = 2,87 m	Lcr,z = 2,87 m
Xy = 0.40	Xz = 0.66
Lamy = 118,39	Lamz = 78,16

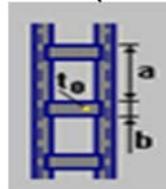
ΣΤΡΕΜΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ:

ΚΑΜΠΥΛΗ,T=b	alfa,T=0.34	ΚΑΜΠΥΛΗ,TF=b	alfa,TF=0.34
Lt=5,74 m	fi,T=0,75	Ncr,y=834,556 kN	fi,TF=1.08
Ncr,T=1831,040 kN	X,T=0.83	Ncr,TF=754,494 kN	X,TF=0.63
Lam_T=0.61	Nb,T,Rd=563,598 kN	Lam_TF=0.95	Nb,TF,Rd=426,864 Kn

$$kzy2 = kzz2 = 0,79$$

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΜΕΜΟΝΩΜΕΝΗΣ ΧΟΡΔΗΣ ΜΕΛΟΥΣ

a=0.30 m	i1=1.57 cm	Lambda ch=19.08
Sv_xy=18266.116 kN	Ncr_xy=1296.016 kN	
MEd xy=0.91 kN*m	VEd xy=1.236 Kn	



ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

$$N,Ed/Nc,Rd = 0.04 < 1.00$$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

$$\text{Lambda},y = 118.39 < \text{Lambda},\text{max} = 210.00$$

$$\text{Lambda},z = 78.16 < \text{Lambda},\text{max} = 210.00 \quad \text{ΣΤΑΘΕΡΟ}$$

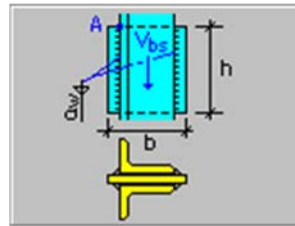
$$N,Ed/\text{Min}(Nb,Rd,Nb,T,Rd,Nb,TF,Rd) = 0.10 < 1.00$$

$$Nch,Ed/Nch,b,Rd = 0.05 < 1.00$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1,0 \rightarrow 0.05 < 1.00$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1,0 \rightarrow 0.05 < 1.00$$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΛΕΠΙΔΩΝ – ΕΠΙΠΕΔΟ xz



ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΛΕΠΙΔΑΣ:

$$\begin{aligned} b &= 6.40 \text{ cm} & h &= 6.40 \text{ cm} & t &= 1.00 \text{ cm} \\ V_{b,Ed} &= 20.171 \text{ kN} & V_{b,Rd} &= 101.614 \text{ kN} \\ M_{b,Ed} &= 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m} & M_{b,Rd} &= 2.82 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ V_{b,Ed}/V_{b,Rd} &= 0.20 < 1.0 \\ M_{b,Ed}/M_{b,Rd} &= 0.00 < 1.0 \end{aligned}$$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΤΩΠΙΚΗΣ ΚΟΛΛΗΣΗΣ: -EN 1993-1-8:2005

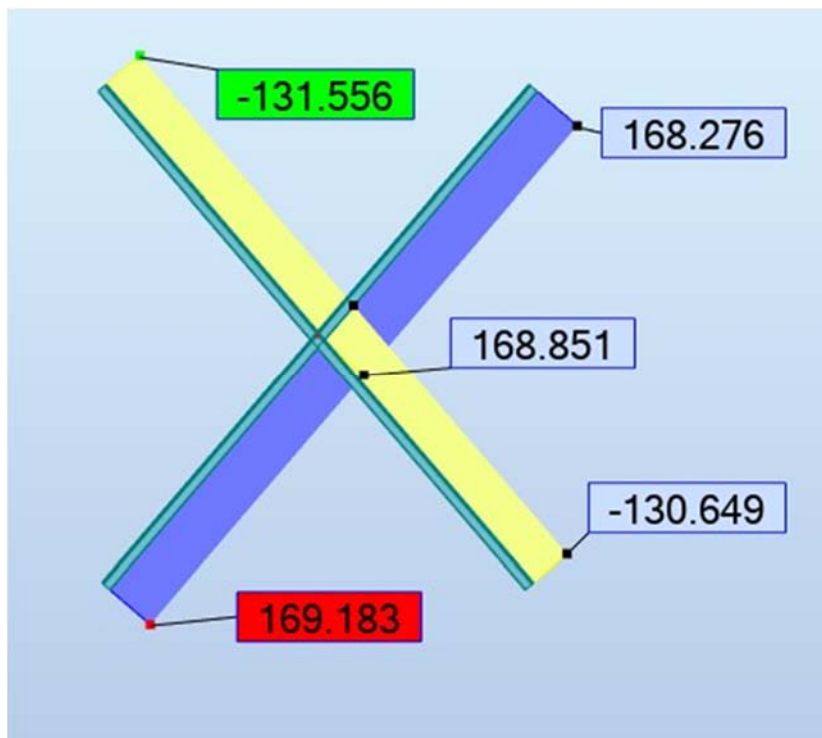
$$\begin{aligned} a_w &= 0.40 \text{ cm} & M_{w,Ed} &= 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m} & I_o &= 8.74 \text{ cm}^4 \\ r_{\max A} &= 0.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΣΗ ΣΤΟ ΣΗΜΕΙΟ A:

$$\begin{aligned} f_{sm} &= 0.00 \text{ MPa} < f_{vw,d} = 233.66 \text{ MPa} \\ f_{sv} &= 39.40 \text{ MPa} < f_{vw,d} = 233.66 \text{ MPa} \\ f_{smv} &= 39.40 \text{ MPa} < f_{vw,d} = 233.66 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4.8 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Εδώ ισχύει ό,τι και στους οριζόντιους συνδέσμους, ωστόσο είναι προφανές ότι συναντάμε αισθητά μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη, αφού οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι παραλαμβάνουν μεγάλο ποσοστό των σεισμικών φορτίων. Τοποθετήθηκαν για αρχιτεκτονικούς λόγους μόνο κατά τη μία διεύθυνση του κτιρίου και επιλέχθηκε ίδια κατηγορία και μέγεθος διατομής με τους οριζόντιους.



Αξονικές δυνάμεις

2 ΕQA (L) 80x8

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:

h=8.00 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=17.00 cm	Ay=12.80 cm ²	Az=11.52 cm ²	Ax=24.60 cm ²
tw=0.80 cm	Iy=144.80 cm ⁴	Iz=332.19 cm ⁴	Ix=5.18 cm ⁴
tf=0.80 cm	Wely=25.23 cm ³	Welz=39.08 cm ³	

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

N,Ed = 169.183 kN
 Nch,Ed = 93.857 kN
 My,ch2,Ed=0.07kN*m
 Mz,ch2,Ed = 0.07 kN*m

ΑΝΤΟΧΕΣ

Nc,Rd = 676.5 kN
 Nb,Rd = 364.384 kN
 Nch,b,Rd=335.883kN

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ: 3

ΛΥΓΙΣΜΟΣ ΠΕΡΙ Y

Ly = 2.30 m
 Lam_y = 1,09
 Lcr,y = 2,30 m
 Xy = 0.54
 Lamy = 95.00

ΛΥΓΙΣΜΟΣ ΠΕΡΙ Z

Lz = 2.30m
 Lam_z = 0,72
 Lcr,z = 2,30 m
 Xz = 0.77
 Lamz = 62.72

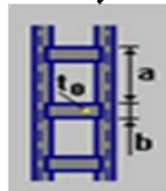
ΣΤΡΕΜΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ:

ΚΑΜΠΥΛΗ,T=b	alfa,T=0.34	ΚΑΜΠΥΛΗ,TF=b	alfa,TF=0.34
Lt=2.30 m	fi,T=0,75	Ncr,y=1296.016 kN	fi,TF=0.92
Ncr,T=1831,040 kN	X,T=0.83	Ncr,TF=1068.979 kN	X,TF=0.73
Lam_T=0.61	Nb,T,Rd=563,598 kN	Lam_TF=0.80	Nb,TF,Rd=491.962 Kn

kzy2 = kzz2 = 0,79

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΜΕΜΟΝΩΜΕΝΗΣ ΧΟΡΔΗΣ ΜΕΛΟΥΣ

a=0.30 m	i1=1.57 cm	Lambda ch=19.08
Sv_xy=18266.116 kN	Ncr_xy=1296.016 kN	
MEd xy=0.91 kN*m	VEd xy=1.236 Kn	



ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

N,Ed/Nc,Rd = 0.25 < 1.00

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

Lambda,y = 95.00 < Lambda,max = 210.00

Lambda,z = 62.72 < Lambda,max = 210.00 ΣΤΑΘΕΡΟ

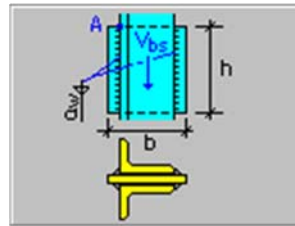
N,Ed/Min(Nb,Rd,Nb,T,Rd,Nb,TF,Rd) = 0.46 < 1.00 (6.3.1)

Nch,Ed/Nch,b,Rd = 0.28 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

$$\frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1,0 \rightarrow 0.30 < 1.00$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1,0 \rightarrow 0.30 < 1.00$$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΛΕΠΙΔΩΝ – ΕΠΙΠΕΔΟ xz



ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΛΕΠΙΔΑΣ:

$b = 6.40 \text{ cm}$ $h = 6.40 \text{ cm}$ $t = 1.00 \text{ cm}$
 $V_{b,Ed} = 20.171 \text{ kN}$ $V_{b,Rd} = 101.614 \text{ kN}$
 $M_{b,Ed} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{b,Rd} = 2.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $V_{b,Ed}/V_{b,Rd} = 0.20 < 1.0$ (6.17)
 $M_{b,Ed}/M_{b,Rd} = 0.00 < 1.0$ (6.12)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΤΩΠΙΚΗΣ ΚΟΛΛΗΣΗΣ: -EN 1993-1-8:2005

$a_w = 0.40 \text{ cm}$ $M_{w,Ed} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $I_o = 8.74 \text{ cm}^4$
 $r_{maxA} = 0.00 \text{ cm}$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΣΗ ΣΤΟ ΣΗΜΕΙΟ A:

$f_{sm} = 0.00 \text{ MPa} < f_{vw.d} = 233.66 \text{ MPa}$ (4.3)
 $f_{sv} = 39.40 \text{ MPa} < f_{vw.d} = 233.66 \text{ MPa}$ (4.3)
 $f_{smv} = 39.40 \text{ MPa} < f_{vw.d} = 233.66 \text{ MPa}$ (4.3)

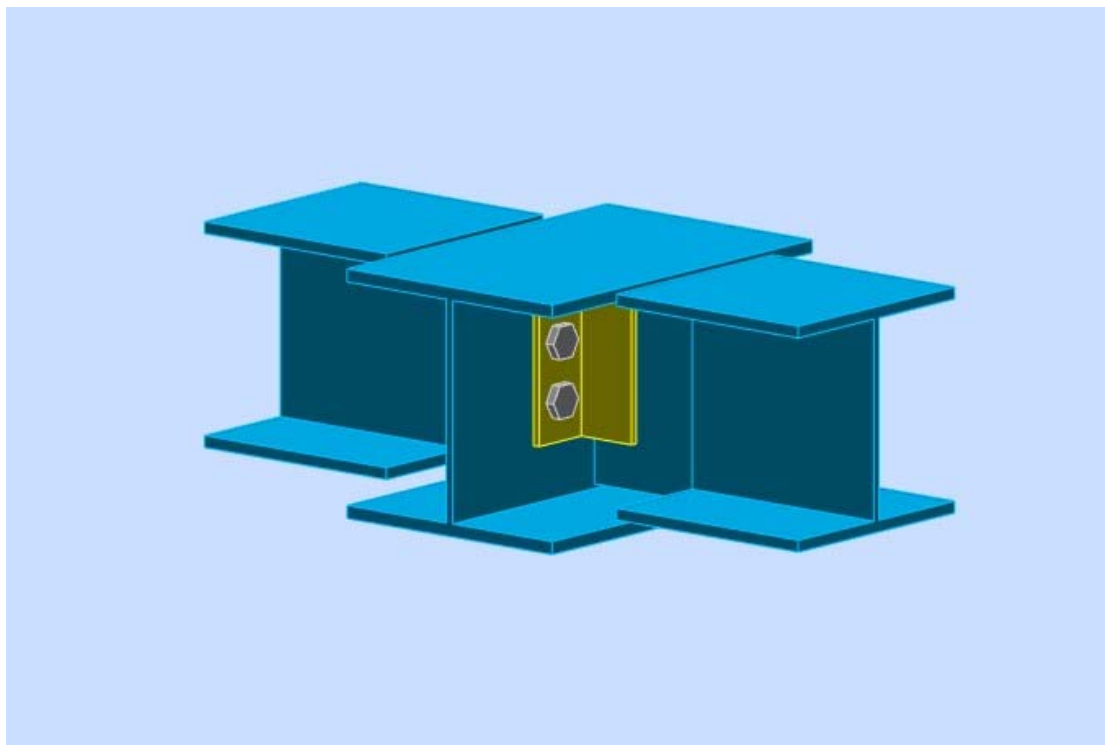
5 Λεπτομέρειες συνδέσεων

5.1 Γενικά

Οι συνδέσεις αποτελούν σημαντικό κομμάτι στη διαστασιολόγηση μιας κατασκευής καθώς αναλαμβάνουν τη μεταφορά των εντατικών μεγεθών ανάμεσα στα μέλη του φορέα. Τα προκατασκευασμένα τμήματα μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους, ώστε να συνθέσουν το συνολικό φορέα. Η διαμόρφωσή τους απαιτεί ιδιαίτερη λεπτομέρεια ώστε τα φορτία να μεταβιβάζονται σωστά από μέλος σε μέλος και η συμπεριφορά του φορέα να είναι ικανοποιητική και σύμφωνη με τη μελέτη. Στη συγκεκριμένη κατασκευή λαμβάνουν χώρα τόσο απλές συνδέσεις οι οποίες μεταφέρουν μόνο αξονικές και τέμνουσες δυνάμεις, όσο και συνδέσεις που μεταφέρουν και ροπές, λόγω της πλαισιακής λειτουργίας του φορέα κατά τη διεύθυνση Χ. Οι συνδέσεις μελετήθηκαν με τη βοήθεια του προγράμματος Robot Structural Analysis. Ενδεικτικά παρουσιάζονται οι εξής συνδέσεις:

- Σύνδεση διαδοκίδας (HEA 200) – κύριας δοκού (HEA 220)
- Σύνδεση κύριας δοκού (HEA 220) – υποστύλωματος (HEA 240)
- Σύνδεση συνδέσμου ακαμψίας (2EQA 80x8) – κόμβου πλαισίου
- Θεμελίωση υποστύλωματος

5.2 Σύνδεση διαδοκίδας – Κύριας δοκού



Η συγκεκριμένη σύνδεση αφορά σε μέλη τα οποία φέρουν τη πλάκα σκυροδέματος της κατασκευής. Τα άνω πέλματα των διαδοκίδων και των κύριων δοκών θα πρέπει να βρίσκονται στο ίδιο επίπεδο ώστε πάνω τους να εδραστεί η πλάκα. Η εν λόγω διάταξη υλοποιείται μέσω της απότμισης των άνω πελμάτων των διαδοκίδων οι οποίες συνδέονται με τις κύριες δοκούς. Ταυτόχρονα, εκατέρωθεν του κορμού της διαδοκίδας

– στο άνω μέρος του οποίου έχει γίνει η απότμηση – γίνεται συγκόλληση γωνιών και το προκατασκευασμένο μέλος συνδέεται με τον κορμό της κύριας δοκού μέσω των γωνιών με κοχλίες. Οι ποιότητες των δοκών και των γωνιών είναι S275 και οι κοχλίες είναι ποιότητας 8.8.

Η σύνδεση που εξετάζεται υλοποιείται σε κόμβο όπου δύο διαδοκίδες συντρέχουν σε μια κύρια δοκό. Θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα για την σύνδεση δοκού – αριστερής διαδοκίδας και για την δεξιά διαδοκίδα η διαδικασία είναι όμοια. Η σύνδεση ικανοποιείται στο σύνολό της.

Αρχικά, η απότμηση των διαδοκίδων έχει μήκος $l = 105 \text{ mm}$ και βάθος (λαμβάνεται από το άνω πέλμα) $h_1 = 25 \text{ mm}$.

Το γωνιακό έλασμα μορφής L είναι διατομής EQA 60x6. Αναλυτικότερα:

$h_{kr} =$	60	[mm]	μήκος γωνιακού
$b_{kr} =$	60	[mm]	πλάτος γωνιακού
$t_{kr} =$	6	[mm]	πάχος πέλματος γωνιακού
$l_{kr} =$	120	[mm]	μήκος γωνιακού

Τα χαρακτηριστικά των κοχλιών είναι τα ακόλουθα:

$d =$	16	[mm]	διάμετρος κοχλία
$d_0 =$	18	[mm]	οπή κοχλία
$A_s =$	1,57	[cm ²]	ενεργή περιοχή διατομής κοχλία
$A_v =$	2,01	[cm ²]	περιοχή τομής κοχλιών
$f_{ub} =$	800,00	[MPa]	εφελκυστική αντοχή
$e_1 =$	35	[mm]	στάθμη πρώτου κοχλία
$p_1 =$	50	[mm]	κατακόρυφη απόσταση μεταξύ

Οι συγκολλήσεις εξωραφής γωνιακού και δοκού έγιναν με $a_{ab} = 5$ mm.

Οι τέμνουσες δυνάμεις που παραλαμβάνει η σύνδεση είναι $V_{Ed,L} = 51,4$ kN από την αριστερή διαδοκίδα και $V_{Ed,R} = 38,55$ kN από την δεξιά.

➤ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{Y_{M2}} \text{ (αντοχή σε διάτμηση)} \quad F_{v,Rd} = 77,208 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{Y_{M2}} \text{ (αντοχή σε εφελκυσμό)} \quad F_{t,Rd} = 90,432 \text{ kN}$$

➤ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΣΥΝΘΛΙΨΗ ΑΝΤΥΓΑΣ ΓΙΑ ΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

Διεύθυνση x

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} \rightarrow k_{1x} = 2,19 > 0,00 \text{ O.K.}$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \alpha_b; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right\} \quad \alpha_{bx} = 0,46 > 0,00 \text{ O.K.}$$

$$\text{Φέρουσα αντοχή ενός κοχλία: } F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{Y_{M2}} = 33,466 \text{ kN}$$

Διεύθυνση z

$$k_{1z} = 2,19 > 0,00 \text{ Ο.Κ.}$$

$$\alpha_{bz} = 0,65 > 0,00 \text{ Ο.Κ.}$$

$$F_{b,Rdz} = 46,852 \text{ kN}$$

➤ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e = 38$ [mm] απόσταση μεταξύ του κέντρου βάρους της ομάδας των κοχλιών και του κέντρου του κορμού της δοκού

$$M_0 = 0,5 \cdot V_{b2,Ed} \cdot e$$

$$M_0 = 0,98 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \quad \text{πραγματική ροπή κάμψης}$$

Συνιστώσα δύναμη σε κοχλία λόγω της επίδρασης της δύναμης διάτμησης

$$F_{Vz} = 0,5 \cdot |V_{b1,Ed}| / n$$

$$F_{Vz} = 12,850 \text{ [kN]}$$

Συνιστώσα δύναμη σε κοχλία λόγω της επίδρασης ροπής

$$F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$$

$$F_{Mx} = 19,660 \text{ [kN]}$$

Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y $F_{x2,Ed} = F_{Mx}$

$$F_{x2,Ed} = 19,660 \text{ [kN]}$$

Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z $F_{z2,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$$F_{z2,Ed} = 12,850 \text{ [kN]}$$

$$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{Ed} = 23,487 \text{ [kN]}$$

$FR_{dx} = 33,466$ [kN] Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x

$FR_{dz} = 46,852$ [kN] Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z

$$|F_{x2,Ed}| \leq FR_{dx} \quad |19,660| < 33,466 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$|F_{z2,Ed}| \leq FR_{dz} \quad |12,850| < 46,852 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$F_{Ed} \leq F_{v,Rd} \quad 23,487 < 77,208 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

➤ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$e = 55$ mm απόσταση μεταξύ κέντρου βάρους συγκόλλησης και κέντρο κορμού κύριας δοκού.

$$M_{0t} = 0.5 \cdot V_{b2,Ed} \cdot e$$

$$M_{0t} = 1,57 \text{ kNm}$$

$$F_{t,Ed} = M_{0t} \cdot z_{\max} / \sum z_i^2 + 0.5 \cdot N_{b2,Ed} / n$$

$$F_{t,Ed} = 31,482 \text{ kN} \quad \text{εφελκυστική δύναμη στον ακριανο κοχλία}$$

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} \quad 31,482 < 90,432 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

➤ ΤΑΥΤΟΧΡΟΝΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΑΙ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ

$$F_{v,Ed} = \sqrt{[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]}$$

$$F_{v,Ed} = 23,487 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad 0,55 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

➤ ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ ΓΩΝΙΑΚΟΥ ΚΑΙ ΔΟΚΙΔΑΣ

$$e = 55 \text{ mm}$$

$$M_0 = 0.5 \cdot (M_{b2,Ed} + V_{b2,Ed} \cdot e)$$

$$M_0 = 1,42 \text{ kNm}$$

$$A_w = 10,50 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{εμβαδό συγκολλήσεων}$$

$$I_0 = 271,67 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{πολική ροπή αδράνειας συγκόλλησης}$$

$$\tau_{Fx} = 0.5 \cdot N_{b2,Ed} / A_w$$

$$\tau_{Fx} = 0,00 \text{ [MPa]} \quad \text{συνιστώσα τάση λόγω αξονικής δύναμης}$$

$$\tau_{Fz} = 0.5 \cdot V_{b2,Ed} / A_w$$

$$\tau_{Fz} = 24,48 \text{ [MPa]} \quad \text{συνιστώσα τάση λόγω εγκάρσιας δύναμης}$$

$$\tau_{Mx} = M_0 \cdot z_i / I_0$$

$$\tau_{Mx} = 19,24 \text{ [MPa]} \quad \text{συνιστώσα τάσης λόγω επίδρασης ροπής στην χ διεύθυνση}$$

$$\tau_{Mz} = M_0 \cdot \chi_i / I_0$$

$$\tau_{Mz} = 31,38 \text{ [MPa]} \quad \text{τάση μέλους λόγω επιρροής καμπτικής ροπής στην διεύθυνση ζ}$$

$$\tau = \sqrt{[(\tau_{Fx} + \tau_{Mx})^2 + (\tau_{Fz} + \tau_{Mz})^2]}$$

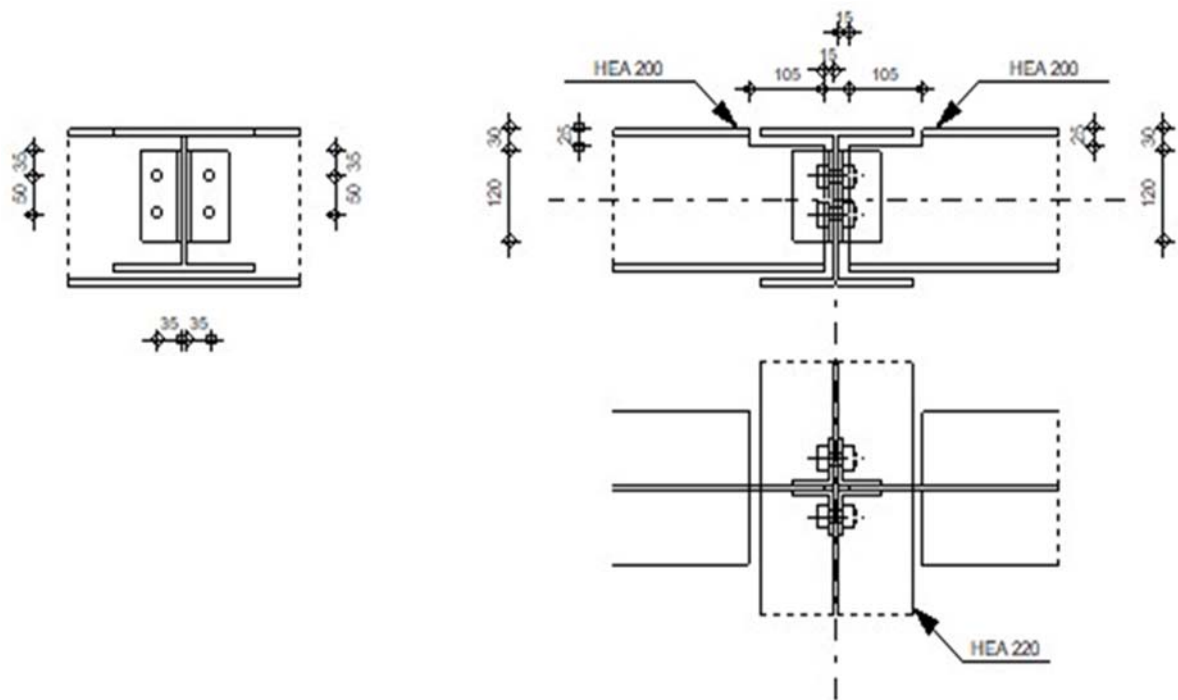
$$\tau = 53,81 \text{ [MPa]} \quad \text{προκύπτουσα τάση}$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{συντελεστής συσχέτισης}$$

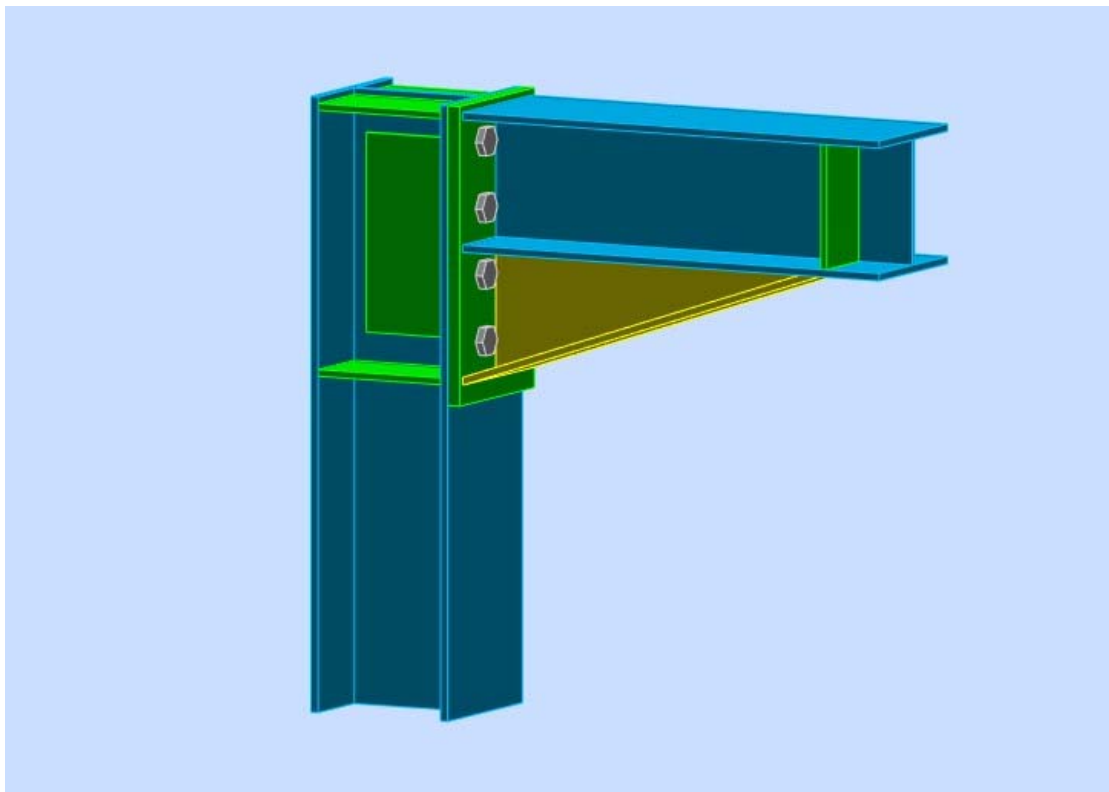
$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$f_{vw,d} = 233,66 \text{ MPa}$$

$$\tau \leq f_{vw,d} \quad 53,81 < 233,66 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$



5.3 Σύνδεση κύριας δοκού – υποστυλώματος



Στη κατασκευή υπάρχουν δύο ειδών συνδέσεις δοκών με υποστυλώματα: Απλές συνδέσεις που μεταβιβάζουν μόνο τέμνουσες και αξονικές μεταξύ μελών παράλληλων προς τον Y άξονα (διεύθυνση στην οποία λειτουργούν οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας) και συνδέσεις πλαισίου (μεταβιβάζουν και ροπή) κατά τη

διεύθυνση X (πλαισιακή λειτουργία φορέα). Ενδεικτικά, γίνεται αναφορά στον δεύτερο τύπο σύνδεσης, αφού αποτελεί τον πλέον πολύπλοκο αλλά και τον τύπο με την μεγαλύτερη καταπόνηση.

Η σύνδεση γίνεται μεταξύ υποστυλώματος (HEA240) και δοκού (HEA220) με τα γνωστά χαρακτηριστικά και ποιότητες. Η δοκός ενισχύεται στο κάτω μέρος του άκρου της με τριγωνικό έλασμα ύψους $h_d = 200$ mm, μήκους $l_d = 600$ mm και πάχους 7 mm. Το έλασμα έχει ένα κάτω πέλμα πάχους 11 mm και πλάτους 22 mm και είναι ποιότητας S275. Το υποστύλωμα ενισχύεται με δύο λεπίδες (άνω και κάτω) ύψους 206 mm, πλάτους 116 mm, πάχους 10 mm και ποιότητας S235. Επίσης γίνεται τοπική αύξηση του κορμού του υποστυλώματος στη περιοχή της σύνδεσης με συγκόλληση δύο ορθογωνικών λεπίδων πάχους 5 mm, μήκους 300 mm και πλάτους 160 mm, ποιότητας S235.

Η σύνδεση γίνεται με κοχλίες M24 ποιότητας 8.8 μεταξύ του πέλματος του στύλου και ορθογωνικού ελάσματος 450x240x20 που έχει συγκολληθεί στο άκρο της δοκού.

➤ Πάχη συγκολλήσεων:

aw = 5	[mm]	συγκόλληση κορμού
af = 8	[mm]	κόλληση πέλματος
as = 5	[mm]	ενίσχυση συγκόλλησης
afd = 5	[mm]	οριζόντια συγκόλληση
ap1 = 1	[mm]	οριζόντια συγκόλληση
ap2 = 1	[mm]	κατακόρυφη συγκόλληση

➤ Συντελεστές:

$\gamma_{M0} = 1,00$
$\gamma_{M1} = 1,00$
$\gamma_{M2} = 1,25$
$\gamma_{M3} = 1,25$

➤ Εντατικά μεγέθη:

Mb1,Ed =94,08	[kN*m]	ροπή κάμψης στο δεξί δοκάρι
Vb1,Ed =61,850	[kN]	δύναμη διάτμησης στο δεξί δοκάρι
Nb1,Ed =-0,245	[kN]	αξονική δύναμη στο δεξί δοκάρι
Mb2,Ed =-26,38	[kN*m]	ροπή κάμψης στο αριστερό δοκάρι
Vb2,Ed =-3,170	[kN]	δύναμη διάτμησης στο αριστερό δοκάρι
Nb2,Ed =0,245	[kN]	αξονική δύναμη στο αριστερό δοκάρι
Mc1,Ed =89,78	[kN*m]	ροπή κάμψης στο υποστύλωμα βάσης
Vc1,Ed =56,027	[kN]	δύναμη διάτμησης στο υποστύλωμα βάσης
Nc1,Ed =-67,665	[kN]	αξονική δύναμη στο υποστύλωμα βάσης
Mc2,Ed =-30,67	[kN*m]	ροπή κάμψης στο υποστύλωμα ανώτατης στάθμης
Vc2,Ed =-15,470	[kN]	δύναμη διάτμησης στο υποστύλωμα ανώτατης στάθμης
Nc2,Ed =-11,309	[kN]	αξονική δύναμη στο υποστύλωμα ανώτατης στάθμης

➤ Αντοχές δοκαριού

Θλίψη

$$A_b = 64,34 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$N_{cb,Rd} = 1769,383 \text{ [kN]} \quad \text{αντοχή σχεδιασμού διατομής σε θλίψη}$$

διάτμηση

$$A_{vb} = 34,64 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \beta_3) / \gamma_{M0}$$

$$V_{cb,Rd} = 549,924 \text{ [kN]} \quad \text{αντοχή σχεδιασμού διατομής σε διάτμηση}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0,11 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

➤ Αντοχές υποστύλωματος

Κορμός - Διάτμηση

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 360,883 \text{ [kN]} \quad \text{δύναμη διάτμησης που εφαρμόζεται στο κορμό}$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc} + A_{vp} * f_{ya}) / (\beta_3 \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 475,461 \text{ [kN]} \quad \text{αντοχή κορμού υποστύλωματος σε διάτμηση}$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,76 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

➤ Γεωμετρικές παράμετροι σύνδεσης

Ενεργά μήκη και παράμετροι - υποστύλωμα πέλματος

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	24	-	75	-	100	154	196	154	196	177	150	150	150
2	24	-	75	-	100	154	192	154	192	200	100	100	100
3	24	-	75	-	100	154	192	154	192	200	100	100	100
4	24	-	75	-	100	154	196	154	196	177	150	150	150

Παράμετροι και ενεργά μήκη - μπροστινό έλασμα σύνδεσης

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	36	-	75	-	100	225	287	225	287	213	218	213	218
2	36	-	75	-	100	225	237	225	237	200	100	100	100
3	36	-	75	-	100	225	237	225	237	200	100	100	100
4	36	-	75	-	100	225	237	225	237	213	169	169	169

- m – απόσταση κοχλία από τον κορμό
- m_x – απόσταση κοχλία από το πέλμα δοκαριού
- e – απόσταση κοχλία από την ακραία ακμή
- e_x – απόσταση κοχλία από την οριζόντια έξω ακμή
- p – απόσταση μεταξύ κοχλιών
- l_{eff,cp} – ενεργό μήκος ενός κοχλία στην κυκλική μορφή αστοχίας
- l_{eff,nc} – ενεργό μήκος ενός κοχλία στην μη κυκλική μορφή αστοχίας
- l_{eff,1} – ενεργό μήκος ενός κοχλία για mode 1
- l_{eff,2} – ενεργό μήκος ενός κοχλία για mode 2
- l_{eff,cp,g} – ενεργό μήκος ομάδας κοχλιών στην κυκλική μορφή αστοχίας
- l_{eff,nc,g} – ενεργό μήκος ομάδας κοχλιών στην μη κυκλική μορφή αστοχίας
- l_{eff,1,g} – ενεργό μήκος ομάδας κοχλιών για mode 1
- l_{eff,2,g} – ενεργό μήκος ομάδας κοχλιών για mode 2

➤ Αντοχή σύνδεσης σε θλίψη

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} / 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 1769,383 \quad [\text{kN}] \quad \text{αντοχή σύνδεσης σε θλίψη}$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

➤ αντοχη συνδεσης σε καμψη M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 119,09 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{αντοχη συνδεσης σε καμψη}$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,00,79 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

- αντοχή συνδεσης σε διατμηση

$$V_{j,Rd} = n h \sum 1_n F_{v,j,Rd}$$

$$V_{j,Rd} = 1210,796 \quad [\text{kN}] \quad \text{αντοχή συνδεσης σε διατμηση}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,05 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,05)$$

- αντοχή συγκολλησης

$$A_w = 129,99 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{εμβαδο όλων των συγκολλησεων}$$

$$A_{wy} = 96,00 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{εμβαδο οριζοντιων συγκολλησεων}$$

$$A_{wz} = 33,99 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{εμβαδο καθετων συγκολλησεων}$$

$$I_{wy} = 30445,07 \quad [\text{cm}^4]$$

$$\sigma_{\max} = \tau_{\max} = 46,86 \quad [\text{MPa}] \quad \text{ορθη ταση σε μια κολληση}$$

$$\sigma = \tau = -40,98 \quad [\text{MPa}] \quad \text{ταση σε μια καθετη συγκολληση} \quad [4.5.3.2(5)]$$

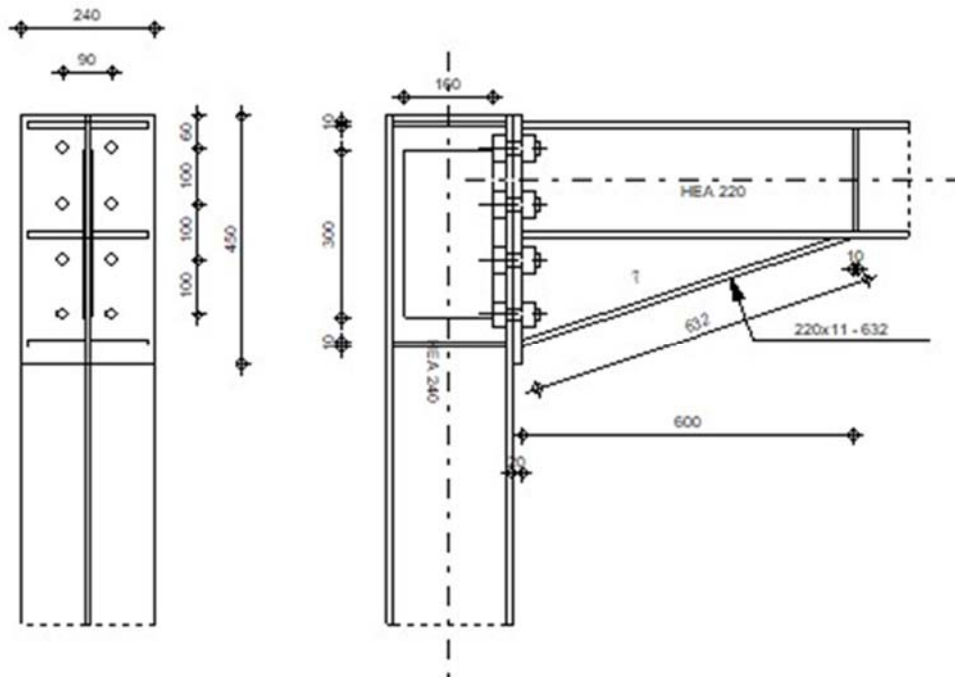
$$\tau_{II} = 18,20 \quad [\text{MPa}] \quad \text{εφαπτομενικη ταση} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{συντελεστης συσχετισης} \quad [4.5.3.2(7)]$$

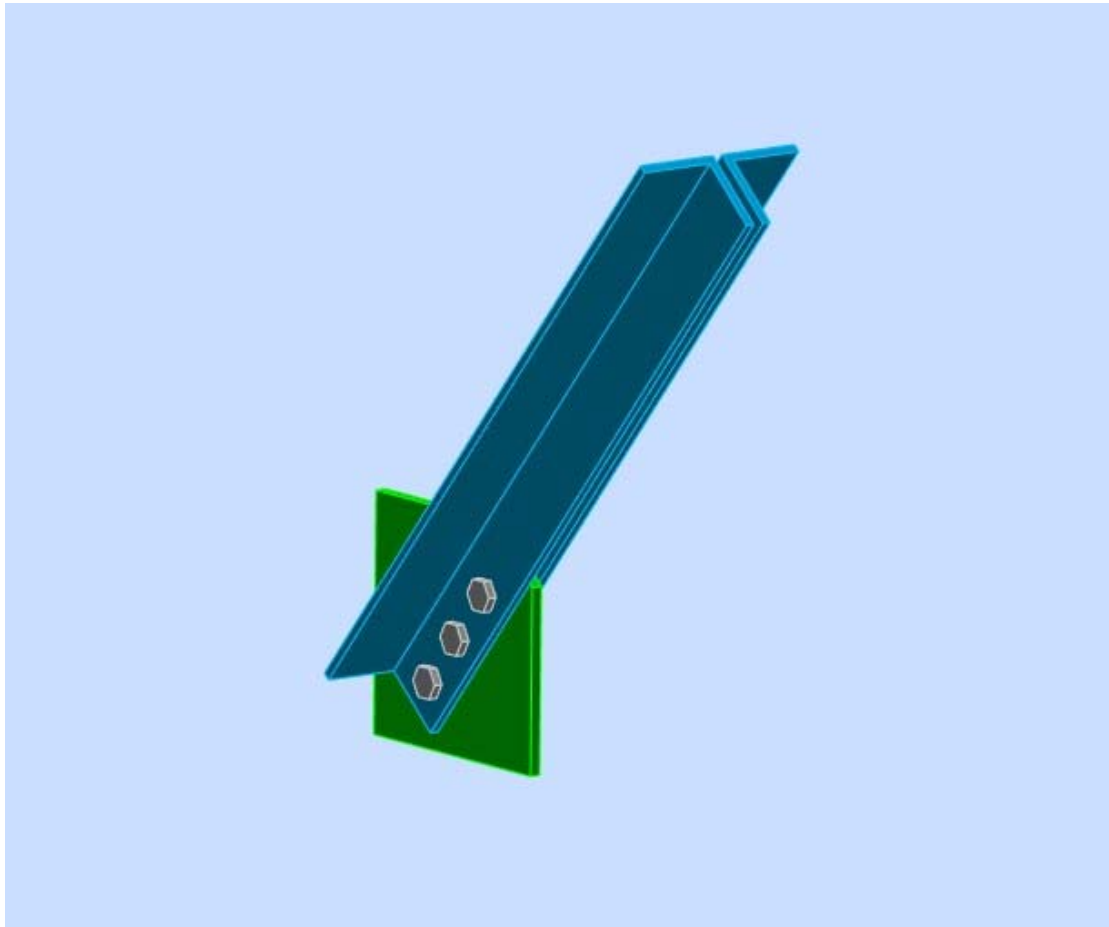
$$\sqrt{[\sigma_{\max}^2 + 3 \cdot \tau_{\max}^2]} \leq f_u / (\beta_w \cdot y_{M2}) \quad 93,73 < 360,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$\sqrt{[\sigma^2 + 3 \cdot (\tau^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot y_{M2}) \quad 87,81 < 360,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$\sigma \leq 0,9 \cdot f_u / y_{M2} \quad 46,86 < 259,20 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$



5.4 Συνδεση κατακόρυφης διαγωνίου – κόμβου πλαισίου



Ένα έλασμα συγκολλάται στο πέλαμα της δοκού με εξωραφές. Έπειτα κοχλιώνονται εκατέρωθεν αυτού τα δύο μέλη της διαγωνίου (διατομής L 80x8). Επειδή οι διαγώνιοι σύνδεσμοι παραλαμβάνουν σεισμικά φορτία, είναι σημαντικό να διασφαλιστεί ότι η αστοχία θα γίνει πρώτα στο μέλος της διαγωνίου και έπειτα στη σύνδεση.

Για αυτό εφαρμόζεται ο έλεγχος:

$$R_d \geq 1,2 \cdot R_{fy} \quad (5.1)$$

όπου,

R_d : η οριακή αντοχή της σύνδεσης

R_{fy} : η αντοχή διαρροής του πλαστικού μέλους

Σύμφωνα με τον EN 1998.

Τοποθετούνται κοχλίες M16 ποιότητας 8.8

Συγκολλήσεις εξωραφής της συνδετικής πλάκας:

$$b = 5 \quad [\text{mm}] \quad \text{AKMH } b$$

συνδετική πλάκα S235

$$l_p = 230 \quad [\text{mm}] \quad \text{μηκος λεπίδας}$$

hp = 220 [mm] υψος λεπίδας
tp = 10 [mm] παχος λεπίδας

Nb4,Ed = -155,583 [kN] αξονικη δυναμη

Αντοχή κοιλία σε διάτμηση:

Fv,Rd = 154,416 [kN]

Για τη ράβδο:

Διεύθυνση x

k1x = 2,50 > 0,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

αbx = 0,65 > 0,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

Fb,Rd1x = 142,696 [kN]

Διεύθυνση z

k1z = 2,50 > 0,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

αbz = 0,56 > 0,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

Fb,Rd1z = 122,311 [kN]

Για τη πλάκα:

Διεύθυνση x

k1x = 2,50 > 0,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

αbx = 0,86 > 0,00 ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

Fb,Rd2x = 99,200 [kN]

Διεύθυνση z

$$k_{1z} = 2,50 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$\alpha_{bz} = 1,00 > 0,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$F_{b,Rd2z} = 115,200 \text{ [kN]}$$

έλεγχος συνδεσης σύμφωνα με τις δυνάμεις που εφαρμόζονται στους κοχλίες

➤ διατμηση κοχλία

$$e = 27 \text{ [mm]} \quad \text{Εκκεντρότητα αξονικής δύναμης σε σχέση με τον άξονα του κοχλία}$$

$$M_0 = N_{b4,Ed} * e$$

$$M_0 = -4,27 \text{ [kN*m]} \quad \text{πραγματική ροπή καμψης}$$

$$F_{NSd} = N_{b4,Ed} / n$$

$$F_{NSd} = -51,861 \text{ [kN]} \quad \text{συνιστώσα δύναμη σε κοχλία λόγω της επιδρασης αξονικής δύναμης}$$

$$F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \Sigma x_i^2$$

$$F_{MSd} = -35,571 \text{ [kN]} \quad \text{συνιστώσα δύναμη σε κοχλία λόγω της επιδρασης ροπής}$$

$$F_{x,Ed} = -51,861 \text{ [kN]} \quad \text{Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y}$$

$$F_{z,Ed} = -35,571 \text{ [kN]} \quad \text{Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z}$$

$$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{Ed} = 62,888 \text{ [kN]} \quad \text{προκύπτουσα διατμηση σε κοχλία}$$

$$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdx} = 99,200 \text{ [kN]} \quad \text{Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x}$$

$$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$$F_{Rdz} = 115,200 \text{ [kN]} \quad \text{Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z}$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx} \quad |-51,861| < 99,200 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |-35,571| < 115,200 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$F_{Ed} \leq F_{vRd} \quad 62,888 < 154,416 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

➤ έλεγχος διατομής μειωμένης αντοχής λόγω ανοιγμάτων

$$\beta_3 = 0,57 \quad \text{Μειωτικός συντελεστής}$$

$$A = 12,30 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Εμβαδόν διατομής γωνιακού}$$

$$A_{net} = A - d_0 * t_f^4$$

$$A_{net} = 10,86 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Περιοχή καθαρής διατομής}$$

$$N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_y^4) / \gamma_{M2} = 211,698 \text{ [kN]} \quad \text{αντοχή καθαρής διατομής}$$

$$N_{pl,Rd} = (0,9 * A * f_y^4) / \gamma_{M2} = 304,425 \text{ [kN]} \quad \text{αντοχή μεικτής διατομής}$$

$$|0,5 * N_{b4,Ed}| \leq N_{u,Rd} \quad |-77,791| < 211,698 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$|0,5 * N_{b4,Ed}| \leq N_{pl,Rd} \quad |-77,791| < 304,425 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

➤ έλεγχος ραβδού – αποσχισή

$$A_{nt} = 1,68 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{καθαρο εμβαδο διατομης υπο εφελκυσμο}$$

$$A_{nv} = 8,80 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{εμβαδο διατομης σε διατμηση}$$

$$V_{effRd} = 0,5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1 / \beta_3) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

$$V_{effRd} = 168,615 \text{ [kN]} \quad \text{μειωμένη αντοχη σχεδιασμου}$$

$$|0,5 * N_{b4,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |-77,791| < 168,615 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

συνδεση πλακας

➤ οριζοντια συγκολληση

$e = 112$ [mm] Εκκεντρότητα αξονικής δύναμης σε σχέση με το μόνιμο της συγκόλλησης

$$M_0 = 0.5 \cdot N_{b1} \cdot E_d \cdot \sin(\alpha) \cdot e$$

$$M_0 = -6,62 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \quad \text{πραγματικη ροπη καμψης}$$

$$A_w = 11,50 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Εμβαδόν συγκόλλησης} \quad A_w = a \cdot l$$

$$\sigma = 0.5 \cdot N_{b1} \cdot E_d \cdot \sin(\alpha) / A_w + M_0 / W_{yw}$$

$$\sigma = -201,61 \text{ [MPa]} \quad \text{ορθη ταση σε μια κολληση}$$

$$\sigma_v = \sigma / \sqrt{2}$$

$$\sigma_v = 142,56 \text{ [MPa]} \quad \text{Ονομαστικη ορθη τάση στη συγκόλληση}$$

$$|\sigma_v| \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2} \quad |142,56| < 259,20 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$\tau_v = \sigma_v$$

$$\tau_v = -142,56 \text{ [MPa]} \quad \text{καθετη εφαπτομενικη ταση}$$

$$\tau_{II} = (0.5 \cdot N_{b1} \cdot E_d \cdot \cos(\alpha)) / A_s$$

$$\tau_{II} = -44,02 \text{ [MPa]} \quad \text{παραλληλη εφαπτομενικη ταση}$$

$$\tau_{II} = (0.5 \cdot N_{b1} \cdot E_d \cdot \cos(\alpha)) / A_s$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{συντελεστης συσχετισης}$$

$$\sqrt{[\sigma_v^2 + 3 \cdot (\tau_{II}^2 + \tau_v^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}) \quad 295,14 < 360,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

➤ κατακορυφη συγκολληση

$e = 112$ [mm] Εκκεντρότητα αξονικής δύναμης σε σχέση με το μόνιμο της συγκόλλησης

$$M_0 = -6,62 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$$

$$A_w = 11,00 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\sigma = -217,92 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_v = 154,09 \text{ [MPa]}$$

$$|\sigma_v| \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2} \quad |154,09| < 259,20 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

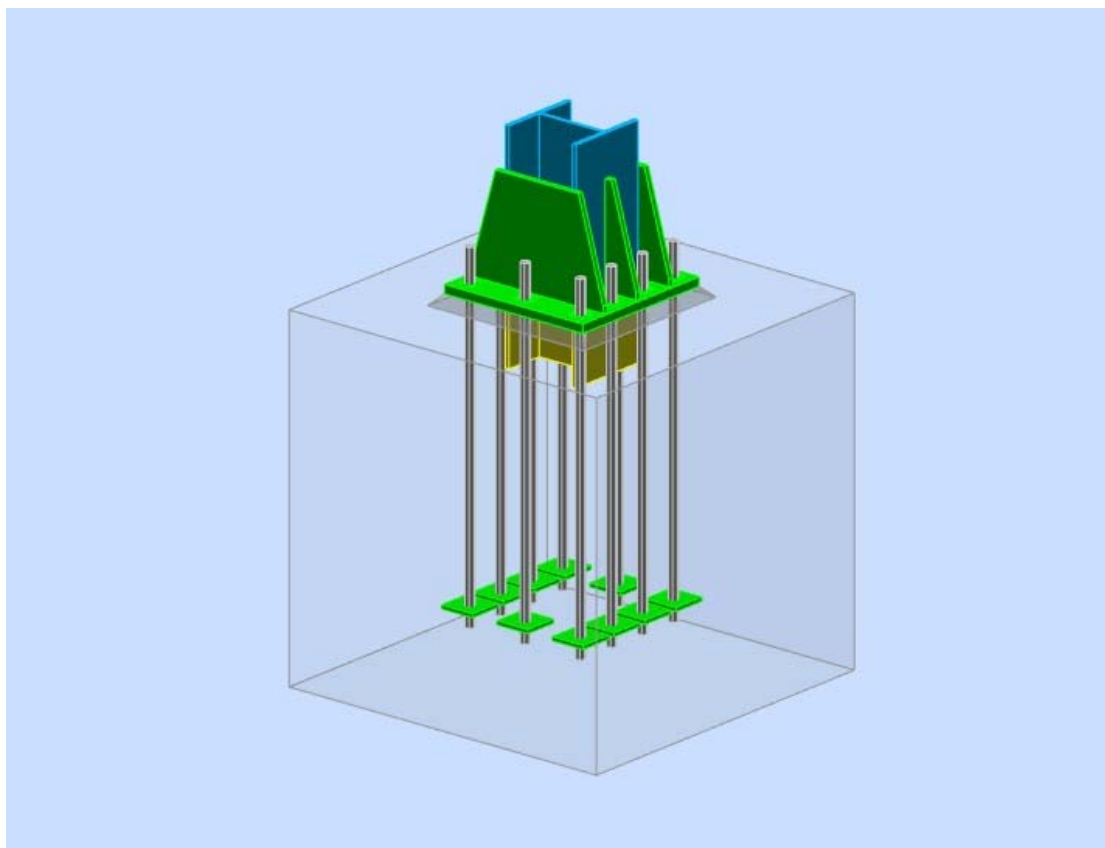
$$\tau_v = -154,09 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{II} = -46,02 \text{ [MPa]}$$

$$\beta_w = 0,80$$

$$\sqrt{[\sigma_v^2 + 3 \cdot (\tau_{II}^2 + \tau_v^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}) \quad 318,32 < 360,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

5.5 Θεμελίωση υποστυλώματος



➤ Εντατικά μεγέθη:

$N_{j,Ed} =$	-58,195	[kN]	αξονικη δυναμη
$V_{j,Ed,y} =$	10,481	[kN]	διατμητικη δυναμη
$V_{j,Ed,z} =$	-56,140	[kN]	διατμητικη δυναμη
$M_{j,Ed,y} =$	106,54	[kN*m]	καμπτικη ροπη

➤ ελεγχος αντοχης συνδεσης:

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad (6.24) \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,01)$$

$e_y =$	1831	[mm]	εκκεντροτητα αξονικης δυναμης
$z_{c,y} =$	139	[mm]	μοχλοβραχιονας $f_{c,rd,y}$
$z_{t,y} =$	180	[mm]	μοχλοβραχιονας $f_{t,rd,y}$
$M_{j,Rd,y} =$	114,29	[kN*m]	αντοχη συνδεσης σε καμψη

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0 \rightarrow 0,93 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

➤ ελεγχος σε διατμηση:

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 1123,815 \quad [\text{kN}]$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 1170,482 \quad [\text{kN}]$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,05 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,05)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,06 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

➤ έλεγχος ενισχυσεων:

ενισχυση παραλληλη στον κορμο (κατα μηκος της επεκτασης του κορμου του υποστλωματος)

$M1 = 6,69$ [kN*m] καμπτική ροπή δρωσα σε μια ενισχυση

$Q1 = 102,877$ [kN] διατμητική δύναμη δρωσα σε μια ενισχυση

$z_s = 108$ [mm] θέση του ουδετερου αξονα (απο την βαση της πλακας)

$I_s = 8318,62$ [cm⁴] ροπή αδρανειας μιας ενισχυσης

$\sigma_d = 6,64$ [MPa] ορθή τάση στην επιφάνεια επαφής μεταξύ ενισχυσης και πλακας

$\sigma_g = 17,47$ [MPa] ορθή τάση στις ανω ινες

$\tau = 22,86$ [MPa] εφαπτομενική τάση σε μια ενισχυση

$\sigma_z = 40,15$ [MPa] ισοδύναμη τάση στην επιφάνεια επαφής μεταξύ ενισχυσης και πλακας

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ $0,17 < 1,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

τραπεζοειδής πλακα παραλληλη στον κορμο του υποστλωματος

$M1 = 6,69$ [kN*m]

$Q1 = 102,877$ [kN]

$z_s = 94$ [mm] θέση του ουδετερου αξονα (απο την βαση της πλακας)

$I_s = 9339,84$ [cm⁴]

$\sigma_d = 4,92$ [MPa]

$\sigma_g = 16,56$ [MPa]

$\tau = 22,86$ [MPa]

$\sigma_z = 39,90$ [MPa]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ $0,17 < 1,00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

- κολλησεις μεταξύ του υποστλωματος και της πλακας βασης

$$\sigma_v = 39,93 \text{ [MPa]} \text{ ορθη ταση σε μια κολληση}$$

$$\tau_v = 39,93 \text{ [MPa]} \text{ καθετη εφαπτομενικη ταση}$$

$$\tau_{yII} = 1,58 \text{ [MPa]} \text{ εφαπτομενικη ταση παραλληλη στο } V_j, Ed, y$$

$$\tau_{zII} = -4,94 \text{ [MPa]} \text{ εφαπτομενικη ταση παραλληλη στο } V_j, Ed, z$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{συντελεστης εξαρτωμενος απο την αντισταση}$$

$$\sigma_v / (0.9 \cdot f_u / \gamma M_2) \leq 1.0 \quad 0,15 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

$$\sqrt{(\sigma_v^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_v^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma M_2))} \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,22 < 1,00$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

$$\sqrt{(\sigma_v^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_v^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma M_2))} \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,19 < 1,00$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

- κατακορυφες κολλησεις ενισχυσεων

ενισχυση παραλληλη στον κορμο (κατα μηκος της επεκτασης του κορμου του υποστλωματος):

$$\sigma_v = 39,40 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_v = 39,40 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{II} = 42,87 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_z = 108,27 \text{ [MPa]} \quad \beta_w = 0,80$$

$$\max(\sigma_v, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma M_2)) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,30 < 1,00$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

τραπεζοειδης πλακα παραλληλη στον κορμο του υποστλωματος:

$$\sigma_v = 0,00 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_v = 0,00 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{II} = 63,09 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_z = 0,00 \text{ [MPa]}$$

$$\beta_w = 0,80$$

$$\max(\sigma_v, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma M_2)) \leq 1.0 \text{ (4.1)} \quad 0,30 < 1,00$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

➤ εγκάρσιες κολλησεις ενισχυσεων

ενισχυση παραλληλη στον κορμο (κατα μηκος της επεκτασης του κορμου του υποστλωματος):

$$\sigma_v = 90,93 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_v = 90,93 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{II} = 48,46 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_z = 200,29 \text{ [MPa]}$$

$$\beta W = 0,80$$

$$\max(\sigma_v, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta W * \gamma M_2)) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,56 < 1,00$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

τραπεζοειδης πλακα παραλληλη στον κορμο του υποστλωματος:

$$\sigma_v = 90,93 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_v = 90,93 \text{ [MPa]}$$

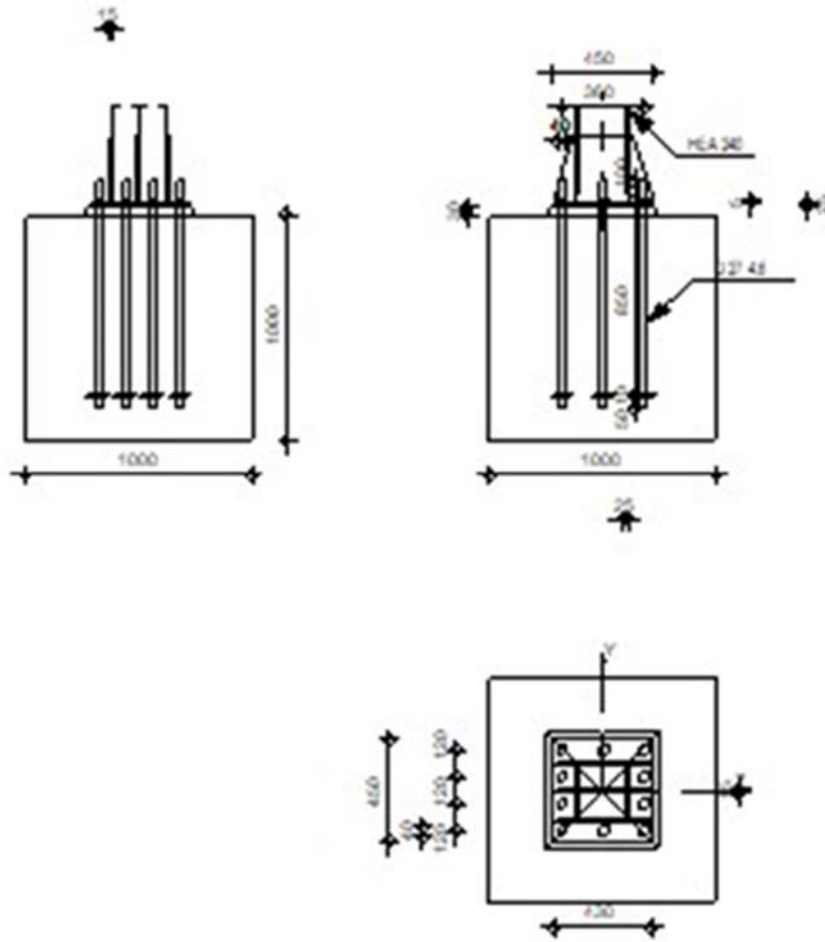
$$\tau_{II} = 51,93 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_z = 202,89 \text{ [MPa]}$$

$$\beta W = 0,80$$

$$\max(\sigma_v, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta W * \gamma M_2)) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,56 < 1,00$$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ



6 Συμπεράσματα

Λόγω της μορφολογίας του εδάφους, ο τοίχος οπλισμένου σκυροδέματος που κατασκευάζεται για τη συγκράτηση των γαιών θα μπορούσε να είναι μέρος του φορέα. Με την διάταξη που επιλέχτηκε, η απομόνωση του φορέα από τον τοίχο οδηγεί σε μικρότερες στροφές και μικρότερη διαφορά μεταξύ των δυσκαμψιών της κατασκευής κατά τις δύο διευθύνσεις. Επίσης εξασφαλίζεται η καλύτερη δυνατή στεγανότητα του τμήματος της κατοικίας που έρχεται σε επαφή με το έδαφος.

Η κατασκευή, λόγω περιορισμού του οικοπέδου, έχει μικρές διαστάσεις κάτοψης, άρα και μικρά ανοίγματα πλάκας. Έτσι δεν κρίνεται απαραίτητο οι διαδοκίδες που φέρουν τη πλάκα να συμπεριφέρονται ως σύμμικτες, ενώ το συνολικό πάχος της πλάκας προκύπτει μόλις 15 cm. Το χαλυβδόφυλλο έχει τη χρήση του μεταλλότυπου αλλά και το εφελκόμενο για τη πλάκα οπλισμού, ενώ κατά την έγχυση του σκυροδέματος υποστηρίζεται, με αποτέλεσμα να μην απαιτείται έλεγχος των διαδοκίδων και της πλάκας στη φάση της κατασκευής.

Η τοποθέτηση της κατοικίας στο οικόπεδο δεν επέτρεπε την τοποθέτηση κατακορύφων συνδέσμων δυσκαμψίας και στις δύο διευθύνσεις, συνεπώς η πλαισιακή λειτουργία κατά τη διεύθυνση Χ οδηγεί σε μέλη και συνδέσεις με καταπόνηση σε ροπές, οι οποίες όμως λόγω των μικρών απαιτήσεων της κατασκευής σε φορτία, δεν οδηγούν σε αντιοικονομική διαστασιολόγηση.

Τέλος, υπάρχει πληθώρα υλικών στο εμπόριο, τα οποία προσφέρουν στην κατασκευή την απαραίτητη ασφάλεια και ενεργειακή απόδοση, καθώς επίσης την εντάσουν σε ένα παραδοσιακό περιβάλλον, χωρίς να μαρτυρούν τη φύση του φορέα της.

Οι μεταλλικές κατασκευές στην Ελλάδα απευθύνονται κυρίως σε έργα μεγάλης κλίμακας (στέγαστρα, αποθήκες, βιομηχανικά κτίρια κ.α.). Ωστόσο, τα πλεονεκτήματά τους έναντι των κατασκευών από μπετόν θα μπορούσαν να αξιοποιηθούν και σε κατοικίες. Η ταχύτητα, δε, κατασκευής που προσφέρουν, θα μπορούσε να διαδραματίσει κομβικό ρόλο σε αποκατάσταση πληγέντων κατοικιών και οικισμών από φυσικές καταστροφές, σαν αυτή που βίωσαν οι κάτοικοι της Λέσβου εκείνον τον Ιούνιο.

7 Βιβλιογραφία

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